

CONCRETO

& Construções



IBRACON
Instituto Brasileiro de Concreto

Ano XLII

74

ABR-JUN • 2014

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br

FUNDAÇÕES DE CONCRETO

AVANÇOS TECNOLÓGICOS NA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS:
ASSOCIATIVISMO EM PROL
DA BOA ENGENHARIA

ENTIDADES DA CADEIA

COMENTÁRIO TÉCNICO
SOBRE A ABNT NBR 6136

MANTENEDORES

VENCEDORES DO PRÊMIO
SAINT-GOBAIN

Esta edição é um oferecimento das seguintes Entidades e Empresas

 **Abcic**
Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto

 Associação Brasileira de Cimento Portland

 **CIMENTO NACIONAL**

 **ENGEMIX**
 **Votorantim**
Cimentos

 **ENGETI**

 **GRACE**
RheoSet

 **Holcim**

 **ITAMBÉ**
Cimento para toda obra

 **MC**

 **MEGA** concreto

 **PENETRON**

 **RR COMPACTA**
Engenharia Restauração Recuperação

 **SNIC**
SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO

 **T & A**
PRÉ-FABRICADOS

 **viapol**
impermeabilizantes
Nossa marca a proteger sua obra.

Adote concretamente

a revista **CONCRETO & Construções**



Instituto Brasileiro do Concreto

Organização técnico-científica nacional de defesa e valorização da engenharia civil

Fundada em 1972, seu objetivo é **promover e divulgar conhecimento sobre a tecnologia do concreto e de seus sistemas construtivos para a cadeia produtiva do concreto**, por meio de publicações técnicas, eventos técnico-científicos, cursos de atualização profissional, certificação de pessoal, reuniões técnicas e premiações.

Associe-se ao IBRACON! Mantenha-se atualizado!

- Receba gratuitamente as quatro edições anuais da **revista CONCRETO & Construções**
- Tenha descontos de até **50%** nas **publicações técnicas do IBRACON** e de até **20%** nas **publicações do American Concrete Institute (ACI)**
- Descontos nos eventos promovidos e apoiados pelo **IBRACON**, inclusive o **Congresso Brasileiro do Concreto**
- Oportunidade de participar de **Comitês Técnicos**, intercambiando conhecimentos e fazendo valer suas **opiniões técnicas**

Fique bem informado!

 www.ibracon.org.br

 facebook.com/ibraconOffice

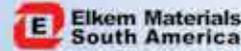
 twitter.com/ibraconOffice

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

ADITIVOS



ADIÇÕES



JUNTAS



EQUIPAMENTOS



Equipamentos e Sistemas de Formas



Bridge Diagnostic Inc.

RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



Projetos de Intervenção



Steel Reinforcement Products

ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escuela Politécnica - USP



Instituto de Pesquisas Tecnológicas



Sua Universidade Completa. Sua Carreira

ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



ARMADURA



JUNTE-SE A ELAS

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

PRÉ-FABRICADOS



CONTROLE TECNOLÓGICO



L.A. Falcão Bauer



FORMAS



CONSTRUTORAS



CIMENTO



AGREGADOS



GOVERNO



CONCRETO





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

DIRETOR PRESIDENTE
Túlio Nogueira Bittencourt

DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE
Julio Timerman

DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE
Nelson Covas

DIRETOR 1º SECRETÁRIO
Antonio Domingues de Figueiredo

DIRETOR 2º SECRETÁRIO
Arcindo Vaquero Y Mayor

DIRETOR 1º TESOUREIRO
Claudio Sbrighi Neto

DIRETOR 2º TESOUREIRO
Carlos José Massucato

DIRETOR DE MARKETING
Hugo da Costa Rodrigues Filho

DIRETOR DE EVENTOS
Luiz Prado Vieira Júnior

DIRETORA TÉCNICA
Inês Laranjeira da Silva Battagin

DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS
Ricardo Lessa

DIRETOR DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA
Paulo Helene

DIRETORA DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO
Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

DIRETORA DE CURSOS
Iria Lícia Oliva Doniak

DIRETORA DE CERTIFICAÇÃO DE MÃO DE OBRA
Roseni Cezimbra



CRÉDITOS CAPA
CRAWAÇÃO DE ESTACA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO EM OBRAS MARÍTIMAS.
CRÉDITO: BANCO DE IMAGENS DA ABCIC/COMITÊ DE ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO



seções

- 7 Editorial
- 8 Converse com IBRACON
- 10 Encontros e Notícias
- 21 Personalidade Entrevistada:
André Pacheco de Assis
- 60 Entidades da Cadeia
- 74 Mantenedor
- 110 Acontece nas Regionais



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

ISSN 1809-7197
Tiragem desta edição:
5.500 exemplares
Publicação Trimestral
distribuída gratuitamente aos associados

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

PUBLICIDADE E PROMOÇÃO
Arlene Regnier de Lima Ferreira
artlene@ibracon.org.br
Hugo Rodrigues
hugo.rodrigues@abcp.org.br

PROJETO GRÁFICO E DTP
Gill Pereira
gill@ellementto-arte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO
office@ibracon.org.br

Gráfica: Ipsis Gráfica e Editora
Preço: R\$ 12,00
As ideias emitidas pelos entrevistados ou em artigos assinados são de responsabilidade de seus autores e não expressam, necessariamente, a opinião do Instituto.

Copyright 2014 IBRACON.
Todos os direitos de reprodução reservados. Esta revista e suas partes não podem ser reproduzidas nem copiadas, em nenhuma forma de impressão mecânica, eletrônica, ou qualquer outra, sem o consentimento por escrito dos autores e editores.

PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL
■ Eduardo Barros Milten (protendido)

COMITÊ EDITORIAL - MEMBROS
■ Arnaldo Forti Battagin (cimento e sustentabilidade)
■ Enio Pazini de Figueiredo (durabilidade)
■ Evandro Duarte (protendido)
■ Frederico Falconi (projeto estrutural)
■ Guilherme Parsekian (alvenaria estrutural)
■ Hugo Rodrigues (cimento e comunicação)
■ Inês L. da Silva Battagin (normalização)
■ Iria Lícia Oliva Doniak (pré-fabricados)
■ José Tadeu Balbo (pavimentação)
■ Nelson Covas (informática no projeto estrutural)
■ Paulo E. Fonseca de Campos (arquitetura)
■ Paulo Helene (PhD, Alconpat, Epusp)
■ Selmo Chapira Kuperman (barragens)

ESTRUTURAS EM DETALHES

- 32 Tipos usuais de Fundações profundas
- 42 Hidrofresa para paredes-diafragma em solo e rocha com contrafortes
- 53 Controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto

OBRAS EMBLEMÁTICAS

- 63 Projeto e construção da Estação Sacomã do Metrô de São Paulo

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

- 78 Metodologia SCCAP aplicada a estaqueamentos tipo hélice contínua
- 86 Caracterização do material cimentício de colunas de consolidação profunda radial
- 93 Estimativa da resistência à compressão do concreto por meio de ENDS no Estádio do Maracanã

ENTENDENDO O CONCRETO

- 100 Ataque combinado da RAA e DEF em concreto de fundação de edificação

NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

- 109 Norma de Estacas Pré-Fabricadas de Concreto



IBRACON
Rua Julieta Espírito Santo
Pinheiro, 68 – CEP 05542-120
Jardim Olímpia – São Paulo – SP
Tel. (11) 3735-0202



Intertextualidade normativa para o avanço do setor

Prezado leitor,

Um velho ditado diz “o que os olhos não veem, o coração não sente”. Na verdade, ele exprime uma realidade que atinge constantemente o ser humano, que tem sua atenção facilmente atraída por impressões visuais. Os engenheiros, também humanos, têm sua atenção igualmente mais facilmente atraída pelos aspectos visíveis da construção, ou seja, a superestrutura. Assim, facilmente observamos uma obra, cujo arrojo arquitetônico ou a concepção estrutural inovadora chamem nossa atenção.

Porém, aquilo que não vemos diretamente não é menos importante. As fundações são tão importantes quanto a superestrutura e, por essa razão, merecem toda a atenção. Em certo aspecto, esta atenção deve ser redobrada, uma vez que, estando longe dos olhos, dificulta muito a inspeção e a verificação de que algo vai mal. Manifestações patológicas da superestrutura são mais facilmente observáveis e demandam intervenções de maneira mais direta. As fundações também estão sujeitas a manifestações patológicas que ensejam grande risco. Entre elas, está a possibilidade de haver reação álcali-agregado, como já demonstrada em vários casos no Recife. Este problema é grave e não pode ser ignorado, porque pode literalmente minar a segurança de toda a estrutura.

A versão vigente da norma brasileira ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações vai completar cinco anos em 2015. Como se prevê a necessidade de revisão de normas a cada cinco anos, a mesma deverá ser revista em breve. Aproveitando o ensejo, vários aspectos ligados à tecnologia do concreto merecem ser revistos nesta norma, de modo a atualizá-la e incorporar nela informações hoje disponíveis. Um dos aspectos mais importantes está ligado aos parâmetros de durabilidade. Na verdade, a norma de fundações ainda não incorporou conceitos, já consolidados em outras normas, de classificação do ambiente para o estabelecimento de parâmetros de durabilidade, como ocorre com a norma ABNT NBR 6118, há bom tempo. Esta é uma demanda essencial para se garantir a boa qualidade do concreto de fundações no futuro. A ideia de se especificar concretos com menor relação água/cimento e, conseqüentemente, maior resistência para ambientes mais agressivos, é algo básico e que ainda não é exigido para as fundações, onde ainda se prescreve concreto de maneira empírica, definindo consumos mínimos de cimento de maneira genérica. Há até situações em que se define consumos mínimos de cimento de 400 kg/m³ para concretos de resistência característica de 20 MPa, o que é claramente uma incompatibilidade tecnológica. As normas NBR 6118 e NBR 6122 deveriam estar minimamente compatibilizadas e a última ainda não incorporou a ideia de classificação do ambiente para definir parâmetros mensuráveis do concreto que será utilizado nas fundações.

A definição de resistências características mais elevadas para demandas de relações água/cimento mais baixas também deveria ser considerada para os concretos de fundações, uma vez que a centenária lei de Abrams não é revogada para concretos simplesmente pelo fato de estarem enterrados. Nem mesmo o pacote de normas ABNT NBR 15577, referente às reações álcali-agregado, é citado pela ABNT NBR 6122, o que deve ser seguramente corrigido em sua próxima versão. Vale ainda lembrar que consumos elevados de cimento com grande oferta de água, como induz a atual NBR 6122, proporcionam condições mais favoráveis para a ocorrência de reação álcali-agregado. Portanto, existe agora uma grande oportunidade de elevar o nível de qualidade dos concretos de fundação no Brasil através de um meio extremamente valioso: a normatização. Além disso, trabalhos de pesquisa para o estabelecimento de modelos de previsão de vida útil para os concretos de fundações serão muito bem-vindos e deverão estar sempre diante dos olhos dos pesquisadores brasileiros.

Assim, preocupado com a qualidade, sustentabilidade e segurança das fundações, o IBRACON dedica esta edição da nossa Revista ao tema, que claramente está exigindo um esforço de cooperação mútua entre engenheiros de estruturas, tecnólogos de concreto e geotécnicos.

Antonio Domingues de Figueiredo

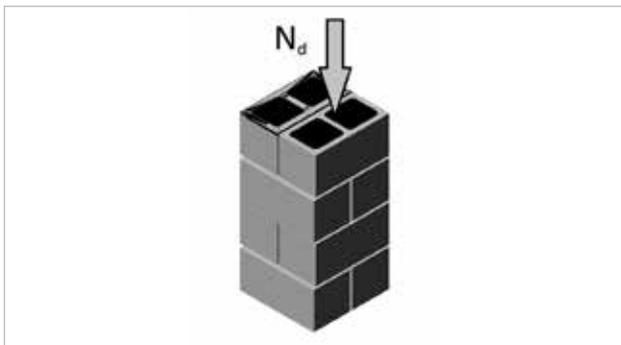
DIRETOR-PRIMEIRO SECRETÁRIO DO IBRACON •

CONVERSE COM O IBRACON

PERGUNTAS TÉCNICAS

ALGUNS QUESTIONAMENTOS REFERENTES À NORMA DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO (NBR 15961-1/2011)

1. Flexo-compressão na alvenaria armada



1.1 Para elementos curtos com excentricidade menor do que $0,5 \cdot h$, para a aplicação da fórmula abaixo deve ser utilizado o valor de f_{d_oco} , necessariamente?

Quando a força normal de cálculo de N_{sd} não excede a resistência de cálculo apresentada na equação a seguir, apenas é necessária a armadura mínima indicada em 12.2:

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot (h - 2e_x) \quad [1]$$

1.2 Se a seção estiver 100% grauteada, pode ser utilizado o valor de f_{d_cheio} ?

1.3 Pode ser feita a interpolação linear entre f_{d_oco} e f_{d_cheio} para percentuais de grauteamento intermediários, entre 0% e 100%?

1.4 O valor do coeficiente j , da Tabela 11, pode ser calculado com base na equação da reta obtida a partir

Tabela 11 – Valores do coeficiente j

Valor de $N_d / (A \cdot f_k)$	j
0	1,00
0,1	0,88
0,2	0,77
0,3	0,65
0,4	0,53
0,5	0,42
$\geq 0,6$	0,30

dos números da tabela, para valores intermediários que estejam contidos nos intervalos de cada faixa? (ex.: $N_d / A \cdot f_k = 0,15$; $N_d / A \cdot f_k = 0,38$, etc.). Basicamente: pode haver interpolação dos valores?

2. Armaduras construtivas e juntas de controle

2.1 Como deve ser aplicado o critério abaixo, de armadura colocada nas juntas de assentamento para reduzir os efeitos nocivos de variações volumétricas ou fendilhamento (item 12.2)?

A armadura colocada em juntas de assentamento para reduzir efeitos nocivos de variações volumétricas ou fendilhamento ou para garantir utilidade deve ter taxa geométrica no mínimo igual a 0,03%.

2.2 É possível aumentar os espaçamentos entre juntas de controle aplicando-se esta taxa de armadura, em relação aos valores constantes na Tabela 10 (item 10.1.4.3)? Como deveria ser feito o cálculo do novo espaçamento máximo?

Muito obrigado.

Eng. Fernando Lopes de Moraes

Cláudio Puga e Engenheiros Associados

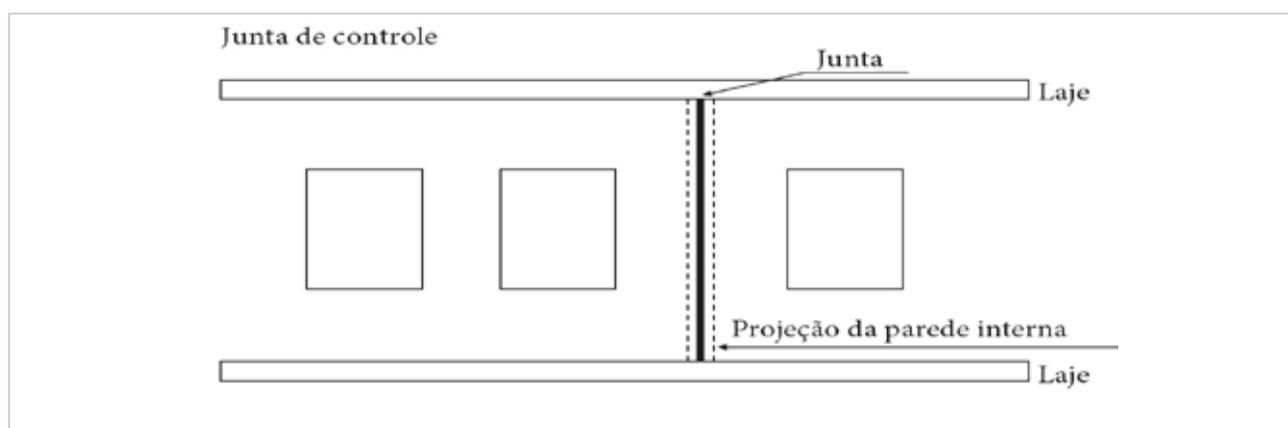
Tabela 10 – Valores máximos de espaçamento entre juntas verticais de controle

Localização do elemento	Limite (m)	
	Alvenaria sem armadura horizontal	Alvenaria com taxa de armadura horizontal maior ou igual a 0,04% da altura vezes a espessura
Externa	7	9
Interna	12	15

NOTA 1 - Os limites acima devem ser reduzidos em 15 % caso a parede tenha abertura.

NOTA 2 - No caso de paredes executadas com blocos não curados a vapor os limites devem ser reduzidos em 20 % caso a parede não tenha abertura.

NOTA 3 - No caso de paredes executadas com blocos não curados a vapor os limites devem ser reduzidos em 30 % caso a parede tenha abertura.



BOM DIA FERNANDO

Analisei seus questionamentos e tenho o seguinte entendimento:

1.1 Essas formulações foram feitas para cálculo de pilares de alvenarias. As simplificações são válidas para seção totalmente grauteada, com f_{pk} cheio.

1.2 Sim, a formulação foi feita para 100% grauteada.

1.3 Se a seção for parcialmente grauteada, entendo que teria que avaliar a situação especial e ver a posição da linha neutra para saber se cai dentro ou fora do vazio.

1.4 Entendo não haver problema em interpolar essa aproximação.

2.1 A recomendação de 0,03%, entendo que é para quando se tem uma carga concentrada na alvenaria e quando há variação de espessura da parede.

2.2 Entendo que o aumento do espaçamento da junta de controle em função da presença de armadura está definida na Tabela 10, onde a taxa mínima deve ser de 0,04% para juntas mais espaçadas.

Para blocos de 14 cm, a taxa de 0,04% na horizontal é obtida com uma canaleta armada com $1x \phi 10$ mm c/1,40 m (se a parede tiver até 2,8 m, uma canaleta a meia altura e outra sob a laje).

Para exemplificar, no caso de paredes internas, os espaçamentos máximos de junta de controle seriam:

■ parede construída com blocos curados a vapor e sem abertura:

a) sem cinta a meia altura = 12,0 m

b) com cinta a meia altura = 15,0 m

■ parede construída com blocos curados a vapor e com aberturas:

a) sem cinta a meia altura = 10,2 m

b) com cinta a meia altura = 12,7 m

■ parede construída com blocos NÃO curados a vapor e sem abertura:

a) sem cinta a meia altura = 9,6 m

b) com cinta a meia altura = 12,0 m

■ parede construída com blocos NÃO curados a vapor e com aberturas:

a) sem cinta a meia altura = 8,4 m

b) com cinta a meia altura = 10,5 m

Respondido por Guilherme Parsekian, professor do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil e Coordenador do Laboratório de Sistemas Estruturais da UFSCar (membro do Comitê Editorial) ●

➤ Livros

Manual de obras rodoviárias e pavimentação urbana: execução e fiscalização

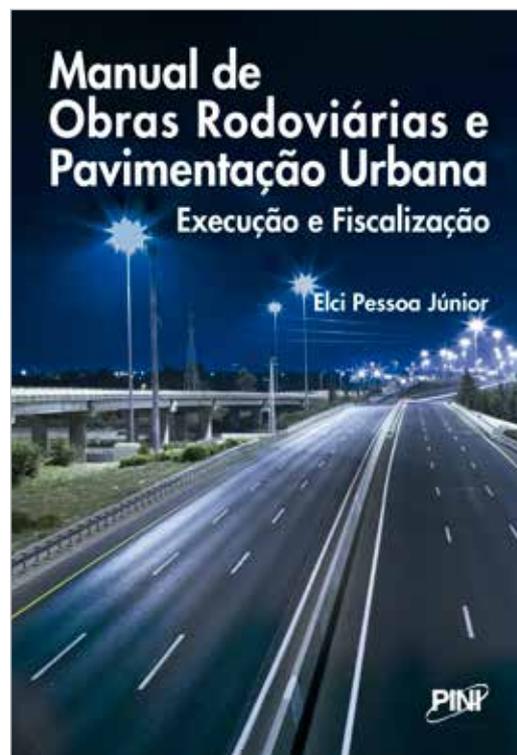
➔ Autor: Elci Pessoa Júnior ➔ Editora: Pini

Explica os procedimentos relacionados a cada uma das fases de execução das obras rodoviárias, desde a emissão da Ordem de Serviço, quando precisam ser revisados pontos específicos do projeto básico/executivo e a planilha orçamentária, até os procedimentos que antecedem o Termo de Recebimento da obra.

O manual aborda de forma simples, objetiva e abrangente a execução de obras rodoviárias, atendendo os anseios de contratantes, contratados e órgãos de fiscalização e controle dessas obras, objetivando um adequado gerenciamento das obras, de tal forma a oferecer à sociedade serviços com custos otimizados, qualidade, segurança e conforto.

O texto destaca as atividades que devem ser pessoalmente desempenhadas tanto por engenheiros que atuam nas empreiteiras quanto pelos que exercem a fiscalização dos serviços – empresas de consultoria e administração pública.

➔ Informações: www.pini.com.br



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

A INDÚSTRIA DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS NO BRASIL TEM VIABILIZADO IMPORTANTES PROJETOS.



As vantagens deste sistema construtivo, presente no Brasil há mais de 50 anos:

- Eficiência Estrutural;
- Flexibilidade Arquitetônica;
- Versatilidade no uso;
- Conformidade com requisitos estabelecidos em normas técnicas ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas);
- Velocidade de Construção;
- Uso racional de recursos e menor impacto ambiental.

CONHEÇA NOSSAS AÇÕES INSTITUCIONAIS E AS EMPRESAS ASSOCIADAS.

www.abcic.org.br


Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto



Pavimentos usuais de concreto para cargas simples

→ Autor: Jary de Xerez Neto → Editora: Pini

O livro mostra como efetuar o levantamento de dados de campo, junto ao cliente e à sua equipe técnica, para se executar o projeto de um pavimento ou para aproveitamento de pavimento existente, e segue com capítulos sobre cálculo e dimensionamento de pavimentos rígidos de concreto armado para diferentes capacidades de cargas usuais, segundo tabelas adotadas pelo DNIT.

Além de demonstrar exemplos reais de dimensionamento, o autor oferece uma farta quantidade de gráficos de tensões e tabelas práticas de cálculo, destinando a publicação a estudantes e profissionais de engenharia que se dedicam a projetos e cálculo de pavimentos rígidos.

→ Informações: www.pini.com.br

Cursos ABCP 2014
Agenda Nacional

- Intensivo de Tecnologia Básica do Concreto
- Laboratorista de Artefatos de Cimento
- Produção Otimizada e com Qualidade de Blocos de Concreto
- Projeto e Construção de Pavimentos Permeáveis
- Tecnologia de Pavimento de Concreto
- Diretrizes para Instalação de Indústria de Artefatos de Concreto
- Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto - Básico
- Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto - Avançado
- Tecnologia Básica das Paredes de Concreto
- Projeto Estrutural em Paredes de Concreto
- Execução de Edificações em Paredes de Concreto

Capacitação

Associação Brasileira de Cimento Portland

Informações:
www.abcp.org.br • cursos@abcp.org.br • Tel.: (11) 3760-5433 • 3760-5402

Seminário “Projeto, Construção, Sistemas Construtivos e Manutenção de Obras de Infraestrutura Viária e Mobilidade Urbana” na Brazil Expo Road 2014

A Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic) e o Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) marcaram presença na Brazil Expo Road 2014, evento do setor de infraestrutura viária e rodoviária, ocorrido de 9 a 11 de abril, no Transamérica Expo Center, em São Paulo. As entidades participaram conjuntamente

com um estande na Feira, onde puderam apresentar suas atividades e estreitar relacionamentos, e organizaram o Seminário “Projeto, Construção, Sistemas Construtivos e Manutenção de Obras de Infraestrut



Auditório lotado assiste palestra do presidente em exercício do IBRACON, Eng. Julio Timerman

tura Viária e Mobilidade Urbana” na Brazil Road Summit, programa de conferências técnicas do evento, que contou com cerca de 60 palestras sobre temas relacionados à infraestrutura viária e rodoviária. Com a coordenação técnica da Eng. Íria Doniak, presidente-executiva da Abcic, diretora de cursos e membro do Conselho Diretor do IBRACON, o Seminário, ocorrido no

dia 09 de abril, apresentou soluções de projeto e construção para novas obras de infraestrutura e metodologias de monitoramento, avaliação, recuperação e reaproveitamento de obras em operação.

CIMENTO NACIONAL. O CIMENTO COM A FORÇA DO BRASIL É SEMPRE UMA GARANTIA DE QUALIDADE NA SUA OBRA.



O **Cimento Nacional** tem maior rendimento na aplicação, com grande aderência, alta resistência, qualidade constante e uniforme. É cimento forte, moderno, de alta tecnologia, com a tradição do **Grupo Ricardo Brennard**.

Com o **Cimento Nacional** você tem qualidade superior e alta performance em todo tipo de aplicação.

www.cimentonacional.com.br
CAC - 0800 201 0021

**QUALIDADE
BRENNAND**
CIMENTOS



O Seminário foi iniciado com a palestra do Eng. Julio Timerman, diretor da Engeti e presidente em exercício do IBRACON, sobre o Sistema ABC (Construção Acelerada de Pontes), na terminologia em inglês. Antes de iniciar sua palestra, Timerman fez um alerta aos presentes: as normas técnicas brasileiras, que representam a cultura técnica de um povo, correm o risco de serem extintas, caso não sejam revisadas e atualizadas a cada cinco anos. Procedimento da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desde 2010 estabelece que as normas brasileiras com mais de cinco anos sem revisão podem ser submetidas a processos de extinção, caso não sejam criadas comissões para atualizá-las. Por isso, Timerman conclamou a comunidade técnica a participar das comissões da ABNT para revisão de nossas normas técnicas.

O Sistema ABC é um sistema construtivo com elementos pré-fabricados que vem sendo adotado em todos os estados norte-americanos para a construção de obras rodoviárias, sobretudo para alargamento ou substituição de viadutos, que parte do princípio de que industrializar, modular e padronizar os elementos construtivos reduz tempo e custo na construção, além de favorecer seu entorno, na medida em que tem menor impacto no trânsito e no meio ambiente. Num dos casos apresentados para ilustrar as vantagens do Sistema, o alargamento de um viaduto foi realizado com a montagem da laje e longarinas pré-fabricadas ao seu lado, posteriormente deslocadas para a posição. “Há casos relatados de pontes e viadutos que foram alargados em duas semanas com o uso do Sistema ABC, nos Estados Unidos”, informou Timerman.

Caso específico de reabilitação e alargamento de ponte foi exposto pelo Eng. Hugo Corres, diretor da FHECOR e professor na Universidade Politécnica de Madri, na Espanha. Ele trouxe o caso da ampliação dupla da Ponte de Los Santos, construída entre 1980 e 1985, com 150m de vão central e 75m de vãos laterais. Numa primeira fase, o estudo de corrosão de armaduras mostrou a viabilidade de ampliação da ponte e de extensão de sua vida útil em 75 anos. Em seguida, Corres descreveu o projeto e construção das estruturas necessárias para suportar um aumento de 6m de cada lado da ponte, que representou um sobrepeso de 50% da carga existente (veja detalhes em artigo nesta edição).

Na sequência, Gustavo Rovaris, engenheiro da Cassol Pré-Fabricados, patrocinadora do Seminário, apresentou

o case do Complexo Viário do Porto de Itaguaí, no Rio de Janeiro, formado por uma ponte ferroviária, uma ponte rodoviária e dois viadutos rodoviários. A obra demandou um volume de mais de seis mil metros cúbicos de concreto, com estacas pré-fabricadas centrifugadas de mais de 10 mil metros. Na obra foram utilizadas megavigas pré-fabricadas de concreto de até 64 toneladas, com 38 metros. Segundo Rovaris, o sistema industrializado é ideal para pontes e viadutos urbanos devido ao pouco espaço no canteiro de obras, além dos benefícios referentes ao menor prazo de execução. Abrindo o período vespertino de palestras, Hugo Corres retornou para apresentar exemplos de monitoramento estrutural, pontuando-os com preleções do tipo “os engenheiros sempre tiveram a necessidade de comprovar suas ideias” (Maillart e suas lajes sem vigas), e “a realidade é complexa, sendo a experimentação a única evidência, de modo que é preciso medir pouco, mas com qualidade” (Aeroporto de Barajas). Num exemplo em que esteve diretamente envolvido (Zaragoza Expo 2008 Pavilion Bridge), Corres mostrou o quanto a monitoração bem feita foi importante para a execução da ponte, que precisou ser empurrada sobre o rio. O palestrante foi responsável ainda por mais uma palestra no Seminário sobre tipologias e sistemas construtivos de pontes rodoviárias e ferroviárias. Fernando Rebouças Stucchi, diretor da EGT Engenharia e professor da Escola Politécnica da USP, ofereceu a contrapartida nacional para a construção de estruturas para os transportes elevados. Ele tratou dos projetos com vigas I na Linha 2 do Metrô de São Paulo (solução para tabuleiro com pré-laje e capa de concreto) e no Fura-Fila de São Paulo (solução para laje com vigas com nichos de solidarização), do projeto com vigas U para lajes plataforma na Estação Liberdade da Trensurb, no Rio Grande do Sul, do projeto com consolos sucessivos na Estação Tamandateí da Linha 2 do Metrô de São Paulo e da solução do monorail, também para o Metrô de São Paulo.



Da esq./dir.: Engs. Fernando Stucchi, Julio Calsinsky, Hugo Corres e Enio Pazini no estande ABCIC/IBRACON na Brazil Road Expo 2014

Complementando o enfoque estrutural nas apresentações no Seminário, Enio Pazini, professor da Universidade Federal de Goiás (UFG), contribuiu com sua visão de tecnólogo, abordando a durabilidade das estruturas de concreto de pontes. Segundo ele, as manifestações patológicas mais frequentes em pontes são: a corrosão de armaduras; as fissuras; a deterioração dos aparelhos de apoio; a

deterioração das juntas de dilatação; e a reação álcali-agregado. Esses problemas construtivos podem ser atacados em dois momentos distintos da obra: durante sua fase de projeto e construção, de forma preventiva, com projetos bem elaborados e com a qualidade de sua execução; e durante sua fase de uso e operação, de forma corretiva, com a devida e adequada manutenção. “É importante frisar que o custo total de uma obra é

a soma do custo para construí-la com o custo para mantê-la, e que esse custo será menor com o maior investimento na fase de projeto e execução, de modo que prevenir a ocorrência de manifestações patológicas”, relatou Pazini.

Por fim, coube ao Julio Calsinsky, engenheiro da Nemetscheck, tratar do tema em alta no mercado brasileiro da construção: o BIM para obras de infraestrutura. Segundo ele, o BIM (Building Information Modeling) é um processo onde o modelo em três dimensões da edificação é criado



Eng. Íria Doniak faz mediação dos debates com os palestrantes Hugo Corres (esq.), Julio Timerman e Gustavo Rovaris

e elaborado ao longo do tempo do projeto. Suas principais vantagens em relação ao CAD são: comportar facilmente mudanças no projeto, atualizando automaticamente os desenhos; menor necessidade de verificação para corrigir erros; apresentação de incompatibilidades entre os diversos projetos da edificação; e quantificação automática de materiais. Para Calsinsky,

a maior complexidade das obras e os prazos mais apertados para sua execução fazem do BIM um caminho sem volta.

O Seminário “Projeto, Construção, Sistemas Construtivos e Manutenção de Obras de Infraestrutura Viária e Mobilidade Urbana” contou com a participação de mais de 50 profissionais, que lotaram o auditório reservado para o evento. Por isso, segundo sua coordenadora técnica, Eng. Íria Doniak, ele foi o primeiro de uma série que a Abcic e o IBRACON esperam promover conjuntamente.

Soluções completas para qualquer tamanho de obra



Para pequenas ou grandes obras, você sempre pode contar com os produtos e serviços da Votorantim Cimentos. Uma solução de qualidade e tradição.



Encontro discute a verticalização urbana sustentável

Durante seis anos, entre 2004 e 2010, o Taipei 101 foi o edifício mais alto do mundo, com 508 metros. Atualmente, ele ocupa o terceiro lugar no ranking dos mais altos edifícios do mundo. Até 2020, seremos testemunhas do primeiro edifício com mais de um quilômetro de altura, a Kingdom Tower, em Jeddá, cidade da Arábia Saudita, como também de inúmeros edifícios com mais de 600 metros. Essas edificações, seus projetos, histórias e processos de viabilidade e construção, foram temas de debate no encontro profissional “Verticalização Urbana Sustentável”,



Auditório atento à palestra de Joseph Burns

ocorrido no dia 08 de abril na sede do Secovi, em São Paulo, que procurou discutir os diferentes aspectos dos edifícios altos e a sustentabilidade.

Com participação de 70 pessoas, o evento marcou o lançamento do capítulo brasileiro do CTBUH, conselho internacional dedicado a edifícios altos no habitat urbano, sendo

promovido por ele e pelo capítulo brasileiro da Fiafci (Federação Internacional das Profissões Imobiliárias), com apoio institucional da Abece, Asbea, IBRACON, Secovi-SP e Sinduscon-SP.

consultoria e projetos estruturais



viabilização de tráfego de cargas especiais

recuperação e reforço de edificações



adequação funcional de obras de arte

projetos de obras de arte



soluções de qualidade

www.engeti.eng.br

Avenida angélica, 1996, conj. 404 - Consolação, São Paulo - SP - CEP: 01228-200 Tel: (11) 3656.9289



Dividido em três painéis, “Edifícios altos e superaltos – o que está por vir pelo mundo e no Brasil”, “Megaestruturas inteligentes e eficientes – a engenharia dos novos arranha-céus” e “Taipei 101 – um case de sucesso”, o encontro contou com palestras de Joseph Burns (Thornton Tomasetti), Rafael Gomes de Oliveira (CTBUH), Paulo Helene (PhD Engenharia), Mario Franco (JKMF) e Cathy Yang (Taipei 101).

Para Burns, a construção de edifícios altos promove o encurtamento de distâncias ao concentrar população e serviços em espaços menores, beneficiando a mobilidade urbana. Essa tônica foi complementada por Rafael Gomes de Oliveira, para quem a tendência de verticali-

zação das cidades se apoia em três fatores: praticidade, qualidade de vida e segurança para os moradores.

Além disso, os arranha-céus simbolizam prestígio, prosperidade tecnológica e modernidade, servindo de marcos e pontos de referência para as cidades, sendo motivo de orgulho aos cidadãos. Diante disso, Ma-

rírio Franco e Paulo Helene lamentaram a legislação vigente em praticamente todo território brasileiro, que não permite a construção de grandes edifícios com mais de 200 metros de altura.

Apesar de mais caro, por exigir maior planejamento e recursos, segundo Cathy Yang, “o retorno é rápido e os benefícios à região são visíveis”.



Hamilton de França Leite Jr., diretor da Fiabci/Brasil, modera o debate entre os palestrantes Mario Franco (esq.), Joseph Burns e Paulo Helene

GRACE

RheoSet

www.grace.com

IBRACON no ConstruBR 2014

O Instituto Brasileiro do Concreto, juntamente com a Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic), participou do ConstruBR 2014, que aconteceu nos dias 23 e 24 de abril, no Expo Transamérica, em São Paulo. Voltado para empresários e executivos da cadeia produtiva da construção civil, o evento debateu as melhores práticas do setor e temas relativos à inovação, tecnologia e gestão, tendo em vista a produtividade.

O ConstruBR é resultado de uma parceria entre o Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de São Paulo (SindusCon-SP) e da Associação Brasileira da Indústria de Materiais de Construção (Abramat), e contou com o apoio



Os diretores do IBRACON, Hugo Rodrigues, diretor de Marketing, Inês Battagin, diretora técnica, e Íria Doniak, diretora de Cursos, em estande Abcic/IBRACON no ConstruBR

de mais de 50 entidades do setor.

O evento concentrou, num mesmo ambiente, congresso, feira e rodadas de negócios. Assistiram ao congresso mais de 500 profissionais, que contou com oito painéis, que discutiram, entre outros temas, “No limite do conhecimento – tendências, tecnologia e gestão para a construção civil” e “Como transformar o canteiro de obras em indústria”. A feira ocupou uma área de exposições de aproxima-

damente quatro mil metros quadrados e recebeu cerca de dois mil visitantes.

As palestras do congresso podem ser acessadas no site: www.construbr.com.



Paixão por construir

Inovação

A Holcim participa da obra da autoestrada **Arco Metropolitano**, no Rio de Janeiro, com o **Silimax** — um cimento especial, indicado para aplicações onde se necessita de um rigoroso controle de retração, com baixo calor de hidratação e excelente resistência a ambientes extremamente agressivos, bem como aos de elevada acidez.

Serão utilizadas 276 toneladas de Silimax no piso das 10 pontes metálicas, que vão interligar o Porto de Itaguaí ao COMPERJ - Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro.

Com a inovação do Silimax, nossa paixão por construir vai cada vez mais longe.

Curso de Capacitação em Inspeção de Estruturas de Concreto de Edificações

Parte do Programa Nacional de Redução de Riscos e Aumento da Vida Útil de Estruturas de Concreto (Programa Edificação + Segura), o Curso de Capacitação em Inspeção de Estruturas de Concreto inaugurou, dia 07 de maio último, sua primeira turma de alunos em São Paulo e, no dia 14 de maio, sua primeira turma em Porto Alegre.

O Programa Edificação + Segura é uma iniciativa da ABECE, da ALCONPAT Brasil e do IBRACON para desenvolver e implementar ações de capacitação, produção e difusão de conhecimento, em âmbito nacional, entre todos os agentes da cadeia produtiva da construção para reduzir os riscos de colapso ou de ocorrência de manifestações patológicas em estruturas de concreto.

Já, o Curso, uma das ações do Programa, objetiva capacitar os profissionais de engenharia e arquitetura para



Aula ministrada pelo Prof. Francisco Paulo Graziano, em São Paulo

FOTO: MARIA ANGELICA COVELO SILVA - NGL

realizarem a inspeção de estruturas de concreto de edificações em uso com o conhecimento necessário para o correto diagnóstico e a correta indicação de medidas corretivas ou preventivas requeridas, visando à segurança estrutural e à vida útil dessas edificações.

**SOMOS MAIS
DE 200 MILHÕES
TORCENDO PELO
BRASIL. E UMA
COMPANHIA
INTEIRA TORCENDO
POR VOCÊ.**



ITAMBÉ

cimentoitambe.com.br



Aula ministrada pelo Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, em Porto Alegre

Composto por oito módulos num total de 62 horas de aulas, ministradas por sete professores ligados às entidades promotoras, a turma de São Paulo é formada por 27 participantes, enquanto a de Porto Alegre, por 26 alunos. O perfil das turmas é assemelhado: engenheiros e arquitetos que atuam em projeto de estruturas, consultoria, empresas construtoras, avaliações e

perícias, empresas fabricantes de materiais e docentes de cursos de engenharia civil.

Nas palestras de abertura das turmas, diretores ligados às entidades promotoras destacaram o ineditismo do Programa e do Curso e sua importância frente o projeto de lei 3370/12, que tramita no Congresso Nacional e que deverá resultar na obrigatoriedade da realização de inspeções em edificações. Ressaltaram ainda a excelência do conteúdo do Curso, que deve ser a base para uma norma

que defina requisitos de qualificação profissional para inspeção de estruturas e que permitirá a estruturação de um sistema de certificação para esses profissionais. Novas turmas devem ser formadas a partir de fevereiro de 2015. O Comitê Gestor do Programa avalia também a possibilidade da expansão do Curso para outras cidades.



Conheça as soluções MC para Fundações de Concreto.

