



CONCRETO

& Construções



IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto

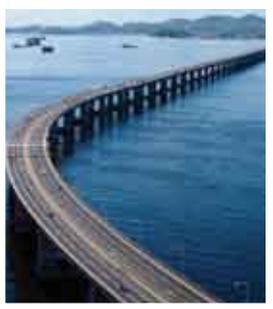
Ano XXXIV | Nº 42
Mar. • Abr. • Mai. | 2006
ISSN
www.ibracon.org.br

**ARTIGO
CIENTÍFICO**



Micrografia
do Metacaulim

MANTENEDOR



Concreto de Alto
Desempenho

**CONCRETO EM ALTAS
TEMPERATURAS**



Edifício resiste a
16 horas de incêndio

BARRAGENS DE CONCRETO A SERVIÇO DO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL



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

ADITIVOS



REABILITAÇÃO



PERÍCIAS



ADIÇÕES



ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



ARMADURA

FIBRA STEEL



JUNTE-SE A ELAS

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

PRÉ-MOLDADOS



EQUIPAMENTOS



Equipamentos e Sistemas de Ensino



CONTROLE TECNOLÓGICO



CONSTRUTORAS

MACPROTENSÃO



FÓRMAS



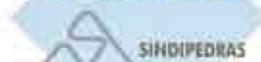
CIMENTO



ITAPESSOCA



AGREGADOS



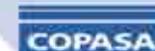
CONCRETO



POLIMIX



GOVERNO



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 Martín

Diretor de Certificação de Mão-de-obra
Julio Timerman

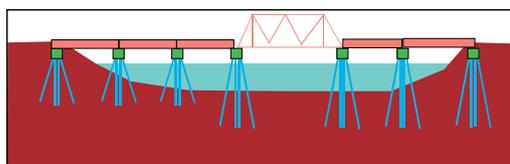
Assessores da Presidência
Alexandre Baumgart
Augusto Carlos de Vasconcelos
Jorge Bautlouini Neto
Martin Eugênio Sola
Ruy Ohtake

SUMÁRIO

Barragens

Tecnologia Nacional a
serviço do Desenvolvimento
Sustentável

9



Tecnologia

Prova de Carga
Dinâmica em
ponte ferroviária

50

E MAIS...

- 5 Editorial
- 6 Converse com IBRACON
- 9 Personalidade Entrevistada. Mauricio Tolmasquim
- 12 Acontece nas Regionais
- 16 Barragem de Tucuruí
- 28 Resistência do Concreto a Altas Temperaturas
- 32 Usinas de Santa Clara e Fundão
- 36 CAD na ponte Rio-Niterói
- 38 RAA em Barragens
- 44 Concreto Projetado por via Úmida
- 48 Perspectivas para o Setor Elétrico Nacional
- 56 Segurança de Barragens
- 62 Exportação de Serviços de Engenharia
- 64 Aproveitamento Hidrelétrico de Belo Monte
- 66 Ensino de Barragens nas Universidades
- 68 Aproveitamento Hidrelétrico Peixe Angical
- 74 Inspeção e Controle de Barragens
- 80 A EPE e o Desenvolvimento Sustentável
- 82 Projeto de Barragens
- 91 Complexo Hidrelétrico no rio Madeira
- 98 Microestrutura do Metacaulim
- 108 A forma do CCR entre camadas de concretagem
- 117 Recordes de Engenharia de Barragens



Foto Capa: Vista aérea parcial pela margem direita da Barragem de Tucuruí, onde pode ser observada a Barragem de Terra e Enrocamento, o Vertedouro, a Tomada d'Água, a Casa de Força.

Crédito: Eletronorte.

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
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)

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 2004 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, FHCCOR, 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
Vítvero O'Reilly, MICONS, Cuba

IBRACON

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





Energia: a garantia do desenvolvimento do país

A presente edição desta revista, registra mais um resultado concreto de uma cooperação efetiva entre o Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON e o Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB.

Ao se analisar as áreas de atuação dessas duas entidades observa-se uma área de nítida superposição representada pelas estruturas de concreto contidas nas barragens e nas hidrelétricas. Este fato induz a uma conclusão pela evidente conveniência de se estabelecer um entrelaçamento dos elos, representados pelas duas entidades, objetivando otimizar os seus esforços para o atingimento de seu objetivo comum, evidenciado pela necessidade de se promover a difusão tecno-científica dos conhecimentos dessas áreas no meio técnico, buscando o seu aprimoramento em benefício do resultado final para o bem estar de nossa sociedade.

As Diretorias das duas entidades mantiveram entendimentos buscando encontrar as diversas formas de criar esse entrelaçamento de objetivos. Dentre as idéias que estão em fase de amadurecimento, além dessa cooperação na produção de publicações conjuntas, estão alguns intercâmbios de espaços físicos quando da realização de exposições paralelas aos eventos e pensa-se na possível realização de eventos comuns.

É pensamento comum das duas entidades que o estabelecimento de parcerias como essa permite uma atuação mais ampla, atingindo de forma mais eficaz os objetivos de ambas e dividindo os esforços necessários para atingir a meta.

Cabe aqui lembrar a importância do tema “barragens” nos dias atuais, pois a sua construção vem sendo contestada por uma reduzida parte da sociedade que entende

haver consideráveis prejuízos ambientais com a sua construção. Os argumentos apresentados na maioria das vezes não têm bom embasamento técnico e são freqüentemente de natureza emocional. Considerando-se que o Brasil apresenta um perfil eminentemente hidrelétrico para a geração da energia elétrica necessária para seu desenvolvimento e que a construção de barragens é indispensável para a criação de aproveitamentos hidrelétricos, observa-se a grande importância que tem esse campo de atuação para a sustentabilidade do crescimento do país.

Daí decorre a responsabilidade de entidades como as nossas na tarefa de esclarecer, não só o meio técnico, como também o público em geral sobre essas questões, evitando o modismo hoje predominante que busca obter benefícios próprios criando imagens distorcidas sobre a realidade da construção de barragens. Não há dúvida de que a geração de energia elétrica a partir de fontes hídricas é a forma mais econômica de produção de energia e o Brasil não pode se dar ao luxo de desperdiçar sua vocação e a oportunidade criada por essa dádiva da natureza.

Resta ao CBDB parabenizar o Paulo Amaro pelo esforço e sucesso no papel de editor desta revista e compartilhar com o IBRACON os benefícios gerados por esta iniciativa. Agradecemos a confiança depositada na atuação do CBDB e o colocamos à disposição dos associados do IBRACON para novos relacionamentos de interesse comum.

EDILBERTO MAURER
PRESIDENTE DO CBDB

Converse com o IBRACON

A Diretoria,

Prezado Presidente prof. Paulo Helene, com satisfação registro o meu agradecimento por ter sido merecedor da indicação como coordenador desta edição especial da Revista CONCRETO, tendo Barragens como tema principal. Com mais de 25 anos de dedicação profissional na área de projeto e construção de barragens, senti-me honrado, não só pelo convite e confiança recebida, como também, pela oportunidade que tive em poder reunir um seleto grupo de renomados profissionais que prontamente aceitaram o desafio, se prontificando em colaborar, sem restrições. Juntos, transformamos o desafio em um objetivo marcante, com o firme propósito de elaborar uma Revista Histórica para todos os técnicos que viabilizam a implantação de Barragens no Brasil.

Tarefa encerrada, a equipe considera ter cumprido a meta conforme planejada, bem como, acredita ter atingido o objetivo do IBRACON, na abordagem do tema. Espera agora, que o grau de satisfação por parte dos leitores, também seja obtido.

Como coordenador desta edição, gostaria de também registrar os meus agradecimentos a toda equipe de colaboradores que participaram de forma positiva e valorosa na elaboração de artigos que delineiam as glórias, a atualidade e as perspectivas na construção de Barragens no Brasil.

Paulo Amaro

*Empresa de Pesquisa Energética - EPE
Diretor Regional IBRACON Rio de Janeiro*

IBRACON: O meio técnico brasileiro, a Diretoria do IBRACON e seu presidente é que agradecem mais este magnífico trabalho do Arq. Paulo Amaro para o benefício e a evolução da tecnologia do concreto no país. Parabéns.

Comitê sobre Segurança de Barragens de Concreto

É bastante grave o diagnóstico do Cadastro Nacional de Barragens acerca do estado das represas

brasileiras. Segundo órgão, criado pelo Ministério da Integração Nacional, há ao menos 20 barragens que correm sérios riscos de rompimento por falta de manutenção.

Há obras que não recebem verbas para reparos há quase 20 anos. No atual governo, em contradição com as promessas de que, em 2005, a infra-estrutura receberia mais investimentos, o Departamento Nacional de Obras contra a Seca (Denocs) – o maior construtor de barragens do país – dispôs de apenas R\$ 2,9 milhões para reparos, quando precisaria de cerca de R\$ 30 milhões.

Esse cenário pode ser ainda mais sombrio, considerando-se o fato de que há no Brasil centenas de barragens médias e milhares de pequenas represas que não são objeto de nenhuma fiscalização federal.

Em condições como esta, não é necessário nenhum cataclismo para provocar um desastre. Bastam chuvas mais fortes para causar estragos consideráveis e colocar a população em risco. Exemplo disso foi o incidente ocorrido na Paraíba, em junho de 2004, quando, após alguns dias de chuva, uma barragem rompeu-se, afetando seis municípios, matando cinco pessoas e deixando mais de 4000 desabrigados.

Infelizmente, diante da restrição aos investimentos públicos, a solução desses problemas deverá continuar sendo adiada. Vai-se, assim, sucateando a infra-estrutura instalada, ao mesmo tempo em que novos projetos esbarram em obstáculos para sair do papel. Situações como essa enfatizam a necessidade de uma ampla reformulação das despesas do Estado, que não raro gasta muito onde não deveria e segura recursos onde precisaria investir.

Jorge Guimarães – SIKA, mantenedora IBRACON

Prezados Diretores e Conselheiros,

Recebi a mensagem acima do sócio mantenedor da SIKA. Considero-a muito grave. Pergunto ao Conselho e Diretoria se vale a pena o IBRACON opinar pública e formalmente. Se sim, eu gostaria que os barrageiros

Paulo Amaro, Rubens Bittencourt, Selmo Kuperman, Luiz Prado, Newton Graça e Nicole Hasparyk, dentre outros, preparassem um documento para submeter à nossa próxima reunião de Conselho e Diretoria.

**Obrigado. Abraços de Paulo Helene,
Presidente IBRACON**

Prezado Paulo Helene,

O Cadastro Nacional de Barragens do Ministério da Integração Nacional, ainda incompleto, já mostra que muitas barragens estão em más condições. A imensa maioria é de terra e enrocamento, padrão G (gambiarra), executadas para acumulação de água em fazendas ou regiões áridas.

Aspectos relacionados a Segurança de Barragens de Concreto, incluindo estruturas componentes de barramentos, estão afeitos, além das autoridades competentes em caso de sinistro, a Projetos e Instrumentação (causas, acompanhamento e medidas necessárias) e, em segunda instância, aos executores (construtores, firmas especializadas de produtos e técnicas). No estudo das causas e 'remédios' estão envolvidos os especialistas das áreas de cálculo e tecnologia.

O Comitê Brasileiro de Barragens participa ativamente desses assuntos e tem como diretor o José Marques Filho, que apresentou palestra no 47º CBC.

Proponho envolver o José Marques, o Paulo Amaro, da EPE e alguém de Projetos de Barragens para formar uma espécie de triunvirato, com os títulos de Presidente, Secretário e Relator, para cuidar de Nota Técnica, de artigos na revista CONCRETO e, quem sabe, até mesmo de um Comitê (eletrônico) conjunto entre o IBRACON-CBDB de Segurança de Barragens de Concreto. Sugiro de início um grupo de 15 pessoas no máximo.

Qual sua opinião?

**Luiz Prado
Lumans Engenharia
Diretor Tesoureiro IBRACON**

Caro eng. Luiz Prado,

Concordo plenamente com você. O assunto é preocupante, principalmente em barramentos executados com finalidade de irrigação e/ou abastecimento de água, onde os serviços de monitoramento, controle e manutenção, na maioria dos casos, inexistem.

Espero que possamos incluir no CBC 2006 um painel sobre o tema Inspeção e Manutenção de Barragens, bem como, continuarmos a abordagem sobre RAA.

**Paulo Amaro
EPE
Diretor Regional IBRACON no Rio de Janeiro
Banco de Teses e Dissertações**

Prezado Paulo Helene

Acabo de ler o editorial da Revista CONCRETO n. 41. Parabéns pela idéia de disponibilizar todas as teses e dissertações via internet! Isso facilita a vida de todos. Por exemplo, quem é quem, quem faz o quê, etc. Idéias nunca lhe faltaram!!!! Que assim seja sempre! O IBRACON está de parabéns. Abração da

**Profa. Dra. Maria Alba Cincotto
Sócio Individual. Categoria Diamante**

Prezados Senhores,

Gostaria de saber que tipos de concreto são usados na construção de uma barragem e os respectivos consumos médios de cimento e armadura.

**Rafael Villanova Gomes de Almeida
Universidade Federal Fluminense – UFF
Engenharia Civil – 6º período**

Tipo de Concreto	Aplicação	fck	Cimento kg/m ³	Armadura kg/m ³
Concreto Estrutural	Casa de Força	20 a 30 MPa	180 a 230	70
	Tomada D'água	20 a 30 MPa	150 a 200	50
	Vertedouro	20 a 25 MPa	180 a 200	50
Massa CCR	Muros	10 a 15 MPa	100 a 130	10
	Barramento	10 MPa	80 a 100	0

Caro Rafael, na construção de Barragens os tipos predominantes de concreto são: o Concreto Massa e Concreto Compactado com Rolo – CCR, este último, muito utilizado nos últimos anos, em substituição aos barramentos, então executados em solo/enrocamento ou mesmo, em enrocamento com face de concreto, aplicado na região a montante.

No caso das Usinas Hidrelétricas, são utilizados: o tradicional concreto estrutural, na construção dos Vertedouros, Tomadas D'Água, Casas de Força, Galerias e demais edificações e, o concreto projetado, no revestimento de túneis e na proteção de taludes, em alguns casos, com adição de fibras e/ou telas metálicas.

Nas estruturas em concreto de Usinas Hidrelétricas os consumos médios utilizados, de maneira geral, são os que se vê na tabela acima

Atenciosamente,

Paulo R. Amaro

Revista CONCRETO nº 41

Caros Amigos da Comunidade TQS

Recebi a Revista CONCRETO, nº 41, publicada pelo IBRACON. Tema: CONCRETO PROTENDIDO PARA OBRAS OUSADAS E DURÁVEIS.

Artigos excelentes:

- Entrevistas com os engenheiros: Carlos Freire Macha-

Trabalho, respeito, superação. Fontes de energia que não acabam nunca.

Usina Hidrelétrica Tucuruí, um exemplo de
responsabilidade social e respeito ao meio ambiente.



Com capacidade instalada de 8.370 MW, Tucuruí é a maior usina hidrelétrica nacional. Um empreendimento pioneiro, que reafirma o compromisso permanente da Construções e Comércio Camargo Corrêa em estabelecer um equilíbrio saudável entre o progresso econômico e o respeito às futuras gerações.

**CAMARGO
CORRÊA**

do, Manfred Theodor Schmid e Augusto Carlos de Vasconcelos

- Porque Usar Protensão não aderente em Edifícios - Eugênio L. Cauduro

- Protensão na Rodovia Imigrantes - Roberto O. Alves

- Porque Protender Pisos Industriais Protendidos - Sérgio Rodrigues Coelho/Marcelo Quinta

- Inovações em Anel Pré-fabricado de túneis - Ricardo Cavallari D'Akmin Telles

- O Concreto Protendido na Arquitetura - Evandro Porto Duarte

- Durabilidade do Projeto Arquitetônico - Pedro Castro, Fernanda Pereira, Renato Landmann

- Pátio do Aeroporto Afonso Pena - Manfred Theodor Schmid

- Selantes Pré-formado para Juntas de dilatação - Jorge G. Z. Calixto

- A nova NBR6118 e o Ensino do Concreto Protendido - Túlio N. Bittencourt

- Orientações básicas para a Execução de Obras Protendidas - Maria Regina L. Schmid

- Apoios Elastoméricos - Luiz Gustavo Vieira de Mello

- Estabilidade Lateral dos Edifícios em Lajes Planas Protendidas - Marcelo Silveira, Denise Silveira

- Utilização da Protensão no alargamento de Obras de arte - Daniel Lepikson, Flávio Rubin

Excelentes artigos, ótima revista. Parabéns ao pessoal que trabalhou pela realização desta revista.

Para os amigos da Comunidade, só tenho uma declaração (e dica): uma grana bem gasta é a anuidade do IBRACON, que dá direito a receber esta revista e descontos nos congressos, entre outras coisas. Só posso agradecer ao Prof. Vasconcelos que me estimulou a me tornar sócio do IBRACON.

PS: Não estou participando de nenhuma campanha publicitária, apenas transmitindo as minhas impressões

Um abraço a todos.

Luiz Aurélio

TQS Informática Ltda. ♦

Mauricio Tolmasquim, presidente da Empresa de Pesquisa Energética – EPE



Mauricio Tiomno Tolmasquim é presidente da Empresa de Pesquisa Energética EPE. Carioca, casado, 47 anos, graduado em Engenharia de Produção, na UFRJ e em Ciências Econômicas, na UERJ, é doutor pela Escola de Altos Estudos em Ciências Sociais, de Paris – França, e Professor Adjunto da COPPE/UFRJ, sendo autor de vários trabalhos científicos, destacando-se 12 livros sobre os temas de regulação e planejamento energético. Foi Secretário-Executivo do Ministério de Minas e Energia, onde coordenou vários trabalhos técnicos, incluindo o estabelecimento do Novo Modelo do Setor Elétrico.

IBRACON: O leilão de energia nova, ocorrido em dezembro de 2005, foi considerado um sucesso pelo governo. Como o senhor avalia os efeitos para o abastecimento energético do país a curto e a médio prazo? O país está livre de um novo apagão nos próximos anos?

Maurício Tolmasquim: O país está livre de um apagão nos próximos anos. O leilão que ocorreu em dezembro último permitiu a contratação de praticamente 100% do mercado das distribuidoras até 2010 – ou seja, as distribuidoras contrataram com as geradoras energia suficiente para atender ao seu mercado até o final da década. Isso é um fato histórico. No modelo passado, não havia obrigatoriedade de as distribuidoras estarem totalmente contratadas, pois se supunha que elas poderiam completar sua contratação no mercado de curto prazo. O problema é que, sem a contratação de energia assegurada, não se concretizam novas usinas, e sem novos empreendimentos de geração, pode não existir energia nesse mercado de curto prazo.

IBRACON: Além dos leilões, o que o governo tem feito para regular o setor energético brasileiro e evitar um novo risco de racionamento?

Tolmasquim: Para que haja o leilão, é necessário se ter usinas disponíveis para serem leiloadas, e isso exige um novo trabalho, que vai desde o planejamento de quais as melhores usinas que devem ser estudadas até a obtenção das licenças ambientais para que esses empreendimentos possam entrar no leilão. E para obter as licenças ambientais é necessário um longo processo. Isto envolve a concepção do inventário da bacia, a realização das avaliações ambientais integradas e os estudos de viabilidade e de impacto ambiental. Só depois de feito todo esse processo é que é possível solicitar a licença ambiental junto ao órgão competente. A EPE veio preencher um hiato que existia no país. Faltava uma entidade que também planejasse novas usinas e fizesse todos os estudos necessários para que os leilões fossem viabilizados em termos mais isonômicos e competitivos.

IBRACON: Como a variável ambiental será considerada nos Estudos de Inventário que serão conduzidos pela EPE?

Tolmasquim: Um primeiro ponto a ser ressaltado nos novos Estudos de Inventário é a área de abrangência da bacia de drenagem. A partir desses estudos toda a bacia será considerada, o que já eleva a qualidade dos mesmos em termos da melhor utilização dos recursos naturais. Outro aspecto de suma importância é que os Estudos de Inventário incluirão a Avaliação Ambiental Integrada – AAI do conjunto de aproveitamentos hidrelétricos da bacia. Dessa forma, os efeitos sinérgicos e cumulativos desses aproveitamentos serão analisados, explicitando-se as fragilidades sócio-ambientais e as potencialidades macroeconômicas dessas usinas.

As partições de quedas das bacias para o aproveitamento hidrelétrico serão aprimoradas e mais consistentes do ponto de vista sócio-ambiental, agilizando, conseqüentemente, o licenciamento ambiental dos aproveitamentos hidrelétricos selecionados.

IBRACON: O marco regulatório do setor energético é adequado e satisfatório para o investimento em energia?

Tolmasquim: O atual marco regulatório do setor elétrico veio para se tornar um elemento fundamental na garantia da expansão do setor. Algumas inovações importantes foram introduzidas através dele. Primeiro, a exigência da licença prévia antes da licitação, reduzindo sobremodo os riscos

para os empreendedores. No modelo passado existia, em alguns casos, uma verdadeira farsa, porque se licitavam concessões de alguns projetos que não tinham a mínima garantia de viabilidade do ponto de vista ambiental. Desta forma, vários empreendimentos, cuja expectativa era que atendessem ao mercado, no fundo eram pura ficção, pois não se mostravam sustentáveis ambientalmente. Isso se constituiu em um risco muito grande para os investidores, que chegavam a pagar ágios elevadíssimos e no fim não tinham nenhum projeto; para o país, que contava com uma usina que, na verdade, não era real; e para a área ambiental se constituía em um problema, que se desgastava em ter que vetar projetos licitados pelo próprio governo. A partir de agora, só se licita empreendimentos com a licença ambiental prévia.

Outro fato importante são os contratos, de longo prazo, de venda de energia da nova usina. Antes, os

O atual marco regulatório do setor Elétrico veio para se tornar um elemento fundamental na garantia da expansão do setor. A partir de agora, só se licita empreendimentos com a licença ambiental prévia. Outro fato importante são os contratos, de longo prazo, de venda de energia da nova usina.

empreendedores poderiam não ter um comprador para as usinas adquiridas após a licitação, o que se traduzia numa grande incerteza. A partir de agora, o vencedor de uma licitação tem certeza que sua energia está vendida, porque ele recebe um contrato de longo prazo com uma distribuidora. Esse contrato se constitui num recebível, que facilita a obtenção de financiamento junto aos bancos. O novo modelo, em suma, tornou o ambiente de negócios muito mais seguro para investidor e consumidor.

IBRACON: *A energia hidrelétrica continua a ser a melhor opção energética para o Brasil? Qual é o potencial energético viável de ser ainda explorado?*

Tolmasquim: O Brasil tem um grande potencial a ser explorado de fontes hidrelétricas. O país só utilizou cerca de 1/3 do seu potencial estimado, e, portanto a hidreletricidade continuará sendo uma fonte central na matriz energética brasileira, o que não significa que a construção de usinas termelétricas não seja importante para o país. Na realidade, a matriz mais barata que existe no mundo é a baseada no sistema hidrotérmico, onde se tem a hidrelétrica na base e a térmica complementando a geração hídrica. A expansão do setor elétrico brasileiro dependerá de ambas as fontes.

IBRACON: *Quais outras opções energéticas compõem o planejamento estratégico do governo? Angra 3 está incluída nesse planejamento?*

Tolmasquim: O Brasil tem uma série de fontes que podem atender a necessidade de suprimento de energia elétrica no país. O bagaço da cana-de-açúcar tem um potencial muito grande, e hoje já é uma fonte bastante competitiva, assim como as pequenas centrais hidrelétricas e as térmicas a carvão e a gás. No que diz respeito à Angra 3, a construção depende de uma decisão do CNPE (Conselho Nacional de Política Energética). É importante frisar que Angra 3 tem que ser olhada não só sob o ponto de vista econômico, mas principalmente sob os aspectos estratégico e ambiental, no que diz respeito ao aquecimento global. É, portanto, uma decisão que escapa a análise tradicional, normalmente feita pela sociedade e pelos governos.

IBRACON: *Sendo o setor elétrico reconhecidamente o maior usuário de concreto, por meio da implantação de suas barragens, quais são as perspectivas de retomada das grandes obras?*

Tolmasquim: As perspectivas são muito boas. Existe uma grande possibilidade que as obras das duas usinas do rio Madeira (Jirau e Santo Antonio) sejam iniciadas ainda neste quinquênio – estamos nesse momento dependendo apenas da aprovação da licença ambiental prévia para que o leilão de concessão ocorra ainda este ano. Caso sejam feitas, como esperamos, as usinas de 6.450 MW demandarão uma grande quantidade de cimento e armadura às indústrias. As projeções indicam que o consumo de concreto, nas duas obras, chegará a mais de 5,6 milhões de metro cúbicos, enquanto o de cimento a ser consumido, está previsto em cerca de 1,4 milhões de toneladas. Já a demanda de armadura deve atingir 270 mil toneladas, nas duas usinas.

O planejamento do setor elétrico também prevê a entrada de Belo Monte, no rio Xingu, com 5,5 mil MW, na sua primeira fase. Quando totalmente construído, a usina atingirá mais de 11 mil MW de potência instalada, passando a ser o terceiro maior aproveitamento hidroenergético do mundo. O volume total de concreto estimado para este empreendimento é da ordem de 4,3 milhões de toneladas. Atualmente, o projeto também está na dependência da emissão da licença ambiental prévia.

IBRACON: *Até que ponto esses grandes projetos ajudarão na garantia de fornecimento de energia para o país nos próximos anos?*

Tolmasquim: O Brasil, como vários outros países do mundo, precisa de grande blocos de energia para atender ao seu crescimento, e não existem muitos empreendimentos com essa característica hoje no país. Fora os projetos como os de rio Madeira, Belo Monte e, eventualmente, o do rio Tapajós, não existem mais empreendimentos de grande porte. Nesse sentido o Madeira tem um papel estratégico, dado que ele tem um impacto ambiental pouco representativo, pois alaga uma região muito pequena, e poderá trazer uma tranquilidade em termos de oferta de energia a longo prazo.◆

“
As usinas hidrelétricas do rio Madeira têm papel estratégico, dado seu impacto ambiental pouco representativo e a tranquilidade que poderá trazer em termos de oferta de energia a longo prazo
”

Regionais a todo vapor! Palavras do diretor de relações institucionais

Prezados Colegas,

As Seções Regionais do IBRACON estão a todo vapor, ganhando mais força e os resultados já começam a aparecer.

É preciso registrar que a grande maioria dos Diretores Regionais está muito empolgada e dando uma grande contribuição à missão do IBRACON, qual seja: "Divulgar a tecnologia do concreto e desenvolver o seu mercado, articulando seus agentes, em benefício dos consumidores e da sociedade em geral, em harmonia com o meio ambiente".

Como destaques podemos citar as regionais do Amazonas, Ceará, Bahia, São Paulo e Rio de Janeiro.

Os novos Diretores Regionais recém-empenhados são:

- ◆ Regional Santa Catarina: Profa. Silvia Santos;
- ◆ Regional Rio Grande do Sul: Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho;
- ◆ Regional Ceará: Prof. Francisco Carvalho de Arruda Coelho;
- ◆ Regional Brasília : Prof. Elton Bauer;
- ◆ Regional Maranhão: Emil Carvalho.

Na última reunião da Diretoria do IBRACON ficou decidido que os Coordenadores de Mesa, durante o 48º CBC2006, a realizar-se no Rio de Janeiro, de 22 a 27 de setembro de 2006, deverão ser escolhidos pelo Diretor de Relações Institucionais entre os Diretores Regionais do IBRACON, atendendo aos seguintes temas:

1. Gestão e Normalização (Management and Standardization);
2. Materiais e Propriedades (Materials and Properties);
3. Projeto de Estruturas (Structural Design);
4. Métodos Construtivos (Construction Methods);
5. Análise Estrutural (Structural Analysis);
6. Materiais e Produtos Específicos (Special Products and Materials);
7. Sistemas Construtivos Específicos (Special Construction System)

Os Diretores Regionais interessados em contribuir para o sucesso do 48º CBC2006, coordenando mesas nas seções científicas, podem se inscrever indicando o tema de sua preferência. Veja no website do IBRACON os assuntos pertinentes a cada tema.

É importante lembrar que as Seções Regionais têm por finalidades principais:

- ◆ Divulgar o IBRACON;
- ◆ Promover Palestras e Cursos em sua região;
- ◆ Atrair novos sócios;
- ◆ Manter contato com outras entidades (Sinduscon, ABECE, CREA, ADEMI, etc).

Envie suas realizações ao IBRACON, para ser publicada nesta seção da nossa revista.

Forte abraço.

ENG. PAULO FERNANDO ARAÚJO DA SILVA
Diretor de Relações Institucionais

PRESTANDO SERVIÇOS PARA GRANDES CONSTRUTORAS DO BRASIL

A CONSARG Construtora e Comércio Ltda. surgiu no mercado em decorrência do trabalho sério e experiência técnica de uma equipe coesa e permanente, que tendo participado de empresas e consórcios, constitui o seu atual corpo diretivo e técnico. Esta equipe foi responsável pelo desenvolvimento das mais diversas atividades no ramo da construção civil, em vários estados do país.

Sua principal área de atuação esteve sempre ligada à prestação de serviços e execução de obras prediais, industriais, pontes, viadutos, túneis, portos, estradas, usinas hidrelétricas e termelétricas etc. sendo cada obra um novo desafio, uma nova oportunidade de buscar vencer sua própria marca de qualidade e desempenho.



CONSARG
CONSTRUTORA E COMÉRCIO LTDA

Consarg Construtora e Comércio Ltda.
Av. Venâncio José Dias, 1.038 - Alto do Boa Vista
CEP: 04654-001 - São Paulo / SP
FONE: (11) 5481.3511 FAX: (11) 5488.1555

Estudantes brasileiros conquistam o segundo lugar em competição técnica do ACI

Entre 26 e 30 de março de 2006 foi realizado em Charlotte, na Carolina do Norte, EUA, o ACI Spring Convention 2006. Neste congresso, a equipe de estudantes de Engenharia Civil da Universidade Federal da Bahia-UFBA obteve o 2º lugar na competição estudantil Egg Protection Device (EPD). O primeiro lugar foi conquistado pela Universidad Autonoma de Nuevo Leon do México e a o terceiro lugar pela University of Illinois at Urbana Champaign dos EUA.

A equipe, composta de cinco estudantes, Francisco Dalmo Ladeia Viana, Leila Teixeira Barros, Luís Armando Maia Botelho, Marcelo Valois Vilasboas e Tiago Cardoso Botelho, orientados pelos Professores Antônio Sérgio Ramos de Silva, Tatiana Dumêt e Adailton de Oliveira Gomes, venceu o 12º Concurso Técnico do IBRACON - "PRÊMIO PROF. TELEMACHO HYPOLLITO DE MACEDO VAN LANGENDONCK", realizado durante o 47º Congresso do IBRACON, em Recife-PE no período de 2 a 7 de setembro de 2005. Com este feito, os estudantes conquistaram a oportunidade de participar do mesmo concurso a nível internacional.

O objetivo do concurso é o de construir um pórtico de concreto armado (APO), para resistir à

carga de impacto imposta em ensaio, o que leva os estudantes a pesquisar o perfil estrutural da peça, as suas dimensões e formas, a concepção da armadura, os materiais e suas misturas de forma a obter um melhor desempenho.



Representando a equipe viajaram para os EUA os estudantes Leila Teixeira Barros e Luís Armando Maia Botelho, tendo parte das suas despesas custeadas pela Vedacit, Contimassa e Degussa. A equipe obteve apoio nas pesquisas da Degussa, da Universidade Federal da Bahia, da Concreta Controle de Concreto e Tecnologia Ltda, da ELKEM- Microsilica e da Mizú.

2º Workshop – CONCRETO: durabilidade, qualidade e novas tecnologias

Objetivo: Discussão das tecnologias de ponta aplicadas na execução, manutenção, qualidade e durabilidade das estruturas de concreto.

7 e 8 de Junho de 2006

Local: UNESP e Laboratório CESP de Engenharia Civil – LCEC
Ilha Solteira – SP

PALESTRAS

ASPECTOS CONSTRUTIVOS DA PONTE ESTAIADA SOBRE O RIO PARANÁ
Eng. José Renato Arantes Andrade (CESP)

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL: CARACTERÍSTICAS E APLICAÇÕES
Dr. Wellington Longuini Repette (UFSC)

CONCRETOS ECOLOGICAMENTE E POLITICAMENTE CORRETOS
Dr. Salomon Mony Levy (UNINOVE)

ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO
Dr. Armando Lopes Moreno Junior (UNICAMP)

A NOVA NBR 6118:2003 E AS NOVAS DIRETRIZES PARA A INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL
Dr. José Celso Cunha (CEFET-MG)

TENDÊNCIAS DA INDÚSTRIA CIMENTÍCIA
Eng. José Vanderley de Abreu (HOLCIM)

CHAMADA PARA TRABALHOS

Trabalhos completos (máximo de 20 páginas): até 17/04/2006

Aceite: até 05/05/2006.

Formatação: em DOC de acordo com formato disponível no site www.dec.feis.unesp.br
Os trabalhos devem ser enviados para o e-mail: workshop2@dec.feis.unesp.br

III Simpósio Internacional Sobre Concretos Especiais – SINCO 2006

Objetivo: Promover a divulgação dos recentes conhecimentos sobre a tecnologia de concretos caracterizados por apresentarem características diferenciadas.

25 a 27 de maio de 2006 – Sobral – Ceará

Conferencistas

- Eng. Leonardo Garzon (Thornton Tomasetti Group – USA)
- Prof. Dr. Paulo Helene (POLI /USP – BRASIL)
- Prof. Dr. Raul Zerbino (CONICET / UNLP / LEMIT – ARGENTINA)
- Prof. Dr. Enio José Pazini Figueiredo (EEC / UFG - BRASIL)
- Profª Dra. Maria Positieri (Universidad Tecnologia Nacional / FRC – ARGENTINA)
- Prof. Dr. Protásio Ferreira e Castro (UFF – BRASIL)
- Eng. MSc. Tibério Andrade (UNICAP – BRASIL)
- Eng. Angel Oshiro (Universidad Tecnologia Nacional / FRC – ARGENTINA)
- Prof. Dr. Geraldo Chechella Isaía (UFSM / RS – BRASIL)
- Eng. Carlos Arcila (UNC – COLÔMBIA)
- Profª MSc. Anaelizabete A. Teixeira Pazini (UEG /UCG – BRASIL)
- Prof. Dr. Antonio Carmona Filho (Exata Engenharia - BRASIL)

Cursos

- MC.1 – Aplicações de Ensaio Não Destrutivos em Estruturas de Concreto.
Prof. Dr. Protasio Ferreira e Castro (Brasil)
- MC.2 – Dosagem de Concreto Auto-Adensavel.
Prof. Angel Oshiro (Argentina)
- MC.3 – Projetando com Bambus
Profª MSc. Anaelizabete Teixeira Pazini (Brasil)
- MC.4 – Diagnóstico, Reparo e Reforço de Estruturas, com ênfase aos Concretos Especiais
Prof. Dr. Antonio Carmona Filho (Brasil)

Realização

IBRACON; UVA; IEMAC

Mais informações

www.sobral.org/sinco2006
sinco_2006@yahoo.com.br

Cursos MasterPEC em Manaus: Projetos de Canteiros de Obras

Conceituando o canteiro de obras como a “fábrica de produção de edificações”, o curso discutiu sua influência no consumo dos principais recursos físicos demandados pelas obras (materiais, mão-de-obra e equipamentos) para, em seguida, propor um modelo de elaboração do seu projeto.

O curso ocorreu nos dias 30 e 31 de março, no Auditório da Universidade do Estado do Amazonas (UEA) e foi ministrado pelo Prof. Ubiraci Espinelli, da Escola Politécnica da USP. Participaram do curso 49 profissionais.

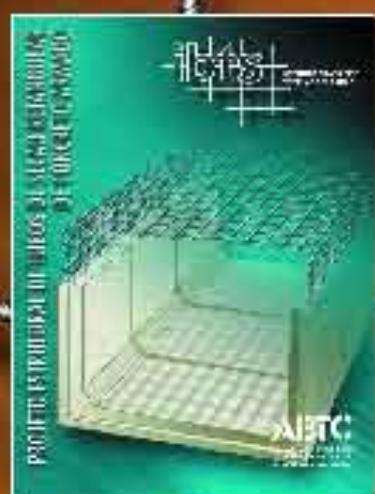
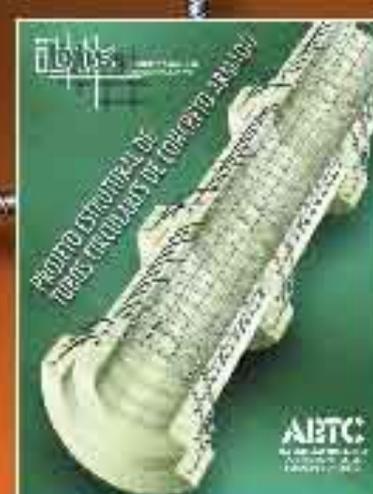
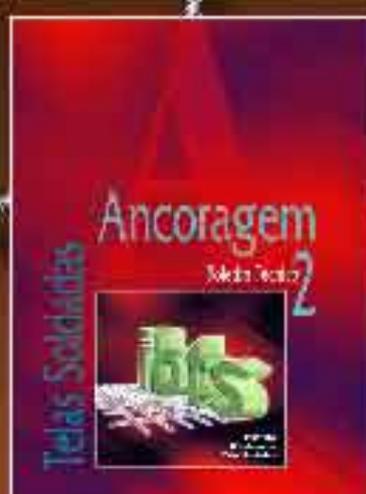
O representante do Ibracon em Manaus, Eng.

Edvar Andrade, espera contar com as parcerias já efetivadas, como também, outras tantas empresas que têm foco no aumento do nível tecnológico do mercado da construção civil no estado, visto que estão programados mais dez cursos até o final do ano de 2006. Para maiores informações, entrar em contato com:

NADYA ANDRADE
(92) 3642.0427 ou
nadya@tucana.com.br
tucana@tucana.com.br

Período	Assunto	Instrutor/ Instituição
27 e 28 de abril	Controle Tecnológico de Obras	José Ramalho Torres NUTEC/CE
25 e 26 de maio	A Tecnologia do Concreto de Alto Desempenho	Jéferson Libório – USP – São Carlos/SP
27 e 28 de julho	Conhecendo o Concreto Protendido	Ricardo Brígido UNIFOR/CE
24 e 25 de agosto	Últimos Avanços nos Processos Construtivos	Luiz Henrique Ceotto IMPAR/SP

Um Instituto comprometido com a qualidade técnica



Palestras, Cursos, Publicações Técnicas, Softwares, Pesquisas...



www. **ibts** .org.br



Barragem de Tucuruí, o maior volume de concreto no Brasil

Um Portal de Desenvolvimento da Amazônia

Humberto Rodrigues Gama; José Biagioni de Menezes;
Oscar Machado Bandeira e Saulo Silva Lacerda
Usina Hidrelétrica Tucuruí – Eletronorte

Resumo

Com ênfase no concreto e abordagem de alguns pontos relevantes do projeto, sistema de produção e tecnologia de concreto, técnicas construtivas, entre outros, é feita uma apresentação da Barragem de Tucuruí, onde está sendo construída a Usina Hidrelétrica Tucuruí, assim como o Sistema de Transposição de Tucuruí.

Apresentação

A Barragem onde estão sendo implantados os dois empreendimentos, a Usina Hidrelétrica Tucuruí e o Sistema de Transposição do Desnível de Tucuruí, está localizada no rio Tocantins, próxima à cidade de Tucuruí, a 300 km em linha reta ao sul de Belém, capital do Pará, na região Norte do Brasil, em plena selva amazônica.

A UHE Tucuruí está sendo construída visando a geração de energia elétrica, para implementação

do desenvolvimento socioeconômico da Região Norte do Brasil, assim como o fornecimento do excedente de energia para o resto do país, através do sistema de transmissão interligado.

Já o Sistema de Transposição do Desnível de Tucuruí é parte da futura hidrovia a ser implantada nos rios Araguaia e Tocantins, como alternativa de meio de transporte, para a exploração do grande potencial agropecuário, florestal e mineral da região.

Histórico e Logística

Somente no final dos anos sessenta foi iniciado no Brasil um amplo e sistemático estudo do potencial hidrelétrico da vasta região amazônica.

Para conduzir os estudos e desenvolver os projetos de fornecimento de energia na região Amazônica, a Eletronorte (Centrais Elétricas do Norte do Brasil S/A) foi fundada em 20 de junho de 1973, como uma subsidiária regional da Eletrobrás (Centrais Elétricas Brasileiras S/A).

Cumprindo seu propósito, pouco mais de dois anos depois de sua fundação, a Eletronorte deu início à construção da Usina Hidrelétrica Tucuruí. Na época, a cidade de Tucuruí contava com cerca de 3.000 habitantes, os quais viviam basicamente da pesca e extração de castanha, ou seja, uma região sem recurso de infra-estrutura e com muitos problemas de logística, para a implantação de um grande projeto.

Por isso, foram construídas vilas residenciais com aproximadamente 6.300 casas, 24 escolas, 85 alojamentos, 1 refeitório central (pico de 30.000 refeições/dia), 2 hospitais, igrejas, 2 cinemas, 2 hotéis, 65 estabelecimentos comerciais, 4 agências bancárias, 1 agência de correio, 4 clubes esporte-recreativos, 1 sistema de captação, tratamento e abastecimento de água, redes de esgoto, ruas pavimentadas e arborizadas, etc., para receber o grande contingente de mão-de-obra que foi empregado na Obra. Foram construídos ainda: um aeroporto com



Figura 1 – Vista aérea de jusante da barragem de Tucuruí, onde podem ser vistos: 1 – Vertedouro; 2 – Tomada d'Água da 1ª Etapa; 3 – Casa de Força da 1ª Etapa; 4 – Tomada d'Água da 2ª Etapa; 5 – Casa de Força da 2ª Etapa; e, 6 – Eclusa 1.

pista pavimentada de 45 m de largura por 2.000 m de extensão; um porto flutuante com capacidade de carga de 42.000 t/mês e um para cargas unitárias especiais (até 250 t). Foram feitas melhorias na rede rodoviária regional e implantados mais 840 km de estradas com 41 pontes. Realizada, também, melhoria no sistema de comunicações por telefone, entre outros.

A Usina foi concebida para ser construída em duas etapas.

A 1ª Etapa de construção da Usina foi iniciada em novembro de 1975. Sua primeira unidade geradora entrou em operação em novembro de 1984 e a última dessa etapa em novembro de 1992, completando doze máquinas de 350 MW e duas auxiliares de 22,5 MW, que resultaram na potência instalada igual a 4.245 MW.

A 2ª Etapa, iniciada em junho de 1998, que compreende a instalação de mais onze unidades geradoras de 375 MW, com previsão de ser conclu-

ída em 2006, irá adicionar 4.125 MW, totalizando a capacidade instalada de 8.370 MW; portanto, em termos de potência, passará a ser, atualmente, a maior inteiramente em território brasileiro e a quarta maior usina hidrelétrica do mundo.

Na margem esquerda do rio, foi iniciada em 1981 a construção do Sistema de Transposição do Desnível de Tucuruí, para transpor o barramento formado pela Barragem. Esse sistema é composto de uma Eclusa na barragem de terra e enrocamento, um Canal Intermediário, uma outra Eclusa a jusante da Usina e um Canal de Jusante.

O volume total de concreto a ser aplicado nas duas etapas de construção da Usina (vide figura 1) é aproximadamente 8.000.000 m³; e, no Sistema de Transposição da Barragem está previsto em pouco mais de 1.200.000 m³, o que irá totalizar cerca de 9.200.000 m³. Vale destacar que esse volume de concreto é o maior até o momento em aplicação em barragem genuinamente brasileira.

Bacia Hidrográfica		Turbinas Auxiliares	
Área	758.000 km ²	Número	2
Vazão máxima registrada	68.400 m ³ /s	Tipo	Francis
Vazão mínima registrada	1.511 m ³ /s	Capacidade Nominal	22,5 MW
Reservatório		Queda Nominal	60,80 m
Área Inundada	3.000 km ²	Velocidade de Rotação	327,27 rpm
Volume Total na Cota Máxima Normal	50,45 x 10 ⁹ m ³	Engolimento Nominal	39,50 m ³ /s
Volume Útil	38,98 x 10 ⁹ m ³	Geradores Principais	
Cota Máxima Normal	74 m	Tipo	Umbrella
Cota Máxima Maximorum	75,30 m	Potência Unitária Aparente	350 MVA
1ª Etapa de Construção		Geradores Auxiliares	
Principais Volumes das Obras		Tipo	Umbrella
Escavação Comum	87.000.000 m ³	Potência Unitária Aparente	25 MVA
Escavação em Rocha	22.500.000 m ³	2ª Etapa de Construção	
Barragem de Terra e Enrocamento	56.000.000 m ³	Principais Volumes das Obras	
Concreto (CCV)	6.400.000 m³	Escavação Comum Obrigatória	3.360.000 m ³
Barragens		Escavação em Rocha a Céu Aberto	2.060.000 m ³
Altura Máxima	95 m	Barragem de Terra e Enrocamento	3.350.000 m ³
Comprimento Total (Barramento Principal)	7.048 m	Concreto (CCV)	1.530.000 m³
Vertedouro		Concreto (CCR)	70.000 m³
Tipo	Gravidade	Barragens	
Geometria da Soleira	Salto Esqui	Altura Máxima	108 m
Comprimento	580 m	Cota da crista	78 m
Número de Comportas Segmentos	23	Comprimento Total	629 m
Dimensões das Comportas	20 x 21 m	Tomada d'Água/Condutos	
Peso de cada Comporta	220 t	Número de Comportas Planas	11
Vazão Total	110.000 m ³ /s	Diâmetro dos Condutos	11,40 m
Tomada d'Água/Condutos		Casa de Força	
Número de Comportas Planas	12	Tipo	Abrigada
Diâmetro dos Condutos	10,40 m	Comprimento	353 m
Casa de Força		Potência Total Instalada	4.125 MW
Tipo	Abrigada	Turbinas Principais	
Comprimento, incluindo a Área de Montagem	530 m	Número	11
Potência Total Instalada	4.245 MW	Tipo	Francis
Turbinas Principais		Capacidade Nominal	382 MW
Número	12	Queda Nominal	61,70 m
Tipo	Francis	Velocidade de Rotação	81,80 rpm
Capacidade Nominal	350 MW	Diâmetro do Rotor	8,50 m
Queda Nominal	60,80 m	Engolimento Nominal	679 m ³ /s
Velocidade de Rotação	81,80 rpm	Geradores Principais	
Diâmetro do Rotor	8,16 m	Tipo	Umbrella
Engolimento Nominal	575 m ³ /s	Potência Unitária Aparente	395 MVA

Figura 2
- Ficha
Técnica
da Usina
Hidrelétrica
Tucuruí.

Eclusa 1		Eclusa 2	
Desnível	36 m	Desnível	36 m
Tipo	Gravidade	Tipo	Parcialmente Encaixada
Comprimento da Câmara	210 m	Comprimento da Câmara	210 m
Largura da Câmara	33 m	Largura da Câmara	33 m
Tipo da Porta de Montante	Busco	Tipo da Porta de Montante	Guilhotina
Quantidade de Folhas da Porta de Montante	2	Altura da Porta de Montante	7,50 m
Altura da Porta de Montante	24,50 m	Largura da Porta de Montante	20,00 m
Largura da Porta de Montante	20,00 m	Tipo da Porta de Jusante	Busco
Tipo da Porta de Jusante	Guilhotina	Quantidade de Folhas da Porta de Jusante	2
Altura da Porta de Jusante	23,50 m	Altura da Porta de Jusante	41,00 m
Largura da Porta de Jusante	34,00 m	Largura da Porta de Jusante	20,00 m
Tempo Médio de Enchimento/Esvaziamento	14 min	Tempo Médio de Enchimento/Esvaziamento	15 min
Escavação Comum e Rocha	2.060.000 m ³	Vazão Média de Enchimento/Esvaziamento	300 m ³ /s
Concreto Convencional (CCV)	816.000 m ³	Escavação Comum e Rocha	3.037.350 m ³
Concreto Compactado com Rolo (CCR)	12.000 m ³	Concreto Convencional (CCV)	388.000 m ³
Canal Intermediário		Vertedouro	
Comprimento	5.580 m	Tipo	Soleira Livre
Largura Mínima	140 m	Comprimento	50,0 m
Extensão do Dique de Contenção Lateral Direito	6.100 m	Vazão Total	35,0 m ³ /s
Escavação Comum	1.810.910 m ³	Concreto Convencional (CCV)	4.430 m ³
Aterro Compactado no Dique	3.282.250 m ³	Canal de Jusante	
Altura Máxima do Dique	26,90 m	Comprimento	600 m
Largura da Crista do Dique	6,0 m	Largura Mínima	167 m
Enrocamento	49.850 m ³	Escavação Comum	961.000 m ³
Filtros e Transições	319.520 m ³	Escavação Rocha	669.800 m ³

Figura 3 – Ficha Técnica do Sistema de Transposição de Tucuruí.

Características Técnicas

Resumidamente, nas figuras 2 e 3 são apresentadas as principais características técnicas da Usina e do Sistema de Transposição.

Arranjo geral

Para se ter uma noção da disposição, nas figuras 4 e 5 são mostradas vistas aéreas com indicação das principais estruturas das Obras de Expansão da UHE Tucuruí e do Sistema de Transposição de Tucuruí, respectivamente.

Já na figura 6 é apresentado um “lay-out” de como irão ficar as duas obras depois de concluídas.

Sistema Produção de Concreto

Até final de 2005 o sistema de produção de concreto da Usina foi usado para atender, também, ao Sistema de Transposição.

CANTEIRO DE OBRAS

O canteiro de obras na 1ª Etapa compreendia uma área na margem direita e outra na esquerda do rio Tocantins, perfazendo um total de 141,48 ha.

Para as obras da 2ª Etapa, o canteiro compre-



Figura 4 – Arranjo geral das obras da 2ª Etapa da Construção da Usina, em Maio de 2002, onde: 1 – Ensecadeira de Montante (região que foi removida); 2 – Barragem de Terra e Enrocamento; 3 – Barragem de Concreto – Unidades 13 a 23; 4 – Canal de Fuga II; 5 – Canteiro Industrial; e, 6 – Ensecadeira de Jusante (Septo Rochoso).

endeu somente a área da margem esquerda, usada para as obras da 1ª Etapa, e foi estudado levando em consideração o reaproveitamento de grande parte das instalações e equipamentos já utilizados.

PÁTIO DE FERRO

O pátio de beneficiamento de aço da 1ª Etapa, projetado para um pico de produção de 5.750 t/mês, atendeu plenamente a demanda, tendo atingido sua produção máxima com 5.590 toneladas.

Para as obras da 2ª Etapa, foi escolhido e instalado um moderno equipamento de corte e dobra de aço automatizado, com capacidade de produção de 1.800 t/mês. Com a utilização desse equipamento, foi possível a otimização no aproveitamento das barras de aço, na fase de beneficiamento para a obtenção das posições da armadura indicada em projeto, com a redução das perdas em aproximadamente 20%, em comparação com a produção do pátio da 1ª Etapa.

SISTEMA DE BRITAGEM

O sistema de britagem da 1ª Etapa foi dimensionado para uma produção efetiva de 1.450 t/hora de agregado graúdo, originário do metassedimento denso, o que equivale a uma média mensal 340.000 t, para atender as obras de concreto e de terra/enrocamento. Os estoques foram dimensionados para suportar 10 dias de consumo.

Quando da execução da 2ª Etapa, foram montadas duas linhas de britagem paralelas, que juntas tinham a capacidade de produção igual a 845 t/hora. Foi necessária a instalação de um britador quaternário para obtenção de finos, pois a areia natural extraída do leito do rio Tocantins não atendia as novas especificações, para a execução do Concreto Compactado a Rolo.

BENEFICIAMENTO DO AGREGADO NATURAL

Nas duas etapas de construção, a areia foi extraída do leito do rio Tocantins por meio de draga de sucção e recalque, com capacidade de 580 t/hora.

SISTEMA DE REFRIGERAÇÃO

Na 1ª Etapa, as temperaturas de lançamento do concreto eram 14 e 16 °C. Para atingir essas temperaturas, foi adotado o expediente da



Figura 6 – “Lay-Out”, onde: 1 – Reservatório; 2 – Barragem de Terra e Enrocamento da Margem Direita; 3 – Vertedouro da Usina; 4 – Tomada d’Água da 1ª Etapa; 5 – Braço da Ensecadeira de Montante; 6 – Casa de Força da 1ª Etapa; 7 – Tomada d’Água da 2ª Etapa; 8 – Casa de Força da 2ª Etapa; 9 – Subestação; 10 – Eclusa I; 11 – Barragem de Terra e Enrocamento da Margem Esquerda; 12 – Canal Intermediário; 13 – Dique de Terra; 14 – Vertedouro do Canal Intermediário; 15 – Eclusa II; 16 – Canal de Jusante; e, 17 – Fluxo do rio.



Figura 5 – Arranjo geral das obras do Sistema de Transposição, em Maio de 2003, onde: 1 – Eclusa I; 2 – Eixo do Dique de Terra; 3 – Área da Eclusa II; e, 4 – Canal de Jusante.

substituição de parte da água de amassamento, que era resfriada a 5 °C, por gelo em escamas. Como esse expediente não foi suficiente, houve a necessidade de esfriamento da brita, processo realizado com a molhagem do agregado com água gelada. A capacidade de fabricação de gelo foi de 18,35 t/hora, e o depósito foi dimensionado para armazenar o consumo de 11 horas, atingindo a marca de 200 t, com um pico de consumo mensal de 7.385 t.

Para a 2ª Etapa, foram feitos novos estudos térmicos, os quais permitiram concluir que a brita não precisava mais ser resfriada e, inclusive, que as temperaturas limites para o lançamento do concreto, poderiam ser mais elevadas, as quais, obtidas nos cálculos foram 23 e 27 °C.

O sistema de refrigeração para as obras da 2ª Etapa constou de fábrica de gelo com capacidade para 6,0 t/h, aproveitamento de alguns compressores da 1ª Etapa e depósito de gelo com capacidade de 42 t, que representou autonomia de 7,0 horas.

CENTRAL DE CONCRETO

Na 1ª Etapa foram instaladas quatro centrais de concreto verticais, com capacidade nominal de 240 m³/hora cada, de controles analógicos de operação. A produção máxima mensal foi de 223.735 m³, e a diária de 11.115 m³ de concreto.

Quando do início da execução da 2ª Etapa, foi planejada a permanência de duas centrais de concreto da 1ª Etapa, que eram suficientes para atender a demanda da produção, as quais foram modernizadas, inclusive com a informatização dos seus controles de operação.