Aditivos para Concreto | Sistemas de Injeção | Impermeabilizantes

A construção de fundações de concreto exige cuidados com a tecnologia do concreto e com a estanqueidade da estrutura. A MC conta com os mais modernos aditivos, desde plastificantes da linha **Muraplast** e estabilizadores **Centrament Stabi**, ideais para produção de estacas hélice contínua em solos com condições adversas, até superplastificantes base PCE da linha **MC-PowerFlow**, indicados para produção de estacas pré-moldadas. Além disso conta com sistemas de injeção da linha **MC-Injekt** para recuperação e selamento de trincas e o cristalizante **XYPEX**, que pode ser adicionado diretamente no concreto, impermeabilizando e aumentando a durabilidade da estrutura desde o início. Conheça mais sobre nossas soluções através do site: www.mc-bauchemie.com.br

MC-Bauchemie - Innovation in building chemicals

Aditivos para Concreto | Produtos de Obra | Sistemas de Injeção | Impermeabilização e Proteção | Recuperação Estrutural | Pisos Industriais



Pré-fabricados de concreto: uma abordagem completa da fábrica aos canteiros de obras

O curso mostra uma visão sistêmica do processo construtivo com pré-fabricados de concreto: projeto, produção, montagem e suas interfaces, controle de qualidade, normalização, Selo de Excelên-

cia Abcic, sustentabilidade e BIM (Building Information Modeling).

Palestrante: Carlos Franco (CAL-FAC Consultoria e Engenharia)

Data: 16 de setembro | **Local:** Brasília-DF

Data: 4 de novembro | São Paulo-SP

Carga horária: 8 horas

Promoção: Abcic

➔ **Informações:** www.abcic.org.br

Sustentabilidade na Construção Civil

O curso apresenta uma visão sistêmica da sustentabilidade na construção civil, com a introdução do conceito de sustentabilidade, da normalização pertinente e do sistemas de certificação e a aplicação do conceito de sustentabilidade à construção

civil, às estruturas de concreto e aos materiais constituintes do concreto.

Palestrantes: Eng. Paulo Helene (PhD) e Eng^a Íria Doniak (ABCIC)

Data: 8 de outubro

Local: Centro de Convenções de Natal, RN

(durante o 56º Congresso Brasileiro do Concreto)

Carga horária: 4 horas

Promoção: IBRACON

➔ **Informações:** www.ibracon.org.br

Estruturas pré-fabricadas de concreto

O curso oferece uma visão sistêmica do sistema construtivo com pré-fabricados de concreto: considerações sobre projeto, normalização, logística, controle de qualidade, tecnologia e aplicações.

Palestrantes: Íria Doniak (Abcic) e Carlos Franco (CAL-FAC Consultoria e Engenharia)

Data: 9 de outubro

Local: Centro de Convenções de Natal, RN

(durante o 56º Congresso Brasileiro do Concreto)

Carga horária: 8 horas

Promoção: IBRACON

➔ **Informações:** www.ibracon.org.br



A experiência de quem saber fazer.

A Mega Concreto chega com uma equipe motivada e liderada por profissionais experientes que gostam de desafios. Não é a toa que muitas das histórias do concreto no Brasil foram escritas por eles e pelo visto escreverão muitas mais.

Nossa estrutura

- 120 m³/h de produção de concreto de qualidade.
- Produção e entregas informatizadas.
- Precisão e rapidez no atendimento.
- Estrutura eficiente de pós-venda.
- Soluções para obras de pequeno, médio e grande porte.
- Usinas de canteiro.

11 3616.2244 www.megaconcreto.com.br



André PACHECO DE ASSIS

Formado em Engenharia Civil pela Universidade de Brasília (UnB), em 1980, especializou-se em Geotecnia, trabalhando no escritório da Themag Engenharia em Brasília, de 1979 a 1984, onde participou do projeto da usina hidrelétrica de Tucuruí, e concluindo seu doutorado na Universidade de Alberta, em 1990.

Desde 1989, é professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Brasília, onde desenvolve pesquisas sobre mecânica de rochas, geotecnia aplicada à mineração e obras subterrâneas, de terra e enrocamento.

Foi presidente do Comitê Brasileiro de Túneis, de 1998 a 2002, da International Tunnelling and Underground Space Association (ITA), de 2001 a 2004, e atualmente é presidente da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).



IBRACON – QUAIS OS MOTIVOS QUE O FIZERAM CURSAR ENGENHARIA CIVIL NA GRADUAÇÃO E SE ESPECIALIZAR EM GEOTECNIA?

PACHECO DE ASSIS – Na década de 70, o Brasil tinha um volume enorme de obras, o que mexia com os jovens: queríamos trabalhar com infraestrutura! Certamente, minha decisão foi no sentido de fazer parte da construção de obras que levassem à melhoria da qualidade de vida do país. Por ser a engenharia civil um campo muito amplo, na faculdade fui descobrindo disciplinas que eu nem sabia que existiam, como a geotecnia, com a mecânica dos solos e das rochas e as obras geotécnicas. Por alguma razão, creio que por influência de professores e palestrantes, resolvi ir para a área, principalmente também por conta das barragens. Fui para a geotecnia visando à engenharia de barragens, que, naquela época, era o grande orgulho da engenharia brasileira: a construção de barragens entrava nas casas dos brasileiros, via jornais televisivos, como uma coisa boa, positiva, que todos tinham orgulho. Hoje, parece acontecer o contrário: qualquer grande obra de infraestrutura é muito questionada, com um viés bastante negativo por parte da sociedade.

IBRACON – QUAIS AS RAZÕES PARA ESSE VIÉS NEGATIVO DA SOCIEDADE EM RELAÇÃO ÀS GRANDES OBRAS DE ENGENHARIA?

PACHECO DE ASSIS – Toda sociedade moderna precisa de grandes obras de infraestrutura para produção de energia, para transporte etc. Mas, para tudo o que é feito pelo homem existem pontos positivos e negativos. Hoje, existe uma tendência para se focar mais os malefícios do que os benefícios das obras. Por um lado, os grupos organizados que difundem os impactos negativos das grandes obras têm muita força e pouca necessidade de provar o que dizem. Qualquer coisa que falam é publicada. Por outro lado, as associações de engenharia são muito tímidas, não reagindo à altura com o lado positivo das obras. Veja-se

o caso da matriz hidrelétrica brasileira, predominante na geração de energia elétrica no país, ser motivo de elogio ao Brasil pelo resto do mundo, por ser uma fonte limpa de produção de energia, exceto no próprio Brasil.

IBRACON – QUE LIÇÕES VOCÊ APRENDEU EM SUA RÁPIDA PASSAGEM DE QUATRO ANOS PELA THEMAG ENGENHARIA, ONDE PARTICIPOU DO PROJETO DA UHE TUCURUÍ, ESTUDO DE INVENTÁRIO E VIABILIDADE DO MÉDIO TOCANTINS E DO ESTUDO DA FUNDAÇÃO ROCHOSA DA UHE PEIXE, ENTRE OUTROS?

PACHECO DE ASSIS – Por exigência da Eletronorte, com sede em Brasília, a Themag Engenharia, envolvida no projeto da usina hidrelétrica de Tucuruí, teve que abrir um escritório na capital federal. Vieram para este escritório cerca de 400 profissionais, dos quais mais de 200 eram engenheiros, profissionais de altíssimo nível, a maioria de São Paulo. Nesta época, faltando apenas um ano para me formar na Universidade de Brasília, ganhei uma das duas vagas de estagiário na empresa, vindo a ser junto com outro estagiário os primeiros não paulistas contratados pela Themag em Brasília.

Fiz estágio de um ano e depois trabalhei como profissional por mais quatro anos em projetos de barragens. A experiência na Themag foi a melhor possível porque foi uma época de muitas obras e muito trabalho e porque existia uma interação e integração entre os diversos níveis de engenharia na empresa. O engenheiro sênior preocupava-se com a formação profissional dos engenheiros júniores. Sentíamos parte de uma equipe completamente integrada. Havia inclusive uma filosofia na empresa de que seus profissionais preparassem trabalhos para congressos, como os do IBRACON, da ABMS, do CBDB etc. Dessa forma, o trabalho na Themag foi uma escola.

IBRACON – O QUE O LEVOU, TÃO CEDO, A INGRESSAR NA CARREIRA ACADÊMICA, INDO FAZER

“ FUI PARA A GEOTECNIA VISANDO À ENGENHARIA DE BARRAGENS, QUE, NAQUELA ÉPOCA [DÉCADA DE 70], ERA O GRANDE ORGULHO DA ENGENHARIA BRASILEIRA ”

“ NO EXTERIOR, PRINCIPALMENTE
NA AMÉRICA DO NORTE, A
FILOSOFIA É DE QUE TODO
PROFESSOR UNIVERSITÁRIO
PRECISA TER UM VÍNCULO
COM A INDÚSTRIA ”

PÓS-GRADUAÇÃO NA UNIVERSIDADE DE ALBERTA, NO CANADÁ?

PACHECO DE ASSIS – Desde o início, eu não queria ser um recém-formado fazendo mestrado. Queria trabalhar para entender as peculiaridades da minha profissão e, quando fosse fazer o mestrado ou doutorado, já saber o porquê eu estava ali. Quando chegou a hora, eu já era casado. Aí, juntei duas coisas na escolha: o interesse de ter uma experiência no exterior e o fato de ser mais financeiramente compensador eu ir estudar no exterior. No Brasil, teria que continuar trabalhando, o que faria com que não me dedicasse integralmente à pós-graduação. Na época, estudei três ou quatro universidades no exterior e pesei o melhor benefício. Todas eram muito boas, mas em Alberta havia algumas características interessantes: ela já era uma universidade famosa, com professores de renome internacional na área de engenharia civil, com

um bom currículo profissional, com pesquisas científicas de ponta ou aplicadas, e oferecia um acolhimento muito bom, com uma vila universitária para estudantes casados. No final, a escolha se mostrou acertada: lá, encontrei outros oito engenheiros brasileiros fazendo doutorado em geotecnia, o que mostrava ser um bom curso.

IBRACON – JÁ NA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, EM 1989, ALÉM DAS AULAS NA GRADUAÇÃO E NA PÓS-GRADUAÇÃO NA ÁREA DE GEOTECNIA, VOCÊ PRESTOU CONSULTORIA PARA EMPRESAS, COMO A MINERAÇÃO VALE DO JUCURICI, METRÔ DO DISTRITO FEDERAL, MINERAÇÃO TRINDADE E COMPANHIA VALE DO RIO DOCE. CONTE-NOS UM POUCO SOBRE ESSAS CONSULTORIAS, QUAIS OS DESAFIOS QUE TROUXERAM NA ÉPOCA.

PACHECO DE ASSIS – Foi muito importante a lição



Barragem da
Usina Hidrelétrica
de Tucuruí



Barragem de rejeitos construída por deposição hidráulica

acadêmica que trouxe do doutorado. No exterior, principalmente na América do Norte, a filosofia é de que todo professor universitário, para ser uma referência, além de seu trabalho acadêmico, precisa ter um vínculo com a indústria. Algumas universidades premiam seus professores que buscam recursos na indústria. Morei no Canadá por cinco anos e ajudei, neste período, os professores a angariar fundos para a pesquisa com a iniciativa privada, bem como a trazer os problemas da indústria para dentro da universidade. Eu vim com essa cabeça para o Brasil.

Quando cheguei na Universidade de Brasília, em 1989, busquei parcerias com empresas que tinham interesse em investir na universidade. Esta não era uma postura rotineira do mercado brasileiro – a indústria trabalhando em parceria com a universidade. Geralmente, os professores buscam recursos para as pesquisas nos órgãos governamentais.

No Canadá, havia uma forte cooperativa de indústrias de mineração que apoiava algumas universidades com verbas de pesquisas, desde que elas gerassem produtos para o setor de mineração. Por isso, comecei buscando apoio das mineradoras, já que o Brasil é também um país de forte apelo mineral. As primeiras parcerias foram muito difíceis porque o setor de mineração brasileiro olhava as universidades com muita reserva, questionando se os pesquisadores seriam capazes de entregar os resultados de que precisavam, ou se conseguiriam entregar esses resultados nos prazos. Nosso acordo inicial foi o de pagar as despesas diretas dos pesquisadores que realizavam seus trabalhos dentro das empresas mineradoras. Assim que conseguimos os primeiros resultados, criamos a postura profissional de imediatamente reportá-los para as indústrias que nos subsidiavam. Dessa forma, as empresas começaram a vislumbrar que o investimento seria

“ POR UM PERÍODO DE QUASE DEZ ANOS, TIVE UMA ATIVIDADE MUITO FORTE COM A GEOTECNIA LIGADA À MINERAÇÃO, COMO AS BARRAGENS DE REJEITOS ”

*ATUALMENTE FIB (FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO)

“ O SOLO TROPICAL POROSO, CARACTERÍSTICO DO SUDESTE E CENTRO-OESTE, PODERIA TRAZER MAIS RECALQUES INDUZIDOS PELA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS DO QUE PREVIAM AS TEORIAS CONVENCIONAIS ”

interessante. Por um período de quase dez anos, eu tive uma atividade muito forte relacionada com a mineração, principalmente com as mineradoras citadas, com alunos trabalhando com a geotecnia ligada à mineração, como as barragens de rejeitos.

IBRACON – COMO ERAM DEFINIDOS OS TEMAS E PROJETOS DE PESQUISAS? AS EMPRESAS OPINAVAM SOBRE ELAS DE QUE FORMA?

PACHECO DE ASSIS – Apresentávamos os projetos de interesse dos pesquisadores da Universidade. Os industriais escolhiam, para aporte financeiro, aqueles projetos que pareciam para eles, naquele momento, importantes porque poderiam gerar soluções técnicas para problemas que vinham tendo.

IBRACON – QUAIS OS PRODUTOS QUE FORAM APLICADOS NAS EMPRESAS GERADOS DESSAS PARCERIAS?

PACHECO DE ASSIS – Houve vários, mas vou citar dois em particular. Um ligado à mineração: conseguimos entender os mecanismos de disposição hidráulica das barragens de rejeitos. Verificamos quando os métodos de projeto eram ou não adequados e, no caso de não serem adequados, introduzimos o conceito de análise de risco. Ou seja, quando os métodos de projeto convencionais não eram suficientes, o que deveria ser feito para contemplar uma análise de riscos daquelas estruturas, o que se tornou uma prática do mercado.

No caso do Metrô de Brasília, não só prestamos serviços para as obras com ensaios de laboratório, mas tivemos a oportunidade de analisar todos os dados de instrumentação de comportamento da construção do metrô. Com isso, pudemos analisar o comportamento da construção dos túneis em Brasília e verificar que o solo tropical poroso, característico do Sudeste e Centro-Oeste brasileiro, poderia trazer alguns tipos de comportamentos

que não eram ainda contemplados na literatura convencional de túneis. Poderia se ter mais recalques induzidos pela construção de túneis do que previam as teorias convencionais de construção de túneis, dadas as características deste tipo de solo. Isso foi amplamente estudado e divulgado, inclusive internacionalmente.

IBRACON – ATUALMENTE, EXISTEM AINDA ESSAS PARCERIAS COM EMPRESAS NA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA?

PACHECO DE ASSIS – Essas parcerias começaram nos anos 90, cresceram bastante por uns vinte anos, mas ultimamente recuaram, porque o Ministério Público tem entendido que elas violam a dedicação exclusiva. Fui professor convidado na Universidade de Nevada, nos Estados Unidos, e na Escola Politécnica de Lausanne, na Suíça, e também presidente de uma associação internacional presente em mais de 50 países. Posso dizer que o caminho a ser seguido pelas universidades brasileiras é o caminho da interação universidade-empresa. No entanto, nos últimos anos esse caminho tem sido dificultado pela falta de compreensão de que essas parcerias entre empresas e universidades são benéficas para ambos os lados. Em alguns estados, o Ministério Público entende que a parceria é positiva, deixando que as universidades realizem o trabalho adequadamente, enquanto que, em outros, como Brasília, este trabalho é dificultado por um trabalho burocrático desumano, que exige que se gaste mais tempo com ele do que fazendo o que interessa, que é a pesquisa.

IBRACON – COM SUA LARGA EXPERIÊNCIA DE PROFESSOR NA GRADUAÇÃO E PÓS-GRADUAÇÃO NA UNB, VOCÊ DIRIA QUE O ESTUDANTE SAI BEM FORMADO PARA O MERCADO DE TRABALHO NA ÁREA DE GEOTECNIA? CASO ELE QUEIRA TRABALHAR, POR EXEMPLO, NUMA EMPRESA DE FUNDAÇÕES,

O QUE ELE PRECISARÁ FAZER, EM TERMOS DE QUALIFICAÇÃO, PARA ATUAR RESPONSAVELMENTE E A CONTENTO NA ÁREA?

PACHECO DE ASSIS – Nos anos 80, época em que fui estudar no exterior, houve um programa governamental de incentivo à pós-graduação, tanto no país quanto no exterior. O Brasil estava numa crise danada, com a engenharia civil estagnada. Mas, chegamos a ter 10 mil profissionais fazendo mestrado ou doutorado no exterior em todas as áreas. O resultado disso foi que grande parcela desses profissionais retornou ao país e reforçou os programas de pós-graduação das universidades brasileiras. Antes disso, as universidades de referência no país eram a Universidade de São Paulo (USP) e a Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), que tinham boas equipes e bons cursos de graduação e de pós-graduação. Com a volta desses profissionais do exterior, surgiu uma constelação de universidades brasileiras que disputam por alunos e recursos entre si.

Eu me formei na Universidade de Brasília em 1980 e dou aula nela desde 1990. Posso dizer que o curso de engenharia civil hoje na UnB é infinitamente melhor do que aquele que eu tive, porque, como eu, vários colegas trouxeram a formação recebida no exterior.

Respondendo diretamente sua pergunta: hoje nossos alunos saem muito bem formados. Um problema que tínhamos no passado recente – a baixa qualidade dos alunos –, não existe hoje, porque a engenharia civil voltou a atrair o interesse dos jovens, fazendo trinta a quarenta alunos brigarem por uma vaga, trazendo para os cursos, tantos das universidades federais quanto das universidades privadas, alunos excelentes.

Agora, é claro que a engenharia requer do profissional um período de prática profissional, para que ele consiga juntar a base teórica aprendida na universidade (a universidade não dá prática, mas teoria, ensinando o aluno a pensar) com o lado prático da profissão de engenheiro. Este

período está atualmente muito curto, justamente em razão da falta de engenheiros nas empresas, fazendo com que os jovens engenheiros cheguem muito rapidamente a cargos elevados, nem sempre perfeitamente maduros. Este é um problema momentâneo da retomada da engenharia civil no país, porque falta uma geração inteira de engenheiros entre os formados na minha época e os que estão se formando hoje. A solução para isso são cursos de treinamento de curta duração. Hoje, o profissional tem que fazer cursos oferecidos pelas associações e estas precisam estar preocupadas em oferecer cursos de qualidade para diminuir essa lacuna. Porque aquele aprendizado que eu tive na Themag, como lhe falei, onde meu chefe estava preocupado com minha formação e o superior dele estava preocupado com sua formação, para ele avançar nos quadros da empresa, não temos hoje nas empresas, por falta de tempo, por falta de capacidade profissional, por falta de número suficiente de profissionais nas empresas. Hoje, o mercado é extremamente competitivo e carece de profissionais. Então, as empresas têm investido em treinamento de seus quadros.

IBRACON – COMO PRESIDENTE DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS (ABMS) E EX-PRESIDENTE DA INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION (ITA) E DO COMITÊ BRASILEIRO DE TÚNEIS, QUAL É O PAPEL DAS ENTIDADES DO SETOR CONSTRUTIVO NA QUALIFICAÇÃO PROFISSIONAL E NA DISSEMINAÇÃO DO CONHECIMENTO?

PACHECO DE ASSIS – As associações de profissionais têm um papel fundamental e emblemático: a distribuição do conhecimento. As associações raramente geram conhecimento. Mas, o que fazem é, através de seus grupos de trabalho e profissionais voluntários, juntar as experiências e transformá-las em diretrizes de projeto, em manuais de boas práticas etc.

“ FALTA UMA GERAÇÃO INTEIRA DE ENGENHEIROS ENTRE OS FORMADOS NA MINHA ÉPOCA E OS QUE ESTÃO SE FORMANDO HOJE ”

“ ENQUANTO ASSOCIAÇÃO TEMOS QUE TER UMA BOA COMUNICAÇÃO COM A SOCIEDADE, OS TOMADORES DE DECISÃO E OS ÓRGÃOS PÚBLICOS, PARA LHEM MOSTRAR OS ASPECTOS POSITIVOS DAS OBRAS DE INFRAESTRUTURA ”

No Brasil, as associações produzem materiais técnicos num ritmo menor do que o visto nas associações internacionais. A Associação Internacional de Túneis tem uma preocupação constante de gerar documentos técnicos, para serem repassados, mesmo que de forma gratuita, para qualquer pessoa, porque o conhecimento tem que ser disseminado. Então, o emblema das associações é a troca de conhecimentos entre seus associados para melhorar a qualidade da engenharia no geral.

Mas, temos que melhorar a comunicação com nossos associados. No passado, a comunicação resumia-se em promover um congresso e em produzir livros e práticas recomendadas. Mas, hoje temos que descobrir novos meios de se comunicar com a nova geração, que é mais dinâmica e tem novas formas de receber a informação. A comunicação tem papel fundamental, porque, para

distribuir adequadamente o conhecimento, é preciso comunicá-lo bem.

Por outro lado, retornando ao começo de nossa conversa, temos, enquanto associação, que ter uma boa comunicação com a sociedade, os tomadores de decisão e os órgãos públicos, para lhes mostrar os aspectos positivos das obras de infraestruturas propostas. Hoje, não basta a comunicação adequada com os pares, mas é preciso a comunicação adequada para atingir o público em geral, para que, quando receberem um pacote de obras, eles tenham confiança na engenharia.

IBRACON – POR QUE AS ASSOCIAÇÕES INTERNACIONAIS DE PROFISSIONAIS SÃO MAIS PRODUTIVAS DO QUE AS NACIONAIS?

PACHECO DE ASSIS – É uma questão cultural. Na Europa, a associação profissional é muito valorizada pelos próprios



Frente de obras no túnel do Metrô do Distrito Federal



Operários posicionam a armação em poço de fundação em hélice contínua

profissionais: existe uma simbiose entre seus interesses pessoais e seus interesses em divulgar seus conhecimentos para a sociedade. Na Ásia, as associações têm uma importância quase governamental: quando visitei a Rússia e o Japão como presidente da ITA, fui recebido pelo ministro de obras desses países, dada a importância que aquelas sociedades dão para as associações. Nesses países, quem faz a inscrição dos profissionais para participarem de congressos, como o Congresso Internacional de Túneis, são as associações de profissionais. Já, na América do Norte, o pragmatismo dos americanos faz eles raciocinarem na conta do que eles darão e o que receberão das associações. Na América Latina, existe uma espécie de descrença em relação ao corporativo.

IBRACON – A ENGENHARIA NACIONAL DE FUNDAÇÕES TEM ACOMPANHADO O AVANÇO

TECNOLÓGICO INTERNACIONAL? QUAIS MÁQUINAS, EQUIPAMENTOS E SISTEMAS DE ÚLTIMA GERAÇÃO, MAIS SUSTENTÁVEIS, SÃO PROMESSAS DE FUTURO NO PAÍS E NO EXTERIOR? QUAIS JÁ SÃO REALIDADE NO BRASIL? DE UMA MANEIRA GERAL, COMO OCORRE A TRANSFERÊNCIA DE TECNOLOGIA DE FORA PARA DENTRO DO PAÍS?

PACHECO DE ASSIS – Do ponto de vista teórico, a engenharia de fundações foi o primeiro ramo da engenharia civil a se consolidar, chegando primeiramente nas escolas e nos livros, porque a demanda por fundações sempre foi muito grande, o que fazia valer a pena as pessoas estudarem o assunto. No Brasil, temos uma série de métodos que foram desenvolvidos por brasileiros, derivações de teorias mais generalistas, que são amplamente aplicados no país e no exterior. De modo que, o conhecimento teórico se consolidou há

“ A ÁREA TECNOLÓGICA DE MAQUINARIA TEM AVANÇADO MUITO NOS ÚLTIMOS ANOS. A INTRODUÇÃO DE NOVOS EQUIPAMENTOS É A GRANDE NOVIDADE ”

“ AO ESCAVAR, GERA-SE UMA PAREDE IRREGULAR, A QUAL É MOLDADA INTEGRALMENTE PELO CONCRETO, O QUE É BOM PORQUE NÃO DEIXA VAZIO, MAS É MELHOR PORQUE AUMENTA A CAPACIDADE DE INTERAÇÃO ENTRE O SOLO E A ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO ”

muito tempo e vem aumentando gradativamente suas fronteiras, sem avanços notáveis nos últimos anos. Agora, a área tecnológica de maquinaria tem avançado muito nos últimos anos. A introdução de novos equipamentos é a grande novidade. Há vinte anos, a escavação de uma fundação era manual: o profissional escavava o buraco e depois executava sua concretagem, para fazer o elemento de escavação. Hoje, temos máquinas escavadoras e cravadoras de estacas pré-fabricadas, que representam um avanço enorme, no Brasil e no exterior. Aqui, na ABMS, nosso grupo de Minas Gerais promove todo ano, no mês de outubro, um workshop dedicado às máquinas de cravação de elementos de fundação.

Mais recentemente, tivemos alguns aportes teóricos de teses desenvolvidas em universidades, onde houve uma mudança de enfoque: ao invés de pensar sobre os métodos tradicionais de cravação, desenvolveu-se uma teoria baseada na energia usada para cravar, para verificação de qual método funciona e qual não funciona. Recentemente, uma tese de doutorado do engenheiro Carlos Medeiros ganhou a premiação concedida pela ABMS em 2012 (ver artigo nesta edição).

IBRACON – QUAIS AS VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS FUNDAÇÕES FEITAS DE CONCRETO? COMO A EVOLUÇÃO DA TECNOLOGIA DO CONCRETO TEM CONTRIBUÍDO PARA O DESENVOLVIMENTO DO MERCADO DAS FUNDAÇÕES NO PAÍS?

PACHECO DE ASSIS – Pela parte das fundações escavadas e concretadas “in loco”, uma das grandes vantagens do concreto é que ele se molda ao terreno, que funciona como fôrma. Ao escavar um solo ou rocha, gera-se uma parede irregular, a qual é moldada integralmente pelo concreto, o que é bom porque não deixa vazio, mas é melhor porque aumenta a

capacidade de interação entre o solo e a estrutura de fundação, contribuindo para uma capacidade maior de carga. Essa capacidade do concreto de se adaptar à escavação, como ocorre também com o concreto projetado em túnel (sobre as irregularidades da escavação em solo ou rocha, o concreto é projetado formando uma casca homogênea e perfeitamente integrada com o maciço) é uma característica que merece ser destacada.

No concreto cravado, a vantagem está no custo, comparada com as fundações metálicas; além da tradição do país em estacas de concreto, que não pode ser jogada fora.

A tecnologia do concreto tem evoluído muito e ajudado a engenharia de fundações. No caso das fundações moldadas “in loco”, ao mesmo tempo, existe a necessidade de um material plástico no momento de seu bombeamento para dentro do maciço e de um material resistente em seu estado endurecido. Essas são duas propriedades antagônicas, perfeitamente controláveis com o uso de aditivos, que possibilitam manter por mais tempo a plasticidade do material ou obter, por outro lado, um alto percentual de sua resistência aos 28 dias em poucos dias.

IBRACON – HÁ UMA BOA RELAÇÃO ENTRE OS GEOTÉCNICOS E OS TECNOLOGISTAS?

PACHECO DE ASSIS – Creio que ainda não. Precisamos trabalhar mais próximos. De uma forma geral, os tecnólogos, os projetistas e os geotécnicos estão no mesmo produto, mas trabalham separadamente. A boa interação é muito mais pessoal (quando os profissionais são pessoas de mente aberta, capazes de enxergar os aspectos positivos da interação) do que social. As associações têm estreitado suas relações nos últimos anos, mas é preciso investir mais na interação dos profissionais afins.

IBRACON – DO PONTO DE VISTA DO AVANÇO DO CONHECIMENTO E DA TECNOLOGIA SOBRE FUNDAÇÕES DE CONCRETO NO PAÍS, QUAIS SÃO OS TIPOS DE OBRAS MAIS DESAFIADORES, QUE IMPULSIONAM A EXPERTISE DOS ENGENHEIROS GEOTÉCNICOS? COMO ESSES EMPREENDIMENTOS TÊM FEITO AVANÇAR A ENGENHARIA NA ÁREA?

PACHECO DE ASSIS – Estamos numa fase desafiadora porque as obras hoje em dia deixaram de ser simples. Quando cruzo uma Serra do Mar, em que sou obrigado a ter túneis longos, com pilares de mais de 70 metros de altura e muito espaçados entre si, por causa das restrições ambientais, onde será preciso utilizar um concreto de alta resistência ou de alto desempenho, isto traz um desafio para o geotécnico, porque ele vai ter que projetar uma fundação de acordo com essas características da obra.

Veja a construção de barragens. As feitas nos anos 70 eram barragens nos melhores sítios geológicos. Hoje, as barragens são colocadas nos terrenos que restaram. Em Mato Grosso, existem barragens de concreto fundadas em areia – então, o geotécnico tem que ajudar aquela areia a dar suporte a uma estrutura de concreto, com injeção de calda de cimento no solo ou nas fissuras da rocha.

Hoje, as obras são complexas e a demanda é grande por obras de infraestrutura, exigindo mais dos tecnólogos, projetistas e geotécnicos, cada um tendo que “dar seus pulos”, como diz um colega. Portanto, a integração é fundamental para afinar as soluções otimizadas de engenharia.

IBRACON – NO QUESITO NORMALIZAÇÃO TÉCNICA, QUAL É SUA AVALIAÇÃO DAS NORMAS BRASILEIRAS DE FUNDAÇÕES? ELAS TÊM ACOMPANHADO A EVOLUÇÃO TECNOLÓGICA E O CONHECIMENTO TÉCNICO NA ÁREA? COMO VÊ A PARTICIPAÇÃO DAS

ENTIDADES NOS TRABALHOS DE NORMALIZAÇÃO TÉCNICA NO BRASIL? ESPECIALMENTE CONSIDERANDO AS NORMAS BRASILEIRAS DE SOLOS E DE FUNDAÇÕES, DE QUE FORMA A ABMS PARTICIPA DESSE TRABALHO?

PACHECO DE ASSIS – As normas de fundações estão bem atualizadas, mas as normas de solos experimentaram um retrocesso, porque eram muito antigas e não tiveram atualização, de modo que, neste momento, a ABNT está cancelando essas normas. Hoje, praticamente estamos sem normas de solo, que regula um trabalho importante. A normalização é importante para uniformizar a linguagem, de maneira que, quando falo de uma propriedade, todos da área entendem a mesma coisa. A ABMS dispõe de profissionais que trabalham conjuntamente com a ABNT toda vez que uma norma entra em processo de revisão, ou de cancelamento, ou de substituição etc. Neste momento, a ABMS e a ABEF (Associação Brasileira das Empresas de Fundações) estão trabalhando na revisão de um livro sobre fundações e participando da Comissão de Estudo da norma de tirantes, que envolve conhecimentos geotécnicos e de tecnologia do concreto, porque a maioria dos tirantes é ancorada às rochas ou solo através de caldas químicas ou de cimento.

IBRACON – NO EDITORIAL DO PROF. ANTONIO FIGUEIREDO, DA ESCOLA POLITÉCNICA, NESTA EDIÇÃO, ELE CHAMA A ATENÇÃO DOS GEOTÉCNICOS PARA QUE, NO ANO QUE VEM, QUANDO A NORMA DE FUNDAÇÕES DE CONCRETO FOR ATUALIZADA, SEJA CONSIDERADA A AGRESSIVIDADE DO MEIO PARA A DOSAGEM DO CONCRETO DA FUNDAÇÃO, COMO FORMA DE AUMENTAR A DURABILIDADE DESSES ELEMENTOS. VOCÊ CONCORDA COM ELE?

PACHECO DE ASSIS – Concordo. Existem muitos pontos na norma de fundações de concreto que precisam

“ ESTAMOS NUMA FASE DESAFIADORA PORQUE AS OBRAS HOJE EM DIA DEIXARAM DE SER SIMPLES ”

“ COMO A NORMA É UM ANSEIO DA SOCIEDADE, NA MAIORIA DAS VEZES O ACORDO NÍVELA-SE PELO “STATUS QUO” ”

ser atualizados com o conhecimento de vanguarda. Mas, como a norma é um anseio da sociedade e dos profissionais representantes de segmentos do setor construtivo, nem sempre se chega num acordo e, quando se chega, na maioria das vezes não se nivela por cima, mas pelo “status quo”. Por isso, demora-se um pouco de tempo até que alguns avanços sejam incorporados.

IBRACON – POR FIM, O QUE GOSTA DE FAZER EM SEU TEMPO DE LAZER? QUAIS SEUS HOBBIES?

PACHECO DE ASSIS – Eu tenho dois hobbies que me distraem de minha vida corrida e profissional. O que

começou primeiro foi a fotografia, não só de tirar fotografias, mas também de mexer com suas imagens. Tenho bons equipamentos, tenho algum conhecimento – já fiz cursos e fui a algumas palestras. Fotografar me dá um grande prazer, estando ligado aos meus sentimentos. Mas, tudo de forma privada – o máximo que faço é passar para alguns amigos.

O outro hobbie, que é uma massagem para a alma, é a motocicleta. Viajo, pelo menos, uma vez por ano de moto com a esposa, filhos e amigos, para lugares bonitos. Como dizem: “As quatro rodas carregam o corpo, mas duas rodas transportam a alma”. ●

The logo for Penetron, featuring the word "PENETRON" in white capital letters on a dark rectangular background.

Proteção e Impermeabilização de Estruturas de Concreto

- Estações de Tratamento de Água e Efluente
- Barragens
- Túneis ferroviários e rodoviários
- Subsolos
- Estacionamentos
- Reservatórios de água
- Piscinas

(12) 3159-0090
www.penetron.com.br
info@penetron.com.br
[facebook/penetronbrasil](https://www.facebook.com/penetronbrasil)

Fundações profundas

FREDERICO FALCONI
MÁIRA S. SANTOS
CELSON N. CORREA
ZF ENGENHEIROS ASSOCIADOS

WALDEMAR C. HACHICH
ESCOLA POLITÉCNICA DA USP

1. INTRODUÇÃO

A partir de 1993, o que se observou no campo das fundações profundas é uma nova gama de máquinas e equipamentos que permitiram a introdução de novos sistemas de fundação, como, por exemplo, o da hélice-contínua monitorada, principal solução de fundação hoje em dia, e o da estaca hélice de deslocamento.

As estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante tiveram sua evolução condicionada pela maior potência e força dos equipamentos, que possibilitam a escavação em solos muito resistentes, em rochas brandas e penetração de até 2m em rochas com resistência à compressão simples de até 200MPa. A utilização de polímeros em estacas escavadas, em substituição à lama bentonítica, vem acompanhando a evolução dos equipamentos, embora não seja uma solução única.

Outra evolução notável foi a dos martelos “down the hole” (DTH) para estacas-raiz, possibilitando o avanço do tubo de revestimento na rocha sem redução do diâmetro (telescopagem).

Não se evoluiu muito no dimensionamento das fundações profundas. O cálculo da carga resistente de projeto é, na maior parte das vezes, elaborado com as mesmas fórmulas semi-empíricas usadas há muito tempo. Às principais fórmulas utilizadas no meio técnico, somam-se a de A. H. Teixeira (1996), a de Antunes & Cabral (1996), a de Alonso (1996), entre outras. Com a entrada em vigor da nova norma de fundações ABNT NBR 6122, em outubro de 2010, que torna obrigatória - e economicamente atraente - a execução de provas de carga em determinadas circunstâncias, é de se esperar que novas formulações sejam criadas e enriqueçam o conhecimento do assunto.

2. ESTACAS HÉLICE-CONTÍNUA MONITORADAS

2.1 INTRODUÇÃO

O emprego das estacas hélice-contínua monitoradas teve grande impulso a partir de 1994/1996. Inicialmente, executavam-se estacas com diâmetros de até 80cm e profundidades máximas de 24m e os torques variavam até 15tf x m.

O contínuo crescimento da demanda desse tipo de estaca conduziu à situação presente, em que pouco mais de 60% das obras prediais em São Paulo são executadas com esse tipo de fundação. Em função disso, foram introduzidos, aos poucos e cada vez mais, equipamentos maiores e mais potentes, possibilitando diâmetros de até 1,20m e 30 ou até 32m de profundidade, com torques de até 35tf x m. Essa última geração de equipamentos atravessa terrenos extremamente competentes, podendo embutir a estaca 3 a 5m em solos com N_{SPT} superior a 50 golpes, solução esta inicialmente impensável.

Esse grande avanço no que se refere ao percentual de obras realizadas com esse tipo de estaca deveu-se à rapidez de execução, à ausência de vibração e de ruídos, o que diminui ou praticamente elimina os problemas com vizinhos, além do crescente conhecimento que se foi adquirindo do comportamento dessas estacas: em 1999, já haviam sido realizadas 48 provas de carga estáticas, fato raro no Brasil.

2.2 EXECUÇÃO

Conforme já é de amplo conhecimento, a execução da estaca começa com a introdução no terreno de trado helicoidal contínuo, por rotação decorrente de um torque cujo

valor máximo será em função do tipo de equipamento, diâmetro do trado e das características do solo.

O sistema de monitoração registra instantaneamente, durante a escavação do solo, a profundidade de penetração, velocidade de rotação, velocidade de avanço e pressão na bomba de injeção responsável pelo torque.

Nessa fase, é fundamental o controle da velocidade de avanço e de rotação do trado, pois uma velocidade de avanço excessiva pode prender o trado, enquanto uma velocidade de avanço muito reduzida pode levar o trado a funcionar apenas como transportador de solo, desconfinando a lateral do furo. Esse desconfinamento precisa ser minimizado, pois está diretamente relacionado com a capacidade de carga das estacas.

Quanto à concretagem, resumidamente, depois de atingida a profundidade desejada, inicia-se o bombeamento do concreto através da haste central interior à hélice, acompanhado da retirada progressiva do trado, em geral sem rotação, de forma contínua e suficientemente lenta para garantir que até o final da concretagem haja sobreconsumo de concreto e que a pressão de bombeamento, indicada no equipamento de monitoração, seja sempre positiva.

Durante a retirada do trado, um limpador mecânico remove o solo aderido entre as hélices (em trados de pequenos diâmetros, essa limpeza pode ser manual). Após concretada a estaca, a armadura é colocada com cuidados para não contaminar o concreto. É desejável que se tenha uma armadura suficientemente rígida e pesada para facilitar a instalação.

2.3 CONTROLE DE PERFURAÇÃO

Os parâmetros observados na perfuração são:

- **Pressão da bomba hidráulica necessária para gerar o torque:** esse parâmetro tem relação direta com a resistência ao cisalhamento do solo e, portanto, igualmente com o torque do SPTT. Apesar do que foi dito anteriormente sobre desconfinamento, é prática usual manter a velocidade de rotação e diminuir muito a velocidade de avanço a fim de “aliviar” a escavação sempre que a pressão para o torque atinge valores “desconfortáveis” para o equipamento. Nessas circunstâncias fica muito prejudicado o acompanhamento para verificar as condições do solo e confirmar o comprimento previsto.
- **Velocidade de avanço do trado:** deve estar sincronizada com a velocidade de rotação, de tal maneira que o trado

reaja contra o próprio solo para ir descendo sem restrições, solicitando ele próprio que o guincho da máquina solte o cabo, isto é, sem necessidade de aplicação de esforço auxiliar. Novamente, surge com frequência a questão dos valores “desconfortáveis” de pressão de torque, sendo necessário segurar o trado com o guincho, diminuindo assim a velocidade de avanço e mantendo a rotação para diminuir o torque, prejudicando a tentativa de se observar uma resposta do solo à escavação numa análise comparativa com trechos anteriores.

- **Velocidade de rotação:** não pode ser muito elevada, pois importaria pressões de torque também elevadas muito antes da profundidade prevista para a estaca, levando novamente ao “alívio” já explicado.

2.4 EQUIPAMENTOS

A questão que hoje se coloca é similar à da estaca escavada com fluido: a possibilidade, dado o maior porte dos equipamentos, de serem atingidos terrenos mais competentes e, conseqüentemente, de se obter maior carga para estas estacas.

Os equipamentos disponíveis no mercado apresentam uma enorme variedade, com diâmetros de até 120cm e profundidades de até 30/32m, com torques de 15 a 35tf x m, pesos variando de 40 a 140tf e torres de até 30m de altura, como mostrado em alguns exemplos na tabela 1.

O desempenho das estacas depende de uma boa son-

Tabela 1 – Equipamentos para execução de estacas hélice-contínua disponíveis no mercado. Não constam equipamentos da Llamada e CZM

Equipamento	Diâmetro máximo [m]	Profundidade máxima [m]
Mait HR 160	0,90	23,0
Mait HR 180	1,20	23,0
Mait HR 260	1,20	25,0
Mait HR 300	1,20	32,0
Casa Grande B125	0,60	23,0
Casa Grande B250	1,00	28,0
Casa Grande B300	1,20	29,0
Casa Grande B300XP	1,20	29,0
Casa Grande C850	1,20	34,0
CMVTH 16	0,80	23,0
Soilmec R312	0,70	18,0
Soilmec R622	1,00	27,0

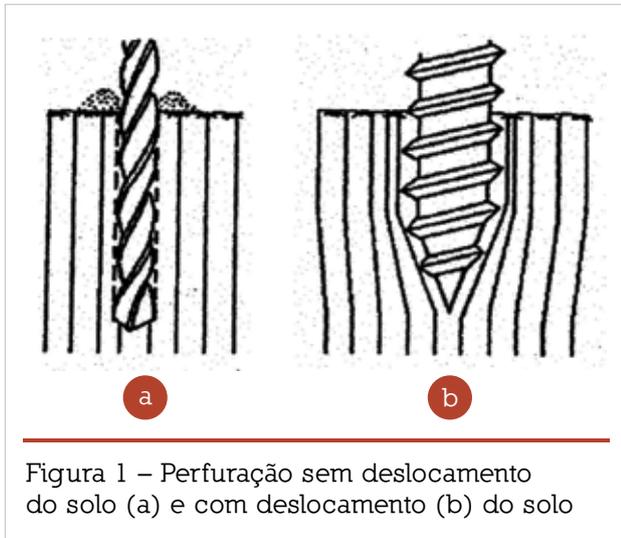


Figura 1 – Perfuração sem deslocamento do solo (a) e com deslocamento (b) do solo

dagem, um bom projeto e uma boa execução de campo, com equipe treinada e experiente, pois ainda não existe uma ferramenta eficaz de controle dessas estacas. A monitoração da concretagem, com critérios de pressão de injeção do concreto, volume injetado e velocidade de subida do trado, apesar de necessária, não é suficiente para garantir a boa qualidade, pois são medidas indiretas.

O recente trabalho de Medeiros (Rotina SCCAP, 2011) apresenta a metodologia SCCAP de medição de energia transferida às hastes, a qual pode ser um caminho para um índice de campo que auxilie na identificação do final da perfuração. Porém, independentemente de qualquer metodologia, a prova de carga estática é a mais poderosa ferramenta de avaliação de desempenho de qualquer estaca, e, em particular, da hélice contínua.

3. ESTACAS HÉLICE DE DESLOCAMENTO

3.1 INTRODUÇÃO

As estacas hélice de deslocamento, introduzidas no Brasil no final de 1996, perfuram o solo sem transportar o material escavado à superfície, como o próprio nome indica. Existem vários tipos de trados que podem executar as estacas, como o Berkel, o Ômega, o Atlas, o Fundex, etc.

Enquanto a hélice-contínua funciona como um parafuso transportador de solo, a hélice de deslocamento desloca lateralmente o solo, trazendo pouco ou quase nenhum resíduo à superfície do terreno. O princípio, já fartamente ilustrado, é repetido na Figura 1b.

As estacas hélice de deslocamento mais utilizadas no

Brasil tem o trado de forma cônica, com o diâmetro do núcleo e do trado aumentando progressivamente, de forma a minimizar a energia necessária (torque) para deslocar e compactar lateralmente o terreno (Figura 2).

Os equipamentos para perfuração disponíveis são os mesmos já citados para a execução das estacas hélice-contínua, porém somente aqueles com potência mais elevada, dada a necessidade de deslocar lateralmente o solo durante a perfuração. A limitação de diâmetros e comprimentos dessas estacas acaba sendo mesmo ditada pela energia do equipamento para fazer penetrar o trado no terreno. A ausência de material residual da perfuração é importante, tanto do ponto de vista ambiental quanto do ponto de vista logístico, dispensando o uso de escavadeiras e caminhões basculantes para a limpeza do canteiro.

Devido à maior resistência à penetração desenvolvida pela hélice de deslocamento, não só o equipamento tem que ser mais potente do que aquele utilizado para a hélice-contínua, mas também a profundidade atingida resulta ser menor, em alguns casos bem menor. Em um dado terreno, para uma mesma profundidade a carga suportada

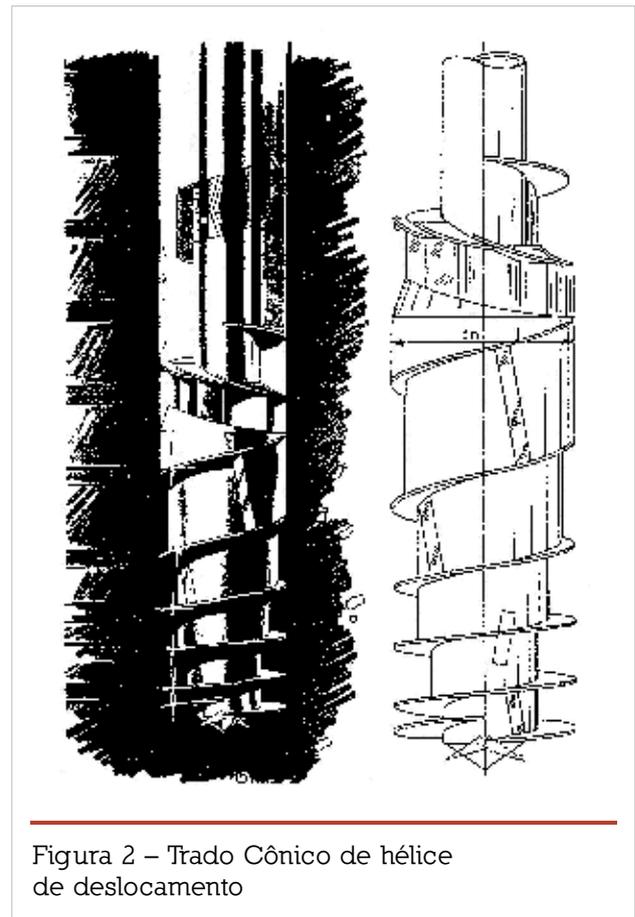


Figura 2 – Trado Cônico de hélice de deslocamento

pela hélice de deslocamento é superior àquela suportada pela hélice-contínua.

A limitada experiência acumulada e divulgada na região metropolitana de São Paulo faz que esse tipo de estaca ainda não tenha tido seu uso largamente difundido por aqui.

A empresa executora sugere, em seu catálogo, os seguintes valores de projeto:

Diâmetro	mm	270	320	370	420	470	520
Carga de trabalho	tf	35	48	65	80	100	120

3.2 METODOLOGIA EXECUTIVA

A metodologia executiva (Figura 3) é semelhante à da hélice-contínua, com todo o controle de concretagem monitorado eletronicamente, diferenciando apenas na possibilidade de se colocar a armação pelo furo da haste central. Para se alterar o diâmetro, muda-se apenas o trado mantendo-se o restante da composição, o que torna a operação mais simples.

4. ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO COM FLUIDO ESTABILIZANTE

4.1 INTRODUÇÃO

O emprego do fluido estabilizante – atualmente lama

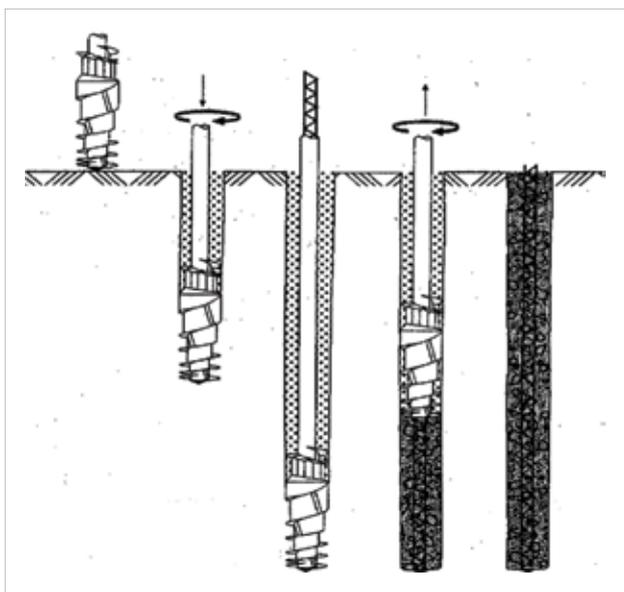


Figura 3 – Sequência executiva de estacas hélice de deslocamento

bentonítica ou polimérica – para suporte das escavações e a concretagem submersa são técnicas consagradas entre nós, cabendo pouca ou quase nenhuma observação complementar.

A lama bentonítica, cujas características são perfeitamente conhecidas e normalizadas, vem sendo progressivamente substituída, devido ao problema representado pela disposição final dos solos escavados, impregnados dessa lama. Normalmente, esse material não é aceito nos bota-foras, principalmente devido à sua baixa permeabilidade, que traz problemas para a operação do bota-fora, podendo até, ao infiltrar-se, criar “barreiras impermeáveis” que alterem o regime geo-hidroológico.

Esse fato está levando à sua substituição por um fluido polimérico, cuja base é a poliácridamida. Embora ainda sem utilização em larga escala, o fluido polimérico parece ser promissor, entendendo-se que sua aplicação ainda precisa de muita análise para seu perfeito entendimento. A utilização do fluido polimérico em conjunto com a bentonita parece até mais promissora, aliando o benefício do melhor das duas técnicas ou dos dois fluidos. Deve-se lembrar, a favor da lama bentonítica, que até mesmo as características da bentonita eram reguladas por Norma Brasileira até 2010, enquanto que o polímero tem diversos fabricantes com produtos diversos sobre a mesma base e que as características do polímero são segredos industriais.

4.2 CARACTERÍSTICAS

A Estaca Escavada de Grande Diâmetro é normalmente aplicada para suportar grandes cargas ou em condições extremamente adversas do subsolo, dados os recursos que oferece e a facilidade de interagir com fundações de outros tipos. O processo executivo permite atingir grandes profundidades (até 90m) em condições seguras de execução, tanto na perfuração estável quanto na concretagem.

Pode ser circular, perfurada com caçamba ou balde, chamada então de “estação”, ou retangular, perfurada com *clam-shell* e denominada *barrette*.

Não se pretende aqui descrever o processo executivo de tais estacas, sobejamente conhecido e já explicado pormenorizadamente em relatos anteriores.

A ferramenta de perfuração do estação é suportada por uma haste rígida (“Kelly”) e a *barrette* pode ser escavada com haste rígida como a anterior ou com cabos de suspensão. O *clam-shell* pode ainda ser mecânico ou hidráulico.

Tabela 2 – Exemplos de equipamentos de escavação de estacas de grande diâmetro

Equipamento	Altura da torre [m]	Peso [tf]	Diâmetro máximo [m]	Profundidade máxima para estação [m]	Profundidade máxima para barrete [m]
Mait HR 160	20,5	54	1,8	50	-
Mait HR 180	20,5	54	2	60	-
Mait HR 260	23,7	80	2,1	70	-
Mait HR 300	29	80,5	2,1	80	-
Bauer BG 28	26,7	95	2	70	-
Bauer BG 36	30,5	140	2,5	70	-
Bauer BG 40	27,5	140	3	80	-
Bauer BG 50	-	-	-	-	55
Casa Grande B125	-	-	1,5	40	-
Casa Grande B170	-	-	0,6	22	-
Casa Grande B250	-	-	2	62	46
Casa Grande B300	-	-	2,2	67	46
Casa Grande B300XP	-	-	2,5	90	34
Casa Grande C400	-	-	1,00 x 2,50	-	30
Casa Grande C600	-	-	1,00 x 3,20	-	42
Casa Grande C850	-	-	2,5	72	-
CMVTH 12-35	-	-	1,5	48	-
CMVTH 16	-	-	1,6	48	-
CMVTH 15-50	-	-	1,8	60	-
CMV CF 20	-	-	2,5	90	-
CMV CF 30	-	-	0,60 x 3,20	-	30
CMV CF 50	-	-	1,00 x 2,50	-	34
S150 Hid	-	-	2,5	90	-
S150 Mec	-	-	2,5	90	-
Soilmec R312	-	-	1,6	-	38
Soilmec R622	-	-	1,8	-	50

4.3 EQUIPAMENTOS

A questão que hoje se coloca é a possibilidade, dado o maior porte dos equipamentos, de se atingir terrenos mais competentes e, conseqüentemente, obter maior carga de trabalho para as estacas.

Os equipamentos disponíveis no mercado apresentam uma enorme variedade, com diâmetros de até 300cm e profundidades de até 90m, com torques de 16 a 40tfm, como mostrado na tabela 2, que reúne equipamentos de alguns fabricantes.

A versatilidade dos equipamentos referida anteriormente, associada ao elevado torque hoje disponível em vários equipamentos, é comprovada pela utilização de um mesmo equipamento com caçamba de estação até o topo da rocha e, posteriormente, a instalação de um trado com *bits* em substituição à caçamba (Fig. 4), o que permite a escavação de até 3 m da rocha branda, com um significativo aumento da carga admissível da estaca e com substantiva melhora

nas condições de transferência de carga pela ponta. Evidentemente, exigem-se hastes mais rígidas e um sistema de bloqueio para evitar a quebra dessa haste, além do sistema de *pull-down* comum a muitos equipamentos.



Figura 4 – Escavação com trado com bits

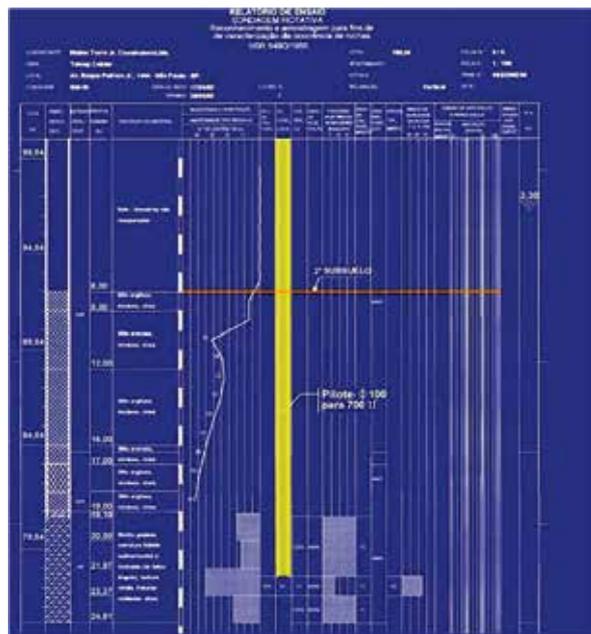
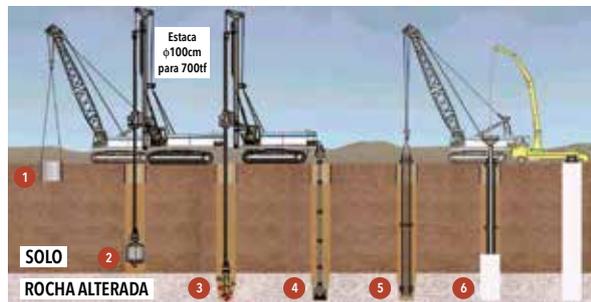


Figura 5 – Embutimento de estaca em solos resistentes

Além disso, os atuais equipamentos permitem atravessar solos com N_{SPT} superior a 50 golpes e embutir a estaca em solo mais competente (Figs. 5 e 6).

Outra grande novidade são as hidrofresas, que hoje são uma realidade no mercado brasileiro, particularmente em São Paulo (Fig. 7). Esses equipamentos podem atravessar solos de alteração e rochas brandas de até 100MPa e tem tido papel fundamental na viabilização de algumas obras de porte na cidade (Fig.8).



- 1 - Posicionamento da camisa guia
- 2 - Escavação da estaca com caçamba e lama bentonítica até o limite da rocha
- 3 - Escavação com trado e bits para rocha
- 4 - Limpeza de fundo no interior da escavação com air-lift
- 5 - Colocação da armadura
- 6 - Concretagem da estaca

Figura 6 – Execução de um estacão com ponta embutida em rocha branda



Figura 7 – Hidrofresa

4.4 CARGA ADMISSÍVEL

Evidentemente, a questão central continua sendo a carga admissível na estaca escavada, seja ela circular ou barrete. Desde as condições para a consideração da carga de ponta até o valor do atrito lateral, é consenso no meio técnico que tais estacas são, usualmente, subutilizadas.

Até bem pouco tempo, raramente se fazia uma prova de carga estática em estacas desse tipo. Seja pelo custo elevado e pelas dificuldades práticas, seja pela confiança no superdimensionamento, pouco ou nada se avançou até a entrada em vigor da ABNT NBR 6122:2010. A partir de então, tornou-se obrigatória prova de carga estática ou sua substituição, nos termos da norma, por ensaio de carregamento dinâmico. A situação começa a mudar.

Os métodos de previsão de carga admissível em estacas escavadas mais utilizados no meio geotécnico são: Decourt-Quaresma (1978 ,1996), Aoki-Veloso (1975), Philliphonat (1979), David Cabral (1977/87) e A.H. Teixeira (1996), cujas formulações podem ser encontradas nos artigos originais e em livros-texto de Engenharia de Fundações.

5. ESTACAS-RAIZ

Típica estaca de reforço de fundações para aplicação em condições adversas de acesso e de espaço, de meados do século passado, teve sua utilização estendida para estacas de fundação apenas em condições bastante severas do subsolo, em especial quando em presença de matacões no solo residual ou obstruções em aterros.

Considerada estaca de alto desempenho, graças tam-

bém à versatilidade de equipamentos e ferramentas de perfuração, pode ser utilizada em quase qualquer situação de fundação, desde elemento garantidor da transferência de carga de estacas de grande diâmetro para a rocha até como o próprio elemento estrutural de fundação.

A perfuração da estaca tipo raiz é executada mediante a utilização de equipamentos, normalmente hidráulicos (podendo ser mecânicos ou pneumáticos), que introduzem no terreno um revestimento constituído de segmentos tubulares de aço rosqueáveis, de aproximadamente 1m de

comprimento, com circulação direta de água para remoção dos resíduos de perfuração.

O revestimento é preferencialmente instalado em toda a extensão da perfuração, devido à necessidade geotécnica e estrutural do projeto. Entretanto, em alguns casos, pode ser parcial, em função de solos extremamente duros ou compactos, desde que garantida a integridade e o diâmetro da estaca. Neste caso, a perfuração abaixo do revestimento é feita também por rotação, com auxílio de circulação de água quando necessário, e com uma ferramenta tipo

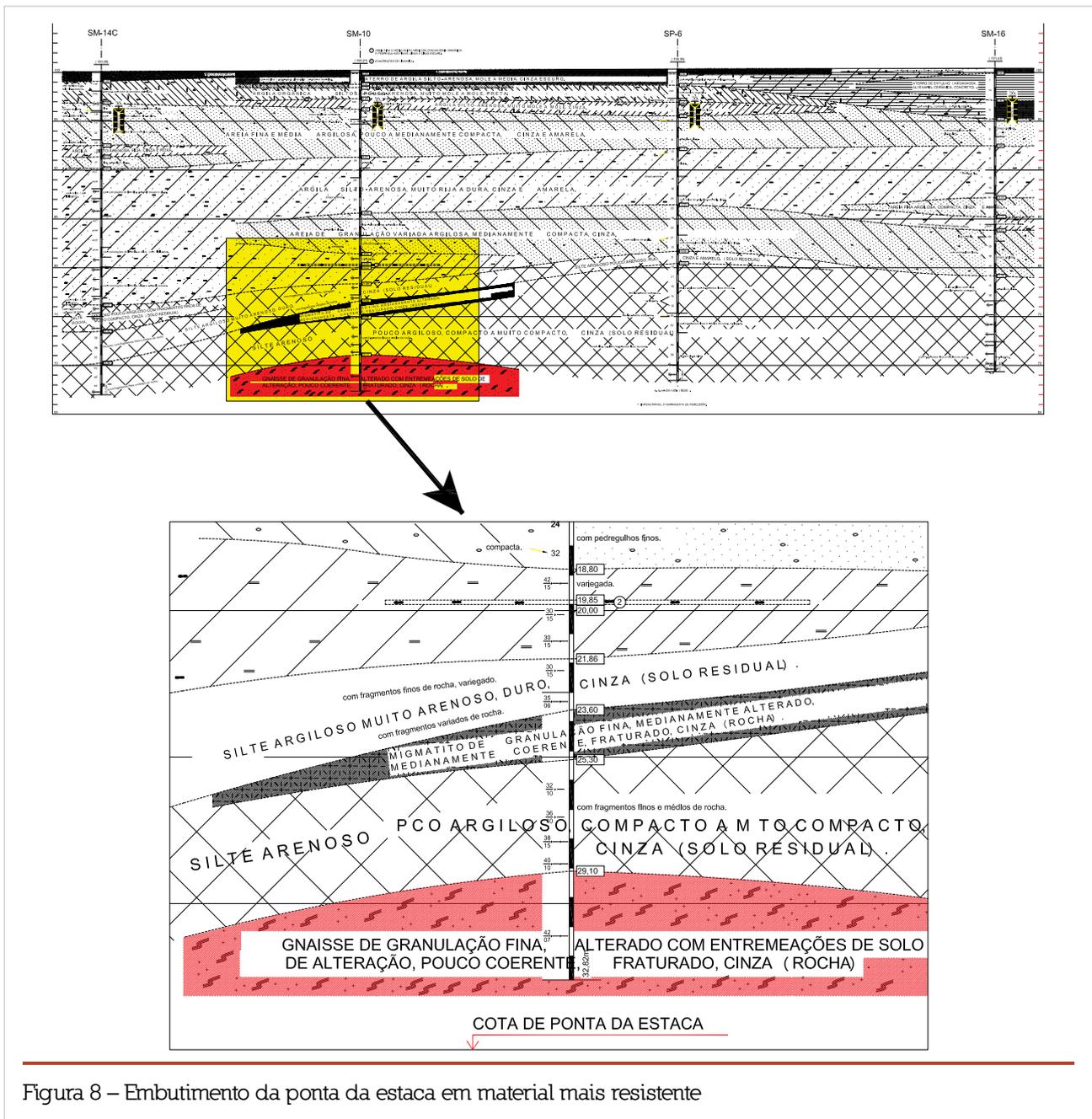


Figura 8 – Embutimento da ponta da estaca em material mais resistente

tricone ou martelo de fundo. Tal situação ocorre, normalmente, devido à presença de um terreno de alta resistência: solo endurecido, rocha branda ou rocha. Quando necessário, usa-se um fluido lubrificante, sendo comumente a própria água o elemento auxiliar da perfuração e limpeza.

A água é pressurizada por bomba, que a injeta de forma ascendente, eliminando os resíduos de perfuração, denominando-se sistema de perfuração rotativa de circulação direta. Neste sistema, a água injetada sob pressão faz a ruptura hidráulica do solo, reduz atritos e possibilita o avanço de tubo de revestimento, expulsando simultaneamente os detritos originados no avanço da ferramenta, visando, assim, à manutenção da integridade do fuste.

A bomba utilizada, portanto, precisa ter capacidade de recalque e vazão compatíveis com diâmetro, profundidade e material a ser perfurado. Não se pode perder de vista que, dependendo da profundidade e competência do solo atravessado, essas bombas precisam fazer circular até 15.000l de água para a perfuração de uma única estaca.

O retorno dessa água se dá pela lateral da tubulação, de onde se pode deduzir que o diâmetro nominal, de referência, da estaca é diferente do diâmetro da tubulação, que é a ferramenta de perfuração.

Hoje as estacas-raiz podem ser executadas até diâmetros nominais de 500mm, embora a norma preveja até 450mm de diâmetro. Na Tabela 3 são apresentados os valores normalizados do diâmetro nominal das estacas e do diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento, além dos valores do diâmetro interno do tubo de revestimento.

Nas estacas-raiz em solo, a operação de rotação dos tubos com injeção de água é repetida até o revestimento atingir a cota determinada em projeto. Um tubo de PVC é então instalado no furo para injeção de água até a limpeza

za completa da perfuração. Após a limpeza, é instalada a armação e pelo mesmo tubo é injetada a argamassa de cimento e areia ou pedrisco. O procedimento para a injeção da estaca é relativamente simples, pois, após o preenchimento total da tubulação, os segmentos vão sendo retirados e a cada retirada completa-se o nível de argamassa. A intervalos não regulares de retirada, são dados golpes de ar para o perfeito preenchimento do furo.

As características da argamassa são consumo de cimento não inferior a 600kg/m³ e fator água/cimento entre 0,5 e 0,6.

Para travessia de material resistente ou embutimento da estaca em rocha, a perfuração é feita pelo processo roto-percussivo, com a utilização de martelo de fundo internamente ao revestimento. Dependendo das características do projeto e do maciço, pode ser necessário o avanço do revestimento também neste caso.

A penetração em rocha se faz com o emprego de martelo de fundo – DTH (“Down The Hole”), dotado de ferramenta desagregadora (os chamados bits) em sua extremidade inferior e alimentado por ar comprimido. O avanço da perfuração em rocha se faz mediante a desagregação pela energia transmitida; portanto, o sistema tem que empregar energia suficiente para que a propagação de sua onda reduza a rocha a detritos removíveis e permita o avanço do DTH.

Em função do diâmetro do furo, da profundidade da perfuração, da profundidade topo rochoso, do tipo de rocha – branda, dura e extra dura – a ser perfurada, o conjunto empregado tem que estar apto a destruí-las, considerando-se ainda as possíveis variáveis estruturais – presença de fraturas, vazios, plano de inclinação, etc.

A análise das variáveis acima define o tipo de martelo DTH a ser empregado, as características dos *bits* (botão, pastilha, tipo de faces, etc.), do compressor e das hastes.

Os conjuntos podem ser divididos em baixa ou alta pressão. No conjunto de baixa pressão, os compressores trabalham com vazão de ar predominantemente até 900pcm (o mais comum é 750pcm) e com pressão efetiva de trabalho até 12bar. Tais sistemas são empregados em perfuração de pequenos diâmetros (até 310mm) em rocha branda ou medianamente dura a dura. Para furos com diâmetros superiores a 310mm, em rocha dura a extra dura, recomenda-se o uso de compressores de alta pressão, com vazão de ar superior a 900pcm e pressão de trabalho variando de 16 a 25bar. O mercado utiliza essencialmente compressores móveis de motores diesel.

É importante ressaltar que, para atravessar vários matacões a estaca tem sua dimensão reduzida, pois os

Tabela 3 — Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos

Diâmetro nominal da estaca (mm)	Diâmetro mínimo externo (mm)	Diâmetro interno do tubo (mm)
150	127	96
160	141	115
200	168	139
250	220	190
310	273	247
400	355	330
450	406	381

Tabela 4 – Diâmetros das estacas raiz, dos tubos de revestimento e dos martelos de fundo

Diâmetro nominal da estaca (mm)	Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento (mm)	Diâmetro do martelo de fundo (mm)
150	127	88
160	141	101
200	168	127
250	220	178
310	273	228
400	355	305
450	406	355

martelos são ligeiramente inferiores aos diâmetros internos das tubulações de revestimento, conforme indicado na figura 9 e na tabela 4.

A figura 9 indica a metodologia conhecida como telescopagem, quando a estaca tem seu diâmetro reduzido à medida em que encontra matacões. O problema fica na-

turalmente mais complexo quando se tem que atravessar vários matacões, o que implica em várias reduções. Vale lembrar que a ABNT NBR 6122:2010 determina que o dimensionamento seja feito com concreto de classe de resistência C 20 ($f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$) e com o diâmetro final, do revestimento mais profundo.

Existem atualmente alguns martelos DTH que são encaixados no tubo de revestimento, tipo Centrex, Symetrix ou similares, levando todo o conjunto com o diâmetro do revestimento até a rocha, sem necessidade de redução. Como o equipamento é relativamente novo no mercado, ainda não se tem uma ideia precisa de seu desempenho.

A tabela 5 resume uma sugestão de dimensionamento da armadura das estacas-raiz, levando em conta as incertezas (inclusive dimensionais) previstas nas Normas.

Os métodos de cálculo de capacidade de carga das estacas-raiz mais utilizados no meio geotécnico são os de D.Cabral, da Brasfond e de Poulos-Davis para estacas em rocha.

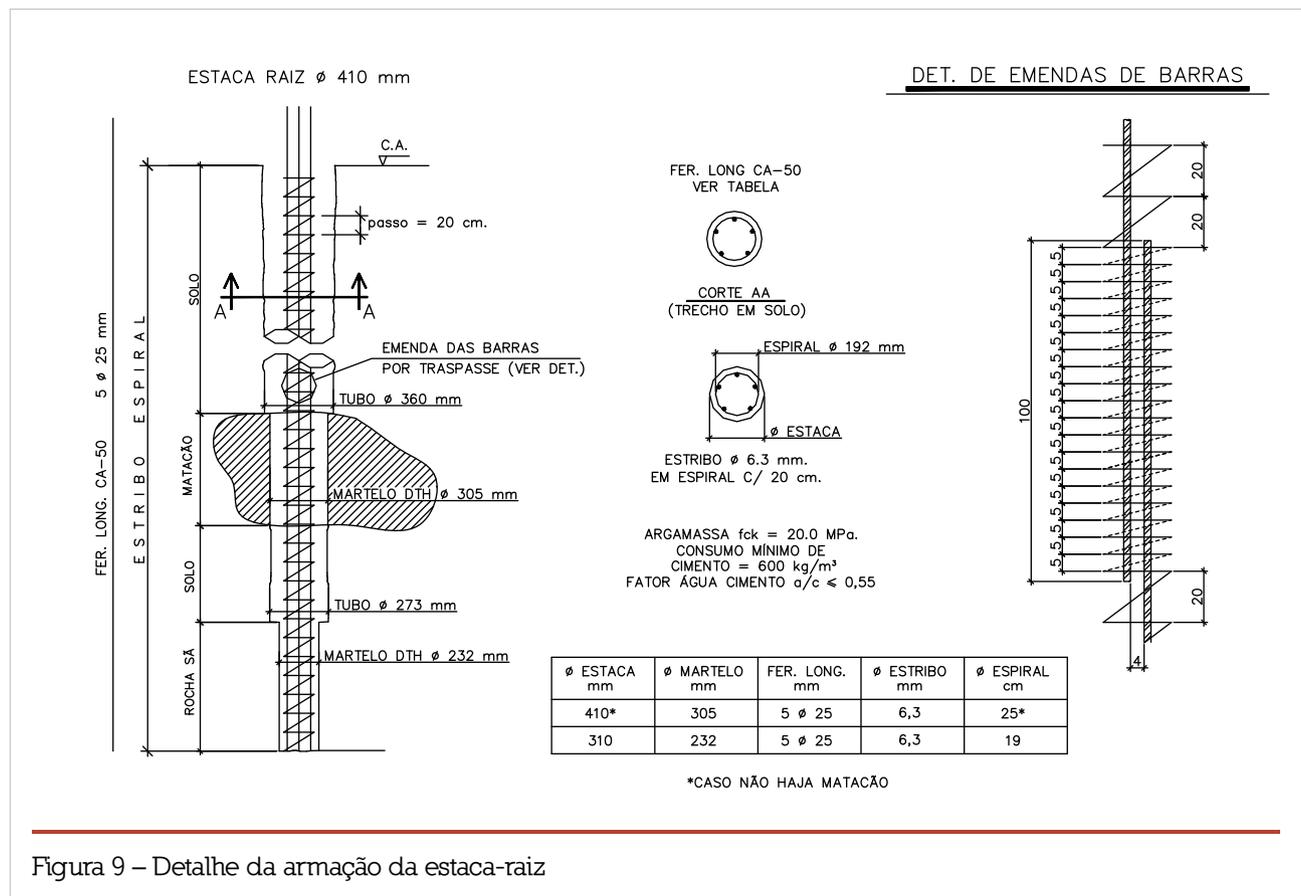


Figura 9 – Detalhe da armação da estaca-raiz

Tabela 5 – Sugestão de dimensionamento para estacas raiz

F = 2									
GamaC	1,5	-	GamaS	1,19	-	GamaF1	1,4	-	
f_{ck} (tf/cm ²)	0,2	-	f_{yk} (tf/cm ²)	5	-	GamaN	variável	-	
Diâmetro (cm)	10	12	15	16	20	25	31	41	
Carga (tf)	15	20	30	35	50	70	100	150	
Área (cm ²)	78,54	113,10	176,71	201,06	314,16	490,87	754,77	1320,25	
GamaN = 1+4e/d	1,20	1,17	1,13	1,13	1,10	1,08	1,06	1,05	

e = 0,5 cm									
Ac (cm ²)	75,09	108,80	170,51	193,65	304,51	479,17	739,93	1304,61	NBR 6122
As (cm ²)	3,45	4,30	6,20	7,42	9,65	11,71	14,84	15,64	
%	4,59%	3,95%	3,64%	3,83%	3,17%	2,44%	2,01%	1,20%	
Ac (cm ²)	74,55	108,24	169,97	193,15	304,03	478,59	739,23	1302,97	NBR 6118
As (cm ²)	3,99	4,86	6,75	7,91	10,13	12,29	15,54	17,28	
%	5,35%	4,49%	3,97%	4,10%	3,33%	2,57%	2,10%	1,33%	

6. CONCLUSÕES

O artigo ilustra os grandes avanços observados recentemente na área de engenharia de fundações. Os novos equipamentos e as tecnologias a eles relacionados permitirão que se executem as obras com maior confiabilidade e segurança, viabilizando empreendimentos com menor custo e prazo e, ao mesmo tempo, atravessando solos e rochas mais competentes.

Com a introdução da ABNT NBR 6122/2010, espera-se que uma nova realidade seja trazida à tona, pois, se antes a prova de carga dificilmente era realizada, hoje ela

se tornou obrigatória e vantajosa, trazendo grandes benefícios pelos conhecimentos que tem agregado, sem levar em conta os problemas e custos que tem evitado.

Ao mesmo tempo, toda essa tecnologia não tem sentido sem equipes bem treinadas, sem suporte mecânico e de peças em estoque, pois todo equipamento com tecnologia delicada para trabalhos pesados depende de ferramental adequado.

Por último, qualquer novidade não prescinde da interferência do conhecimento humano, teórico e prático, que toda área necessita.

Referências Bibliográficas

- [01] ABMS, ABEF (1998). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, 2ª edição.
- [02] Albuquerque,P.;Massad,F.;Carvalho,D.; Ferreira,M.(2001) : Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice-Contínua e Hélice tipo Ômega em solo Residual de Diabásio
- [03] Alonso, U. R., (1996). Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica - Previsão de Capacidade de Carga através do ensaio SPTT - Sefe III.
- [04] Antunes, W.R. ; Cabral, D.A. (1996). Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua - Sefe III.
- [05] Aoki, N., Velloso (1975). "An approximate method to estimate the bearing capacity of piles", Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Buenos Aires, vol.1, p. 367-376.
- [06] Décourt, L. e Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de Carga de Estacas a partir de valores de SPT. Anais, VI COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 45-53,
- [07] Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design.
- [08] Schenck, W. (1966). – Cálculo de Capacidade de carga de estacas por meio de fórmulas estáticas, " Grundbau – Taschenbuch, 1966".
- [09] Velloso, P.P. (1981). Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo. Brasília, UnB – Engenharia Civil, 1981.
- [10] Teixeira, A.H. (1996). Projeto e Execução de Fundações, Sefe III , São Paulo.
- [11] Philliphonnat, G. (1979). Método Prático de Cálculo de Estacas Isoladas com Emprego do Penetrômetro Estático. Trad.de N. Godoy e N. Azevedo (ABMS, 1986).
- [12] Cabral, D.A. & Antunes, W.R. (2000). Sugestão para a determinação da capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha. ●

Hidrofresa para paredes-diafragma com contrafortes

LUIZ CALLANDRELLI NETO – GERENTE TÉCNICO
COSTA FORTUNA FUNDAÇÕES E CONSTRUÇÕES LTDA.

MAURI GOTLIEB – SÓCIO-DIRETOR
MG&A CONSULTORES DE SOLOS S/S LTDA.

1. INTRODUÇÃO

Em grandes centros urbanos e na área industrial, as dificuldades construtivas para obras de porte crescente são evidenciadas e majoradas. Os projetos concebem artifícios executivos limitados ao que há de disponível em seu cenário regional. Sendo assim, às vezes, são idealizadas e utilizadas técnicas que nem sempre atendem com plena satisfação todos os envolvidos em cada obra. A hidrofresa é uma ferramenta, agora realista, que pode atender à demanda evolutiva dos serviços de perfurações profundas com a satisfação pretendida.

Neste artigo, serão descritas a sua aplicação para estacas barrete e paredes-diafragma, demonstrando da forma mais sucinta e clara possível a metodologia executiva desta tecnologia, bem como a apresentação do primeiro empreendimento concluído em parede-diafragma estrutural e estacas tipo barrete no Brasil. O objetivo secundário é já abrir uma linha de discussão quanto a parâmetros e conceitos normativos hoje empregados no Brasil em relação aos possíveis avanços que se possa obter com esta nova tecnologia.

2. DESCRITIVO TÉCNICO X CONCEITUAL DE PAREDE-DIAFRAGMA E ESTACAS-BARRETE

2.1 SITUAÇÃO PRÉ-HIDROFRESA (NBR 6122/2010)

As paredes-diafragma são elementos estruturais concebidos para contenção de grandes escavações, que aferem

empuxos de terra, água e sobrecargas de utilização nessas estruturas. São construídas em segmentos tangentes de forma a caracterizar um muro contínuo, não monolítico. Paredes-diafragma estruturais em concreto armado moldado “in loco” são projetadas com limitação de fck mínimo de projeto em 20 MPa e fatores de minoração de resistência de 1,9.

As estacas barrete são elementos ou lamelas isoladas de parede-diafragma projetadas para receber grandes cargas axiais, horizontais e momentos no seu topo. Assim como para os estacões, são dimensionadas para absorver 80% da carga em seu atrito lateral, impostos pelo seu processo executivo convencional.