Projeto

USINA

De modo resumido, vale destacar como principais pontos interessantes, as otimizações que foram implementadas na 2ª Etapa de Construção da Usina em função das alternativas estudadas, do

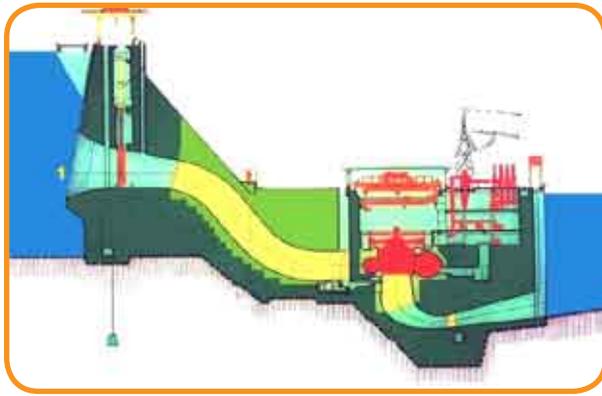


Figura 7 – Seção transversal típica das estruturas de concreto da Tomada d'Água – Casa de Força, da 1ª Etapa.

monitoramento feito nas estruturas de concreto por meio dos instrumentos instalados e, em geral dos avanços de engenharia ocorridos após o término da 1ª Etapa, sendo as seguintes:

- ◆ a eliminação do vertedouro complementar, com redução no volume total de concreto de aproximadamente 300.000 m³, resultado dos novos estudos de capacidade do reservatório, laminação de cheias e reavaliação das estruturas do vertedouro principal, para uma vazão limite de vertimento de 110.000 m³/s;
- ◆ uma quantidade menor de rocha de fundação removida, na região das estruturas da Tomada d'Água, nos locais ainda não escavados, com conseqüente redução do volume de concreto na ordem de 25.300 m³;
- ◆ o reposicionamento da soleira da Tomada d'Água, elevando sua cota da elevação 27,00 m da 1ª Etapa (figura 7 – nº 1), para 34,67 m na 2ª Etapa (figura 8 – nº 1), possibilitando o redimensionamento dos equipamentos hidromecânicos para carregamentos menores, com conseqüente aplicação de maior percentual de concreto massa em substituição do concreto estrutural, da ordem de 22.700 m³;
- ◆ a retificação do conduto forçado (figura 8 – nº 2), resultando em um perfil mais esbelto para a Tomada

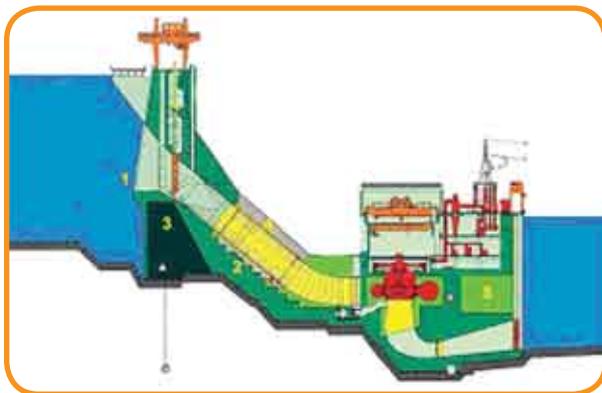


Figura 8 – Seção transversal típica das estruturas de concreto da Tomada d'Água – Casa de Força, da 2ª Etapa.

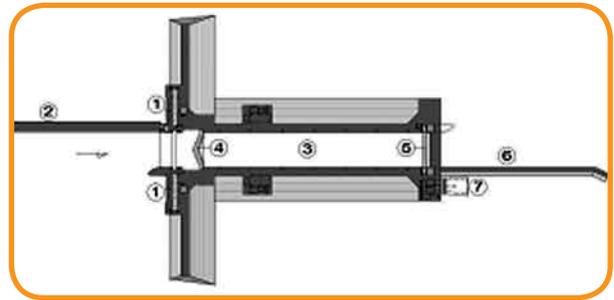


Figura 9 – Planta Esquemática da Eclusa I, onde: 1 – Tomada d'Água; 2 – Muro Guia de Montante; 3 – Câmara; 4 – Comporta de Montante; 5 – Comporta de Jusante; 6 – Muro Guia de Jusante; e, 7 – Bloco de Esvaziamento.

d'Água e, como conseqüência, redução no volume de concreto em aproximadamente 144.000 m³;

- ◆ a opção para o emprego de concreto compactado com rolo (figura 8 – nº 3) em regiões com considerável volume de concreto massa, em cerca de 288.000 m³;
- ◆ a melhoria relativa à geometria dos blocos da Tomada d'Água – Casa de Força, em função dos

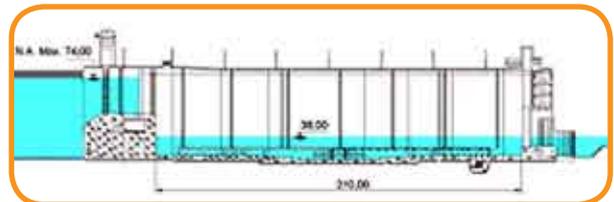


Figura 10 – Corte Longitudinal Esquemático da Eclusa I, onde podem ser vistos os níveis d'água e o comprimento da câmara.

equipamentos hidromecânicos de maior potência (maior máquina, maior caracol, maior diâmetro do conduto forçado e outros) em relação à 1ª Etapa, resultaram numa redução em volume de concreto da ordem de 8 % por unidade, equivalente a 13.300 m³, correspondendo ao total de 146.300 m³;

- ◆ a eliminação do concreto de envolvimento do trecho reto do conduto forçado (figura 8 – nº 4),

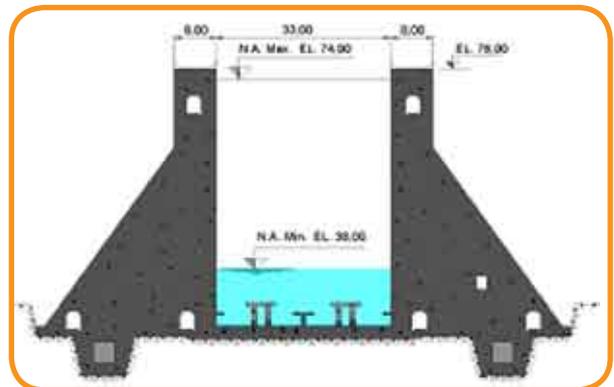


Figura 11 – Corte Transversal Esquemático da Eclusa I, onde podem ser vistos os níveis d'água e a largura da câmara.

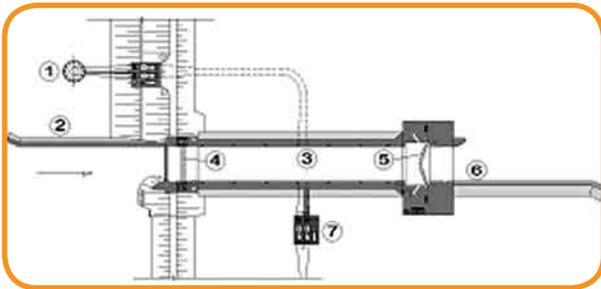


Figura 12 – Planta Esquemática da Eclusa II, onde: 1 – Tomada d'Água; 2 – Muro Guia de Montante; 3 – Câmara; 4 – Comporta de Montante; 5 – Comporta de Jusante; 6 – Muro Guia de Jusante; e, 7 – Bloco de Esvaziamento.

reduzindo em cerca de 3,1% o volume total, ou seja, em aproximadamente 56.000 m³;

- ♦ execução de nichos acima do tubo de sucção nos blocos da Casa de Força (figura 8 – nº 5), entre as elevações -9,00 m e 2,20 m, resultando numa redução no volume de concreto de 50.000 m³;
- ♦ a concordância da inclinação do paramento de jusante do bloco BG-4 (estrutura componente da Barragem de Gravidade), com parte executada anteriormente nas obras da 1ª Etapa, com a Tomada d'Água da 2ª Etapa, que proporcionou a redução no volume de concreto, da ordem de 5.000 m³.

Com essas otimizações foi possível uma redução total de cerca de 726.600 m³ de concreto.

SISTEMA DE TRANSPOSIÇÃO

Apenas a título informativo, nas figuras 9 a 14, são mostradas as principais estruturas de concreto do Sistema de Transposição.

Tecnologia do Concreto

CONTROLE TECNOLÓGICO

Para fazer o rigoroso controle de qualidade do concreto e seus materiais, prescrito nas Especificações Técnicas da Obras da Usina e do Sistema de Transposição, foi necessário estruturar um sistema bastante abrangente.



Figura 13 – Corte Longitudinal Esquemático da Eclusa II, onde podem ser vistos os níveis d'água e o comprimento da câmara.

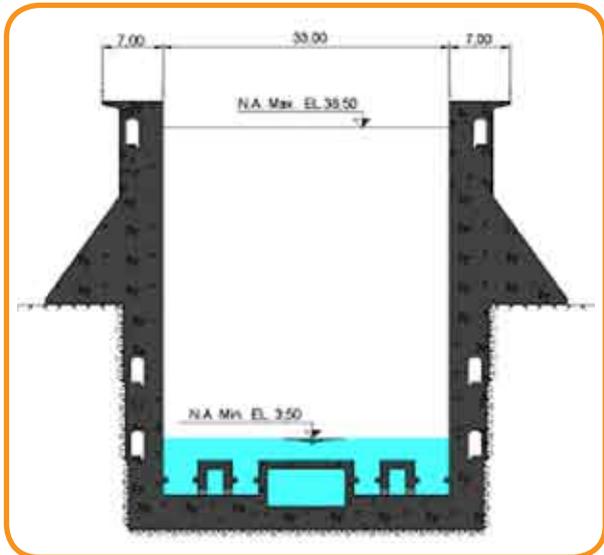


Figura 14 – Corte Transversal Esquemático da Eclusa II, onde podem ser vistos os níveis d'água e a largura da câmara.

Na abrangência do controle de qualidade constavam uma estrutura física de laboratórios, procedimentos técnicos e os seguintes processos principais:

- ♦ estudos de dosagens para atender às características especificadas pelo projeto;
- ♦ ensaios de recepção dos materiais na obra (cimento, pozolana, aditivos e aço);
- ♦ ensaios de controle dos materiais coletados nas Centrais de Concreto;
- ♦ ensaios de produção envolvendo, inclusive, verificação e calibração dos equipamentos das Centrais de Concreto e Sistema de Britagem;
- ♦ ações no transporte e aplicação da mistura, de modo a manter as características e propriedades até a cura do concreto;

Material	1ª Etapa	2ª Etapa
Concreto	6.372.837 m ³	1.554.000 m ³
Cimento	849.727 t	239.300 t
Pozolana	209.516 t	91.000 t
Cinza Volante	7.651 t	—
Areia Natural	4.174.393 t	1.100.000 t
Areia Artificial	—	75.198 t
Brita 19 mm	2.498.391 t	—
Brita 38 mm	2.974.909 t	2.600.000 t
Brita 76 mm	2.476.879 t	—
Brita 152 mm	1.824.797 t	—
Aditivo Retardador de Pega	3.579.986 kg	1.546.685 kg
Aditivo Incorporador de Ar	498.045 kg	108.800 kg
Aditivo Superplastificante	—	1.170 kg
Aço (CA 50 + CA 25)	165.385 t	56.548 t

Figura 15 – Quantidades de materiais aplicados nas estruturas de concreto da Usina. Para o Sistema de Transposição o volume de concreto será pouco mais de 1.200.000 m³.

Pontos de Diferenças	Eclusa I	2ª Etapa da Usina
Tipo de Agregado do Miúdo	Areia Natural	Areia Artificial
Procedência da Areia	Leito do Rio Tocantins	Rocha metassedimento
Finos passantes na peneira de malha igual a 0,075 mm	Não havia limite especificado	Mínimo de 8% em peso
Faixa para a Composição Granulométrica dos agregados	Não foi especificada	$y = (d/D_{\text{máx}})^{1/3} \pm 5$, em %
Consumo de Cimento	51 kg	70 kg
Consumo de Pozolana	30 kg	30 kg
Aditivo no concreto	Retardador de Pega	Não foi empregado
"Consistência"	Não foi determinada	Usado o "Cannon Time"
Umidade da Mistura	Média entre 5,8 e 6,2 %	Média entre 7,5 e 9,1 %
Resistência Especificada	7,5 MPa aos 90 dias	6,0 MPa aos 180 dias
Subcamada Compactada	22 cm	30 cm
Controle da Compactação	Feito topograficamente	Com densímetro nuclear
Parâmetro da Compactação	Massa Específica	Grau de Compactação = 97 %
Tendência do tipo de mistura	Seca	Úmida
Controle Estatístico da Resistência de modo Sistematizado	Não foi feito	Feito seguindo os critérios da Norma ACI-214
Moldagem de corpos de prova	Individual, com Compactador pneumático	Conjunto de até 8 unidades, feita em Mesa Vibratória

Figura 16 – Características e diferenças entre o CCR das Eclusa I e 2ª Etapa de Construção da Usina.

- ◆ instalação, leitura, processamento dos dados e interpretação dos resultados da instrumentação, instalada durante a concretagem da estrutura; e,
- ◆ ensaios do concreto endurecido, bem como tratamento estatístico dos resultados obtidos.

Devido ao tamanho e importância da Obra, o controle rigoroso do concreto adotado na 1ª Etapa de Construção da Usina foi mantido na 2ª Etapa e, com isso, o mesmo padrão de qualidade. Esse controle, é claro, também foi adotado ao concreto aplicado no Sistema de Transposição. Somente devido à quantidade de materiais aplicados nas es-



Figura 17 – Fôrma da transição da Tomada d'Água, da 1ª Etapa.

truturas de concreto (vide figura 15), esse controle já seria justificável.

O laboratório foi estruturado para executar os ensaios rotineiros de análise físico-química dos aglomerantes e aditivos, caracterização física dos agregados, dosagem de concreto e de propriedades elasto-mecânicas do concreto e aço. Na 1ª Etapa da Obra foi equipado, também, para a execução de alguns ensaios especiais como: fluência, elevação adiabática de temperatura, coeficiente de expansão térmica e difusividade, entre outros.

Na 2ª Etapa, a estrutura implantada para os processos de controle de qualidade foi voltada basicamente para os ensaios de rotina, de controle de materiais e verificações das propriedades do concreto fresco e endurecido, e, também, o controle das atividades relativas à concretagem. Nessa etapa, os procedimentos seguidos foram baseados nos preceitos da ISO 9002/94 e 9001/2000.

MEDIDA PREVENTIVA PARA EVITAR A RAA

Um ponto que vale chamar a atenção é para a reatividade dos agregados. O miúdo, a areia do rio Tocantins e, o graúdo, a brita obtida em grande volume da rocha metassedimento das escavações obrigatórias, foram considerados potencialmente reativos com os álcalis dos cimentos empregados.

A medida preventiva para a inibição da Reação Álcali-Agregado (RAA) no concreto foi principalmente o emprego de pozolana, cujos teores exigidos para essa finalidade foram iguais a 15 e 30 %, em reposição ao volume de cimento, adotados, respectivamente, nas 1ª e 2ª Etapas de Construção e, em mesma época, no Sistema de Transposição.

Na 2ª Etapa, o percentual de 30% de pozolana necessário para a inibição da RAA deve ser atribuído principalmente à sua eficiência e às características físico-química dos outros materiais empregados no concreto. O aumento de pozolana no concreto em relação à 1ª Etapa trouxe ainda uma vantagem econômica relativa à redução do custo, visto que esse material era de menor preço que o cimento.

TEMPERATURA DE LANÇAMENTO

A análise dos resultados dos estudos térmicos feitos nas 1ª e 2ª Etapas de Construção indicou que as temperaturas de lançamento de concreto teriam, no geral, que ter limites iguais a 14 e 16 °C e, 23 e 27 °C, respectivamente, para que não ocorressem tensões térmicas que levassem ao fissuramento.

Na 1ª Etapa, um dos primeiros estudos térmicos classificou as estruturas de concreto-massa em blocos normais, com comprimentos até 60,00 m e blocos especiais, com comprimento acima de 60,00 m e relação comprimento/largura maior que 2,5.



Figura 18 – Fôrma da transição da Tomada d'Água, da 2ª Etapa.

Como conclusão, foram fixadas as temperaturas de lançamento de 16 °C para os blocos normais e de 14 °C para os especiais, com lances de 2,50 m de altura (camada) e intervalo médio de lançamento de 5 dias.

Na 2ª Etapa, a temperatura limite de 23 °C foi determinada para as camadas junto à fundação ou sobre camada com mais de 21 dias de concretagem e, a de 27 °C, nas situadas em maiores elevações.

No geral, a temperatura de lançamento do concreto na 2ª Etapa pode ser mais elevada, devido, principalmente:

- ◆ a experiência adquirida na 1ª Etapa, relativa aos vários estudos térmicos, os problemas corrigidos, análise dos dados da instrumentação; e,
- ◆ a adoção dos coeficientes menores que os da 1ª Etapa, tanto o de segurança, como, o de restrição em locais mais afastados da rocha de fundação.

FISSURAÇÃO DE ORIGEM TÉRMICA

Na 1ª Etapa, durante a construção, ocorreram fissuras de origem térmica em três locais distintos do Vertedouro. Em todos os três casos foram adotadas medidas que produziram efeitos satisfatórios.

Na 2ª Etapa de construção da Usina, alguns



Figura 19 – Vista geral de montante de blocos da Casa de Força da 1ª Etapa, em que pode ser observada a região sobre o tubo de sucção sendo executada com forma fixa.

poucos casos de fissuras de origem térmica ocorreram em blocos da Tomada d'Água, as quais foram combatidas com sucesso. Em algumas paredes da sucção de alguns blocos da Casa de Força, também, ocorreram fissuras, que foram colmatadas naturalmente por carbonatação e por meio de injeção de poliuretano.

É importante observar que em nenhum dos casos a ocorrência de fissuras provocou consequências prejudiciais nas estruturas.

CONCRETO COMPACTADO COM ROLO – CCR

Por suas características e diferenças, torna-se interessante um breve comentário sobre os CCR aplicados na Eclusa I e na 2ª Etapa de Construção da Usina. Uma síntese dessas características e diferenças é apresentada na figura 16.

A aparente contradição entre o consumo de aglomerante igual 81 kg (cimento e pozolana) para o atendimento da resistência especificada de 7,5 MPa na idade de 90 dias, do CCR aplicado na Eclusa I e, de



Figura 20 – Vista geral de montante de um dos blocos da Casa de Força da 2ª Etapa, em que pode ser observada a região dos nichos sobre o tubo de sucção sendo executado com fôrma deslizante.

100 kg para 6,0 MPa aos 180 dias na 2ª Etapa da Usina, pode ser entendida, observando basicamente os seguintes pontos, citados no quadro da figura 16:

- ◆ para o CCR da Eclusa I, o fato de ter sido empregada areia natural praticamente sem finos passantes na peneira 0,075 mm, não ter sido necessário atender a nenhuma “consistência” especificada e ter trabalhado com o conceito de “tendência de mistura seca”, foi possível empregar o mínimo de água necessária e, consequentemente, ter obtido um consumo de aglomerante, também baixo, se comparado com o traço mais aplicado na 2ª Etapa de construção da Usina; e,
- ◆ já em sentido contrário, na 2ª Etapa de construção da Usina, havia uma quantidade mínima especificada de finos passantes na peneira de 0,075 mm a ser encontrada no agregado miúdo, uma faixa granulométrica para enquadramento da curva de composição dos agregados e uma “consistência”



Figura 21 – Lançamento de concreto massa em rampa, com caminhão fora de estrada basculante e espalhamento com trator de esteira. Este tipo de lançamento chegou a alcançar a produtividade de 300 m³/hora.

(“Cannon Time”) a ser obedecida, aliados ao fato de se ter trabalhado com o conceito de “tendência de mistura úmida”, fatores que em conjunto levaram a um concreto com mais água e, conseqüentemente, com maior consumo de aglomerante, se comparado com o traço empregado na Eclusa I.

Técnicas Construtivas

FORMAS

De modo geral, foram usadas formas, tanto pré-fabricadas (na maioria dos casos), como fabricadas na própria obra, sendo elas dos tipos fixas, temporariamente fixas, deslizantes e especiais.

Na 2ª Etapa das obras da Usina e atualmente na construção do Sistema de Transposição, com a evolução técnica das formas pré-fabricadas, foi possível ter ganhos na aplicação e, conseqüentemente, rapidez na execução dos serviços.

As formas fabricadas na obra foram aquelas usadas nas estruturas mais simples ou de geometria



Figura 22 – Lançamento de concreto massa em rampa, com caminhão fora de estrada basculante e adensamento com bateria de vibradores, acoplada na extremidade da lança de retroescavadeira.

específica de barragens, sendo por isso, confeccionadas no próprio canteiro.

Como caso de utilização de fôrma especial, vale citar, por ter apresentado diferenças de fabricação e ganhos de aplicação, o relativo à da região curva superior da transição da Tomada d'Água (vide figuras 17 e 18), entre a adução e conduto forçado.

Além das vantagens incorporadas às formas pelos avanços técnicos de fabricação, o que mais pode ser ressaltado na 2ª Etapa de construção, como ganho no processo construtivo, foi a sua aplicação, mais especificamente na execução das estruturas da Casa de Força, com a utilização de fôrma deslizante.

Essa aplicação foi muito facilitada, principalmente, pela execução dos nichos sobre os tubos de sucção e, por novas juntas de construção concebidas para a concretagem da estrutura, que, inclusive, permitiu menor tempo de construção de cada bloco da Casa de Força.

Nas figuras 19 e 20, são mostrados dois blocos da Casa de Força, um de cada etapa de construção, em que para a mesma região na 1ª Etapa foi usada fôrma fixa e na 2ª Etapa, fôrma deslizante.



Figura 23 – Equipamento com a correia transportadora em plano praticamente horizontal, lançando concreto, visto no instante em que o caminhão está posicionado para o abastecimento do silo receptor.

LANÇAMENTO DE CONCRETO

Nas duas etapas de construção, o lançamento de concreto de maneira geral foi feito:

- ◆ com caçambas de 3 a 6 m³ com e sem tromba, içada por guindaste;
- ◆ com bombas de concreto e mastros articulados;
- ◆ correia transportadora de pequena extensão associada a um silo com chute, para transferência do concreto; e,
- ◆ caminhão basculante, inclusive fora de estrada na 1ª Etapa de Construção (vide figuras 21 e 22), usado no transporte e lançamento de concretos massa e rolado.

Como estrutura de apoio, na 1ª Etapa foi implantada ao longo do eixo longitudinal da barragem uma ponte de concretagem, planejada com a finalidade de servir à operação de lançamento de concreto, que, com um comprimento total de 1.120 m, chegou a servir para



Figura 24 – Vista aérea do Vertedouro pela jusante direita.

caminho de rolamento para sete guindastes de grande porte, com produtividade total de até 336 m³/hora.

Na 2ª Etapa, a extensão da ponte foi de apenas 450 m, mas permitiu concretagens em praticamente todas as estruturas de concreto.

Na 2ª Etapa de Construção da Usina e na Eclusa I, foi utilizado mais um equipamento, como alternativa de lançamento. Esse equipamento composto de um silo receptor da mistura e correias transportadoras, inclusive com uma delas associada à lança de um guindaste com chute na extremidade (vide figura 23) possibilitava lançamentos a grandes distâncias horizontais e em altura.

O modelo utilizado desse equipamento tinha capacidade máxima de 200 m³/hora e alcance de até 60 m, que permitiu uma substancial redução no tempo de lançamento do concreto.

Vertedouro

Uma das estruturas de concreto interessantes que vale um destaque especial é o Vertedouro.

O Vertedouro (vide figura 24) é composto por 22 blocos em sua região central e 2 laterais de transição para as estruturas adjacentes, o que totaliza 580 m de comprimento. A largura do bloco típico é de 92,57 m e altura de 86,50 m. Com essas dimensões o seu volume de concreto é de aproximadamente 2.560.000 m³. Tamanha estrutura é para permitir o vertimento de até 110.000 m³/s, o que o coloca entre os maiores em operação atualmente no mundo. Vide figura 2 para outros dados a respeito.

Só para se ter uma idéia da geometria do Vertedouro, na figura 25 é mostrada uma seção típica de um de seus 22 blocos principais.

Do ponto de vista estrutural merece ser mencionada a Viga do Munhão. Com um volume de concreto de aproximadamente 195 m³, sua armadura atingiu aproximadamente 34 toneladas, a qual, foi totalmente pré-armada, sendo que somente seu garbarito pesou cerca de 2,1 toneladas (vide figura 26)

O fato interessante sobre o Vertedouro, que sem dúvida vale ser mencionado, foi a posterior

colocação de vigas de vedação acima de suas 23 comportas (vide figura 27).

As vigas de vedação montadas são estruturas metálicas ocas, de 40 t que após terem sido posicionadas, foram preenchidas com concreto para formação de um lastro, o que elevou o peso de cada uma para cerca de 90 toneladas.

As Vigas de Vedação são peças metálicas, cujas maiores dimensões são 21 m de comprimento, 2,70 m de altura útil e 1,35 m de largura (vide figura 28), que após terem sido posicionadas possibilitaram o alteamento do reservatório em 2 m, o que, conseqüentemente, segundo cálculos, resultou num ganho de energia firme de 94 MWh.

Estágio Atual de Construção

A barragem está concluída. Na Usina estão prontas 21 máquinas principais e 2 auxiliares; e, em fase de montagem eletromecânica mais 2 máquinas principais.

O Sistema de Transposição está paralisado, sendo que os principais serviços executados até julho de 2005 podem ser expressos percentualmente em: 68,21% do concreto, 57,13% da escavação de terra, 49,76% da escavação em rocha, 45,51% do aterro compactado, 62,12% do enrocamento e 0,3% da montagem eletromecânica.

Desempenho das Estruturas

Falar nas estruturas da 1ª Etapa, com aproximadamente 22 anos, expostas a ações intempéricas de temperatura entre 20 e 45 °C, chuvas praticamente ao longo de 9 meses durante o ano, e também, pela ação dinâmica das águas que passam pelas regiões hidráulicas, é interessante registrar o desempenho do concreto.

De forma sumária, pode-se dizer que o desempenho está entre bom e excelente. Esse fato,

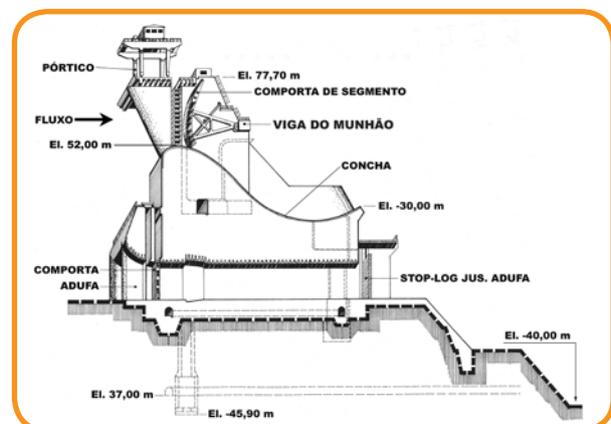


Figura 25 – Seção transversal de um bloco típico do Vertedouro.



Figura 26 – Instante do lançamento da armadura da Viga do Munhão de um dos blocos do Vertedouro.

constatado com os resultados dos ensaios de controle tecnológico e visualmente nas próprias estruturas, deve ser atribuído basicamente a:

- ◆ estudos dos materiais, realizados antes do início da construção, em que as medidas de inibição da reação álcali-agregado foram cuidadosamente analisadas e posteriormente aplicadas;
- ◆ projeto hidráulico concebido no mais alto conceito e rigor técnico;
- ◆ controle de qualidade do concreto e seus materiais;
- ◆ controle de qualidade na execução das estruturas; e,
- ◆ controle das tensões de origem térmica.

Na execução das estruturas da 2ª Etapa, pode ser dito que foi aplicado um controle de qualidade com o mesmo rigor do da 1ª Etapa, inclusive aproveitando a experiência adquirida; o que, vem sendo muito satisfatório, uma vez que nenhuma ocorrência patológica foi observada até o momento.

Já as estruturas de concreto do Sistema de Transposição, em específico a Eclusa I, como ainda estão em execução, não foram postas em trabalho, embora expostas ao tempo; portanto, praticamente nada pode ser dito.

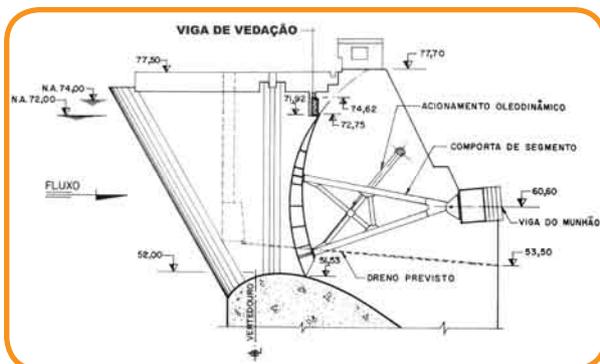


Figura 27 – Indicação do posicionamento da Viga de Vedação, acima da Comporta do Vertedouro.

Desde o início da construção da Barragem foram tomadas Ações Socioambientais.

Antes do enchimento do reservatório podem ser citadas duas grandes ações: o deslocamento de 7 núcleos urbanos e o salvamento de animais.

O deslocamento dos 7 núcleos urbanos envolveu a construção e entrega de 1.326 casas, demarcação e entrega de 3.638 lotes rurais e construção de 1.400 km de estradas vicinais.

O salvamento de animais, denominado Operação Curupira, por não haver na época no país uma legislação específica sobre o meio ambiente, foi feito com apoio do Instituto Nacional de Pesquisas da Amazônia de Manaus, Museu Emílio Goeldi de Belém, Centro Nacional de Primatas de Belém, Instituto Evandro Chagas de Belém, Universidade Federal do Pará, Instituto Butantã de São Paulo e, Centro Nacional de Recursos Genéticos – Cenargen da EMBRAPA, que deram as bases científicas necessárias, para o seu sucesso. Para a execução dessa operação foram empregados 700 pessoas, 96



Figura 28 – Instante de posicionamento de uma das Vigas de Vedação no Vertedouro.

barcos e 6 helicópteros, o que produziu um resultado espetacular, sendo salvos: 284.216 Animais, sendo 103.143 Mamíferos, 100.822 Répteis, 61.596 Aracnídeos, 14.628 Anfíbios, 3.951 Aves e 76 Insetos. Parte desses animais foi utilizada para pesquisa e o restante foi levado para Bases de Soltura, na região do reservatório.

Com a construção da Barragem, a cidade de Tucuruí se tornou muito atraente pela geração de empregos, o que atraiu também, investidores comerciais e empresarias. Aliados a isso, com a cidade passando a receber a compensação financeira pela utilização dos recursos hídricos, ocorreu um impulso de desenvolvimento econômico-social; e, como consequência direta, a população que em 1975, era de cerca de 3.000, em 2005, ultrapassou 85.000 habitantes, segundo o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Com o crescimento populacional, apareceram alguns problemas sociais, que associados aos impactos ambientais, provocados pela formação do reservatório da Barragem, formaram a base do escopo da responsabilidade socioambiental.

Ao longo dos anos, para compensar os impactos socioambientais provocados na cidade de Tucuruí e região com a construção da Barragem, a Eletronorte tem feito convênios, para a promoção de ações compensatórias, que também têm contribuído para o desenvolvimento econômico-social. Esses convênios, que contam com a participação do poder público e lideranças diretas da população, têm sido para construção de prédios públicos (escolas, prefeituras, câmaras municipais, fóruns, postos de saúde, entre outros), construção de rede de captação e tratamento d'água, construção de sistema de tratamento de esgoto, pavimentação de ruas, doação de equipamentos (caminhões, tratores de esteiras, retroescavadeiras, motoniveladoras, pás carregadeiras, computadores, entre outros), etc... As cidades do entorno do reservatório, assim

como as de jusante, dentro de uma área considerada de influência da Barragem, também, por meio dos mesmos tipos de convênios, vêm sendo beneficiadas e passando por grande impulso de desenvolvimento.

A UHE Tucuruí, com sua atual capacidade instalada de 7.620 MW, beneficia atualmente uma população que ultrapassa trinta milhões de pessoas e também fornece energia para grandes consumidores, tais como produtores de alumínio e processadores de ferro. A Usina também é responsável pelo fornecimento de energia para o sistema de transmissão associado entre as regiões Norte/Nordeste, Sul/Sudeste e Centro-Oeste.

É devido a esse progresso que vem gerando na região, que a Barragem de Tucuruí pode ser considerada um Portal de Desenvolvimento da Amazônia. ♦

Referências Bibliográficas

Para elaboração deste artigo foram consultados:

– Curt Herweg, Francisco Eufraantz Fernandes, Humberto Rodrigues Gama, Oscar Machado Bandeira, Saulo Silva Lacerda – Avanços Técnicos aplicados na Construção das estruturas de concreto da Barragem de Tucuruí – IBRACON/ACI – Comemoração dos 100 anos do American Concrete Institute – São Paulo – Abril de 2004; e,

– José Biagioni de Menezes, Humberto Rodrigues Gama, Oscar Machado Bandeira, Saulo Silva Lacerda – Tucuruí Hydropower Complex – Concrete Engineering International (CEI) – Volume 8 – Number 4 – United Kingdom – Winter 2004.

Agradecimentos

Os autores agradecem à *Centrais Elétricas do Norte do Brasil – Eletronorte*, pelo apoio, colaboração e incentivo dados na elaboração e publicação deste artigo.



Responsável:
Júlio Timerman
Diretor de Certificação de Mão-de-Obra

Yone Aparecida Lopes
Tel. (11) 3735-0202
yone@ibracon.org.br

IBRACON ORGANIZA-SE PARA ATUAR COMO CERTIFICADOR DE MÃO-DE-OBRA

O crescimento verificado nos últimos tempos no segmento da construção civil tem muito a ver com os avanços tecnológicos, tanto em termos de materiais quanto de processos construtivos. Entretanto, a especialização da mão-de-obra não vem acompanhando esta evolução.

Preocupado com este fator, o IBRACON estabeleceu como uma de suas principais diretrizes uma estrutura que lhe permita atuar como Organismo de Certificação de Pessoal, fazendo uso da experiência dos profissionais e colaboradores da entidade, no sentido de definir diretrizes necessárias a uma melhor qualificação da mão de obra.

A fim de atuar como Organismo de Certificação de Pessoal, o IBRACON está implementando uma estrutura autônoma, abrigando um Núcleo de Certificação, assim como um Conselho de Certificação. Estes órgãos trabalharão de acordo com regimento próprio. Após a formalização de convênios com entidades de treinamento de mão de obra e entidades que apliquem e promovam os exames de qualificação, o objetivo principal é submeter e acreditar o Núcleo de Certificação de Pessoal no Inmetro, devendo tornar-se brevemente um centro de referência nacional para formação e aprimoramento da mão de obra voltada ao concreto.



Estrutura de concreto resiste a 16 horas de incêndio

Investigação do comportamento ao fogo do edifício Windsor, em Madri

Fernando Montija – Mestrando da Escola Politécnica da USP

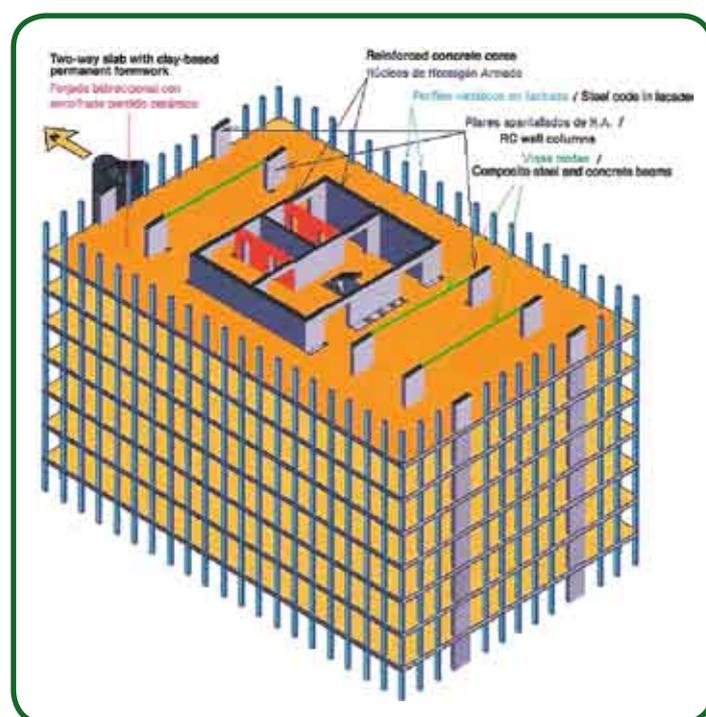
Introdução

Na noite de 12 de Fevereiro de 2005, iniciou-se no 21º Pavimento do edifício Windsor, em Madri, um incêndio que durou cerca de 16 horas. Diante dos danos sofridos pela edificação e arredores, a construção mista em concreto armado e perfis de aço acabou demolida por decisão do poder público municipal. A seguir, é apresentado um relato resumido e adaptado do trabalho publicado pelo INTEMAC sobre a investigação técnica de avaliação da capacidade residual da estrutura. Apresenta-se também, a título de ilustração, uma breve discussão sobre algumas exigências de projeto das normas NBR 14432:2000 e NBR 15200:2004, da ABNT, aplicadas ao caso desse edifício.

1. O edifício Windsor

O edifício Windsor foi construído entre os anos de 1974 e 1979 em Paseo de la Castellana, Madri. Possuía 37 pavimentos (Fig. 1) sendo 5 subsolos, piso térreo, 27 pisos comerciais, dois pisos técnicos — um entre o 3º e o 4º e o outro entre o 16º e o 17º Pavimentos — e mais dois pisos na parte mais alta da torre.

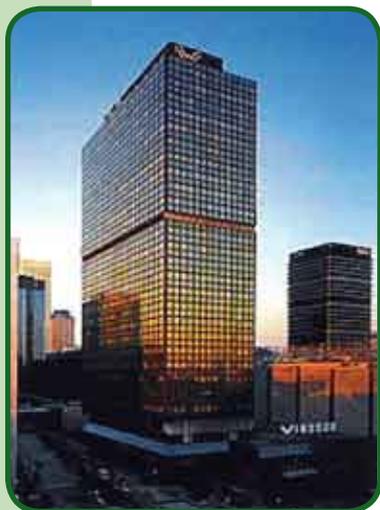
A estrutura da torre continha um núcleo de pilares-parede de concreto armado e mais três pórticos com pilares de concreto e vigas mistas soldadas a chapas metálicas ancoradas ao topo dos pilares. Até o 16º Pavimento, as dimensões dos pilares dos pórticos eram de 50 x 220 cm; estas diminuía-



2 – Concepção estrutural dos pavimentos comerciais

a partir do 17º Pavimento para 50 x 120 cm e até 50 x 50 cm próximo à cobertura. Nas fachadas de menor largura existiam pilares de concreto de seção transversal de 50 x 180 cm. Ao longo das fachadas existiam linhas de pilares metálicos que vinculavam suas cargas aos pavimentos técnicos (Fig. 2). Nos pavimentos técnicos praticamente não havia vãos livres sob vigas, pois estas constituíam paredes de concreto de altura igual à do pavimento — 3,75 metros.

As lajes dos pavimentos eram nervuradas e armadas em duas direções, com exceção das áreas de núcleo que eram maciças em concreto armado. As lajes nervuradas possuíam altura total de 23 cm com fechamento de base em componentes cerâmicos pré-fabricados de altura de 20 cm, seguida de capeamento contínuo de concreto de 3 cm. Essas configurações modificavam-se apenas nas lajes dos pavimentos técni-



1 – Edifício Windsor

cos que possuíam altura total de 25 cm e ainda lajes de teto maciças, completamente realizadas em concreto armado. Ainda sobre a estrutura, cabe ressaltar que a resistência característica do concreto era de 25 MPa nos pilares e pilares-parede, 30 MPa nas vigas e de 18 MPa nas lajes. O aço utilizado possuía limite elástico de 50 kgf/mm² (~500 MPa).

Desde Agosto de 2003, o edifício Windsor passava por um processo de recuperação e readequação à normalização vigente na comunidade europeia. Esta readequação incluía a utilização de ignofugantes nos elementos estruturais metálicos que, infelizmente, à época do incêndio, estava realizada apenas até o nível do segundo pavimento técnico, e ainda com exceção do 9º Pavimento.

2. O incêndio

Dia 12/02/2005

23:05h: Alerta de incêndio

23:25h: Chegada dos Bombeiros

23:35h: 21º Pav. arrasado pelo fogo (Fig. 3)

Dia 13/02/2005

00:20h: 28º Pavimento atingido

01:15h: Colapso e desabamento no trecho Norte (Fig. 4)

15:00h: Incêndio controlado

Dia 14/02/2005

01:00h: Incêndio tecnicamente extinto



3 – Ápice do incêndio e 4 – Desabamento parcial



5 – Pilar de concreto armado incendiado

3. Avaliação técnica do INTEMAC

3.1. AVALIAÇÃO PRELIMINAR

- ◆ Do 18º ao 27º Pavimento, observou-se o colapso dos pilares metálicos das fachadas Norte e Sul. Na fachada Norte, o colapso causou sobrecarga nos pilares e desabamento até o nível da laje de teto do segundo pavimento técnico.
- ◆ No 16º Pavimento havia pilares de concreto muito fissurados superficialmente (Fig.5);
- ◆ Os pilares metálicos do 9º Pavimento também colapsaram (Fig. 6);
- ◆ No 7º e 8º Pavimentos, foi observado deslocamento superficial, flambagem das armaduras e até ruptura de estribos em alguns pilares de concreto;
- ◆ Os pilares-parede do núcleo de concreto armado, incluindo os dos pavimentos superiores, haviam sofrido poucos danos aparentes.
- ◆ As vigas mistas apresentavam deformações significativas e dobramentos ou rupturas nas ligações aos pilares;
- ◆ A partir do 17º Pavimento, intensificava-se o deslocamento da parte inferior dos tetos; partes inferiores das nervuras também se deslocaram mas, provavelmente, durante o

Região/Tratamento	Resistência mínima (MPa)	Resistência máxima (MPa)	Resistência média (MPa)
Camada Interna – Pav. não atingidos	25,8	49,5	35,1
Camada Interna – Pav. atingidos	19,6	46,6	32,6
18 h a 50°C	27,1	44,9	34,6
6 h a 400°C	14,7	26,4	20,6
6 h a 500°C	20,4	21,1	20,8
6 h a 700°C	9,5	10,6	10,0

resfriamento da estrutura, pois não se encontravam manchadas;

- ◆ A área nordeste da laje de teto do segundo pavimento técnico apresentava-se muito fissurada.

3.2. ANÁLISE DE CAMPO E LABORATORIAL

O INTEMAC realizou extração de testemunhos e ensaios de resistência à compressão e de determinação de velocidade de propagação de onda ultra-sônica de acordo com o seguinte plano de amostragem:

- ◆ Ensaios de ultra-som em pilares de dois dos pavimentos atingidos pelo fogo (acima do 5º Pavimento). Em seguida, extração de 6 testemunhos dessas áreas e corte dos testemunhos em três camadas (Superficial, Intermediária e Interna) para ensaio de ultra-som e resistência à compressão camada-a-camada;
- ◆ Ensaios de ultra-som em pilares de pavimentos não atingidos pelo fogo. Extração de testemunhos dessas áreas, sendo que alguns foram destinados a corte e ensaio, conforme descrito no item anterior e outros foram tratados termicamente em forno a temperaturas de 50 °C por 18 horas (referência de amostra seca) e 400 °C, 500 °C e 700 °C por 6 horas cada. Os resultados de resistência à compressão obtidos foram:

A determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas camada-a-camada permitiu notar levemente o efeito da menor compactidade do concreto ao aproximar-se da superfície do elemento nos pavimentos não atingidos pelo fogo e, fortemente, nos pavimentos atingidos. A curva de

correlação obtida entre resistência e velocidade de onda foi: $f_c = 0,1817 V_p^4 - 10,79$

3.3. DETERMINAÇÃO DAS TEMPERATURAS ATINGIDAS

De posse dos resultados de velocidade de onda e resistência dos concretos tratados termicamente, pôde-se construir uma relação entre a queda de resistência e a temperatura. Nesses ensaios, houve um notável ajuste ao comportamento preconizado no Eurocode EN 1991-1-2 — e na NBR 15200:2004 — para concretos de agregados silicosos (Fig. 7). Com isso, pôde-se estimar as temperaturas atingidas ao longo da profundidade dos elementos de concreto frente ao grau de degradação medido nos ensaios.

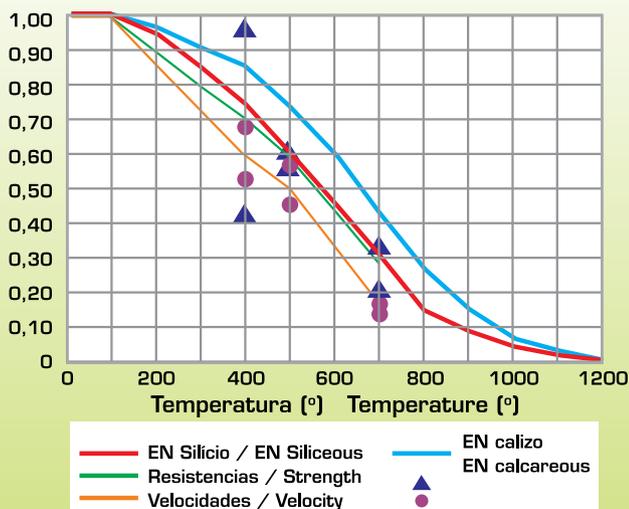
O INTEMAC observou também que, considerando as curvas que descrevem o comportamento da temperatura ao longo do tempo em diversas situações de exposição constantes do Eurocode EN 1991-1-2 e a curva de incêndio padrão constante da norma ISO 834 (Fig. 8), aquela que poderia representar a ação do incêndio e a característica de dano encontrada no edifício Windsor segundo o Critério de Radogna corresponderia à designada pela combinação das curvas naturais de pavimentos predominantemente ocupados por escritórios e predominantemente ocupados por arquivos, com ventilação da ordem de 30% de abertura daquelas fachadas. Essas solicitações correspondem a uma ação de incêndio padrão ISO de aproximadamente 100 minutos no caso de escritórios e de 250 minutos no caso de arquivos.

Considerando os danos relatados, em que a principal ocorrência esteve ligada à não existência de proteção com ignofugantes em elementos metálicos e não à ruptura do concreto unicamente pela ação do fogo, o INTEMAC concluiu que o resultado de desempenho da estrutura de concreto do edifício Windsor foi melhor que o esperado pela aplicação estrita da normalização vigente.



6 – Pilar metálico incendiado

Reducción de Características con la Temperatura Loss of Properties with Temperature



7 – Queda da Resistência x Temperatura

4. Verificação sob o Método Tabular da NBR 15200

Neste item busca-se realizar um estudo de caso com verificação expedita do atendimento de alguns dos

elementos construtivos do edifício Windsor ao TRRF (Tempo requerido de resistência ao incêndio padrão ISO) especificado na NBR 14432:2000 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento, e às dimensões mínimas de projeto especificadas em um dos métodos constantes da NBR 15200:2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

O TRRF requerido para estruturas da Classe P5 do Grupo D da NBR 14432 (edificações com ocupação de serviços profissionais, pessoais e técnicos), com altura maior que 30 metros, é de 120 minutos.

Então, para atender ao TRRF de 120 minutos, a NBR 15200:2004 especifica as seguintes exigências de dimensões mínimas apresentadas comparativamente com as dimensões encontradas na edificação:

Elemento	b_{min}/c_1^* (NBR 15200:2004)	b/c_1 (ed. Windsor)	Tempo de resistência ao incêndio padrão (ed. Windsor)
Lajes nervuradas apoiadas nos quatro lados da edificação	160/60 mm	100/(24 + espessura do revestimento) mm	Entre 100 e 250 min (incêndio natural com duração total em torno de 16 h)
Pilares e pilares parede com mais de uma face exposta e relação entre a situação de incêndio e a situação normal (μ_{fi}) de 0,7	450/50 mm	500/40 mm	Entre 100 e 250 min (incêndio natural com duração total em torno de 16 h)

* b_{min}/c_1 = largura mínima do elemento/distância do eixo da armadura longitudinal à superfície exposta ao fogo

Nota-se que, se considerada a contribuição de resistência ao fogo dos materiais de revestimento das lajes, pode-se dizer que a dimensão c_1 foi atingida por algum tempo durante o incêndio (até o deslocamento); da mesma forma, para os pilares, as dimensões foram pouco menores que o preconizado na norma brasileira. Assim, sob as mesmas considerações apresentadas pelo INTEMAC, nota-se que desempenho frente à ação do fogo foi melhor que o esperado.

O que resta acrescentar à discussão é a questão do nível de exigência correspondente

a essas especificações de dimensões mínimas. No aspecto prático, o incêndio natural a que foi submetida a estrutura de concreto teve uma duração total em torno de 16 horas, prazo em que as chamas foram controladas. Esse resultado é bastante significativo em termos de projeto e do debate atual a respeito dos níveis de exigência constantes das normas nacionais. Claro que se trata de uma análise de caso específica desta edificação, mas deve-se informar ainda que essa estrutura de concreto suportou nos seis meses seguintes ao incêndio um processo de demolição/desmontagem sem registro de acidente por ruína, apesar das sobrecargas ou perdas de capacidade portante atuantes desde a ocorrência em Fevereiro de 2005.

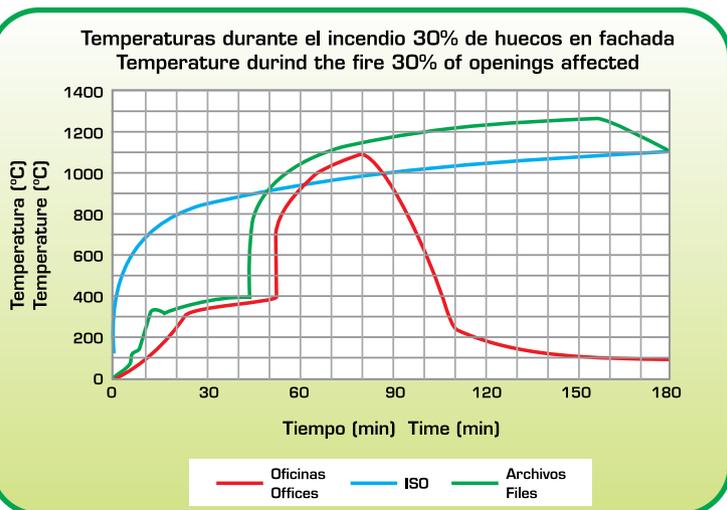
5. Comentários finais

O estudo apresentado pelo INTEMAC apresentou uma metodologia completa de avaliação de degradação de uma estrutura de concreto armado incendiada, com uso de ensaios de rápida execução e resultado confiável.

A verificação da estrutura segundo o Método Tabular da NBR 15200:2004 foi realizada para servir como ilustração às exigências atuais de projeto e citação como uma análise de caso, ainda que superficial. É válido também ressaltar que apesar de saber-se como métodos mais recomendados para projeto os Métodos Simplificado e Gerais constantes da mesma norma, não se dispunha de informações suficientes para esses tipos de análise. ♦

6. Referências bibliográficas

- **ABNT, NBR 14432:2000** – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações-Procedimento, Rio de Janeiro, 2000.
- **ABNT, NBR 15200:2004** – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, Rio de Janeiro, 2004.
- **CALAVERA, J. et al.**, Notas de información técnica nº 2 (NIT 2 – 05), INTEMAC – Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Madrid, Espanha, Dezembro de 2005.
- **COSTA, C.N., SILVA, V.P.**, Estruturas de concreto armado em situação de incêndio, XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, 2002.



8 – Curvas de incêndio

UHEs Santa Clara e Fundão – projeto de barragem em CCR visando a construção pelo método rampado

Carlos Guilherme Magalhães
Jose Franco Pinheiro Machado
Intertechne Consultores Associados S/C Ltda.

1. Introdução

O Complexo Energético Santa Clara – Fundão, em implantação no rio Jordão, na bacia do rio Iguaçu, Estado do Paraná, é composto por duas usinas hidrelétricas: a UHE Santa Clara, situada mais a montante e a UHE Fundão, cada uma com 120 MW de potência instalada. Os arranjos das duas hidrelétricas são semelhantes no conceito: reservatório formado por barragens construídas em concreto compactado com rolo (CCR), casa de força afastada da barragem para aproveitar o desnível natural do rio e adução feita por túneis de baixa e de alta pressão, separados por uma câmara de carga.

A barragem da UHE Santa Clara tem aproximadamente 70 m de altura máxima e aproximadamente 530.000 m³ de volume total. A barragem da UHE Fundão tem 45 m de altura máxima e cerca de 190.000 m³ de volume total. A opção pelo concreto rolado como material de construção das barragens do Complexo resultou de uma comparação com barragens de enrocamento com face de concreto e enrocamento com núcleo de argila. A comparação levou em conta não só aspectos quantitativos mas também qualitativos, como o menor risco para o cronograma associado às barragens em CCR e a minimização das escavações na ombreira da barragem, o que reduziu o risco geológico e o impacto ambiental da construção.

A barragem da UHE Santa Clara foi construída entre dezembro de 2003 e março de 2005. O enchimento do reservatório foi concluído em meados de julho de 2005. A barragem da UHE Fundão foi iniciada em maio de 2005 e deve estar concluída em março de 2006.

A empresa Intertechne Consultores Associados é a responsável pelo projeto civil e eletromecânico dos dois empreendimentos e a enge-

nharia do Consórcio EPC, formado também pela Construtora Triunfo (líder do EPC e responsável pelas obras civis) e pelas Indústrias Metalúrgicas Pescarmona (IMPISA), responsável pelo fornecimento e montagem dos equipamentos.

O objetivo deste trabalho é mostrar como a adoção do método executivo de lançamento do concreto compactado com rolo (CCR) afeta o projeto da barragem.

2. A escolha do método construtivo

A construção da maioria das barragens em CCR existentes hoje no Brasil foi feita em camadas com alturas que variam entre 0,30 m e 0,40 m. Neste método, chamado por muitos de “convencional”, a aderência entre as camadas é garantida pelo lançamento de argamassa, muitas vezes em toda a extensão da camada.

A experiência mundial mais recente, contudo, mostra a grande aplicação de uma metodologia diferente, na qual as camadas são lançadas em rampa. Essa metodologia foi aplicada pioneiramente em Jiangya Dam, na China, e visa, sobretudo:

- ◆ Redução da quantidade de juntas com necessidade de aplicação de argamassa de ligação, criando-se um maciço mais homogêneo;
- ◆ Aumento das taxas de lançamento de CCR;
- ◆ Redução da superfície de CCR com necessidade de limpeza e de tratamento de junta;
- ◆ Otimização do trabalho de manuseio de fôrmas, podendo-se chegar a 3m de altura;
- ◆ Eliminação da necessidade de lavagem e limpeza de resíduos da pista;



Vista da Estrutura do Vertedouro e Muros de Encontro em CCR – UHE Santa Clara

- ◆ Redução da superfície com necessidade de cura;
- ◆ Redução do potencial de recebimento de calor nos períodos mais quentes;
- ◆ Aumento de produtividade dos equipamentos e melhoria na organização da obra.

Decidiu-se, já no início do projeto da UHE Santa Clara, que a construção seria feita com o método rampado, em função das vantagens listadas acima.

Houve a necessidade de adaptar o projeto da barragem às condicionantes impostas pela adoção do método rampado. A principal diferença deste método, com relação ao método convencional, está basicamente na redução dos comprimentos das camadas de CCR, o que possibilita a redução do intervalo de tempo de lançamento entre as camadas sucessivas.

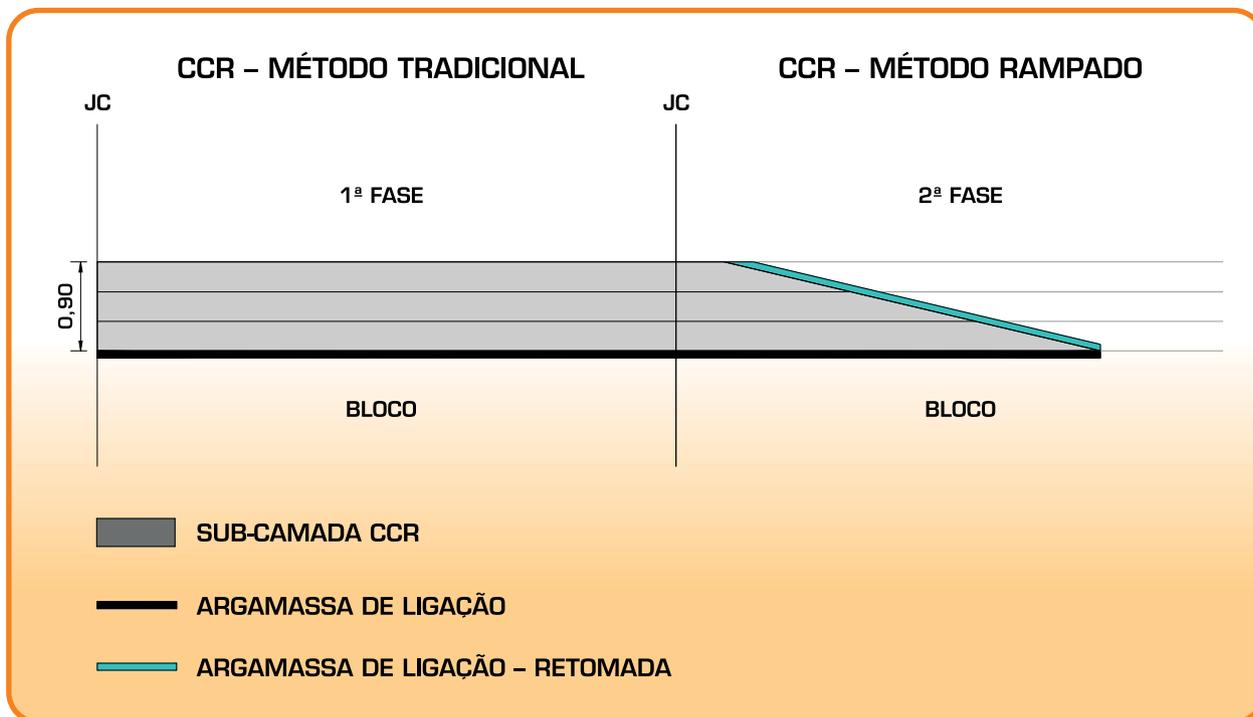
Esta redução no intervalo viabilizou a eliminação do lançamento da argamassa de ligação em aproximadamente 1/3 das camadas, confirmando a previsão de ganho de produtividade na adoção do método.

Porém, existem limitações inerentes ao arranjo da barragem de Santa Clara que limitaram os ganhos de produtividade e que acabaram levando a uma variação do método construtivo. A maior parte da extensão do barramento (250 m) é

ocupada pela soleira vertente. A calha da soleira vertente, como mostra a fotografia, é constituída por degraus.

Verificou-se que a presença dos degraus na calha do vertedouro equivale à imposição de macro- rugosidades que modificam as condições do escoamento comparativamente ao fluxo sobre calhas lisas (sem degraus). Com a existência desta macro- rugosidade, o escoamento sobre os degraus ocorre com a formação de vórtices que estão associados à dissipação parcial da energia do escoamento e à geração de flutuações turbulentas de pressão. Com existência de flutuações de pressões, ocorre o aparecimento de esforços hidrodinâmicos que podem danificar o concreto de revestimento dos degraus. A atuação destes esforços hidrodinâmicos sobre o concreto não é plenamente conhecida sabendo-se, no entanto, que quanto maior a altura do degrau, mais intensos serão estes esforços.

Outro aspecto considerado foi que a existência dos degraus associada a velocidades relativamente elevadas do escoamento (da ordem de 20 m/s) gera condições para a ocorrência de cavitação junto aos degraus (bordo superior do espelho do degrau). A possibilidade de ocorrência de cavitação foi avaliada tendo como base os estudos efetuados por Olinger e Brighetti (2002). Esta análise foi efetuada para alturas de degraus de 0,9 m e 1,8 m, chegando-se à conclusão de que a utilização de degraus com 1,8 m de altura aumentaria de maneira significativa o risco de cavitação. Outro



Independentemente das alterações no processo construtivo adotado pela Construtora, o projeto foi adaptado considerando as peculiaridades do método de lançamento em rampa.

aspecto a se observar é que, para o caso específico de Santa Clara, não ocorre a aeração natural do escoamento para vazões específicas altas, o que poderia minimizar os danos associados à cavitação. Tendo em conta estes aspectos, a altura do degrau foi limitada a 0,9 m.

Com a limitação da altura dos degraus em 0,90 m, a Construtora Triunfo analisou a possibilidade de executar lances de 1,80 m utilizando fôrma aérea no trecho de jusante do vertedouro. Essa opção foi descartada, porque haveria dificuldades na fixação dessas fôrmas e também a sua movimentação seria complicada.

O método construtivo empregado foi também modificado pela construtora, que adotou uma forma mista para lançar o CCR, sendo uma parte horizontal e outra parte em rampa. O método empregado é ilustrado acima (Homero Cardoso et al, 2004).

3. A adaptação do projeto ao método construtivo adotado

Com relação às especificações técnicas, originalmente feitas para CCR convencional, verificou-se que as alterações necessárias foram pequenas, sendo a principal a exigência da utilização de aditivo retardador de pega no traço do CCR e um controle mais rigoroso do intervalo de lançamento entre camadas.

Destaca-se no projeto também a construção da pista experimental de CCR, incorporada ao

corpo da barragem, que teve importância para avaliação das dificuldades construtivas na execução das juntas de contração e na execução dos trechos mais finos nas extremidades das camadas.

Nesta pista também foram feitos ensaios de resistência no CCR considerando-se diversos intervalos de lançamento entre camadas. Constatou-se também a necessidade de alguns cuidados adicionais de projeto com relação aos detalhes construtivos, destacando-se o tratamento dos trechos mais finos das camadas, no início e no final da rampa, onde foi adotado um procedimento de lançamento de argamassa antes do lançamento da camada subsequente.

4. Resistência especificada e consumos de concreto

A resistência característica especificada para o CCR da barragem foi de 8 MPa aos 180 dias.

Os traços empregados na construção da barragem foram compostos de misturas cimento e cinza volante, com teores de cimento (CPII e CPIV) variando entre 60 e 85 kg/m³ e de cinza entre 15 e 30 kg/m³.

5. Conclusões

Alguns aspectos do projeto, não diretamente relacionados ao método construtivo, merecem ser destacados.



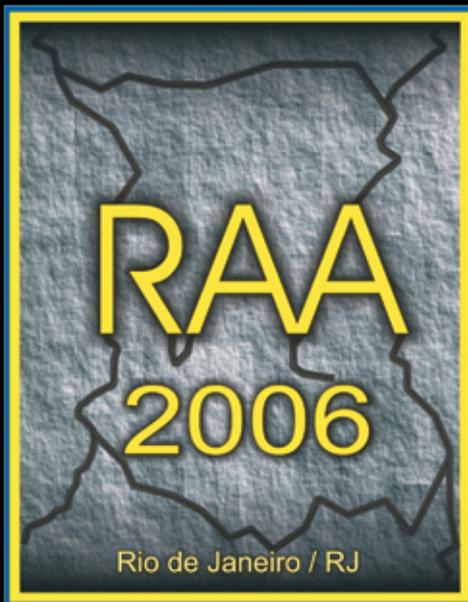
Barragem da UHE Santa Clara com o vertedouro em funcionamento

As resistências obtidas, à tração e à compressão, nos ensaios realizados com os testemunhos retirados da barragem ficaram bem acima das requeridas pelas solicitações da barragem, permitindo assim uma redução do fck requerido para a barragem de Fundão, em fase inicial de construção, para 7 MPa aos 180 dias.

A redução do fck teve dois aspectos, para a obra da barragem de Fundão, que devem ser observados: o econômico, referente à redução do consumo de cimento; e o técnico, ligado à melhoria do desempenho do maciço de CCR, em função da redução do aparecimento de fissuras ocasionadas pelo calor de hidratação.

Deve-se ressaltar também que a produtividade associada à adoção do método rampado depende bastante da altura do "lance" (conjunto de camadas da "rampa").

No caso das barragens de Santa Clara e Fundão, dominadas por uma soleira vertente, a altura final dos degraus na calha do vertedouro condicionou os lances a 0,90 m de altura, ao longo da extensão da soleira, limitando a aplicação do método.◆



RAA 2006 – II SIMPÓSIO SOBRE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

**Rio de Janeiro | Riocentro | Pavilhão 5
24 e 25 de setembro de 2006**

O IBRACON em conjunto com o CBDB, com o apoio de Furnas, realizará nos dias 24 e 25 de setembro de 2006 o RAA 2006 II Simpósio sobre Reação Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto durante o 48º Congresso Brasileiro do Concreto.

Temas

- mecanismos de expansão
- diagnóstico
- métodos de ensaio
- prevenção
- medidas corretivas
- reabilitação
- monitoramento de obras afetadas
- pesquisas
- casos históricos

Resumos	até 23/3/2006
Aprovação dos resumos	até 31/3/2006
Trabalhos completos	até 30/4/2006
Aprovação dos trabalhos	até 26/5/2006
Correções dos trabalhos	até 30/6/2006

COMISSÃO ORGANIZADORA

Nicole Pagan Hasparyk – Furnas
Selmo Chapira Kuperman – Consultor
Rubens Bittencourt – Furnas
Moacir Andrade – Furnas

Alberto Jorge Cavalcanti – Chesf
José Marques Filho – CBDB/Copel
Cláudio Sbrighi Neto – ABNT-CB18
Yushiro Kihara – ABCP

Ponte Rio-Niterói segue há mais de cinco anos sem interrupções no tráfego para manutenção do pavimento do vão central

Concreto de alto desempenho criado especialmente para a ponte eliminou problemas de deterioração existentes no asfalto desde a inauguração da obra, em 1974

Eng. Luiz Otávio Maia Cruz – Holcim Brasil

Se depender da ponte Rio-Niterói, as festas (férias, carnaval, semana santa, natal, fim-de-semana) na Região dos Lagos e no litoral norte do Rio de Janeiro vão ser bem tranquilos. A ponte completou mais de cinco anos sem a necessidade de intervenções para manutenção do pavimento no trecho do vão central. Isto se deve a um concreto especial desenvolvido pela Holcim Brasil, um dos cinco maiores grupos cimenteiros do Brasil, especialmente para a Ponte S.A, empresa Concessionária da Ponte Rio-Niterói.

Até seis anos atrás, a Ponte S.A. chegava a substituir anualmente cerca de um terço do pavimento asfáltico (flexível) sobre o vão metálico. Devido a um defeito congênito da ponte, o asfalto não aderiu à estrutura de aço existente naquele trecho da via. Isso ocasionava ondulações e buracos que causavam transtorno ao tráfego da principal interligação entre o Rio de Janeiro e Niterói. Todos os dias, cerca de 130 mil veículos passam pela ponte.

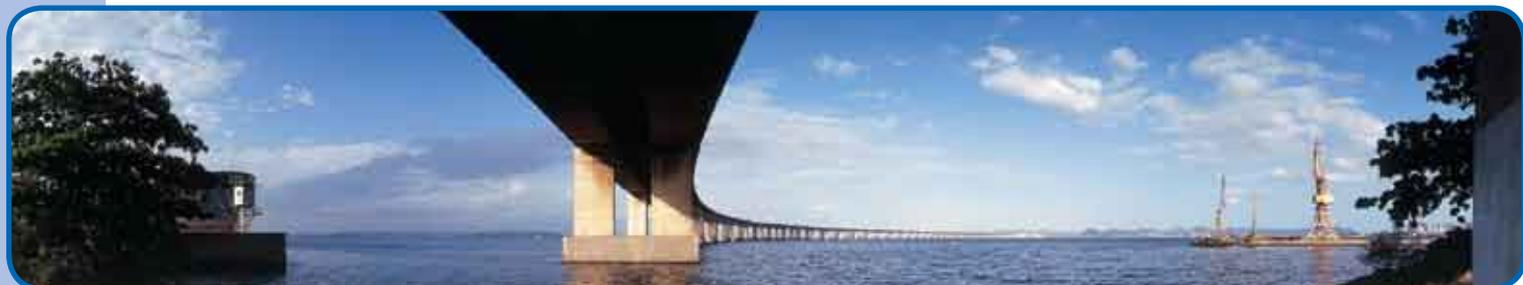
Com o concreto criado pela Holcim para o projeto estrutural desenvolvido durante três anos pela Ponte S.A, Coppe e IPR-DNIT, encontrou-se uma solução definitiva para o pavimento do vão central da ponte Rio-Niterói e a expectativa da vida útil passou para mais de 20 anos, pondo fim a

um problema existente desde os primeiros meses depois de inaugurada a ponte, em 1974. Ao longo deste tempo, mais de oito tipos de pavimentos oferecidos por empresas de vários países foram testados para sanar o problema, sem que resultados satisfatórios fossem encontrados.

Os mais de cinco anos sem reparos demonstram a ousadia e a qualidade da intervenção. O vão central possui 848 metros. Ao todo, 21.200 metros quadrados de asfalto foram substituídos por concreto especialmente projetado para as condições da pista. Os principais benefícios do uso do concreto foram a redução das intervenções para manutenção, o aumento da velocidade de tráfego dos veículos aliado com mais segurança, além de proporcionar maior conforto para o usuário.

Mas o maior benefício foi o custo social da obra, destaca o gerente de obras e conservação da Ponte, Nilton Velihovetchi. “Antes, havia uma equipe 24 horas de plantão somente para a manutenção do vão central. Bastava chover dois dias para o trecho ficar esburacado. O desgaste do pavimento era o maior motivo de insatisfação dos usuários”, lembra o gerente.

A Coppe destaca o esforço da Holcim, que deslocou equipe e um laboratório praticamente





inteiro para o canteiro de obras. “Os esforços da Holcim demonstraram a posição de ser uma empresa mais do que uma fornecedora de cimento e concreto, mas também de prover soluções para as necessidades dos clientes”.

Solução

O desgaste se devia a uma combinação de fatores relacionados às características do projeto da ponte. Segundo explica o IPR, o pavimento original com cerca de 8 centímetros de asfalto epóxi – uma mistura asfáltica - era colocado sobre uma chapa metálica de apenas 10 milímetros, resultando em uma baixa aderência do material. A constante oscilação da estrutura, além dos efeitos do calor e chuva, fazia com que o pavimento fosse rachando, abrindo fissuras. A água da chuva se depositava entre a chapa metálica lisa e a camada do pavimento, causando descolamento e a degradação do piso. Todo ano, de 7 a 8 mil metros quadrados de pavimento asfáltico eram substituídos.

A Ponte Rio-Niterói é a primeira no mundo a utilizar a solução, que demonstra eficácia, simplicidade e segurança. O concreto foi desenvolvido pela Holcim em conjunto com os técnicos

da Ponte S.A. Foi utilizado o cimento especial Ciminas CP-V-ARI-RS, aplicado pela Concretex, divisão de concreto da Holcim. A aderência do concreto tinha de ser específica para a chapa e daí consistiu o desafio para a equipe da Holcim. “A solução era tão inovadora que as pessoas questionavam se realmente iria dar certo”, relata o gerente de Produtos e Serviços Técnicos da Holcim, Luiz Otávio Maia Cruz.

Uma pesquisa de materiais para tentar solucionar o problema foi iniciada a partir da concessão da administração para o consórcio Ponte S.A. em 1995. A iniciativa envolveu empresas privadas, o governo e o meio acadêmico. A decisão do uso do Concreto de Alto Desempenho (CAD) se deu após vários testes, com diferentes dosagens de cimento. Os principais itens observados foram a durabilidade do material, custo, eficiência, facilidade de aplicação, garantia dos fornecedores de materiais e menor tempo de intervenção. A solução da Holcim Brasil foi a que mais se adequou a estas necessidades.

A administração da ponte Presidente Costa e Silva é uma concessão de 20 anos administrada pela empresa Ponte S.A, pertencente à holding CCR – Companhia de Concessões Rodoviárias, que tem como principais acionistas os grupos Camargo Corrêa, Andrade Gutierrez, Serveng-Civilsan, e BRISA – Auto-estradas de Portugal S.A.◆

Reação álcali-agregado em barragens

Nicole Pagan Hasparyk

FURNAS Centrais Elétricas S.A.

Alberto Jorge C. Tavares Cavalcanti

Companhia Hidro Elétrica do São Francisco – CHESF

Walton Pacelli de Andrade

Engeconsol Eng. de Concreto e Solos Ltda.

INTRODUÇÃO

Descoberta na década de 1940 nos Estados Unidos, a reação álcali agregado (RAA) foi alvo de pesquisas, nos anos 40 e 50, que estabeleceram métodos de ensaios para identificação dos agregados reativos. A partir da década de 1970, quando se julgava que o problema estava resolvido, apareceram dezenas de casos de RAA em barragens em todos os Continentes, expondo a deficiência dos métodos de ensaios existentes. Um outro fator que contribuiu para o aumento da incidência da RAA foi a crise do petróleo, que forçou os fabricantes de cimento a buscar uma maior eficiência energética nos seus processos, o que levou ao crescimento do teor de álcalis dos cimentos.

No Brasil, o primeiro caso de RAA em barragem foi constatado na década de 1970, na Usina Hidrelétrica de Peti, em Minas Gerais. Seguiu-se o caso de Moxotó em 1983 e uma série de outras barragens que já ultrapassam duas dezenas.

Alguns casos de ocorrência da RAA em barragens no Brasil publicados no meio técnico, bem como o período da construção são listados abaixo:

- ◆ 1920 a 1929 – Ilha dos Pombos
- ◆ 1930 a 1939 – Jurupará, Pedro Beicht, Ribeirão do Campo, Billings/Pedras
- ◆ 1940 a 1949 – Peti, Traição
- ◆ 1950 a 1959 – Sá Carvalho, Mascarenhas de Moraes, Paulo Afonso I
- ◆ 1960 a 1969 – Paulo Afonso II, Pedra, Furnas
- ◆ 1979 a 1980 – Apolônio Sales (Moxotó), Atibainha, Cascata, Sobradinho, Jaguará, Jaquari, Joanes,

Paiva Castro, Paulo Afonso III, Paulo Afonso IV, Porto Colômbia, Tapacurá

Alguns relatos da ocorrência da RAA também mostram danos em pontes e viadutos, obras portuárias, centrais termoelétricas e túneis e, mais recentemente em fundações de edificações.

DEFINIÇÃO

A Reação Álcali-Agregado (RAA) é um fenômeno patológico que ocorre internamente no concreto a partir da reação química entre os hidróxidos alcalinos, provenientes principalmente do cimento (derivados do sódio e potássio) e alguns minerais reativos presentes no agregado. Os produtos gerados a partir dessa reação química, ao absorver umidade, são capazes de expandir podendo provocar fissuração, deslocamentos estruturais, redução do módulo de elasticidade, perda de resistência mecânica, afetando a durabilidade do concreto.

Esta reação está subdividida em três tipos: Reação Álcali-Sílica (RAS), Reação Álcali-Sílica-Silicato (RASS) e Reação Álcali-Carbonato (RAC), dependendo do tipo de rocha e mineral presente. A principal delas, e que é mais freqüente no Brasil, é a que ocorre entre a sílica reativa contida nos agregados e os hidróxidos alcalinos da pasta de cimento.

Dependendo das condições em que a estrutura está exposta, esta reação leva a expansões que podem iniciar tanto em poucos anos como também somente vários anos após o término da construção.

Estruturas localizadas em ambientes úmidos, tais como barragens, vertedouros, usinas hidrelétricas, fundações de pontes e estruturas marinhas estão mais sujeitas a este tipo de ataque. Entretanto, cabe ressaltar que nas estruturas nas quais se encontram instalados



Figura 1 – Gel exsudado na superfície do concreto em galeria de eclusa.

equipamentos hidrodinâmicos e elétricos, como comportas, geradores e turbinas, os problemas decorrentes da RAA passam a ter uma maior dimensão, devido à interferência direta que causam na operação dos mesmos.

Ainda não se dispõe de uma maneira eficiente de interromper a evolução da RAA e consequente expansão, uma vez iniciada, em qualquer tipo de estrutura de concreto. Portanto, torna-se imprescindível que os materiais a serem empregados em obras de concreto sejam estudados, antes de serem utilizados, com o objetivo de prevenção da instalação da reação deletéria.

PRINCIPAIS CAUSAS

As principais causas da instalação da RAA são a presença de minerais reativos no agregado



Figura 2 – Borda escura ao redor do agregado

é de álcalis no cimento, entretanto, fatores como umidade e temperatura são condicionantes da reação deletéria, uma vez que são responsáveis pela geração da expansão e de sua velocidade nas estruturas de concreto.

A forma com que os principais fatores interferem na velocidade e intensidade da reação está apresentada a seguir:

- ◆ Quanto maior o teor de álcalis do cimento e o consumo de cimento no concreto, maior será a expansão.
- ◆ Quanto mais desorganizada e instável é a estrutura do mineral presente no agregado, mais intensa será a reação. Em ordem decrescente de reatividade encontram-se os minerais com estrutura amorfa (opala e vidro vulcânico), microcristalina a criptocristalina (calcedônia), metaestável (tridimita e cristobalita) e cristalina (quartzo e feldspato deformados e filossilicatos alterados).
- ◆ Em ambientes com umidade relativa acima de 80-85%, ocorre um aumento na magnitude da expansão. Por outro lado, na falta de água ou umidade, a expansão pode ser limitada, mesmo na presença de agregados reativos e álcalis.
- ◆ Quanto maior a temperatura ambiente, mais rapidamente ocorrerá a reação. Isto pode ser explicado em função da maioria das reações químicas serem ativadas por temperaturas elevadas.

SINTOMAS E EFEITOS

A reação álcali-agregado se manifesta de várias formas, sendo que os principais sintomas verificados em estruturas de concreto são:

- ◆ Fissuras padrão do tipo “mapa”. Estas fissuras surgem desordenadamente na superfície do concreto, como se fossem os traços de um mapa. O padrão de fissuração é condicionado pela existência de restrições internas no concreto causada por armação, protensão ou cargas aplicadas;
- ◆ Exsudação de gel. Este gel é um produto vítreo gerado a partir da reação química que, na presença de umidade, expande fissurando o concreto;
- ◆ Descoloração do concreto ou manchas escuras;
- ◆ Agregados com bordas (anéis escuros ou películas brancas) de reação;
- ◆ Poros ou vazios do concreto preenchidos total ou parcialmente por material branco ou vítreo;

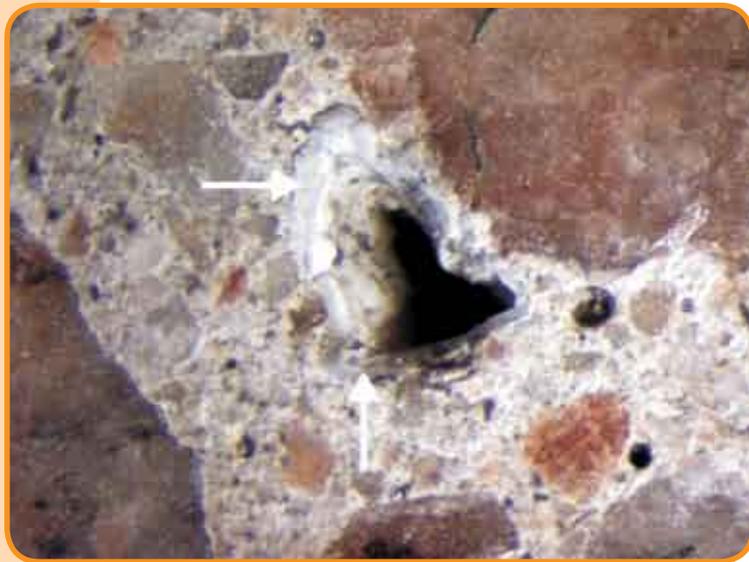


Figura 3 – Borda de poro contendo material vítreo/branco

- ◆ Microfissuração da argamassa.

São vários os efeitos provocados pela RAA, tanto no concreto quanto no sistema operacional de uma barragem sendo que, entre os principais relatados no meio técnico, destacam-se:

- ◆ Grande incidência de fissuração na superfície do concreto e entre camadas de concretagem;
- ◆ descolamento (perda de aderência) da argamassa junto à superfície dos agregados;
- ◆ movimentação (abertura e/ou deslocamento relativo) de juntas de contração;
- ◆ abertura de juntas de construção;
- ◆ movimentação das superfícies livres (ex: alteamento da crista da barragem e soleiras de vertedouros, deflexões para montante na crista de barragens);
- ◆ travamento e / ou deslocamento de equipamentos e peças móveis (ex: comportas, turbinas etc);
- ◆ Inclinação do eixo do conjunto turbina/gerador;
- ◆ Ovalização do estator do gerador;
- ◆ Concentração de tensões na interface entre o conduto forçado e bloco de concreto;
- ◆ Tensionamento das aletas do pré-distribuidor da turbina.

As Figuras 5 a 7 registram algumas manifestações surgidas em barragens decorrentes da reação álcali-agregado.

MEDIDAS PREVENTIVAS

As medidas preventivas a serem adotadas com o objetivo de se evitar a instalação da RAA e, conseqüentemente, os efeitos danosos às estruturas de concreto são:

- ◆ estudo preliminar da rocha ou agregados a serem empregados na obra;
- ◆ caracterização físico-química do cimento a ser empregado na obra;
- ◆ ensaios de laboratório da combinação cimento-agregado;
- ◆ utilização de adições minerais/pozolânicas.

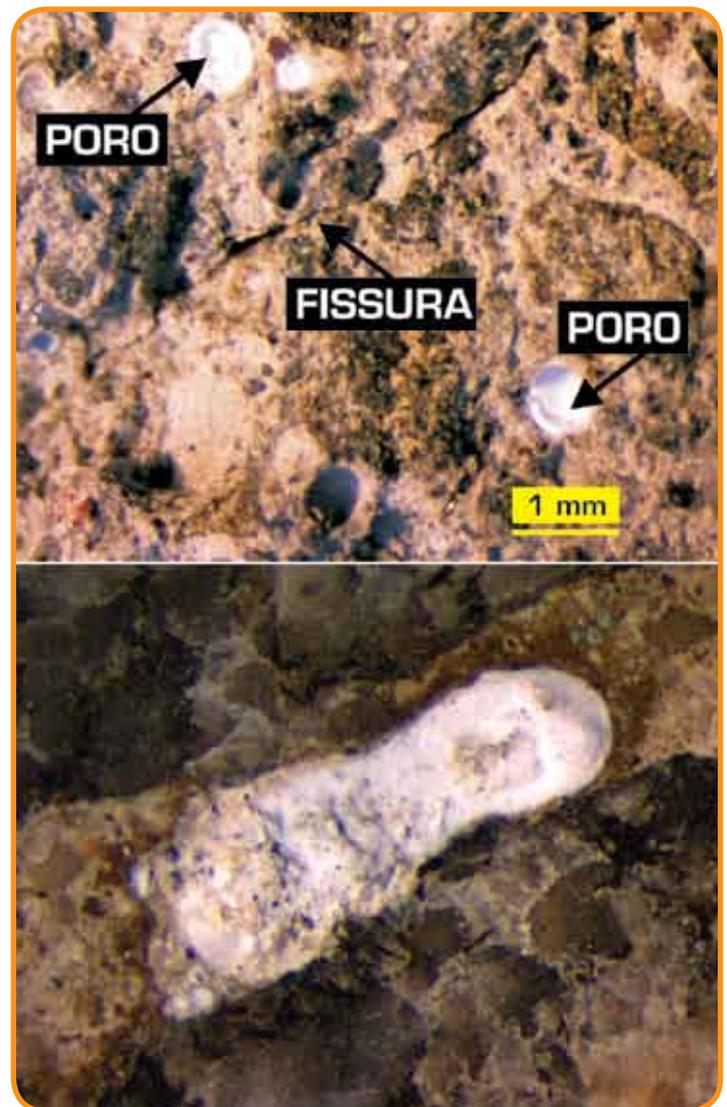


Figura 4 – Fissura na argamassa e poros preenchidos por material branco/gel



Figura 5 – Fissuração tipo mapa em parede de eclusa.

São vários os ensaios de laboratório para estudar a RAA. Dentre os principais normalmente empregados com a rocha ou com os agregados visando aplicação em barragens, encontra-se a análise petrográfica que tem como objetivo verificar os minerais potencialmente reativos do ponto de vista da RAA. No estudo do cimento, é importante que seja verificado o teor de álcalis totais e solúveis, o qual pode ser determinado através de análise química.

O estudo da reatividade de um agregado pode ser realizado através da norma americana ASTM C-1260, que trata de um ensaio de reatividade acelerado, na qual proporciona resultados em curto prazo (de 16 a 30 dias). Este método tem por objetivo investigar a RAA por meio da variação de comprimento de barras de argamassa imersas em solução de hidróxido de sódio (NaOH a 1N), a uma temperatura de 80°C.

Caso seja verificado, através da análise petrográfica, a presença de minerais potencialmente reativos e esta reatividade for comprovada através do ensaio de reatividade, com expansões acima dos limites de norma, deverão ser tomadas medidas preventivas no que diz respeito a troca e/ou adequação dos materiais.

A primeira opção seria a utilização de um outro tipo de agregado comprovadamente não reativo. Entretanto, nem sempre é possível e viável esta opção de troca. Em relação ao cimento, deve-se utilizar um tipo contendo baixo teor de álcalis. Segundo a ASTM C-150, um cimento com baixo teor de álcalis tem como requisito químico opcional que o equivalente alcalino ($\% \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \times \% \text{K}_2\text{O}$) não exceda 0,60%. De acordo com o ACI Committee 221, o limite recomendado é de 0,40%. No entanto, fixar apenas este parâmetro não é garantia da inibição da reação uma vez que podem existir fontes externas adicionais de álcalis contribuindo.

Finalmente, mantendo-se o agregado reativo, deve-se então estudar outros tipos de cimento (Cimento Portland de Alto Forno - CP III ou Cimento Portland Pozolânico - CP IV), bem como o emprego de adições minerais/pozolânicas tais como sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz, cinza volante ou pozolanas naturais. Estes cimentos e os teores das adições a serem empregados devem ser investigados em conjunto com o agregado reativo, através de ensaio de reatividade pela ASTM C-1567, com o objetivo de verificar a melhor opção na inibição ou redução das expansões causadas pela RAA. Compostos à base de lítio sob a forma de aditivos também têm sido apresentados como adições químicas no combate da RAA.

Verifica-se que o teor ideal de adição varia em função do tipo de agregado e é imprescindível a investigação do cimento e adições ideais, conforme supracitado. Para se ter uma idéia da faixa que normalmente tem sido empregada, a seguir são apresentados alguns teores de adição normalmente utilizados na prática ou sugeridos a partir de experimentações: sílica ativa de 8% a 15%; cinza de casca de arroz amorfa, acima de 12%; metacaulim de 10 a 25%; todos em substituição ao cimento e na presença de aditivo superplastificante, pozolana natural entre 20% e 30%, cinza volante entre 25% e 50% e escória de alto-forno moída, entre 40% e 65%.

Através dos estudos citados anteriormente, pode-se então fazer o uso de agregados



Figura 6 – Abertura de junta de contração em pilar de vertedouro.

reativos na presença de cimentos próprios e pozolanas adequadas à sua condição, com riscos reduzidos da ocorrência de expansões prejudiciais à estrutura.

Como exemplo de aplicação de adições na prevenção da reação, pode ser citada a UHE



Figura 7 – Fissuração devida à expansão da RAA no concreto restringida pelo perfil metálico em tomada d'água.

Corumbá I (Rio Corumbá, município de Caldas Novas/GO). Através do ensaio acelerado da ASTM C-1260, os agregados da obra, o cloritaxisto e quartzito, foram considerados reativos, constatando a necessidade de utilização de um cimento CP III-32 (50%-55% de escória) com substituição parcial de 11% de sílica ativa em relação ao cimento, em volume.

Também na UHE Cana Brava (Rio Tocantins, entre os municípios de Cavalcante e Minaçu/GO), foi verificada a reatividade do agregado quartzito micaxisto, sendo necessário o emprego de um CP III-32 (50%-55% de escória) com substituição parcial de 8% de sílica ativa, em volume.

Alguns estudos envolvendo a utilização de outras adições como o agregado pulverizado em concretos, que representa o material pulverulento obtido a partir da britagem de rochas, têm sido realizados com o foco na redução das expansões devido a RAA, sugerindo o seu efeito benéfico e a possibilidade de utilização em substituição a algumas adições pozolânicas.

Entretanto, deve-se ressaltar que tais materiais não são considerados pozolanas, conforme mostram as análises específicas para tal fim, e este efeito de redução nas expansões deve-se principalmente à redução do consumo de cimento.

Um exemplo seria o concreto compactado com rolo, onde o consumo de cimento é bastante baixo e o teor de material pulverulento alto, sendo normalmente empregado no lugar de pozolanas, podendo produzir conseqüentemente um efeito benéfico na RAA.

Nota-se, por exemplo, que alguns estudos através da ASTM C-1260 indicam este efeito, porém somente a partir de teores de substituição ao cimento bastante elevados, como 50%, são capazes de manter as expansões a níveis aceitá-

veis por norma, não sendo, portanto aplicado a um concreto convencional.

Desta forma, é necessário que sejam realizados estudos adicionais envolvendo o agregado pulverizado, sendo que a litologia pode variar e, conseqüentemente, o comportamento no concreto também, de forma a comprovar o seu papel na RAA.

DIAGNÓSTICO E MEDIDAS CORRETIVAS

Apesar de não existir uma maneira efetiva de interromper a evolução da RAA, são adotadas algumas medidas, após o diagnóstico preciso da RAA, com o objetivo de minimizar os danos causados pelas expansões.

É importante ressaltar também que os custos envolvidos na manutenção e reparos das estruturas são, na maioria das vezes, bastante elevados.

Uma rotina recomendada para diagnosticar e verificar o estágio em que se encontra a reação em uma estrutura, normalmente, deveria envolver:

- ◆ Observação geral da estrutura por inspeções visuais;
- ◆ Histórico e levantamento de dados dos materiais (cimentos, agregados, aditivos), dosagens e propriedades dos concretos usados;



Figura 8 – Desnível entre blocos em crista da barragem Bloco Adjacente ao Vertedouro.

- ◆ Interpretação inicial dos dados;
- ◆ Análise da instrumentação instalada na estrutura (auscultação existente);
- ◆ Implantação de sistema de auscultação (quando possível) para verificar o andamento (amplitude e velocidade) das deformações-expansões;
- ◆ Extração de testemunhos de concreto, para análise petrográfica, determinação das propriedades bem como verificação de expansões residuais para a possível avaliação da intensidade da RAA;
- ◆ Adoção (eventual) de modelagem matemática para estabelecer níveis de previsão da continuidade do fenômeno e extensão dos danos.

No caso de ensaios de expansão residual em testemunhos de concreto, realizados em laboratório, estes podem auxiliar na avaliação da RAA, quando esta já se encontra instalada em uma estrutura de concreto, durando normalmente um ano.

As condições de exposição dos testemunhos podem variar em função do objetivo que se pretende e do ambiente na qual a estrutura se encontra.

Normalmente as amostras podem ser expostas em três tipos de ambiente: condição sem imersão em água, porém em ambiente úmido, estocagem em recipiente hermeticamente fechado; condição de imersão em água e condição de imersão em solução de NaOH, todos mantendo uma temperatura em torno de 38°C.

Nos dois primeiros casos a expansão residual é determinada a partir da potencialidade

reativa do agregado utilizado com os hidróxidos alcalinos ainda presentes na massa de concreto. Na última condição, o ensaio torna-se um pouco mais acelerado, sendo verificada a potencialidade da rocha e futuras expansões frente a uma fonte adicional de álcalis. A determinação das propriedades também pode ser um bom indicativo do nível de comprometimento da estrutura.

Quanto aos procedimentos de reparo, as ações que têm sido normalmente empregadas, basicamente, são:

- ◆ aplicação de produtos impregnantes, penetrantes, selantes e membranas: todos com o objetivo de restringir a penetração da água no concreto;
- ◆ reforços estruturais com o objetivo de impedir as deformações;
- ◆ liberação de tensões de deformação: este procedimento consiste em criar vazios na estrutura, simulando juntas, de forma a permitir que as deformações-expansões se processem em determinadas direções.

Tratamentos do concreto com compostos a base de lítio também tem sido estudados por vários pesquisadores, porém ainda existem grandes questões a serem esclarecidas e estudos a serem realizados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o Comitê Técnico GO 10.209 – Reação Álcali-Agregado da Regional/GO do Ibracon pela contribuição no texto apresentado.◆

REFERÊNCIAS

- PACELLI DE ANDRADE, W. Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. Equipe de Furnas. Laboratório de Concreto. São Paulo: Editora PINI, 1997. cap.17.
- HASPARYK, N. P. Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado. Porto Alegre, 2005. Tese (Doutorado) – UFRGS, PPGEC.
- KIHARA, Y.; SBRIGHI NETO, C.; KUPERMAN, S. C. Reação álcalis-agregado: visão atual e a situação brasileira. In: Simpósio sobre durabilidade do concreto, 1998, São Paulo. Anais...São Paulo: IBRACON/USP, 1998.
- KUPERMAN, S. C. Concreto nas obras de barragens: Relatório do Tema 96. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXVI., 2005, Goiânia. Anais... Goiânia: CBDB (Comitê Brasileiro de Barragens), 2005.
- RELATÓRIO FINAL – Panorama Brasileiro e Relato Técnico do Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto. Goiânia: FURNAS/CBGB, 1999.

Quebra de paradigma – concreto projetado por via úmida

Eng. Paulo Fernando A. Silva
Concremat
Eng. Tiago Ern
BASF

Resumo

Este documento tem por finalidade discutir a aplicação de concreto projetado por via-úmida no revestimento secundário de túneis. Frequentemente se fazem confusões comerciais ao redor deste tema extrapolando-se, sem a correta análise técnica, redução do consumo de cimento nos traços de concreto projetado. Os resultados mostram que é possível se obter sensível redução de custos desde que sejam preservadas as variáveis básicas de concepção do traço, utilizados equipamentos adequados e materiais que correspondam à realidade prática na aplicação dentro do túnel.

Histórico

Tradicionalmente utilizou-se o consumo de cimento do concreto projetado ao redor dos 450 a 500 kg/m³, de acordo com as características desejadas. Isto, tendo em conta agregados comuns e considerando-se essencialmente a utilização de aditivos a base de lignossulfonatos, naftalenos e melaminas. Para este conjunto de materiais e utilizando-se os equipamentos de projeção manual de mercado, para se projetar entre 3 e 5 m³/h utilizava-se abatimento de tronco de cone da ordem de 100 mm e relação água/cimento inferior a 0,50. Quando da utilização de robôs obtinha-se produção de até 10 m³/h, em média.

Objetivo

Apresentar a situação atual da aplicação do concreto projetado aonde se utiliza novos materiais que possibilitam melhoria fundamental nas variáveis do processo, através da modificação das propriedades básicas de aplicação e do comportamento do concreto durante as primeiras horas. Este conceito pode gerar concretos econômicos que contribuem

para qualidade final da estrutura e quebram o paradigma de que não é possível se executar estruturas econômicas em concreto projetado com consumos de cimento da ordem de 350 kg/m³ e ainda assim obter qualidade estrutural exigida atualmente.

Estudo de Caso

Desenvolveu-se um estudo de dosagem de tal forma que o traço de concreto projetado fosse de baixa retração (500 μ s). E ainda, que atendesse aos seguintes parâmetros de "durabilidade":

- ◆ absorção de água por imersão e fervura $\leq 8\%$ (NBR 9778);
- ◆ penetração de água sob pressão ≤ 50 mm (NBR 10787);
- ◆ absorção de água por capilaridade ≤ 15 g/m²/s^{0,5} (SIA 162/1);
- ◆ resistividade elétrica $\geq 60\Omega$ k.cm (NBR 9204)
- ◆ resistência a compressão aos 28 dias ($f_{ck,28}$) ≥ 30 MPa (NBR 5739);

Observa-se que se trata de revestimento final de túnel onde foi implantado sistema de cura adequado e não havia critério de resistência à baixa idade para o concreto de segunda fase.

Dosagem de Concreto Projetado

Frequentemente costuma-se lançar mão de literaturas consagradas para a concepção do traço de concreto projetado, tais como o ACI e EFNARC. Certamente estas recomendações possuem fundamentos consistentes para que se possa seguir numa direção objetiva no sentido de se obter um resultado satisfatório de aplicação. Contudo, estes modelos



Figura 1 – Consistência antes do superplastificante.

nem sempre nos levam à dosagens mais econômicas. A análise correta das variáveis e os limites razoáveis para se conseguir um resultado econômico, atualmente, podem ser analisados do ponto de vista dos novos materiais existentes.

A redução relação água/cimento da mistura ficou mais viável atualmente com o emprego dos aditivos a base de eterpolicarboxilato. Ainda, a trabalhabilidade ideal deve ser adotada levando-se em conta a produção e o tipo dos equipamentos e interagindo-se com a logística de entrega do concreto no campo. Neste caso foi utilizada relação água/cimento igual a 0,42 e abatimento de tronco de cone da ordem de 200 ± 30 mm.

O motivo de se ter dobrado o índice de medida de consistência de 100 mm para 200 mm deve-se às premissas de aplicação do concreto em questão. Com esta modificação, os mesmos equipamentos utilizados tradicionalmente aumentam sua produção da ordem de 30 a 50 %. O concreto projetado se trata de um material que será formado a partir do bombeamento de dois componentes durante a aplicação (concreto numa bomba e aditivo acelerador de pega dosado noutra bomba). Assim, deve-se eliminar as variações entre este proporcionamento no momento em que ele está sendo feito. Uma vez que a bomba de aditivo tem vazão constante numa determinada regulação, deve-se fazer com que a bomba de concreto tenha, também, esta constância. Para uma bomba de rotor encher completamente os copos durante a projeção numa velocidade determinada, o "slump" do concreto deve estar num intervalo tal que não ofereça dificuldades para que isto aconteça homoganeamente ao longo do tempo. Numa bomba de pistões, onde a vazão (m^3/h) alcançada pode ser maior, para se encher os pistões durante

a projeção e aproveitar a capacidade de produção da bomba, também é necessário que o concreto tenha plasticidade elevada durante toda a descarga do concreto na bomba.

Benefícios do Superplastificante

A utilização dos superplastificantes atuais possibilita a redução da fissuração e obtenção de concretos mais duráveis. Se por um lado os superplastificantes a base de eterpolicarboxilato oferecem o benefício de altas reduções do

conteúdo de água da mistura, por outro exigem que, para um tempo de trabalhabilidade estendido, sejam utilizados numa dosagem adequada e partindo-se da trabalhabilidade ideal (da ordem de 200 ± 30 mm para a manutenção desta). É desta forma que durante a projeção mantém-se uma vazão (m^3/h) constante de concreto, permitindo que o proporcionamento "concreto mais aditivo acelerador de pega", seja homogêneo. Ou seja, é nesta faixa de "slump" que a bomba de projeção mantém a vazão de concreto constante. Além disto a base química citada confere coesão adicional ao traço de concreto tanto pelas características intrínsecas do produto quanto pela redução do volume de água do traço.

Por estes motivos se consegue projetar traços que se encontram fora dos parâmetros dos modelos de curva de proporcionamento propostos pelo ACI e EFNARC (já citados).

Benefícios do acelerador Livre-de-álcalis

Quando se lança mão dos aceleradores livres-de-álcalis tem-se por benefício prático a redução dos índices de reflexão e a eliminação dos problemas de saúde ocupacional. Por outro lado, para se otimizar a dosagem (consumo) do acelerador de pega é necessária ainda que a reatividade com o cimento seja adequada. Esta otimização contribui também para a qualidade final do concreto, uma vez que quanto menor a dosagem de acelerador de pega menor a porosidade final da estrutura. Em geral alcança-se esta propriedade interativa com relação água/cimento menor do que 0,45 sendo esta



Figura 2 – Consistência 200 ± 30 mm para projeção.

uma lição antiga de aplicação da época do concreto projetado por via seca. Este tipo de aditivo oferece, ainda, uma pequena redução da resistência final em comparação com as gerações anteriores, im-



Figura 3 – Obtenção de resultados otimizados de aplicação através da utilização de robôs de projeção.

plicando uma redução do consumo de cimento no traço.

Concreto da Estrutura de Segunda Fase

É importante salientar que é possível se reduzir o consumo de cimento de um concreto projetado. Contudo, para o revestimento primário os valores de consumo de cimento serão função da necessidade de resistência inicial (vide recomendação do NATM). Ou seja, os consumos de cimento são tais que podem ser reduzidos ao mínimo possível

(ao redor de 350 a 390 kg/m^3) para o concreto de segunda fase interagindo-se essencialmente com as variáveis de projeto já citadas.

Mecanização do Processo

Para se alcançar os resultados de maneira econômica, obrigatoriamente se deve lançar mão da aplicação mecânica do concreto projetado. Ou seja, a utilização de robôs. Isto fica claro quando se pretende alcançar índices de reflexão reduzidos e uniformidade na qualidade do concreto da estrutura através do ângulo de projeção que possibilita a compactação adequada do material. Claro que o mesmo traço uma vez tendo as características adequadas pode ser colocado num equipamento de projeção manual, mas certamente não apresentará resultados otimizados de aplicação.

A facilidade oferecida pelo robô permite que o ângulo de projeção praticado seja o mais próximo possível de 90° oferecendo mínima reflexão e compactação maximizada. Evidentemente os resultados de durabilidade dependem da compactação adequada do concreto no momento da projeção na estrutura.

Devido à dificuldade de aplicação manual o ângulo de projeção facilita o aumento da reflexão e pode resultar em um concreto menos compactado e conseqüentemente mais permeável. Ou seja, o concreto projetado estudado quando aplicado manualmente pode correr o risco de não representar, na prática, o que é possível de se obter quando se utilizam robôs, inclusive do ponto de vista econômico. Atenção especial também deverá ser dada a pressão de projeção.



Figura 4 – Dificuldade na aplicação manual do concreto de segunda fase.

- ◆ resistência à compressão aos 28 dias
(f_{ck28}) = 43 MPa (extraídos das placas projetadas);

A cura do concreto projetado de segunda fase deve ser feita de modo sistemático e eficiente de maneira que a estrutura não sofra ciclos de molhagem e secagem, prejudicando o desenvolvimento da resistência e causando o aparecimento de fissuras. Ou seja, é “proibido” molhar e secar o concreto projetado como método de cura. A umidade relativa dentro do túnel em questão é mostrada na figura:

Uma confusão freqüente que se faz é atrelar o consumo de cimento do concreto com os resultados de durabilidade exigidos (dizendo que deve-se aumentar o consumo para atingir tal objetivo). Consegue-se atender aos requisitos de durabilidade impostos através da diminuição da quantidade de água por metro cúbico de concreto e da relação água/cimento (além dos cuidados executivos). Os índices de durabilidade tendem a melhorar sensivelmente com a redução do consumo de cimento respeitando-se a relação água/cimento do traço.

Resultados Obtidos

Os resultados médios, de resistência a compressão e de durabilidade, do traço de concreto projetado para revestimento de segunda fase com consumo de cimento C-III-32 de 352 kg/m^3 , utilizado neste estudo foram:

- ◆ absorção de água por imersão e fervura = 6 %;
- ◆ penetração de água sob pressão = 15 mm;
- ◆ absorção de água por capilaridade = $10 \text{ g/m}^2/\text{s}^{0,5}$;
- ◆ resistividade elétrica = 300 k Ω .cm

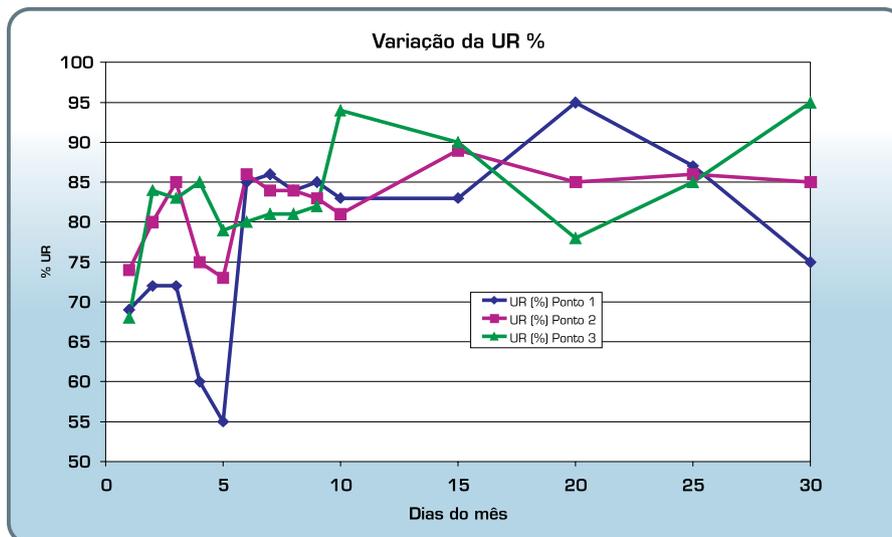


Figura 5 – Umidade relativa do ambiente abaixo de 95% exige que seja feita cura.

Conclusões

A busca de um concreto durável não se restringe a um estudo de dosagem de laboratório. É necessário que se faça correlações interativas “campo-laboratório” para que se alcance os resultados de otimização citados e eliminação dos efeitos colaterais (fissuras, etc.). Obviamente, os cuidados práticos de campo, tais como controle do processo de projeção (pressão/volume de ar, trabalhabilidade, manutenção dos equipamentos, treinamento de equipe, etc.) e a cura do concreto são fundamentais. Desta forma, conseguiu-se que um concreto com consumo de cimento de 352 kg/m^3 de fácil bombeabilidade e projeção tenha atendido tecnicamente e alcançado resultados econômicos.

Ou seja, utilizando-se materiais adequados e obtendo-se redução do consumo de água total por metro cúbico, levando o concreto na bomba com trabalhabilidade mais adequada à projeção e utilizando-se aceleradores livres-de-álcalis, mostra-se que a quebra de paradigma é possível trazendo benefícios à sociedade e a quem constrói e mantém pois, com isto se obtém redução dos custos de produção e manutenção das estruturas de concreto.◆

Acontece no setor elétrico nacional

Luciano Nobre Varella
Centrais Elétricas do Brasil S.A. – ELETROBRÁS



O setor elétrico brasileiro por meio de suas obras, particularmente as obras de geração, e entre essas as usinas hidrelétricas, é um consumidor intensivo do material concreto em suas várias modalidades, em decorrência dos grandes volumes desse material de construção aplicado nessas obras. Os exemplos estão aí em obras já realizadas como as Hidrelétricas de Itaipu, Tucuruí, Serra da Mesa, Itá e Machadinho, apenas para citar algumas das mais recentes, bem como os dois grandes empreendimentos que estão sendo ansiosamente aguardados pelos empreendedores e construtores, que são as Usinas do Rio Madeira: Santo Antonio com 3.150 MW e Jirau com 3.300 MW; e, no Rio Xingu, a Usina de Belo Monte com 11.182 MW, que será a terceira maior hidrelétrica do mundo.

O mercado de energia elétrica no Brasil tem crescido, anualmente, nas duas últimas décadas a taxas superiores à taxa de crescimento do PIB, estando mais recentemente na ordem de 4,5%. Isso significa, considerando-se o Potencial Instalado existente hoje no país, aproximadamente 93.500 MW, a expansão da potência instalada da ordem de 4.200 MW por ano, o que corresponde a uma Usina de Itaipu a cada três anos. Em 2008, a potência instalada deverá ultrapassar a casa dos 100.000 MW.

Existem atualmente 150 usinas hidrelétricas de médio e grande porte em operação no Brasil, perfazendo um total de 69.805,8 MW; 18 em construção, perfazendo um total de 5.001,3 MW; e 23 empreendimentos já outorgados pela ANEEL, cujas potências a serem instaladas somam 5.155,9 MW.

Os números acima indicam claramente a tendência desses empreendimentos de maior porte terem potência instalada média cada vez menores, ou seja 465,8 MW, 277,9 MW e 224,1 MW de potência média para as usinas em operação, em construção e com construção a ser iniciada, respectivamente.

O programa de governo PROINFA, Programa de Incentivo a Fontes Alternativas de Energia, em andamento, responderá até final de 2007, por 1.100 MW instalados em 57 PCH – Pequenas Centrais Hidrelétricas, ou seja, potência instalada média de 19,3 MW.

Os leilões de energia abrem aos investidores interessados no mercado de energia elétrica a possibilidade de participar como autoprodutores ou produtores independentes de energia. Estes últimos podem comercializar toda ou parte da energia produzida de acordo com a legislação vigente.

No momento, a expectativa do mercado e, particularmente, dos grandes empreendedores, está voltada para os próximos leilões de energia nova. Para este ano, o primeiro leilão já foi programado pelo governo para o dia 12/06/2006, com objetivo de atender a demanda em aberto de cerca de 1.800 MW médios, em 2009. Ainda em 2006, o governo pretende realizar no segundo semestre um leilão com usinas hidrelétricas com venda de energia para 2011.

Atenção especial está dirigida para as usinas do Rio Madeira e para a usina de Belo Monte, que, pelo porte, estarão no foco do cenário nacional e internacional da implantação de grandes empreendimentos de engenharia, particularmente, aqueles relativos à construção de grandes barragens. Ambos localizados na Amazônia, esses empreendimentos apresentam complexos problemas e, conseqüentemente, enormes desafios a empreendedores, projetistas e construtores. No entanto, proporcionalmente ao seu porte, representam excelentes condições de desenvolvimento em todos os campos da engenharia e do tratamento das questões ambientais em grandes obras, como, aliás, tem ocorrido nos grandes projetos do setor elétrico brasileiro.

Com relação aos empreendimentos do Rio Madeira, o governo pretende licitar a concessão e a respectiva implantação das Usinas de Jirau e Santo Antonio, se possível, ainda no ano de 2006, porém em leilão específico.

Os grandes volumes envolvidos em suas obras com toda certeza significarão também oportunidades ímpares para o contínuo desenvolvimento no campo da tecnologia do concreto e todas as suas aplicações decorrentes e, obviamente, imensas oportunidades de negócios para construtores e fabricantes de materiais e equipamentos para produção de concreto. ♦

degussa.

creating essentials



GLENIUM™

A DIFERENÇA

Aitivo superplastificante de alto desempenho

- Redução de até 45% da água de amassamento
- Reduz a exsudação
- Efeito mínimo no tempo de pega do concreto
- Grande manutenção da trabalhabilidade
- Aumento das resistências às compressões e trações iniciais e finais
- Aumento da durabilidade estrutural
- Melhora da aderência e textura da superfície do concreto

Campos de Aplicação

- Concreto pré-moldado
- Concreto protendido
- Concreto de alto desempenho
- Concreto dosado em central
- Concreto de alta fluidez e durabilidade
- Concreto auto-compactante e Rheodinâmico
- Concreto de peças com densa taxa de armadura
- Concreto que demande tempo de pega normal ou acelerado
- Fôrmas deslizantes



Prova de carga dinâmica em ponte ferroviária

Alan P. Jeary
University of Western Sydney, Australia
Alberto Ortigão
Terratek Ltda.

Introdução

Quais os esforços laterais quando um trem atravessa uma ponte? As normas estruturais prevêem como dado de projeto em geral 20% do valor do trem-tipo. Os autores mediram este fenômeno em uma ponte ferroviária no Brasil, tendo registrado valores até cinco vezes maiores. Concluíram que a causa é carregamento dinâmico provocado pelo movimento lateral da locomotiva e vagões, face à qualidade da superestrutura.

Metodologia

Esta ponte foi submetida à prova de carga dinâmica de acordo com a recente norma [1] ABNT NBR 15307 com os seguintes objetivos: (a) detectar e localizar danos, (b) investigar a integridade estrutural global, (c) verificar a estrutura sob novos carregamentos, e (d) analisar o envelhecimento e vida útil.