2.2 SITUAÇÃO HIDROFRESA – DESENVOLVIMENTO

O produto obtido pela hidrofresa, por suas avançadas e, conseqüentemente, mais confiáveis técnicas executivas na fabricação destes produtos, como a introdução de juntas secantes, uso de lama permanentemente reciclada e limpa e alta precisão nas perfurações, limpeza eficaz da ponta do furo, poderá, quem sabe, criar avanços importantes para as premissas conceituais de projeto, tornando-as mais otimistas e arrojadas. Abre-se, para tanto, uma linha de discussão entre projetistas e executores sobre as melhorias qualitativas e os consequentes resultados econômicos que podem ser atingidos com esta técnica. O avanço qualitativo no uso desta ferramenta é realista e palpável; assim esta será amplamente discutida neste trabalho, inclusive com a apresentação de um

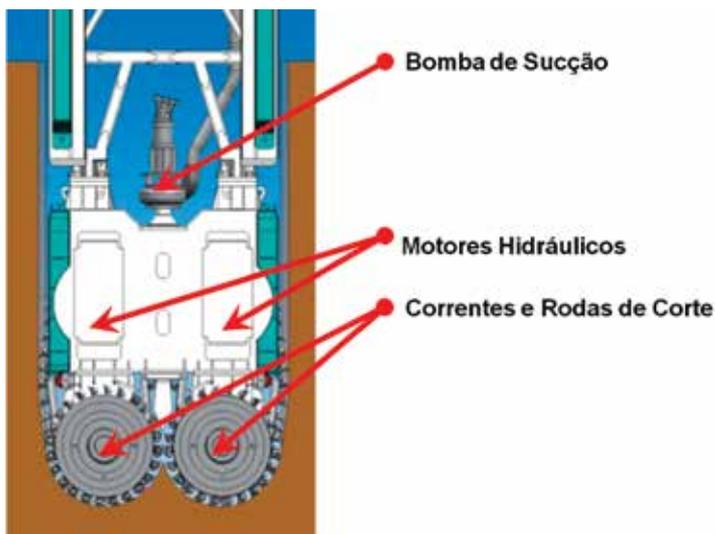


Figura 1 – Detalhes do corpo da ferramenta

executa as perfurações “introdutórias”, o conjunto é composto principalmente pela hidrofresa, que consiste em uma estrutura de aço, dois motores hidráulicos que giram alinhados no sentido horizontal e em sentidos opostos, e uma bomba hidráulica de alta capacidade de sucção ($\geq 400\text{m}^3/\text{h}$). A ferramenta é montada em guindaste sobre esteiras, com propulsor movido a diesel de potência adequada.

estudo de caso em que foi utilizada em projeto inovador onde se estimou a resistência do concreto em 30MPa.

3. EQUIPAMENTOS QUE COMPÕEM UMA FRENTE DE ESCAVAÇÃO COM HIDROFRESA

Uma frente de serviço de parede-diafragma ou estacas barrete com uso de hidrofresa concebe os mesmos ferramentais já utilizados nas paredes-diafragma convencionais, agregando-se novos componentes cruciais.

3.1 FERRAMENTAS DE PERFURAÇÃO

Além do “clam shell”, mecânico ou hidráulico, que

Os motores hidráulicos acionam as unidades de corte rotativas, dotadas de bits ou picos de tungstênio ou vídea, com auxílio do movimento de correntes à alta velocidade. Tais ferramentas são capazes de desagregar e escarificar materiais de alta resistência, terrosos ou rochosos.

Solo e rocha desagregados ficam em suspensão no fluido estabilizante da perfuração e são imediatamente e continuamente direcionados até a abertura central do equipamento, onde são aspirados à alta velocidade pela bomba hidráulica e, assim, transportados à central de tratamento de fluidos.

O processo de escavação é conhecido por circulação reversa contínua, o que possibilita a retirada da



Figuras 2, 3, 4 e 5 – Conjuntos de “clam shell” mecânico de alta precisão, hidráulico compacto, hidrofresa acoplada ao guindaste de alta potência e vista frontal do equipamento principal



Figuras 6, 7 e 8 – Vistas de uma central de tratamento para três frentes de serviço concomitantes

ferramenta do furo somente após o término integral da perfuração.

3.2 CENTRAL DE TRATAMENTO DE FLUIDOS

A central de tratamento de fluidos é dotada de desarenador, de capacidade de vazão compatível com a bomba da hidrofresa, para que se obtenha a circulação contínua dos fluidos, reservatórios de fluidos dimensionados para atender a demanda das escavações da obra com reserva de 50% dos volumes teóricos dos furos em escavação. Bombas, pulmões e linhas hidráulicas para circulação de fluido também compõem esta central.

A estação de tratamento conta com diversas etapas de separação dos detritos em suspensão no fluido estabilizante até torná-lo totalmente reciclado e apto ao uso. O fluido é circulado internamente na central de tratamento e separado por sua granulometria em diversas etapas, desde grossos, como pedregulhos (brita 1) e areias, por peneira-

mento e efeito centrípeto, a siltes e argilas, pelo processo de centrifugação.

O fluido remanescente, totalmente reciclado e livre de impurezas, é bombeado novamente à perfuração que está sendo realizada, num ciclo contínuo.

3.3 INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLE ELETRÔNICO

Em complemento ao ferramental descrito, a hidrofresa conta com completo sistema de instrumentação informativa de bordo. Sensores eletrônicos incorporados ao corpo da ferramenta registram todas as informações pertinentes à escavação que está sendo realizada, tais como:

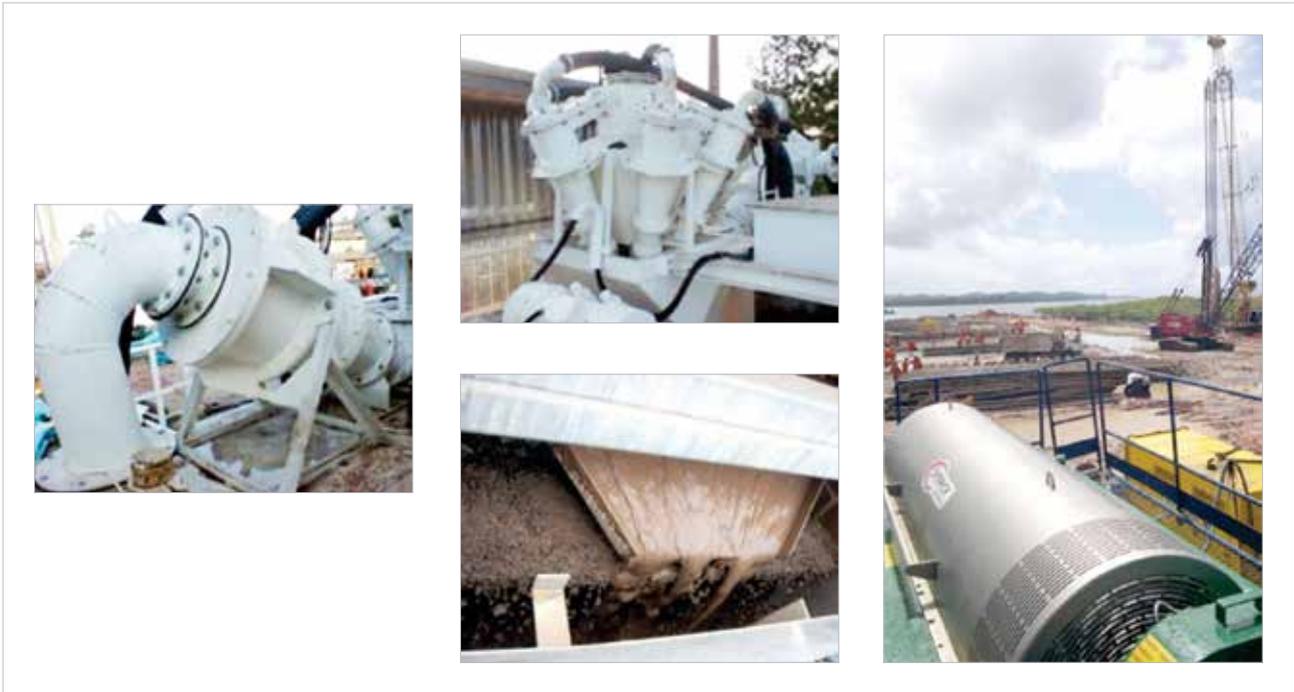
- **Torque do motor e velocidade de avanço:** Com este registro, é possível identificar, com base em sondagens existentes, a natureza e dureza do material atravessado em tempo real. Com isso, a paralisação ou continuidade das perfurações podem ser reavaliadas, à medida que as lamelas ou estacas vão sendo executadas.



Figuras 9 e 10 – Material rochoso separado do fluido pela primeira fase do processo de limpeza

- **Registro e Controle de Verticalidade:** É utilizado o sistema TARALOG®. Com esta tecnologia, é possível identi-

car, controlar e corrigir possíveis desaprumos ou perdas de verticalidade da escavação em tempo real.



Figuras 11, 12, 13 e 14 – Ciclone desarenador primário e material médio de descarte e conjunto de ciclones secundários e material de descarte fino com centrifugação a 8 ATM

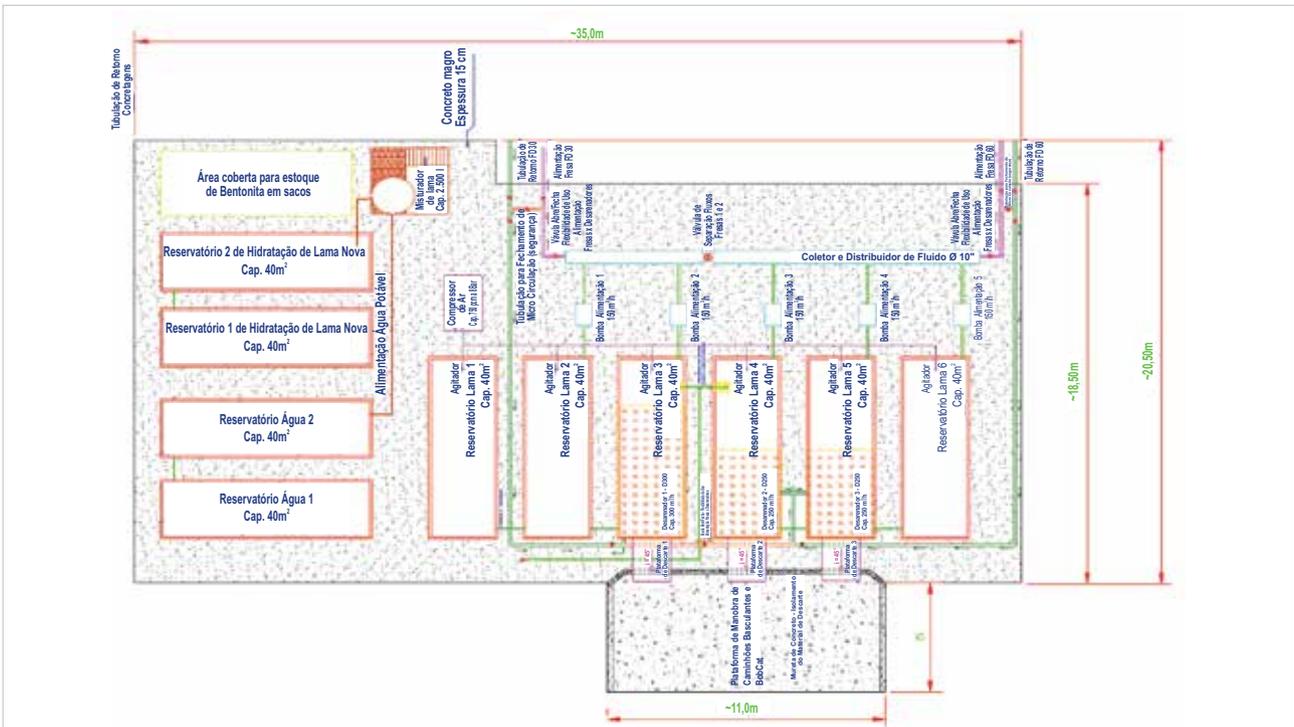


Figura 15 – Planta de uma central de tratamento compatível com três frentes de perfuração simultâneas



Figura 16 – Esquemático da circulação da lama

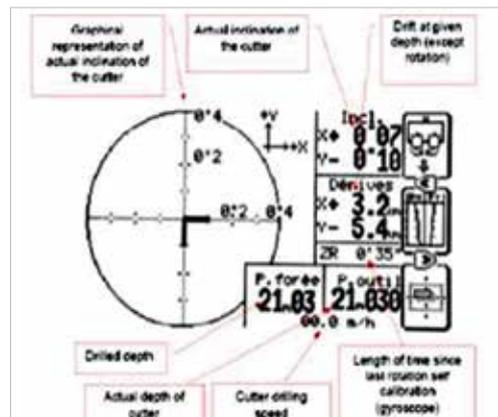
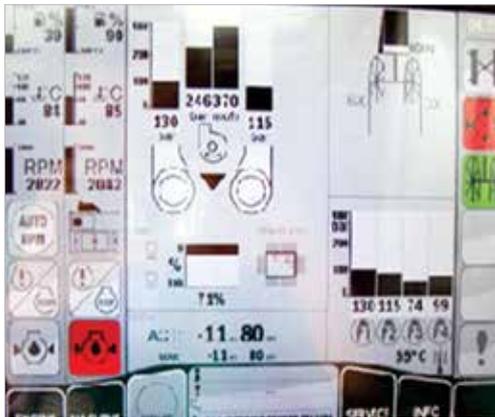
Detectado o desvio da ferramenta, acionam-se os dispositivos de autocorreção, os flaps, outra inovação do sistema, localizados no próprio corpo da hidrofresa, que promovem o escoramento da ferramenta nas pa-

redes da escavação, retomando o prumo da perfuração.

3.4 AVANÇOS METODOLÓGICOS

Outro grande diferencial deste equipamento para projeto, em relação ao que se tem hoje no Brasil, é a confecção de juntas secantes entre painéis sem a necessidade de instalação de chapas-junta. Sendo assim, o concreto das lamelas adjacentes é escarificado, ocasionando uma superfície rugosa, melhorando a qualidade do contato entre as lamelas, minimizando percolações de água entre juntas.

Além disso, as hidrofresas utilizadas no Brasil contam ainda com outro diferencial para confecção de juntas, constituídas por um trilho longitudinal escarificado no concreto dos painéis adjacentes pré-executados. No corpo da ferramenta, ainda são instaladas peças especiais tipo “espaçadores-guia”, que correm nos trilhos recém-confeccionados pela extremidade de corte da ferramenta.



Figuras 17, 18, 19 e 20 – Display multifuncional “touchscreen”, cabine de operação, display multifuncional do controle e registro da perfuração “real time”



Figuras 21 e 22 – Imagem geral e detalhe dos dispositivos de escoramentos e retomada de prumo

As amaduras de painéis podem ser projetadas com menores distâncias da face lateral de escavação, 15cm ante os 30cm típicos atuais, aferindo melhor desempenho estrutural ao paramento.

4. ESTUDO DE CASO – CONTENÇÕES E FUNDAÇÕES DE ESTRUTURA MINERALERA

A obra se constituiu na implantação de quatro novos viradores de vagões na cidade de São Luiz, estado do Maranhão, e foi o primeiro empreendimento brasileiro concebido em parede-diafragma estrutural penetrando em horizontes de rochas sedimentares com uso da hidrofresa.

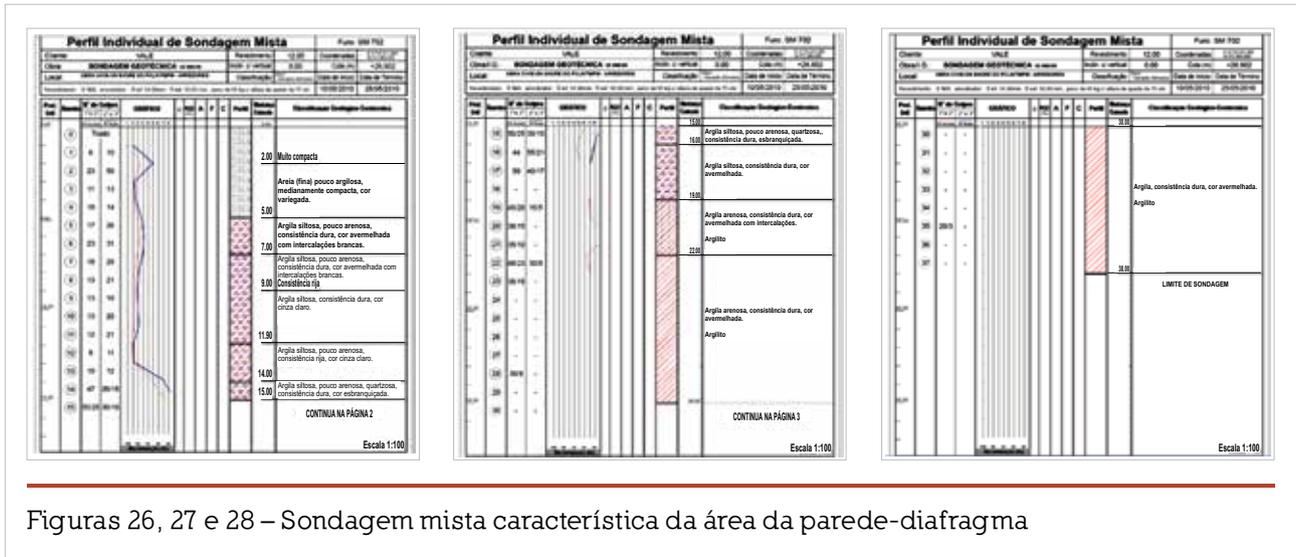
Trata-se de uma caixa de grandes dimensões com profundidades escavadas de até 28,0 metros, tendo contemplado peças estruturais não convencionais e arrojadas em relação à rotina brasileira, como lamelas em forma de T com 1,00m de espessura e até 35 metros de profundidade, estacas barrete em cruz com profundidades de até 51 metros e gaiolas de aço em único elemento atingindo 43,0 ton de massa.

4.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO X GEOTÉCNICAS DA OBRA

O subsolo local é formado basicamente por uma camada superficial de solo granular composto predominantemente por



Figuras 23, 24 e 25 – Junta secante plana, correntes alargadas e guias, e junta dotada de trilho



areia fina e média, pouco argilosa que se estende até cerca de 6,0m de profundidade, onde se encontra o nível d’água freático. Sob esta camada, ocorre espessa camada de argilas duras intercaladas por formações rochosas compostas por argilitos vermelhos e acinzentados extremamente expansivos.

4.2 CONCEPÇÃO DO PROJETO

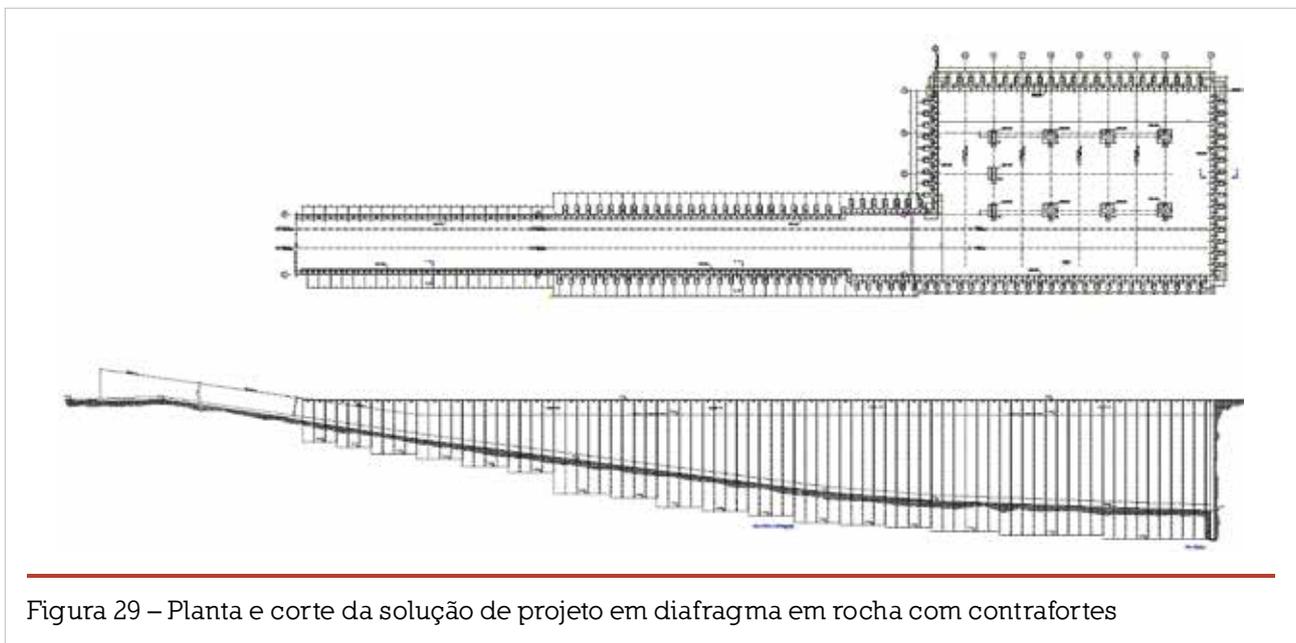
As condicionantes para o desenvolvimento do um projeto foram:

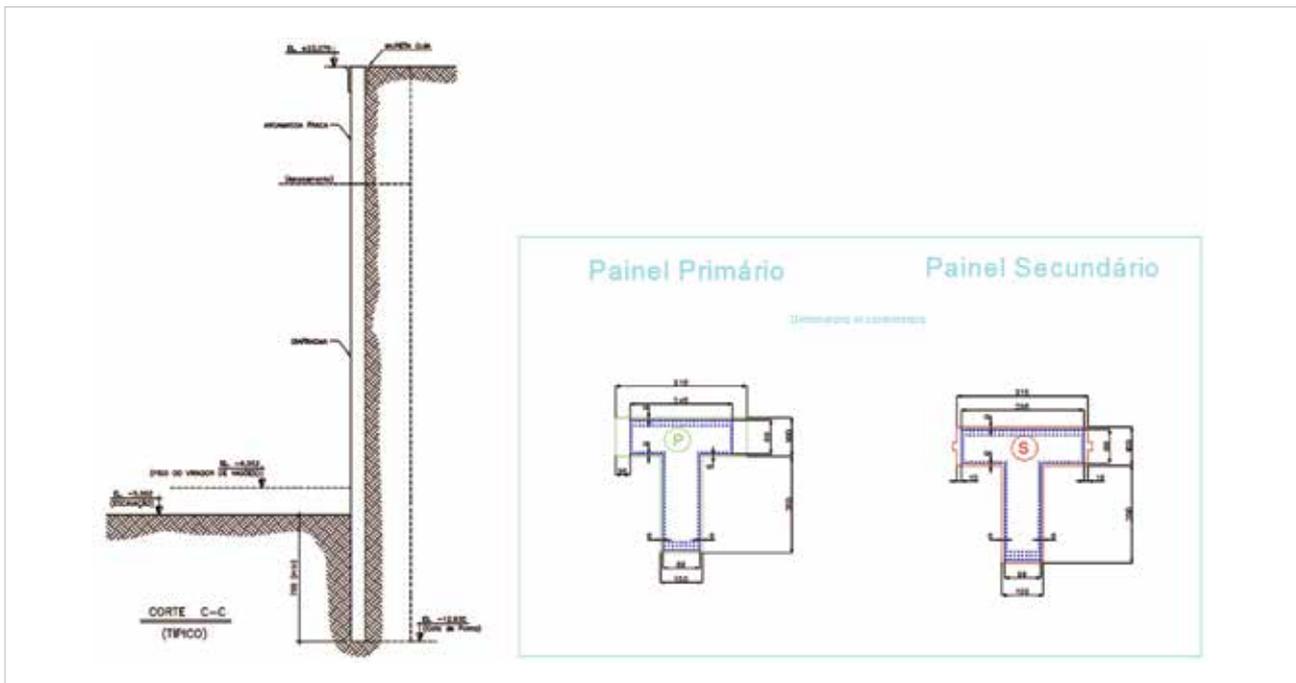
- 1 – grande profundidade de escavação;
- 2 – nível de água elevado;
- 3 – estanqueidade;

4 – preferivelmente não utilizar tirantes sob as linhas férreas existentes.

A concepção estrutural foi elaborada pela projetista Progen Engenharia, através da MG&A Consultores de Solos, pela empresa executora Costa Fortuna e pela aliança formada por Camargo Corrêa e Vale, por meio de parede-diafragma com uso da hidrofresa. Esta solução se mostrou mais conveniente do que a solução anteriormente adotada para os viradores de vagão anteriores, em estações justapostos e parede interna moldada “in loco”.

Foi desenvolvido e detalhado um projeto contemplando paredes-diafragma com contrafortes com 1,0m de espessura para a contenção dos viradores e os túneis de transporte





Figuras 30 e 31 – Corte típico da situação e seção transversal típica dos painéis primários e secundários

de minério. Os apoios intermediários da estrutura, onde são descarregados os trens de minérios, foram confeccionados em estacas/pilares barrete em cruz, atingindo 51,0m de profundidade e horizontes de rochas sedimentares duras.

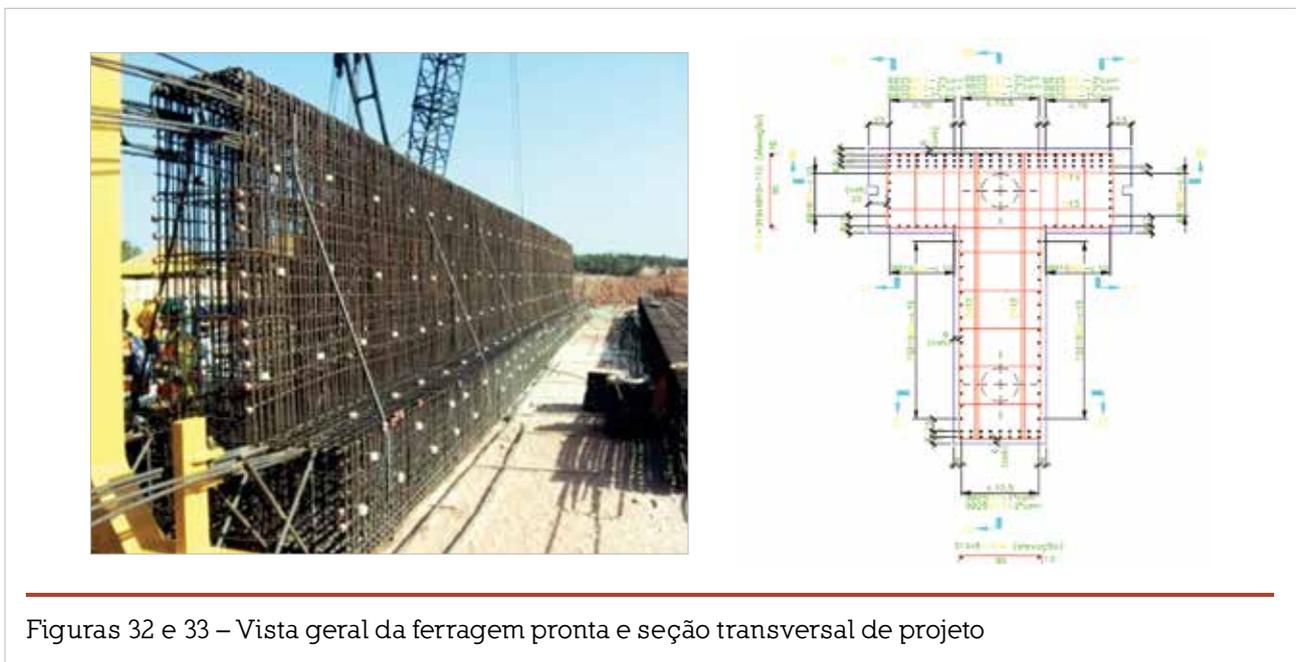
As dimensões internas das contenções dos quatro viradores totalizam 3.438m² de área de escavação, contida por 85 lamelas com contrafortes e quatro cantos em L. O túnel ou galeria dos transportadores é contido por duas paredes paralelas de 144,50m cada, composta por 104 lamelas com e sem contrafortes. Ambas estruturas possuem travamentos

de topo com estroncas e vão livres até a laje de fundo.

Os vãos livres da estrutura atingem mais de 24,50m, sendo as peças estruturais de diafragma dimensionadas para absorverem por si só tais empuxos e resultantes de momentos fletores, neste caso superiores a 1000tfxm/m.

4.3 METODOLOGIA E SEQUÊNCIA EXECUTIVA DA OBRA

O terreno superficial deve atender sobrecargas de



Figuras 32 e 33 – Vista geral da ferragem pronta e seção transversal de projeto



Figuras 34, 35, 36 e 37 – Balancim especial montado, esquema do içamento e gaiola verticalizada

operação da ordem $1,5 \text{ kgf/cm}^2$, a confecção de muretas-guia adequadas às condições locais e o planejamento e montagem das redes hidráulicas entre central de tratamento e as escavações. A escavação é iniciada pelos painéis primários para, posteriormente, serem fechados de forma secante pelos painéis secundários.

4.4 CARACTERÍSTICAS E INSTALAÇÃO DAS ARMADURAS

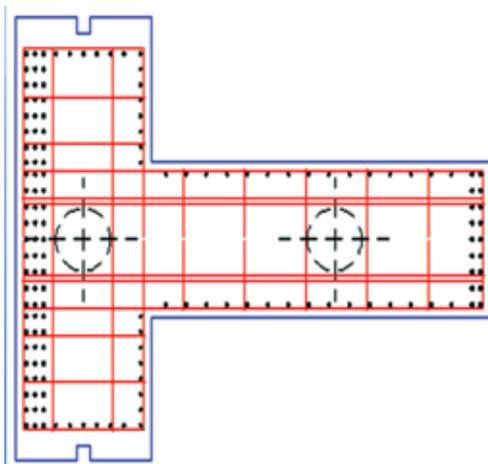
Pelo controle do processo de escavação desta tecnologia executiva, pode-se ter a confiabilidade necessária para se garantir a verticalidade precisa do furo. Para tanto, as gaiolas de aço foram montadas num único elemento, ou seja, face e contraforte unidos em T. Nesta obra, as

gaiolas de aço atingiram até 51m de extensão e chegaram a pesar até 43 toneladas, sendo quase 30% deste peso devido a reforços para sua manipulação. A taxa de armação desta obra girou em torno de 180 kg/m^3 , composta esta por até 4 camadas de barras de aço $\phi 32 \text{ mm}$.

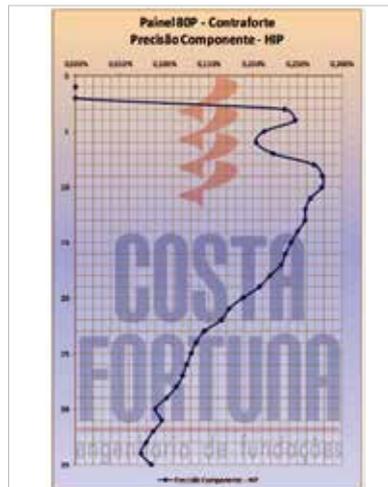
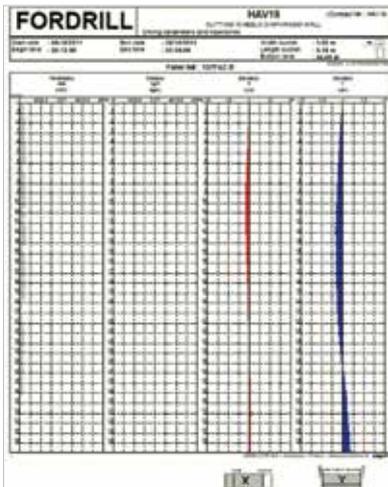
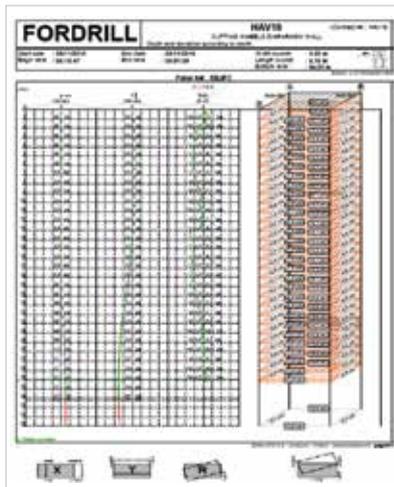
Assim, foram utilizados na obra dois guindastes de alta capacidade para a operação de içamento e posicionamento da ferragem no furo, um principal “cargueiro” de 250 ton e um auxiliar “leve” para 110 ton.

4.5 CONCRETAGEM

O sistema de concretagem utilizado na execução da parede-diafragma é o submerso, ou seja, aquele executado de



Figuras 38 e 39 – Esquema da montagem das tubulações e painel sendo concretado



Figuras 40, 41 e 42 – Registro dos dados de verticalidade e rotação das perfurações e gráfico de análise

baixo para cima de modo contínuo e uniforme. Tal processo consiste na aplicação de concreto por gravidade através de um tubo (“tremie”), central ao furo, munido de um funil em sua extremidade.

No caso da obra em questão, como os elementos a serem preenchidos têm formato de T, foram utilizadas duas tubulações “tremie”, conforme esquema das figuras 38 e 39.

As concretagens atingiram volumes de até 235m³ e se estenderam por um período de aproximadamente 5,0 horas, necessitando de alta tecnologia no concreto fornecido. O concreto utilizado em projeto tem resistência à compressão simples aos 28 dias de 30,0 MPa.

4.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO DISPONIBILIZADOS

Todas as perfurações da obra foram integralmente monitoradas eletronicamente em todas as suas etapas construtivas. Assim, perfurações de contrafortes, faces, retíficas e limpezas foram monitoradas quanto à verticalidade e prumo nos eixos longitudinais, transversais e giro das ferramentas, durante o atravessamento das camadas terrosas e rochosas da obra.

Tabela 1 – Médias dos desvios percentuais da obra global

Desvios	Escavação		Média global
	Face	Contraforte	
Máximos	0,212%	0,217%	0,214%
Mínimos	0,031%	0,036%	0,033%
Médios	0,091%	0,102%	0,096%

Contudo, vasto banco de dados fora disponibilizado pelas escavações deste empreendimento. Nas figuras 40, 41 e 42, demonstram-se os registros de saída do software utilizado e os gráficos de análise das resultantes de excentricidade a cada metro de perfuração.

Pelo exemplo citado nas Figuras 40, 41 e 42, pode-se verificar a eficácia do sistema de “autocorreção” ou retomada da vertical proporcionada pelo equipamento hidrofresa, onde é possível até inverter a tendência de um desvio da ferramenta em avanço de perfuração. Na Tabela 1, relacionam-se as médias globais atingidas de precisão no empreendimento, antes e após as retíficas de furo.

Em resumo, a precisão média da obra fora de 0,1%, ou seja, a cada metro escavado a ferramenta desviava 1,0mm. Marca esta muito expressiva e de avanço realmente notório frente às obras de diafragma convencionais.

4.6.1 Ensaios de compressão simples não confinada

Corpos de prova foram extraídos diretamente das paredes diafragma e ensaiados à compressão simples. A média dos resultados atingiu fck ≈ 35,33MPa, confirmando as premissas de projeto.

4.6.2 Volumes de sobreconsumo de concreto

O sistema hidrofresa se mostrou ainda mais vantajoso que sistemas convencionais de perfurações com fluido estabilizante, pois os sobreconsumos percentuais da obra ficaram abaixo dos esperados, obtendo médias globais de 8,3%, para os mais de 30.000m³ escavados na obra.



Figura 43 – Aspecto da estrutura concluída, onde se vê linearidade e prumo dos elementos

4.6.3 Produtividade

A média global da obra atingiu o recorde de seis concretagens semanais de painéis com contrafortes, o que representou 1.288m² escavados em uma semana. No mês, fora obtida marca de 5.600m² escavados totais, ou 1.866m² por conjunto de equipamentos.

4.6.4 Imagens

A melhor forma de demonstrar o ótimo desempenho retrospectivo desta solução são as imagens da estrutura

concluída e escavada, onde a linearidade e prumo são evidentes, além da excelente vedação demonstrada para cargas hidrostáticas de mais de 20tf/m² (Figura 43).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A hidrofresa disponibiliza ao mercado grandes avanços qualitativos aos produtos de parede-diafragma e estacas barrete, tais como: alta precisão na verticalidade e prumo das perfurações, menores volumes de sobreconsumo de concreto, juntas secantes de superior estanqueidade e condições melhores para concretagem. Assim, o avanço que esta ferramenta proporciona pode mudar alguns conceitos normativos em vigência, tais como: a excelente limpeza do furo e, principalmente, do fundo das escavações propicia contatos de ponta entre concreto e substrato natural não deformado e, assim, pode se pensar em projetar estacas barrete ou lamelas para absorção de percentuais de carga de ponta superiores aos atuais 20%.

Já fora executada por esta empresa pioneira prova de carga estática sobre um elemento de fundação de estaca barrete embutida em rocha com uso de hidrofresa, com resultados surpreendentes que geraram reduções de volume de escavação de rocha em campo de até 60%.

Sugere-se que se abra esta linha de discussão para introdução de nova pasta em norma e especificações para escavações com uso de hidrofresa, o que já é realizado hoje na América do Norte e Europa.

A experiência adquirida em diversos cases de sucesso, fazem da **RR COMPACTA** a empresa certa para realizar em seu projeto o **REFORÇO ESTRUTURAL**.

Controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto

MÁRIO LUIZ DE OLIVEIRA MEDRANO

CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

1. INTRODUÇÃO

O projeto de fundação tem como finalidade atender com segurança a transferência das cargas advindas da edificação, que serão dissipadas em profundidade ou não, por meio de elementos estruturais, que podem ser rasos ou profundos, que é o caso de estacas.

Em fundações por estacas cravadas, uma das prioridades do projeto e da execução é controlar as variabilidades naturais do terreno de instalação da fundação, de modo a proporcionar uma fundação uniforme e segura. Esta variabilidade é fundamental na definição da profundidade adequada para se instalar a ponta da estaca no maciço de solo. Neste contexto, considera-se que o carregamento transferido será resistido por atrito lateral ao longo do fuste da estaca, ou pela resistência do solo sob a ponta da estaca, ou por ambas.

De modo similar, uma estrutura no meio ambiente pode estar submetida a ações externas variáveis, como: ação do vento, das ondas, empuxos de terra, terremotos e outros. Sendo assim, as cargas aleatórias ambientais também fazem parte do cenário de análise de segurança da fundação.

Além disso, o tipo de uso da estrutura também pode ocasionar o surgimento de outras cargas na fundação (trens-tipo em obra de arte especial, forças de atracação de navios e outros); portanto, existem cargas aleatórias devido ao uso da construção que devem fazer parte na análise da segurança da fundação.

A variabilidade das cargas que atuam nas fundações também pode ocorrer devido às parcelas de carga permanente, como, por exemplo, devido à variabilidade do peso específico do concreto armado, causada pelo processo executivo.

Deste modo, em um projeto adequado de fundações, devem-se considerar as incertezas quanto à variabilidade existente nas solicitações atuantes e nas resistências mobilizadas na fundação.

No caso de um projeto de fundações por estacas cravadas, a princípio se calcula o comprimento a ser cravado, para atender as cargas na fundação indicadas no projeto estrutural. Deste modo, é definido um procedimento para o controle da execução do estaqueamento, além da realização de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico, para a verificação da capacidade de carga do sistema estaca-solo.

No momento final da execução do estaqueamento, será conhecida a diferença entre os valores de comprimento previsto e executado para cada estaca. A variabilidade dos comprimentos executados dependerá da variabilidade do maciço de solo, quanto à sua composição e parâmetros de resistência, visto que a instalação de estacas cravadas costuma ser finalizada no momento em que não se consegue mais penetrá-la facilmente no terreno. Este momento é conhecido na prática de fundações como o momento em que deu “nega”, ou seja, a penetração permanente da estaca após aplicação de dez golpes de martelo é mínima.