Um dos pontos fundamentais para as medições é que os equipamentos são especiais e diferentes da maioria dos equipamentos usados em vibrações, pois as estruturas apresentam frequências

baixíssimas de 0 a 10 Hz. Além disso, esta norma se aplica a medições sem forçar vibrações, somente a excitação ambiental de vento, trem, etc. Isso implica usar acelerômetros supersensíveis, capazes de resolver até 10^{-8} g, onde g é a aceleração da gravidade [2].

Neste exemplo, observou-se a resposta de uma ponte ferroviária sob passagem de trens e um tipo de dano estrutural que se desconsiderava até então.

Na análise convencional da resposta de uma ponte sob um trem carregado admite-se que as forças verticais são as mais significativas. Entretanto, o carregamento aplicado pela passagem do trem, além de ser dinâmico, é também altamente não-linear. O movimento lateral do trem, também denominado pelo jargão ferroviário de movimentos de "lacet" ou "hunting", causa um carregamento lateral importante. O fenômeno depende da velocidade do comboio e da distância entre rodas dos trens e dos vagões.

Os movimentos de lacet podem ter maior influência no comportamento e causar maiores danos estruturais que se poderia imaginar e isso não é geralmente considerado no projeto. De fato, a experiência relatada neste trabalho é de um caso inédito de danos provocados pelo movimento transversal dos trens.

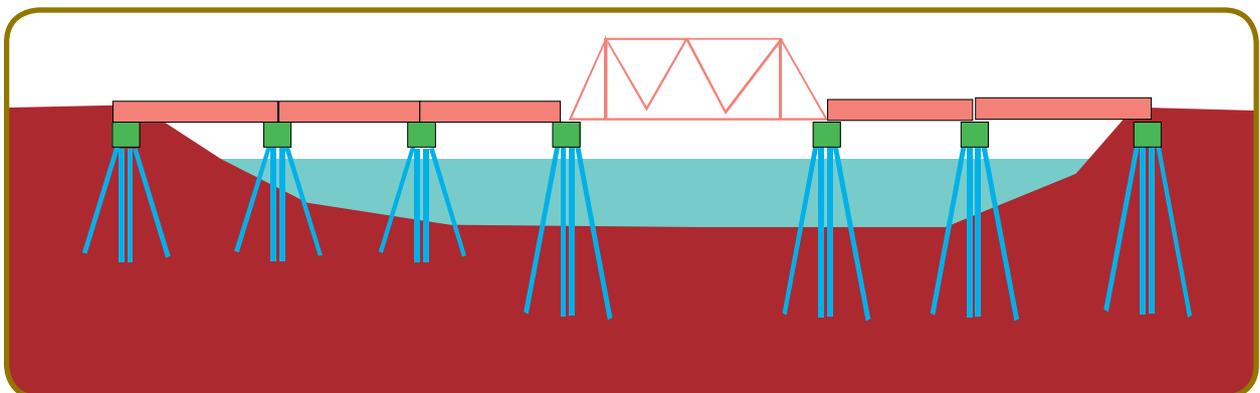


Figura 1: Croquis da ponte (sem escala)

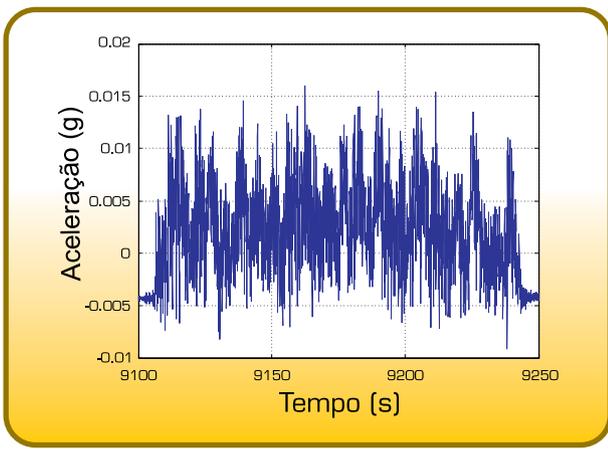


Figura 2: Resposta vertical da ponte à passagem de trem carregado

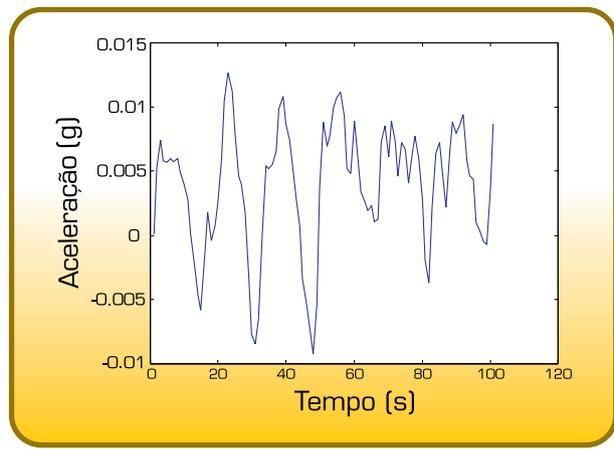


Figura 3: Resposta vertical à passagem de trem vazio durante 12 segundos

Forças aplicadas pelo trem

Uma ponte ferroviária em região assísmica deve suportar a massa de um trem carregado, frenagem e também as cargas laterais de vento. Na direção transversal, os esforços de projeto são vento e uma percentagem do trem-tipo aplicada lateralmente, de acordo com as normas de projeto.

Resposta da ponte à passagem do trem

A resposta da estrutura foi monitorada em vários locais selecionados através de acelerômetros ultra-sensíveis tri-ortogonais e em frequências baixas de 0 a 10 Hz. A Fig. 2 apresenta um exemplo de acelerações medidas no sentido vertical durante a passagem de trem carregado. Isso corresponde ao carregamento principal de projeto.

Neste caso, a resposta é devida à massa do trem. As acelerações medidas passam de zero a 3×10^{-3} g. As medições mostram picos de resposta.

O projetista de ponte ferroviária espera que a resposta aumente com aumento da massa do trem, mas na realidade o fenômeno é muito mais complexo. A estrutura da ponte apresenta uma série de modos de vibração que podem ser excitados pelo trem. Se o mesmo consegue produzir um carregamento que coincida dinamicamente com as frequências de ressonância da ponte, haverá amplificação de resposta. Este é o princípio da ressonância.

No sentido vertical, isso é atingido mesmo com carregamento leve, desde que a velocidade de passagem induza uma frequência que corresponda à ressonância da ponte. A Fig. 3 mostra uma medição na passagem de um trem vazio em que a resposta na direção vertical é maior que a de um trem carregado, por mais incrível que pareça. A figura mostra uma ressonância na frequência de 1,1 Hz, excitada pelo trem vazio.

Modelagem matemática

A estrutura foi modelada dinamicamente por um programa de dinâmica estrutural Microstran

8 e a resposta dinâmica foi calculada e calibrada através de comparação com as medições.

A calibração do modelo foi realizada em cada um dos principais modos de vibração, alterando-se a rigidez de elementos estruturais selecionados por tentativas. Neste caso particular, o modo mais importante é o primeiro modo transversal que levou a danos estruturais não convencionais, conforme comentários mais adiante.

Na Fig. 4, o modelo fornece uma frequência de ressonância de 0,49 Hz, valor menor que o medido de 0,60 Hz. Isso não é usual, pois a rigidez estrutural se reduz com o tempo, à medida do envelhecimento. De fato:

Onde para o modo de vibração i , f é a frequência de ressonância, k é a rigidez modal e m a massa modal. Essa equação demonstra que, se a rigidez diminui, a frequência também diminui.

Nesse caso, analisando-se o modo de vibração da estrutura sã (Fig 4) e o da danificada (Fig 5), pode-se concluir que os danos ocorreram em um dos apoios do vão central. Neste caso, o resto da estrutura tem menor influência neste modo de vibração e a massa modal diminui concomitantemente ao aumento na frequência de ressonância. A massa na equação (1) decresce mais que a rigidez, o que explica o fato das medições apresentarem frequência maior que o modelo.

$$f_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i}} \dots \dots \dots (1)$$

Esta observação implica que a causa dos danos foi uma força transversal adicional, já que a estrutura foi projetada para região de ventos leves de 30 m/s e os mesmos não poderiam causar estes danos.

Medição dos esforços horizontais durante a passagem do trem

A resposta horizontal foi monitorada durante a passagem de vários trens carregados e vazios.

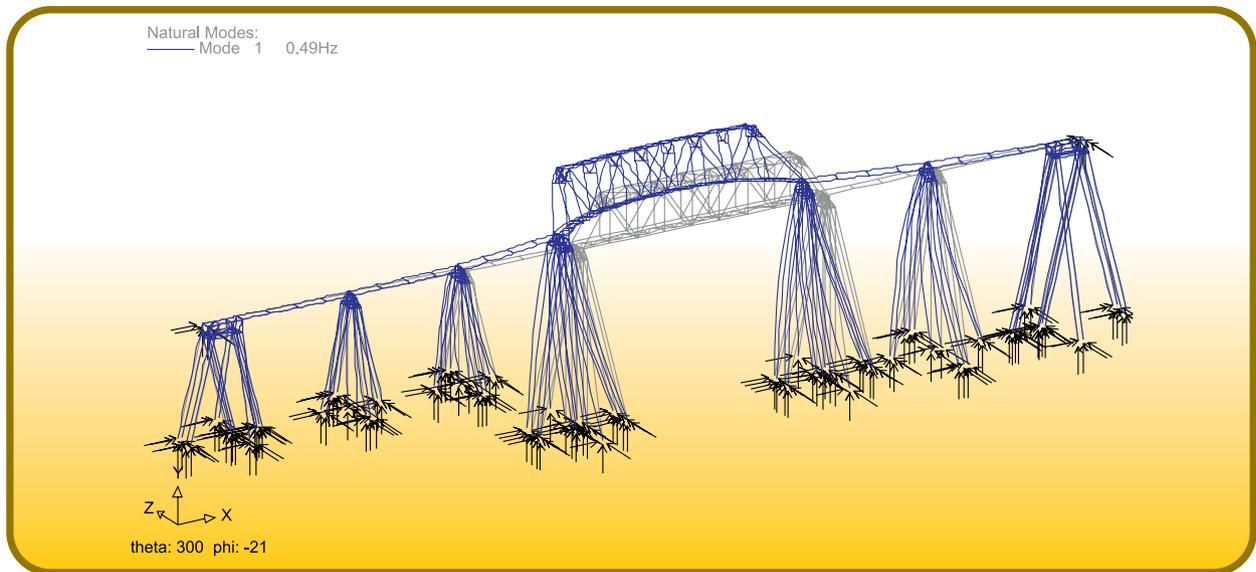


Figura 4: Primeiro modo de vibração calculado para a estrutura sem danos ($f = 0,49$ Hz)

A Fig. 6 apresenta a resposta típica durante tais eventos.

Neste diagrama se vê claramente o efeito do peso do trem e que a resposta dinâmica não é estacionária, ou seja, varia muito durante a passagem do trem.

A Fig. 7 apresenta um detalhe da anterior e mostra que a resposta máxima ocorre onde há combinação de dois modos de vibração. Nesta figura, é possível identificar duas ressonâncias: uma a 4,5 Hz, outra a 1,1 Hz. Na primeira, no início das abscissas, a aceleração máxima é razoavelmente constante por um período inicial de 12 segundos. Em seguida, ocorre uma amplificação da aceleração superimposta ao movimento anterior.

Este fenômeno é impossível de se observar com outras técnicas, que não o monitoramento dinâmico. Se um ciclo de amplificação de resposta for medido com equipamento inadequado, o mesmo não

será percebido e confundido com ruído de fundo.

Neste caso particular, o trem tinha velocidade de 70 km/h ou 20 m/s e uma distância de 4 m entre rodas, que excitavam na frequência de 4,5 Hz devido a imperfeições nos trilhos. Por outro lado, o movimento de lacet ocorre em uma frequência muito menor de 1,1 Hz.

Os valores medidos de resposta transversal da ponte foram analisados comparando-os com valores previstos para uma vida útil de 50 anos, verificando-se que são cinco vezes maiores.

Conclusões

As provas dinâmicas realizadas conforme norma ABNT NBR 15307 identificaram um novo me-

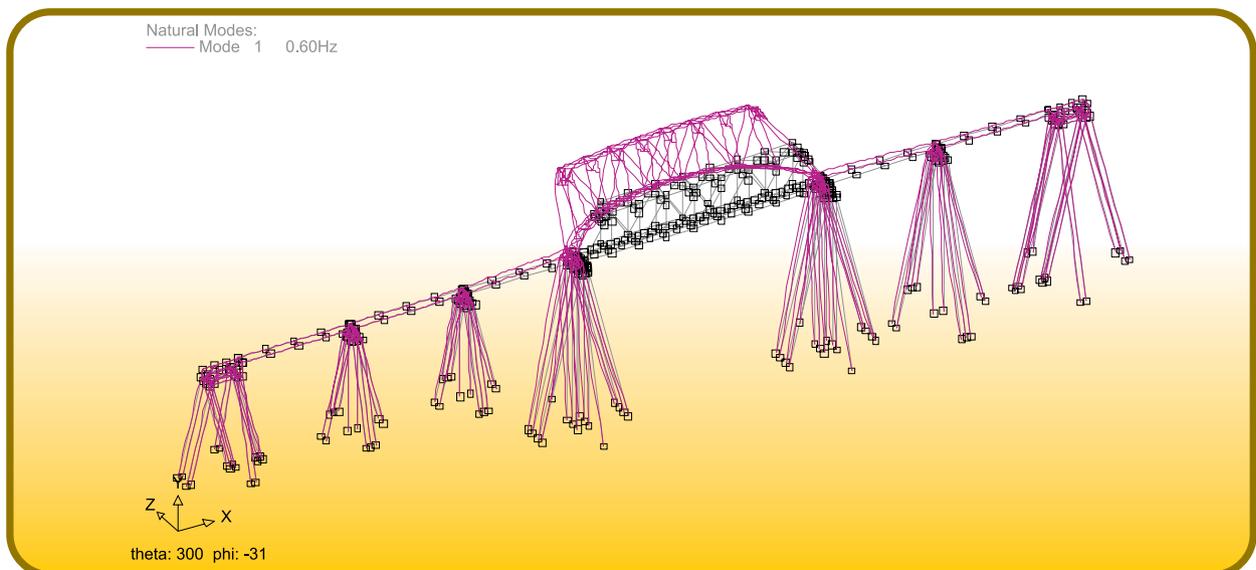


Figura 5: Primeiro modo de vibração com estrutura danificada ($f = 0,60$ Hz)

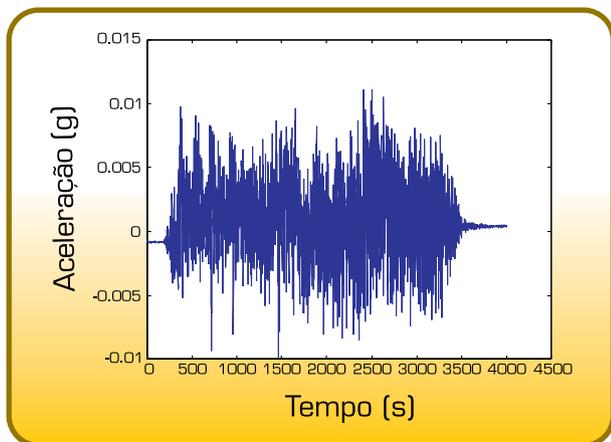


Figura 6: Resposta horizontal do vão central

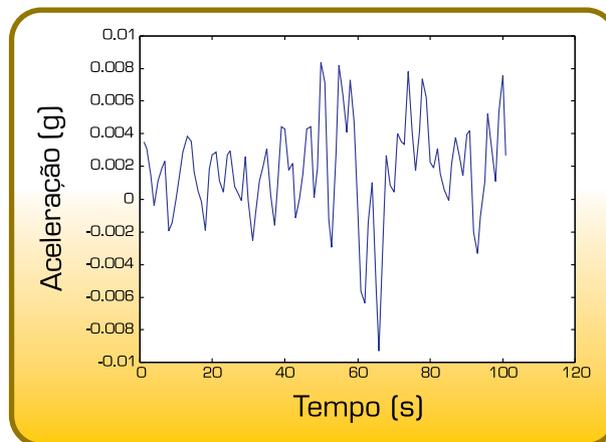


Figura 7: Detalhe da resposta transversal na figura 6

canismo de danos estruturais em pontes ferroviárias causado pelo movimento lateral dos trens. A resposta

lateral nestas medições foi muito maior que as normalmente admitidas em estruturas do deste tipo. ♦

REFERÊNCIAS

- 1. ABNT NBR 15307 Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas, Procedimento
- 2. Jeary A P (1997) Designer's Guide to the Dynamic Response of Structures, E & F Spoon, 235 p.



O SIABE 06 irá ocorrer de forma integrada ao 48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006 e ao INCOS 06 International Conference on Concrete for Structures.

Português e Espanhol são os idiomas oficiais, com o objetivo de envolver países e representantes de toda a Ibero-América.

Entidades e países promotores:

Brasil

• Instituto Brasileiro de Concreto – IBRACON

Portugal

• Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra – FCTUC
• Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior – DEC da UBI

Espanha

• Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC).

SIABE 06 – II SIMPÓSIO ÍBERO-AMERICANO SOBRE "CONCRETO ESTRUTURAL"

Rio de Janeiro | Riocentro | Pavilhão 5
27 de setembro de 2006

Tema 1 O concreto como material estrutural

- 1.1 Análise de materiais constituintes
- 1.2 Propriedades físicas e mecânicas
- 1.3 Resistência à deterioração
- 1.4 Produção e controle tecnológico em obras
- 1.5 Caracterização em estudos de caso
- 1.6 Normalização para projeto
- 1.7 Concretos especiais

Tema 2 As estruturas de concreto

- 2.1 Análise e dimensionamento estrutural
- 2.2 Previsão de vida útil
- 2.3 Manutenção, recuperação ou reforço estrutural
- 2.4 Procedimentos para fiscalização ou inspeção
- 2.5 Ensaios para diagnóstico "in situ"
- 2.6 Estruturas mistas
- 2.7 Normalização
- 2.8 Pré-fabricação
- 2.9 Estruturas especiais

Tema 3 Novas práticas para o desenvolvimento sustentável da indústria do concreto

DATAS IMPORTANTES

Cadastro de resumo e notificação de registro: até 30/4/2006

Trabalhos completos: até 30/5/2006

Informações: www.ibracon.org.br

COMISSÃO ORGANIZADORA

Cláudio Sbrighi – FAAP
Jaime Fernandez – INTEMAC
José Calavera – INTEMAC
Luiz Oliveira – UBI
Paulo Helene – USP
Sérgio Lopes – FCTUC
Sílvia Selmo – USP
Wellington Repette – UFSC



IBRACON



Concreto: dos Laboratórios de Pesquisa aos Canteiros de Obras

22 a 27 de setembro de 2006

Riocentro – Pavilhão 5 – Rio de Janeiro – RJ



CONCURSOS

■ Concrebol ■ APO ■ Ousadia



Promoção



Organização



Apoio



Informações

Arlene Regnier de Lima Ferreira
Fone: (11) 3735-0202 | Fax: (11) 3733-2190
arlene@ibracon.org.br
www.ibracon.com.br

SEXTA-FEIRA (23/09) 8:30 - 13:30		SABADO (24/09) 8:30 - 9:30								DOMINGO (24/09) 8:30 - 9:30							
		Auditório Ary Torres								Auditório Ary Torres							
		Conferência Plenária - Personalidade								Conferência Plenária - Personalidade							
		9:30 - 10:00								9:30 - 10:00							
		Chá na FEIBRACON								Chá na FEIBRACON							
10:00 - 14:00		10:00 - 12:30								10:00 - 12:30							
Montagem de Estandes, Cerimonial e Decoração	Gilberto Molinari	Eparanondas Amaral	Liberto Bernardo	Menna Barreto	Francisco Basilio	Emilio Baumgarten	Lobo Carneiro	Falcão Bauer	Gilberto Molinari	Eparanondas Amaral	Liberto Bernardo	Menna Barreto	Francisco Basilio	Emilio Baumgarten	Lobo Carneiro	Falcão Bauer	
	Curso I MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	Preparação	Reunião Diretoria Regional	Assuntos Comerciais	Sessão Científica	Sessão Científica	Curso II MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Reunião Comissão Editoriais das Revistas	Assuntos Comerciais	Sessão Científica	Sessão Científica	
							Debates	Debates					Debates	Debates	Debates		
		Almoço - Restaurante								Almoço - Restaurante							
14:00 - 16:15		14:00 - 14:30				14:00 - 14:30				14:00 - 16:15				14:00 - 14:30			
16:30 - 17:30 Recepção dos Participantes e Autoridades Entrega de Pastas	Curso II MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	Integração 70anos da ABCP	Sessão Científica	Sessão Científica	Sessão Científica	Sessão Científica	Curso IV MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Sessão Científica	Reunião RAA	Sessão Científica	Sessão Científica	
					Debates	Debates	Debates	Debates					Debates	Debates	Debates	Debates	
		Chá na FEIBRACON								Chá na FEIBRACON							
17:30 - 20:00		18:00 - 19:30								18:00 - 19:30							
20:00 - 23:00 Comemoração do 50º Aniversário do Conselho Nacional de Permutabilidade Copa Interregional de Vôlei ABCP Prêmios Interregional	Curso III MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Sessão Científica	Sessão Científica	Sessão Científica	Sessão Científica	Curso IV MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Sessão Científica	RAA	Sessão Científica	Sessão Científica	
					Debates	Debates	Debates	Debates					Debates	Debates	Debates	Debates	
		Auditório ARY TORRES								Auditório ARY TORRES							
20:00 - 23:00		Festa Técnica Bojo Interregional								Festa Técnica							
Coquetel de Abertura e Inauguração da FEIBRACON																	

SEGUNDA-FEIRA (25/09) 8:30 - 9:30		TERÇA-FEIRA (26/09) 8:30 - 9:30								TERÇA-FEIRA (26/09) 8:30 - 9:30							
		Auditório Ary Torres								Auditório Ary Torres							
		Conferência Plenária - Personalidade								Conferência Plenária - Personalidade							
		9:30 - 10:00								9:30 - 10:00							
		Chá na FEIBRACON								Chá na FEIBRACON							
10:00 - 14:00		10:00 - 12:30								10:00 - 12:30							
Sessão Científica	Gilberto Molinari	Eparanondas Amaral	Liberto Bernardo	Menna Barreto	Francisco Basilio	Emilio Baumgarten	Lobo Carneiro	Falcão Bauer	Gilberto Molinari	Eparanondas Amaral	Liberto Bernardo	Menna Barreto	Francisco Basilio	Emilio Baumgarten	Lobo Carneiro	Falcão Bauer	
		OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Reunião Diretoria Técnica	RAA	Abertura REGIO 06	Sessão Científica	Curso V MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	LIVRE	70anos ABCP	Sessão Científica	Diário do Construtor	Sessão Científica	Sessão Científica	
						Debates	Debates	Debates					Debates	Debates	Debates	Debates	
		Almoço - Restaurantes								Almoço - Restaurante							
14:00 - 14:30		14:00 - 14:30				14:00 - 14:30				14:00 - 16:15				14:00 - 14:30			
Sessão Científica	14:30 - 16:15	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Sessão Científica	RAA	REGIO 06	Sessão Científica	Curso VI MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	LIVRE	70anos ABCP	Sessão Científica	Diário do Construtor	Sessão Científica	Sessão Científica	
					Debates	Debates	Debates	Debates					Debates	Debates	Debates	Debates	
		Chá na FEIBRACON								Chá na FEIBRACON							
16:30 - 18:00		16:45 - 18:00								16:45 - 18:00							
Sessão Científica	16:30 - 18:00	OUSADIA e PÔSTER	APO e CONCREBOL	70anos ABCP	Sessão Científica	RAA	REGIO 06	Sessão Científica	Curso VI MasterPEC	OUSADIA e PÔSTER	LIVRE	70anos ABCP	Sessão Científica	Diário do Construtor	Sessão Científica	Sessão Científica	
					Debates	Debates	Debates	Debates					Debates	Debates	Debates	Debates	
		Auditório ARY TORRES								Auditório ARY TORRES							
20:00 - 04:00		Assembleia Geral								20:00 - 04:00							
NOITE LIVRE										Jantar de confraternização e Entrega de Prêmios Concursos APO, CONCREBOL e OUSADIA							

QUARTA-FEIRA (27/09) 8:30 - 17:30	
Auditorio Lobo Carneiro	
Abertura SIABE 06 e Conferência Plenária	
9:30 - 10:00	
Chá na FEIBRACON	
10:00 - 12:00	
LOBO CARNEIRO	
SIABE 06	
Debates	
12:30 - 14:00	
Almoço - Restaurante	
14:00 - 15:40	
SIABE 06	
16:45 - 18:15	
Chá na FEIBRACON	
da FEIBRACON, OUSADIA e PÔSTER	
18:15 - 17:40	
SIABE 06	
17:45 - 18:00	
Cerimônia de Encerramento SIABE 06	

Segurança das barragens de concreto

Luiz Prado Vieira Júnior – Lumans Engenharia
Oscar Bandeira Machado – Eletronorte
Paulo Roberto Amaro – EPE
Paulo Helene - EPUSP

1. INTRODUÇÃO

Notícias divulgadas pela imprensa, ao final de 2005, davam conta que havia, na época, pelo menos 20 barragens brasileiras que corriam “sérios riscos de rompimento, por falta de manutenção”. Tal declaração, da parte do Cadastro Nacional de Barragens, órgão do Ministério da Integração Nacional, referia-se apenas às barragens “públicas”, sujeitas, de alguma forma, à fiscalização e ao controle de órgãos públicos. O cenário, no entanto, é mais sombrio, caso seja lembrado que, no Brasil, existem centenas de médias e milhares de pequenas barragens, não sujeitas a nenhum tipo de fiscalização “oficial”. Nestas condições, basta que ocorram chuvas mais intensas para colocar em risco o patrimônio e, até mesmo, as vidas das pessoas que residem nas vizinhanças destas barragens. Outro aspecto, também preocupante, é o dano que pode ser causado, não apenas pelas eventuais inundações e erosões devido a rompimentos de barragens de acumulação de água, mas a degradação am-

biental resultante de acidentes em barragens de rejeitos.

Dois exemplos brasileiros, recentes e marcantes, são: o rompimento da barragem de Camará, na Paraíba; e o vazamento de lixívia negra, nos rios Pomba/MG e Paraíba do Sul/RJ. A ruptura da barragem de Camará afetou seriamente os municípios vizinhos: foi perdida a reserva hídrica que os abasteceria, plantações foram devastadas, criações foram perdidas, e, em Alagoa Grande, cerca de 500 casas foram, total ou parcialmente, destruídas e morreram cinco pessoas. No caso dos rios Pomba e Paraíba do Sul, cerca de 1,2 milhão de m³ de resíduos, pelo rompimento de um reservatório de rejeitos, de propriedade de uma fábrica de papéis, foi lançado às águas do Rio Pomba, afluente do Paraíba do Sul; o acidente afetou o abastecimento de água de cerca de 47 municípios nos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro, comprometeu a fauna aquática e ribeirinha e poluiu o leito e margens dos rios. Vale lembrar, ainda, toda a comoção internacional causada pela destruição de Nova Orleans, pela passagem do furacão Katrina e pelo rompimento dos diques que protegiam a cidade. Tais ocorrências afetaram de imediato os habitantes das regiões atingidas, configurando um problema social localizado, mas, a longo prazo, tiveram muitas outras conseqüências, afetando, inclusive, a credibilidade na competência e no discernimento de engenheiros e da Engenharia de Barragens.

O homem tenta, desde a mais remota antigüidade, conter a água, para diversas finalidades, com barramentos de diferentes tipos. Com o tempo a experiência ensinou, empiricamente, quais eram os materiais e as técnicas a empregar, a cada caso. A partir do desenvolvimento científico, foi possível conhecer e/ou calcular os esforços nas estruturas, a resistência dos materiais a tais esforços e sua du-



Galeria com marcas de perfuração de água e calcificação

rabilidade frente a ações diversas, o que, por sua vez, possibilitou que fossem estabelecidos coeficientes de segurança para as diferentes condições de risco a que as estruturas podem estar sujeitas. Conceitualmente, risco é a probabilidade da ocorrência de um determinado evento, que possa resultar em um acidente ou incidente. A compilação dos dados resultantes de observações por órgãos regulamentadores e sua associação aos esforços e ações atuantes calculados, permitiu que fossem estabelecidos limites e regras, que, no mínimo, servem como referência para o projeto e construção de barragens e outras estruturas hidráulicas. No entanto, isto não basta para atender ao quesito segurança: o monitoramento e a manutenção das estruturas devem, também, ser considerados. Deve ser levado em conta, ainda, que, em engenharia, não existe "segurança absoluta", "certeza incontestável", "inexistência de falha" e "risco zero", em especial em obras tão "integradas" e dependentes da natureza, que envolvem muitas especialidades e de construção tão complexa como barragens e as estruturas a elas associadas.

O CBDB (Comitê Brasileiro de Barragens), há anos, dedica-se a estudar e divulgar amplamente o tema Segurança de Barragens, por meio de sua "Comissão de Segurança de Barragens". O IBRACON, face à importância do tema, já destacado em congressos anteriores, decidiu estabelecer um Comitê Técnico, conjuntamente com o CBDB, para divulgar aos seus associados o atual estado da arte e os aspectos e conhecimentos mais recentes referentes à Segurança de Barragens de Concreto, dos pontos de vista estrutural e tecnológico. O presente artigo tem por intuito, portanto, apresentar, apenas, um breve resumo de tais aspectos e das futuras ações a serem levadas a cabo no que tange ao citado Comitê Técnico.

2. TIPOS DE BARRAGENS DE CONCRETO

As barragens têm por finalidade exatamente o que o nome indica, ou seja, barrar e, em especial, conter e armazenar água, para diversas finalidades. É de conhecimento geral que muitas barragens fazem parte de complexos hidrelétricos e de sistemas de abastecimento e controle de águas. Portanto, no sentido estrito do presente artigo, são englobadas no conceito "barragem" outras estruturas hidráulicas em concreto tais como vertedouros, tomada d'água e canais de adução e de fuga.

As barragens de concreto mais comumente empregadas podem ser classificadas, resumida e genericamente, em:

- ◆ Barragens gravidade que dependem de sua massa para serem estáveis; devem ser fundeadas em rocha sã; em casos muito excepcionais e que demandam cuidados especiais, podem ser assentadas em solo

compacto; freqüentemente emprega-se concreto compactado com rolo (CCR) em sua construção; nesta classificação podem ser incluídas as barragens de gravidade aliviada e as barragens arco-gravidade (figura 1);

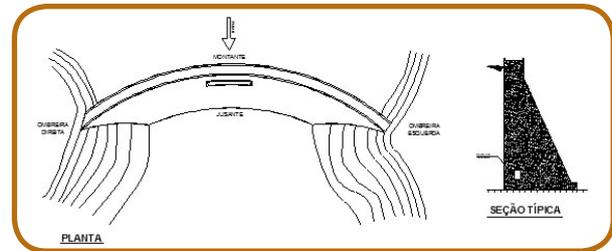


Figura 1

- ◆ Barragens em arco são adotadas em locais como vales estreitos e escarpados; as ombreiras devem ser rochosas para suportar o esforço transmitido pelo barramento; pode-se distinguir três formas de barragens em arco: cilíndrica, com ângulo de abertura constante e com dupla curvatura; emprega-se normalmente concreto convencional em sua construção, (figura 2);

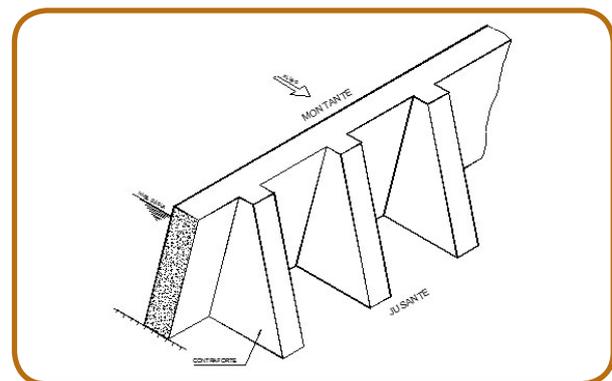


Figura 2

- ◆ Barragens em contraforte nas quais o esforço no paramento montante é transmitido à fundação através de uma série de contrafortes, perpendiculares ao eixo do paramento de montante; neste caso a fundação deve atender aos mesmos requisitos que no caso da barragem gravidade; são empregadas, em geral, em vales "abertos" (figura 3).

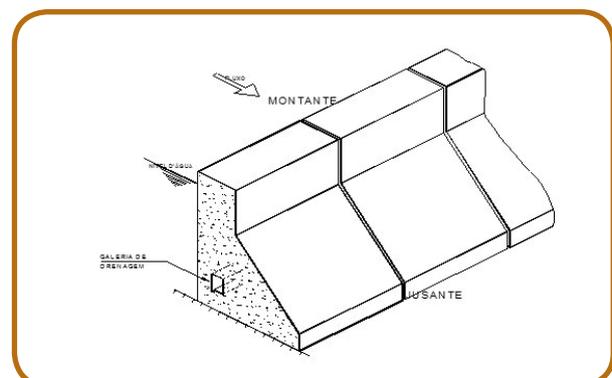


Figura 3

Nos dois últimos casos também pode ser empregado concreto compactado com rolo, desde que adotadas restrições e limitações de acordo com a estrutura. No presente artigo, não são levadas em consideração as barragens de enrocamento com face de concreto.

Algumas estruturas estão comumente associadas a barragens de concreto, conforme seu "uso" e são usualmente consideradas dentro do tema, tais como tomadas d'água, túneis e galerias (desvio, adução, descarga), canais, muros, vertedouros, bacias de dissipação e outras que fazem parte dos circuitos hidráulicos. Edificações como casas de força, edifícios de comando e de controle não são levadas em conta neste artigo.

3. CONSIDERAÇÕES SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS DE CONCRETO

3.1 GENERALIDADES

Barragens de concreto são potencialmente muito estáveis, desde que apropriadamente projetadas e construídas e, normalmente, não sofrem danos de monta em caso de galgamento ("overtopping"); além disso, não estão sujeitas a deslizamentos, erosões ("piping") e ação de raízes e roedores, que são os maiores problemas referentes à segurança em barragens de terra e enrocamento. Dos pontos de vista estrutural e tecnológico deve ser considerado que a água do reservatório exerce pressão elevada na estrutura de concreto que, por sua vez, as "transfere" para as ombreiras e fundação. Sendo assim os principais riscos à estabilidade de barragens de concreto estão associados à sua integridade estrutural (ou seja, a sua não-fissuração), à transferência de esforços às ombreiras e fundação e a qualidade e integridade destas, à resistência a ações mecânicas (erosão e cavitação) e à deterioração por agentes externos (águas agressivas, por exemplo) ou internos (reação álcali-agregado, contaminação de materiais). Vale, ainda, considerar a grande quantidade das barragens de concreto construídas e em operação há décadas e que, como quaisquer outras estruturas de concreto, "envelheceram", necessitando, portanto, de manutenção, cujos custos devem ser crescentes a cada ano, para que não passem a representar riscos à segurança.

Tal como em qualquer estrutura cuja ruptura possa acarretar danos de grande monta, nas barragens de concreto é imprescindível o emprego de instrumentação suficiente para permitir a monitoração de seu desempenho e conseqüente avaliação da segurança, bem como, caso necessário, possibilitar ação rápida da manutenção. Outro aspecto importante da instrumentação é a obtenção de dados para confrontação com os valores adotados quando da elaboração do projeto estrutural.

3.2 PROJETO ESTRUTURAL: AÇÕES ATUANTES – ESTABILIDADE

Na fase de projeto as grandes incertezas, atualmente, são as hipóteses a serem adotadas quanto

ao comportamento dos materiais de construção e das interfaces com ombreiras e fundação; os valores a serem empregados para a verificação da adequação dos critérios de projeto são, na grande maioria das vezes, adotados a partir de informações escassas e pouco confiáveis, devido em geral ao pouco investimento para sua obtenção ou a prazos exíguos para tanto.

Não tem sentido, no âmbito do presente artigo, a apresentação de detalhes referentes a dimensionamento e verificação de estabilidade das estruturas de concreto, componentes de barramentos; vale lembrar, no entanto, que as ações que acarretam em esforços e deformações nas estruturas da barragem de concreto classificam-se em:

- ◆ Ações permanentes: peso próprio (estrutura, elementos construtivos permanentes e equipamentos fixos), empuxos de terra, retração, pressões hidrostáticas e sub-pressões nos níveis normais de operação;
- ◆ Ações variáveis: cargas acidentais (pessoas/veículos), seus efeitos dinâmicos (frenagem, impacto), variação de temperatura (inclusive durante a construção), vento, pressões hidrostáticas e sub-pressões nos níveis mínimo e máximo normais de operação, pressões hidrodinâmicas devido a escoamento;
- ◆ Ações excepcionais: são ações de duração muito curta e/ou de baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida da estrutura, tais como pressões hidrostáticas e sub-pressões nos níveis excepcionais de operação (máximo maximorum, máximo, mínimo e mínimo minimorum), sismos, ondas e sub-pressões decorrentes de drenos inoperantes.

A segurança das obras de uma barragem de concreto é conceituada pelos princípios estabelecidos na norma "Ações e Segurança das Estruturas" NBR 8681. Para garantia da segurança global da estrutura e de seus elementos estruturais, devem ser verificadas e atendidas as condições nela prescritas, para os estados limites últimos e de utilização, tendo em conta as combinações de ações correspondentes aos diversos tipos de carregamentos.



Cabeça de pilar afetada por reatividade álcali-agregado



Guia de Stop-log: segregação e acabamento "pobre"

Estas verificações correspondem às análises de estabilidade, para os diversos componentes de um aproveitamento, visando avaliar sua segurança quanto à movimentação, tais como tombamento, deslizamento e flutuação. A verificação da segurança em relação ao estado limite último de perda de equilíbrio deve ser complementada pela verificação das tensões no contacto estrutura-fundação. Em resumo, estruturalmente, o "ponto mais fraco" das barragens de concreto adequadamente dimensionadas e construídas é o contato com a fundação e com as ombreiras. No presente artigo, não são levados em consideração eventos sísmicos ou meteorológicos excepcionais.

Na maior parte dos projetos de obras hidráulicas, e devido, principalmente, à localização do empreendimento, aos volumes de materiais envolvidos e ao porte das estruturas, é usual que, além do dimensionamento e da verificação de estabilidade, desde os estudos preliminares e de viabilidade e até ao final do projeto executivo, sejam levados em consideração, pelo projetista, vários aspectos relacionados à segurança e durabilidade das estruturas. Dentre tais aspectos, no que se refere a concreto, destacam-se:

- ◆ a verificação da qualidade dos agregados disponíveis (reatividade álcalis-agregado, contaminação por sais);
- ◆ a pesquisa de possíveis fontes de agressão ao concreto (em geral pela água do reservatório);
- ◆ as necessidades em termos de resistência do concreto às ações consideradas quando do dimensionamento e à abrasão e cavitação (resistência mecânica, acabamento e tolerâncias) dos elementos em contato com fluxo d'água;
- ◆ possibilidade de fissuração das estruturas por efeitos térmicos;
- ◆ detalhamento do projeto, considerando-se, inclusive, os métodos de lançamento para as diversas estruturas e necessidades de elementos estruturais específicos (ex: parede corta fogo).

3.3 CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO: POSSÍVEIS OCORRÊNCIAS PATOLÓGICAS

Durante as fases de construção e operação (vida útil), a integridade, a estabilidade estrutural e a durabilidade de uma barragem de concreto podem ser seriamente afetadas, a ponto de comprometer sua segurança; logicamente, quanto menos detalhados o projeto, as pesquisas de campo e os estudos em laboratório, maiores as probabilidades de ocorrências patológicas. No entanto, deve ser lembrado que as causas das ocorrências patológicas que possam afetar a segurança de uma estrutura hidráulica não são, necessariamente, consequência de algum "ato falho" nestas etapas da vida da estrutura, podendo, até mesmo, ser resultado de esforços excepcionais não previstos (acidentes, recalques, solapamentos).

Dentre tais ocorrências que podem ser consideradas como mais usuais e/ou importantes, destacam-se:

- ◆ fissuração, que pode ser proveniente de diversas causas;
- ◆ erosão por abrasão e cavitação, motivadas pelo fluxo d'água;
- ◆ lixiviação e deterioração, devido à percolação d'água pela massa do concreto e/ou devido à agressividade da água de contato;



Fissuras em Contraforte

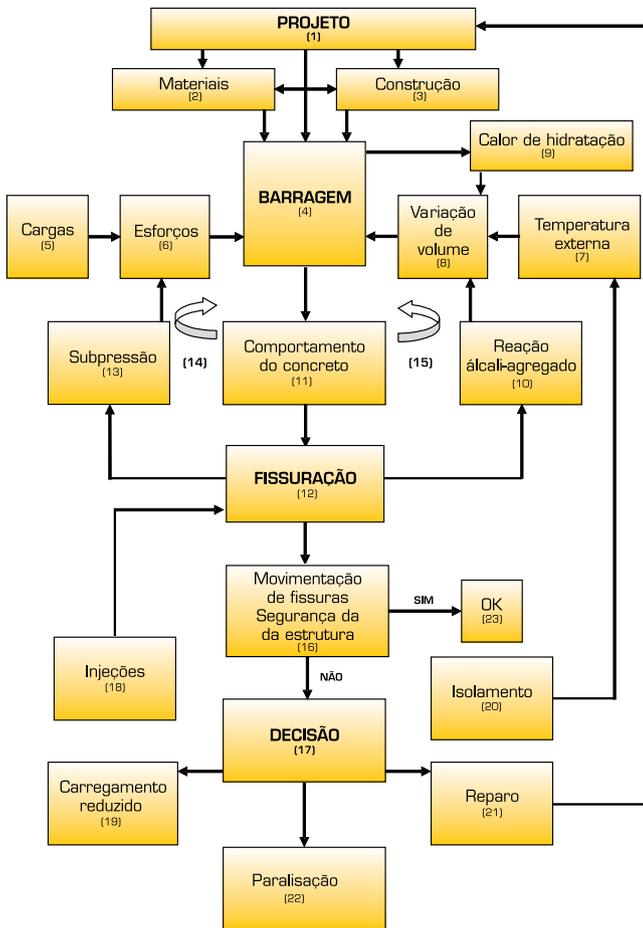
- ◆ "envelhecimento" precoce por variados motivos.

No âmbito do presente artigo são abordados, resumidamente, apenas os três primeiros aspectos.

3.3.1 FISSURAÇÃO

Quase a totalidade das estruturas de concreto apresenta fissuras, que, na maioria das vezes em nada afetam o comportamento ou a durabilidade das mesmas.

FIGURA 4
Fluxograma – estudo e classificação de fissuras



FONTE: ICOLD (International Commission on Large Dams) – Boletim 107: “Concrete Dams – Control and Treatment of Cracks”

No entanto, no caso particular das estruturas hidráulicas, tais como as componentes de usinas hidrelétricas, não são admissíveis fissuras que possibilitem percolação e vazamentos, que possam reduzir sua durabilidade, afetar o funcionamento dos equipamentos e, em concreto aparente, sua estética; além disso, em barragens, o concreto deve suportar pressões hidrostáticas consideráveis que, através de fissuras profundas, podem ocasionar percolações e vazamentos, sub-pressão excessiva e, até mesmo, deslocamento de uma porção de um elemento estrutural.

Toda fissura é, essencialmente, gerada por tensões de tração, sendo que, na prática, diversos fatores podem se combinar para provocar a fissuração de um elemento estrutural em concreto. Para estabelecer os motivos da ocorrência de uma fissura é importante que seja conhecido o tempo decorrido desde o lançamento do concreto até o início da fissuração. Assim mesmo, é possível que uma fissura possa ter iniciado muito antes de ser notada.

A Figura 4 apresenta uma orientação simplificada para o processo de verificação de causas, estudo e qualificação de trincas e fissuras importantes que podem ocorrer em barragens de concreto. Não são consideradas, neste caso, causas “evitáveis” e/ou mais facilmente identificáveis como corrosão de armaduras,

retração plástica ou de secagem, recalque, erro de detalhamento de projeto ou na construção. (figura 4)

Durante a fase de projeto da obra (1) muitos fatores e aspectos relacionados a materiais (agregados e aglomerantes), a métodos construtivos (refrigeração, fôrmas deslizantes) e, portanto, ao prazo de construção devem ser decididos e/ou definidos. Todos estes fatores e aspectos interagem entre si e definem o “real” projeto da barragem (4), no sentido amplo da palavra. Na Figura 4 pode-se verificar que:

- ◆ Cargas de projeto (5) definem os esforços (6) atuantes na estrutura;
- ◆ A temperatura externa (7) influencia as condições térmicas no corpo da barragem e, conseqüentemente, a variação de volume do concreto (8);
- ◆ O calor gerado pelos aglomerantes (9) afeta as condições térmicas da barragem e, também, afeta as variações volumétricas;
- ◆ Um acréscimo no volume do concreto também pode ser causado por reações álcali-agregado (10), por exemplo.

As variações de volume e a restrição à movimentação de um elemento estrutural geram tensões no concreto que podem conduzir à sua fissuração. As reais características físicas do concreto (11) determinarão as possibilidades de fissuração da barragem quando submetida às cargas e esforços previstos e, caso positivo, suas localização e extensão prováveis (12).

Quaisquer fissuras no corpo da barragem podem modificar as forças que nela agem, tal como a sub-pressão (13) e/ou, eventualmente, provocar algum acréscimo no volume da barragem (por exemplo, devido à reação álcali agregado acelerada pelo ingresso de água); em ambos os casos (“loops” 14 e 15), tais condições podem levar a situações de instabilidade da estrutura.

Se ocorrer fissuração numa barragem de concreto, devem ser verificadas suas condições de estabilidade e segurança (16). Tal verificação, a partir dos dados coletados nas investigações efetuadas, deve possibilitar a decisão quanto ao que fazer. Caso a barragem se encontre em condição estável e segura, não será necessária qualquer ação. No entanto, caso os fatores de segurança sejam considerados inadequados, deve ser adotada uma das opções relacionadas a seguir:

- ◆ Tratar as fissuras para restaurar a integridade da estrutura (18);
- ◆ Reduzir cargas (19) atuantes na estrutura (reduzindo o nível d’água, por exemplo);
- ◆ Reduzir cargas e tensões de origem térmica, isolando a estrutura (20);

- ◆ Reparar a barragem modificando aspectos relacionados ao projeto (21);
- ◆ Paralisar as atividades relacionadas à estrutura (22).

3.3.2 EROSIÃO E CAVITAÇÃO

A ocorrência de erosão e/ou cavitação em estruturas hidráulicas provoca a perda progressiva de massa da superfície do concreto.

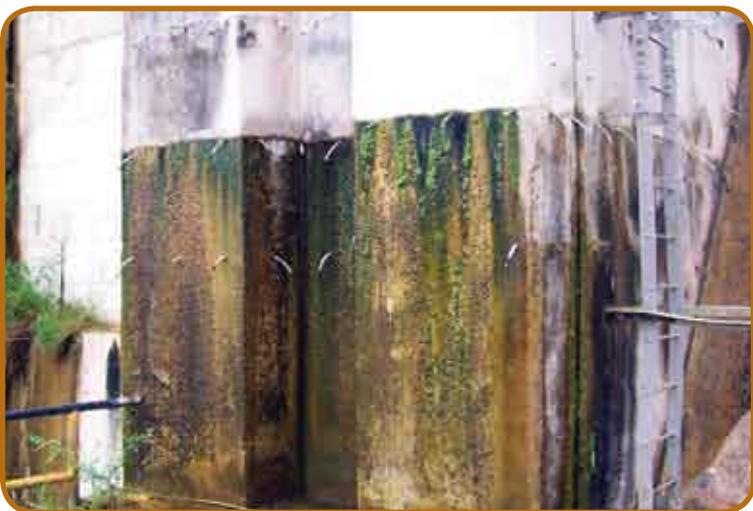
Erosão é o desgaste pela ação de partículas sólidas em suspensão contidas no fluxo d'água; é freqüente sua ocorrência em revestimentos de canais, em vertedouros e em galerias, provocando desgaste superficial, em geral regular e em escala milimétrica. O ingresso de material pétreo em vertedouros rebaixados (como na UHE Porto Primavera), em bacias de dissipação e locais onde pode ficar "aprisionado" também acarreta erosão podendo chegar a provocar desgastes decimétricos e, até mesmo, a ruína de um elemento estrutural.

Podem ocorrer danos de grande monta em superfícies hidráulicas sujeitas a fluxos d'água em alta velocidade, causados por desalinhamento na superfície ("degraus") e mudanças bruscas de declividade ou direção do fluxo. O resultado da cavitação é, em geral, desgaste de forma irregular e profundidade variável. Em condutos fechados, a ocorrência de cavitação pode levar à destruição da peça em curto prazo.

3.3.3 LIXIVIAÇÃO E DETERIORAÇÃO

Outras causas importantes de risco às barragens, bem como às estruturas associadas a ela, são:

- ◆ a lixiviação do concreto que pode decorrer da passagem de água por fissuras ou defeitos de concretagem (em geral, juntas de construção horizontais) e da lixiviação do concreto por hidrólise dos compostos de cálcio (águas puras, preponderantemente oriundas de degelo);
- ◆ a deterioração pode ser decorrente de ataque



Percolação da água através de junta de construção



Erosão em superfície hidráulica pela ação de partículas sólidas

ao concreto por águas ácidas agressivas; um dos fatores que contribuem para acidificar a água de reservatórios é a não remoção de vegetação da área do reservatório antes do enchimento.

4. INSTRUMENTAÇÃO E MANUTENÇÃO

O acompanhamento do comportamento de barragens e estruturas associadas possibilita que sejam avaliadas e conferidas as hipóteses de cálculo adotadas pelo projetista e permite, em caso de eventos não previstos ou comportamentos anômalos, a adoção de medidas paliativas ou corretivas, visando garantir segurança e durabilidade. Além disso, é fundamental a implantação de sistemas de manutenção, incluindo inspeções e verificações periódicas das estruturas de concreto, para minimizar possibilidade de evolução de ocorrências que possam vir a colocar em risco a durabilidade ou a estabilidade de estruturas de concreto.

5. OBSERVAÇÕES COMPLEMENTARES

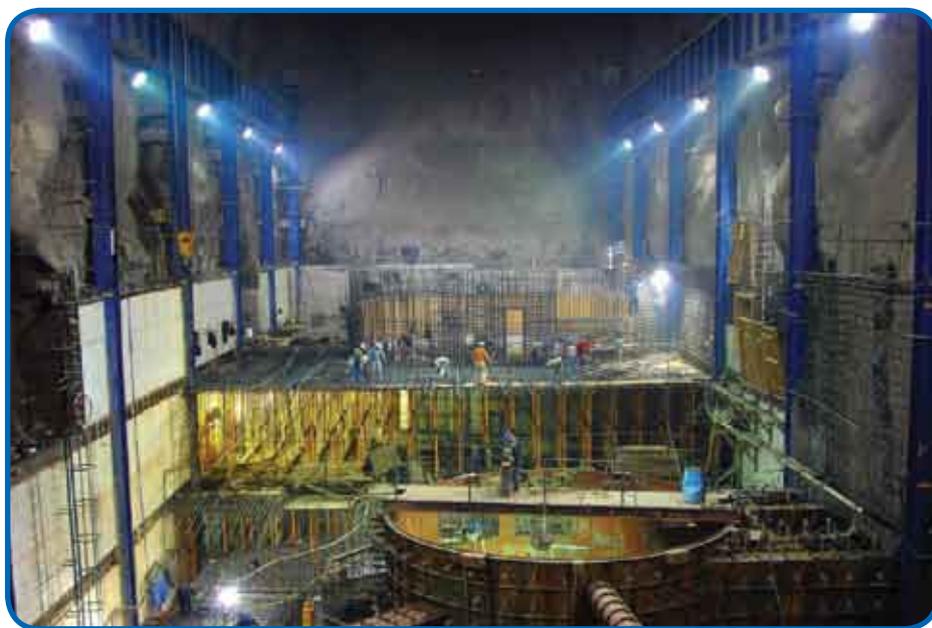
Este artigo aborda, sucintamente, alguns aspectos relacionados à "Segurança de Barragens de Concreto" e tem como intuito principal chamar a atenção do meio técnico ligado ao assunto em pauta para a formação da Comissão conjunta IBRACON-CBDB, para estudo e elaboração de textos (manuais, procedimentos e recomendações). Será possível, deste modo, ampliar o escopo dos diversos temas concernentes, englobando a experiência e a opinião de especialistas que militam na área.

A princípio, a Comissão será formada por sócios do IBRACON e do CBDB e sua atuação processar-se-á predominantemente a distância, através de mensagens eletrônicas.

Quando dos Congressos e Reuniões Técnicas podem ser agendadas reuniões plenárias, para possibilitar o comparecimento do maior número possível de participantes, tal como acontecerá no 48º Congresso Brasileiro do Concreto, no Rio de Janeiro, em setembro próximo.◆

Comentários sobre a exportação de serviços de engenharia de projeto na área de obras hidráulicas e hidrelétricas

Brasil P. Machado
Intertechne Consultores Associados



El Cajón, usina subterrânea, 700 MW, em construção.

A engenharia brasileira de barragens, obras hidráulicas e hidrelétricas foi e é reconhecida em todos os meios técnicos como detentora de técnicas e tecnologias avançadas que foram desenvolvidas ao longo de décadas na realização de algumas das mais importantes obras deste tipo no mundo. Esta experiência propiciou a formação e crescimento de empresas especializadas nas áreas de engenharia e projeto, construção civil e fabricação e instalação de equipamentos, além de um conjunto de instituições públicas e privadas que implantaram e operam os sistemas correspondentes.

Nos últimos anos, problemas essencialmente políticos restringiram significativamente a realização de novas obras hidráulicas e hidrelétricas no país. Entre estes problemas estão a modificação no modelo de outorga de novas concessões para aproveitamento de potenciais hidro-energéticos, o qual, independentemente do mérito em relação ao

anteriormente vigente, trouxe um intervalo de pelo menos dois anos nos procedimentos de concessão. Por outra parte, as dificuldades e incertezas associadas a obtenção de licenças ambientais, impediram que obras anteriormente concessionadas tivessem andamento em seus processos construtivos.

Como decorrência destes fatos e da capacitação técnica alcançada, um número significativo destas empresas passou a procurar oportunidades de trabalho no exterior, para compensar as flutuações de demanda

que ocorreram no país. Apesar da relativa novidade na pauta dos produtos tradicionalmente exportados pelo Brasil, o esforço desenvolvido pelas empresas do setor, particularmente as da área de construção e fabricação de equipamentos, teve êxitos importantes, que endossam a qualificação destas empresas. As empresas de engenharia de projeto com qualificação na área de empreendimentos hidráulicos e hidrelétricos tiveram inicialmente muita dificuldade de atuar isoladamente e alcançaram sucessos importantes associadas às empresas de construção. As razões destas dificuldades estão ligadas aos aspectos institucionais da estrutura disponível no Brasil, ainda extremamente muito modesta, para o suporte governamental e financeiro requerido para superar a competição de outros países que contam com mecanismos extremamente eficientes para colocar suas empresas de projeto em empreendimentos em outros países.

As atividades de engenharia de projeto, incluindo estudos conceituais, engenharia básica e detalhada, têm por objetivo caracterizar empreendimentos de infraestrutura que envolvem investimentos vultosos e aquisição de bens e serviços junto a fornecedores qualificados. Elas têm, portanto, uma função de inteligência que, quando operando em países estrangeiros, propiciam, além da influência sobre a cultura técnica local, condições privilegiadas para a colocação de produtos do país de origem, em volumes econômicos significativamente maiores que aqueles correspondentes aos seus serviços. Além da qualidade técnica, que tem que ser conhecida e reconhecida, a contratação de serviços de engenharia de projeto no plano internacional, depende de ações e de suporte técnico institucional e financeiro dos países de origem. Na falta ou insuficiência destes, torna-se extremamente difícil competir com os esquemas eficientes e organizados de outros países, particularmente dos países industrializados.

Os principais países industrializados têm institucionalizado órgãos promotores e financiadores de atividades de engenharia de projeto no exterior. Entre estes órgãos destacam-se, nos Estados Unidos a US Trade and Development Agency (TDA); no Canadá, a CIDA – Canadian International Development Agency; na Alemanha, a GTZ – Deutsch Gesellschaft fur Technische Zusammenarbeit; e no Japão, a JICA – Japanese International Cooperation Agency. Todos estes órgãos são bastante conhecidos no Brasil porque também aqui financiaram estudos e projetos nas áreas de infraestrutura. A título de informação e referência cabe notar que, em 1998, a TDA reportou ter os Estados Unidos exportado, nos empreendimentos originados pelos estudos financiados, um volume de bens e serviços igual a 32 vezes o valor investido pelo órgão nos estudos e projetos correspondentes.

No Brasil, o BNDES financia serviços de construção e exportação de equipamentos, mas não tem uma política agressiva para as atividades de consultoria e engenharia de projeto. Em 2001, a ABCE – Associação Brasileira de Consultores de Engenharia apresentou ao BNDES uma proposição para a organização de um fundo rotativo que financiasse atividades de consultoria de engenharia no exterior, propiciando condições competitivas de futuras exportações brasileiras na área de serviços e materiais de construção e equipamentos, de tal modo que aqueles que exportassem estes serviços devolveriam para este fundo os recursos originalmente utilizados nos estudos iniciais. Este é um esquema semelhante ao utilizado pela CIDA, no Canadá. Infelizmente até o momento, estas gestões junto ao BNDES não apresentaram resultados concretos, e os sucessos das empresas brasileiras de engenharia de projeto, quando



El Chaparral, barragem de CCR, usina externa, 67 MW, em fase de projeto básico.

atuando isoladamente, têm sido exclusivamente fruto de esforços próprios.

Não obstante estas dificuldades, o êxito das empresas brasileiras que exportam serviços técnicos, particularmente na área de obras hidráulicas e hidrelétricas, é muito significativo. Conforme indicado anteriormente, desenvolveram-se muitos esquemas de associação entre construtores e fornecedores de equipamentos que têm propiciado contratos importantes para as empresas de projeto, além de naturalmente, colocarem em evidência suas respectivas capacitações técnicas e gerenciais.

Dentre as empresas brasileiras de engenharia de projeto que atuam no exterior, destacam-se na área de obras hidráulicas e hidrelétricas, a INTERTECHNE, a ENGEVIX, a LEME e a PCE. A América Latina tem sido o principal foco de atuação destas empresas não só porque nos países da região a demanda por obras hidrelétricas é crescente – particularmente em função das recentes altas nos preços do petróleo e gás – mas também porque é nesses países que se concentra, até agora, o principal empenho das empresas construtoras e fornecedoras de equipamento nacionais, que necessitam, para seu negócio, a participação de serviços de engenharia. Também existem ações importantes na África e na Ásia, mas ainda em caráter relativamente insipiente.

São poucos os estudos e projetos em que as empresas brasileiras obtiveram contratos sem estarem em associação com construtores e fornecedores nacionais. Obras com a hidrelétrica de El Cajón (700 MW), no México, e El Chaparral (67MW) em El Salvador, América Central, em desenvolvimento pela INTERTECHNE, são significativas da possibilidade destas ações. Entretanto, é na associação produtiva com construtores, fornecedores de equipamento e agentes governamentais, suportados por políticas agressivas e eficientes de exportação de bens e serviços, que reside a melhor possibilidade do Brasil afirmar-se como um player importante nesta área de atividades.◆

Aproveitamento hidrelétrico Belo Monte

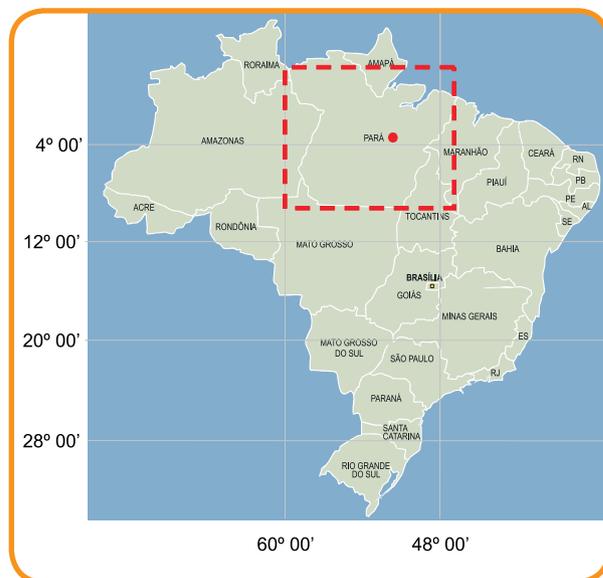
Luiz Fernando Rufato – Eletronorte

O sítio do Aproveitamento Hidrelétrico Belo Monte – AHE Belo Monte está localizado no rio Xingu, no estado do Pará, 50 km a leste da cidade de Altamira e 400 km a sudoeste de Belém, capital do Estado.

A jusante de Altamira, o rio descreve uma curva de cerca de 180 km até a localidade de Belo Monte, conhecida como Volta Grande do Xingu. Em todo esse trecho, o rio não é navegável, apresentando um desnível de 90 metros aproximadamente, com corredeiras intransponíveis. Situada na cota 7, próxima à rodovia Transamazônica, Belo Monte é o extremo navegável do baixo Xingu.

Quando construído, será o terceiro maior aproveitamento hidrelétrico do mundo, com 11.182 MW de potência instalada. É considerada uma obra estratégica para o setor elétrico brasileiro, pois proporcionará a integração entre bacias hidrográficas com diferentes regimes hidrológicos, resultando em ganho da energia garantida no Sistema Interligado. É, ainda, um aproveitamento excepcional do ponto de vista da engenharia e custo.

Belo Monte se coloca entre um dos melhores aproveitamentos hidrelétricos em todo o mundo, comparando-se a área inundada de 441 km², o custo da energia e sua potência final, produzindo um índice de 25,35 megawatts por quilômetro quadrado de área alagada. E apresenta um dos mais baixos



índices de inundação dentre as usinas hidrelétricas brasileiras de grande porte.

1. CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

O regime de vazões do rio Xingu apresenta uma grande sazonalidade, sendo que as maiores cheias ocorrem no período de março a abril, com média de 20.000 m³/s e os meses mais secos são setembro e outubro, com média de 1.000 m³/s. A vazão média do histórico (MLT) é de 7.851 m³/s. A cheia máxima observada no local foi de 32.330 m³/s.

O AHE Belo Monte vai operar a fio d'água, considerando que as características locais não permitem a implantação de um grande reservatório para acumulação de água.

Entretanto, em virtude do regime hidrológico, o AHE Belo Monte será capaz de gerar grandes blocos de energia no primeiro semestre do ano, permitindo que outras usinas do Sistema Interligado possam armazenar água em seus reservatórios e, assim, operarem a plena carga no período seco do ano.

Com as características do projeto, o AHE Belo Monte acrescentará ao Sistema Interligado Brasileiro 4.796 MW médios de energia firme, representando

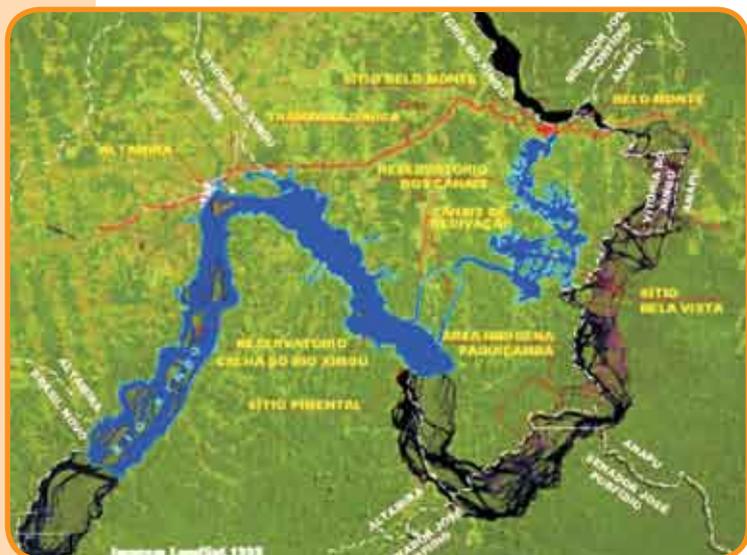


Imagem Landsat



Sítio Pimental – Arranjo Geral das Obras – Vertedouro Principal e Casa de Força Auxiliar

a sua capacidade de produção no período crítico do sistema interligado brasileiro, no qual as vazões históricas são baixas.

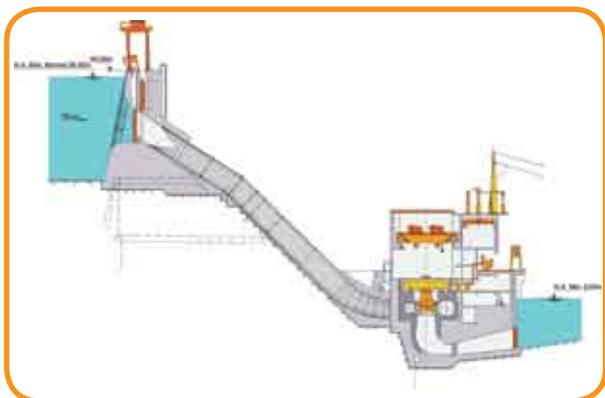
2. OS SÍTIOS

SÍTIO PIMENTAL – VERTEDOURO PRINCIPAL E CASA DE FORÇA AUXILIAR

Parte da vazão do rio Xingu é desviada para o interior das terras na margem esquerda da Volta Grande, por meio de dois canais principais denominados Canais de Derivação Esquerdo e Direito, com capacidade de escoamento de 14.000m³/s.

No Sítio Pimental, o barramento principal incorpora o Vertedouro Principal, dotado de 17 comportas responsáveis pela descarga de até 47.400 m³/s em condições extremas de vazão. Também disposta nesse sítio, mas de aproveitamento hidrelétrico bem inferior à da Casa de Força Principal, está Casa de Força Complementar, que incorpora 7 unidades Bulbo de 25,9MW, totalizando 182MW de potência instalada. Ainda no Sítio Pimental, as barragens de terra e enrocamento complementam o barramento principal.

A condução das águas desviadas nos Canais de Derivação até o local da Casa de Força Principal



Casa de Força Principal

se dá por meio de um conjunto de canais escavados em solo e/ou rocha (canais de transposição), necessários para vencer os pontos altos situados entre as drenagens naturais (vales) que cruzam o alinhamento dos canais de adução. O fechamento lateral dessas drenagens naturais é efetuado por diques de terra e enrocamento.

SÍTIO BELA VISTA – VERTEDOURO COMPLEMENTAR

Na região de implantação dos diques foi ainda disposto o Vertedouro Auxiliar dotado de 4 comportas com capacidade de escoamento de 14.600m³/s, que teve a finalidade principal de reduzir as vazões vertidas no Sítio Pimental, que se processam em condições relativamente afogadas. Esse vertedouro tem uma outra particularidade interessante, pois permitirá forçar a circulação de água pelos canais de derivação em períodos oportunos, melhorando a qualidade da água nesse trecho do reservatório.



Arranjo no Sítio bela Vista – Vertedouro Complementar

A Casa de Força Principal, disposta no final do circuito, encontra-se abrigada na margem esquerda do rio, cerca de 11 km a jusante da vila de Belo Monte, que deu o nome ao aproveitamento hidrelétrico. Essa casa de força abriga 20 unidades Francis de 550MW, totalizando a potência instalada de 11.000MW, com previsão de geração a fio-d'água ou seja, sem necessidade de depleção do reservatório.◆

3. VOLUMES TOTAIS

- Concreto convencional – 4.284 x 10³ m³
- Aterro de Enrocamento – 19.412 x 10³ m³
- Aterro de solo – 42.44610³ m³
- Escavação comum – 150.725 x 10³ m³
- Escavação em rocha – 59.336 x 10³ m³
- Escavação subterrânea – 5 x 10³ m³
- Remoção de solo – 2.223 x 10³ m³
- Remoção de Enrocamento – 953 x 10³ m³

O ensino de engenharia de barragens no Rio de Janeiro

Flavio Miguez de Mello
Faculdade de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ

O ensino de engenharia de barragens no Rio de Janeiro teve seu início na época do grande salto em atividades de projeto e construção de barragens, ocorrido no pós guerra.

Com efeito, a partir de 1945, houve um surto de projetos desenvolvidos no Rio de Janeiro para implantação de açudes no Nordeste com barragens de dimensões consideravelmente superiores às que vinham mais timidamente sendo implementadas até então, notadamente Boqueirão das Cabeceiras e Orós; obras para saneamento e controle de cheias pelo DNOS; as usinas hidroelétricas de Nova Maurício, Salto Grande e Jurumirim pela Servix (hoje Engevis); Areal e Peixoto/Mal. Mascarenhas de Moraes pela Caeeb; Fontes e Nilo Peçanha pela Light; Macabú pela Comissão da Central de Macabú; e Paulo Afonso I pela Chesf. Nesta época, algumas empresas de consultoria começaram a ganhar corpo no Rio de Janeiro, notadamente a Geotécnica com o projeto e supervisão de Nhangapi e outras barragens menos expressivas.

Até essa época, projetos de barragens desenvolvidos no Rio de Janeiro eram predominantemente feitos por empresas estrangeiras como a Caeeb, do grupo AMFORP, COBAST e Ebasco para a Light. Nos primeiros anos que se seguiram, as grandes hidroelétricas que eram projetadas no Rio de Janeiro permaneceram contando com empresas estrangeiras para projeto e construção, tais como Furnas (Ieco / J.W. & Sons), Funil (Coba / Christiani Nielsen) e Paulo Afonso II e III (Sofrelec).

Gradativamente, empresas nacionais foram sendo estruturadas e as empresas estrangeiras sediadas no Rio de Janeiro foram ampliando seus quadros com engenheiros brasileiros.

Foi nesse ambiente que, no início dos anos 50, a recém criada CEMIG, iniciou, por inspiração de Lucas Lopes, intenso plano de geração hidroelétrica com a construção de Salto Grande, (Christiani Nielsen), Itutinga (Morrison Knudsen) e Camargos (Morrison Knudsen), seguidas por Três Marias (Ieco). Para reforçar a equipe técnica da CEMIG e integrar a sua diretoria, John Cotrim convidou o professor



Flavio H. Lyra, que passou a permanecer os dias úteis em Belo Horizonte, concentrando aos sábados suas aulas no curso de Obras Hidráulicas da então Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil. Consciente do grande impulso que a implantação de hidroelétricas viria ter no País, o professor Lyra, já no início dos anos cinqüenta, estruturou a disciplina de Aproveitamentos de Energia Hidráulica, à qual se dedicou desde essa época até se aposentar da Universidade nos anos 70. Diretor e responsável técnico de Furnas, Lyra incentivou seus engenheiros a transmitir suas experiências profissionais aos alunos da especialização de Obras Hidráulicas. Alguns desses colaboradores ingressaram na UFRJ, tendo colaborado naquela e em outras disciplinas. A disciplina de Aproveitamentos de Energia Hidráulica, com 128 horas aula, foi o primeiro curso integrado de ensino de barragens e estruturas hidráulicas no Rio de Janeiro. Presentemente essa disciplina é denominada Aproveitamentos Hidroelétricos, o departamento responsável pela disciplina passou recentemente a ser designado por Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente e a unidade da UFRJ, após ser chamada de Escola de Engenharia, retomou o nome original de Escola Politécnica.

Além dessa disciplina pioneira, a mesma Escola Politécnica da UFRJ, a partir de 1968, passou a oferecer as disciplinas de Obras de Terra I e Obras de Terra II que dedicam a maior parte de sua carga horária (48 horas.aula cada) ao ensino de engenharia

de barragens de terra e de enrocamento no curso específico para engenheiros geotécnicos.

Essas três disciplinas são as únicas referentes predominantemente a barragens em cursos de graduação no Rio de Janeiro.

Alguns cursos de extensão foram ministrados com destaque, tais como dois cursos da COPPE-UFRJ para a Eletrobrás há cerca de 25 anos; alguns cursos principalmente sobre segurança de barragens e estruturas hidráulicas nos anos 80 e 90 no Cetrecon, centro de estudos então gerenciado pelo Ministério de Minas e Energia em Itaipava (presentemente do Ministério da Defesa); um curso sobre Barragens de Terra da Associação dos Antigos Alunos da Politécnica (A³P), em 1966; e um curso da A³P com o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) sobre Barragens de Concreto, em 1982 e 1983.

Menção deve ser dada ao curso de pós-graduação lato sensu da UERJ, sob o título Barragens e Estruturas Anexas, oferecido e repetido pelo Cepuej de 1979 a 1982. Várias palestras de professores visitantes provenientes de outros países e de destacados profissionais brasileiros ficaram gravadas em vídeo. Dentre esses, o mais aplaudido após sua palestra foi o saudoso engenheiro Epaminondas Mello do Amaral Filho, que havia sido presidente do IBRACON e viria posteriormente ser presidente do CBDB.

Presentemente na pós-graduação estrito sensu, a COPPE oferece uma disciplina sobre Aterros e Barragens (COC-739), que versa parcialmente sobre barragens de terra com ementa focalizando perco-

lação, erosão, estabilidade geotécnica e acidentes, e a PUC-RJ oferece a disciplina Barragens de Terra e Enrocamento (CIV 2518), versando sobre tipos de barragens de aterro, prospecção, drenagem, auscultação, técnicas e controle de construção e análises de pressões neutras, de estabilidade e de tensão-deformação em 18 horas.aula.

Ao longo dos anos 70 e 80, o Instituto de Geociências ofereceu uma disciplina de pós-graduação estrito sensu em Geologia de Barragens.

É certo que todos professores e responsáveis por disciplinas de engenharia de barragens sentem-se imensamente gratificados por terem formado expressivo número de profissionais altamente qualificados que alavancaram um dos maiores programas de implantação de barragens já visto, com finalidades as mais diversificadas, num impressionante conjunto de realizações, algumas das quais de arrojado exemplar. Como professor e responsável pelas duas disciplinas de graduação da UFRJ, do curso de extensão do CBDB/A3P e do curso de pós-graduação da UERJ, acima mencionados, sinto-me orgulhoso como educador por ter ombreado e sucedido a tantos mestres de elevada projeção.

Da pesquisa que efetuei das ementas das disciplinas presentemente oferecidas, destaca-se como a mais abrangente a da disciplina de Aproveitamentos Hidroelétricos da Escola Politécnica da UFRJ, cujo conteúdo encontra-se na home page da A³P: www.a3p.ufrj.br ♦



INCOS 06 will take part of the nexts "48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006", "II Simpósio sobre Reação Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto – RAA 2006" and "II Simpósio Ibero-Americano sobre Concreto Estrutural – SIABE 06".

English will be the official language. Translation facilities will be offered during the presentations. For those who wish to publish Portuguese or Spanish papers, please ask for further information about the SIABE 06.

PROMOTION

Brazil

– Instituto Brasileiro de Concreto – IBRACON;

Portugal

– Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra – DEC da FCTUC;

– Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior – DEC da UBI;

Spain

– Instituto Técnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC.

SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE FOR STRUCTURES

Rio de Janeiro | Riocentro | Pavilhão 5
September 25, 2006

Topic 1 – Concrete as a structural material

- 1.1 Constituent materials
- 1.2 Physical and mechanical properties
- 1.3 Deterioration resistance
- 1.4 Mixing and control site technologies
- 1.5 Case studies
- 1.6 Design standards
- 1.7 Special concretes

Topic 2 – Concrete structures

- 2.1 Structural analysis and design
- 2.2 Predicted service life
- 2.3 Maintenance, structural repair or reinforcement
- 2.4 Inspections and control procedures
- 2.5 On site diagnosis tests
- 2.6 Mixed structures
- 2.7 Standards
- 2.8 Pre-cast
- 2.9 Special structures

Topic 3 – New practices for concrete industry Sustainable Development

DEADLINES TO TECHNICAL PAPERS:

Abstract submission and register notification at www.ibracon.org.br: by April 30, 2006

Submission of papers: by May 30, 2006
Notification for paper acceptance and list of corrections: by June 15, 2006

Final submission of papers: by July 05, 2006.

SCIENTIFIC COMMITTEE

Cláudio Sbrighi – FAAP
Jaime Fernandez – INTEMAC
José Calavera – INTEMAC
Luiz Oliveira – UBI
Paulo Helene – USP
Sérgio Lopes – FCTUC
Wellington Repetto – UFSC

Peixe Angical (TO) segue em ritmo acelerado

Antônio de Pádua Bemfica Guimarães
Furnas Centrais Elétricas S.A.

Nelson Caproni Júnior
Enerpeixe S.A.

Parceria entre a Energias do Brasil e Furnas, o Aproveitamento Hidrelétrico (AHE) Peixe Angical, situado no rio Tocantins próximo à cidade de Peixe (TO), é um empreendimento do setor elétrico executado através de uma parceria entre o setor privado e o setor público. O início da operação comercial da primeira unidade geradora está previsto para maio de 2006 e as outras duas unidades entram em operação em julho e outubro do mesmo ano.

As três turbinas do complexo totalizarão uma potência instalada de 452 Megawatts (MW) e uma energia anual assegurada de 2.374 GWh, suficiente para abastecer uma cidade com cerca de 4 milhões de habitantes (duas vezes a cidade de Brasília). A energia será transferida ao sistema elétrico brasileiro por uma linha de transmissão de 500 kV, através da subestação de Gurupi.

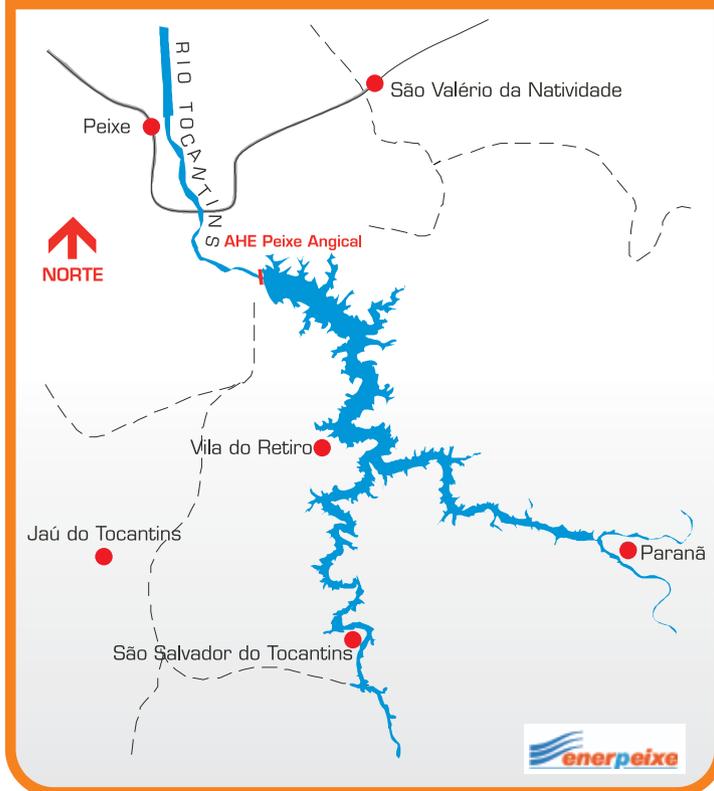
A área do lago criado para a usina terá cerca de 294 km² e o nome do projeto, que prevê a aquisição das terras inundadas, é, ao mesmo tempo, uma referência a uma das cidades vizinhas, Peixe, e aos angicos, árvore típica da região.

A realização do projeto está a cargo da empresa de propósito específico Enerpeixe S.A., que tem 60%

de seu capital nas mãos da Energias do Brasil (Grupo EDP – Energias de Portugal) e 40% com o Grupo Eletrobrás/Furnas. O investimento previsto para a construção do empreendimento é de R\$ 1,5 bilhão, R\$ 670 milhões dos quais financiados pelo Banco de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES) e por um consórcio de bancos.

O cronograma da obra – 38 meses para a sua conclusão – está adiantado e o desvio do rio ocorreu em 28 de abril de 2005. O início do enchimento do lago ocorreu em 15 de janeiro de 2006.

Localização Geográfica do AHE Peixe Angical



Mais de seis Maracanãs em concreto

O consórcio responsável pela construção da usina (formado pelas empresas Andrade Gutierrez e Norberto Odebrecht, as mesmas que executaram em tempo recorde a Usina Hidrelétrica Luís Eduardo Magalhães - Lajeado) já concluiu mais de 95% das obras civis (casa de força, vertedouro, barragem do leito do rio e as barragens de terra à direita e à esquerda), que demandaram, até janeiro de 2005, 565.132 m³ de concreto. Isso equivale a mais de seis estádios como o Maracanã,



Vista geral do empreendimento

no Rio de Janeiro, ou a 530 prédios de 10 andares cada um, com cerca de 1.000 m² de área por andar.

Em aço, a obra já adquiriu mais 30.000 toneladas, o que daria para construir mais de três estruturas iguais à Torre Eiffel. Outro número relevante é a quantidade de terra e rocha escavada. Até janeiro de 2005 foram escavados 7.151.033 m³ de material, volume equivalente à metade dos morros da Urca e do Pão de Açúcar, juntos.

Cinco mil empregos diretos e 6,5 mil indiretos

No auge das obras, Peixe Angical gerou cerca de cinco mil empregos diretos. As prefeituras dos municípios, onde estão sendo executadas as obras de construção da usina, Peixe e São Salvador do Tocantins, estão experimentando um aumento na arrecadação de ISSQN (Imposto sobre Serviços de Qualquer Natureza), um reforço importante nos orçamentos municipais.

Cerca de 6,5 mil postos de trabalho indiretos foram criados pelo desenvolvimento de novas tecnologias e negócios para a região. Alguns desses benefícios serão reflexos da formação do reservatório, como o aumento do fluxo turístico às novas praias que serão construídas pela Enerpeixe e a formação de um ambiente mais favorável para a navegação. O agronegócio também será estimulado pelo aumento dos recursos hídricos (possibilidade de irrigação).

Compromisso social e ambiental

Para a implantação da obra, foram realizados estudos de viabilidade, que compreenderam análises

de engenharia e de impacto ambiental (físico, biológico e sócio-econômico), cuja certificação foi feita pelo Instituto da Natureza do Tocantins (Naturatins) e pelo Ibama, que licenciou o empreendimento com a Licença de Instalação, emitida em 5 de dezembro de 2002.

O Projeto Básico Ambiental PBA do AHE Peixe Angical é composto por 30 Programas Ambientais, os chamados PA(s), que têm como objetivo amenizar e compensar os impactos ambientais na área de influência do empreendimento. Os Programas Ambientais foram agrupados de acordo com as suas naturezas.

Meio Físico: PA 01

– Monitoramento do Clima Local; PA 02 – Monitoramento de Níveis d'água; PA 03 – Monitoramento Sedimentológico; PA 04 – Monitoramento Sismológico; PA 05 – Monitoramento das Encostas Marginais; PA 06 – Monitoramento Hidrogeológico; PA 26 – Setor Mineral.

Meio Biótico: PA 07 –

Recomposição de Áreas Degradadas; PA 08 – Levantamento e Manejo de Flora; PA 09 – Desmatamento e Limpeza do Reservatório; PA 10 – Monitoramento, Acompanhamento e Manejo da Fauna; PA 11 – Monitoramento Limnológico; PA 12 – Monitoramento e Conservação Ictiofauna; PA 13 – Unidade de Conservação; PA 14 – Faixa de Proteção do Reservatório; PA 27 – Instalações de Apoio à Obra.

Sócio-Econômicos: PA 15 –

Aquisição de Terras; PA 16 – Recomposição da Infra-estrutura Viária; PA 17 – Adequação da Infra-estrutura Social; PA 18 – Relocação Urbana; PA 19 – Relocação Rural; PA 20 – Monitoramento da Qualidade de Vida da População Reassentada; PA 21 – Recomposição das Áreas de Turismo e Lazer; PA 22 – Saúde Pública; PA 23 – Resgate do Patrimônio Arqueológico; PA 24 – Educação Ambiental; PA 25 – Comunicação Social; PA 28 – Recomposição dos Serviços Sociais; PA 29 – Resgate do Patrimônio Histórico; PA 30 – Monitoramento da Qualidade de Vida Urbana e Mitigação dos Impactos a Serem Gerados pelo Desaquecimento da Economia Local.

Ações de infra-estrutura e Saúde

Atualmente, todos os Programas Ambientais estão com atividades em curso, o que exige muitos

trabalhos de campo por lugares de difícil acesso. As equipes estão sempre em contato com a população e são auxiliadas pelo Programa Ambiental de Comunicação Social, que presta atendimento volante, elabora reuniões e realiza palestras sobre as atividades ambientais previstas e sobre a nova realidade ambiental que vai surgir.

Alguns PA(s) já resultaram em melhorias para a qualidade de vida nas cidades próximas à obra, como novas adequações de infra-estrutura executadas pela Enerpeixe S.A., em parceria com órgãos públicos municipais e estaduais, e que já estão beneficiando a população de Peixe e São Valério da Natividade.

Foram entregues a escola modular Mestre Chico Ribeiro, com cinco salas de aula, biblioteca e quadra poliesportiva (ensino fundamental), e a creche Cantinho Feliz, ambos no município de Peixe. O município também foi contemplado com obras de ampliação da Rede de Abastecimento de Água e Sistema de Esgoto Sanitário.

A Enerpeixe também construiu as sedes do destacamento da Polícia Militar e do destacamento da Companhia Independente da Polícia Militar Ambiental - Cipama e reformou a Delegacia da Polícia Civil de Peixe, dotando-as de equipamentos para o desenvolvimento das suas atividades.

Outros recursos foram destinados ao Hospital Municipal da cidade, que recebeu uma nova sala de cirurgia com equipamentos de anestesia, uma nova lavanderia industrial, uma sala de raios X e outros importantes equipamentos médico-hospitalares. Com isso, Peixe passou a ser considerado "Sede de Módulo", uma categoria de emancipação do sistema de saúde da Secretaria do Estado da Saúde do Tocantins – Sesau. Além dessas melhorias, foi inaugurado um novo Centro de Saúde dotado de novos padrões médicos e sanitários.

No município de São Valério da Natividade, foram construídas mais quatro salas de aula na escola municipal Presidente Getúlio Vargas, e obras de Aterro Sanitário e áreas de lazer do município.

São Valério recebeu ainda um novo sistema de captação de águas superficiais para sanar problemas anteriores ao empreendimento, mas agravados em função do aumento da população em função das obras, como também um Posto de Saúde.



Detalhe da obra

Transparência e participação da população atingida

De forma inédita no setor elétrico brasileiro, a Enerpeixe, visando a maior transparência no processo e a participação efetiva da população atingida e da comunidade em geral, vem tratando as situações das famílias afetadas pela formação do reservatório através de um Foro de Negociações.

O Foro de Negociações, coordenado pelo Ibama-TO, conta com a participação do Naturatins (Instituto Natureza do Tocantins), Ministério Público Federal, Ministério Público Estadual, representantes do Poder Executivo dos municípios envolvidos (Peixe, São Salvador e Paranã), representantes da comunidade ou entidade representativa da população afetada pelo AHE Peixe Angical, Enerpeixe S.A. (Secretaria) e Movimento dos atingidos por Barragens - MAB. O Foro tem por finalidade:

- ◆ Contribuir para os esclarecimentos prestados à população e aos representantes das entidades legalmente constituídas da população, pela formação do reservatório do AHE Peixe Angical;
- ◆ Acompanhar a implantação dos Programas Ambientais de Relocação das Populações Urbana e Rural e a Adequação dos Serviços Públicos impactados pela formação do AHE Peixe Angical;
- ◆ Acompanhar a participação e as contrapartidas dos órgãos públicos no tocante às suas atribuições na Adequação dos Serviços Públicos impactados pela formação do AHE Peixe Angical;

- ◆ Avaliação e proposição de encaminhamentos, como contribuição para a solução dos casos que não se enquadrarem nas formas de tratamento estabelecidas para cada uma das categorias definidas nos Programas Ambientais de relocação das Populações Urbana e Rural, de acordo com os dados levantados no ano de 2003, na revisão do cadastro sócio-econômico e na demarcação topográfica da área envoltória, que delimitou as propriedades impactadas pelo AHE Peixe Angical.

Ações de proteção da fauna

O PA 10 é responsável por conhecer a fauna regional e propor medidas de conservação, tais como monitoramentos e resgates de animais. Suas atividades vêm sendo implementadas desde 2003 por instituições científicas especializadas.

A primeira etapa é fazer um levantamento das espécies de animais vertebrados (mamíferos,

aves, répteis e anfíbios) e invertebrados (espécies indicadoras de qualidade ambiental e vetores de doenças) que habitam a região do empreendimento.

Interpretadas as informações, será possível planejar e executar medidas de conservação para a biodiversidade, tais como:

- ◆ Monitorar espécies de animais como a arara-azul, pequenos predadores, botos, quelônios, ariranhas, jacarés e insetos indicadores de qualidade ambiental (besouros e libélulas) como também, os insetos e caramujos transmissores de doenças endêmicas (chagas, malária, febre amarela, leishmaniose, oncocercose e esquistossomose);
- ◆ Resgatar os animais durante o desmatamento e enchimento do lago. Muitos animais, especialmente macacos, ouriços e cobras, tentam permanecer no local, subindo em árvores ou agarrando-se a troncos, correndo o risco de se afogarem.

Desvio do Rio de Segunda Fase

A Enerpeixe S.A., empreendedora do Aproveitamento Hidrelétrico Peixe Angical, inaugurou no dia 28 de abril de 2005, uma nova fase: o Rio Tocantins foi desviado em direção ao vertedouro para a construção da barragem de concreto do leito do rio.

Durante o evento, foram feitas detonações para rebaixar parte da fundação da ensecadeira de 1ª. Fase, situada na jusante, e simultaneamente, foi retirada mecanicamente, parte da ensecadeira situada na montante, quando então as águas do Rio Tocantins, seguiram pela primeira vez entre as estruturas de concreto do vertedouro.

O desvio foi necessário para possibilitar a construção da ensecadeira de 2ª Fase, que permite o término da barragem de concreto no leito do rio, no trecho situado entre as duas margens e marca o início da fase final de construção da usina.◆



Ficha Técnica do Aproveitamento Hidrelétrico Peixe Angical – AHE

Composição – EDP Brasil: 60% – Furnas: 40%		Investimento Total: R\$ 1,5 bilhão
Localização	Estado	Tocantins – TO
	Municípios	Peixe, São Salvador do Tocantins e Paranã (Sul do Estado)
	Rio	Tocantins (1.680 km da foz)
Especificações Técnicas	Potência instalada	452 MW
	Número de turbinas/tipo	3 turbinas Kaplan
	Comprimento barragem	6.210 metros
	Barragem de concreto	Compacta a rolo no leito do rio
	Barragem de terra	Margem direita e esquerda em seção homogênea em aterro compactado, c/ filtros verticais e horizontais de areia, e enrocamento.
Dados do Reservatório	Nº de comportas do vertedouro	9 unidades
	Vazão do vertedouro	37.044 m ³ /s
	Interligação	Linha de Transmissão 500 kV, com 92 km, interligando a usina com a Subestação Gurupi.
	Área total	294 Km ²
	Extensão	120 km
Meio Ambiente	Renovação da água	18 dias
	Volume	2,7 bilhões m ³
	Profundidade média	10,10 metros
Construtores e Fornecedores	Projeto Básico Ambiental	Implementação de 30 programas ambientais (PA) nos meios socioeconômico, biótico e físico.
	Licença Ambiental Prévia	LP Nº32/2001 emitida em 12/07/2001 – Naturatins
	Licença Ambiental Instalação	LI Nº209/2002 emitida em 05/12/2002 – Ibama
Situação Atual (Dados Jan ./2005)	Construtor Civil	Consórcio Andrade Gutierrez e Norberto Odebrecht
	Fiscalização	Enerpeixe S.A.
	Equipamentos Eletromecânicos	Consórcio Voith Siemens, Hydro Power Generation e Bardella
	Projetista	Themag Engenharia e Gerenciamento S/C Ltda
Datas Marco	Construção das obras civis	73 %
	Fornecimento Eletromecânico	30 %
	Projeto	82 %
	Global	57 %
Datas Marco	Desvio do rio pelo vertedouro	Maior de 2005
	Enchimento do reservatório	Janeiro/fevereiro de 2006
	Geração da 1ª unidade	10 de maio de 2006
	Geração da 2ª unidade	10 de julho de 2006
	Geração da 3ª unidade	01 de outubro de 2006

O Brasil precisa das hidrelétricas!

Humberto Rodrigues Gama
Eletronorte

O Brasil é realmente um país de contrastes. Com um potencial hidrelétrico fantástico, cai na armadilha de fabricantes de equipamento de outro modo de geração de energia elétrica, imergindo num debate às vezes insano. Onde se tem disponibilidade de se produzir energia elétrica por meio do potencial hidráulico, as comparações só evoluem quando se parte de falsas premissas e, ou de interesses comerciais nem sempre bons para o país. Haja vista os países desenvolvidos, que só partem para alternativas após esgotado seu potencial hidráulico.

Claro que não se defende as hidrelétricas a qualquer preço, quer seja pelo aspecto econômico, ambiental ou social. Leis existem e tem que ser respeitadas. O que está ocorrendo é que, na aplicação da legislação ambiental, o empreendedor de uma hidrelétrica tem sido pressionado a resolver todos os problemas não necessariamente associados ao impacto que sua obra causa à área de influência. É preciso uma tomada de consciência por parte da sociedade, pois todo aumento de custo acaba sendo pago por ela, repassado por tarifas!

Aqui cabe uma reflexão. De uma maneira geral, o empreendedor aplica seus recursos na engenharia, com prospecções, sondagens, estudos de laboratório e viabilidade técnica. A parte ambiental já começa com algum atraso, mais voltada à obtenção da licença prévia. Só que, a esta altura, já empenhou parte considerável de recursos, e um entrave ambiental passa a ser catastrófico. Aí, fica refém de exigências, que muitas vezes para o cumprimento dos rigores da lei, na prática, são verdadeiros absurdos. Se desde o início fosse feita uma correta avaliação, uma pesquisa junto à população esclarecida, consciente das questões ambientais e principalmente com credibilidade, a coisa seria bem diferente, conduzida sem radicalismo, mas dentro das técnicas de preservação e conservação do meio ambiente, o que com certeza facilitaria tudo e traria benefícios a todos. Até



mesmo para descartar ações cujos impactos sejam considerados inaceitáveis. Por exemplo, ninguém se mete a estudar o "Aproveitamento Hidrelétrico das Cataratas do Iguaçu". Um potencial extraordinário, mas ambientalmente inviável!

Há que se melhor direcionar as discussões, por absoluta dificuldade de se identificar os verdadeiros e legítimos representantes da parte da sociedade que efetivamente pode ser impactada com um empreendimento. Devem ser evitados os interesses de políticos despreparados. Assim como os de ONGs, nem sempre preocupadas com a população a ser atingida, muito pelo contrário, que defendem outros interesses, por trás da falsa bandeira de defesa do meio ambiente. Não se pode impingir ao empreendedor a solução "de todos os problemas do mundo". Mas a ele deve ser permitido e estimulado o investimento, é claro que dentro de condições legais, econômicas e ambientais balizadoras que beneficiem a sociedade como um todo.

Por tudo o que se conhece de alternativas de geração de energia, não há dúvida de que a hidrelétrica é a mais recomendável. Os impactos devem ser corretamente avaliados. Por exemplo, não deve ser considerada inviável a relocação de cidades. Se forem considerados os benefícios paralelos, como contenção de cheias, regularização de secas, infraestrutura adequada de um novo núcleo urbano,

pode ser altamente compensador para a população uma relocação. Aqui cabe um comentário sobre a Barragem de Três Gargantas, na China: "uma relocação prevista de 1.400.000 pessoas, não pode ser vista como absurda, pois vai regularizar o rio, que em uma única cheia matou 140.000 pessoas"! (Revista Water Power & Dams, maio de 1993).

É claro que deve ser entendido que os compromissos assumidos pelo empreendedor tem que ser cumpridos. Aqui, novamente se peca pelas ações muitas vezes irresponsáveis de dirigentes nem sempre compromissados com as empresas, principalmente as estatais, que assumem compromissos de difícil exequibilidade, e deixam o problema para um próximo gestor.

Em qualquer instância de ações, é condição básica a seriedade e responsabilidade. E tem-se tido bons resultados em lidar com a população atingida por empreendimentos, quando se acredita no cumprimento dos compromissos. Tem sido fácil negociar, mas tem que se cumprir o combinado!

Um grande exemplo de como fazer a coisa certa, tem sido a maneira com que a Eletronorte trata as questões que envolvem populações indígenas. Suas ações têm obtido resultados excelentes para as nações indígenas, dentro de padrões que viabilizem seus empreendimentos. E tem recebido reconhecimento e elogios em várias partes do mundo. Bom para todos. Mas não foi fácil chegar lá. Para

se ter credibilidade foi preciso assumir as ações com muita seriedade e respeito.

Esta se chegando a um ponto intolerável para o país, com grande radicalização da questão, inclusive com muitas autoridades apresentando rejeição a qualquer empreendimento hidrelétrico simplesmente porque, "... se vai inundar terras, não presta!" Tem havido também, o crescimento de movimentos sociais descarregando nos empreendimentos problemas completamente alheios às obras.

Urge que se discuta e se assuma uma postura política sem ranços ou cor partidária. A legislação, que é boa, deve de ser interpretada sem paixão e radicalismo que emperre os processos de licenciamento. Deve sim, ser revisada, contemplar avanços e ser um instrumento disciplinador, objetivo e auto-explicativo, e com isso, trazer luz à boa técnica de conduzir soluções globais, que visem os ganhos da sociedade.

Segundo dados recentes do SIPOT (Sistema de Informações do Potencial Brasileiro) da Eletrobrás, o potencial hidráulico está inventariado em cerca de 190.000 MW, ou seja, uma dádiva da natureza presente nos rios de nosso país. Essa riqueza bruta tem que ser transformada em energia limpa (não poluente) e renovável, obviamente gerada pelas usinas hidrelétricas, que devem ser estudadas e construídas racionalmente. Por isso, é que "o Brasil precisa das hidrelétricas". ♦

MasterPEC – MASTER EM PRODUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Certificação de profissionais de nível superior que concluírem um total de 150 créditos no período de máximo 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.

Cursos MasterPEC 2006

Abril – 11 e 12 das 13h00 às 17h00

"PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO"

Palestrante: Eng. Paulo Barbosa

Maio – 09 e 10 das 13h00 às 17h00

"PRÁTICAS DE PROJETO E EXECUÇÃO DE EDIFÍCIOS PROTENDIDOS"

Palestrantes: Eng. Eugenio Luiz Cauduro – Eng. Marcelo Silveira

Junho – 28

1ª parte – das 8h00 às 12h30

2ª parte – das 14h00 às 18h00

"SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL"

Palestrantes: Eng. Salomon Levy – Eng. Marcio Estefano

Julho – 11 e 12

Das 13h00 às 17h00

"A QUALIDADE NA CONSTRUÇÃO E NA MANUTENÇÃO DE EDIFICAÇÕES PREDIAIS E INDUSTRIAIS"

Palestrantes: Eng. Leonel Tula – Eng. Roberto Bauer

Responsável:
Juan Fernando Matias Martin
Diretor de Cursos

Mariana Lima
mariana@ibracon.org.br
Tel. (11) 3735-0202

Controle, pesquisa e monitoramento

Newton Goulart Graça, Elizabeth Leopoldina Batista e Taylor de Castro Oliveira
FURNAS Centrais Elétricas S.A.

José Augusto Braga
Construções e Comércio Camargo Corrêa S.A.

Tibiriçá Gomes de Mendonça, Sérgio Luiz Cunha Fernandes, Cleber José de Carvalho e Maria Cecília Firmo Ferreira
CEMIG – Geração e Transmissão S.A.

INTRODUÇÃO

Pesquisas com materiais para concreto e com o próprio concreto para barragens vêm sendo desenvolvidas há mais de 50 anos no Brasil, sendo a implantação das obras de Jupuí (1962), Ilha Solteira (1965), Volta Grande (1970), São Simão, Itumbiara, Água Vermelha (1973), Itaipu (1975), Tucuruí (1978) e Itaparica (1980), verdadeiros centros de pesquisa e escolas formadoras de especialistas em métodos construtivos, concepção estrutural, alternativas de arranjos e tecnologia de concreto. Em função da experiência adquirida nesses empreendimentos, o Brasil ocupa hoje posição de destaque na construção e consultoria internacional para barragens, tanto na área de tecnologia de concreto, como nos diversos segmentos da tecnologia de construção de barragens e obras de grande porte.

No início da década de 60, apesar de ser um período de intensa construção de barragens, dominava a informalidade, pois o que mais interessava era a construção das obras, e, nesta época, assim como nas duas décadas seguintes, havia uma fiscalização intensa e um controle da qualidade bastante apurado para as obras. Pesquisas com concreto e aplicadas a barragens estavam sendo desenvolvidas pelo IPT ou eram trazidas por consultores internacionais sejam da Europa (LNEC), sejam dos Estados Unidos (Dr. Roy Carlson).

Já nos meados da década 60, toda a década de 70 e início da década de 80, a construção das grandes obras inicialmente citadas indicava a necessidade de novos avanços em termos de tecnologia. Os laboratórios de controle instalados nestas obras deram início a uma fase mais intensa

de pesquisas e, cujos resultados foram aplicados diretamente nos empreendimentos, sendo todo este desenvolvimento publicado em seminários nacionais, tanto de grandes barragens como do IBRACON.

O avanço da tecnologia de concreto foi conseqüência dos estudos e pesquisas desenvolvidas através da parceria entre os laboratórios das concessionárias de energia elétrica, em função das características e peculiaridades para a implantação de suas respectivas usinas hidrelétricas. Do ponto de vista de pesquisas tecnológicas, a evolução mais marcante deste período ocorreu em 1986, com a criação dos Laboratórios de FURNAS em Aparecida de Goiânia (GO), um centro tecnológico voltado tanto para os estudos preliminares como para o controle tecnológico do concreto de barragens, centro este com vocação natural para a pesquisa em tecnologia de concreto e geotecnia.

Na década de 90, com a mudança do modelo de contratação de implantação dos empreendimentos, da modalidade preço unitário para preço global, ocorreram mudanças nos papéis e responsabilidades das partes. As definições referentes aos processos, escolha dos materiais, dos métodos construtivos ficam a cargo do Contratado e o Contratante é responsável pela definição dos procedimentos de gestão para aceitação do produto final. Para tanto, se tem estabelecido uma nova forma de relacionamento na supervisão da qualidade, com revisão das especificações técnicas e algumas alterações de cunho contratual, de maneira a garantir a qualidade esperada e que o produto final esteja em conformidade com o escopo contratado.

Houve também, no final da década de 90, uma alteração na forma de atuação dos labora-



Figura 1 – Laboratório de Concreto Compactado com Rolo de FURNAS – Vista do equipamento e pista em verdadeira grandeza (FURNAS, 2002).

tórios das Concessionárias de Energia Elétrica. Os laboratórios passaram a estabelecer convênios e parcerias com universidades, centros de pesquisas e empresas da iniciativa privada para o desenvolvimento dos estudos e pesquisas através dos programas de Pesquisa & Desenvolvimento.

Um outro aspecto da maior importância refere-se ao monitoramento das barragens construídas, o qual, independente do modelo de contratação ou de gestão do empreendimento, necessita ser implantado.

1. CONTROLE

No modelo antigo de controle tecnológico, realizado até o final da década de 80, quando a concessão para construção das hidrelétricas era do Estado, além de todos os estudos de viabilidade técnica-econômica, o Estado também era o responsável pelo projeto, contratação, planejamento, aquisição, gerenciamento do empreendimento, do meio ambiente, do controle da qualidade das obras civis (no início, até a construção propriamente dita), e da montagem eletromecânica, comissionamento, gestão das interfaces técnicas e organizacionais, operação, transmissão e em alguns casos, distribuição.

A gestão da qualidade, na época vista sob uma forma de gerenciamento, era feita sobre todas as atividades pertinentes à construção de

uma usina hidrelétrica. O Estado então fazia o controle tecnológico através de seus laboratórios instalados normalmente nas próprias obras. Esses laboratórios eram estruturados para atender toda a demanda de estudos, pesquisa e ensaios referentes às atividades de geotecnia e concreto.

A partir das Especificações Técnicas havia o desdobramento das instruções e dos manuais, sendo ministrados treinamentos práticos e teóricos nos laboratórios e em salas de aulas, de modo a capacitar as pessoas que seriam responsáveis pelo controle da qualidade de cada atividade produtiva específica.

Como exemplo deste critério, na década de 60, a CELUSA - Centrais Elétricas de Urubupungá, hoje, CESP-Companhia Energética de São Paulo, instalou na UHE JUPIÁ, localizada entre os estados de São Paulo e Mato Grosso, um Centro de Treinamento e Aprendizado - CAT em parceria com o SENAI da capital de São Paulo e a Camargo Corrêa, empresa responsável pela construção civil da hidrelétrica, cujo objetivo era a formação de mão-de-obra especializada para as diversas atividades empregadas na obra.

Com relação ao controle tecnológico (denominado controle da qualidade para a época), as pessoas também recebiam treinamentos específicos nos laboratórios de solos e de concreto, capacitando-se para desenvolver suas atividades afins. O controle da qualidade era feito por atividade produtiva e de forma direta, ou seja, através do conhecimento adquirido e das instruções e manuais, quando o pro-

Tabela 1
Instrumentos internos

Medidores de Deslocamento Internos à Estrutura	
Nome do instrumento	Medidor de:
Medidor de Junta	Abertura e fechamento em junta de contração
Medidor de Trinca	Abertura e fechamento de trinca
Medidor Triortogonal de Junta	Movimento entre blocos em 3 direções ortogonais
Alongâmetro	Movimento de junta ou de fissura
Clinômetro	Deslocamento angular da estrutura
Pêndulo Direto	Deslocamento horizontal do topo em relação à base de um bloco de concreto

fissional inspecionava em cada frente de trabalho, todos os detalhes executivos de cada processo.

No modelo atual, o papel de gestor do projeto, contratação, planejamento, aquisição, gerenciamento do empreendimento, meio ambiente, segurança, qualidade, fabricação eletromecânica, inspeção e recebimento, construção civil, montagem eletromecânica, comissionamento, operação e gestão das interfaces técnico-organizacional, é de responsabilidade do EPC, e cabe a cada empresa ou consórcio vencedor da concorrência para fins de outorga de concessão de uso de bem público para exploração de uma determinada hidrelétrica localizada em um determinado rio, ou seja, o concessionário que pode ser privado, público-privado ou até mesmo público, o recebimento do produto final.

Neste cenário, as empresas e/ou os consórcios construtores (EPC) se depararam com atividades novas, tais como a gestão do projeto, aquisição de materiais de construção (cimento, aço, etc) e equipamentos, inspeção e recebimento, gestão das interfaces técnico-organizacionais de todo o processo e gestão da garantia da qualidade do

produto final, além de suas próprias atividades como construção civil, etc.

O controle da qualidade ou controle tecnológico, como uma atividade específica e sobre o qual o construtor não tinha domínio, passou então a ser objeto de contratação por parte dos construtores, e estes o fizeram diretamente de um laboratório com larga experiência nas atividades de controle tecnológico de barragens, o que tem mitigado a ocorrência de problemas na execução das estruturas. Na verdade, a presença de um laboratório experiente na obra oferece uma garantia adicional ao construtor e, mais ainda, ao empreendedor, face ao serviço de consultoria que vem associado a este laboratório, com impacto direto na execução dos trabalhos de concretagem.

2. PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

As pesquisas e procedimentos estabelecidos nos laboratórios das Concessionárias de Energia Elétrica permitiram desenvolver os métodos

Tabela 2
Instrumentos externos

Instrumentos Embutidos no Concreto	
Nome do instrumento	Medidor de:
Termômetro para Concreto	Temperatura do concreto
Piezômetro para Concreto	Poropressão ou pressão intersticial
Tensômetro para Concreto	Tensão
Extensômetro para Concreto ou Deformímetro	Deformação (agrupados em posições convenientes podem medir o estado de tensão)
Extensômetro Compensador ou Deformímetro Isolado	Deformação autógena e de origem térmica do concreto
Tensômetro de Armadura ou Tensômetro para Concreto Armado	Tensão no concreto armado

Tabela 3
Instrumentos de fundação

Instrumentos de Fundação e Outros	
Nome do instrumento	Medidor de:
Pêndulo Invertido	Deslocamento horizontal de um bloco de concreto em relação à sua fundação
Extensômetro de Grande Base	Deformação da rocha de fundação
Extensômetro de Hastes	Movimento relativo entre um bloco de concreto e a fundação
Célula de Carga em Tirante	Variação da carga aplicada a uma ancoragem ativa
Piezômetro de Tubo	Subpressão ou o nível piezométrico da fundação
Medidor de Vazão	Vazão drenada através de tubo coletor ou de vertedor em canal
Marcos Superficiais	Deslocamento de estruturas através de aparelhos de topografia
Sismógrafo	Frequência de vibração ou de micro-sismos

para inibir a reação álcali-agregado (RAA) com a utilização de pozolanas, escória de alto forno moída, material pulverizado, sílica ativa e metacaulim; os parâmetros de durabilidade; estudos térmicos; viabilizar técnica e economicamente a aplicação de diferentes tipos de concreto e vários métodos construtivos, tais como: fôrmas trepanantes, fôrmas deslizantes, concreto compactado com rolo (CCR), concretagens submersas, etc. Como consequência, houve grande contribuição no desenvolvimento das normas técnicas hoje vigentes no País, para o crescimento das indústrias nacionais na produção de cimento, aditivos, no aproveitamento de rejeitos como escória de alto forno, sílica ativa e cinza volante e no setor de equipamentos pesados.

Os centros de pesquisa também contribuíram de forma inédita para o desenvolvimento e adaptações de equipamentos nacionais e importados à realidade e peculiaridade das obras brasileiras.

Em 1976, iniciam os estudos de CCR e, em 1977, as primeiras aplicações 40.000 m³ e 30.000 m³ de CCR lançados em São Simão (CEMIG) e na construção do Canal de Desvio de Itaipu, respectivamente. Em vista de seu ótimo desempenho, após aproximadamente 10 anos de aplicação, foi possível incorporar o CCR às estruturas da Casa de Força e do Canal de Desvio de Itaipu.

Neste laboratório de Itaipu, além de inúmeros outros desenvolvimentos tecnológicos, pode-se citar: desenvolvimento de métodos de ensaios; estudos e implantação do uso de finos (pó de pedra) e em seguida aplicação na barragem de CCR de Uruguai – Argentina; estudos da fixação da cal - pó de pedra.

Nos Laboratórios de FURNAS, tanto das obras como atualmente em Aparecida de Goiânia, foram inúmeros os desenvolvimentos tecnológicos nestes anos. Equipamentos novos foram desenvolvidos, alguns até sem um similar em termos mundiais, como é o caso do equipamento para execução de

pista experimental de CCR em verdadeira grandeza, cujo laboratório é mostrado na Figura 1. Este equipamento, possibilita a execução de pistas de CCR em tamanho real, podendo representar um trecho da barragem. Possibilita ainda o desenvolvimento de uma série de pesquisas, como os já desenvolvidos estudos de maturidade de juntas do CCR e a execução do CCR pelo método rampado, utilizado nas barragens das usinas de Lajeado, Peixe e Mosquitão, e na base da barragem de Irapé.