Depois de atendido o critério de paralisação na cravação das estacas, serão conhecidos os comprimentos reais das estacas que compõe a fundação da obra, que devem ser suficientes para atender as cargas de projeto. Unindo-se as cotas das pontas das estacas origina-se uma superfície denominada de superfície resistente (SR), que torna única a fundação para a obra.

De acordo com Aoki (2002), após determinada a superfície resistente, a fundação será: (a) segura, se apresentar

coeficientes de segurança satisfatórios aos estados limites últimos e de utilização e (b) confiável, se a probabilidade de falha da fundação for aceitável pelos participantes do projeto.

Dessa forma, o presente trabalho apresenta um exemplo de caso de controle executivo empregado na execução de estacas cravadas, para a conformação da superfície resistente adequada. Por este método de controle, foi possível estimar os valores de resistência mobilizada nas estacas durante a cravação, através da interpretação dos registros de nega e repique elástico, comparando-os com os resultados de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico. Ao final da execução do estaqueamento, é possível conhecer a variabilidade da capacidade de carga dos elementos de fundação e a SR resultante.

2. SUPERFÍCIE RESISTENTE (SR)

De acordo com Cintra e Aoki (1996), o comportamento da fundação é dependente das peculiaridades do maciço onde ela está instalada, do método construtivo, das condições de concretagem (ou não, como no caso de estacas pré-fabricadas), das camadas de solo atravessadas e do solo de instalação da ponta da estaca.

A questão fundamental no projeto de fundações é definir a profundidade necessária para que se alcance a SR adequada, ou seja, a situação em que as dimensões finais

das estacas inseridas no maciço atendam com segurança as cargas de projeto, apesar da dispersão em torno da resistência de um elemento isolado de fundação.

Para que se obtenha o desempenho ótimo da fundação de uma obra civil por estacas, é necessário usar um procedimento de controle que permita garantir a homogeneidade e também medir a dispersão da capacidade de cada elemento.

No caso de estacas cravadas, controla-se a execução da fundação por meio do registro de valores de nega e repique elástico, obtidos ao longo da cravação. Em algumas situações, o controle é complementado com o uso de ensaios dinâmicos. Com estes ensaios, é possível medir a variabilidade nas resistências mobilizadas das estacas testadas, representada por um valor médio e desvio padrão, que são únicos para cada projeto de fundação.

3. MÉTODO DE CONTROLE EMPREGADO: ESTUDO DE CASO

O projeto trata da construção de um cais de atracação de um porto em Santa Catarina, projetado para suportar um pórtico rolante, que teria a função de embarcar e desembarcar contêineres de navios, no menor tempo possível.

Como solução de fundação para o cais, foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto armado, com seção circular com diâmetro de 700mm, espessura da parede de 110mm

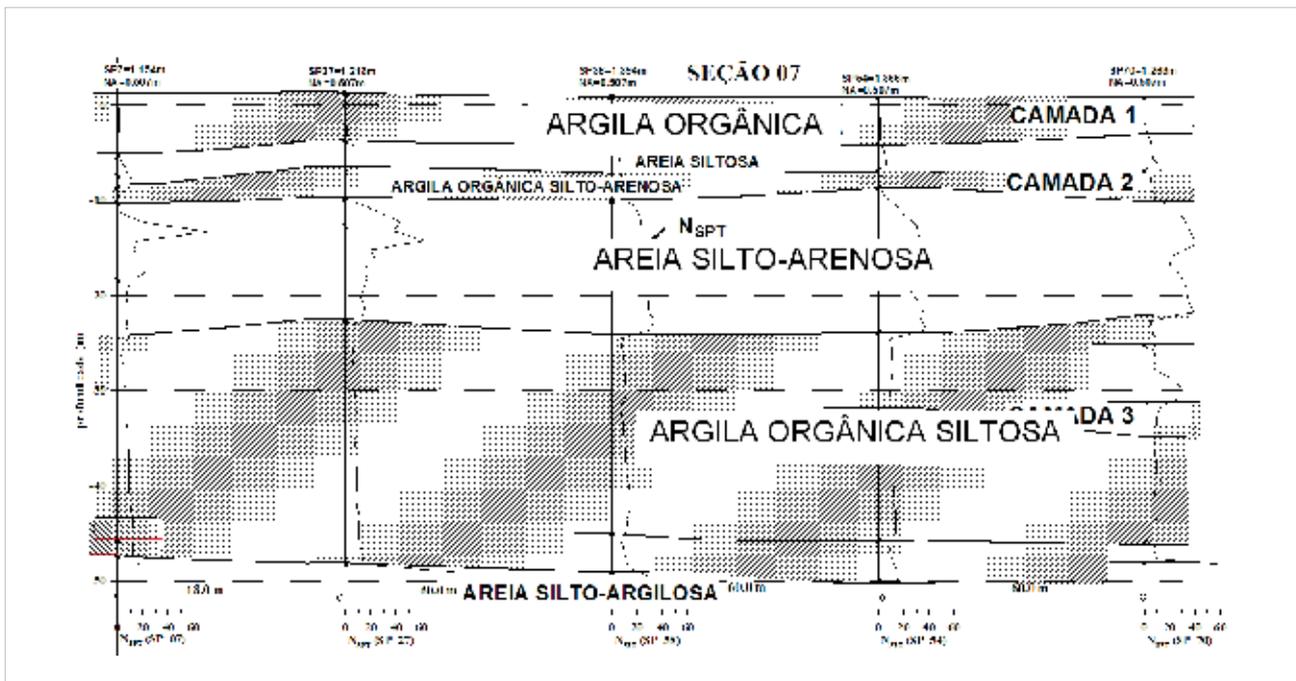


Figura 1 – Seção geológico-geotécnica do terreno (Marques e Lacerda, 2004)

e $f_{ck} = 35\text{MPa}$. Devido à existência de cargas horizontais na fundação, foram projetadas estacas verticais e inclinadas, para uma carga de trabalho à compressão, em média, de 1850kN.

3.1 CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Além da combinação dos carregamentos da estrutura, o terreno desta obra apresenta uma condição geológico-geotécnica bastante peculiar das regiões costeiras brasileiras. Trata-se de depósitos de sedimentos flúvio-lagunares, que na sua grande maioria é uma combinação de porções de areia, muitas vezes com elevada compactidade, em meio às argilas extremamente moles – figura 1.

Nesse contexto, no projeto preliminar da fundação, as estacas deveriam ser cravadas até a profundidade em torno de 60,0 metros, com a ponta instalada no solo de alteração, ou até mesmo apoiada na rocha. No entanto, esta solução tornaria o projeto economicamente inviável.

Numa profundidade média de 15,0 metros, as investigações do solo mostraram uma camada de areia siltosa compacta, com índice de resistência à penetração (N_{SPT}) da ordem de 30 golpes/30cm finais, que proporcionaram a capacidade de carga necessária. Entretanto, pela própria formação dessa camada de areia, advinda de deposição de sedimentos ao longo do tempo, a variabilidade da resistência do solo é muito expressiva.

Na avaliação ao longo de toda a área da obra, foi observada nesta camada de areia uma variação dos valores N_{SPT} de 2 a 60 golpes/30cm. Consequentemente, foi necessária definir uma metodologia de controle executivo que possibilitasse estimar indiretamente a capacidade de carga de cada estaca, de modo a atender o fator de segurança estipulado em projeto.

3.2 REGISTROS DE NEGA E REPIQUE ELÁSTICO

Um dos modos de determinar a paralização da cravação de uma estaca é através da dificuldade de penetração do elemento no solo, por meio da contagem de golpes necessários para penetrar 1,0 metro no maciço de solo.

Este procedimento é comumente denominado de diagrama de cravação e permite confrontar, com as previsões fornecidas pelos estudos de definição dos comprimentos, os perfis de solo resultantes dos ensaios de sondagem a percussão (SPT).

A figura 2 apresenta, para algumas estacas cravadas na obra em questão, a comparação entre a dificuldade de cravação (mostrada pelo diagrama de cravação) e o perfil de solo de instalação fornecido pelo ensaio SPT. Nessa situação, obteve-se para o final de cravação uma nega de 10mm/10 golpes.

Entretanto, esse procedimento não costuma ser executado em todas as estacas da obra. Para todas as estacas,

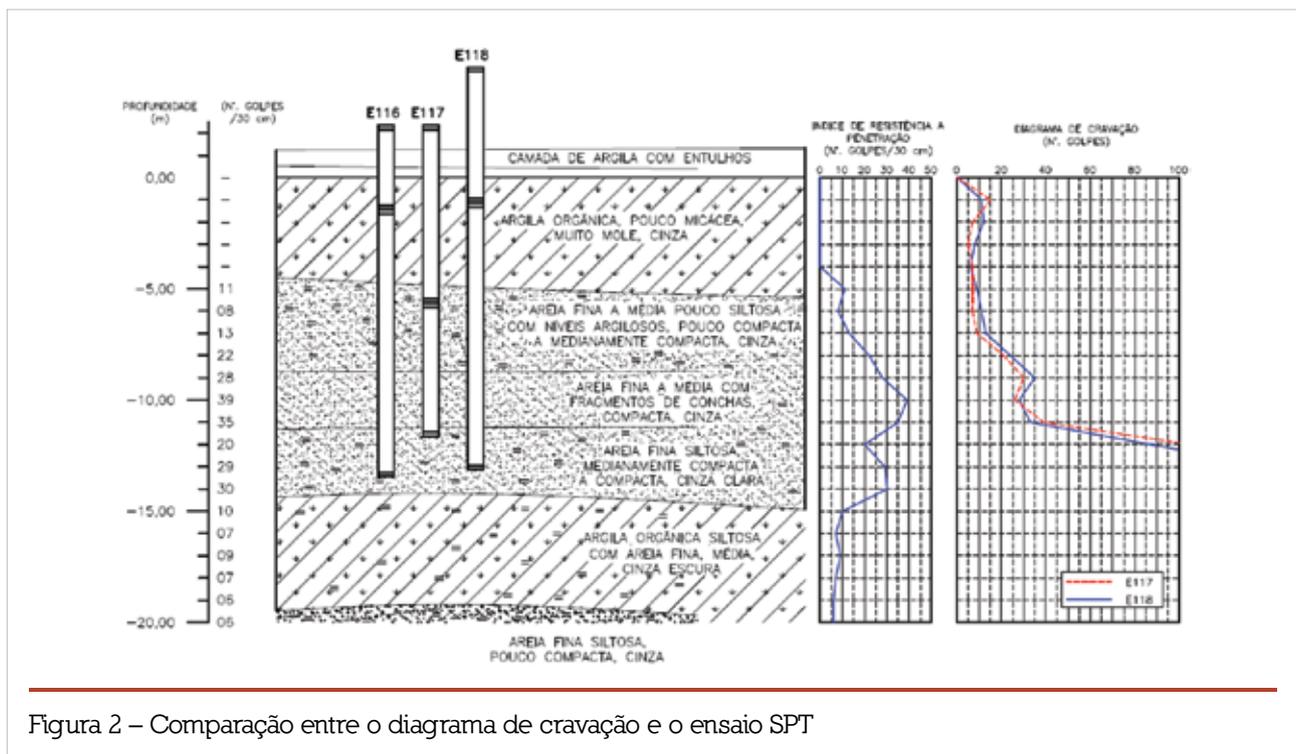


Figura 2 – Comparação entre o diagrama de cravação e o ensaio SPT

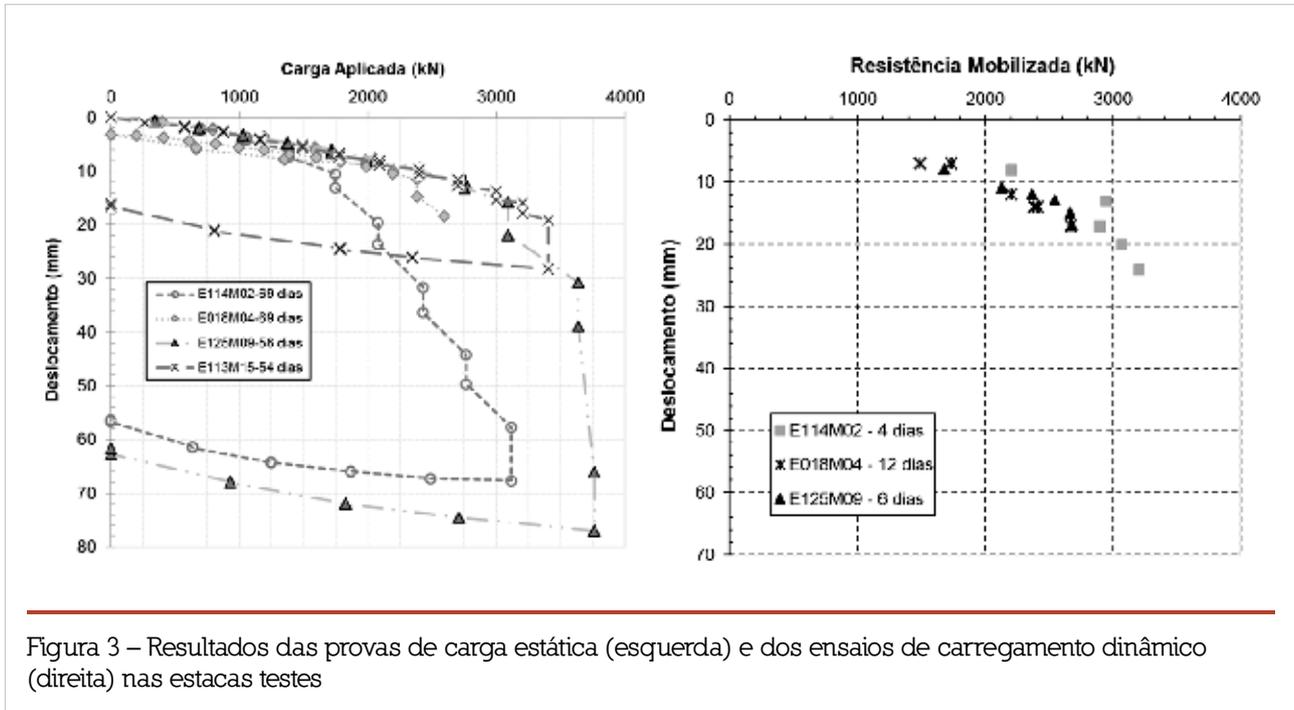


Figura 3 – Resultados das provas de carga estática (esquerda) e dos ensaios de carregamento dinâmico (direita) nas estacas testes

é comumente registrado apenas o valor de nega e repique elástico ao final da cravação. Estas medidas são de extrema importância, pois indicam a dificuldade de penetração da estaca no solo, permitindo homogeneizar a cravação. Através de fórmulas dinâmicas e das medidas de campo, é possível estimar a resistência mobilizada no sistema estaca-solo durante o golpe final da cravação.

Para um controle mais acurado da resistência mobilizada pelas estacas, alguns parâmetros destas fórmulas dinâmicas podem ser calibrados usando-se os resultados de ensaios de carregamento dinâmico.

Nesta obra foi estabelecido que, para a condição final de cravação, deveria ser atendido um valor de nega máxima de 25mm e um repique elástico mínimo de 15mm, no caso de não se atender as duas condições deveria se prosseguir com a cravação da estaca.

3.3 PROVAS DE ESTÁTICA E ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

A fim de aferir parâmetros das fórmulas dinâmicas para o controle da cravação das estacas, por meio de nega e repique, foram usados os resultados de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico nas estacas da obra.

As quatro estacas ensaiadas com provas de carga estática foram denominadas de estacas-teste. Quando possível, antes da execução do ensaio estático, foi realizado na estaca um ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente.

Pelos resultados das estacas-teste (figura 3), é possível verificar uma variabilidade de comportamento da curva carga-recalque das provas de carga estática (figura à esquerda), que está diretamente relacionada à resistência do solo sob a ponta da estaca. O gráfico do lado direito da figura 3 mostra os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico nas estacas-teste.

A tabela 1 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios nas estacas-teste. Entretanto, na interpretação dos resultados em termos de carga de ruptura, é possível visualizar que, na prova de carga estática, a resistência variou de 2755kN a 3931kN, enquanto que, no resultado dos ensaios dinâmicos, a variação foi de 2800kN a 3050kN. Essa variação está ligada às diferentes idades em que os ensaios foram executados em relação ao momento final da cravação (efeito de cicatrização).

Pelas facilidades do uso de ensaios de carregamento dinâmico para a verificação do comportamento do sistema estaca-solo, este tipo de ensaio foi executado em 74 estacas da obra. Os resultados de resistências mobilizadas no ensaio dinâmico (RMX) foram adimensionalizados pelo valor da resistência estrutural da estaca (RE), como mostra a figura 4. Durante a aplicação de cada golpe no ensaio, foram registrados os valores de nega e repique elástico.

A figura 4 mostra que, apesar do solo da ponta da estaca influenciar diretamente a variabilidade das resistências individuais dos elementos de fundação, com o controle da

Tabela 1 – Interpretação dos resultados

Dados gerais				Prova de carga estática			Ensaio de carreg. dinâmico		
Nº estaca	Comp. (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	Idade (dias)	$Q_{ult.}$ (kN)	ρ_{max} (mm)	$\rho_{res.}$ (mm)	Idade (dias)	PR_{RMX} (kN)
E114M02	12,20	20	15	70	3305	67,69	56,28	4	3203
E018M04	13,20	13	17	71	2755	18,32	na ²	12	2670
E125M09	14,90	23	15	59	3931	76,95	61,63	6	2681
E113M15	12,70	14	15	56	3891	28,16	15,69	na	na

execução da estaca ocorreu uma tendência de homogeneização dos valores de RMX, da ordem de 40 a 45% em relação a RE, na fase final dos ensaios de carregamento dinâmico (próxima da ruptura do sistema).

3.4 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A partir dos resultados dos valores de carga última das provas de carga estática ($Q_{ult.}$) e dos valores de resistência estática mobilizada na ruptura dos ensaios de carregamento dinâmico (PR_{RMX}), foi montado um banco de dados.

Com os dados dos ensaios de carregamento dinâmico, calibrou-se a fórmula dinâmica apresentada em Cintra et al. (2013) – equação [1] – para determinação da resistência estática mobilizada no golpe (RM_{SM}), baseada nos valores de nega e repique, para os diversos golpes

aplicados no topo da estaca, que estão diretamente correlacionados aos diferentes níveis de energia empregados, permitindo determinar o valor de RMX do ensaio de carregamento dinâmico para cada estaca da obra no final da cravação.

Na expressão [1], ξ é uma constante que varia de 1 a 2 e deve ser calibrada com resultados de ensaios de carregamento dinâmico, EMX é a energia líquida aplicada no topo da estaca, S é a medida de nega e D é a medida do deslocamento total causado pelo golpe (igual a $S + K$).

$$RM_{SM} = \frac{\xi \cdot EMX}{S + D} \quad [1]$$

Correlacionando-se os registros de $S + D$ com os resultados de RMX dos ensaios de carregamento dinâmico,

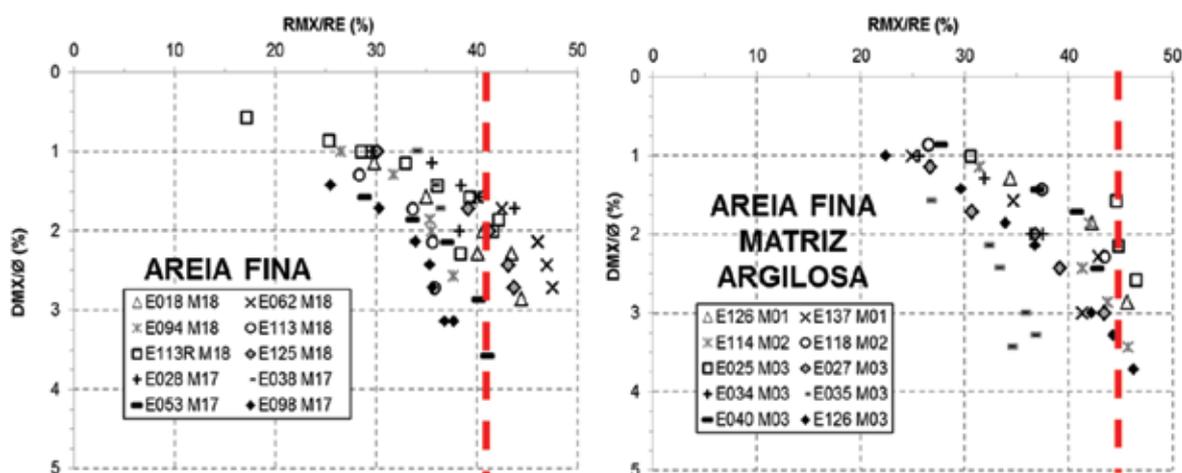


Figura 4 – Curvas adimensionalizadas dos resultados dos ensaios dinâmicos em estacas com as pontas instaladas em areia de diferente compactidade

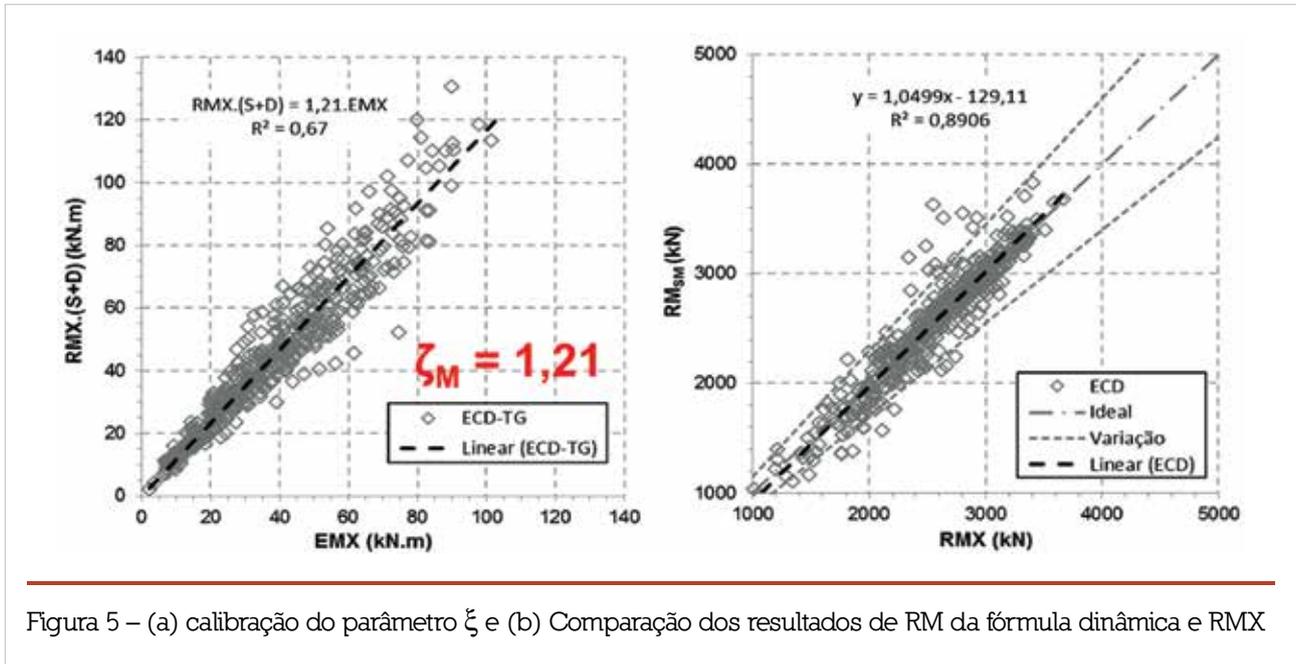


Figura 5 – (a) calibração do parâmetro ξ e (b) Comparação dos resultados de RM da fórmula dinâmica e RMX

foi encontrado o valor médio do parâmetro ξ igual a 1,21 (figura 5.a). A partir dessa consideração, aplicou-se a equação [1] para determinar os valores de resistência mobilizada ao final da cravação das 2506 estacas cravadas na obra. O resultado desta estimativa é mostrado na figura 5.b, em que se comparam os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico interpretado (RMX) e os resultados estimados pela expressão [1], mostrando a eficácia do procedimento de controle do estaqueamento adotado.

Os valores de RMX, medidos nos ensaios dinâmicos, mos-

traram resultados próximos aos das provas de carga estática das estacas-teste; portanto, pode-se considerar que representam adequadamente o comportamento real das estacas.

3.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA

A partir da calibração dos parâmetros da fórmula dinâmica de Aoki e das medidas de campo de S + D, foram determinadas as resistências mobilizadas nas estacas no final da cravação. Com estes resultados, foi elaborada a figura

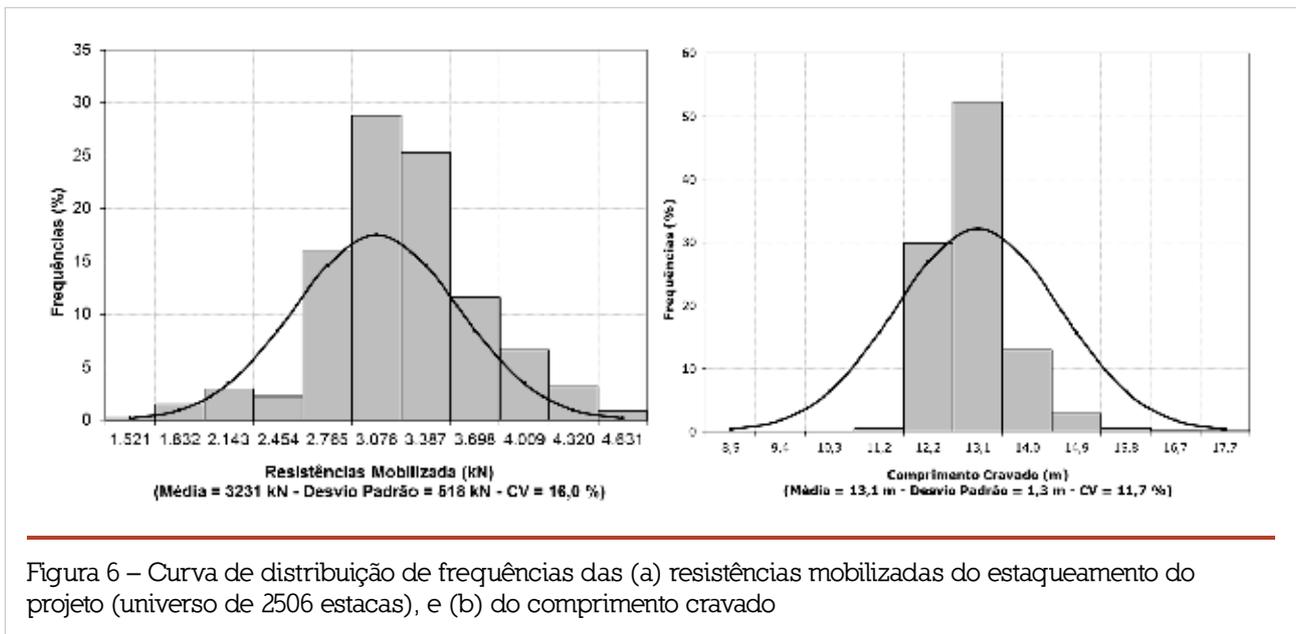
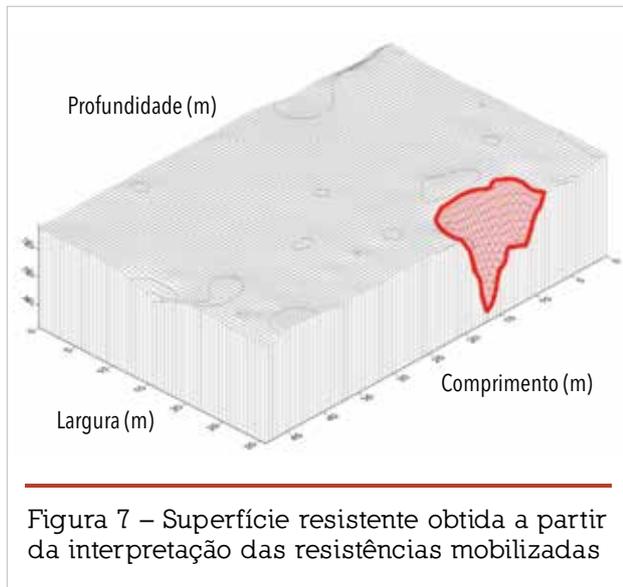


Figura 6 – Curva de distribuição de frequências das (a) resistências mobilizadas do estaqueamento do projeto (universo de 2506 estacas), e (b) do comprimento cravado



6.a, que mostra o diagrama de distribuição de frequência das resistências individuais das estacas, onde se obteve o valor médio de 3231kN, com desvio padrão de 518kN, para um coeficiente de variação de 16%.

A figura 6.b apresenta a distribuição estatística dos comprimentos cravados. O valor médio foi de 13,1m, com desvio padrão de 1,3m e coeficiente de variação de 11,7%. Esses valores são compatíveis com os resultados obtidos nas estacas-teste e demonstra uma tendência de distribuição log-normal das resistências mobilizadas.

3.6 SUPERFÍCIE RESISTENTE

A partir do registro dos comprimentos de estaca cravados, a figura 7 mostra a superfície resistente obtida para uma parte característica do projeto, que apresenta uma superfície plana, porém com pontos mais profundos representados pe-

los maiores comprimentos necessários para mobilizar a resistência necessária (indicado pela superfície em vermelho).

4. CONCLUSÃO

A variabilidade do maciço de solo é o principal condicionante para a definição do comprimento das estacas, único para cada tipo de projeto e método construtivo. Entretanto, a necessidade de atender as cargas de projeto e garantir segurança e confiabilidade demanda a necessidade de se fazer um controle executivo, pois, a partir desse controle, será definida a superfície resistente que determina o comportamento da fundação de uma obra civil.

O presente trabalho apresenta um método de controle de capacidade de carga de todos os elementos isolados da fundação de uma obra por estacas cravadas. Este método consiste na aplicação de uma fórmula dinâmica, baseada nos registros de nega e repique (deslocamentos permanente e elástico da estaca ao final da cravação), para determinar a resistência mobilizada no sistema estaca-solo durante o golpe final. Neste trabalho, o valor de um parâmetro, que é variável e fundamental nesta fórmula dinâmica empregada, foi obtido pela calibração com resultados de ensaios de carregamento dinâmico, que medem a resistência estática mobilizada na estaca durante o golpe.

A partir da interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico, aliado às medidas de campo, verificou-se uma pequena influência da variabilidade da capacidade do solo sob a ponta da estaca na variabilidade dos valores de resistência dos elementos isolados da fundação.

5. AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo e à Professora Teresinha Bonuccelli, pelo apoio a este trabalho.

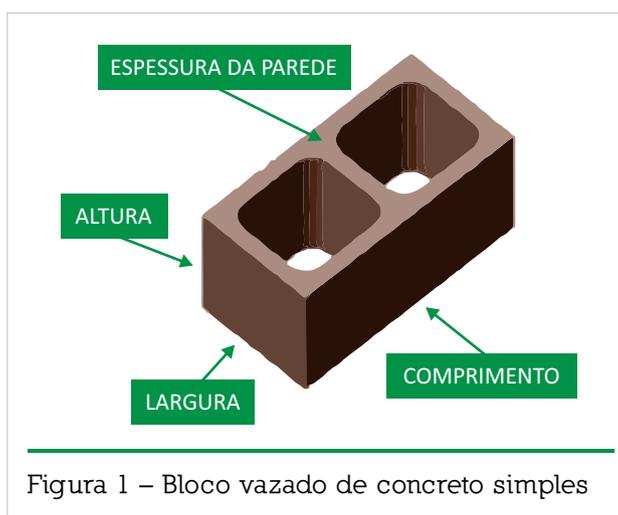
Referências Bibliográficas

- [01] Aoki, N. (2002). Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, v. XIX, n. 3, p. 48-64, Rio de Janeiro.
- [02] Aoki, N. e Cintra, J.C. (1996). Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento das estacas. 3. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, Publicação ABEF/ABMS, Vol. I – São Paulo, SP.
- [03] Cintra, J.C.A., Aoki, N., Tsuha, C.H.C., Giacheti, H.L. (2013). Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP.
- [04] Marques, M. E. S.; Lacerda, W. A. (2004). Caracterização geotécnica de um depósito argiloso flúvio-marinho em Navegantes/SC. IV Seminário de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – Geosul, Curitiba. ●

Comentário técnico sobre a revisão da ABNT NBR 6136

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou, no dia 11 de março último, a ABNT NBR 6136:2014 Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos, que revisa a edição de 2007 dessa Norma. Essa revisão atende à política da ABNT de promover a atualização das Normas Brasileiras a cada cinco anos e consiste em um aprimoramento dos requisitos para o produto.

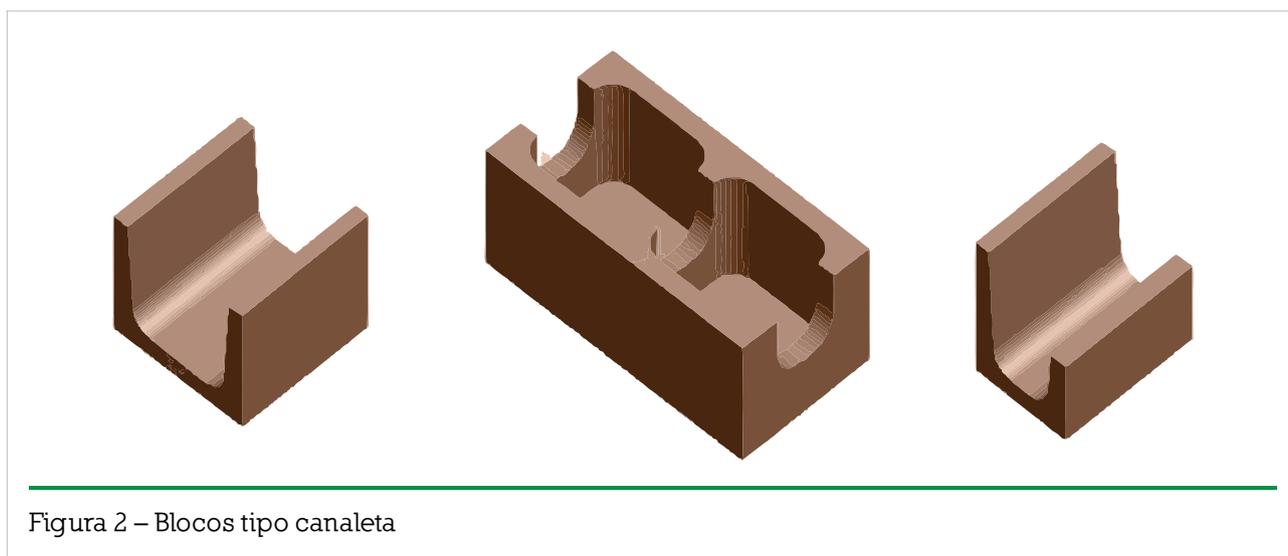
A Associação Brasileira da Indústria de Blocos de Concreto (Bloco Brasil) participou ativamente da Comissão de Estudo do ABNT/CB-18, que discutiu e promoveu a revisão dessa Norma, tendo sido representada pelo arquiteto Carlos Alberto Tauil, consultor técnico da entidade e coordenador da Comissão, que atuou em conjunto, entre outros, com os engenheiros e representantes do PSQ/Sinaprocim, Anderson Oliveira, e da ABCP, Claudio Oliveira, que participa-



ram da Comissão de Estudo, composta por produtores e consumidores de blocos de concreto, professores universitários e laboratórios, bem como representantes de entidades afins. Segundo Ramon Barral, presidente da BlocoBrasil, “o setor de blocos e pisos de concreto tem atuado fortemente no sentido de revisar e atualizar as normas relativas a esses produtos, tanto dos seus re-

quisitos como de sua execução, em alvenarias estruturais e de vedação e de pisos intertravados de concreto”.

Atualmente, o setor de blocos e pisos intertravados de concreto está com seu acervo normativo atualizado, podendo assim oferecer garantia de qualidade aos compradores, tanto aos contratantes profissionais, como construtoras e incorporadoras, quanto ao público final. “Um dos principais objetivos da Bloco Brasil para este e os próximos anos é o de aprofundar a difusão dos programas de qualidade pelo país, como o PSQ – Programa



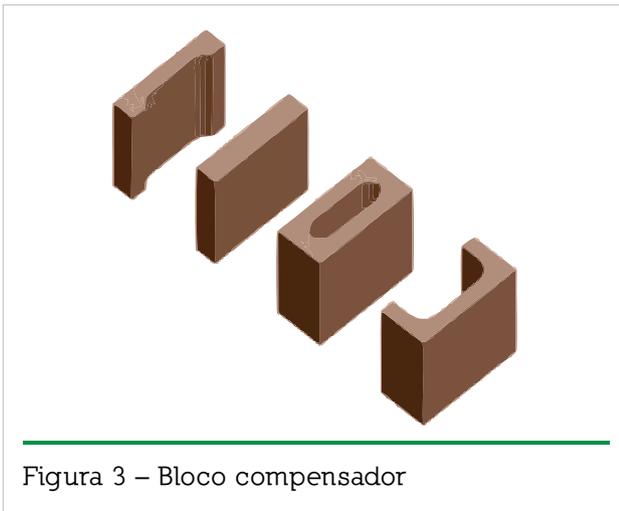


Figura 3 – Bloco compensador

Setorial de Qualidade, do PBQP-H/Ministério das Cidades, e o Selo da Qualidade, da ABCP”, conclui Barral. A meta, diz ele, é cada vez mais oferecer blocos e pisos intertravados de concreto produzidos em conformidade com as normas da ABNT e com garantia de qualidade assegurada. “A construção civil e o país só têm a ganhar com a garantia da qualidade.”

Segundo Tauil, as principais modificações introduzidas na ABNT NBR 6136, que passaram a valer a partir de 11 de abril deste ano (data da entrada em vigor da Norma), foram:

- 1) A definição de blocos vazados de concreto simples, com ou sem função estrutural, esclarece melhor que a área vazada do bloco deve atravessar as faces superior e inferior; não se admitindo, portanto, blocos com uma das faces fechada, com exceção dos blocos-canaleta;
- 2) Foram incluídos desenhos em perspectiva dos modelos de blocos existentes no mercado, similares aos das Figura 1, 2 e 3;
- 3) As definições de dimensões seguem, agora, as definições da ABNT NBR 15 873 Coordenação modular para edificações, ou seja:

- a) dimensões nominais: dimensões para o fabricante;
 - b) dimensões modulares: dimensões que seguem o módulo $M=100\text{mm}$;
 - c) dimensões reais: dimensões verificadas diretamente nos blocos, incluindo tolerâncias admissíveis;
 - d) família de blocos: foi incluído o meio-bloco na família de blocos;
- 4) Foi redesenhada a Tabela 1 da Norma, de acordo com as novas definições, deixando claro que dimensões nominais são as que devem ser seguidas pelos fabricantes;
 - 5) Foi incluída a nota de que as canaletas “J” têm dimensões de altura estabelecidas entre comprador e fornecedor, em função do projeto;
 - 6) A Tabela 2 foi alterada com a eliminação da classe “D” (classe antes exclusiva para blocos e vedação);
 - 7) A Tabela 3 foi redesenhada em vários pontos:
 - Com a eliminação da classe “D”, tanto os blocos sem função estrutural (de vedação) como os blocos estruturais para pequenas edificações fazem parte agora de uma única classe “C”, com o $f_{bk} \geq 3$ (com a grande melhoria da qualidade das máquinas vibroprensa nos últimos anos os fabricantes podem produzir corriqueiramente blocos com essa resistência mínima); blocos com resistência maior que 3,0 MPa levam à menor quebra no manuseio dos mesmos, no transporte para as obras e dentro das obras;
 - Os blocos classe A, para uso abaixo ou acima do nível do solo, devem ter resistência característica à compressão axial maior ou igual a 8 MPa (por exemplo, um muro de arrimo deve ser feito com blocos de, pelo menos, 8,0 MPa; edifícios mais altos utilizarão também essa classe de bloco);
 - Já os blocos classe B, também com função estrutural, devem ser aplicados somente acima do nível do solo, para resistência entre 4 e 8 MPa, faixa em que se enquadram edifícios de média altura, usualmente entre 5 e 10 pavimentos;

Tabela 1 – Dimensões nominais

Medida nominal (mm)												
Família	Largura	Altura	Comprimento									
			Inteiro	Meio	2/3	1/3	Amarração “L”	Amarração “T”	Compensador		Canaleta inteira	Meia canaleta
									A	B		
20 x 40	190	190	390	190	-	-	-	-	90	40	390	190
15 x 40	140	190	390	190	-	-	340	540	90	40	390	190
15 x 30	140	190	290	140	-	-	-	440	-	-	290	140
12,5 x 40	115	190	390	190	-	-	-	-	90	40	390	190
12,5 x 25	115	190	240	115	-	-	-	365	-	-	240	115
12,5 x 37,5	115	190	365	-	240	115	-	-	-	-	365	-
10 x 40	90	190	390	190	-	-	-	-	90	40	390	190
10 x 30	90	190	290	140	190	90	-	290	-	-	290	140
7,5 x 40	65	190	390	190	-	-	-	-	90	40	-	-

NOTA 1 – As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta Tabela 1 são de $\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para a altura e para o comprimento.