Nesta linha do CCR, outras pesquisas realizadas ou em andamento nos Laboratórios de FURNAS e também de grande importância referem-se aos estudos de sua porosidade, do teor de água ou consistência ideal, ao uso de diversos teores de cimento, diferentes tipos de adições minerais, incluindo materiais pulverizados, e métodos de dosagens.

Ainda na área de materiais, concretos convencionais e CCR têm sido pesquisados com os mais diferentes materiais, buscando o aproveitamento de resíduos como borracha de pneu, cinza de casca de arroz, polímeros, entre outros. Outras linhas de pesquisa referem-se aos concretos submerso, auto-adensável, de alto-desempenho, com fibras, e projetado.

Os Laboratórios de FURNAS dispõem de uma estrutura que permite realizar desde os mais corriqueiros ensaios com materiais e concreto até os mais sofisticados, como microscopia eletrônica de varredura (MEV); microscopia ótica; difração de Raios-X; fluorescência de raios-X; absorção atômica; ensaios de cisalhamento e compressão triaxial; ensaios para determinação das propriedades térmicas, como por exemplo, a elevação adiabática de temperatura, ensaios estes que subsidiarão os estudos e pesquisas realizadas pelo laboratório sobre os efeitos térmicos nas estruturas; e ensaios químicos especiais com cimento, adições minerais, aditivos e água, dentre outros.

Na área de durabilidade, as pesquisas estão voltadas para investigação da corrosão por carbo-

Instrumentação e Auscultação de Barragens

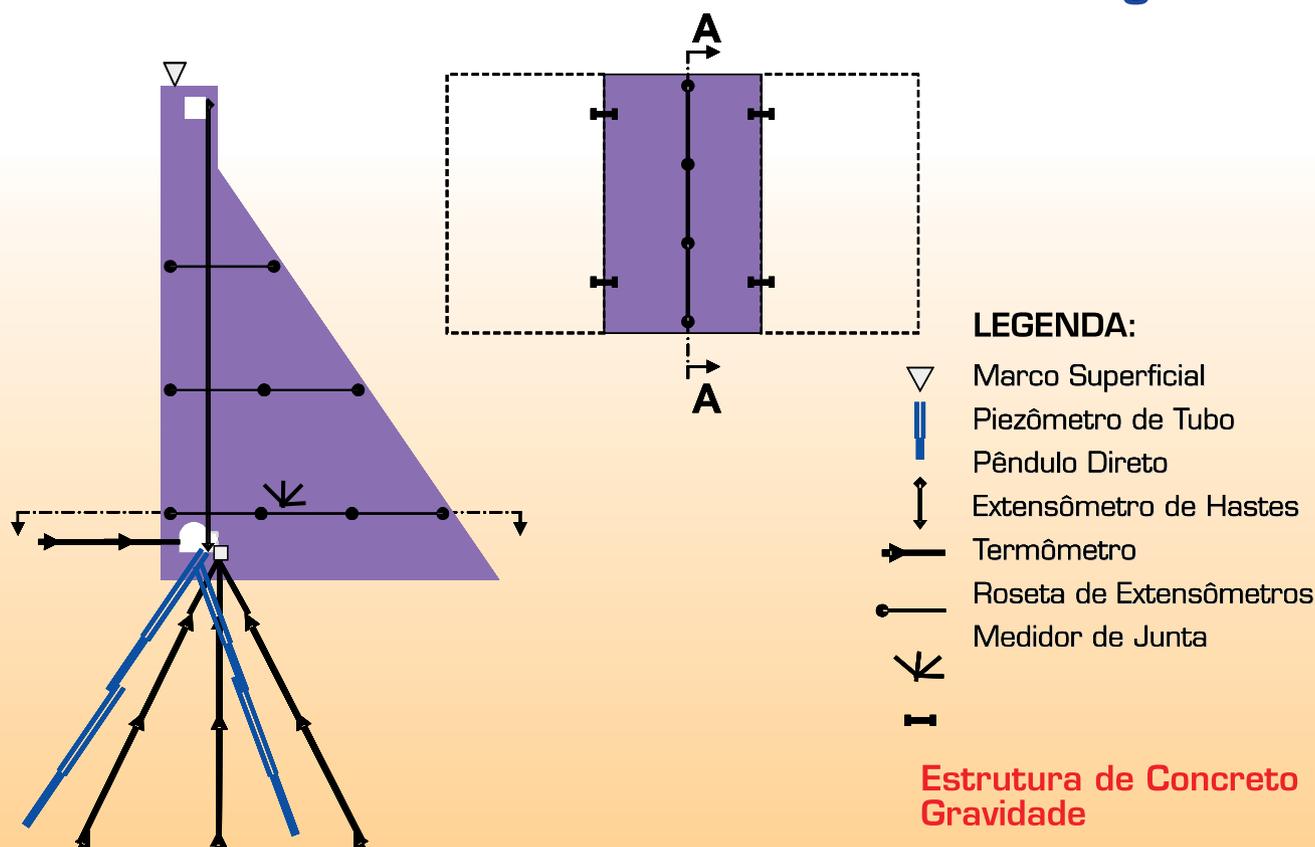


Figura 2 - Seção típica de uma barragem de gravidade instrumentada

natação e cloretos, reação álcali-sílica e álcali-carbonato, ataque por sulfatos, utilizando técnicas e equipamentos de última geração, inclusive com o desenvolvimento de novas metodologias.

As pesquisas não estão voltadas somente para o concreto e seus componentes. Os laboratórios estão capacitados para realizar o monitoramento da qualidade da água de reservatórios, através de ensaios limnológicos e sedimentométricos, bem como para garantir a confiabilidade e rastreabilidade das medições de seus equipamentos, por meio de calibrações realizadas no seu laboratório de metrologia, atualmente com as áreas dimensional, força, massa, pressão e temperatura acreditadas junto ao INMETRO.

Associada à condição da estrutura física favorável dos laboratórios de FURNAS está a capacitação profissional, uma vez que os pesquisado-

res possuem a vantagem de estarem diretamente ligados tanto às obras (com pesquisas e serviços de laboratório relacionados com a aplicação prática) como com a comunidade acadêmica, o que é possibilitado pelos convênios com universidades de todo país.

Na Usina Hidrelétrica de Irapé, de propriedade da CEMIG, situada no vale do Jequitinhonha com uma barragem de 208 m de altura e com estruturas de concreto em contato com um maciço sulfetado, esta ocorrência está sendo tema para vários trabalhos de pesquisa e desenvolvimento em parceria com as universidades. Com base nos resultados das pesquisas desenvolvidas durante os estudos de viabilidade, projeto básico e projeto executivo definiu-se pela não utilização do material de escavação contendo teor de sulfeto variando de 2 a 9% como agregado para concre-

to, e aplicação de uma película de proteção na interface concreto rocha. Em função das exigências quanto à durabilidade, das dimensões das estruturas e das distâncias de lançamentos entre as estruturas e a central de concreto, vários estudos foram realizados para viabilizar as condições de lançamento dos concretos bombeados com fôrmas deslizantes e garantir a qualidade do produto final, estudos estes que incluíram a utilização, pela primeira vez em larga escala, de aditivos a base de éter-policarboxilatos para minimizar os consumos de água dos concretos com adição de sílica ativa e metacaulim.

Vários estudos foram realizados, também, para conhecer o comportamento das caldas de cimento em contato com o maciço sulfetado. A calda de cimento utilizando micro cimento resistente ao ataque por sulfatos foi a mais indicada para consolidação da fundação.

Os conhecimentos adquiridos em Irapé, relativos à tecnologia de concreto e a de barragem de enrocamento com núcleo de argila, na condução de obras em maciços sulfetados, propiciam o meio técnico brasileiro a se manter em posição de destaque mundial.

3. MONITORAMENTO

Com base na experiência do comportamento e nos resultados das observações das instrumentações aplicadas na Casa de Força no leito do rio da UHE Itaipu, e havendo mais tempo para o estudo do projeto, devido às alterações no ritmo da construção da usina, foi possível estudar e desenvolver critérios e métodos, os quais permitiram substancial economia no projeto desta Casa de Força. As principais modificações introduzidas e suas conseqüências

devido aos dados da instrumentação são descritas a seguir: elevação do nível da fundação em 2,7 m e modificação do perfil, trazendo como conseqüência uma economia de 63.000 m³ de escavação e de 27.500 m³ de concreto (foram aproveitados 30.000 m³ de concreto rolado lançados por ocasião da construção do Canal de Desvio); otimização dos critérios de cálculo estrutural, resultando numa redução da taxa de consumo de aço estrutural de 100,4 kg/m³ para 81,2 kg/m³, e redução da espessura das paredes, com uma economia de 56.250 m³ de concreto; no Canal de Fuga, a adoção de uma rampa com 18% de alicive, em lugar dos 12% projetados na fase anterior, conduziu a uma redução de 60.000 m³ de escavação em rocha, evitando ao mesmo tempo interferência nas fundações dos pilares da ponte provisória. O fato de a Barragem Principal e a Tomada d'Água já estarem construídas e submetidas a carga durante vários anos, reduziu consideravelmente os empuxos na Casa de Força, originando uma grande economia na espessura e, conseqüentemente, na armadura da laje de fundação da Casa de Força.

Além dos aspectos econômicos relatados acima, a instrumentação tem como principal finalidade a segurança da barragem. Sendo assim, obras de concreto de um barramento como barragens em arco, contrafortes, muros de contenção, tomadas d'água, casas de força, vertedouros, barragens de concreto-gravidade, concreto compactado com rolo, paredes diafragma, faces de concreto de BEFC, blocos justapostos formando um conjunto e as fundações são regularmente instrumentadas. Conforme o tipo de obra de concreto a instrumentar, o projetista define os tipos de instrumentos em função da grandeza a medir e do objetivo a ser alcançado, como as Tabelas 1 a 3. Na Figura 2 mostra-se uma seção típica instrumentada.◆

4. BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

- CASTRO, A. FERREIRA, R.; LOPES, A. N. M.; CASCUDO, O.; CARASEK, H. Relationship between results of accelerated and natural carbonation in various concretes. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE. 2004, Barcelona. Proceedings... Barcelona, Spain, 2004.
- GRAÇA, N. G.; PORTO, M. A. A.; MARQUES, R. A.; BITTENCOURT, R. M. Reflexões sobre o controle da qualidade nos modelos atuais de contratação de hidrelétricas. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 26. 2005, Goiânia. Anais eletrônicos... Goiânia, 2005.
- GRAÇA, N. G.; BATISTA, E. L.; BITTENCOURT, R.M.; ANDRADE, W. P.; Brazilian experience of roller compacted concrete (RCC). In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROLLER COMPACTED CONCRETE (RCC) DAMS. 4., 2003. Madrid. Proceedings... Madrid, Spain, 2003. p. 267-272.
- SANTOS, S. B.; CALMON, J. L. PFEM_2DT e PFEM_2DAT. Programas para análise termomecânica desacoplada em estruturas maciças de concreto durante a fase de construção. In: XXV IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING – CILAMCE, 25. 2004, Recife. Anais eletrônicos... Recife, 2004.

Na elaboração do artigo foram consultados aproximadamente 60 documentos técnicos.

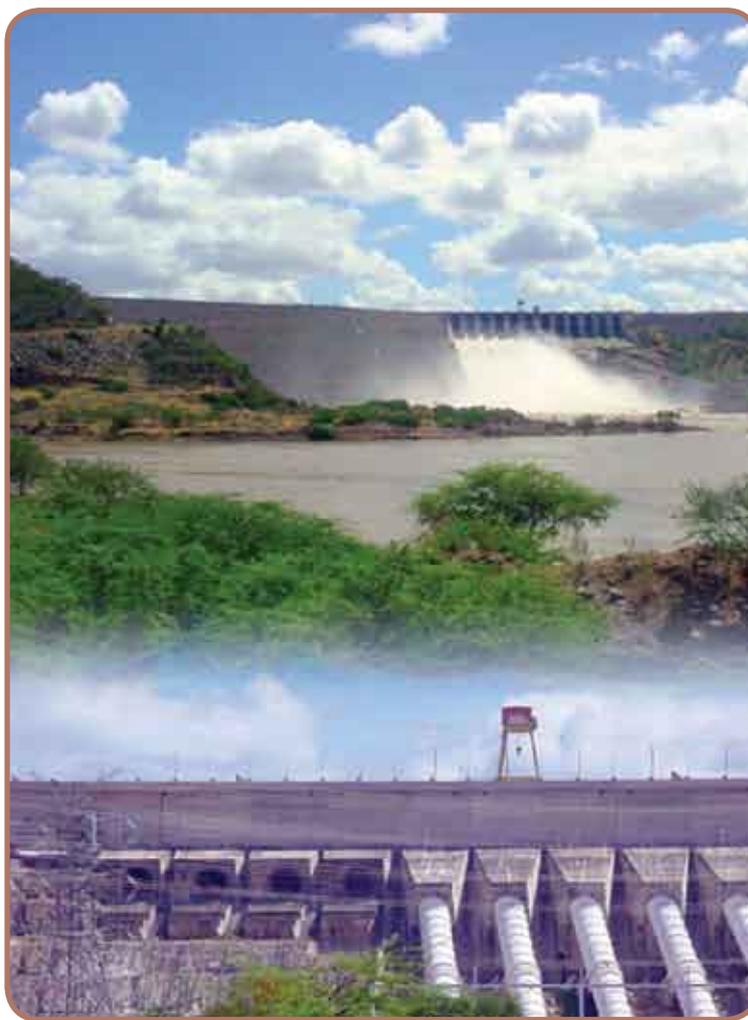
A Dimensão Socioambiental no Planejamento do Setor Elétrico e o Papel da EPE

Ricardo Cavalcanti Furtado
EPE Empresa de Pesquisas Energéticas

Introdução

Com a reestruturação do setor elétrico e a constituição da EPE, a retomada do processo de planejamento está voltada para fornecer indicações mais claras e com o menor grau de incerteza possível em relação aos aspectos estruturais, operacionais e socioambientais das ações previstas para as diversas etapas da implantação dos empreendimentos de geração e transmissão do setor elétrico.

Em 2004, foi constituída a Empresa de Pesquisa Energética – EPE, uma empresa pública, capitalizada pela União, que atua em co-operação com o Poder Público com o objetivo de desenvolver os estudos necessários para que o Estado, por meio do Ministério das Minas e Energia (MME), possa cumprir plenamente sua função de executor do planejamento energético nacional. A EPE tem por finalidade prestar serviços na área de estudos e pesquisas destinadas a subsidiar o planejamento do setor energético, compreendendo energia elétrica, petróleo e seus derivados, gás natural,



carvão mineral, fontes energéticas renováveis e eficiência energética, dentre outras fontes.

Atribuições

Dentre as competências definidas para a EPE, com a finalidade de subsidiar o planejamento do setor energético, encontra-se um conjunto de determinações que proporcionam o arcabouço institucional adequado à incorporação da dimensão socioambiental, de modo formal e sistemático, desde as etapas iniciais do planejamento da expansão do setor elétrico, ou seja, dos estudos da matriz energética, passando

pelos estudos de longo prazo, estudos para o Plano Decenal, assim como para os estudos relacionados diretamente à viabilidade dos empreendimentos de geração e transmissão.

De forma a cumprir as suas atribuições legais e expandir o setor elétrico, com o foco no desenvolvimento sustentável, recentemente, foram concluídos pela EPE os estudos que possi-

bilitaram o lançamento, pelo Ministério de Minas e Energia, do Plano Decenal 2006 – 2015. Esses estudos integraram as avaliações socioambientais e os estudos energéticos e de transmissão, desde a formulação das alternativas e hipóteses consideradas no planejamento da geração e da transmissão. Na seqüência dos estudos, foi elaborada uma análise socioambiental dos projetos de geração e transmissão que compõem a alternativa de referência da expansão, além de uma análise socioambiental do Plano como um todo. Ressalta-se que a elaboração desses estudos contou com a participação dos agentes do setor, com ênfase para a discussão dos critérios, fornecimento de informações, consolidação das avaliações e análise e validação dos resultados.

Em termos de resultados, as análises socioambientais, que incorporaram dois tipos de avaliação – o grau de impacto ambiental e o processo de implantação dos projetos –, permitiram a atribuição de níveis de incerteza em relação às datas previstas dos projetos no Plano, direcionando, conseqüentemente, a tomada de decisão relacionada a gestões ambiental e institucional. Tal panorama tornou o Plano mais realista na indicação das obras necessárias para o atendimento à demanda de energia elétrica projetada para os próximos dez anos, além de inovador no enfoque socioambiental.

Visando resolver uma das maiores dificuldades ocorridas no último leilão de energia nova para o setor – a obtenção da licença prévia, a EPE iniciou um amplo programa de estudos de Avaliação Ambiental Integrada de Bacias Hidrográficas – AAI, para identificar e avaliar os efeitos sinérgicos e cumulativos resultantes dos impactos ambientais ocasionados pelo conjunto de aproveitamentos hidrelétricos. Esse programa consiste na avaliação das bacias hidrográficas dos rios Uruguai, Parnaíba, Tocantins e seus formadores, Parnaíba, Doce, Parnaíba do Sul, Araguaia e Tapajós, o que permitirá uma avaliação mais precisa da viabilidade socioambiental dos aproveitamentos hidrelétricos planejados para essas bacias, facilitando seus futuros licenciamentos ambientais.

A preocupação com a questão socioambiental está presente também nos estudos de inventário de bacias hidrográficas. A diretriz atual para a elaboração desses estudos é que o escopo seja o da bacia como um todo, não se admitindo partições de trechos de rios a serem inventariados, o que poderia levar a um uso não otimizado do recurso natural, com prejuízos evidentes para a sociedade, que teria o seu capital natural utilizado de forma inadequada. Outra diretriz fundamental para o desenvolvimento desses estudos é a incorporação da Avaliação Ambiental Integrada, garantindo que os efeitos cumulativos e sinérgicos do conjunto de aproveitamentos serão, efetivamente, avaliados.

No atual modelo institucional, os rebatimentos existentes entre as atribuições dos diver-

sos agentes e instituições e os diferentes níveis de decisão, ao longo do ciclo de planejamento e implantação de um empreendimento, fazem com que seja imprescindível adotar-se uma articulação dos aspectos socioambientais ao longo deste processo, de modo a atender aos objetivos específicos e diferenciados de cada um dos agentes, sem, no entanto, perder de vista o objetivo maior de contribuir para a concepção, implantação e operação de projetos socioambientalmente viáveis e que atendam aos compromissos com o desenvolvimento sustentável.

Com esse objetivo, a EPE desenvolveu um instrumento de acompanhamento do processo de licenciamento ambiental das usinas, de forma que a antecipação dos problemas das diversas licenças, autorizações e declarações de reserva de disponibilidade hídrica possam possibilitar ações dos diversos agentes envolvidos, tornando a obtenção desses instrumentos legais um processo harmônico de responsabilidades compartilhadas entre todos os agentes.

Interação com outros Organismos

Com relação aos empreendimentos de transmissão, foram estabelecidas novas diretrizes, incorporando a questão socioambiental, para elaboração dos relatórios técnicos referentes às novas instalações da rede básica, visando aperfeiçoar e detalhar os estudos para se recomendar ao MME uma nova instalação de transmissão integrante da Rede Básica por meio de ato licitatório. Um aspecto a destacar é que sistemas de transmissão de grande porte possuem relativa flexibilidade locacional, podendo, entretanto, atravessar uma grande diversidade de ambientes naturais e antropizados. Visando a internalização dos aspectos socioambientais, desde as etapas preliminares de planejamento, o enfoque mais indicado para a definição da melhor localização dos sistemas elétricos é aquele que parte de uma visão mais estratégica e abrangente integrando os aspectos de engenharia, construtivos e socioambientais.

No atual contexto do setor elétrico, os principais desafios da EPE são: garantir a efetiva incorporação dos aspectos socioambientais nos estudos desenvolvidos ao longo do processo de planejamento; elaborar os estudos socioambientais com a qualidade necessária e no tempo adequado; incorporar, de forma mais explícita, os benefícios dos empreendimentos; obter as licenças prévias e autorizações ambientais dos empreendimentos para inclusão nos leilões de energia nova; e buscar uma crescente interação com os demais agentes do setor e com Ministério de Meio Ambiente, o IBAMA, a ANA, os órgãos ambientais estaduais e o Ministério Público, além das demais partes interessadas. ♦

Projeto de barragens de concreto

Selmo Chapira Kuperman e Sergio Cifu
Themag Engenharia

1. INTRODUÇÃO

O projeto de uma barragem de concreto geralmente está associado a um empreendimento que visa o controle de cheias, o abastecimento d'água, a geração de eletricidade, a irrigação, a navegação ou o lazer, individual ou conjuntamente. Inclui a determinação do tipo de perfil de barramento mais eficiente sob os aspectos técnico e econômico bem como o projeto mais adequado das estruturas auxiliares, sejam elas tomadas d'água, condutos, canais, eclusas, etc, além de abordar metodologias construtivas, materiais, monitoramento e considerações sobre a operação. As considerações a seguir abordarão apenas o projeto das estruturas de barramento sob os aspectos da engenharia de estruturas, de tecnologia de concreto e de métodos construtivos, partindo-se do princípio que o local de implantação já foi escolhido. Sabe-se que para esta escolha devem ser ultrapassadas várias etapas onde, além dos aspectos técnicos e econômicos, a questão ambiental tem enorme importância. Aliás, este último fator é que tem norteado a liberação de projetos no Brasil, a partir da década de 90 e tem, influenciado, de maneira marcante, seus custos. As etapas de estudo para a implantação de um aproveitamento hidrelétrico podem servir de exemplo para outros tipos de empreendimento. São elas: - Estimativa do potencial hidrelétrico: análises preliminares onde a ênfase é nos estudos hidrológicos, topográficos e geológicos; - Inventário: determinação do potencial hidrelétrico da bacia hidrográfica e estabelecimento da divisão de quedas que propiciem o máximo em geração de energia e o mínimo impacto ambiental; - Viabilidade: otimização técnico-econômica a partir de estudos de alternativas; - Básico: o melhor aproveitamento concebido na Viabilidade é detalhado para definição de seu orçamento, caracterização dos concretos através de ensaios de laboratório, elaboração de documentação para licitação das obras civis, fornecimento e montagem de equipamentos eletromecânicos e realização de estudos ambientais detalhados; - Executivo: elaboração dos documentos detalhados das obras civis e dos equipamentos eletromecânicos (memórias de cálculo, especificações, desenhos, listas de materiais, relatórios diversos, etc.) e implantação dos programas ambientais. Após a implantação, inicia-se a etapa de Operação, onde a ênfase

se, no que concerne às obras civis, são a manutenção e o monitoramento. A seguir serão feitas considerações às etapas de projeto sob a ótica do cálculo estrutural e da tecnologia de concreto.

2. CONCEPÇÃO

As condições técnicas que podem influir na escolha do tipo de barragem dependem, principalmente, da geologia local, ou seja, do tipo de material sobre os quais a barragem será assente. Em geral barragens de concreto demandam boas condições de fundação, porém há casos das estruturas estarem assentes em aluviões compactos. O fator econômico é muito importante em todas as fases de um projeto, porém é fundamental nesta, de concepção; muitas vezes não basta uma análise técnico-econômica, e, no Brasil, em inúmeras ocasiões há necessidade também de uma avaliação política. Barragens de concreto compactado com rolo (CCR) foram construídas ao invés de barragens de terra quando não se dispunha de garantias de fluxo contínuo de recursos para o término das obras ou quando podia ocorrer galgamento da barragem de terra pelas águas e conseqüentemente seu colapso ou, quando não havia certeza se o cronograma construtivo poderia ser cumprido, podendo ocorrer galgamento da barragem que, se fosse de terra poderia romper. Entende-se por arranjo, a forma como estão distribuídos os elementos do barramento na área de implantação do aproveitamento. A adoção de um arranjo depende, essencialmente, da topografia do local de implantação e define dois tipos básicos: arranjos de alta queda em topografias de vale e arranjos de baixa queda em topografias planas. Os tipos de barragem de concreto dependem do tipo de arranjo, das condições da fundação e, portanto, da topografia e geologia local. A seguir são descritas as principais características dos tipos de barragens de concreto.

2.1. BARRAGEM DE GRAVIDADE

Uma barragem de gravidade é uma estrutura maciça de concreto, aproximadamente de forma trapezoidal e projetada de tal modo que resiste aos esforços

decorrentes das pressões hidrostáticas atuantes no seu paramento de montante e a outras solicitações, através da ação de seu peso próprio. Sua segurança global é garantida pelas suas condições de estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e flutuação. Devido aos efeitos provocados pelas tensões de origem térmica as barragens são divididas em blocos através de juntas de contração. Seu espaçamento é variável geralmente entre 15m e 30m, dependendo de uma série de fatores tais como as condições climáticas de construção, características do concreto utilizado, existência de refrigeração do concreto, cronograma construtivo, entre muitos outros. Estas barragens podem ser retilíneas ou curvas: as do tipo arco-gravidade, que apresentam uma pequena curvatura para montante, são viáveis em locais onde a topografia é de vale e onde as ombreiras são constituídas por maciço rochoso com condições adequadas para apoio do arco. Uma variação das barragens gravidade são as denominadas de "gravidade aliviada". Neste caso o núcleo deixa de ser maciço e apresenta vazios com a finalidade de economizar concreto. A estrutura toma a forma de pilares isolados, com cabeça alargada em forma de poligonal, a montante. A maioria das barragens de concreto construídas no Brasil é do tipo gravidade, seja para geração de energia, abastecimento de água ou irrigação.

2.2. BARRAGENS DE ARCO

Consiste numa estrutura sólida arqueada para montante e bem mais esbelta que a barragem de gravidade. Também chamada de barragem tipo abóbada é ideal para vales estreitos onde haja boas condições para apoio do arco no maciço rochoso das ombreiras. Neste tipo de barragem o volume de concreto é substancialmente reduzido. No Brasil existem poucas barragens deste tipo, sendo, as mais conhecidas, a de Funil, no rio Paraíba e a de Mascarenhas de Moraes, no rio Grande.



Vista aérea da Usina Hidrelétrica Itaipu.

2.3. BARRAGENS DE CONTRAFORTES

Consiste num tipo similar à barragem de gravidade e é composta de dois elementos estruturais básicos: uma laje de montante e contrafortes que a suportam. É um tipo de estrutura que cada vez tem sido menos utilizado, por exigir a utilização de grande quantidade de formas havendo poucos casos no Brasil.

3. AÇÕES E CARREGAMENTOS

É de suma importância que, em cada uma das etapas do projeto e em especial no Projeto Executivo, sejam estabelecidos os critérios de projeto estrutural. Tais critérios objetivam a garantia da segurança do projeto estrutural através da definição e quantificação das ações e de suas combinações, identificando os carregamentos atuantes e suas classificações, definindo as condições de segurança a serem garantidas em relação aos estados limites, e estabelecendo ainda os modelos estruturais a serem empregados na avaliação do comportamento estrutural dos diversos elementos do aproveitamento, bem como os critérios para o seu dimensionamento e detalhamento. Os critérios baseiam-se em estudos teóricos e em dados experimentais obtidos da observação da instrumentação de obras de mesmas características, permitindo que o projeto confira ao empreendimento as condições de máxima eficiência, durabilidade e confiabilidade.

3.1 AÇÕES PERMANENTES

São as que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno da média, durante a vida útil das estruturas. Consideram-se como ações permanentes: - peso próprio da estrutura e de elementos permanentes onde as massas específicas dos materiais e especificamente dos concretos devem ser determinadas em ensaios de laboratório; na falta destas devem ser usados valores com base na experiência com materiais similares; - peso próprio de equipamentos fixos; -- pressões hidrostáticas associadas a níveis normais de pequena variação em torno da média. Estas cargas variam linearmente com a profundidade, a partir da superfície da água; - subpressões, associadas a níveis normais de pequena variação em

orno da média. As subpressões são admitidas como atuando sobre toda a área da base; - pressões intersticiais no concreto, associadas a níveis normais; - empuxos de terraplenos (solo ou enrocamento sobre os parâmetros das estruturas de concreto); - pressões de material assoreado.

3.2. AÇÕES ACIDENTAIS OU VARIÁVEIS

São as ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da média, durante a vida útil das estruturas. Consideram-se como ações variáveis; - cargas acidentais; - vento; - pressões hidrodinâmicas decorrentes de variação de velocidade, em intensidade e direção, de correntes hídricas como em curvas, reduções, transientes hidráulicos, etc; - pressões hidrostáticas, subpressões e pressões intersticiais no concreto associadas a níveis normais com variações significativas em torno da média; - efeito de variações de temperatura; - retração e fluência do concreto.

3.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS

São as ações que tem duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura. São consideradas ações excepcionais: - ações decorrentes de sismos; - efeitos de ondas; - pressões hidrostáticas e subpressões associadas a níveis d'água excepcionais; subpressões decorrentes de falhas do sistema de drenagem. Devido às características climáticas brasileiras não são consideradas, nos projetos, as ações devido ao gelo.

3.4. TIPOS DE CARREGAMENTO

Os projetos de barragens devem considerar como carregamentos as condições mais adversas de combinações de ações, porém somente aquelas que tenham probabilidade não desprezível de ocorrerem simultaneamente durante a vida útil da construção. De acordo com a Eletrobrás as seguintes condições de carregamento devem ser consideradas nos estudos de estabilidade global e respectivos cálculos das tensões:

- ◆ **Condição de Carregamento Normal (CCN):** corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais.
- ◆ **Condição de Carregamento de Construção (CCC):** corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra: carregamentos de equipamentos de construção, estruturas executadas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos, etc.
- ◆ **Condição de Carregamento Excepcional (CCE):** corresponde a uma situação de combinação de

ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura.

- ◆ **Condição de Carregamento Limite (CCL):** corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, na definição de um carregamento limite, suas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, efeitos sísmicos, etc.

4. SEGURANÇA GLOBAL E ANÁLISE DE TENSÕES

A segurança das obras de concreto de uma barragem deve ser garantida em relação aos estados limites últimos e de utilização e é conceituada pelos princípios estabelecidos na norma brasileira "Ações e Segurança nas Estruturas", NBR 8681. De acordo com a Eletrobrás, especial atenção é dada às verificações correspondentes ao Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio Global ou Parcial das Estruturas, admitidas como corpo rígido. Nos projetos de barragens estas verificações correspondem às análises de estabilidade, no sentido de avaliar a segurança global quanto a movimentos de corpo rígido, correspondentes a: deslizamento em qualquer plano, seja da estrutura seja da fundação; ao tombamento; à flutuação. São ainda avaliadas as tensões na base da fundação e na estrutura. A segurança em relação ao Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio como corpo rígido é garantida a partir da avaliação dos fatores de segurança ao tombamento (FST), deslizamento (FSD) e flutuação (FSF) para as diversas condições de carregamento atuantes.

- ◆ **Fator de Segurança ao Tombamento (FST):** definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação. Como ações estabilizantes estão o peso próprio, as cargas permanentes mínimas e o peso próprio dos equipamentos permanentes. Os momentos de tombamento ocorrem devido à ação de cargas desestabilizantes tais como pressão hidrostática, subpressão, empuxo de terra, assoreamento, etc.
- ◆ **Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD):** é definido pela relação entre os esforços resistentes que se opõem ao deslizamento e a resultante das forças atuantes paralelas ao plano de deslizamento. É determinado para cada tipo de carregamento, levando em consideração as possíveis superfícies potenciais sobre as quais a estrutura possa sofrer movimento de deslizamento como corpo rígido. As análises dos fatores de segurança contra o deslizamento

devem incluir como esforços resistentes a coesão e o atrito na resistência de contato concreto-rocha ou nas superfícies do concreto. Em geral, no início dos estudos, adota-se como valores de coesão e ângulo de atrito os já utilizados em outras obras com materiais similares. Entretanto, sempre que possível devem ser realizados ensaios e determinações que levem à adoção de valores mais realistas. Isto é particularmente importante no caso das barragens de concreto compactado com rolo, onde juntas horizontais de construção podem ser, potencialmente, elos fracos.

- ♦ Fator de Segurança à Flutuação (FSF): é determinado para cada tipo de carregamento, como a relação entre o total das forças gravitacionais estabilizantes e o total das forças de subpressão. A garantia da segurança para cada condição de carregamento é obtida impondo-se limitações aos fatores de segurança acima definidos. A Themag utiliza os seguintes fatores para avaliação da segurança ao tombamento e à flutuação:

Segurança ao tombamento e flutuação

Fator	CCN	CCC	CCE	CCL
FST	1,5	1,3	1,2	1,1
FSF	1,3	1,1	1,1	1,1

O FSD deve ser maior ou igual a 1,0 adotando-se para redução dos esforços resistentes por atrito e coesão os fatores FSD_{ϕ} e FSD_c . A Themag utiliza para redução das resistências por atrito e coesão, os valores indicados a seguir:

Segurança ao deslizamento

Fator	CCN	CCC	CCE	CCL
FSD_{ϕ}	1,5	1,3	1,1	1,0
FSD_c	3,0	2,0	1,3	1,2

Conforme os critérios de projeto da Eletrobrás, "A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio Global deve ser complementada por análises de tensões e deformações, considerando os possíveis casos de carregamento de modo a determinar ou confirmar o dimensionamento dos elementos estruturais, além de verificar: a segurança contra

a ruptura estrutural (Estado Limite Último) ou em relação às deformações excessivas (Estado Limite de Utilização), os níveis médios de tensões/deformações e a segurança contra ressonância destrutiva entre frequências naturais de elementos estruturais e frequências induzidas". Devem ser levados em consideração, nos cálculos, os efeitos de retração, temperatura e fluência, onde necessário. Tem sido comum o emprego de modelos matemáticos com base no método dos elementos finitos para análises de tensões e deformações nas estruturas e fundações de barragens. No início tais modelos eram aplicados em análises bidimensionais e atualmente são cada vez mais empregados modelos tridimensionais incluindo análises de percolação pelas fundações. Os resultados destas análises indicam os coeficientes de segurança das estruturas e são utilizados para seu dimensionamento e para o zoneamento das classes de concreto a serem usadas. Além disto, um dos principais fatores que orienta a escolha das classes de concretos-massa é a tensão de origem térmica atuante na estrutura.

5. CONTROLE DE TEMPERATURA

O projeto de uma barragem deve sempre levar em consideração a possibilidade de ocorrerem fissuras provocadas pelas tensões térmicas. Estas são causadas, basicamente, devido a três fatores principais: elevação de temperatura do concreto devido à hidratação dos aglomerantes e seu posterior decréscimo; existência de restrição à livre movimentação do concreto que pode ser causada pelas fundações, ombreiras ou pelo próprio diferencial de temperatura entre partes da estrutura; resistência do material inferior à tensão atuante. Os procedimentos empregados no controle da evolução térmica variam de acordo com a obra, o cronograma construtivo e os critérios de projeto adotados. Via de regra é conveniente que sejam efetuados estudos ou avaliações para a fixação das larguras dos blocos da barragem em função do problema térmico.

6. CÁLCULOS TÉRMICOS

O projeto de uma barragem deve incluir avaliações de tensões de origem térmica que estarão presentes e avaliar se há possibilidade de ocorrerem fissuras na estrutura. Caso estas fissuras sejam indesejáveis medidas de controle prévio ao lançamento do concreto devem ser tomadas. Evidentemente, as decisões, neste caso, envolvem tanto aspectos técnicos quanto econômicos pois o cronograma da obra pode ser afetado: alturas de camadas de concretagem, intervalos entre concretagens e temperaturas de lançamento são



Vista aérea da Barragem do rio Jordão, construída com CCR.

os principais aspectos envolvidos, embora outros possam ser aventados tais como a pós-refrigeração, o isolamento térmico, etc. Tem sido bastante comum, no Brasil, as análises de evolução térmica a partir de modelos bidimensionais de elementos finitos. Nestes casos torna-se imprescindível o conhecimento das características do concreto, incluindo todas suas propriedades térmicas e as elasto-mecânicas. As primeiras análises deste tipo iniciaram-se há quase 40 anos e a instrumentação instalada em dezenas de barragens, bem como os estudos com retro-alimentação, demonstraram sua aplicabilidade. Na ausência de algumas propriedades do concreto estas podem ser estimadas com base no banco de dados hoje existente, no Brasil, frutos do trabalho de vários laboratórios que efetuaram os ensaios e os divulgaram em eventos promovidos pelo IBRACON e pelo CBDB. Entretanto, este emprego de dados da bibliografia exige sempre a utilização de um fator de segurança adequado, nos cálculos.

7. ZONEAMENTO DA ESTRUTURA

Os tipos de concretos que devem ser utilizados numa barragem dependem das necessidades dos projetos e das tensões atuantes. O zoneamento do concreto, ou seja, a divisão dos diversos blocos e dos elementos estruturais em zonas com diferentes resistências depende dessas tensões. Como a maioria dos barramentos, no Brasil, são de concreto do tipo gravidade, em que as alturas raramente ultrapassam os 80m e os carregamentos atuarão, em geral, depois de decorrido prazo superior a um ano do lançamento

do concreto, as resistências especificadas são relativamente reduzidas se comparadas aos concretos estruturais; além disso, são sempre especificadas idades de controle superiores aos tradicionais 28 dias. Assim, por exemplo, nas usinas hidrelétricas do Lajeado e Peixe Angical, as resistências características especificadas dos concretos massa variaram de 6MPa a 15MPa aos 90 dias; na de Itumbiara, foram variáveis de 10MPa a 14MPa, aos 90 dias; na de Ilha Solteira, foram de 10MPa a 15MPa aos 180 dias (nesta última foram utilizados consumos de 63kg/m³ de cimento e 21kg/m³ de pozolana, com 82kg/m³ de água de mistura); em Itaipu, as idades de controle variaram de

90 dias a 360 dias, com resistências características variáveis de 10MPa (com consumo de cimento de 90kg/m³) a 21MPa.

Resistências menores, têm como objetivo principal reduzir o consumo de cimento de modo a minimizar as tensões de origem térmica, reduzir a quantidade de álcalis solúveis disponíveis para eventuais reações álcali-agregado e diminuir os custos do empreendimento. Outras condicionantes, oriundas da definição dos tipos de concreto massa, são as variações ambientais, as alturas de camadas de concretagem, as velocidades de lançamento, as temperaturas de lançamento e o espaçamento das juntas de contração entre blocos da barragem. Entre os fatores que influem na escolha das características do concreto massa e têm papel relevante nas dosagens estão as características dos agregados disponíveis no local da obra, o cronograma executivo e o planejamento de produção, transporte, lançamento e adensamento do concreto. Nos projetos brasileiros de



Pilar armado do vertedouro da Usina Hidrelétrica Lajeado, durante a construção.

barragens do tipo gravidade, considera-se que o concreto de núcleo deve prover apenas o peso próprio das estruturas, garantida a durabilidade a longo prazo do material e um concreto de face, com baixo coeficiente de permeabilidade, deve ficar encarregado da estanqueidade. Para isto, prevê-se uma região de montante impermeável (coeficiente de permeabilidade inferior a 10^{-12} m/s) e um núcleo que pode ter permeabilidade mais elevada (coeficiente de permeabilidade inferior a 10^{-9} m/s).

8. REFRIGERAÇÃO

Os dois sistemas empregados são o pré-resfriamento e o pós-resfriamento do concreto. A pré-refrigeração do concreto massa convencional é prática comum, no Brasil, em barragens ou outros tipos de estruturas, através da refrigeração dos agregados graúdos, uso de água gelada e gelo na fabricação do concreto (caso necessário, pode-se utilizar o resfriamento do concreto pronto por meio de nitrogênio líquido). A pós-refrigeração é efetuada pela passagem de água gelada ou ar frio em tubulações deixadas embutidas no concreto. Os níveis de refrigeração são ditados por estudos de tensões de origem térmica levando em consideração o cronograma da obra e aspectos técnico-econômicos do empreendimento. Na prática brasileira de barragens, níveis diferentes de pré-refrigeração são aplicados a cada tipo de concreto massa, dependendo de sua posição no bloco e dos estudos de tensões térmicas.

Para se conseguirem temperaturas de lançamento da ordem de 7°C em concretos massa, é necessária refrigeração dos agregados graúdos, o uso de gelo em escamas e água gelada. Esses procedimentos foram adotados nas usinas de Ilha Solteira (7°C), Água Vermelha (7°C), Capivara (10°C), São Simão (15°C), Itaipu (7°C), Tucuruí (12°C), Porto Primavera (11°C), entre outras. Em algumas barragens, utilizou-se apenas a refrigeração com gelo em escamas e água gelada, tais como as usinas de Lajeado (18°C) e Peixe Angical (16°C). Além de ajudar a evitar as fissurações devidas à temperatura, a pré-refrigeração traz inúmeros benefícios ao concreto massa; um dos principais é a possibilidade de redução de, aproximadamente, 0,3% no consumo de cimento para cada grau centígrado de redução da temperatura de lançamento do concreto.



UHE Ilha Solteira.

A refrigeração do CCR não tem sido necessária, no Brasil, em virtude do baixo consumo de cimento empregado (média de 80kg/m^3) e pelo fato de os estudos de tensões de origem térmica terem descartado esta possibilidade nas várias barragens já construídas, por enquanto.

9. TECNOLOGIA CONSTRUTIVA

As primeiras utilizações de concreto massa convencional em barragens brasileiras datam do início do século XX, quando várias barragens do tipo gravidade destinadas tanto ao abastecimento de água quanto à geração de energia elétrica foram construídas. Os progressos em projetos e métodos construtivos ocorridos no exterior foram rapidamente absorvidos pela tecnologia brasileira. Aqui, foram aperfeiçoados nas obras de concreto convencional e mais tarde nas de concreto compactado com rolo. Quando da construção da usina hidrelétrica Jupia, no início da década de 1960, devido aos novos problemas apresentados, foi necessária a implantação de soluções avançadas para a época: logística de concretagem de grandes volumes, descoberta e neutralização da reação álcali-agregado, adição de materiais pozolânicos, estudos de tensões de origem térmica, experiências com a pré-refrigeração de concretos, implantação de esquemas de controle da qualidade total dos materiais e



Figura 2 – UHE Lajeado – CCR rampado e compactação com rolos de grande (10t) e pequeno (1t) portes.

concretos, entre outras. A aplicação e o aperfeiçoamento destas e outras soluções seguiram-se nas usinas hidrelétricas de Ilha Solteira, Itumbiara, Água Vermelha, São Simão, Itaipu, Tucuruí, entre muitas outras. Até meados da década de 1980, a construção de barragens brasileiras de concreto empregava a metodologia do concreto convencional, ou seja, com trabalhabilidade e consistência adequadas e adensamento por meio de vibradores de imersão. Desde 1976, o Brasil vinha testando o emprego do concreto compactado com rolo (CCR) em áreas limitadas de várias barragens (Itaipu, Tucuruí, São Simão, Três Marias, Porto Primavera) até que, em 1986, a barragem de Saco de Nova Olinda, na Paraíba, tornou-se a primeira a ser construída inteiramente de CCR, no país. Seus 135.000m³ foram lançados em apenas 110 dias. O conceito do CCR é de um concreto de consistência seca que, no estado fresco, pode ser produzido, transportado, espalhado e compactado por meio de equipamentos usualmente empregados em serviços de terraplanagem. Em virtude de sua consistência seca, possibilita que camadas de concreto possam ser lançadas imediatamente após o adensamento da camada anterior. Há, aproximadamente, 350 barragens de CCR construídas no mundo, das quais cerca de 50 encontram-se no Brasil, que se coloca na vanguarda do desenvolvimento desse processo. A viabilização da metodologia do CCR em barragens deve-se a uma série de vantagens, dentre as quais as principais são a rapidez construtiva e a economia obtida. As principais diferenças entre o concreto massa convencional e o concreto compactado com rolo são a consistência e o método de adensamento: o primeiro utiliza vibradores de imersão, e o segundo depende da passagem de rolo compactador. O projeto de uma barragem de concreto deve levar em consideração o tipo de metodologia construtiva a ser empregada.

10. CAMADAS DE CONCRETAGEM E JUNTAS DE CONTRAÇÃO

Uma barragem de concreto ideal deveria ser monolítica. Entretanto, por razões construtivas, a concretagem de blocos de concreto massa é efetuada em camadas sucessivas. Estas, se não forem bem planejadas e executadas, podem se transformar num elo fraco da estrutura, devido à permeabilidade das juntas ou à redução na aderência entre elas. Caso isto ocorra, a junta não terá plenas condições de transmitir as tensões atuantes, e poderá

haver uma redução nos fatores de segurança que garantem a estabilidade do conjunto. Por essas razões, o projeto deve especificar o tipo de tratamento de cada junta, enfatizando a remoção criteriosa da película de exsudação, que deve ser realizada com rigor.

10.1 CONCRETO MASSA CONVENCIONAL

O estabelecimento das alturas das camadas e a definição da velocidade de alteamento dos blocos dependem de estudos de tensões de origem térmica que levem em consideração o cronograma construtivo e os aspectos técnico-econômicos do empreendimento. Cada camada é dividida em subcamadas de cerca de 0,50m de altura, de modo a possibilitar a inserção da agulha do vibrador de imersão e possibilitar o adensamento. Os intervalos de lançamento são variáveis. Com o fim de reduzir as restrições provocadas pelas fundações em rocha, é prática rotineira o lançamento de algumas camadas de menor altura junto às fundações ou sobre concretos que foram lançados há mais de 30 dias (duas camadas de 0,5m seguidas por uma de 1m e seguida por mais camadas de 2m na usina de Lajeado; duas de 1m seguidas por camadas de 2m na usina de Peixe Angical; uma de 0,7m seguida por uma de 0,8m e, a seguir, camadas de 2,5m na usina Porto Primavera, por exemplo). Diversos ensaios sobre tipos de tratamentos de juntas de construção foram realizados nas barragens de Jupia, Ilha Solteira, Itumbiara e Itaipu. A principal conclusão foi de que não há necessidade de colocar argamassa ou calda de cimento entre camadas para melhorar a aderência entre elas desde que haja perfeita remoção da camada superficial de pasta de cimento, originada pela exsudação. Estes fatores devem ser levados em consideração no projeto e nas especificações emitidas na fase de Projeto Básico.

10.2 CONCRETO COMPACTADO COM ROLO

Em princípio, o CCR poderia ser lançado continuamente para a construção de uma barragem, sem paralisações. No entanto, a logística de construção quase sempre exige interrupções por prazos superiores a alguns dias na maioria das obras. No Brasil, a altura de camadas mais utilizada é de 0,30m. Sabe-se que as juntas de construção são os pontos mais fracos da estrutura de CCR e, por essa razão, dá-se ênfase aos procedimentos de limpeza e preparação das juntas. Aplicam-se, no Brasil, duas metodologias para execução das camadas de CCR: horizontais e inclinadas ou “rampadas”.

O tipo de tratamento empregado nas juntas de construção do CCR varia conforme a obra, pois depende das condições climáticas locais, da dosagem do concreto, do sistema de impermeabilização de montante empregado na barragem de CCR, entre outros fatores. Tem sido comum o lançamento de argamassa de ligação ou de “concreto de berço” entre camadas de CCR, caso o tempo de exposição supere o tempo de início de pega do concreto. O objetivo é sempre de garantir que a junta terá permeabilidade idêntica ao restante do concreto, bem como que as suas propriedades, tais como coesão, ângulo de atrito, resistência à tração, serão similares ao concreto sem juntas. Ensaaios realizados no Brasil mostraram que, se o intervalo de lançamento entre camadas ultrapassar 8h e não for efetuado tratamento da junta ou lançamento de argamassa de ligação, as propriedades da junta decrescem cerca de 25%, ao passo que o lançamento de argamassa de ligação aumenta em, aproximadamente, 30% as características de aderência da junta. Dada a variedade de materiais e dosagens empregados, condições ambientais diversas, métodos de produção da mistura e tipos de equipamentos de compactação, é recomendável que sejam executados maciços experimentais antes do início das concretagens de quaisquer obras de CCR. É obrigação do projeto de especificar e detalhar como será realizado o maciço experimental e que informações pretende-se dele retirar.

11. JUNTAS DE CONTRAÇÃO

A divisão de barragens de concreto em blocos separados por juntas de contração visa controlar as alterações dimensionais causadas pelas variações térmicas dos concretos e restringidas pela aderência da estrutura às fundações, inibindo a fissuração. As juntas objetivam, também, controlar os efeitos de descontinuidades das fundações. As distâncias entre juntas variam segundo o projeto e podem ser calculadas a partir de estudos de evolução de temperatura, considerações sobre os graus de restrição impostos pelas fundações e conseqüentes tensões de tração que ocorrerão. A delimitação das juntas de contração no concreto massa convencional fica, automaticamente, a cargo das formas. Já no CCR, as juntas são formadas após o lançamento e o espalhamento do concreto. Normalmente, são usados vedajuntas de PVC próximo do paramento montante. A prática brasileira de inserir um plástico, lona ou peças de madeira de pequena espessura na camada em processo de concretagem mostra-se econômica e adequada. A inserção pode, também, ser efetuada utilizando-se um dispositivo metálico adaptado a uma retroescavadeira.

12. INSTRUMENTAÇÃO

O monitoramento de uma barragem de concreto deve ser objeto do Projeto Básico, pois nesta fase iniciam-se os contatos para a seleção dos instrumentos. Quando do Projeto Executivo as listas de material detalhadas possibilitam a aquisição dos equipamentos de auscultação que terão função importante durante a construção e, posteriormente, durante toda a vida útil da obra. Os tipos de instrumentos, seu número, as quantidades de cabos, terminais de leitura, proteções, etc, são objeto de desenhos e especificações do projeto. Este, também, deve informar os objetivos da instrumentação preconizada, as freqüências de leituras e valores limites para acompanhamento durante todas as fases da obra.◆

13. REFERÊNCIAS

- ELETROBRÁS, CBDB – “Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas”, Rio de Janeiro, 2003.
- Cifu, S. – “Projeto estrutural de barragens de concreto”, V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003.
- Kuperman, S.C. – “Concreto massa convencional e compactado com rolo para barragens”, in “Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações”, IBRACON, 2005.
- Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior – “Design of gravity dams”, Denver, EUA, 1976.



VII Seminário de Desenvolvimento Sustentável e Reciclagem na Construção Civil

29 e 30 de junho de 2006

Auditório Francisco Landi da Escola Politécnica da USP

O Seminário tem o objetivo de difundir as tecnologias para reciclagem de materiais aplicados na construção civil, contribuindo para o desenvolvimento do mercado de resíduos da construção civil e de outras indústrias na produção de concreto.

PROGRAMAÇÃO

29 DE JUNHO 2006

8h00 às 9h00 – Recepção e inscrição

9h00 às 9h30 – Solenidade de abertura:

- André Aranha Campos Conselheiro do SindusCon SP – Coordenador do Programa de Gestão de Resíduos da Construção Civil do SindusCon-SP
- Vahan Agopyan – Presidente do IPT
- Ivan Gilberto Sandoval Falleiros – Diretor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Maria Heloisa Frascá de Oliveira – Presidente ABGE.
- Nelson Pereira dos Reis – Diretor Titular do Departamento de Meio Ambiente – FIESP
- Otávio Okano – Diretor de Controle de Poluição Ambiental da CETESB
- Paulo Helene – Presidente do IBRACON;
- Renato José Giusti – Presidente da ABCP
- Salomon Levy – Presidente do CT MAB do IBRACON.

9h30 às 11h00 – MESA REDONDA: “O Uso do Amianto Crisotila na Construção Civil, da Produção a Reciclagem. (Palestrantes: Dr. Élio A. Martins – Presidente do Grupo Eternit; Eng. Rubens Relá Filho – Diretor Geral da SAMA; Prof. Dr. Vahan Agopyan – Prof. Titular da Escola Politécnica da USP
Coordenadora da mesa: Mirian Cruxên B. Oliveira – Pesquisadora do IPT

11h00 às 11h15 – Café

11h15 às 12h45 – Apresentação de trabalhos

12h45 às 13h00 – Debates

13h00 às 14h30 – Almoço

14h30 às 15h15 – Apresentação do Projeto de Lei sobre a Política Estadual de Resíduos Sólidos. Químico Ricardo Lopes Garcia – FIESP.

15h15 às 16h00 – Apresentação de trabalhos

16h00 às 16h15 – Debates

16h15 às 16h30 – Café

16h30 às 18h00 – MESA REDONDA: “Panorama e Perspectivas da Gestão de Resíduos Sólidos na Construção Civil”. Palestrantes: Eng. André Aranha Campos – Coordenador do Programa de Gestão de Resíduos da Construção Civil do SindusCon-SP; Arq.

Fernanda Bandeira de Mello – Secretária adjunta da Secretaria Municipal de Serviços de São Paulo; Dr. Leonardo Miranda – Gerente de produção da URBEM Tecnologia Ambiental; Enga. Maria Heloisa P. Lima Assumpção – Secretária da Câmara Ambiental da Indústria da Construção; Dra. Sílvia Maria de Souza Selmo – Profª do PCC USP. Coordenador da mesa: Dr. Márcio J. Estefano de Oliveira – Prof. Titular da UNESP.

30 DE JUNHO 2006

9h00 às 11h00 – MESA REDONDA: “A Contribuição do Concreto para Sustentabilidade”. Palestrantes: Geólogo Arnaldo Battagin – ABCP; Dr. Carlos Eduardo de Siqueira Tango – Pesquisador do IPT; Dr. Geraldo Cechella Isaiá – Prof. titular da Universidade Sta. Maria; MSc. Levy von Sohsten Rezende – Representante do SINESCON e Prof. do Centro Universitário Nove de Julho UNINOVE.

Coordenador da mesa: Dr. Paulo Helene – Prof. Titular do PCC USP.

11h00 às 11h15 – Café

11h15 às 12h15 – Apresentação de trabalhos

12h15 às 12h30 – Debates

12h30 às 14h00 – Almoço

14h00 às 15h30 – Apresentação de trabalhos

15h30 às 15h45 – Debates

15h45 às 16h00 – Café

16h00 às 17h45 – Apresentação de trabalhos

17h45 às 18h00 – Debates

18h00 às 18h30 – SOLENIDADE DE ENCERRAMENTO

COMITÊ CIENTÍFICO

- Cássia S. de Assis – E.E. Mauá
- Eliacy Cavalcanti Lelis – UNINOVE
- Levy von Sohsten Rezende – UNINOVE
- Lindolfo Soares E. Politécnica – PMI USP
- Márcio J. Estefano de Oliveira – UNESP/UNITAU
- Mirian Cruxên B. Oliveira – IPT CT-Obras
- Paulo Helene – E. Politécnica PCC USP
- Rosemary S. I. Zamataro – PROJECNTROL
- Salomon Mony Levy – UNINOVE
- Sergio Cirelli Angulo – PCC USP
- Aldo Siervo de Amorim – UNIP/IPEN/CNEN-SP
- Eduardo Brandau Quitete – IPT CT-Obras

Complexo hidrelétrico do rio Madeira – desafio em prol do crescimento e integração continental

Márcio Antônio Arantes Porto
Furnas Centrais Elétricas S.A.

Antônio de Pádua Bemfica Guimarães
Furnas Centrais Elétricas S.A.

José Bonifácio Pinto Júnior
Construtora Norberto Odebrecht S.A.

O Complexo Hidrelétrico do Rio Madeira, além de um desafio técnico e sócio-ambiental, representa um esforço no sentido de integrar a Amazônia ao restante do Brasil, incorporando seus recursos ao potencial da nação e levando o desenvolvimento sustentável à região, fortalecendo assim a presença e atuação do poder público em todos os seus

níveis e ratificando a soberania nacional sobre a região.

O Empreendimento envolve a construção de 4 usinas hidrelétricas e 4.200 km de vias navegáveis, e seus benefícios extrapolam as fronteiras nacionais alcançando toda a América do Sul como parte de uma iniciativa continental de integração das infra-estruturas de energia e transportes entre Brasil, Bolívia e Peru.

Atualmente, os estudos de viabilidade dos aproveitamentos hidrelétricos de Jirau e Santo Antônio encontram-se concluídos e em fase de avaliação pela ANEEL, sendo os demais aproveitamentos objeto de negociações e estudos ainda em desenvolvimento. Os estudos ambientais (EIA/RIMA) também já foram concluídos e entregues ao IBAMA.

1. FATORES CRÍTICOS IDENTIFICADOS

Há no país uma nova consciência empresarial de que todos os estudos devem ser desenvolvidos de maneira aprofundada, buscando-se a participação de toda a sociedade civil organizada no tocante às questões dos impactos causados por quaisquer novos empreendimentos.

Em total sintonia com essa nova realidade, Furnas e Odebrecht procuraram identificar quais seriam os fatores críticos de projetos de grande magnitude a serem propostos para o estado de Rondônia.

Inicialmente, o próprio fato de se tratar de um empreendimento na região amazônica



Figura 1: Complexo Hidrelétrico do Rio Madeira.

constitui, de *per si*, um importante fator crítico a ser devidamente trabalhado de maneira a se buscar a sua sustentabilidade, em todos os aspectos envolvidos.

Na mesma linha, é de conhecimento público o fracasso de inúmeros projetos que foram implantados na Amazônia, gerando a necessidade de se resgatar a credibilidade para novos empreendimentos na região, junto aos diversos segmentos envolvidos. No caso dos empreendimentos do Rio Madeira, tal necessidade se torna ainda mais premente face à ocupação desordenada do estado de Rondônia, que hoje convive com grandes problemas sócio-ambientais.

Face ao exposto, cientes de suas responsabilidades, as empresas tomaram para si a missão de propor um novo paradigma técnico para implantação de empreendimentos na região, com relevo de planície, que proporcionasse o máximo respeito ao meio ambiente, às populações tradicionais, às atividades econômicas locais e às efetivas necessidades regionais, conferindo às iniciativas, caráter sustentável.

2. PARTICIPAÇÃO DA COMUNIDADE REGIONAL

Furnas e Odebrecht não mediram esforços para promover a participação da comunidade científica local no desenvolvimento dos estudos, assim como da sociedade civil organizada regional.

Para o desenvolvimento de todo o trabalho de diagnóstico ambiental, foram contratadas instituições da região amazônica que, além de atenderem aos requisitos de competência já mencionados, possuem amplo conhecimento das especificidades regionais, a saber:

- ◆ Fundação Universidade Federal de Rondônia – UNIR;
- ◆ Instituto Nacional de Pesquisas da Amazônia – INPA;
- ◆ Museu Paraense Emílio Goeldi – MPEG;
- ◆ Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM; e
- ◆ Instituto de Pesquisas em Patologias Tropicais – IPEPATRO.

A participação ativa de profissionais especialistas em várias áreas (meio ambiente, geotecnia, concreto, hidrologia, sedimentologia, hidrovias, mecânica, geração e transmissão de energia e gestão) e de consultores independentes, para apoio às decisões estratégicas do

projeto, balizam ainda mais o trabalho realizado por Furnas e todas as instituições envolvidas.

Foram efetuadas inúmeras audiências públicas, apresentações para diversos órgãos governamentais e instituições privadas, além de palestras em seminários, congressos, bem como para entidades da sociedade civil organizada.

Adicionalmente, no que tange ao licenciamento ambiental, diversas ações vêm sendo tomadas, sempre em parceria pró-ativa junto aos órgãos ambientais, tanto no nível estadual como federal.

Inicialmente, em 2003, foi solicitado ao IBAMA que definisse a competência do licenciamento dos empreendimentos, a qual foi estabelecida como de âmbito federal, cabendo portanto ao próprio IBAMA.

Em Janeiro de 2004 foi então efetuada visita de vistoria ao local por equipe de técnicos do IBAMA para subsidiar a elaboração dos Termos de Referência para os Estudos Ambientais dos Empreendimentos do rio Madeira, cuja minuta foi disponibilizada para as empresas em abril/2004.

Visando tornar o processo de licenciamento ainda mais transparente, o IBAMA promoveu em caráter inédito, em maio de 2004, uma Reunião Pública em Porto Velho para discussão da Minuta do Termo de Referência dos Empreendimentos, com participação de público expressivo e contando com a presença do Governador do Estado, de senadores, deputados estaduais e federais, vereadores e outros representantes dos poderes executivos estadual e municipal.

Versão final do Termo de Referência foi emitida em setembro de 2004, na qual é estabelecido que os empreendimentos devem ser tratados como um complexo e seus estudos ambientais desenvolvidos de forma conjunta.

Tem sido também preocupação constante das empresas, atender às solicitações e questionamentos sobre os empreendimentos, em especial aos do Ministério Público de Rondônia, ao qual foi entregue cópia completa dos estudos de inventário, além de esclarecimentos pontuais prestados através de correspondências ou pessoalmente, quando solicitado.

Os estudos ambientais contemplam propostas de medidas preventivas e mitigadoras, cabendo a implantação de tais medidas ao empreendedor que obtiver a concessão dos empreendimentos. Em especial, na área de Saúde Pública, foi contratado o IPEPATRO para desenvolver tais estudos, que não se restringirão apenas à malária, mas também às demais patologias tropicais.

No que tange à preocupação de Furnas com os trabalhadores atualmente alocados aos estudos na região, foram tomadas todas as medidas cabíveis conforme orientação das entidades de saúde pública locais e da área de saúde da própria empresa.

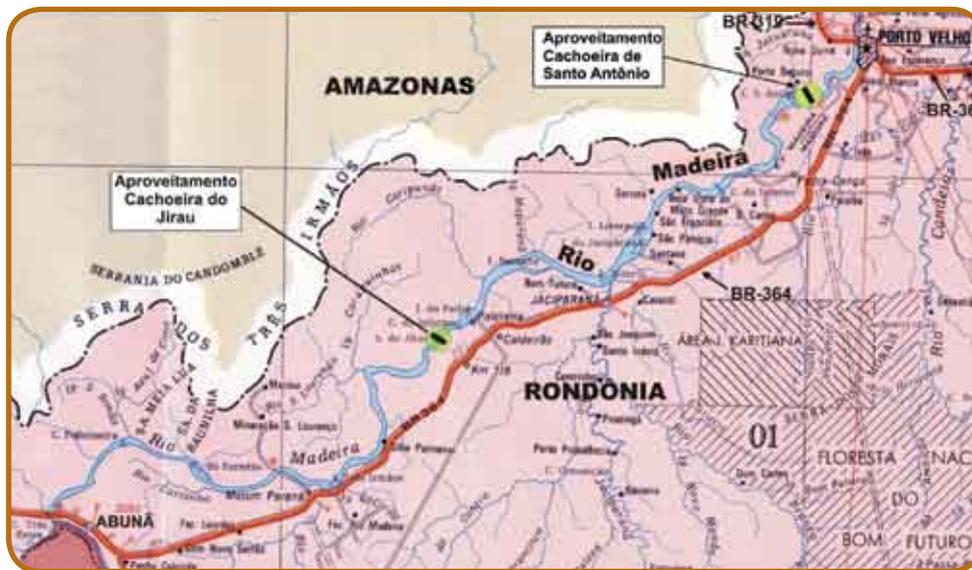


Figura 2: Localização dos Empreendimentos.

3. CRITÉRIOS BÁSICOS ADOTADOS NOS ESTUDOS

Os estudos do rio Madeira foram desenvolvidos tendo como sustentação quatro pilares conceituais, direcionadores das definições de projeto:

- ◆ meio ambiente;
- ◆ geração de energia;
- ◆ desenvolvimento sustentável; e
- ◆ integração regional.

O rio Madeira possui, historicamente, uma vocação natural para a navegação que remonta às primeiras bandeiras portuguesas que se aventuraram pela região e representa hoje uma importante via de integração regional, no transporte de pessoas e cargas.

Além disso, seu regime hidrológico de grandes vazões regulares, com significativas variações de níveis d'água entre os períodos de cheia e seca, confere-lhe uma perfeita vocação para a geração de energia elétrica.

Portanto, considerando os quatro pilares conceituais anteriormente descritos, bem como as vocações naturais do rio Madeira, foram adotados os condicionantes básicos no desenvolvimento dos estudos, adiante discutidos.

Em primeiro lugar, buscando-se uma extrema minimização dos impactos ambientais, optou-se por limitar os níveis d'água máximos dos reservatórios a níveis pouco superiores aos das cheias naturais do rio, procurando-se limitar as áreas de alagamento às áreas já existentes nos períodos de cheias. Tal opção gerou a necessidade de se desenvolver soluções de engenharia de construção e de

equipamentos que permitissem a maior geração de energia possível combinada com um impacto ambiental reduzido.

No intuito de minimizar os impactos na região, optou-se pela não inundação de território boliviano.

Finalmente, a fim de se respeitar a vocação natural do rio Madeira para a navegação e integração regional, os estudos levaram em consideração a possibilidade de se construir canais de navegação, com eclusas, junto aos barramentos propostos.

4. PARTIÇÃO DE QUEDA

Tendo como referência básica a busca do menor impacto ambiental possível, a alternativa de uma única usina para todo o trecho estudado foi liminarmente excluída.

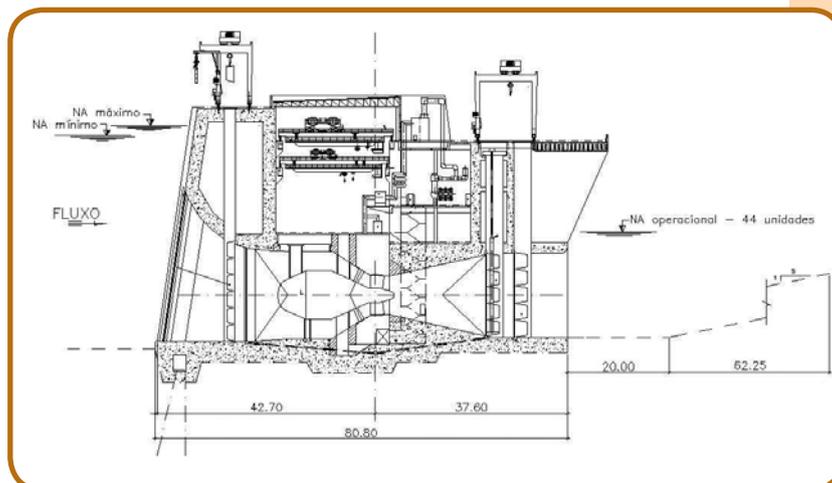


Figura 3: Casa de Força – AHE Jirau

A partir dessa decisão, passou-se para a análise dos possíveis eixos para a partição de queda, já dentro da concepção de trabalhar-mos com usinas de baixa queda.

Considerando a condição de se limitar os níveis d'água máximos dos reservatórios a níveis pouco superiores aos da calha natural do rio, bem como o respeito à vocação do rio para a navegação, os estudos indicaram a partição do trecho estudado em dois aproveitamentos, um na cachoeira de Jirau, localizado a aproximadamente 130 km de Porto Velho, e outro na cachoeira de Santo Antônio, distante 10 km da capital rondoniense.

É interessante destacar que ambos os empreendimentos localizam-se dentro dos limites do município de Porto Velho, com população atual estimada em 335.000 habitantes.

É importante ressaltar que, sob o aspecto meramente energético, a melhor opção seria a de um eixo único, em Santo Antônio. No entanto, Furnas e Odebrecht optaram pela partição de queda proposta nos estudos, por entenderem que a viabilização do projeto passa necessariamente pelo absoluto respeito aos quatro pilares conceituais norteadores dos estudos, devendo ser, portanto, considerados, além da geração de energia, os aspectos de meio ambiente, de desenvolvimento sustentável e de integração regional, podendo atender

a uma população de aproximadamente 15 milhões de habitantes.

5. USINAS DE BAIXA QUEDA

O regime hidrológico do rio Madeira possibilitou a adoção das turbinas do tipo bulbo para os aproveitamentos de Santo Antônio e Jirau. Essas turbinas operam em baixas quedas, numa faixa de vazões de 35% a 100% da vazão nominal, adequando-se dessa forma perfeitamente às características naturais do rio Madeira.

A tecnologia das turbinas Bulbo é plenamente dominada, estando a indústria nacional capacitada à sua fabricação. Atualmente, há no mundo grande número de instalações com turbinas Bulbo na faixa potência de 50 MW, encontrando-se em operação, desde de 1990, protótipo construído no Japão, UHE Tadami, com 70 MW, que apresenta características operacionais similares às 44 turbinas propostas nos estudos para cada um dos aproveitamentos do Madeira.

6. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS APROVEITAMENTOS DE JIRAU E SANTO ANTÔNIO

	AHE Jirau	AHE Santo Antônio
NA máximo normal	90,00 m	70,0m
Potência Instalada	3.300 MW	3.150 MW
Energia firme local	2.193 MW médios	2.050 MW médios
Tipo de Turbina	Bulbo	Bulbo
Queda de referência	15,2m	13,9m

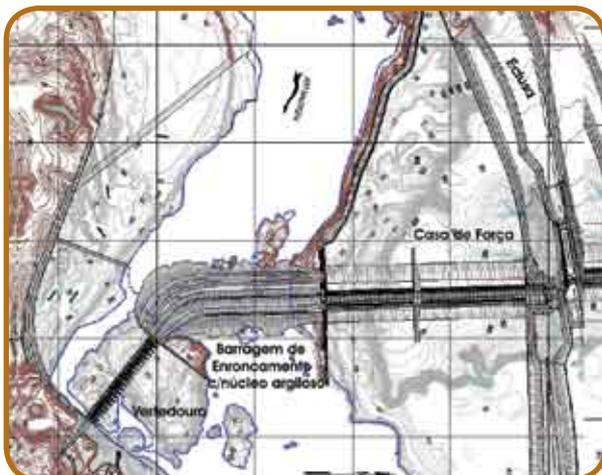


Figura 4: Layout – AHE Santo Antônio

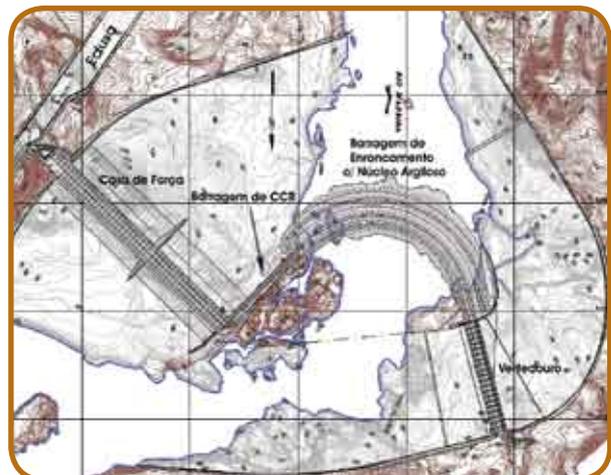


FIGURA 5: Layout – AHE Jirau

7. SISTEMA DE TRANSMISSÃO

Para o escoamento da energia produzida pelas usinas do Madeira (Jirau e Santo Antônio) e não consumida na região, haverá a necessidade de interligação da rede básica até Porto Velho.

Essa interligação da rede básica não deve ser vista como exclusiva para atendimento às usinas do Madeira, mas sim como um novo sub-sistema de transmissão da rede interligada brasileira. Isso porque, além dos AHEs Santo Antônio e Jirau, temos os seguintes potenciais hidrelétricos, que fatalmente utilizarão a mesma linha para escoamento da energia produzida, totalizando aproximadamente 14.500 MW, distribuído conforme relacionado a seguir.

- ♦ rio Ji-Paraná, atualmente em estudos de inventário, com potencial estimado em 1.350 MW;
- ♦ rio Teles Pires – estudos de inventário concluídos com potencial estimado em 3.100 MW;
- ♦ rio Madeira, trecho binacional, com potencial estimado em 3.000 MW;
- ♦ importação de energia da Bolívia, eixo em cachoeira Esperança, no rio Beni, com potencial estimado em 600 MW.

Teremos ainda, os benefícios da conexão de Porto Velho ao Sistema Interligado Brasileiro, que permitirá o fluxo de energia das regiões superavitárias para as regiões deficitárias, aproveitando-se de maneira sinérgica, as gerações dos diferentes regimes hidrológicos existentes em toda a extensão continental do país. Com eventual continuidade da transmissão até Manaus, o Brasil estaria atingindo a meta de interligação completa de sua rede de energia elétrica, inserindo praticamente toda a região Norte ao sistema nacional.

Furnas e Odebrecht entendem que o sistema deve ser projetado de maneira a permitir o atendimento a toda a demanda da própria região, sendo exportado apenas o excedente para o sistema interligado. E isso deve ocorrer também permitindo que, demandas localizadas em regiões ao longo da linha sejam atendidas através de conexões à LT, agregando a maior quantidade de sistemas isolados possível, ao sistema nacional.

Além disso, a possibilidade de importação de energia da Bolívia incrementa as iniciativas para a integração sul-americana naquela região, igualmente colaborando para a melhoria das condições econômicas do país vizinho, idéia totalmente alinhada com a atual política integracionista do governo federal.

8. NAVEGAÇÃO

O rio Madeira possui, acima da cidade de Porto Velho, até a foz do rio Beni, um total de 15 obstáculos naturais à franca navegação. Procurando respeitar sua vocação histórica de via de navegação e integração regional, os projetos foram desenvolvidos de maneira a permitir a construção de canais de navegação, com eclusas, tanto no AHE Jirau quanto no AHE Santo Antônio. Tais eclusas permitirão a navegação plena até a divisa com a Bolívia, em Abunã.

Com a construção de uma usina bi-nacional, no trecho em que o Madeira faz a divisa do Brasil com a Bolívia, o rio torna-se completamente navegável, formando com os rios Mamoré e Guaporé, uma extensa rede hidroviária.

Ao incluirmos uma usina boliviana, em cachoeira Esperança, no rio Beni, dentro das potencialidades hidroviárias da região, tornamos totalmente navegáveis os rios Beni, Madre de Dios e Orthon, em territórios boliviano e peruano, formando uma rede de mais de 4.200 km de extensão em hidrovias, atendendo aos três países.

9. INTEGRAÇÃO SUL-AMERICANA

A possibilidade da expansão da rede hidroviária e integração energética, faz com que os benefícios do projeto Madeira ultrapassem as fronteiras brasileiras e se insiram em um contexto mais amplo, o da Iniciativa para Integração da Infra-Estrutura Regional da América do Sul (IIRSA), que consiste na ação conjunta dos governos dos países da América do Sul (Argentina, Bolívia, Brasil, Chile, Colômbia, Equador, Guiana, Paraguai, Peru, Suriname, Uruguai e Venezuela), com os seguintes objetivos:

- ♦ Integração da infra-estrutura de transportes, energia e comunicações;
- ♦ Formação de bloco e proteções mútuas contra eventos externos;
- ♦ Aumento de competitividade dos produtos locais;
- ♦ Interiorização do desenvolvimento;
- ♦ Combate às drogas ilícitas e crimes conexos.

Foram propostos nove eixos de integração, os quais são indicados na figura 6, em quatro dos quais os projetos do Madeira estão integralmente inseridos contribuindo para suas efetivas implantações.

10. GERAÇÃO DE EMPREGOS E ARRECADAÇÃO DE IMPOSTOS

Prevê-se que a construção de cada um dos aproveitamentos hidrelétricos de Jirau e Santo Antônio demandará cerca de 13.000 empregos diretos em média, atingindo-se picos de 20.000 trabalhadores envolvidos nas obras. Prevê-se ainda a criação de cerca de 50.000 empregos indiretos, considerando-se as vagas geradas pelas atividades econômicas de apoio e fornecimento às obras.

A partir do início da construção das usinas e durante toda a sua vida útil, deverá haver um significativo aumento da arrecadação tributária, nos três níveis de governo. Apesar de não se dispor de cálculos estimativos, as experiências de outras obras implantadas nas diversas regiões do país demonstram que há um relevante impacto

nos principais impostos geradores de receitas para o município e para o estado (ICMS e ISSQN).

Tão logo se inicie a geração comercial da usina de Jirau, prevista para 3 anos e 8 meses após o início das obras, o município, o estado e a união passarão a receber a Compensação Financeira pela Utilização de Recursos Hídricos, estimada em R\$ 55 milhões/ano. Um ano depois, quando do início da geração comercial de Santo Antônio, ao valor anterior serão acrescidos R\$ 52 milhões/ano, totalizando R\$ 107 milhões distribuídos da seguinte maneira:

- ◆ R\$ 49 milhões/ano para o município de Porto Velho;
- ◆ R\$ 49 milhões/ano para o estado de Rondônia; e
- ◆ R\$ 9 milhões/ano para a União.

11. CONCLUSÕES

A região Amazônica é imprescindível para garantir a integridade e desenvolvimento do país. Entretanto, para preservar seu vasto patrimônio natural, é necessário que o projeto, o planejamento e a implantação de qualquer empreendimento na região sejam desenvolvidos visando o menor impacto ambiental possível, de maneira plenamente sustentável.

O progressivo estabelecimento do conjunto de projetos do Complexo Madeira deverá constituir a base da infra-estrutura necessária para orientar as mudanças na dinâmica econômica, ambiental, social e institucional da região.

Simultaneamente, outras mudanças far-se-ão necessárias para alcançar a sustentabilidade equilibrada, tais como o fortalecimento da governança do território com maior eficácia das ações institucionais nos diversos níveis de governo, consolidação do sistema de áreas protegidas e da proteção das culturas tradicionais e autóctones da região, melhoria da infra-estrutura e de serviços públicos para as populações urbanas, fortalecimento de programas dirigidos ao conhecimento sobre a floresta e dos usos sustentáveis de maior valor agregado e fortalecimento do papel e da participação de agentes sociais e ambientalistas / ONGs na construção do cenário desejado de desenvolvimento sustentável para a região.◆



Figura 6: IIRSA – Eixos de Integração Propostos

DEPENDENDO DE ONDE VOCÊ ANUNCIA, SUAS PREOCUPAÇÕES SE TORNAM BEM MAIORES DO QUE O TAMANHO QUE SUA MARCA VAI TER.

**SE VOCÊ ANUNCIA EM VEÍCULOS NÃO-FILIADOS AO IVC,
SEU ANÚNCIO CORRE O RISCO DE SER PUBLICADO EM
MENOS EXEMPLARES DO QUE O COMPRADO.**

O IVC é 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. Anuncie em publicações filiadas ao IVC e evite o risco de ter seu anúncio publicado em menos exemplares do que foi comprado.



INSTITUTO VERIFICADOR DE CIRCULAÇÃO

www.ivc.org.br / Tel.: (21) 2263-7791

Caracterização microestrutural do metacaulim de alta reatividade

Guilherme Gallo Neves da Rocha
Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda

Wander Luiz Vasconcelos
Universidade Federal de Minas Gerais

Resumo

O Metacaulim de Alta Reatividade tem sido considerado uma adição mineral de alta eficácia para concretos e produtos à base de cimento Portland, utilizado com o objetivo de melhorar as resistências mecânicas e a durabilidade de peças fabricadas com este material. As propriedades físicas e químicas do metacaulim, bem como a dosagem empregada influenciam sobremaneira nas características dos concretos e produtos acabados. Este artigo contempla a caracterização microestrutural de três amostras de Metacaulim de Alta Reatividade comercialmente disponíveis, com o objetivo de conhecer algumas de suas principais propriedades físicas e químicas, atestando-os para uso como adição mineral de alta eficácia.

Palavras-chave: metacaulim de alta reatividade, concreto de alto desempenho.

Abstract

High Reactivity Metakaolin has been considered a highly effective mineral admixture for concrete and ordinary Portland cement based products, used to improve mechanical strength and durability of structures manufactured with this material. The physical and chemical properties of metakaolin, as well as mix design influence greatly on finished products and concrete characteristics. This article shows the microstructural characterization of three commercially available samples of High Reactivity Metakaolin, with the purpose of knowing some of their main physical and chemical properties, confirming their feasibility as high performance mineral admixture.

Key-words: high reactivity metakaolin, high performance concrete.

Introdução

A construção de obras tem acompanhado o homem durante praticamente toda a sua evolução desde a Antigüidade. Grande parte dessas obras perdura ao longo dos séculos, em meio às intempéries e adversidades da natureza, como, por exemplo, as pirâmides do Egito e os aquedutos e pontes romanas, que utilizaram como material de construção alguns tipos de mistura entre agregados (rochas britadas, areias) e aglomerantes inorgânicos à base de cinzas vulcânicas, argilas, calcário, e outros, formando assim um material de construção muito semelhante ao que atualmente é conhecido por 'concreto'. Devido à sua grande versatilidade de confecção e moldagem, e excelente relação custo-benefício, o concreto tem sido escolhido como principal material de construção no mundo, mesmo onde há a possibilidade de utilização de outros materiais alternativos tais como o aço ou a madeira. Entretanto, para se obter um concreto de alta qualidade, baixo custo e durabilidade satisfatória, é preciso conhecer as características físicas e químicas de cada um de seus componentes e suas interações, bem como o comportamento reológico do próprio concreto no estado fresco e endurecido com o decorrer do tempo. Estas informações, juntamente com as condições nas quais o concreto estará submetido, tais como agressividade química e intempéries, são imprescindíveis no êxito de sua aplicação. A preocupação com a qualidade do concreto está diretamente associada com a redução dos riscos envolvidos com o investimento tanto por parte do setor público como privado, de modo a minimizar os gastos com recuperação e manutenção das estruturas em geral.

O Metacaulim de Alta Reatividade, também conhecido simplesmente por 'metacaulim', é originado da calcinação da caulinita de alta pureza, sendo uma das adições minerais mais eficazes na obtenção dos Concretos de Alto Desempenho (CAD). A caulinita, também conhecida por caulim, é essencialmente um silicato de alumínio hidratado, representada pela fórmula química $Al_2Si_2O_5(OH)_4$. Após sua calcinação temperaturas adequadas, a caulinita perde a grande



Figura 1 – Fotografias dos Metacaulins MK-1, MK-2 e MK-3.

maioria dos radicais OH⁻ e passa a ser um silicato de alumínio desidratado, no estado amorfo, passando em seguida por um processo de moagem altamente eficiente, conferindo elevada área superficial às partículas. Deste modo, o produto final se transforma em Metacaulim de Alta Reatividade, conferindo elevada atividade química com o hidróxido de cálcio – Ca(OH)₂ – presente na pasta de cimento Portland. Além disso, o reduzido diâmetro e formato lamelar de suas partículas, proporcionam um aumento de compactidade da pasta cimento, e melhoram a zona de transição entre

penetração de íons cloreto, carbonatação, eflorescência, retração por secagem e autógena, corrosão das armaduras.

Além dessas vantagens, o uso do metacaulim também inibe a Reação Álcali-Agregado (RAA) e pode ainda reduzir o calor de hidratação do concreto, pois a quantidade total de cimento do traço com metacaulim, necessária para atingir determinado nível de resistência mecânica, é bem inferior à do traço padrão sem metacaulim.

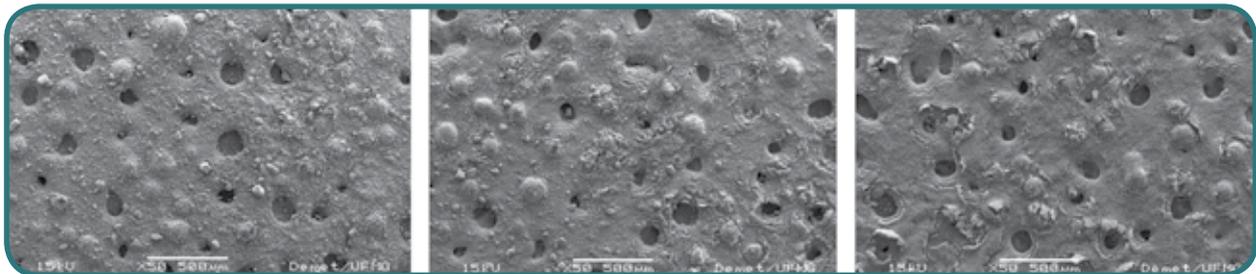


Figura 2 – MEV – Ampliação 50X.

a pasta e os agregados, deixando-a menos porosa. Todos estes mecanismos de ação podem ser aferidos pelo aumento da resistência mecânica do concreto bem como sua durabilidade.

O uso do metacaulim em produtos à base de cimento Portland traz vários benefícios constatados por meio de incontáveis estudos já realizados em todo o mundo. As principais vantagens são:

- ◆ Aumento: resistência mecânica (compressão, cisalhamento, tração e flexão), resistência à abrasão; módulo de elasticidade; resistividade elétrica.
- ◆ Redução: porosidade, absorção, permeabilidade,

Este artigo apresenta os resultados da caracterização microestrutural de três Metacaulins de Alta Reatividade comercialmente disponíveis com o objetivo de atestar sua viabilidade como adição mineral para concretos e produtos à base de cimento Portland e oferecer subsídio técnico à elaboração de normas para a especificação deste tipo de produto.

Metodologia

Foram selecionadas três amostras de metacaulim que, segundo seus fabricantes, são comercializados como sendo Metacaulim de Alta Reativi-

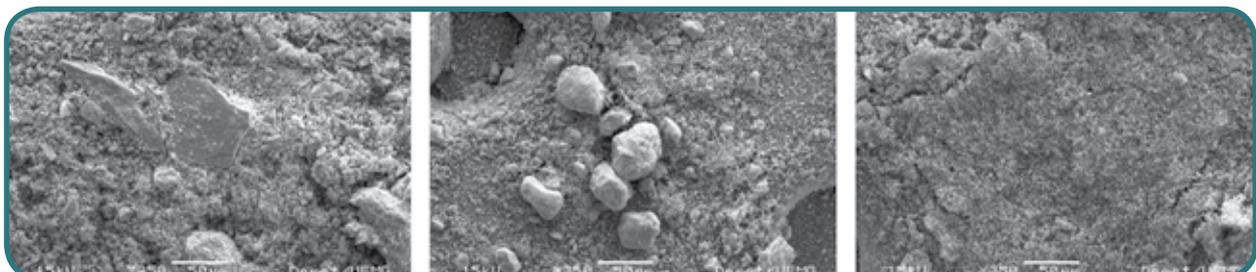


Figura 3 – MEV – Ampliação 350X.

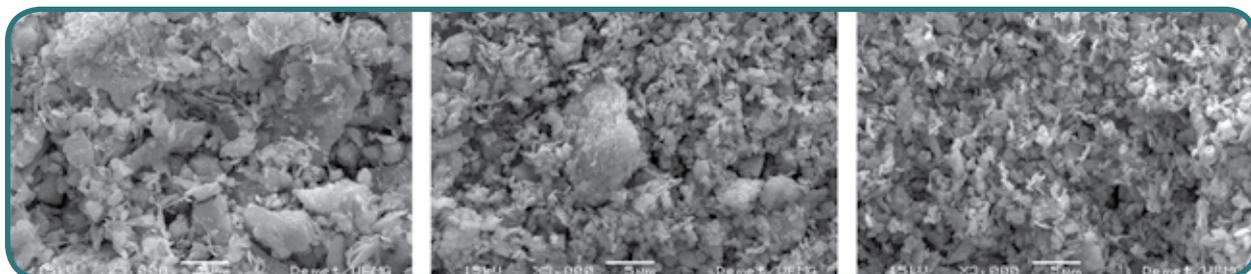


Figura 4 – MEV – Ampliação 3.000X.

dade, cada qual denominada MK-1, MK-2 e MK-3, mostrados na Figura 1, respectivamente da esquerda para a direita.

Os Metacaulins utilizados são todos provenientes de empresas que produzem em escala industrial e comercializam normalmente há mais de 3 anos. Foram gentilmente cedidos pelas empresas Metacaulim do Brasil (MK-1), Advanced Cement Technologies (MK-2) e Engelhard (MK-3), sob as respectivas marcas 'Metacaulim HP', 'Powerpozz' e 'Metamax EF'.

Para a caracterização das três amostras de metacaulim, foram utilizados os seguintes ensaios: microscopia eletrônica de varredura (MEV), composição química, identificação de fases, análise granulométrica, área superficial específica BET, picnometria a gás hélio e finura por peneiramento. Ao final, são apresentados também alguns resultados de desempenho mecânico de concretos dosados com esses metacaulins, fornecidos pelos próprios fabricantes.

Resultados e Discussões

Microscopia eletrônica de varredura (MEV) gerou as fotomicrografias das 3 amostras de metacaulim, MK-1, MK-2 e MK-3, dispostas respectivamente da esquerda para a direita, para quatro diferentes ampliações mostradas a seguir nas Figuras 2 a 5.

Observa-se que para ampliações de 50X não é possível fazer qualquer distinção entre os 3 tipos de amostra, nem tão pouco concluir se de fato o material analisado se trata de um metacaulim. Para ampliações de 350X ou 3000X, pode-se perceber pequenas diferenças entre as 3 amostras ensaiadas, entretanto, não é possível ainda identificar

características marcantes que as classifiquem como metacaulim. Em geral, em se tratando de metacaulim de Alta Reatividade, espera-se que as partículas tenham um formato lamelar, ocasionalmente com a presença de partículas tubulares. Estas características passam a se sobressair nas ampliações de 10.000X ou maior.

Tabela 1
Composição química via úmida

Óxido	MK-1	MK-2	MK-3
SiO ₂	52,75%	57,76%	53,48%
Al ₂ O ₃	35,66%	34,79%	39,72%
Fe ₂ O ₃	4,09%	2,66%	1,76%
CaO	0,03%	0,02%	0,05%
MgO	0,65%	0,05%	0,05%
K ₂ O	0,94%	0,20%	0,21%
Na ₂ O	0,03%	0,03%	0,18%
TiO ₂	0,87%	3,52%	2,09%
H ₂ O (Perda ao Fogo)	2,91%	0,73%	2,74%

Composição química

As amostras submetidas à fluorescência de raios X apresentaram os seguintes elementos em abundância: Si, Al, O; e em baixa ou muito baixa concentração: Fe, K, Ca, Ti, Mg. Uma ou outra amostra apresentava concentrações baixíssimas de Na, F, Ni, ou Cr, irrelevantes a este trabalho. Nota-se, portanto, que as três amostras apresentaram os elementos químicos característicos do

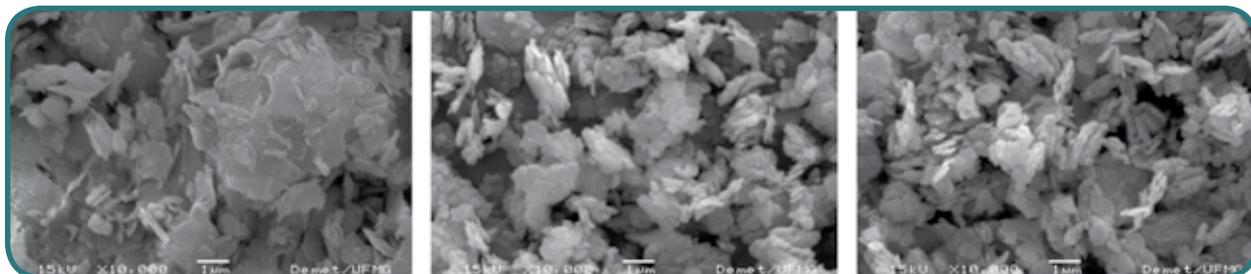


Figura 5 – MEV – Ampliação 10.000X.

Tabela 2
Composição química via EDS

Óxido	MK-1	MK-2	MK-3
SiO ₂	53,75%	54,09%	52,32%
Al ₂ O ₃	37,00%	40,36%	41,57%
Fe ₂ O ₃	4,84%	1,28%	1,45%
CaO	0,58%	2,67%	1,11%
MgO	0,00%	0,27%	0,18%
K ₂ O	0,29%	0,18%	0,24%
Na ₂ O	0,33%	0,20%	0,15%
TiO ₂	0,29%	0,22%	0,25%
H ₂ O (Perda ao Fogo)	2,91%	0,73%	2,74%

metacaulim: Si (Silício), Al (Alumínio), Fe (Ferro) e O (Oxigênio).

Entretanto, faz-se necessária a realização dos ensaios quantitativos para se determinar com maior precisão o percentual de cada ele-

EDS – “Energy Dispersive Spectrometry” – pode ser realizada de forma geral, considerando-se toda a amostra, ou pontual, escolhendo-se arbitrariamente alguns pontos das figuras obtidas durante a microscopia eletrônica de varredura (MEV). Para simplificar esta apresentação, somente a composição química geral é mostrada a seguir, com base na MEV em ampliação de 50X. A Tabela 2 mostra a composição química via EDS dos três metacaulins.

A análise via EDS e a composição química via úmida são métodos que produzem resultados semelhantes entre si. Entretanto, percebe-se que a composição química via úmida subestima a presença de alumina em todas as amostras, atingindo percentuais de 1,5% a quase 6% a menos comparativamente aos percentuais do mesmo óxido encontrados pelo método EDS. Este fato pode ser explicado pelas variações e precisões inerentes a cada tipo de ensaio (qualidade dos equipamentos, experiência dos operadores, etc.), e à natureza do ensaio propriamente dito.

É importante ressaltar que a composição química via úmida e EDS exibem somente os óxi-

dos mais estáveis, embora o metacaulim não seja constituído por estes compostos na forma que são apresentados. Como exemplo, os percentuais de sílica (SiO₂) e alumina (Al₂O₃) indicados nestas análises representam apenas o principal composto do metacaulim, a caulinita desidratada, cuja fórmula é ‘Al₂O₃2SiO₂’ ou ‘Al₂Si₂O₅’. Sílica ou alumina não fazem parte da composição química do metacaulim em sua forma pura.

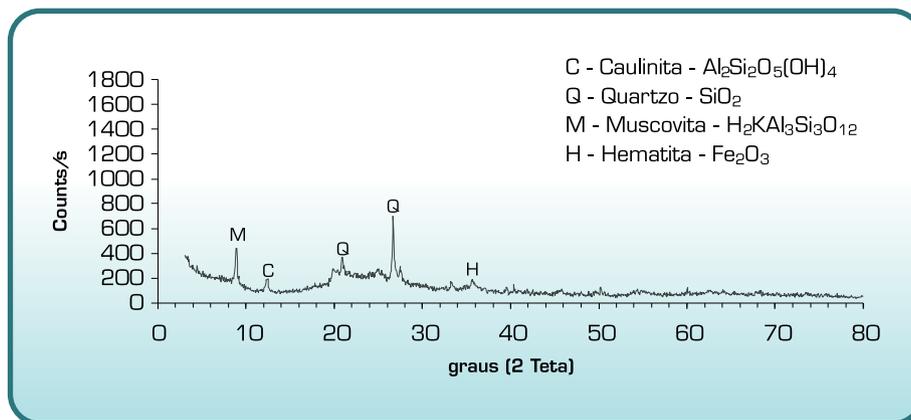


Figura 6 – Difratograma de raios x do MK-1.

mento, na forma do óxido mais estável. A Tabela 1 mostra a composição química via úmida das três amostras.

A determinação da composição química via

Identificação de fases (DRX)

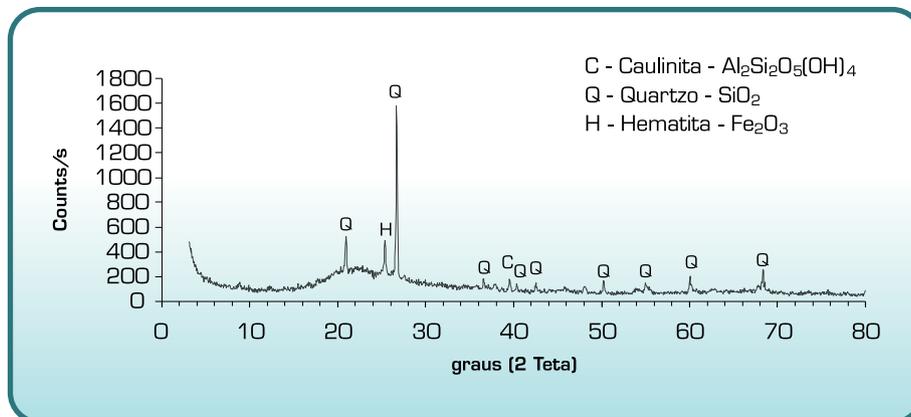


Figura 7 – Difratograma de raios x do MK-2.

As Figuras 6 a 8 mostram os difratogramas de raios x das amostras MK-1, MK-2 e MK-3, respectivamente. O comprimento de onda (λ) utilizado foi de 1,54060 Å.

A análise dos difratogramas de raios x do Metacaulim de Alta Reatividade pode se tornar complexa devido à presença de raios coincidentes originadas de múltiplos minerais (mesmo que em baixas concentrações). Nesses

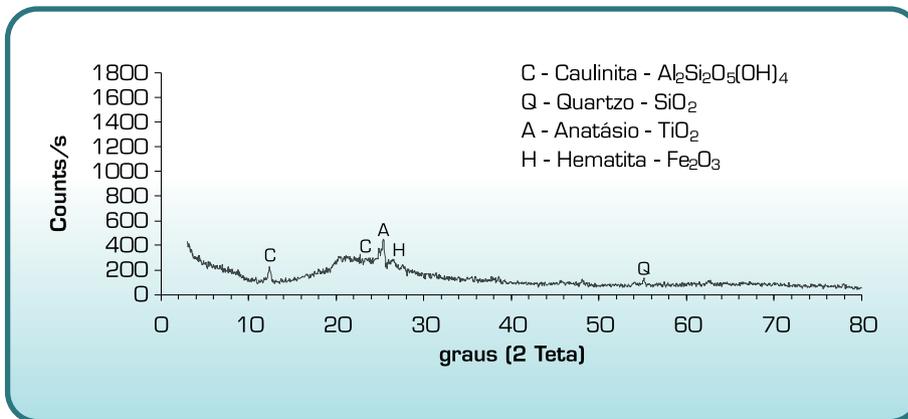


Figura 8 – Difratoograma de raios x do MK-3.

difratoogramas apresentados, foram identificados apenas os principais minerais de fase cristalina, comparando-se os ângulos 2-Teta dos picos presentes com os padrões JCPDS – sigla para Joint Committee on Powder Diffraction, atualmente conhecida por ICDD (International Centre for

determinar seu desempenho como adição mineral em concretos e produtos à base de cimento Portland.

Em todas as amostras nota-se a presença de caulinita, principal composto utilizado na fabricação do metacaulim. Este fato também é justificado pela perda ao fogo residual encontrada em todas as amostras, uma vez que a sua presença significa que há caulinita insuficientemente calcinada. Este fato é considerado normal tendo-se em vista um processo industrial de larga escala, e normalmente não afeta o desempenho do metacaulim como adição mineral quando seu teor é baixo. Entretanto faz-se necessário estipular um teor máximo de caulinita não calcinada no metacaulim, no sentido de garantir a maior qualidade possível.

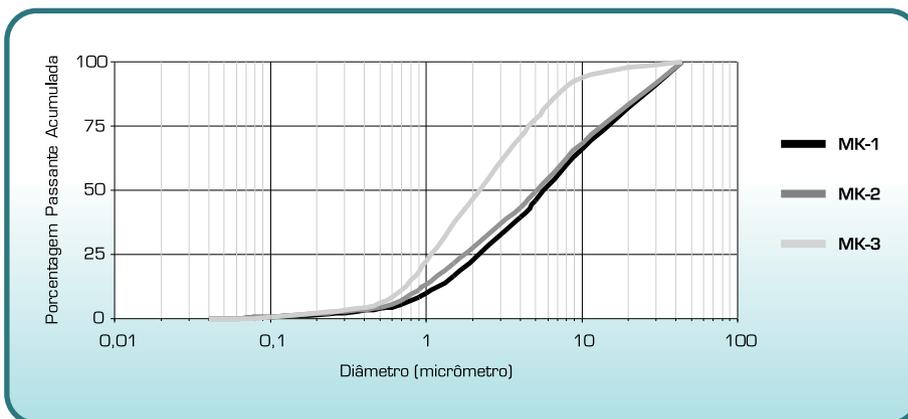


Figura 9 – Análise granulométrica dos metacaulims.

Diffraction Data), entidade que reúne e cataloga os padrões de difração de raios X para todos os compostos cristalinos já encontrados até hoje.

Para uso em produtos à base de cimento Portland, espera-se que o Metacaulim de Alta Reatividade esteja na fase totalmente amorfa, por isso deve apresentar poucos ou nenhum pico bem definido no difratoograma, trazendo somente uma curva suave com alto teor de “ruído”. Das

Análise granulométrica

Foram realizados 3 ensaios com cada metacaulim; as leituras médias das porcentagens passantes acumuladas foram calculadas e o gráfico é

Tabela 3
Diâmetros D10% e D50% das partículas

	Diâmetro (μm)											
	MK-1				MK-2				MK-3			
	1	2	3	Média	1	2	3	Média	1	2	3	Média
D10%	1,01	1,02	1,02	1,02	0,86	0,80	0,86	0,84	0,67	0,67	0,66	0,67
D50%	5,58	5,67	5,99	5,75	4,95	5,13	5,15	5,08	2,16	2,16	2,15	2,16

apresentado abaixo, na Figura 9. O equipamento utilizado foi o CILAS 1064, capaz de medir partículas entre 0,05 µm e 500 µm.

A Tabela 3 mostra os diâmetros a 10% e 50% passantes de cada amostra. Por exemplo, na amostra MK-1 indica que 50% de suas partículas possuem diâmetro médio igual ou menor que 6,76 micrômetros.

A amostra MK-1 e MK-2 se mostraram muito parecidas em termos da distribuição granulométrica, esta última aparentemente mais fina e com partículas de diâmetros ligeiramente menores. A MK-3 foi a que apresentou menores diâmetros de partículas, com uma faixa de distribuição mais estreita. Todas elas possuem todas as partículas abaixo de 44 µm (equivalente à peneira #325 da série Tyler).

Há coerência entre estes resultados e as microscopias eletrônicas apresentadas, já que o metacaulim MK-3 mostrou-se visualmente mais fino do que os demais. Entretanto, sabe-se que a difração

Tabela 4
Área superficial específica BET

Amostra	Área Superficial Específica BET (m ² /g)	Diâmetro Médio dos Poros (Å)
MK-1	22	126
MK-2	17	145
MK-3	23	109

a laser não é adequada para a determinação da granulometria de pós cujas partículas sejam lamelares ou fibrosas, e por isso há que se ter cautela na interpretação destes resultados.

Outro ponto importante a ser levantado é quanto ao uso de agentes dispersores na preparação das amostras, essencial para garantir a melhor medição possível dos diâmetros das partículas. Neste caso, os três metacaulins foram dispersados com o auxílio de hexametáfosfato de sódio, todavia vale salientar que cada tipo de material pode ter um comportamento diferente do outro quanto ao nível de dispersão, não sendo alvo de investigação deste trabalho.

Área superficial específica

As três amostras de metacaulim foram submetidas ao ensaio de determinação da área superficial específica pelo método 'BET multi-point', cujos resultados são apresentados a seguir, juntamente com os valores de diâmetro médio dos poros (tabela 4).

Os valores encontrados mostram alguma similaridade entre os três tipos de metacaulim ensaiados. O metacaulim MK-1 apresentou um valor de área específica 25% maior do que a do MK-2, o que não condiz com a análise granulométrica destes materiais, já que este último apresentou partículas ligeiramente menores do que as do MK-1. Por outro lado, esperava-se que o MK-3 atingisse um valor de área superficial muito superior às do MK-1 e MK-2, já que sua distribuição granulométrica indicou diâmetros de partículas muito inferiores.

O diâmetro médio dos poros de cada metacaulim apresenta-se coerente com a área superficial encontrada, respeitando uma relação inversamente proporcional entre os valores obtidos. Pode-se observar, no entanto, que o MK-3 e o MK-1, com valores de área superficial muito próximos (4% de diferença), apresentaram uma diferença dos diâmetros médios dos poros acima do esperado (próximo a 20% entre si). Este fato pode estar associado à diferença mineralógica das matérias-primas utilizadas, bem como pelas características do processo de fabricação de cada metacaulim.

Para uso em produtos à base de cimento Portland, espera-se que o Metacaulim de Alta Reatividade possua área superficial específica adequada para proporcionar o desempenho almejado. Não existe ainda um consenso sobre o valor mínimo ou máximo, no entanto sabe-se que cada tipo de aplicação deve requerer metacaulins com características diferentes.

Massa Específica

A determinação da massa específica por picnometria apresenta os valores mostrados na Tabela 5.

A literatura indica valores de massa específica do metacaulim entre 2,49 g/cm³ e 2,65 g/cm³, portanto todos eles se enquadram dentro da faixa prevista. Em geral, a presença de hematita ou de outros minerais ricos em ferro (Fe) e Titânio (Ti) na sua composição tende a elevar o valor da massa específica do metacaulim, devido ao maior peso atômico destes elementos. Tendo-se em vista o maior teor de hematita do metacaulim MK-1, nota-se coerência no valor encontrado, sendo ligei-

Tabela 5
Massa específica

Amostra	Massa Específica (g/cm ³)
MK-1	2,55
MK-2	2,63
MK-3	2,50

Tabela 6
Finura por peneiramento

Amostra	Percentual retido
MK-1	3,3%
MK-2	1,4%
MK-3	0,3%

ramente superior à do MK-3, embora o resultado do MK-2 tenha sido um pouco acima do esperado, possivelmente devido às variações de amostragem ou do próprio ensaio, já que não há a presença de minerais que justifiquem um aumento desta ordem no valor obtido.

Outro fator importante que influencia o valor da massa específica obtida é o próprio método utilizado. Em geral, o mercado utiliza o método de determinação da massa específica por

possui massa específica entre 2,90 g/cm³ e 3,15 g/cm³, dependendo da sua composição (teor de escória de alto forno ou argila calcinada). Um dos produtos substitutos do metacaulim, a sílica ativa (também conhecida por “microsílica”), possui massa específica entre 2,19 g/cm³ e 2,28 g/cm³, utilizando este mesmo método.

Finura por peneiramento

Foram obtidos resultados de finura de cada amostra, através de peneiramento manual ‘via úmida’ em peneira com abertura nominal de 0,044 mm (Série Tyler #325), mostrados a seguir:

Estes resultados mostram-se coerentes com a granulometria a laser apresentada, indicando maior finura (menor percentual retido) para o metacaulim MK-3, seguido do MK-2 e por fim o MK-1. Vale salientar que a granulometria a laser e a finura por peneiramento apresentam valores discrepantes para a abertura nominal de 44 µm. A granulometria a laser indica que não há resíduo retido acima do diâmetro de 44 µm, contradizendo os valores encontrados neste item. Esta diferença se deve provavelmente às variações de ambos os ensaios, associadas à amostragem de cada metacaulim.

A finura por peneiramento manual, mesmo ‘via úmida’, mostrou-se não ser adequada para o metacaulim, uma vez que este material possui partículas lamelares, dificultando a realização do ensaio mesmo em peneiras convencionais com telas de aço. Mesmo tendo havido pequena quantidade de material retido, aparentemente seria possível fazê-lo passar por completo pela peneira, imprimindo-se maior energia ao peneiramento, mas não tendo sido realizado para evitar danos à peneira.

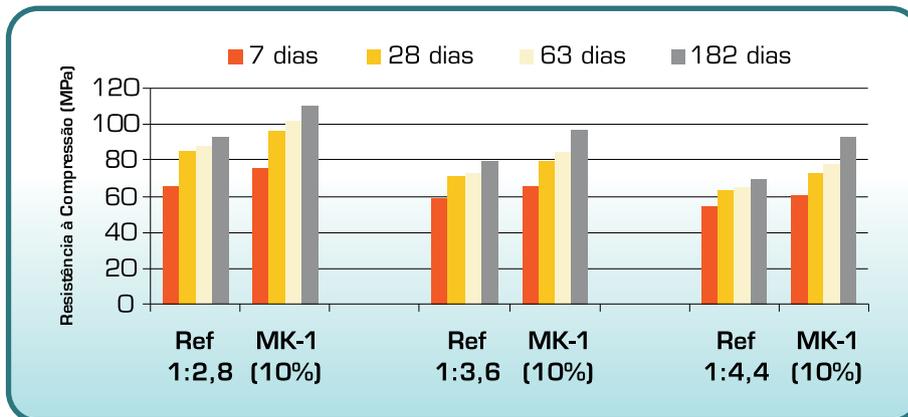


Figura 10 – Resistência à compressão de concretos dosados com o metacaulim MK-1.

meio aquoso, com base na NBR NM 23/01 (Cimento Portland – Determinação da Massa Específica), que pode levar a valores ligeiramente diferentes dos obtidos pelo processo de adsorção do gás hélio utilizado neste trabalho (diferenças de até 2% a mais ou a menos)..

Comparativamente, o cimento Portland

mesmo ‘via úmida’, mostrou-se não ser adequada para o metacaulim, uma vez que este material possui partículas lamelares, dificultando a realização do ensaio mesmo em peneiras convencionais com telas de aço. Mesmo tendo havido pequena quantidade de material retido, aparentemente seria possível fazê-lo passar por completo pela peneira, imprimindo-se maior energia ao peneiramento, mas não tendo sido realizado para evitar danos à peneira.

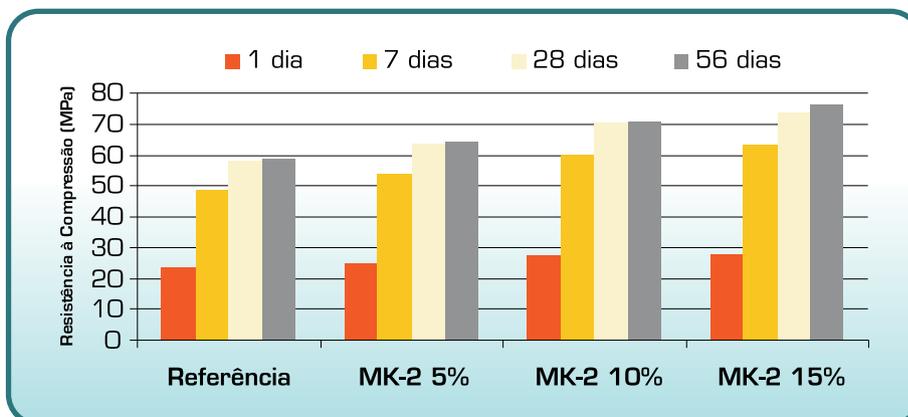


Figura 11 – Resistência à compressão de concretos dosados com o metacaulim MK-2.

Ensaio de desempenho do concreto

A seguir são apresentados alguns resultados de resistência à compressão de concretos, fornecidos pelos

próprios fabricantes de cada um dos três metacaulins utilizados neste trabalho, no intuito de se tentar estabelecer uma correlação entre a caracterização do produto e seu desempenho como adição mineral.

Metacaulim MK-1

Os resultados apresentados na Figura 10 foram obtidos pela tese de doutorado de Marcelo Medeiros, sob orientação de Paulo Helene [HELENE, P.; MEDEIROS M.] (vide www.metacaulim.com.br). Os concretos foram dosados com areia natural de quartzo, pedra brita tipo 1 (diâmetro máximo 19 mm), cimento tipo CP-V-RS e aditivo superplastificante à base de policarboxilato. Os traços de referência, sem adições minerais, foram elaborados mantendo-se a relação 1:m (cimento : agregados secos) de 1:2,8 – 1:3,6 – 1:4,4; os traços com metacaulim foram dosados a 10% de substituição em peso ao cimento. Os valores de resistência à compressão foram obtidos nas idades de 7, 28, 63 e 182 dias.

A caracterização do metacaulim MK-1 mostrou elevado nível de pureza e área superficial específica, apresentando, portanto, boa correlação com os resultados de resistência à compressão, que apresentaram ganhos de até 30%.