NOTA 2 – Os componentes das famílias de blocos de concreto tem sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15873.

NOTA 3 – As dimensões da canaleta J devem ser definidas mediante acordo entre fornecedor e comprador, em função do projeto.

Tabela 2 – Designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos

Classe	Largura nominal (mm)	Paredes longitudinais ^a (mm)	Paredes transversais	
			Paredes ^a (mm)	Espessura equivalente ^b (mm/m)
A	190	32	25	188
	140	25	25	188
B	190	32	25	188
	140	25	25	188
C	190	18	18	135
	140	18	18	135
	115	18	18	135
	90	18	18	135
	65	15	15	113

^a Média das medidas das paredes tomadas no ponto mais estreito.

^b Soma das espessuras de todas as paredes transversais aos blocos (em milímetros), dividida pelo comprimento nominal do bloco (em metros).

- Os blocos classe C podem ser utilizados com função estrutural em função de sua largura, como descrito a seguir: blocos com largura de 90mm, podem ser usados para a construção de edificações de, no máximo, um pavimento; blocos com 115 mm de largura, são adequados para edificações de, no máximo, dois pavimentos; blocos de 140mm de largura, podem ser usados para edificações de, no máximo, cinco pavimentos, com a resistência estabelecida em projeto;
 - deve-se ressaltar que a geometria dos blocos de classe “C” é diferenciada dos blocos da classe “B” (na classe “C” permite-se espessuras das paredes dos blocos de 18 mm, diferente da espessura mínima usual de 25 mm para blocos estruturais de 140 mm); ao especificar a classe “C”, o projetista deve verificar junto ao fabricante ou na caracterização prévia dos materiais, antes do início da obra, as relações prisma/bloco para essa geometria;
 - Observe-se que, na Tabela 3, houve alteração nos valores percentuais de absorção máxima para os blocos classe A, B e C, que tem agora diferenciação;
- 8) Outra alteração feita foi a revisão do tamanho do lote, que hoje ocorre em função da capacidade produtiva das máquinas

Tabela 3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial ^a (MPa)	Absorção (%)				Retração ^d (%)
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk} < 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 12,0$	$\leq 10,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$

^a Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias; ^b Blocos fabricados com agregado normal; ^c Blocos fabricados com agregado leve; ^d Ensaio facultativo.

Tabela 4 – Aceitação e rejeição na ABNT 6136

Disposto nos itens	Ensaio	Aceitação	Rejeição
4.3.1 e 4.3.2	Inspeção visual	$\leq 10\%$ ^a	$>10\%$
5.1	Dimensional	Prova ou contraprova	Contraprova ^b
5.3	Compressão	Prova ou contraprova	Contraprova ^b
5.3	Absorção	Prova ou contraprova	Contraprova ^b

^a Acordo entre as partes para substituição de peças avariadas;

^b Substituição integral em casos de blocos não aplicados e para casos de blocos aplicados na alvenaria deverá ser cumprido o contrato entre as partes.

vibroprensa usadas pelos fabricantes: a constituição do lote máximo para inspeção deve ser definido pelo fabricante, e não pelo comprador, limitado a 40.000 blocos ou um dia de produção, o que for menor;

- 9) Outra alteração importante foi a introdução do termo “estimado” quando o f_{bk} é determinado em amostra de fábrica sem desvio padrão conhecido; assim, fica claro que existem duas formas para determinar o f_{bk} : quando o valor do desvio de produção da fábrica é conhecido e quando o mesmo não é conhecido;
- 10) No recebimento dos blocos, o consumidor pode aceitar ou rejeitar o lote, desde que atendido os critérios da Tabela 4 introduzida nesta revisão da ABNT NBR 6136 (exemplo do controle de obras e de recebimento de blocos segundo a revisão de 2014 foi publicado na edição 73 da Revista Concreto e Construções). ●

Projeto e construção da Estação Sacomã do Metrô de São Paulo

ARSENIO NEGRO – DIRETOR

ANA CRISTINA AKINAGA HATORI – ENGENHEIRA

ANDRÉ JUM YASSUDA – DIRETOR

BUREAU DE PROJETOS E CONSULTORIA LTDA. – ENGENHARIA – PROJETOS

ARGIMIRO A. FERREIRA – GERENTE DE PROJETO

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO – ENGENHARIA – PROJETOS

1. INTRODUÇÃO

Com densidade demográfica estimada, pelo IBGE em 2011, de 7,4 mil habitantes por quilômetro quadrado, a cidade de São Paulo sofre com o congestionamento de veículos em suas principais vias e possui um sistema de transportes públicos insuficiente para o seu tamanho e exigências. Em virtude deste problema, o governo do estado criou o projeto Expansão SP que visa o crescimento dos transportes públicos na cidade. A estação Sacomã da Companhia Metropolitana de São Paulo (CMSP), integrante da Linha 2 – Verde, é uma das mais modernas da América Latina e faz parte deste projeto. Neste trabalho será abordado o projeto desta estação, focalizando as condicionantes locais, as estruturas de contenção, o sistema de impermeabilização utilizado e os desafios encontrados.

2. CONDICIONANTES LOCAIS

A vizinhança de Sacomã é ocupada densamente por edifícios de uso comercial, residencial, religioso e educacional. A maioria dos edifícios na região tem estrutura de concreto de baixa altura (até 5 andares) e fundações em estacas de madeira ou concreto. Há também na vizinhança pequenas casas e armazéns construídos sobre sapatas, apoiados sobre a argila orgânica aluvionar. As ruas locais possuem fluxo de tráfego pesado e fazem a ligação do centro a cidades ao sul da região



Figura 1 – Vista aérea da área de implantação da Estação Sacomã

metropolitana. Sob essas ruas, existem galerias de utilidades públicas, como redes de água e sistemas de esgoto, de comunicações e de energia elétrica. Dadas as condições de traçado e de geologia, optou-se por implantar a estação em vala a céu aberto (Negro et al., 2012).

O espaço entre o contorno da vala da estação e os edifícios vizinhos foi restrito pela densa ocupação urbana. Dentre esses edifícios, pode-se citar um prédio de cinco andares da Agência dos Correios e uma escola municipal, tombada como patrimônio arquitetônico da cidade de São Paulo. A Figura 1 ilustra o bairro antes do início das obras, com a localização do contorno da estação.

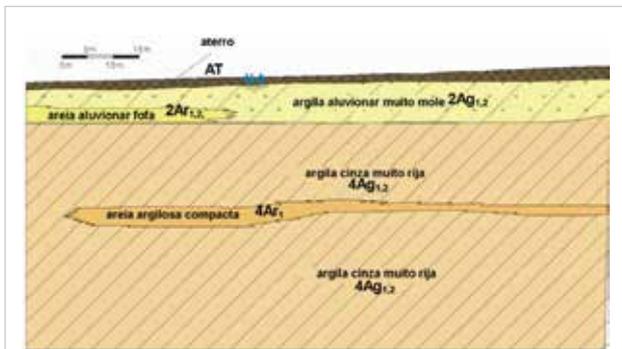


Figura 2 – Perfil típico do subsolo na região da Estação Sacomã

Em virtude da baixa cobertura de solo resultante da elevada cota do topo do boleto na estação, optou-se pelo método construtivo em vala a céu aberto atirantada, em vez de escavação em túnel. Este método foi aplicado em toda a escavação da estação, salvo na região da Rua Bom Pastor. A projeção da vala da estação interferiu com esta rua, conforme ilustra a Figura 1. Por ser uma rua de intenso tráfego veicular, foi premissa de projeto o seu rápido reestabelecimento, o que levou à execução do método invertido de escavação na região oeste da vala da estação.

3. CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Ocorre no local sedimentos neógenos do Grupo Taubaté, pertencentes à Bacia Sedimentar de São Paulo, representado pela Formação Resende, caracterizados,



Figura 3 – Alinhamento da estação na Rua Greenfeld, junto ao Acesso Norte, vista para leste



Figura 4 – Reaterro sobre laje da estação na região da Bom Pastor com Greenfeld; vista para norte

principalmente, por argilas siltosas muito duras (SPT entre 18 e 100), sobreadensadas (com pressões de sobreadensamento superiores a 1 MPa), localmente conhecidas como “taguá”. O taguá pode apresentar-se fissurado, condição não encontrada no local da estação. É característica desta Formação a presença de lentes isoladas de areia compacta, imersas nestas argilas sedimentares muito duras.

Sobre a formação neógena foi encontrado depósito de aluvião quaternário com 10m de espessura, resultado da deposição do rio Tamanduateí próximo ao local, compreendendo argilas siltosas orgânicas muito moles (SPT entre 0



Figura 5 – Devolução da Rua Bom Pastor com Greenfeld ao tráfego local, 45 dias após início das interferências; vista para norte

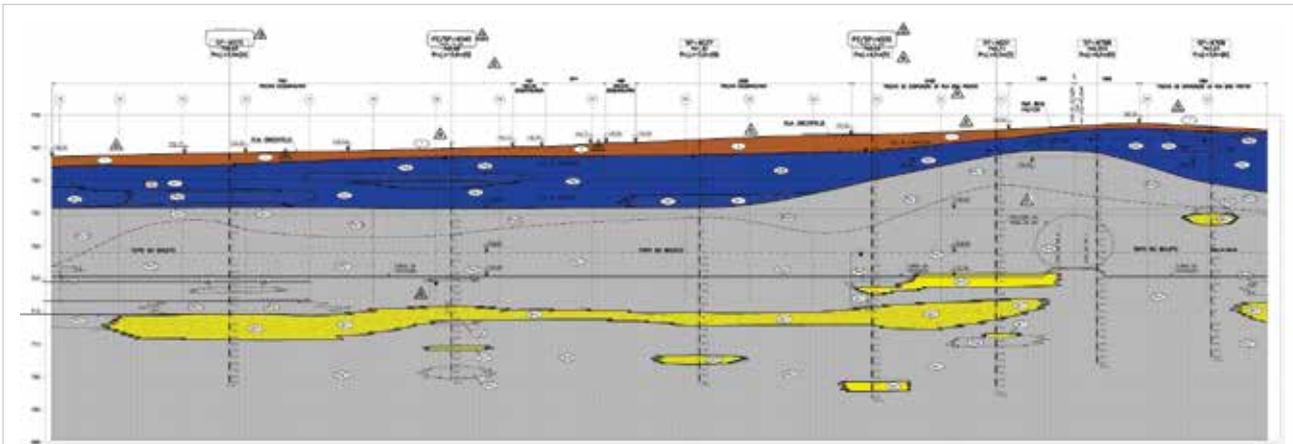


Figura 6 – Perfil geológico-geotécnico desenvolvido, emboque oeste na Rua Bom Pastor

e 8) e normalmente adensadas, com lentes de areias argilosas pouco compactas, dispostas aleatoriamente. O nível d'água foi localizado próximo à superfície. A Figura 2 mostra o perfil típico do subsolo no local e os códigos de identificação dos estratos.

4. PROJETO DA ESTAÇÃO

A estação foi projetada com eixo no alinhamento da Rua Greenfeld (vide Figura 3). Seu projeto compreende uma vala principal de 140 m x 20m, com profundidades variando entre 19 m e 24m, e duas valas auxiliares para os acessos Norte e Sul, com 10m de profundidade cada, escoradas com estacas escavadas de concreto armado e tirantes. O método executivo foi em vala a céu aberto (“bottom up”), exceto na região oeste da estação, onde sua projeção está inserida na Rua Bom Pastor. Tendo em conta a interferência das obras nesta via, aplicou-se o método invertido de escavação

(“top down”) em uma área de 20 m x 20m, no encontro da Greenfeld com a Bom Pastor. As Figuras 4 e 5 ilustram a reconstrução do trecho da Rua Bom Pastor, após execução da laje de cobertura da estação (método invertido).

O prazo para a conclusão da estação imposto pelo cliente foi de 30 meses. Foi especificada uma estação impermeável, o que demandou execução de colunas de CCP (“Cement Churning Pile”) entre estacas escavadas de contenção, para evitar fluxo de água subterrânea para o interior da estação e a instalação de sistema de impermeabilização definitivo, composto por manta termoplástica de PVC bicolor, sobreposta a uma camada de geotêxtil não tecido, para proteção mecânica ligada à laje de fundo em concreto de baixa condutividade hidráulica. Também foi condição de projeto a desativação dos tirantes após a conclusão da contenção definitiva (i.e., tirantes temporários). Esta condição pretendeu evitar interferências com obras vizinhas que venham a ser realizadas.

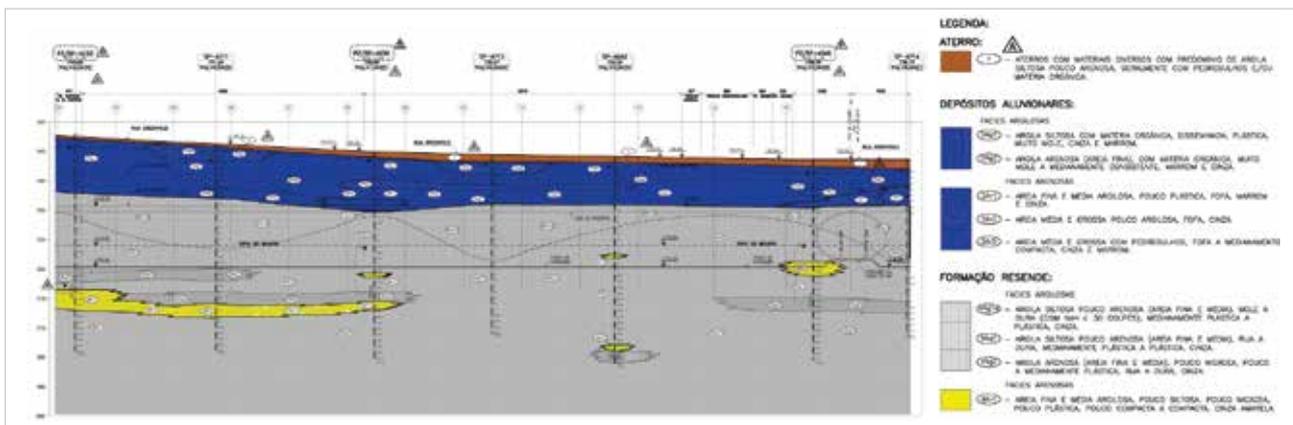


Figura 7 – Perfil geológico-geotécnico desenvolvido, desemboque leste na Rua Greenfeld

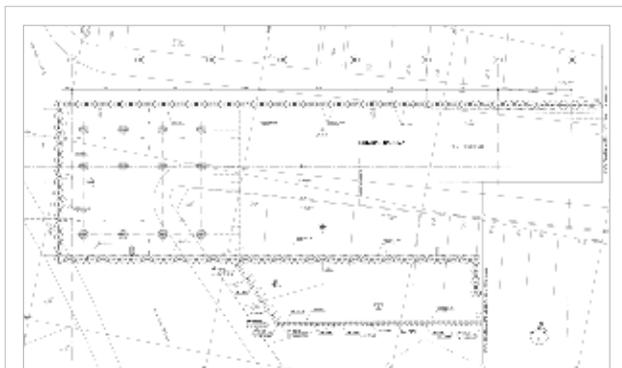


Figura 8 – Porção oeste da contenção

O projeto da estação foi desenvolvido embasado em investigações geológico-geotécnicas, que possibilitaram a compartimentação da contenção da estação em regiões com características distintas e razoavelmente homogêneas (Negro et al., 2012) e em análises numéricas bidimensionais pelo Método dos Elementos Finitos. As Figuras 6 e 7 apresentam o perfil geológico-geotécnico desenvolvido para o perímetro da estação. A planta do projeto de contenção é apresentada nas Figuras 8 e 9. As condições geotécnicas ali encontradas, que envolvem solos moles quaternários e duros do neógeno abaixo do lençol freático, são descritas por Negro et al. (2012).

O projeto da Estação foi desenvolvido pela projetista com o apoio de diversas áreas especializadas, como a de remanejamento de interferências, de arquitetura, de escavação temporária, de impermeabilização, de monitoramento geotécnico, de estrutura final e de sistemas (água, esgoto, ventilação, segurança, comunicação, energia elétrica, sinalização etc). O presente trabalho enfoca os aspectos geotécnicos do projeto da estação Sacomã, especificamente o projeto da contenção da escavação.

5. PROJETO DA CONTENÇÃO

Para projeto da contenção, foram realizadas análises numéricas bidimensionais e evolutivas pelo Método de Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa PLAXIS V8. Os solos foram modelados utilizando modelo constitutivo linear elasto-plástico, com fluxo não associado ao critério de Mohr-Coulomb. Os efeitos das poropressões durante as fases construtivas (análise evolutiva) foram levados em consideração por meio de análises acopladas de fluxo do tipo estacionário, que possibilitaram o cálculo das pressões de água nos poros a cada etapa de cálculo.

Embora tal modelo constitutivo seja simplificado, cuidados especiais foram tomados na definição dos parâmetros de projeto a partir dos resultados das investigações geotécnicas. A análise do desempenho, por comparação entre o previsto pela modelagem numérica e o medido em campo, provou que mesmos modelos simplificados podem produzir resultados satisfatórios, quando as condições de contorno são definidas com critério e coerência. Como exemplo, a razão das tensões efetivas “in situ” na argila neogênica obtida pelos ensaios dilatométricos foi estimada valer entre 1,0 a 4,0. Tendo em conta que os valores do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) provocam significativo impacto nos momentos fletores atuantes no sistema de contenção, o projeto baseou-se em experiências anteriores, com solos da mesma formação, e admitiu o valor de 2,0 como o valor médio mais provável para K_0 . Os efeitos de desvios entre o valor adotado para as tensões “in situ” e o real foram estudados realizando-se análises paramétricas com a faixa de K_0 entre 1,0 a 4,0. Foi constatado que, para valores deste coeficiente superiores ao adotado no projeto, a parede de estacas escavadas poderia desenvolver uma rótula plástica em posição específica, porém o sistema de contenção manter-se-ia estável, apesar de um aumento teórico nos deslocamentos horizontais e verticais. Os deslocamentos horizontais da parede foram, então, correlacionados previamente com o valor de K_0 da argila neogênica, possibilitando abordagem observacional “ab initio” na construção da vala a céu aberto. Verificou-se, posteriormente, a partir dos deslocamentos horizontais da parede, medidos em toda a estação, que o valor 2,0 adotado para K_0 era, afinal, o mais apropriado.



Figura 9 – Porção leste da contenção

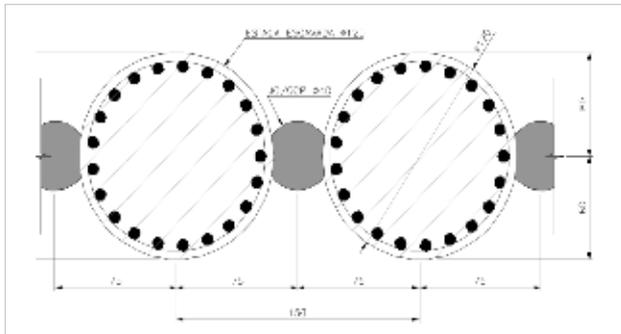


Figura 10 – Seção transversal do sistema de contenção da vala principal, com estacas em concreto armado

O sistema de contenção teve de lidar com solos de rigidez altamente contrastantes: a argila aluvionar quaternária orgânica muito mole e a argila do neógeno muito dura. Como resultado, as soluções de engenharia e os equipamentos que foram adotados tiveram de ser igualmente flexíveis e aplicáveis aos dois tipos de solo. Desta forma, optou-se por executar a contenção da escavação principal com estacas de concreto armado escavadas com 1,2m de diâmetro, espaçadas entre eixos a cada 1,5m. As estacas foram encamisadas com tubos de aço ao longo de toda a camada aluvial e a estabilização do fundo foi garantida com uso de lama bentonítica. Foram usadas colunas de CCP (Cement Churning Pile) entre as estacas de concreto para minimizar a drenagem do maciço durante a escavação. Em função do sobreadensamento da argila neogênica e da sua baixa condutividade hidráulica (da ordem de 10⁻⁷cm/s), as colunas de CCP penetraram apenas 1m a 2m na camada de argila dura. A seção transversal do sistema de contenção com estacas escavadas e colunas de CCP é apresentada na Figura 10.

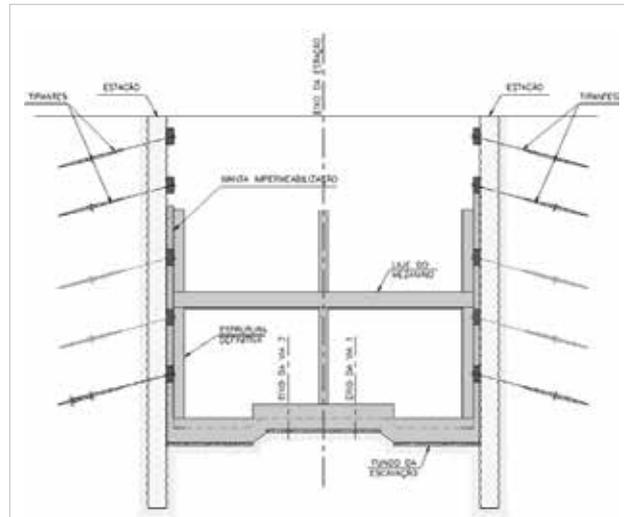


Figura 11 – Seção transversal da vala principal da estação

O sistema de contenção incluiu a execução de tirantes temporários¹, com cargas de trabalho variando de 300kN a 1.000kN, e também a execução de camada de regularização em concreto projetado aplicada sobre estacas escavadas e colunas de CCP, logo após as fases de escavação. Após a conclusão da escavação, os tirantes foram sucessivamente desativados, iniciando pela linha inferior, à medida em que a estrutura definitiva de contenção foi sendo construída, em estágios de baixo para cima. Também nesta fase foi instalado o sistema de impermeabilização entre a contenção e a estrutura definitiva. Cabe destacar que, durante o desenvolvimento do projeto, foi verificado que, se mantendo ativa a linha de tirantes junto à laje de fundo, os deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas escavadas durante a execução da estação seriam reduzidos. Assim sendo, estes tirantes

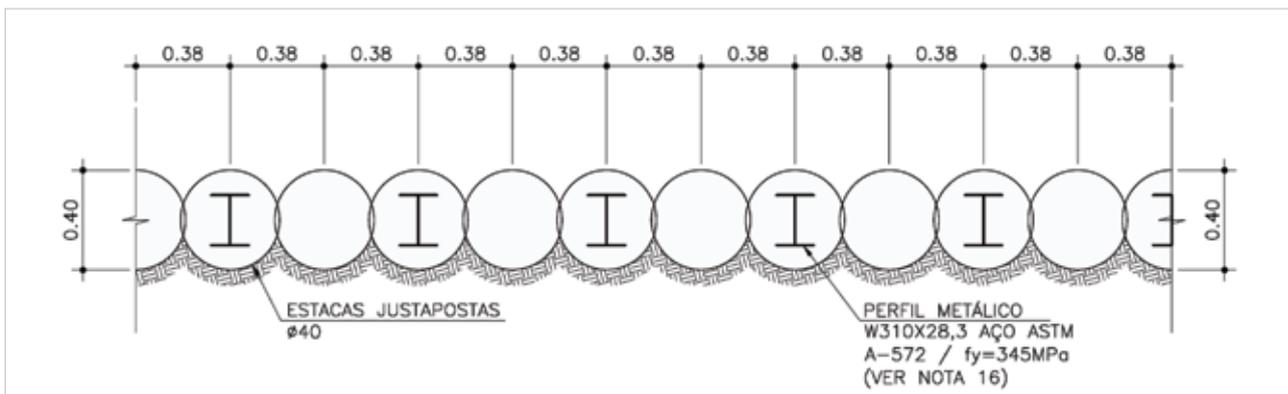


Figura 12 – Seção transversal da contenção das valas de acesso com estacas de concreto e perfis de aço embutidos alternados

¹ TIRANTES COM MÚLTIPLAS BARRAS DE AÇO CP190-RB, EM FURO DE 5", COM ANCORAGEM DE CALDA DE CIMENTO INJETADA EM DOIS ESTÁGIOS NA ARGILA NEOGÊNICA E BAINHA. ENSAIOS DE CONTROLE INDICARAM CAPACIDADE DE ANCORAGEM DE 100 kN POR METRO DE BULBO.

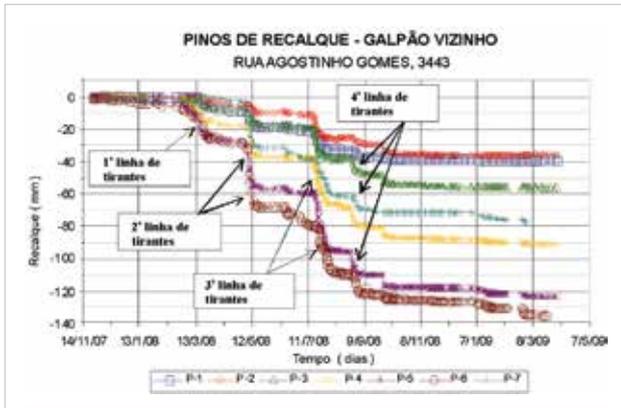


Figura 13 – Recalques em galpão junto à vala de acesso norte da estação associados às perfurações dos tirantes

foram mantidos ativados. Para controle da infiltração de água e do carreamento de solo na região dos tirantes, o projeto exigiu o uso de válvulas tipo “preventer”, instaladas na cabeça dos tirantes. Este tipo de válvula é amplamente utilizado no controle de perda de groute durante a execução de colunas horizontais de CCP. Uma seção transversal da estação é mostrada na Figura 11.

As valas dos acessos Norte e Sul foram projetadas de forma semelhante, com a contenção em estacas escavadas secantes de 40cm de diâmetro, espaçadas entre eixos a cada 38cm e armadas, alternadamente, com perfil metálico “1” W310 x 28,3, aço ASTM, A-572, fyk=345 MPa. As cargas de trabalho dos tirantes nos acessos variaram entre 300 kN e 600 kN. A Figura 12 ilustra a seção transversal deste sistema de contenção.



Figura 14 – Cabeça de tirante tratada com espuma expansiva de poliuretano

6. DESAFIOS DO PROJETO

Um dos principais desafios encontrados durante o desenvolvimento do projeto foi atingir um razoável equilíbrio entre os objetivos das partes envolvidas. O exíguo prazo de 30 meses para conclusão da estação levou a construtora a sua máxima produtividade, o que, em alguns momentos, prejudicou o desempenho do sistema de contenção, estabelecido pelo projeto.

Um exemplo foi a utilização de equipamentos de perfuração com água sob pressão, combinado com a não adoção de válvulas “preventers” durante perfurações para os tirantes, gerando perdas de solo e de água em certas regiões do sistema de contenção. Em um galpão limdeiro à obra, foram observados danos consideráveis, requerendo sua subfundação. Danos menores foram notados em outras construções no entorno da obra. A Figura 13 mostra recalques medidos no referido galpão, associando-os à instalação dos tirantes.

Uma tentativa para controlar perdas de água através dos tirantes foi a instalação de vedação nas cabeças dos tirantes com espuma expansiva de poliuretano, aplicada após a instalação do tirante. A solução forneceu bons resultados, reduzindo, mas não eliminando, infiltrações de água que encontrou caminhos de fluxo alternativos. A Figura 14 mostra uma cabeça de um tirante, logo após a aplicação da espuma expansiva. As Figuras 15 e 16 apresentam um esquema e a vista do compartimento Bom Pastor que ilustram caminhos de fluxo alternativos observados após a vedação da cabeça de tirantes.

Drenagem não intencional do lençol freático foi também induzida por problemas executivos ocorridos nas estacas escavadas, relacionados com falhas de concretagem



Figura 15 – Fluxo de água atrás da vedação da cabeça do tirante

e desaprumos. Leituras de indicadores do nível d'água confirmaram o rebaixamento do lençol freático em alguns locais (Figura 17). Apesar do rebaixamento ocorrido, danos maiores não foram registrados ao redor da estação. Isto se deve, em parte, ao fato da maioria das construções vizinhas possuírem fundações em estacas e, também, ao ligeiro sobreadensamento do solo aluvionar.

Outro desafio deveu-se ao fato das construções vizinhas serem antigas, não tendo sido possível a recuperação de seus projetos de fundações. O desconhecimento da posição das fundações dos edifícios implicou paralisações, decorrentes de interferências de fundações profundas com a perfuração das linhas superficiais de tirantes. Em função disto, foram elaborados modelos localizacionais tridimensionais para otimizar perfurações e minimizar interferências (Figura 18).

Perda de carga de trabalho dos tirantes, por atrito ao longo do trecho livre de ancoragem, foi registrada em valor acima de limites permitidos pela NBR 5629 (ABNT, 2006). Para corrigir este problema, o subcontratante responsável pelos tirantes realizou várias ações com sucesso apenas

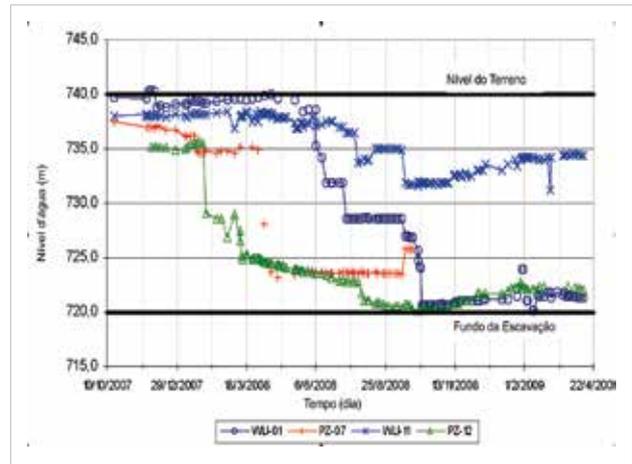


Figura 17 – Variação do nível d'água ao longo do tempo

relativo. A solução encontrada envolveu o monitoramento regular das cargas nos tirantes, por meio de células de carga, e elaboração de um plano de ação caso fosse verificado qualquer comportamento que pudesse pôr em risco a integridade da obra. Felizmente, tais ações não precisaram ser implementadas.

7. PREVISÃO E DESEMPENHO

A previsão de deformações no terreno deu-se por meio de análises numéricas 2D evolutivas pelo MEF para cada compartimento da contenção da estação. Utilizou-se o programa PLAXIS V8, sendo os solos modelados com modelo constitutivo linear elasto-plástico com fluxo não



Figura 16 – Fluxo de água atrás da vedação da cabeça do tirante

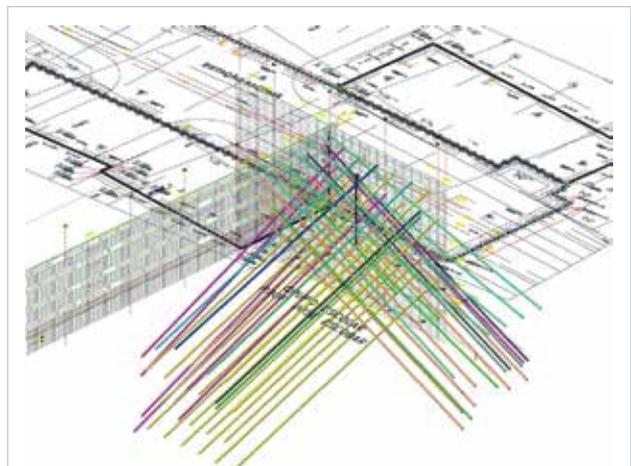


Figura 18 – Modelo 3D de localização de tirantes no compartimento Grupo Escolar

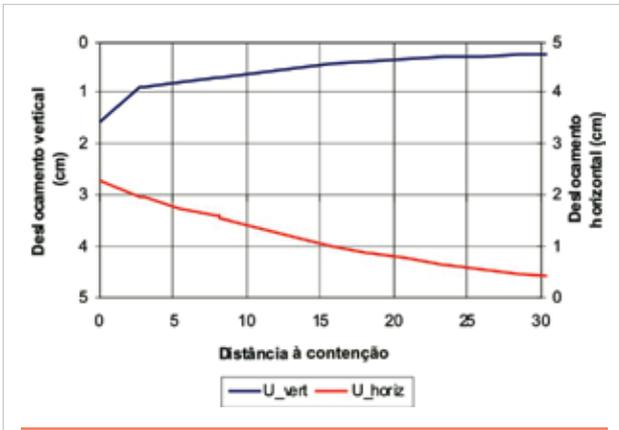


Figura 19 – Deslocamentos na superfície na parede Norte do compartimento Agostinho Gomes

associado ao critério de Mohr-Coulomb. Os efeitos das poropressões durante as fases construtivas foram levados em consideração por meio de análises acopladas de fluxo estacionário, que possibilitaram o cálculo das poropressões a cada fase construtiva. A Figura 19 ilustra um perfil de deslocamentos horizontais e verticais na superfície, acumulados ao longo de todas as etapas construtivas. Os deslocamentos pressupõem que a contenção fosse estanque, ou seja, que os deslocamentos fossem provocados apenas pelo desconfinamento provocado pela escavação da vala e pelo desligamento dos tirantes após execução da estrutura definitiva de contenção.

Os deslocamentos calculados permitiram obter cur-

vas de isorecalques (Figura 20). Os valores indicados não incluem recalques provocados pela escavação dos túneis de via e por fenômenos de adensamento ou por efeitos da execução dos tirantes (recalques por drenagem pelos furos e por perda de solo durante a perfuração). Nota-se que maiores recalques foram previstos junto às contenções em estacas hélice-continua secantes dos Acessos Norte e Sul e do Sistema de Exaustão. Nas regiões junto à vala principal com estações de \varnothing 120cm (compartimentos Bom Pastor, parede Norte da Agostinho Gomes e Grupo Escolar), os recalques totais provocados nas edificações lindieiras pela escavação e desligamento dos tirantes são inferiores a 10mm. Na região do Grupo Escolar foram somados os recalques provocados pela escavação da vala principal e do Acesso Sul, daí as curvas de isorecalques não serem ali paralelas à contenção.

Os deslocamentos calculados foram também utilizados para a avaliação de danos, segundo metodologia proposta por Boscardin e Cording (1989). Foram identificadas duas edificações cujos danos potenciais seriam moderados a severos, situadas junto ao Acesso Sul, na Rua Bom Pastor, números 3512 e 3513, e uma edificação cujo dano potencial seria severo a muito severo, situada próximo ao Acesso Norte, na Rua Agostinho Gomes, galpão de número 3443. Destaca-se que, durante as obras da estação, foram verificadas algumas deficiências executivas que agravaram os danos neste galpão, conforme descrito por

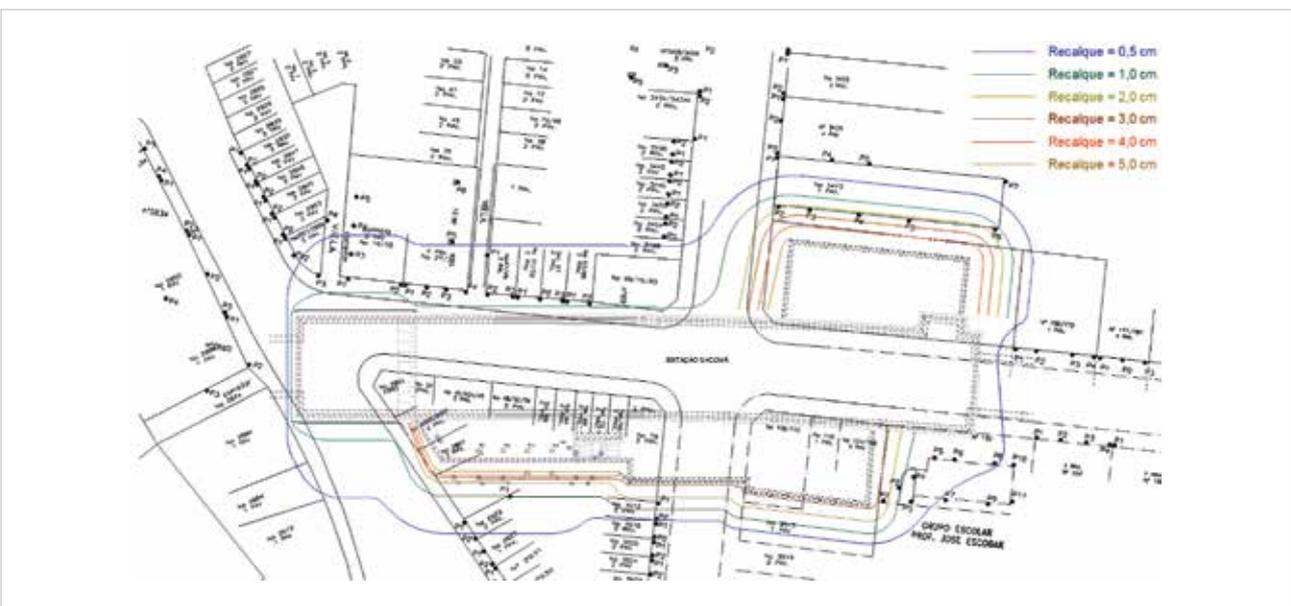


Figura 20 – Curvas de isorecalques ao redor da estação Sacomã



Figura 21 – Edificações lindeiras à Estação Sacomã e estimativa de danos

Negro et al. (2012). A locação destas edificações é apresentada na Figura 21.

O monitoramento geotécnico incluiu marcos de recalque, marcos refletos, tassômetros, pinos de convergência, inclinômetros, piezômetros, células de carga, “strain gauges” e eletrônicos (Figura 22). Houve boa concordância entre as leituras de campo e os deslocamentos

previstos. A Figura 23 mostra deslocamentos horizontais previstos e medidos na parede de contenção da vala principal, para diferentes cotas de escavação. As medidas de deslocamentos horizontais foram realizadas com estação total e marcos refletos instalados na parede e as previsões foram feitas a partir das análises numéricas. Os deslocamentos ocorridos antes da instalação dos marcos refletos foram descontados. A Figura 24 mostra os re-



Figura 22 – Planta da Instrumentação

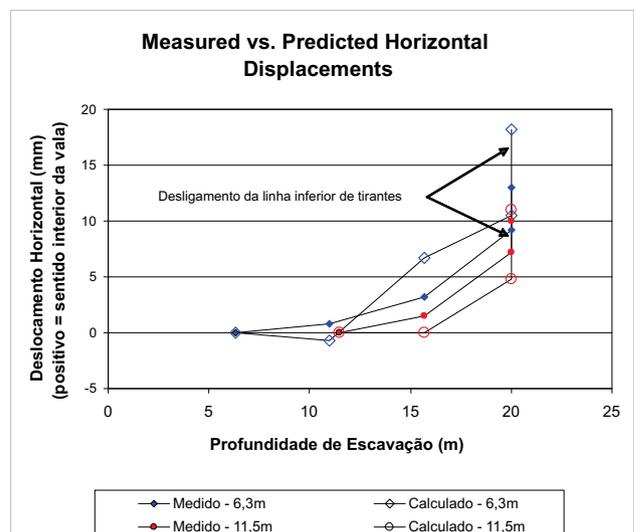


Figura 23 – Deslocamento horizontal medido e previsto da parede de contenção da vala principal

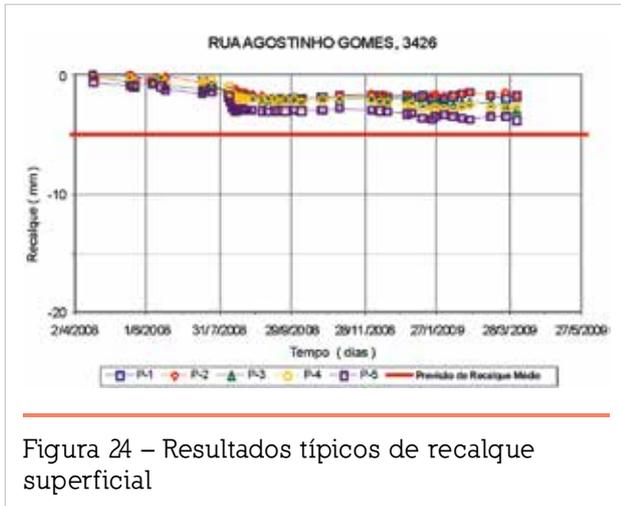


Figura 24 – Resultados típicos de recalque superficial

sultados típicos de recalques medidos ao longo do tempo em pinos instalados em pilares de edifício vizinho, lidos por nível ótico de precisão. Nota-se que os recalques são pequenos e inferiores ao previsto (indicado pela linha vermelha). Notar que todos os valores previstos mostrados referem-se a previsões do tipo A, de acordo com Lambe (1973), realizada antes da construção da estação.

A Figura 25 mostra dados disponíveis reunidos por Long (2001) e deslocamentos horizontais medidos na Estação Sacomã. Percebe-se que os deslocamentos medidos na Estação Sacomã assemelham-se aos registrados em obras similares ao redor do mundo. A Figura 25 mostra também a interpolação proposta por Clough & O'Rourke (1990), que relaciona rigidez do sistema de contenção e deslocamentos horizontais adimensionais em contenções com fator de segurança superior a 3.

8. CONCLUSÃO

A estação Sacomã, uma das maiores da cidade, construída em vala a céu aberto, representou um caso típico de desafios encontrados por engenheiros geotécnicos em megacidades. O projeto da contenção teve de lidar com solos de rigidez muito contrastantes. Desta forma, soluções de engenharia e equipamentos empregados tiveram de ser flexíveis e aplicáveis a horizontes de contrastante rigidez. A ocupação urbana da região resultou em pouco espaço entre a vala e edifícios vizinhos, além da interferência de parte da vala com a Rua Bom Pastor, com intenso tráfego. Em virtude desta interferência, foi condição imposta ao projeto o rápido restabelecimento do tráfego nesta via.

Os cálculos do sistema de contenção foram realiza-

dos por análises numéricas, bidimensionais e evolutivas, pelo Método de Elementos Finitos. Mostrou-se que a seleção cuidadosa dos parâmetros geotécnicos requeridos e a adequada representação dos sistemas de contenção permitem satisfatória antecipação do comportamento da escavação, mesmo usando-se modelos constitutivos simples na modelagem dos solos envolvidos. Resultados das análises indicaram que o critério de infiltração limite de 1 l/m²/dia é muito elevado para casos como o presente e mostraram a importância de adoção de sistema de impermeabilização, sob pena de provocar depressão do N.A. e induzir recalques por adensamento no solo aluvionar.

O exíguo prazo imposto para conclusão da estação demandou processo de perfuração dos tirantes muito produtivo, mas gerador de perdas de solo e de água do subsolo para o interior da vala da estação, através das perfurações. Tais perdas demandaram medidas mitigadoras de recalque, como o uso de colunas CCP entre as estacas escavadas, o uso de vedação na cabeça dos tirantes com espuma de poliuretano e execução cuidadosa da laje de fundo para minorar fissuração. Não obstante tais cuidados, a drenagem de águas subterrâneas para o interior da estação, confirmada pela instrumentação geotécnica, se deu por imperfeições nas perfurações dos tirantes e entre estacas secantes escavadas.

As investigações geotécnicas para o projeto da estação geraram incertezas quanto ao valor da razão das tensões “in situ” na argila neogênica ($K_0=1,0$ a $4,0$). Em virtude disso, o projeto optou por abordagem pelo método observacional “ab initio”, que, mais tarde, confirmou

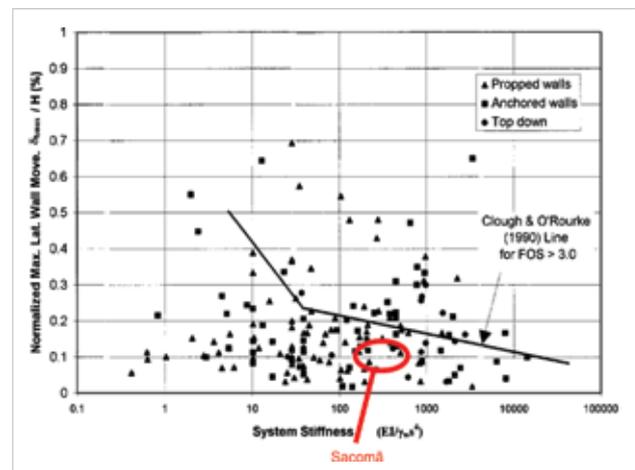


Figura 25 – Deslocamentos horizontais medidos na estação e dados de Long (2001)



Figura 26 – Acesso aos bloqueios



Figura 28 – Fachada do Acesso Sul



Figura 27 – Vista geral da plataforma



Figura 29 – Fachada do Acesso Norte

que o valor mais representativo de K_0 adotado pelo projeto (i.e., $K_0=2,0$) era correto (Negro et al., 2012).

As rigorosas especificações de desempenho foram de maneira geral atendidas, a despeito de algumas deficiências, particularmente as relacionadas à execução dos tirantes, o que acabou agravando danos em galpão limdeiro. Todavia, a metodologia proposta por Boscardin e Cording (1989), empregada juntamente com os perfis de deslocamentos estimados pelo projeto, mostrou-se adequada (ver Negro et al., 2012), levando a intervenções reveladas necessárias e garantindo as condições de segurança exigidas.

As Figuras 26 a 29 ilustram a estação concluída no final de 2010.

9. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia do Metropolitano de São Paulo por permitir a publicação dos dados aqui incluídos. A Bureau de Projetos foi a empresa responsável pelo projeto, pela instrumentação de campo e pelo acompanhamento técnico da obra. A Camargo Correa foi a contratante principal e responsável geral pela construção da obra. A CMSP foi responsável pela inspeção dos trabalhos de todos os contratos.

Referências Bibliográficas

- [01] Boscardin, M. D.; Cording, E. J. (1989). Building response to excavation induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 115, 1, 1-21.
- [02] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, abr. 2006. 32 p.
- [03] Negro, A. Jr.; Hatori, A. C. A.; Yassuda, A. J.; Rocha, H. C. Investigações para o Projeto e Previsão de Desempenho da Estação Sacomã da Companhia do Metropolitano de São Paulo. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 7., 2012. Anais... São Paulo: ABEF, SINABEF, DFI, ABMS, ABEG, 2012.
- [04] Lambe, T. W. (1973). Predictions in soil engineering, 13th Rankine Lecture, *Géotechnique*, Vol.23, pp.149-202.
- [05] Long, M. (2001). Database for Retaining Wall and Ground Movement due to Deep Excavations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, March 2001, pp. 203-224.
- [06] Clough, G.W., and O'Rourke, T.D. (1990). Construction Induced Movements of In-Situ Walls, *ASCE, Geotechnical Special Publication N° 25 – Design and Performance of Earth Retaining Structures*, 439-470. ●



Vencedores em geral

Conheça os projetos vencedores do Prêmio Saint-Gobain

Os vencedores do Prêmio Saint-Gobain Habitat Sustentável foram anunciados durante o Fórum Internacional de Arquitetura, realizado na Expo Revestir, em São Paulo, que aconteceu de 11 a 14 de março. O concurso, promovido pelo Grupo Saint-Gobain recebeu 338 projetos inscritos, entre os quais foram selecionados sete trabalhos finalistas. Os primeiros colocados destacaram-se por propor soluções inovadoras, ampliando o conceito de sustentabilidade na construção civil brasileira.

A premiação foi dividida nas categorias “Profissional”, nas modalidades “Projeto” e “Edificações” e “Estudante”, na modalidade Projeto Acadêmico. Ao todo, foram inscritos 220 trabalhos na categoria Profissional e 118 na Estudante.

Na categoria “Profissional”, o requisito para os candidatos foi graduação em Arquitetura, Engenharia Civil ou áreas

relacionadas, além de terem o registro da profissão nos órgãos competentes. Já os estudantes deveriam estar matriculados no 1º semestre de 2013 do último ano do curso ou serem formados desde 2012 em cursos de Arquitetura, Engenharia Civil ou disciplinas relacionadas, em universidades sediadas no Brasil. A inscrição do projeto previa a obrigatoriedade de um orientador (professor do curso ou de um profissional devidamente registrado).

PROJETOS VENCEDORES

Na categoria Profissional, modalidade Projetos, as arquitetas Françoise Susanne Passburg e Sandra Regina de Barros Sayão Ferreira conquistaram o primeiro lugar, com o projeto Centro Empresarial E.G. Fontes. A proposta arquitetônica considerou o estilo original do edifício, porém, sua recuperação estrutural e estética foi baseada em conceitos de sustenta-

bilidade como, por exemplo, orientação solar, conforto térmico, reuso de águas pluviais e projeto de irrigação, medidores eletrônicos de consumo de energia, equipamentos hidráulicos com baixo consumo de água, entre outras iniciativas.

Já na modalidade Edificação, da categoria Profissional, o vencedor foi o projeto Casa das Guaracemas, de autoria do arquiteto José Ripper Kós, do engenheiro Guilherme Campos Angeloni e do estudante de arquitetura Thiago de Mello Brito. O projeto foi criado com os conceitos de construções sustentáveis que combinam soluções inovadoras de isolamento

térmico e acústico, com amplas possibilidades de ventilação cruzada. Jardineiras foram instaladas na cobertura visando reduzir variações extremas de temperatura interna, além de contribuírem com a proliferação da flora e fauna nativa.

Na categoria Estudante, Luís Henrique Rocha de Araújo conquistou o prêmio com o projeto DOCA 01 30°1'30"S 51°13'36"O, sob orientação do professor Honores Mambrini, que teve como objetivo revitalizar a área, que fica em uma das zonas com maior potencial turístico de Porto Alegre, o Cais do Porto. O projeto é inteiramente modulado, tornando a



Categoria Profissional, modalidade Projetos; projeto Centro Empresarial E.G. Fontes

construção muito mais rápida, racional e financeiramente atraente. O edifício conta com um terraço verde, capaz de absorver a grande carga térmica incidente do sol na cobertura e com um sistema de captação da água da chuva. Na cobertura, estão localizadas placas solares captadoras de energia que geram parte da própria eletricidade da edificação.

O presidente do Grupo Saint-Gobain no Brasil, Benoit d'Iribarne, ressalta que a primeira edição do Prêmio Saint-Gobain surpreendeu pela qualidade dos projetos apresentados. "Por meio do Prêmio Saint-Gobain, profissionais do mercado e da área acadêmica tiveram a oportunidade de mostrar sua capacidade de criação em prol de um mundo mais sustentável, em linha com a estratégia mundial do Grupo Saint-Gobain", destacou.

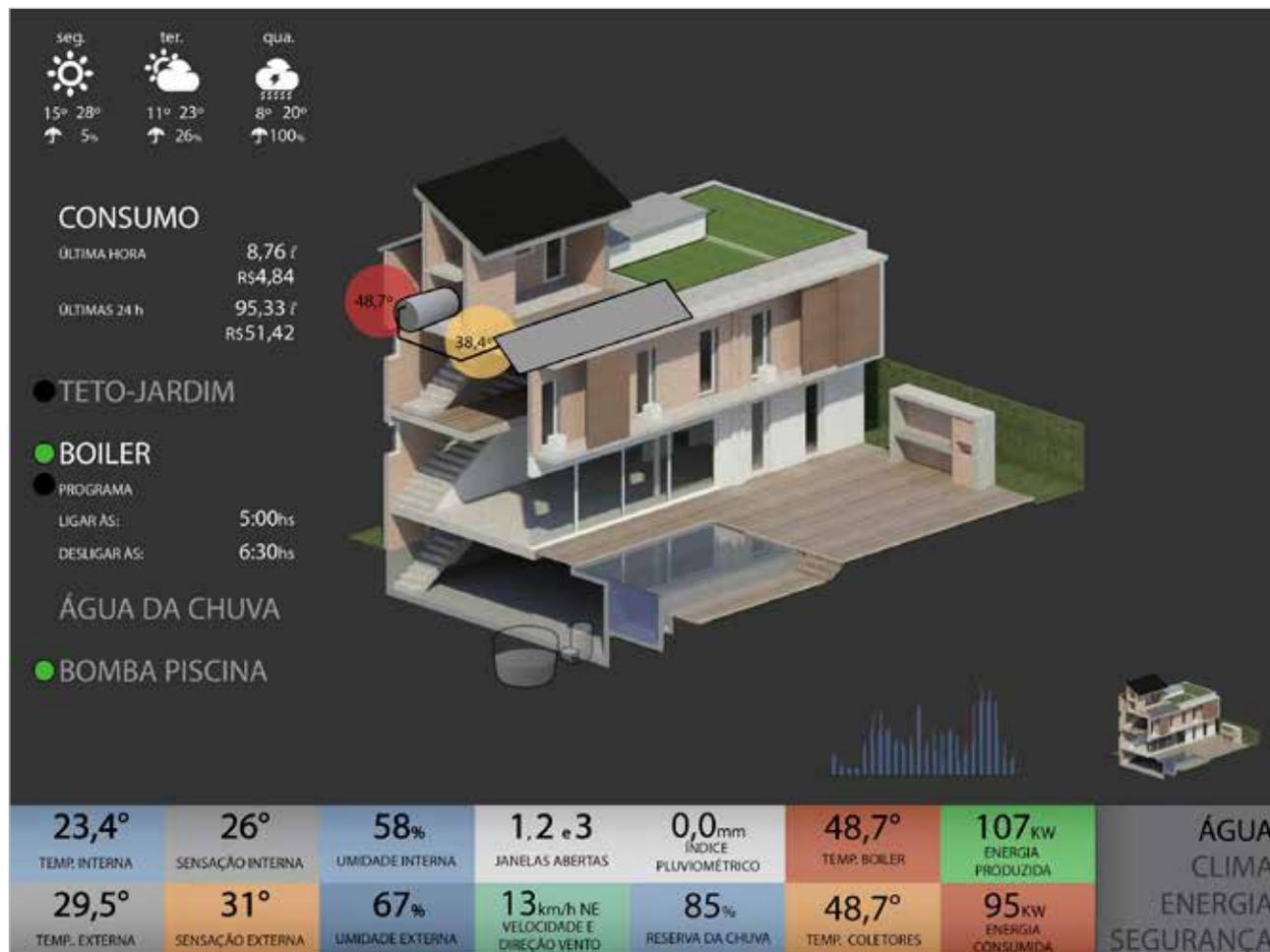
JULGAMENTO DOS PROJETOS

O julgamento dos projetos foi realizado em duas fases e por duas comissões distintas. Na primeira etapa, a Comissão de Seleção, formada por profissionais técnicos do Grupo Saint-

Gobain, indicou até nove projetos finalistas em cada categoria e modalidade e avaliou os trabalhos considerando aspectos econômicos, sociais e ambientais em conformidade com os quesitos da Matriz de Sustentabilidade do Grupo Saint-Gobain.

Na segunda etapa, a Comissão de Premiação escolheu, entre os finalistas de cada categoria e modalidade, os trabalhos vencedores. Nessa fase, os critérios gerais foram inovação, qualidade do projeto e sugestões apresentadas, além da contribuição para o desenvolvimento sustentável da construção civil brasileira.

A Comissão de Premiação foi formada por especialistas das instituições: Associação Brasileira de Escritórios de Arquitetura (ASBEA), Associação Nacional dos Fabricantes de Cerâmica para Revestimentos (ANFACER), Conselho Brasileiro de Construção Sustentável (CBCS), Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), Núcleo de Gestão e Inovação (NGI), Centro de Tecnologia de Edificações (CTE) e Green Building Council Brasil (GBCB).



Categoria Profissional, modalidade Edificação; projeto Casa das Guaracemas



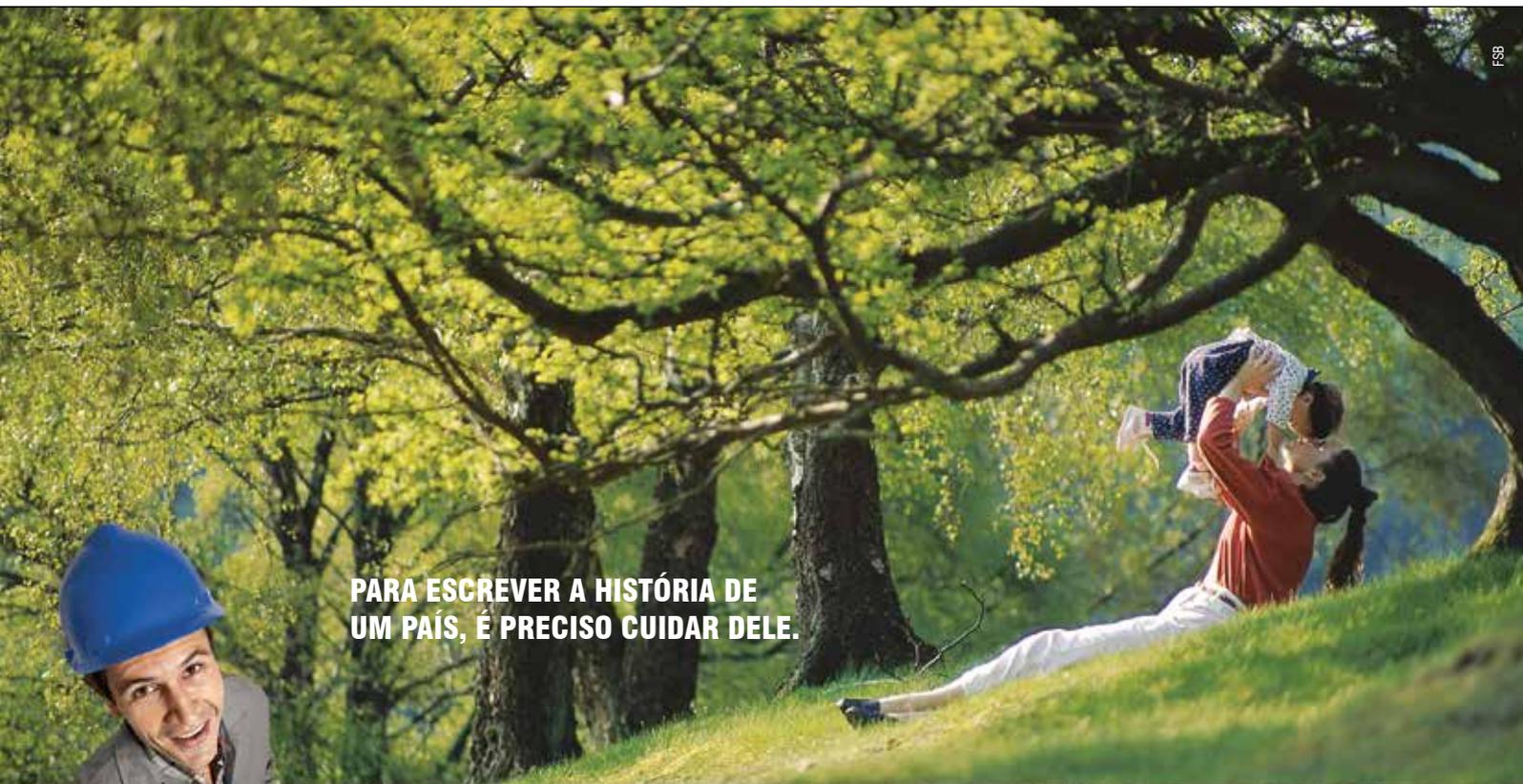
Categoria Estudante, Luis Henrique Rocha de Araújo; projeto Doca 01 30°1'30"S 51°13'36"O

PREMIAÇÃO

Os três primeiros colocados de cada modalidade da categoria "Profissional" receberam, respectivamente, os prêmios: viagem para evento internacional com acompanhante, R\$ 10.000, Macbook pro 15", troféu e diploma; R\$ 5.000, Macbook

pro 15" e diploma; R\$ 5.000, e Macbook pro 13" e diploma.

Na categoria "Estudante", o melhor projeto foi premiado com um Macbook pro 15" e R\$5.000, além de troféu e diploma. O professor orientador do projeto vencedor também foi reconhecido com um iPad, R\$ 5.000 e diploma. ●



**PARA ESCREVER A HISTÓRIA DE
UM PAÍS, É PRECISO CUIDAR DELE.**

Para um país crescer, é preciso investimento. Mas é necessário também pensar no meio ambiente, na sociedade e nas futuras gerações.

A indústria do cimento investe em qualidade e utiliza as tecnologias mais avançadas para promover um desenvolvimento sustentável. Colabora ainda para tornar o meio ambiente mais limpo com o co-processamento: a destruição de resíduos industriais e pneus em seus fornos.

Onde tem gente tem cimento.

Metodologia SCCAP aplicada aos estaqueamentos tipo hélice contínua

CARLOS MEDEIROS SILVA

EMBRE ENGENHARIA E FUNDAÇÕES LTDA.

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

1. INTRODUÇÃO

A previsão de comportamento e o controle da execução das fundações na engenharia geotécnica são, muitas vezes, exercidos com parcelas de empirismo e intuição. A essas peculiaridades, somam-se, com frequência, as incertezas, oriundas da natureza do próprio maciço, e as limitações dos estudos preliminares que servem de suporte à elaboração do projeto. Muitas vezes, a solução adotada nesses projetos são as estacas tipo hélice contínua devido a sua adaptabilidade a quase todos os solos brasileiros e à confiabilidade obtida por meio do monitoramento do processo de escavação e de concretagem. A solução ainda apresenta a possibilidade da verificação das premissas de projeto por meio da análise dos dados provenientes do monitoramento.

Nas estacas tipo hélice contínua o binômio “segurança e confiabilidade” é atingido com a correta interpretação e correlação com outros parâmetros de monitoramento obtidos durante a execução. Executar a estaca com as recomendações amplamente divulgadas na literatura técnica e na prática da engenharia de fundação, entre elas, escavar a estaca com velocidade de avanço que minimize o alívio de tensões no fuste e concretar a estaca com pressão de injeção sempre positiva, é o primeiro passo para garantir a integridade e o desempenho dessas estacas.

Entretanto, o desempenho da estaca tipo hélice contínua sofre influência de vários outros fatores, destacando-se os procedimentos adotados durante a escavação e concretagem,

as condições de subsolo e os eventuais erros de interpretação cometidos durante a análise dos dados do monitoramento. A análise criteriosa desses dados, muitas vezes, é relegada a um segundo plano ou, simplesmente, não realizada. Deve-se entender que a integridade e o desempenho das estacas tipo hélice contínua são atingidos, em sua plenitude, apenas se a execução das estacas for contemplada com procedimentos e critérios de qualidade na execução e no monitoramento, premissas que podem ser atingidas a partir da adoção de critérios de monitoramento durante a escavação e concretagem.

Diante desse contexto, desenvolveu-se, para as estacas tipo hélice contínua, a metodologia SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci) que é calçada em conceitos físicos e probabilísticos. A metodologia é embasada na lei de conservação de energia, um dos fundamentos da física clássica, e quantifica a energia necessária ou o trabalho realizado para escavar cada estaca do estaqueamento. A partir da quantificação da energia despendida na fase de penetração do trado helicoidal e de sua relação com a capacidade de carga e deformabilidade da estaca, foram desenvolvidas rotinas e propostos critérios para a aceitação das estacas, baseados nas características estatísticas da população ou de uma amostra de energia retirada do próprio estaqueamento. Incorporada ao software de monitoramento da execução das estacas tipo hélice contínua, a metodologia possibilita, por meio do controle da energia demandada, a correção de procedimentos e de profundidade de cada estaca do estaqueamento, aumentando, por consequência,

a confiabilidade e mitigando os riscos. Em termos mais abrangentes, pode-se dizer que a adoção do controle de qualidade nos estaqueamentos tipo hélice contínua, durante a fase de execução, trará garantia quanto à conformidade do estaqueamento, podendo, em muitos casos, trazer economia com a adoção de critérios de paralização e aceitação de estacas baseados na energia demandada durante a escavação, como o que ocorre nos estaqueamentos executados com estacas pré-moldadas. A metodologia SCAPP foi reconhecida na academia e na indústria da construção civil ao receber, respectivamente, os prêmios Costa Nunes, concedido pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e o Prêmio CBIC de Inovação e Sustentabilidade, na categoria Pesquisa, concedido pela Câmara Brasileira da Indústria da Construção.

2. SISTEMA DE MONITORAMENTO, TORQUE E ENERGIA DEMANDADA NA ESCAVAÇÃO

O sistema de monitoramento das estacas tipo hélice contínua foi apresentado e dissecado por Silva (2011) e os parâmetros obtidos formam o banco de dados da metodologia SCCAP.

Dois dos principais problemas que podem ocorrer durante a execução de uma estaca tipo hélice contínua são: o alívio de tensões e o risco de falhas durante a concretagem. Para minorar esses efeitos, Silva (2011) apresentou dois conceitos - o da velocidade crítica de perfuração e da velocidade crítica de concretagem - definidos por:

$$Sm_{esc} = \frac{\pi}{4} (d_n^2 - d_0^2) \cdot (n_i \cdot \lambda - V_{pi}) \cdot \Delta t_i \cdot \beta_{vc} \quad [1]$$

$$Vm_{pi} > V_{pi,cr} = n_i \cdot \lambda \cdot \left[1 - \left(\frac{d_0}{d_n} \right)^2 \right] / \beta_{vc} \quad [2]$$

$$V_e < V_{e,cr} = (Q_c + \Delta Q_c) / \Omega \quad [3]$$

$$V_e < V_{e,cr} = Q_c (1 + S_c) / \Omega \quad [4]$$

Onde, Sm_{esc} = Volume corrigido de solo escavado [m³]; Vm_{pi} = Velocidade crítica de perfuração corrigida [m/s]; = Fator de ajuste para a velocidade crítica; Δt_i = tempo de escavação [s]; V_{pi} = Velocidade de escavação [m/s]; $V_{pi,cr}$ = Velocidade crítica de escavação [m/s]; n_i = velocidade angular

[1/s]; λ = passo do helicóide [m]; d_0 = diâmetro do tubo de concreto [m]; d_n = diâmetro do helicóide [m]; V_e = Velocidade de extração do helicóide [m/s]; $V_{e,cr}$ = Velocidade crítica para extração do helicóide [m/s]; Ω = Área da projeção plana do trado [m²]; λ = Passo do helicóide [m]; Q_c = Vazão de concreto [m³/s]; ΔQ_c = Sobreconsumo de concreto [m³/s]; S_c = proporção de sobreconsumo em relação ao consumo de concreto.

A velocidade crítica de perfuração foi definida como a velocidade limite abaixo da qual o volume de solo transportado para a superfície durante a escavação é maior que o volume esperado (volume eventual de empolamento do solo somado ao volume do helicóide) e é função das dimensões do trado, da velocidade de avanço da escavação e da rotação. Ou seja, executar uma estaca com velocidade de avanço igual ou superior a velocidade crítica é garantia de não desconfinamento. Enquanto que a velocidade crítica de concretagem foi definida como a velocidade máxima de extração do helicóide na qual não ocorrerão vazios durante a concretagem e é função do volume nominal escavado, do sobreconsumo característico para cada tipo de solo e do volume de concreto disponibilizado durante a concretagem. Na Figura 1, observa-se a saída gráfica com as modificações propostas: perfil de torque durante a escavação; trabalho realizado ou energia necessária para escavar a estaca; velocidade crítica de perfuração (linha vermelha no gráfico de velocidade); e velocidade crítica de extração (linha azul no gráfico de velocidade de extração).

Mas, o maior problema da engenharia de fundações, em especial das estacas tipo hélice contínua, é determinar a cota de assentamento para a ponta das estacas com segurança. Na prática da engenharia de fundações, é comum adotar como critério de paralização para as estacas tipo hélice contínua uma profundidade mínima, condicionada a uma determinada pressão de óleo ou torque, grandezas que são correlacionáveis.

Entretanto, foi verificado por Silva (2011) que o torque obtido no monitoramento da estaca hélice durante a sua escavação, e a capacidade de carga da estaca hélice, é dependente do impulso. Consequentemente, a magnitude do torque está condicionada à velocidade angular e a velocidade de avanço impostas ao helicóide, como descrito pelo teorema do impulso-momento linear.

Pode-se exemplificar com o caso de dois maquinários com capacidades de gerar forças ou torques de diferentes magnitudes. No maquinário de menor capacidade, o

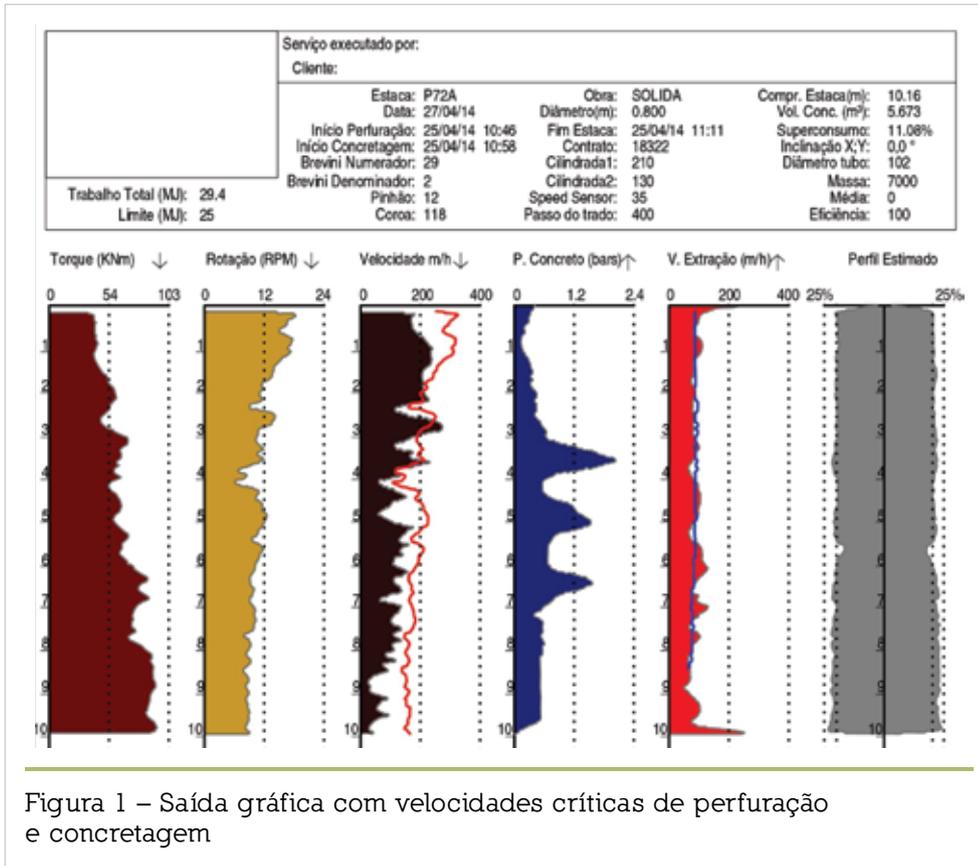


Figura 1 – Saída gráfica com velocidades críticas de perfuração e concretagem

percurso da força, produto da somatória das rotações do helicóide pelo seu perímetro, aplicado ao helicóide é maior. Esse fato compensa a diferença existente entre as forças aplicadas que realizam ao final da escavação trabalhos equivalentes (produto da força pelo deslocamento). No exemplo, a máquina de maior potência gera um torque de grande magnitude e realiza, em menor percurso e tempo, o trabalho necessário para escavar uma estaca, quando comparada com uma máquina de menor potência, que realizará maior percurso em um tempo maior, para escavar estaca semelhante.

Para substituir o critério de torque máximo, Silva & Camapum de Carvalho (2010), Silva (2011) e Silva et al. (2012) apresentaram e validaram a Metodologia SCCAP, que é embasada na tese de que o controle das escavações mecanizadas, em particular, das estacas tipo hélice contínua, realizado por meio da determinação da energia despendida na execução da perfuração, constitui um elemento de controle tecnológico capaz de oferecer maior segurança e menor risco às obras que a utilizam. A partir desta quantificação, foram desenvolvidas rotinas e propostos critérios estatísticos para a aceitação das

estacas, baseados nas características estatísticas da população ou de uma amostra de energia retirada do próprio estaqueamento, e incorporou-se ao software de monitoramento da execução das estacas tipo hélice contínua as rotinas. A metodologia possibilitou, por meio do controle da energia demandada, a correção de procedimentos e de profundidade de cada estaca do estaqueamento, aumentando, por consequência, a confiabilidade e mitigando os riscos.

A metodologia foi validada por meio da comprovação de que a energia necessária para

escavar uma estaca está relacionada à capacidade de carga da estaca, quando o processo de escavação está sistematizado, ou seja, é realizado por um mesmo conjunto máquina e operador. As forças atuantes no maquinário são apresentadas na Figura 2 e a metodologia SCCAP é representada pelas equações 5 e 6.

Fisicamente, a metodologia SCCAP considerou o princípio universal da conservação de energia para determinar a variação de energia mecânica produzida pelo sistema. Logo, partiu do princípio de que a energia do sistema apresentado é conservativa, ou seja, a energia não pode ser criada ou destruída, apenas transformada. Conseqüentemente, o trabalho total realizado pelas forças externas é a somatória do trabalho realizado pela força tangente ao helicóide, mais o trabalho realizado pela força gravitacional e o trabalho realizado pela força descendente, que é igual à energia mecânica aplicada ao helicóide. Portanto, o trabalho é uma grandeza escalar representado por:

$$W_R = \sum_i m_{hc} \cdot g \cdot z_i + \sum_i F d_i \cdot z_i + \sum_i F_i \cdot r \cdot \theta_i \quad [5]$$

$$W_R = \int_0^{z_b} m_{hc} \cdot g \cdot dz + \int_0^{z_b} F_{di} \cdot dz + \int_0^{m \cdot 2\pi} F_i \cdot r \cdot d\theta \quad [6]$$

Onde, W_R é o trabalho realizado ou a energia necessária para escavar uma estaca [J], F_i é a força aplicada no helicóide [N], m_{hc} é a massa do sistema de escavação [kg], r é o raio da estaca hélice [m], g é a aceleração da gravidade [m/s^2], z_b é o comprimento da estaca [m], F_{di} é a força descendente aplicada ao helicóide [N], m é o número de voltas do helicóide durante a escavação.

Salienta-se que o software desenvolvido para a metodologia SCCAP possui rotinas auxiliares para contornar variantes executivas, por exemplo, foram criadas rotinas para não acumular energia quando o avanço do helicóide está com velocidade próxima de zero. Rotina que procura impedir, por exemplo, o acúmulo de energia quando o helicóide atinge uma camada resistente sem penetrá-la, ou quando ocorre o alívio de tensões operacionais, procedimento, muitas vezes, inevitável durante a execução da estaca. O alívio operacional de tensões é o procedimento de transporte de solo para superfície por meio da rotação do helicóide sem o seu avanço, sendo seu objetivo reduzir o atrito e a adesão

entre o helicóide, o solo escavado e a parede do furo, compensando em parte as limitações do equipamento.

3. CRITÉRIOS DE ASSENTAMENTO PARA A PONTA E SUA CONFIABILIDADE

Confiabilidade em estaqueamentos é a garantia de que a superfície resistente, definida pelas cotas onde as bases das estacas estão assentes, assegure as premissas de projeto em termos de capacidade de carga e deformabilidade, localização que depende da formação geológica-geotécnica. Entretanto, na engenharia de fundações, as previsões de desempenho das estacas são determinadas com base em métodos determinísticos, que consideram certos e conhecidos os parâmetros do maciço e, conseqüentemente, o desempenho das estacas em termos de deformabilidade e capacidade de carga. Mas, estas previsões são afetadas por incertezas provenientes da amostragem, da execução e da repetibilidade dos ensaios de campo e laboratório, da variabilidade geotécnica do maciço e da própria execução ou instalação dos elementos das fundações, incluindo-se o controle de qualidade adotado no processo executivo. Contudo, o risco provocado por essas incertezas pode ser miti-

gado e quantificado com o uso da probabilidade e estatística. Por exemplo, como saber se as estacas (indivíduos) que estão sendo executadas em um estaqueamento (população) apresentam capacidades de carga semelhantes? Poder-se-ia responder a esta questão, por exemplo, fazendo provas de carga em todas as estacas, processo extremamente oneroso e, na prática, inviável. Entretanto, é possível controlar a capacidade de carga e a deformabilidade, as quais estão intimamente ligadas, através da comparação

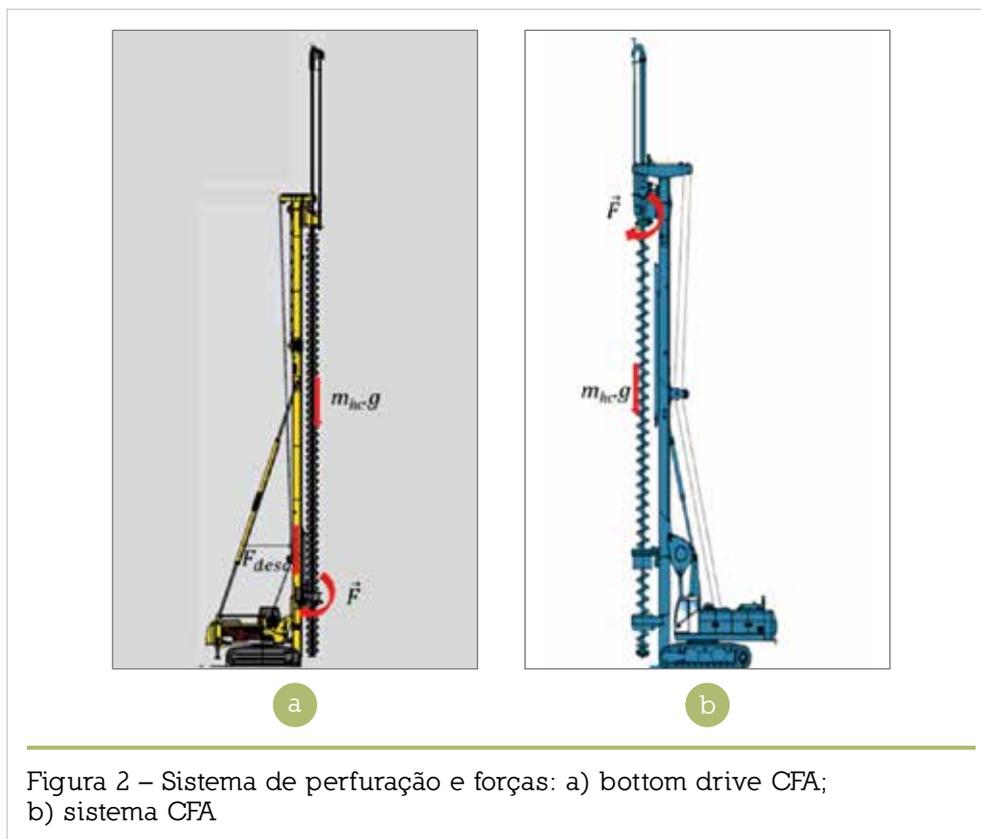


Figura 2 – Sistema de perfuração e forças: a) bottom drive CFA; b) sistema CFA

das características de cada estaca, com as características estatísticas do estaqueamento ou de um grupo de estacas selecionadas dentro do estaqueamento (amostra) como demonstrado por Silva (2011).