Metacaulim MK-2

Foi realizado um programa de ensaios com o metacaulim MK-2 em argamassas com a relação água/aglomerantes de 0,40, em percentuais de substituição em peso ao cimento de 5%, 10% e 15%, mantendo-se a plasticidade por meio de aditivo superplastificante (vide www.metakaolin.com). Os valores de resistência à compressão foram obtidos nas idades de 1, 7, 28 e 56 dias. Os resultados estão mostrados na Figura 11.

Para a dosagem de 10% em substituição ao cimento, o metacaulim MK-2 apresentou ganhos de resistência de 20% em média, em relação ao traço de referência, sem adição. À dosagem de 15%, o acréscimo de resistência à compressão ficou ainda maior, chegando a quase 30% aos 56 dias de idade. Estes resultados vêm confirmar a caracterização microestrutural do MK-2, considerada bastante satisfatória tanto em termos de composição química quanto área específica.

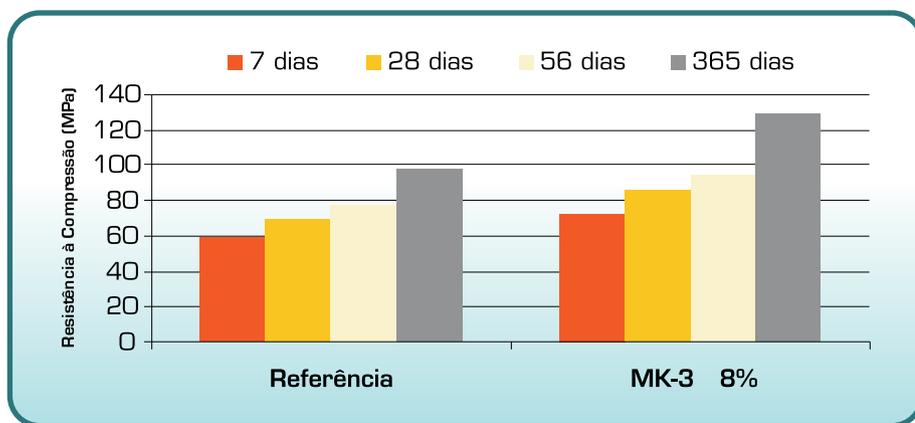


Figura 12 – Resistência à compressão de concreto dosado com o metacaulim MK-3

Metacaulim MK-3

Este estudo foi realizado em concreto com a substituição em peso de 8% de cimento pelo metacaulim MK-3, com fator água/aglomerantes de 0,30 e mantendo-se o abatimento em 230 mm aproximadamente, com o uso de aditivo superplastificante (vide www.engelhard.com).

O aumento de resistência à compressão (Figura 12) também ficou próximo de 30% para o MK-3, confirmando a expectativa em relação às suas boas características físico-químicas obtidas neste estudo.

Conclusões

Tomando-se como base os resultados obtidos pelas análises físico-químicas das amostras dos três tipos de metacaulim, MK-1, MK-2 e MK-3, pode-se tirar as seguintes conclusões:

- ◆ De todos os métodos de análise utilizados neste trabalho, e ponderando-se a precisão e a relevância de cada um, conclui-se que a determinação da composição química (via fluorescência de raios X, via úmida ou EDS), identificação de fases via DRX, a determinação da área superficial específica pelo método BET e a determinação da massa específica são considerados os mais importantes.
- ◆ Todos os três Metacaulins analisados podem ser classificados como sendo de alta reatividade, e são indicados para uso em produtos à base de cimento Portland. Entretanto, torna-se necessária a realização de ensaios de desempenho específicos complementares, tais como índice de atividade pozolânica com cal ou cimento, ou atividade química com hidróxido de cálcio pelo método "Chapelle", não tendo sido escopo deste trabalho.

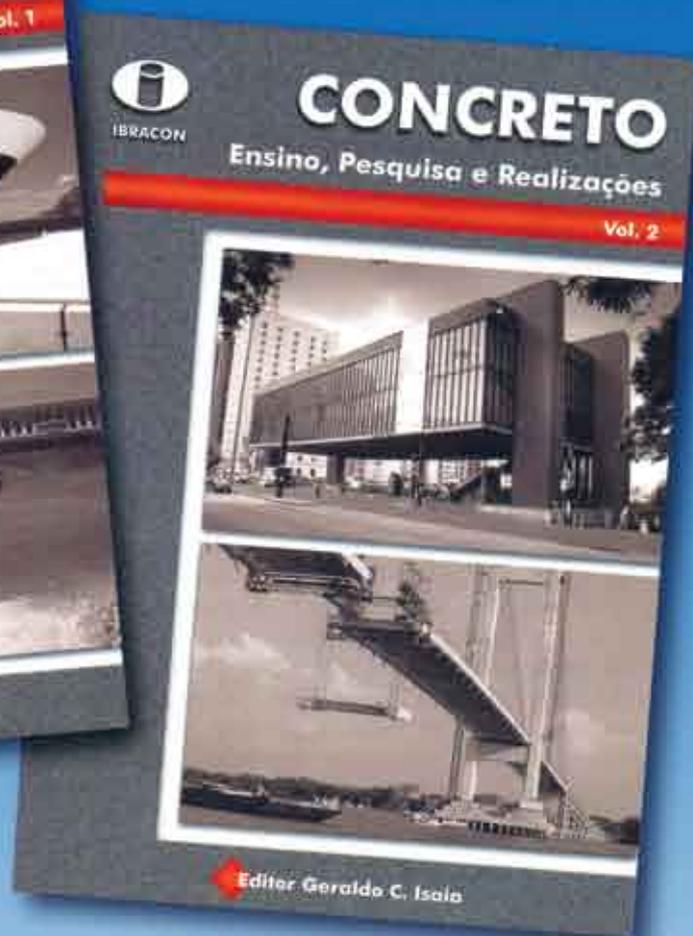
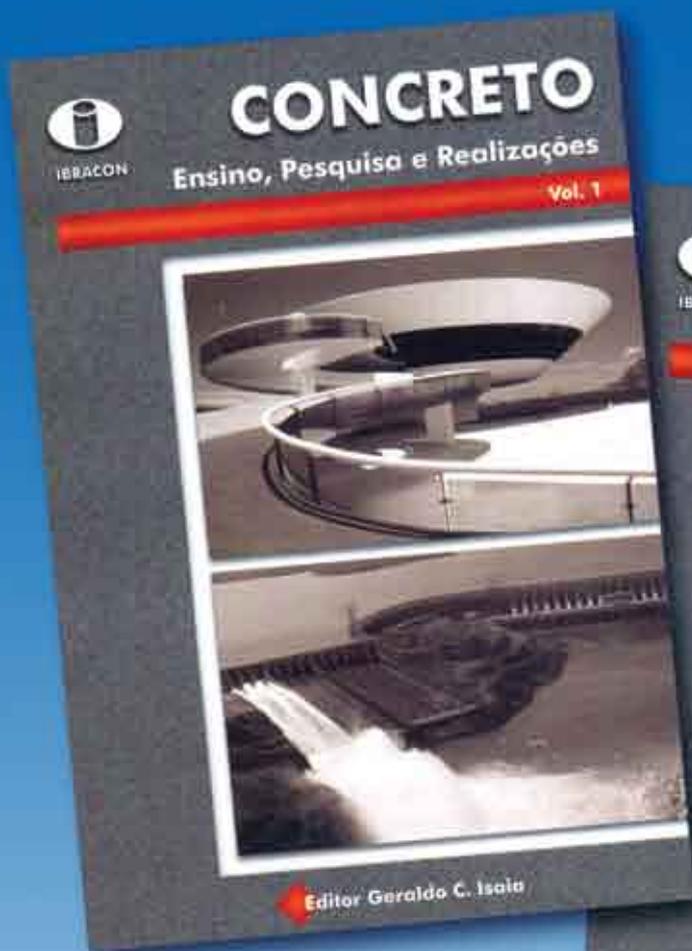
- ◆ Aparentemente o metacaulim MK-3 se mostrou ligeiramente mais puro e fino do que os demais; o MK-2, apesar de sua finura aparentemente alta em termos granulométricos, apresentou o menor valor de área específica do que os outros dois.
- ◆ Apesar de o MK-3 apresentar diâmetro de partículas em média duas vezes maiores do que as do MK-1, ambos alcançaram valores semelhantes em termos de área superficial específica pelo método BET, reforçando o fato deste último ser o ensaio mais indicado em termos da determinação da finura do metacaulim. Comparativamente, vale ressaltar que o valor de área específica BET para o cimento Portland geralmente encontra-se entre 1 e 2 m²/g. No caso da sílica ativa, produto similar ao Metacaulim de Alta Reatividade, a área específica BET geralmente encontra-se entre 16 e 22 m²/g.
- ◆ Os ensaios de desempenho de traços de concreto ou argamassa, informados pelos fabricantes, indicaram um ganho de resistência à compressão em torno de 30% nos corpos de prova moldados com a mistura contendo uma determinada dosagem de metacaulim, confirmando a expectativa em função das características físico-químicas de cada amostra, que apresentaram alto nível de pureza e elevada área superficial, dentre outros parâmetros estudados.
- ◆ Apesar de não ter sido alvo de estudo desta dissertação, há que se analisar o custo-benefício de cada metacaulim, de acordo com o tipo de aplicação e objetivo almejado. Com base no preço médio de cada metacaulim ensaiado neste trabalho e informado pelas empresas produtoras de cada metacaulim, nota-se que há uma diferença significativa entre eles, já que os Metacaulins MK-3 e MK-2 custam em média três vezes mais do que o MK-1, tomando-se como referência a região da cidade de São Paulo.◆

Referências Bibliográficas

- CALDARONE, M. A.; GRUBER, K. A.; BURG, R. G. "High-Reactivity Metakaolin: a new generation mineral admixture". ACI Concrete International, novembro 1994.
- FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. "Caracterização e estudos de dosagens com o Metacaulim". 2003. Estudo desenvolvido para a empresa Metacaulim do Brasil.
- GRUBER, K. A.; SARKAR, S. L. "Exploring the pozzolanic activity of high reactivity metakaolin". World Cement Research and Development, fevereiro 1996.
- HELENE, P.; LACERDA C.; "Estudo da Influência do metacaulim como adição em concretos de cimento Portland". 2003. Dissertação de Mestrado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.
- HELENE, P.; MEDEIROS M.; "Estudo da Influência do metacaulim como adição de alta eficiência em concretos de cimento Portland". 2004. Tese de Doutorado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.
- Ensaio de caracterização físico-química do metacaulim. Relatório RT-LAME-1-038-2003-R0. Laboratório de Materiais e Estruturas. Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná. 2003. 23 páginas.
- MALHOTRA, V.M. "Supplementary Cementing Materials For Concrete". 1987. 428 páginas.
- MANSUR, H. "Análise e caracterização de superfície e interfaces". Anotações e bibliografia de aula. 2001.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. "Concreto – estrutura, propriedades e materiais". 1994. Editora PINI.
- NEVILLE, A. M.; "Propriedades do Concreto". 1982. 738 páginas.

Sites da internet pesquisados

- www.metacaulim.com.br – site oficial do produtor do metacaulim MK-1 utilizado neste trabalho – Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda. (Jundiaí, SP, Brasil).
- www.metakaolin.com – site oficial do produtor do metacaulim MK-2 utilizado neste trabalho – ACT (Estados Unidos).
- www.engelhard.com – site oficial do produtor do metacaulim MK-3 utilizado neste trabalho – Engelhard (Estados Unidos).



O livro "Concreto: ensino, pesquisa e realizações" é uma obra didática e visa divulgar o que de mais atual existe no país sobre a tecnologia das construções em concreto. Seu propósito é o de aprimorar os conhecimentos das gerações em formação e consolidar os conhecimentos existentes, servindo como livro-texto para disciplinas ministradas nas faculdades de engenharia e arquitetura do país. "É um livro de importância ímpar, em termos de uma publicação destinada a aprimorar o conhecimento dos alunos dos cursos de graduação e pós-graduação e comprometida com a atualização e reciclagem de conhecimentos dos profissionais do mercado, que não tem tempo de freqüentar os cursos normais", destaca o professor Geraldo Isaia, editor do livro.

Os professores e alunos dos cursos de graduação em engenharia e arquitetura encontrarão neste compêndio conteúdos integrados relacionados a materiais de construção, concreto armado, protendido e de construção civil. Os alunos de pós-graduação têm à disposição material fruto de extensas revisões bibliográficas e que relaciona normas técnicas existentes no Brasil e no mundo. Já, os profissionais da construção civil encontrarão respostas para suas dúvidas sobre projetos, execução, manutenção, reabilitação de estruturas de concreto, assim como produção e controle do concreto.

Com o livro "Concreto: ensino, pesquisa e realizações", o IBRACON cumpre sua missão: divulgar o conhecimento da tecnologia do concreto em sua cadeia produtiva, estreitando os laços entre a academia e o mercado da construção civil

"Concreto: ensino, pesquisa e realizações"

Capa dura
Dois volumes: 1579 páginas
Editor: Geraldo Cechella Isaia
Editora: IBRACON

Valores:
Sócios: R\$ 200,00
Não-sócios: R\$ 250,00
Estudantes: R\$ 150,00

Loja virtual: www.ibracon.org.br

Avaliação do Efeito da Forma de Testemunhos de CCR na Envoltória de Resistência das Juntas entre Camadas de Concretagem

José Marques Filho

Universidade Federal do Paraná

Vladimir Antonio Paulon

Universidade de Campinas

Denise C. C. Dal Molin

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Maurice Antoine Traboulsi

Furnas Centrais Elétricas S. A.

Resumo

A aplicação do Concreto Compactado com Rolo CCR representou o retorno da competitividade de arranjos de obras hidráulicas adotando barragens de concreto. A consistência mais seca que a do concreto convencional, e a necessidade de quantidade relativamente grande de juntas de construção geraram, no início de sua aplicação, dúvidas sobre a durabilidade e comportamento das estruturas de CCR. Estas características, aliadas ao processo de compactação semelhante ao das obras de terra, geraram dúvidas sobre a capacidade dos ensaios convencionais caracterizarem de maneira confiável o material.

Dentre incertezas iniciais, são especialmente relevantes a caracterização dos parâmetros de resistência das juntas de concretagem, que são fundamentais nas análises de segurança das barragens de concreto a gravidade; e a verificação da eficácia dos ensaios utilizados para o controle da qualidade destes empreendimentos. Estes assuntos, em geral, são abordados através da execução de maciços experimentais executados na obra que balizam os resultados, e, também, pela execução de campanhas de extração de testemunhos para verificação final dos resultados.

Este trabalho mostra resultados de pesquisa proposta para a avaliação dos parâmetros de resistência entre camadas de CCR, e dos efeitos nestes valores da extração de testemunhos, utilizando equipamento para simulação de CCR em laboratório, existente no Laboratório de Concreto do Departamento de Controle e Apoio Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A., localizado em Goiânia. No estudo procurou-se avaliar,

principalmente, os efeitos da presença da argamassa de ligação, do intervalo de tempo entre o lançamento de camadas sucessivas e a forma e o processo de obtenção de testemunhos. O equipamento de simulação permite a execução de maciços experimentais simulando as condições de campo, incluindo alternativas para cura, tratamento de camadas, intervalo de tempo entre camadas sucessivas e controle das condições de exposição das camadas de concreto. Utilizou-se dosagens e simulou-se condições existentes durante a construção da barragem de CCR da UHE Dona Francisca no Rio Grande do Sul, cujos resultados permitem validar os obtidos no experimento.

Abstract

Roller Compacted Concrete (RCC) was a significant evolution of conventional concrete in the construction of dams. The RCC construction method often requires a dry concrete and several horizontal contraction joints, raising doubts about its mechanical parameters, durability and RCC structures behavior, and about the efficiency of conventional laboratory tests to characterize the workability parameters and the strength in the field. To minimize these doubts, drilled cores could be a useful tool in order to help the construction quality control or as a guideline to optimize the RCC mixtures. Particularly, the joints shear strength envelopes are extremely important to the safety analysis.

This paper presents the field tests results obtained at the Dona Francisca Hydro Power Plant,



Figura 1 – Praça Típica da Barragem de Salto Caxias

and the results of the laboratory tests fills obtained from a large-scale laboratory device. This apparatus belongs to the Concrete Laboratory of Furnas Centrais Elétricas S. A., and permits to simulate actual field conditions, as the effect of bedding mixes, the successive layers time gap and the core samples acquisition procedure.

In first place, the research verified the laboratory simulation accuracy, comparing the compressive strength and density from the proposed laboratory test are compared with the results obtained from field tests conducted at Dona Francisca Powerplant dam, in Brazil. In order to analyze of the effect of core drilling, sawed samples shear strength results have been compared to core drilled ones.

PALAVRAS CHAVE: CCR, Barragem de concreto, resistência ao cisalhamento, maciços experimentais

KEYWORDS: RCC, Concrete dam, shear strength, test fills

1. Introdução

O CCR é uma técnica construtiva, com peculiaridade de uso intensivo de equipamentos tipicamente empregados em obras de terra/enrocamento, utilizando um material conhecido que é o concreto, procurando obter um máximo desempenho no quesito velocidade de lançamento, aliado a custos baixos e teores de cimento relativamente pequenos para diminuição dos efeitos das variações volumétricas de origem termogênica do concreto, nas obras de concreto massa. A técnica utiliza maciçamente equipamentos para colocação e compactação do concreto, diminuindo a parcela de mão-de-obra por unidade de volume quando comparado com obras de concreto convencional, gerando um processo industrial muito eficiente, com atividades repetitivas mensuráveis. O processo executivo impacta em todas as etapas construtivas, pois seus paradigmas de exe-

cução e controle são particulares e totalmente diferentes da prática usual dos concretos convencionais, bem como pode trazer aspectos a serem avaliados e monitorados ao longo da vida útil da obra.

Desde o início do desenvolvimento do concreto compactado com rolo os engenheiros apresentaram várias dúvidas sobre o comportamento desse material, geradas por sua consistência mais seca do que os concretos convencionais, sob o ponto de vista de projeto, execução e desempenho das obras. As resistências iniciais ao emprego do CCR se originaram na dúvida não precedente sobre este se tratar realmente de concreto ou de um enrocamento enriquecido, e

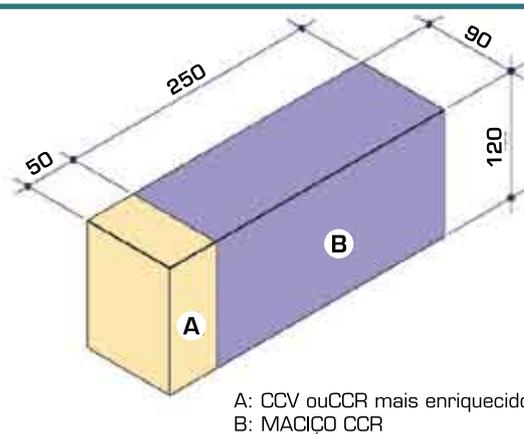
estenderam-se à desconfiança de sua estabilidade no decorrer do tempo sob a ação da água. Além destes fatores, a consistência mais seca que a de concretos convencionais utilizados na construção de barragens gerou maiores desconfianças com relação aos parâmetros de resistência e permeabilidade em obras de CCR (BACARA, 1997; DIÉZ-CASCÓN, 1995; KOGAN e FEODOSSOV, 1995; RIBEIRO, 1998; RIBEIRO et al., 2002; e, RIBEIRO e CORRAJOLA, 2003).

As juntas de concretagem representam o ponto potencialmente menos resistente e mais permeável do CCR, conforme destacado nos trabalhos desenvolvidos no PROJETO NACIONAL BACARA (1997), nos trabalhos de RIBEIRO (1998 e 2002), e nos artigos de SCHRADER (1995), KOGAN e FEODOSSOV (1995), DIEZ-CASCÓN (1995) e ANDRIOLO (1998). Assim sendo sua parametrização é importante para diminuição das incertezas de projeto, abrindo caminho para otimizações responsáveis. A envoltória de resistência na seção entre camadas horizontais de concretagem depende de fatores internos, tais como processos executivos, processos de obtenção dos corpos-de-prova e dosagem, e de fatores externos que são função basicamente do meio ambiente.

Este trabalho apresenta o resultados de análise dos conceitos e condicionantes envolvidos nestas questões, através do programa de pesquisa onde foram executados e ensaiados maciços experimentais em laboratório, e seus resultados comparados com aqueles obtidos durante a execução da barragem de CCR da Usina Hidrelétrica Dona Francisca, no Rio Grande do Sul. Esta pesquisa faz parte da tese de doutorado de MARQUES FILHO (2005).

2. Barragens de CCR – Conceituação Geral

A evolução do conceito de concreto massa para a proposição do CCR foi consequência natural da necessidade de tornar competitivas as soluções em concreto para barragens de aproveitamentos hidráulicos.



A: CCV ou CCR mais enriquecido
B: MACIÇO CCR

Figura 5 – Vista Superior do Equipamento de Compactação em Laboratório e Corpo-de-Prova Típico com medidas em cm

O raciocínio básico focou-se no incremento da velocidade de produção através da mecanização e diminuição da mão-de-obra por produto unitário, aliada à conceitualização de baixos consumos de cimento. As barragens de CCR têm características gerais de projeto e comportamento estrutural muito similar aos modelos usualmente adotados para concreto convencional, que são largamente conhecidos e estudados, tendo como base vários protótipos em funcionamento. Identicamente ao caso de utilização de concreto massa, as preocupações se concentram na permeabilidade e parâmetros de resistência do material que comporá a estrutura civil. A Figura 1 mostra os principais passos da execução de uma obra de CCR e suas diversas frentes de trabalho

Do método construtivo, pode-se depreender:

- ◆ O processo gera uma grande quantidade de interfaces subhorizontais entre as diversas camadas de compactação que podem indicar uma descontinuidade em relação aos parâmetros de resistência ou criar caminhos preferenciais de percolação.
- ◆ O grau de compactação é um parâmetro muito importante, pois pode ser correlacionado com o total de vazios da massa. Como em qualquer processo de compactação, pode haver variação considerável de compactação ao longo da espessura da camada, com conseqüente variação dos parâmetros de resistência mecânica.
- ◆ Caso a energia de compactação não atinja a totalidade da camada, pode-se obter um caminho preferencial de percolação entre elas. O controle da energia de compactação e sua efetividade serão funções do equipamento existente, do processo utilizado, do número de camadas e da dosagem utilizada e efetivamente existente quando do adensamento.
- ◆ A ligação entre camadas sofre influência principalmente da compactação, da disponibilidade de material cimentício que garanta a continuidade dos parâmetros, do tempo de lançamento entre camadas, da utilização de argamassa de ligação, da cura da camada anterior e de seu preparo para a concretagem, e do intervalo de tempo decorrido entre a mistura e a compactação. Quanto à compactação, é importante o Cannon Time da hora da compactação, sendo fundamental, e merecedor de ser repetido, o controle da água em todas as fases do processo.
- ◆ O projeto de barragens de concreto depende das envoltórias de resistência dos materiais em si e de sua interface. Por conseguinte, o estudo da ligação entre camadas é caminho crítico para decisão do processo.
- ◆ Os projetos que utilizam soluções em CCR devem procurar a homogeneidade dentro das características de simplicidade do processo, buscando relações modelo-protótipo mais confiáveis e índices de variação mais baixos. Estas situações levam a economia de cimento e, portanto minimizam os efeitos das variações volumétricas geradas por sua hidratação.

As técnicas laboratoriais para previsão do comportamento mecânico e de trabalhabilidade do concreto convencional vêm sendo sedimentadas ao longo do último século. Apesar dos ensaios de laboratório desenvolvidos nos processos de dosagem e nos processos de controle da qualidade de concreto convencional diferirem bastante das condições de campo, obtém-se relações modelo-protótipo estatisticamente comprovadas e balizadas nas análises de segurança. As discrepâncias entre a condição de laboratório e de campo são mais agudas no caso do CCR, onde os métodos usuais de ensaio não se adaptam facilmente à simulação da compactação por rolo vibratório.

Com relação às dosagens, no Brasil tem sido adotada a abordagem denominada Concreto Com Alto Teor De Finos (ATF), ou "Método Brasileiro", devido à limitação da disponibilidade de cinza volante no país, que adota a utilização de agregado miúdo pulverizado nas misturas, que se mostrou uma técnica e economicamente viável, fornecendo os finos necessários à trabalhabilidade e ao preenchimento de vazios, possuindo em vários casos alguma capacidade pozolânica e a capacidade de inibição da reação álcali-agregado. (ALMEIDA, 1991; PACELLI DE ANDRADE et al., 1997; PAULON et al., 1992. Neste tipo de dosagem são particularmente importantes:

- ◆ Cuidados com a curva granulométrica, procurando garantir o fechamento dos vazios da mistura, com preocupações com o teor de finos total da massa, que fornecerão condições para a obtenção de uma trabalhabilidade adequada. A inibição da reação álcali-agregado deve ser uma preocupação constante e pode ser obtida pela utilização da parte pulverizada do agregado, desde que comprovada em laboratório, e em conjunto com o uso de pozolanas.
- ◆ Cuidados com o controle do teor de água em todas as fases executivas, desde a mistura até a compactação final, visando a garantia da trabalhabilidade necessária a esta última fase de modo a se obter o grau de compactação adequado e conseqüentemente as propriedades mecânicas preconizadas nos modelos utilizados.
- ◆ Utilização de aditivo retardador para aumentar o intervalo de tempo de trabalhabilidade adequada à compactação.

3. Maciços Experimentais

Fica claro que de maneira similar a outras obras de concreto, a necessidade de previsão de parâmetros no protótipo é fundamental, e fica mais crítica em obras com alta produção. A dificuldade de representação de comportamento de campo pelos ensaios em laboratório, que gera frágeis correlações entre os resultados dos ensaios de laboratório e o ente real, cria a necessidade de pesquisa de ensaios e métodos de análise que permitam o desenvolvimento confiável do material. Deve ser ressaltada ainda as dificuldades geradas pela grande diversidade de equipamentos disponíveis no mercado e a necessidade de adaptação aos materiais disponíveis no local da obra.

A execução de maciços experimentais no campo é importante para verificação da adaptabilidade dos processos previstos na dosagem e nos estudos de laboratório. Para serem efetivos, os maciços experimentais devem ser executados preferencialmente após as centrais de britagem e de concreto estarem aferidas, e devem permitir que ensaios do concreto resultante possam ser comparados com os resultados obtidos em corpos-de-prova moldados.

A execução de maciços experimentais na obra em época muito posterior aos estudos de dosagem gera insegurança inicial sobre o processo e dificulta o processo de otimização e a confiança no dimensionamento das peças. Uma alternativa para o processo seria a execução de maciços experimentais em laboratório com a finalidade de simular as condições de execução no campo. O Laboratório de FURNAS, em Goiânia, possui um laboratório para execução de corpos-de-prova compactados, com possibilidade de variação da frequência e energia

de vibração do rolo, e velocidade de percurso (GALLEGO et al., 1998; MARQUES FILHO et al., 1998; GALLEGU et al., 1999). O equipamento, totalmente informatizado, monitora a compactação da camada e permite a visualização em tempo real das condições de execução do maciço. As Figuras 2 mostra vista geral do equipamento para compactação em laboratório, e esquematicamente um corpo-de-prova correspondente.

Os ensaios em pista experimental em laboratório podem ser utilizados para otimizar as misturas sob diversas condições, e determinar potencialmente os diversos parâmetros físicos de interesse. Sua facilidade de manuseio permite a execução de ensaios cuja realização no campo seria penosa ou impossível.

Apesar das pistas experimentais criarem condições que permitam várias simulações das condições de campo, é claro que não é possível a modelagem real dos diversos equipamentos, nem de sua variabilidade e mudanças causadas pelo uso durante a vida útil. Mesmo assim, as pistas experimentais em laboratório criam condições para a obtenção do grau de compactação adequado da mistura e de dados precisos sobre as propriedades mecânicas potenciais do material.

A execução de pistas em laboratório não exclui a necessidade de maciços experimentais no campo, com as condições exatas de início de obra, ou muito próximo destas, onde se pode visualizar e solucionar dificuldades construtivas, balizar o controle da qualidade (inclusive pela comparação de resultados de testemunhos com os equivalentes em corpos-de-prova moldados) e treinar as equipes da obra.

4. Análise Experimental

Para que haja confiabilidade em pesquisas desenvolvidas em maciços experimentais em laboratório, inicialmente é necessário verificar sua capacidade de reproduzir condições de campo, ou que correlações robustas entre os ensaios de campo e do laboratório possam ser obtidas. Para os trabalhos, como foi mencionado, foram utilizados os mesmos materiais utilizados durante a construção da barragem da UHE Dona Francisca, sendo os agregados recolhidos nas pilhas de estoque do canteiro, e o cimento comprado do mesmo fornecedor com as características especificadas para a obra. Para manter o experimento consistente, além dos materiais componentes do concreto, são utilizadas as mesmas dosagens e definições construtivas efetivamente aplicadas na construção da UHE Dona Francisca, conforme mostrado na Tabela 1.

A pesquisa propôs uma matriz experimental para analisar os efeitos das várias situações de campo sobre os parâmetros que definem a envoltória de resistência entre camadas de CCR, assumindo que o CCR pode ser caracterizado por envoltórias de Mohr-Coulomb (MARQUES FILHO,

Tabela 1

Traço utilizado para a confecção dos maciços experimentais

MATERIAL	CONSUMO (kg/m ³)
Cimento	90
Água	143
Areia	1083
Brita1	679
Brita2	553
Aditivo Plastificante Retardador (Master mix 282R)	1,08
<i>Cannon Time(s)</i>	<i>20 a 30</i>
Grau de compactação (%)	> 98
Resistência Característica Requerida aos 180 dias (MPa)	7,5

2005). Os estudos abordam ensaios em testemunhos retirados dos maciços experimentais propostos e em corpos-de-prova moldados durante sua execução.

Inicialmente foram planejados ensaios para validação da simulação em laboratório, comparando os resultados de ensaios, em corpos-de-prova moldados e testemunhos cilíndricos com diâmetro de 150 mm obtidos por sondagem rotativa, no protótipo e nos maciços experimentais em laboratório. Os valores em laboratório foram obtidos de ensaios em 10 maciços experimentais executados com o equipamento para compactação em laboratório com quatro camadas cada um, mantendo as condições existentes quando da execução da obra. Como variável controlada, tem-se a umidade do ar que sempre superior a 96%.

A extração de testemunhos é por si só um processo traumático, podendo gerar um enfraquecimento da ligação entre pasta e agregado um pré-fissuramento dos testemunhos, que aliado ao processo de usinagem para obtenção dos corpos-de-prova tendem a gerar dispersão de resultados.

Para tentar avaliar este efeito, foram propostos 6 (seis) maciços experimentais com duas camadas de concretagem, de modo a permitir a obtenção de testemunhos prismáticos de lado igual a 28 cm através de serra com fio diamantado, para três condições de tratamento da superfície, com 4h e 8h de intervalo de lançamento sem argamassa de ligação e 24h com utilização de argamassa de ligação, todos os casos sob temperatura ambiente de 25°C. Para balizamento dos efeitos dos traumatismos dos dois tipos de obtenção de testemunhos mencionados, serão comparados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto feitos em prismas e testemunhos cilíndricos obtidos nas mesmas pistas, conforme Figura 3, utilizando o mesmo equipamento e o mesmo procedimento de ensaio, procurando se evitar a inserção de novos fatores de ruído ao processo. A limitação do tamanho do prisma utilizado no ensaio foi determinada pela câmara do equipamento de cisalhamento, considerando ainda a necessidade de preenchimento do mesmo por argamassa de alta resistência para garantir a aplicação dos esforços e a ruptura na junta de construção.

Tabela 2

Comparação de resultados de testemunhos do Programa Experimental com testemunhos do protótipo

GRANDEZA (~180dias)		Programa Experimental (A)	Resultado Campo (B)	A/B
Resistência à Compressão	Média (MPa)	7,80	7,9	0,99
	Desvio Padrão (MPa)	1,26	2,2	–
	Coef. Variação (%)	16	28	–
	número de ensaios	45	6	–
Massa Específica	Média (kg/m ³)	2519	2535	0,99
	Desvio Padrão (kg/m ³)	40	33	–
	Coef. Variação (%)	2	1	–
	número de ensaios	37	34	



Figura 3 – Corpos-de-Prova obtidos de Testemunhos Prismáticos Juntamente com os seus Correspondentes Cilíndricos

5. Resultados Obtidos

5.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO MACIÇO DE CCR COMPARADOS COM TESTEMUNHOS DO PROTÓTIPO

As Tabelas 2 e 3 apresentam uma comparação entre os resultados de ensaios em testemunhos e em corpos-de-prova moldados, respectivamente, do programa experimental (dez maciços experimentais) descrito com os resultados do programa

de extração de testemunhos da UHE Dona Francisca.

Os resultados apresentados nas duas tabelas anteriores mostram que os resultados da simulação em laboratório são similares aos resultados do campo, mostrando que o processo experimental é coerente. As análises estatísticas indicam que não há diferenças estatisticamente comprovadas entre os resultados do protótipo e do laboratório.

5.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Para avaliação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, as Figuras 4 a 6 comparam os diversos resultados obtidos, colocando num mesmo gráfico

as envoltórias de resistência para corpos-de-prova moldados, prismáticos e testemunhos obtidos durante a execução dos maciços experimentais para o segundo programa complementar; e, as envoltórias dos ensaios em testemunhos obtidos no maciço de CCR entre camadas.

A Tabela 4 compara os resultados do estudo de testemunhos prismáticos com os do maciço de CCR matriz, sem a presença de juntas de construção, segregados por tensão normal de ensaio. A tabela evidencia a semelhança dos resultados para intervalos de tempo de 4 e de 8 horas entre lançamentos sucessivos. PACELLI DE ANDRADE et al. (1993), já discutiram a perda significativa de resistência para

Tabela 3

Comparação de resultados de corpos-de-prova moldados do Programa Experimental com os equivalentes do protótipo

GRANDEZA (180dias)			An.	Result.	
			Camadas (A)	Campo (B)	A/B
Resistência à Compressão	Média	(MPa)	10,71	11,2	0,96
	Desvio Padrão	(MPa)	0,96	1,32	–
	Coef. Variação	(%)	9	12	–
	número de ensaios		12	26	–
Massa Específica	Média	(kg/m ³)	2539	2512	1,01
	Desvio Padrão	(kg/m ³)	25	18	–
	Coef. Variação	(%)	1	0	–
	número de ensaios		14	26	–

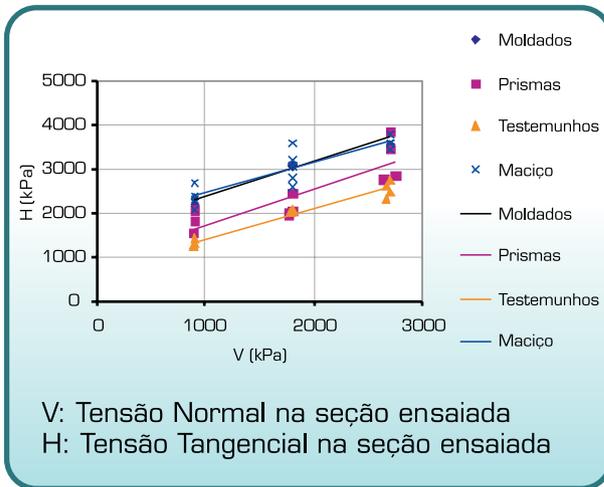


Figura 4 – Comparação das Envoltórias de Resistência Sem Argamassa; Idade: 120 dias; Tratamento de Camada: Ar Comprimido; Temperatura da Superfície: 25°C; e Intervalo de 4hs

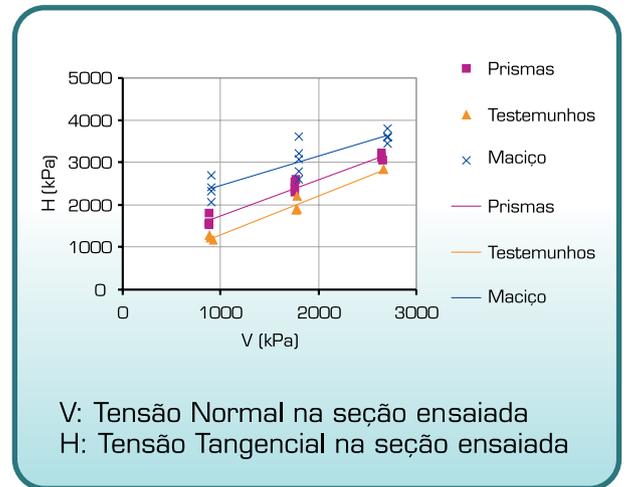


Figura 5 – Comparação das Envoltórias de Resistência Sem Argamassa; Idade: 120 dias; Tratamento de Camada: Ar Comprimido; Temperatura da Superfície: 25°C; e Intervalo de 8hs

intervalos de tempo superiores a 8 horas estudando as ensecadeiras da UHE Serra da Mesa, em Goiás.

6. Conclusões

Este trabalho mostrou o resultado de pesquisa utilizando maciços experimentais executados em laboratório para avaliar a envoltória de resistência de juntas horizontais de construção, variando condições de tratamento e exposição da camada. Foram adotados dois procedimentos de extração de testemunhos para obter dados sobre o traumatismo causado durante estes processos. Os estudos utilizaram materiais e dosagens utilizados durante a execução da barragem da UHE Dona Francisca, no Rio Grande do Sul, para validar os resultados do laboratório. Foram analisados os resultados de massa específi-

ca, resistência à compressão e resistência ao cisalhamento. Os resultados apresentados se mostraram consistentes entre si, porém são decorrentes de um estudo particular, reproduzindo um dos traços utilizados na construção da obra previamente mencionada, com os mesmos materiais nela empregados. Sua utilização ou extrapolação deve ser cautelosa, consultando resultados de obras ou pesquisas similares à nova situação em análise, e/ou propondo o programa experimental necessário.

As diversas análises efetuadas no decorrer deste trabalho, juntamente com as comparações feitas com os dados do controle de qualidade do protótipo e da bibliografia existente, permitem listar as seguintes conclusões:

- ◆ Comparando os vários ensaios de caracterização física, verifica-se que os resultados obtidos são coerentes, levando a conclusão que a simulação em laboratório fornece dados consistentes com os obtidos no controle de qualidade de obra e entre si. A comparação dos parâmetros de resistência à compressão e de massa específica obtidos em testemunhos no protótipo e nos maciços experimentais em laboratório são similares, assim como os resultados dos controles de qualidade efetuados em corpos-de-prova moldados. Verifica-se que os maciços experimentais compactados em laboratório fornecem resultados semelhantes aos obtidos no protótipo, indicando que simulam adequadamente os procedimentos do campo.
- ◆ Juntas com intervalo de tempo entre 0 e 8 horas sem utilização de argamassa forneceram resultados semelhantes para todos os tratamentos de superfície considerados, não sendo possível diferenciá-los estatisticamente. Em contrapartida há uma diminuição considerável dos resultados da envoltória de resistência para intervalo de

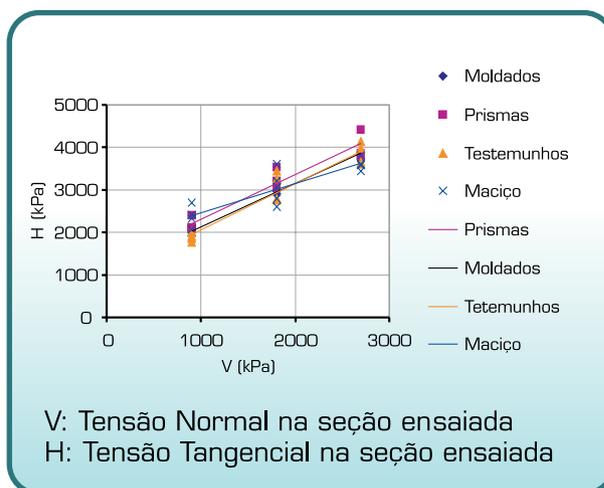


Figura 6 – Comparação das Envoltórias de Resistência Com Argamassa; Idade: 120 dias; Tratamento de Camada: Ar Comprimido; Temperatura da Superfície: 25°C; e Intervalo de 24hs

lançamento de 12 horas sem aplicação de argamassa de ligação.

- ◆ As simulações de juntas em corpos-de-prova moldados mostram não haver diferença estatisticamente comprovada entre os resultados de envoltória de resistência do maciço integral e em juntas com 4 horas de intervalo de lançamento. Os resultados não permitem avaliar a parcela de perda de resistência gerada pela obtenção e manuseio dos testemunhos, ou aquela oriunda das dificuldades de preparação da superfície superior das camadas.
- ◆ Os ensaios de cisalhamento nos testemunhos em forma de prismas fornecem resultados de resistência ao cisalhamento maiores que seus equivalentes cilíndricos, conforme já

discutido. Com a aplicação de argamassa de ligação, nos intervalos de tempo de lançamento considerados, os resultados ficam semelhantes entre si e similares aos do maciço fora da junta. A utilização de argamassa de ligação produz tendência de homogeneização dos parâmetros de resistência entre camadas, deixando-os com resultados análogos aos do maciço fora das juntas, indo de encontro às conclusões de PACELLI DE ANDRADE et al. (1993).

- ◆ Para as mesmas condições de execução de ensaios, os resultados obtidos nos testemunhos prismáticos são sistematicamente superiores àqueles gerados pelos testemunhos cilíndricos, comprovando a importância dos tamanhos e processo de obtenção dos corpos-de-prova. Em situações sem utilização de argamassa

Tabela 4

Comparação dos resultados do Programa Experimental por tensão normal com o maciço fora da junta (Matriz de CCR)

INTERV. DE LANÇAMENTO ARGAMASSA DE LIGAÇÃO	PARÂMETRO	TENSÃO NORMAL (kPa)		
		900	1800	2700
Testemunhos do Maciço Fora da Junta (Matriz)				
Sem Junta	H (kPa)	2346	2960	3575
Testemunhos Prismáticos				
4h – sem argamassa	Média (kPa)	1814	2118	3237
	% Matriz	77	72	91
8h – sem argamassa	Média (kPa)	1617	2455	3108
	% Matriz	69	83	87
24h – com argamassa	Média (kPa)	2173	3147	4022
	% Matriz	93	106	113
Testemunhos Cilíndricos				
4h – sem argamassa	Média (kPa)	1324	2041	2615
	% Matriz	56	69	73
8h – sem argamassa	Média (kPa)	1237	1992	2841
	% Matriz	53	67	79
24h – com argamassa	Média (kPa)	1882	3070	3837
	% Matriz	80	104	107
Corpos-de-Prova Moldados				
4h – sem argamassa	Média (kPa)	2267	3097	3699
	% Matriz	97	105	103
24h – com argamassa	Média (kPa)	1929	3036	3802
	% Matriz	82	103	106

de ligação, dependendo do nível de tensões normais esta perda é da ordem de 20%. Os resultados das juntas com argamassa com intervalo de tempo de 24h, este efeito mostrou-se atenuado, obtendo-se perdas de resistência significativamente menores. A aplicação de argamassa de ligação é bastante efetiva para o intervalo de tempo considerado. Com relação aos resultados com argamassa,

a resistência ao cisalhamento das situações estudadas sem argamassa de ligação é menor em torno de 20% no caso de testemunhos prismáticos e 30% no de cilíndricos.

- ◆ Os resultados das envoltórias de resistência mostram que em todos os casos os resultados são muito superiores aos de envoltória de resistência de Mohr-Coulomb com coesão nula e ângulo de atrito de 45°.

Referências Bibliográficas

- ALMEIDA, R.- “Forma Tecnológica: As Novidades Reveladas pela Usina Angolana”-Revista Construção 2252, 1991
- ANDRIOLO, F. R. - “The Use of Roller Compacted Concrete” - Oficina de Textos, São Paulo - 1998
- BACARA - Project National BaCaRa- 1988/1996 - “Roller Compacted Concrete-RCC Dams” - Presses de L’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.- 1997
- DIEZ –CASCÓN, J. - “General Report – Materials, in Roller Compacted Concrete Dams” - International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Santander, Spain - 1995
- DUNSTAN, M. R. H. - “The state-of-art of dams in 2003 – An Update of ICOLD Bulletin Nº 125” - Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Madrid, Spain - 2003
- GALLEGO, A. R.; GONÇALVES JUNIOR, J.; ANDRADE, M. A. S.; GÓZ, R. S.; BITTENCOURT, R. M.; PACELLI DE ANDRADE, W. - “Equipamento para Produção de Pista Experimental de Concreto Compactado com Rolo em Laboratório” - IBRACON-1999
- GALLEGO, A.; GONÇALVES JR, J.; ANDRADE, M. A. S.; GÓZ, R. S.; BITTENCOURT, R. M.; PACELLI DE ANDRADE, W. - “Equipamentos para Executar Pista Experimental de Concreto Compactado Com Rolo em Laboratório” - III Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo, Foz do Iguaçu, 1998
- HANSEN, K. D.; REINHARDT, W. C. - “Roller Compacted Concrete Dams” - McGraw-Hill, New York - 1991
- KOGAN, E. A.; FEDOSSOV, V. E. - “Roller Compacted Concrete and Horizontal Construction Joints Strength” - International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Santander, Spain – 1995
- MARQUES FILHO, J. - “Maciços Experimentais de Laboratório de Concreto Compactado com Rolo Aplicado às Barragens, Tese apresentada na Universidade Federal do Rio Grande do Sula para obtenção do título de Doutor, Porto Alegre - 2005
- MARQUES FILHO J.; PACELLI DE ANDRADE, W.; STEFFEN, R. D.; MARINO, M. A.; LEVIS, P. - “Execução de Aterros Experimentais de CCR em Laboratório, Programa de Ensaios” - III Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo, Foz do Iguaçu, 1998
- MCTAVISH, R. F. - “Construction of Upper Stillwater Dam” - Roller Compacted Concrete II, Proceedings of the RCC Specialty Conference San Diego, California, ASCE, New York - 1988
- ACELLI DE ANDRADE, W. (editor). -“Concretos - Massa, Estrutural, Projetado e Compactado com Rolo - Ensaios e Propriedades” - Equipe de FURNAS -Laboratório de Concreto, -1997
- PACELLI DE ANDRADE, W.; ANDRIOLO, F. R.; SARKARIA, G. S. - “Treatment and Performance of Construction Joints in Concrete Dams” - Water Power & Dam Construction –November - 1993
- PAULON, V. A.; KREMPEL, A. F.; CREVILARO, C. C.- “Adição de Pó ao Concreto como Fator Econômico e de Durabilidade” -34ª Reunião do IBRACON, Curitiba-1992.
- RIBEIRO, A. B. - “Betão Compactado com Cilindros. Composição e Características.”- Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. – 1998
- RIBEIRO, A. B., CARRAJOLA, A. - “Characterization of Fresh Concrete in order to Evaluate the Joints Between Layers” – Fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete, Madrid, Spain – 2003
- RIBEIRO, A. B.; SANTANA, T.; SILVA GOMES, A. - “The Influence of Consistency of RCC in the Quality of the Joints between Layers” – International Conference on RCC Dam Construction in Middle East”, Irbid, Jordan – 2002
- SCHRADER, E. - “Seepage, Permeability, and Upstream Facing for Roller Compacted Concrete (RCC) Dams” – Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Supplementary Papers, Nevada, USA, 1995.

Usina Hidrelétrica das Três Gargantas

RECORDE MUNDIAL EM POTÊNCIA
INSTALADA – 18.200 MW

Processamento de agregados (t/h)	Três Gargantas
Areia artificial	1.400
Agregado graúdo	2.175
Produção de concreto (m ³)	*
Horária	1.265
Diária	21.000
Mensal	476.000



A Usina Hidrelétrica das Três Gargantas está sendo construída no Rio Yangtze, o maior da China, entre as cidades de Yichang, Hubei e Fuling. Iniciada em 1993, a barragem deve ficar pronta em maio de 2006, demandando 16 milhões de metros cúbicos de concreto. O projeto total deverá ser concluído em 2009, contando com 26 geradores com capacidade de 18,2 quilowatts por hora, quando o nível do rio deverá ter subido 110m.

A represa das Três Gargantas entrou parcialmente em funcionamento em meados de 2003 e aumentou a capacidade da China para enfrentar seu déficit elétrico dos últimos anos. Quando concluída, a obra ajudará também na prevenção de enchentes e no transporte fluvial, desempenhando importante papel no futuro desenvolvimento sócio-econômico da China.

O projeto de US\$ 70 bilhões envolverá até sua conclusão o transporte de 10 bilhões de metros cúbicos de terra e rochas e o deslocamento de 1 milhão de pessoas.



Usina Hidrelétrica Tucuruí

RECORDE BRASILEIRO EM POTÊNCIA INSTALADA – 8.375 MW

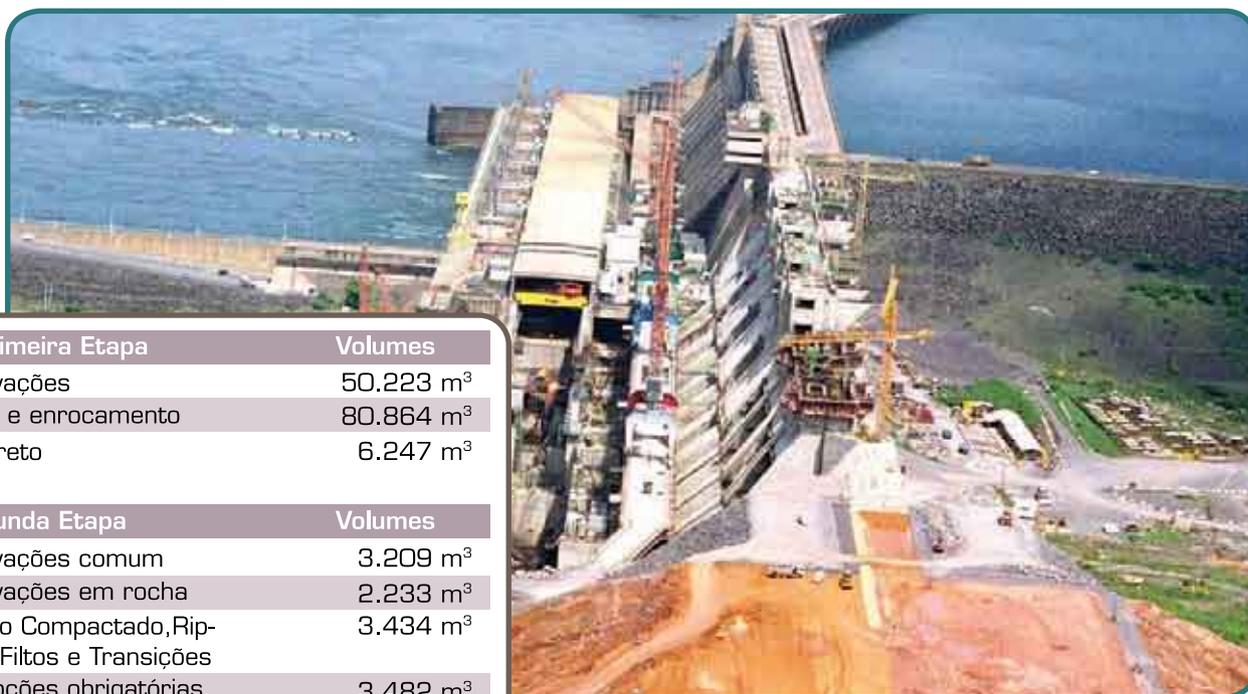
A Usina Hidrelétrica Tucuruí, localizada no município de Tucuruí, no Sul do estado do Pará, na região amazônica brasileira, foi iniciado em 1975 com a construção da primeira etapa da usina, compreendendo a implantação de 12 unidades geradoras de 350 MW e mais 2 unidades auxiliares de 22,50 MW, totalizando 4.245 MW. A primeira unidade geradora entrou em operação comercial em novembro de 1984 e a última, da primeira, etapa em novembro de 1992.

A segunda etapa de construção iniciou-se em 1998 e tem previsão de ser concluída em 2006, nesta fase serão implantadas 11 unidades geradoras de 375 MW, adicionando mais 4.125MW.

A UHE Tucuruí, quando concluída, terá uma potência final instalada de 8.375 MW, sendo a maior Usina Hidrelétrica em território inteiramente nacional e a quarta mundial. Além disso, cabe destacar que o seu vertedouro é considerado o maior do mundo, com capacidade de vertimento de 100.000 m³/seg.

O recorde de produção de concreto ocorreu no mês de novembro de 1982, tendo atingido a marca de 220.000 m³, com uma produção máxima diária de 11.200 m³, em números aproximados.

Desde a sua inauguração, a Hidrelétrica beneficia cerca de 11 milhões de habitantes em 360 municípios e atende 96% do mercado de energia elétrica do Pará, 99% do Estado do Maranhão, além do norte do Estado de Tocantins e do intercâmbio de energia com a Companhia Hidrelétrica de São Francisco - CHESF, na região Nordeste do Brasil. ♦



Primeira Etapa	Volumes
Escavações	50.223 m ³
Terra e enrocamento	80.864 m ³
Concreto	6.247 m ³

Segunda Etapa	Volumes
Escavações comum	3.209 m ³
Escavações em rocha	2.233 m ³
Aterro Compactado, Rip-Rap, Filtos e Transições	3.434 m ³
Remoções obrigatórias	3.482 m ³
Concreto CCV	1.359 m ³
Concreto CCR	199 m ³

ESTRUTURAS DE ALUMÍNIO

OBRA: ELETRONORTE UHE TUCURUI - CÁLCULO: FRANCISCO B. SALUM - EXECUÇÃO: SP COM OBRAS METÁLICAS LTDA.

VALORIZE SEU PROJETO



OBRA: GRENDENE S/A - SOBRAL CE
CÁLCULO: ENG. PAULO ANDRÉ BRASIL BARROSO
EXECUÇÃO: METAL ARTE COM IND REP LTDA



OBRA: GINÁSIO DIRCEU ARCOVERDE-TERESINA PI
CÁLCULO: ENG. PAULO ANDRÉ BRASIL BARROSO
EXECUÇÃO: CÔNCAVA CONSTRUÇÕES LTDA



OBRA: PORTO DO PECEM - CE
CÁLCULO: ENG. ERNESTO CAPELO MAGALHÃES
EXECUÇÃO: METAL ARTE COM IND REP LTDA



OBRA: COLÉGIO NOTRE DAME
CÁLCULO: ENG. LUIZ ALBERTO L. DE ALMEIDA
EXECUÇÃO: MEPI - ENG. DE PROJ. IND. LTDA.

Beleza, flexibilidade, rapidez de execução, alta resistência em ambientes agressivos e o menor custo de manutenção fizeram com que a ENGEVIX e a ELETRONORTE escolhessem a estrutura de alumínio para a expansão da Usina Hidrelétrica de Tucuruí, no Pará.
Indústrias, Supermercados, Ginásios de Esportes,

Centros de Distribuição, Shopping Centers, Pavilhões de Exposições e Aeroportos são segmentos que utilizam com vantagens as Estruturas de Alumínio.
A Estrutura de Alumínio é a solução que oferece o melhor custo benefício para coberturas e fechamentos laterais.

asa
alumínio

• ASSESSORIA TÉCNICA
• EXTRUSÃO DE PERFIS
• USINAGEM
Tel. 19 3227-1000
www.asaaluminio.com.br

**DIVISÃO DE
ESTRUTURAS**

Tel. 11 3034-3303
estruturas@asaaluminio.com.br

Há 70 anos, nós colocamos a mão na massa para fazer o Brasil crescer.

E um pouco de Vedacit para durar para sempre.



Vedacit/Otto Baumgart.
Mais de 120 produtos para proteger sua obra.

www.vedacit.com.br