Como referência inicial, podem ser utilizados resultados de prova de carga, bancos de dados regionais de acordo com o tipo de solo ou ainda cálculos de capacidade de carga oriundos de métodos semiempíricos. Se a amostra de fato representar o estaqueamento, suas características estatísticas serão representativas do mesmo e, a partir destas características, pode-se controlar a execução do estaqueamento, adotando-se critérios para garantir a sua uniformidade em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

Para garantir uniformidade ao estaqueamento, Silva (2011) partiu do conceito de que a capacidade de carga da estaca está diretamente relacionada com a energia necessária para executá-la, ou seja, com o trabalho efetuado para escavar a estaca (dado). Os dados amostrados por Silva (2011), energia ou trabalho necessário para escavar cada estaca, foram agrupados de forma organizada em histogramas e tinham comportamento normal, ou seja, enquadravam-se em uma distribuição de frequência normal, que é representada pela média e o desvio padrão (Figura 3). Cabe lembrar que os ensaios de campo e, conseqüentemente a engenharia de fundação, possuem como base a medida de energia, por exemplo, o ensaio SPT (Standard Penetration Test) registra um índice N (número de golpes), que é diretamente proporcional à somatória de energia potencial ou à variação de trabalho necessário para cravar 30cm do amostrador padrão.

Para a amostra, Silva (2011) sugeriu que o ideal é coletá-la próxima a uma prova de carga, associando as propriedades estatísticas desta amostra com a capacidade de carga aferida no ensaio. Se não for possível esta associação, deve-se coletar a amostra em região com características geotécnicas conhecidas, por exemplo, privilegiando regiões onde as sondagens apresentem pouca variabilidade. Pode-se afirmar que essa amostra é não probabilística, pois é coletada e composta por variáveis independentes, que foram manipuladas, ou seja, escolheu-se o local a ser amostrado para que esta amostra tenha determinado padrão, no caso, em termos de capacidade de carga, enquanto os demais dados são compostos por variáveis dependentes, pois suas medidas foram apenas registradas e ajustadas em função da amostra padrão. É importante

ter em mente que a energia de controle do estaqueamento está diretamente ligada à capacidade de carga pré-definida com base em resultados experimentais ou calculados. Portanto, caso a estaca submetida à prova de carga seja executada com cuidados que não constarão do estaqueamento, o resultado da prova de carga poderá conduzir a uma avaliação inapropriada da capacidade de carga, embora o controle em si possa ser o mais perfeito possível. Do mesmo modo, caso as sondagens que subsidiaram os cálculos de capacidade de carga não forem executadas com o devido zelo requerido pelos métodos de dimensionamento, e caso o banco de dados esteja relacionado com a capacidade de carga obtidas por meio destes ensaios, estar-se-iam adotando energias e, conseqüentemente, controlando o estaqueamento com informações incompatíveis com a real necessidade da obra. Conseqüentemente, o controle proposto confere maior segurança e confiabilidade quanto ao que se espera com base no projeto, mas não resolve deficiências, quaisquer que sejam suas origens.

Escolhida a região a ser amostrada e o seu tamanho, agrupam-se os dados por classe, ajustando-os a uma distribuição, no caso, a distribuição Normal (Figura 3) ou de Student, dependendo do seu tamanho. Logo, pode-se calcular a média (μ) e o desvio padrão (σ) da amostra, permitindo-se que critérios de confiabilidade e aceitação possam ser montados a partir das características estatísticas da população.

Logo, escolhida uma amostra representativa e conhecendo-se as suas características, média e desvio padrão, podem-se determinar critérios de aceitação para o estaqueamento, que devem depender do grau de incerteza da execução e das características geotécnicas. Inicialmente, Silva (2011) propôs três critérios rígidos, que agora são revisados e devem ser adotados em função da variabilidade geotécnica e do controle tecnológico adotado durante a execução do estaqueamento. São eles:

1. Será aceita a estaca que, ao atingir a profundidade mínima de projeto, tenha realizada, durante a escavação, a energia ou o trabalho necessário (WR), cuja medida seja maior do que a média (μ) dos trabalhos medidos da amostra ($WR \geq \mu$). Por ser a média representativa da população, este critério deve ser adotado como rotina;
2. Será aceita a estaca que, ao atingir a profundidade mínima de projeto, tenha realizada, durante a escavação, a energia ou o trabalho necessário, cuja medida (WR)

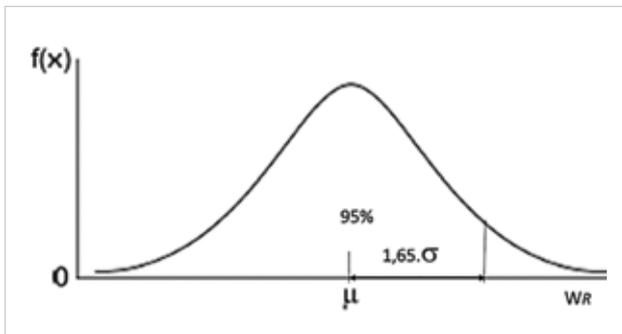


Figura 3 – Quantil de 95% da distribuição normal

seja maior do que a média (μ) mais o desvio padrão (σ) dos trabalhos medidos da amostra ($WR \geq \mu + \sigma$). A adoção deste critério é aconselhável em obras com importante variabilidade geotécnica;

3. Será aceita a estaca com comprimentos inferiores aos inicialmente projetados, se for atingida a energia característica ou o trabalho característico antes da profundidade mínima projetada. O trabalho característico (W_k), ou a energia característica (W_k), é definido por:

$$W_k = \mu + 1,65 \cdot \sigma$$

[7]

Onde, W_k = Trabalho ou energia característica da amostra; μ = média amostral; e σ = desvio padrão da amostra.

A flexibilização da proposta, especificamente do critério

3, está baseada em resultados obtidos por meio de provas de cargas em maciços com estratigrafia dobradas. O trabalho ou a energia característica corresponde a um quantil de 95% da curva de Distribuição Normal (Figura 3), ou seja, a possibilidade da estaca ter sua capacidade de carga inferior à projetada é de 5%.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Comprovou-se por meio de provas de cargas (Figura 4a) que a energia ou trabalho necessário para escavar cada estaca do estaqueamento, executada por um determinado conjunto máquina/operador, é proporcional à capacidade de carga da estaca. Verificou-se também que, quando os dados (energias) de um estaqueamento são agrupados em um banco de dados, formam uma população (Figura 4b) e ela se enquadra em uma distribuição normal de probabilidade, o que permite a montagem de critérios de aceitação em função da média e do desvio padrão da população ou de uma amostra retirada do estaqueamento. Comprovou-se também (Figura 4c) que os perfis de energia das estacas são semelhantes aos perfis das sondagens SPT, corroborando a tese de que a medida de energia demandada ou o trabalho realizado durante a escavação de uma estaca podem ser utilizados para o controle de qualidade dessa estaca e, conseqüentemente, do estaqueamento.

Por meio de modelos bi (2D) e tridimensionais (3D) de NSPT e de energia, obtidos através da geoestatística, verificou-se que a metodologia proposta identificou as

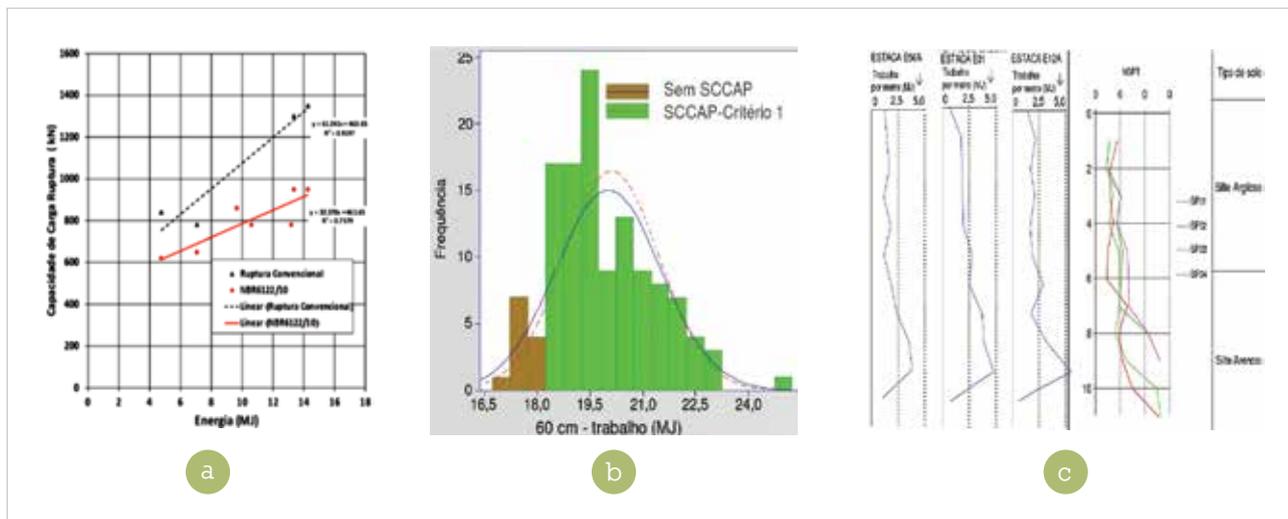


Figura 4 – (a) Capacidade de carga última *versus* trabalho realizado; (b) Distribuição de Frequência antes e depois da metodologia SCCAP; (c) Perfil de energia e de NSPT. (Silva, 2011)

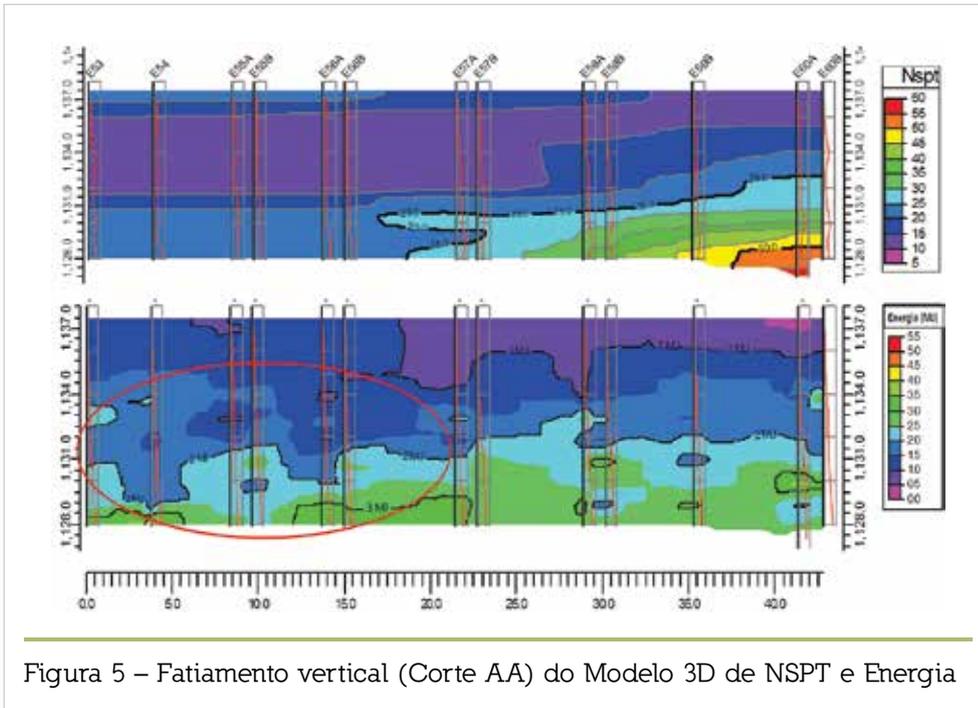


Figura 5 – Fatiamento vertical (Corte AA) do Modelo 3D de NSPT e Energia

regiões de menor resistência, circuladas na Figura 5, indicando que a energia ou o trabalho necessário para escavar uma estaca é proporcional à energia registrada no ensaio SPT e, conseqüentemente, à capacidade de carga da estaca. Fato que evidencia que a metodologia SCCAP

mitiga o risco, pois, neste caso, as regiões que apresentam menor resistência foram identificadas pelo menor nível de energia registrada, permitindo que as estacas executadas nestas regiões sejam avaliadas e aprofundadas já na fase de execução, até que o nível de energia estabelecido pelo critério adotado seja atingido, conseqüentemente, garantindo a capacidade de carga da estaca.

Analisando-se a Figura 5, que apresenta

o fatiamento Vertical (Corte AA) dos modelos 3D de NSPT, Energia e Energia acumulada ao longo do perfil geotécnico, percebe-se que o modelo NSPT apresenta menor precisão e não captou toda a variabilidade geotécnica da secção, pois foi gerado com dados de apenas

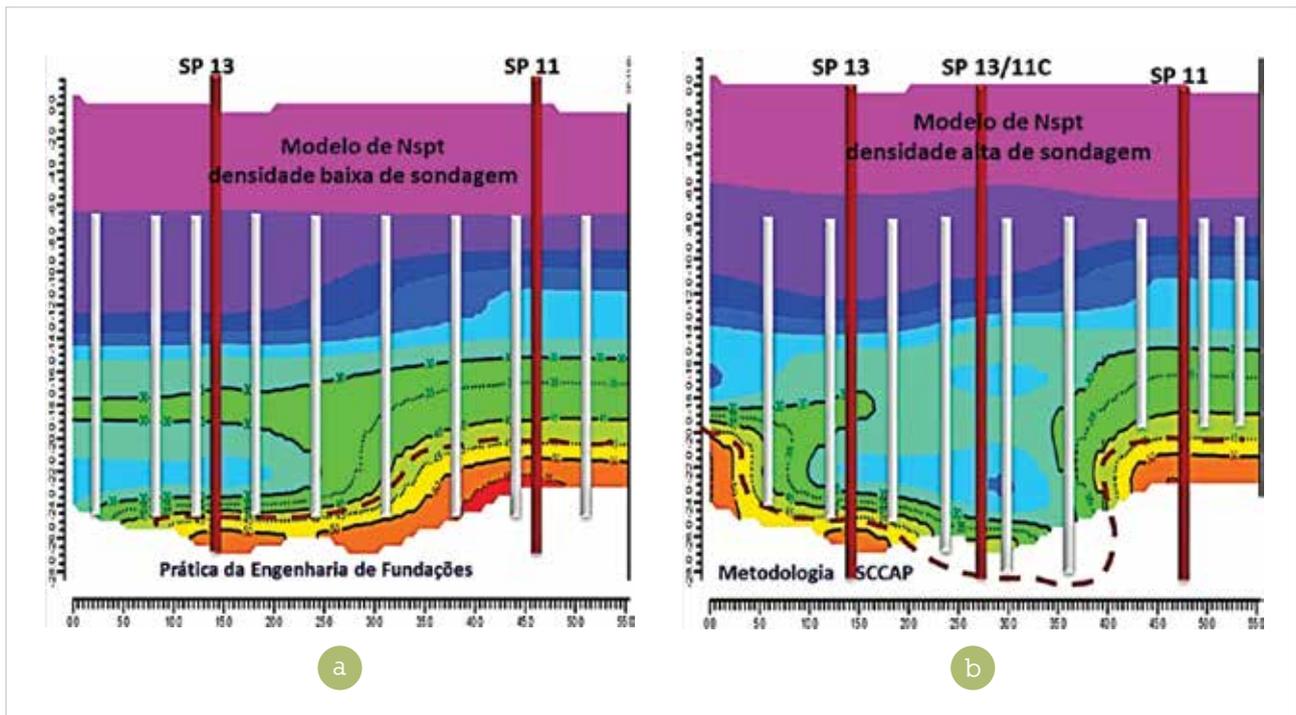


Figura 6 – Fatiamento vertical (corte AA) do modelo 3D de NSPT – obra Guará

quatro ensaios, enquanto o modelo de energia foi gerado com dados coletados em 98 estacas, justificando as distorções entre os modelos. Na Figura 6, apresenta-se um estudo de caso, obra Guará-DF, onde a Metodologia SCCAP foi aplicada, os cortes apresentados foram extraídos de modelos 3D de NSPT. A figura 6a representa a prática da engenharia de fundações onde, a partir das sondagens SPT, montam-se modelos 2D ou 3D para a setorização ou não da obra, em termos de profundidades a serem atingidas. Em função das informações preliminares coletadas no modelo 3D de NSPT, definiu-se que as estacas com diâmetro de 0,50m teriam 18,0m de profundidade, independentemente da sua localização no maciço. A profundidade garantiria com segurança a capacidade de carga mínima de 1000 KN, requerida no projeto e levantada a partir de métodos semiempíricos adotados para o dimensionamento. Ainda, observa-se, na Figura 6a, que a superfície resistente para a obra, representada pela linha tracejada vermelha, sugere que as estacas devem ser assentes em NSPT igual a 40 golpes.

Mas, o estaqueamento inicialmente foi controlado pela Metodologia SCCAP (critério 1). Logo, retirou-se uma amostra composta por 10 medidas de energia necessária para escavar cada uma das 10 estacas, amostragem realizada próximo a sondagem SP 13, com média amostral obtida de 18MJ. Entretanto, na Figura 6b, pode-se verificar que, na região entre as sondagens SP 13 e SP11, para atingir os 18MJ imposto pelo critério adotado, era necessário escavar as estacas, em alguns casos, até a profundidade de 22,0m. Fato confirmado por meio de nova sondagem, SP 13/11C, que confirmou que a resistência NSPT requerida no projeto, 40 golpes, encontrava-se a uma profundidade superior a inicialmente considerada. Ainda foi possível admitir, na região do furo 11, estacas com profundidades inferiores as inicialmente projetadas com segurança, pois, nessa região, utilizou-se o critério 3, complementarmente ao critério 1

É evidente que o comportamento final da estaca ainda dependerá das condições e da qualidade da con-

cretagem, entre outros fatores abordados. Finalmente, foi verificado por Silva (2011) que a confiabilidade dos estaqueamentos estudados aumentou significativamente com a adoção da metodologia SCCAP nos estaqueamentos estudados.

5. CONCLUSÕES

Mostrou-se que a metodologia SCCAP, criada a partir do princípio universal da conservação de energia, confere à execução dos estaqueamentos tipo hélice contínua confiabilidade e segurança, o que nem sempre é conseguido apenas com a adoção da margem de segurança. Verificou-se que é possível uniformizar os estaqueamentos em termos de energia e, conseqüentemente, de capacidade de carga e deformabilidade, ao considerar as características estatísticas de uma amostra de energia retirada do estaqueamento como elo entre a energia demandada para escavar cada estaca e o controle de qualidade do estaqueamento. A partir da adoção da metodologia, constatou-se que é possível orientar e corrigir os procedimentos executivos para garantir as premissas de projetos, baseando-se em critérios de aceitação, por exemplo, fazendo-se a correção da profundidade durante a execução de cada estaca em função do nível de energia atingido. Fica evidente que os procedimentos e critérios de controle propostos pela Metodologia SCCAP devem ser adotados e considerados pelos engenheiros geotécnicos (projetistas e executores), pois representam um ganho de qualidade e segurança. Mas, a metodologia continua atrelada e diretamente ligada ao nível e à qualidade dos estudos precedentes (sondagens, provas de cargas e projeto), às condições de execução (maquinário e operação) e ao próprio grau de complexidade geológico-geotécnica da área.

6. AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, à Embr Engenharia, Sete Engenharia e Geodigitus Instrumentação, pelo apoio e a disponibilização dos dados aqui apresentados e analisados.

Referências Bibliográficas

- [01] SILVA, C.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2010). Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado: ABMS, v. 1, p. 1-12.
- [02] SILVA, C.M. (2011). Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 311 p.
- [03] SILVA, C.M.; CAVALCANTE, A.L.B.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2012) On Modelling Continuous Flight Auger Pilings by means of Energy. International Journal of Science and Engineering Investigations vol. 1, issue 9, October 2012, ISSN: 2251-8843. ●

Caracterização do material cimentício de colunas de consolidação profunda radial

MARCELO AUGUSTO DE MELLO – ENGENHEIRO
MARIA ESTHER SOARES MARQUES – PROFESSORA
LUIZ ANTONIO VIEIRA CARNEIRO – PROFESSOR
INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento alcançado pelo Brasil nos últimos anos tem provocado uma crescente demanda por realização de obras civis em áreas onde os solos apresentam baixa capacidade de carga. Os depósitos de argilas moles, antes evitados, são comumente encontrados ao longo de toda a costa brasileira e, além da baixa capacidade de suporte, apresentam elevada compressibilidade.

Em maior ou menor grau, todas as obras executadas sobre depósitos de solos moles podem apresentar algum tipo de problema. Em última instância, a falta de controle geotécnico pode acarretar recalques excessivos ou a ruptura dos aterros que são executados sobre estes solos compressíveis. Esta situação acaba gerando, além da perda de recursos financeiros, a ampliação do prazo construtivo da obra.

Devido à alta compressibilidade, baixa permeabilidade e baixa resistência das camadas compressíveis desses depósitos, os métodos convencionais de construção de aterros sobre solos argilosos moles (aterros convencionais, aterros com drenos verticais e aterros com sobrecarga temporária) requerem um longo período de espera para que ocorra o adensamento e estabilização dos recalques, o que torna estas técnicas de uso limitado em função dos elevados prazos construtivos.

A adoção de novas técnicas de execução de aterros sobre solos compressíveis, que possibilitem a melhoria da

capacidade de suporte do subsolo, por meio de melhoramento de características geotécnicas do solo de fundação, tem como consequência a redução de prazos construtivos (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Neste sentido, a técnica conhecida como consolidação profunda radial (CPR), que consiste na cravação de drenos verticais pré-fabricados seguidos da formação de colunas de argamassa no interior da massa de solo compressível, apresenta-se como um método que se propõe melhorar as características geotécnicas de solos moles, possibilitando, desta forma, a redução da magnitude das deformações do terreno e permitindo, em consequência, a execução de infraestruturas em prazos construtivos reduzidos.

Embora os parâmetros geotécnicos dos depósitos moles sejam relativamente bem conhecidos, há um desconhecimento das propriedades das argamassas que compõem as colunas de CPR. A fim de conhecer melhor o material com o qual são executadas as colunas de CPR, foram realizados ensaios no Laboratório de Materiais de Construção e Concreto, da Seção de Engenharia de Fortificação e Construção do IME, visando à caracterização mecânica deste material.

2. COMPORTAMENTO DE ATERROS ESTRUTURADOS

SPRINGMAN et al. (2012) analisaram o comportamento em termos de recalque de fundações de aterros sobre solos moles com o emprego de diferentes técnicas de melhoria.

A figura 1 ilustra as curvas normalizadas tensão *versus* recalque, onde q_k/S_u é a tensão gerada pelo peso próprio do aterro, normalizado pela resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole e δ/H é o recalque do ponto localizado no meio do topo do aterro, normalizado pela altura do aterro.

Em linhas gerais, observa-se o aumento da capacidade de suporte progredindo da situação de aterro não reforçado para a situação de plataforma estaqueada (aterro estruturado). Os recalques, segundo a mesma progressão, tendem a ser menores devido ao aumento de rigidez e resistência ao cisalhamento da argila, propiciado pelas colunas, e ao efeito de transmissão da carga do aterro por arqueamento para as estacas e colunas. Neste sentido, o fator de segurança global também tende a aumentar.

O mecanismo de execução da consolidação profunda radial é um desdobramento da técnica mundialmente conhecida como *compaction grouting*, um método de melhoramento de solos empregado há mais de 50 anos.

No *compaction grouting*, a argamassa de cimento é injetada sob elevada pressão no interior da massa de solo, com bulbos se formando dentro do solo de forma ascendente. Este processo tende a promover o deslocamento e a aproximação das partículas do solo ao redor da argamassa expandida e, conseqüentemente, uma redução nos volumes de vazios entre partículas, preliminarmente ocupados por ar e/ou água.

Em argilas saturadas, onde a aplicação do *compaction grouting* não é efetiva, a expansão da argamassa induz o aumento de poropressão na massa de solo, o que limita a eficiência da técnica na promoção de melhoria do solo.

Neste contexto, a técnica de consolidação profunda radial incorporou a experiência mundial acumulada no meio técnico com o uso de dreno vertical pré-fabricado, introduzindo este elemento ao processo. O seu emprego visa a acelerar a dissipação de poropressão, buscando, desta forma, tornar a técnica mais eficiente.

O dreno vertical pré-fabricado reduz os comprimentos de drenagem e ainda facilita a drenagem horizontal, diminuindo o tempo de estabilização, já que a permeabilidade dos solos na direção horizontal (radial) é geralmente maior.

3. DESCRIÇÃO DA OBRA

O CPR foi aplicado no tratamento da espessa camada de argila mole do Parque do Cantagalo/Lagoa Rodrigo de Freitas, que atinge até 30 m de espessura em alguns locais. A formação dos bulbos de compressão ocorreu segundo um alinhamento vertical, de baixo para cima, na massa de solo mole. O volume do bulbo é, geralmente, de 800 a 1.000 litros e as pressões de injeção variam de 100 a 1.000 kPa, reduzindo à medida que se aproxima da superfície do terreno (ALMEIDA e RICCIO, 2012).

As elevadas pressões exercidas durante o processo de injeção da argamassa resultam em um sistema complexo

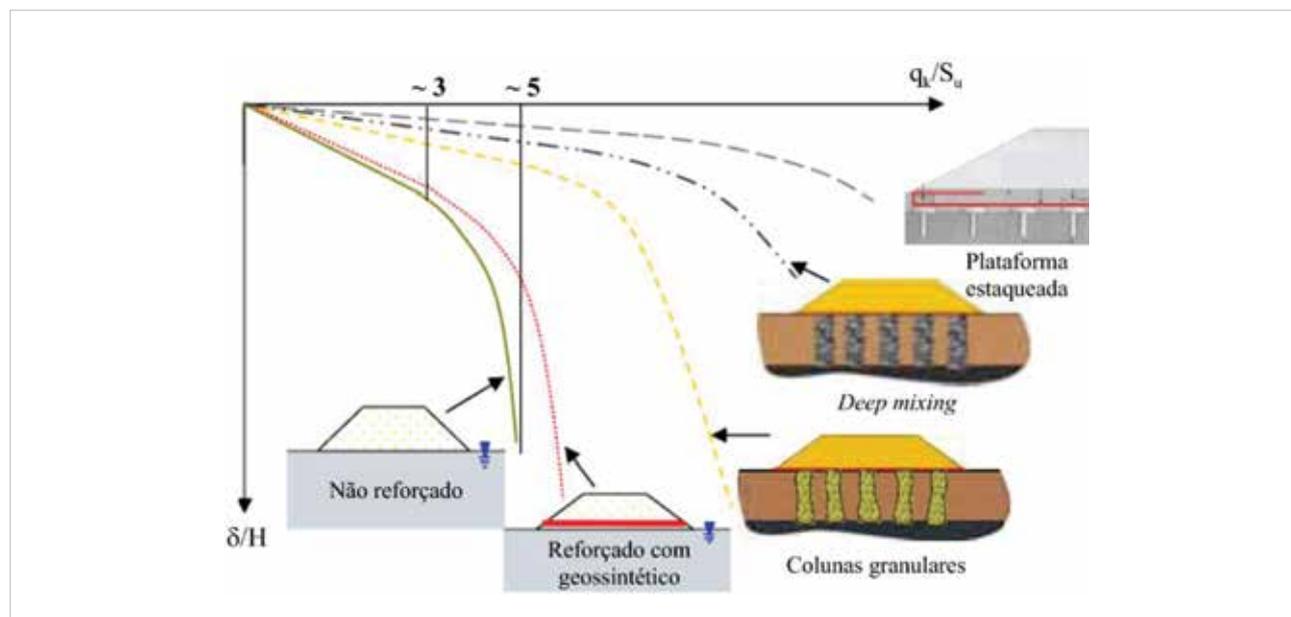


Figura 1 – Curvas normalizadas tensão versus recalque para diferentes métodos de melhoria de solos (Fonte: Springman et al., 2012)



Figura 2 – a) Preparação de argamassa em central misturadora. b) Execução do slump-test. (Local: Parque do Cantagalo, Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ)

de elevadas tensões radial e tangencial, as quais acarretam grandes deslocamentos do solo no entorno do bulbo em formação. Em consequência, a água é forçada a fluir da matriz de solo mole, por drenagem radial, através da malha de geodrenos instalados (ALMEIDA e RICCIO, 2012). Podem ocorrer fissuras no aterro, em função destas elevadas pressões.

3.1 PREPARAÇÃO DA ARGAMASSA

Na central misturadora, foi feita a dosagem dos agregados componentes da argamassa, em geral numa proporção em volume de 5% de cimento, 15% de solo siltoso e 80% de areia. A incorporação de água à mistura de agregados foi realizada em caminhão betoneira, numa taxa de 125 a 250 l de água por m^3 de argamassa (figura 2-a). O controle tecnológico da consistência da argamassa foi executado através do ensaio de abatimento do tronco de cone ou *slump test* (figura 2-b), segundo a norma ABNT NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone (1998). Os resultados variaram geralmente de 80 a 100 mm.

3.2 BOMBEAMENTO DE ARGAMASSA

O bombeamento da argamassa foi feito a partir de uma bomba de concreto rebocável dotada de tremonha, para a qual é transferida a carga transportada no caminhão betoneira (figura 3). As pressões exercidas sobre uma massa de concreto podem atingir 76 bar (cerca de 7.600 kPa).

A argamassa foi bombeada até o ponto de formação dos bulbos de compressão, no interior do solo, através de

um conjunto de tubos metálicos adaptado na lança da escavadeira hidráulica, a qual regula a profundidade da injeção de argamassa. Externamente, próximo à entrada do tubo metálico, foi instalado um manômetro, indicando a pressão da argamassa naquele ponto.

A figura 4 ilustra o equipamento de injeção de argamassa em profundidade e o detalhe do manômetro indicando uma pressão de 3,5 kgf/cm² (cerca de 350 kPa).

3.3 CONFIGURAÇÃO DAS COLUNAS DE CPR

Os geodrenos foram cravados até a profundidade de 15 m. A execução dos bulbos para a formação das



Figura 3 – Bombeamento de argamassa (Local: Parque do Cantagalo, Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ)



Figura 4 – a) Equipamento de injeção de argamassa b) Manômetro de Bourdon. (Local: Parque do Cantagalo, Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ)

colunas começava, em geral, entre 9 e 10 m de profundidade e terminava entre 2 e 4 m abaixo do nível do terreno. A configuração básica da malha, conforme seção em planta apresentada na figura 5, consistiu numa distribuição triangular de geodrenos e colunas de compressão de CPR. O espaçamento entre os geodrenos foi de 1,80 m e as colunas foram dispostas nos vértices de um triângulo de lado igual a 6 m.

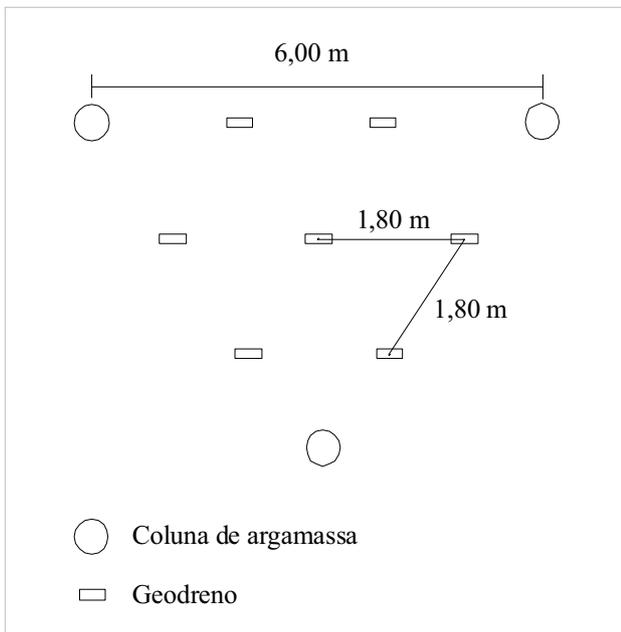


Figura 5 – Configuração triangular da malha de colunas e geodrenos (Local: Parque do Cantagalo, Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ). (Mello, 2013)

4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram moldados 10 corpos de prova cilíndricos 150 mm x 300 mm da argamassa utilizada nas operações de execução das colunas de compressão no Parque do Cantagalo. Um total de 4 amostras foram coletadas no dia 5/12/11, aqui denominadas com a sigla CP-1, e as outras 6 amostras, CP-2, no dia 7/12/11.

Os corpos de prova dos lotes CP-1 e CP-2 foram mantidos em ambiente de laboratório e, aos 301 e 299 dias de idade, respectivamente, foram submetidos a ensaios para a caracterização do material das colunas.

Na primeira etapa de ensaios foram executados ensaios não destrutivos (ultrassom e esclerometria) e ensaio destrutivo (compressão) em 5 corpos de prova (CP-2A, CP-2B, CP-2C, CP-2E e CP-2F). Na segunda etapa, os outros 5 corpos de prova (CP-1A, CP-1B, CP-1C, CP-1D e CP-2D) foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência e submetidos a ensaio para a determinação do módulo estático de elasticidade a partir das curvas tensão-deformação.

Por meio do ensaio de emissão de pulso elétrico de baixa frequência ultrassônica, de acordo com a norma ABNT NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - determinação do módulo de elasticidade dinâmico através de propagação de onda ultrassônica (2008), foi estimado o módulo de elasticidade dinâmico do material. Foi utilizado o aparelho modelo Tico da marca Proceq, com transdutores de 54 kHz, e método direto de leitura, na qual os dois transdutores são posicionados segundo o mesmo alinhamento (figura 6).

A norma ABNT NBR 15630 (2008), para argamassas,



Figura 6 – a) Detalhe do equipamento de ultrassom. b) Execução do ensaio de ultrassom. (Local: ÍME)

adotou o mesmo critério de cálculo do módulo de elasticidade dinâmico do concreto da norma britânica BS 1881-203 (1986), de acordo com a equação:

$$E_d = \frac{\rho V^2 (1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad [1]$$

Onde E_d é o módulo de elasticidade dinâmico, ρ é a densidade do corpo de prova, V é a velocidade de pulso e ν é o coeficiente de Poisson (adotado o valor de 0,2, de acordo com recomendação da norma brasileira).

Através do ensaio de esclerometria (ABNT NBR 7584: Concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, 1995), foi possível estimar a resistência do material nos pontos de impacto da massa metálica do esclerômetro com os corpos de prova. Para a execução do ensaio, ilustrado na figura 7, foi usado o aparelho modelo W-D-500, da marca NDT James.

Cada corpo de prova foi submetido a 18 impactos, distribuídos segundo os vértices, centro e pontos médios dos lados de um quadrado imaginário locado à frente e à retaguarda do corpo de prova. Através da correlação do índice esclerométrico, valor obtido da leitura do equipamento, com o ângulo de impacto, 0° para o ensaio, pôde-se estimar os valores médios de resistência dos corpos de prova nos pontos de impacto.

Na sequência, os corpos de prova submetidos aos ensaios não destrutivos foram também submetidos ao ensaio de compressão para avaliação da carga de ruptura do material. Para a segunda etapa de ensaios, cada

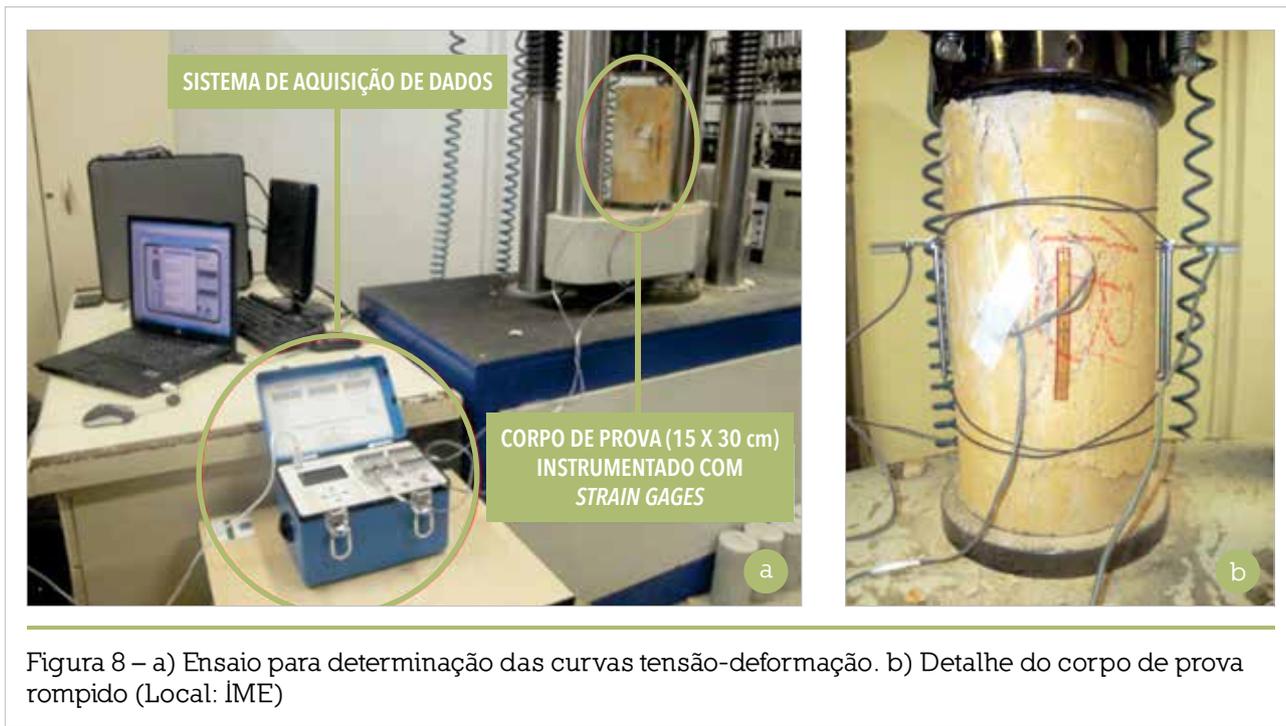
amostra restante foi instrumentada com 2 *strain gages* diametralmente opostos e colados longitudinalmente na superfície lateral do corpo de prova. A finalidade da instalação deste tipo de instrumentação foi medir as deformações sofridas pelo corpo de prova até a ruptura.

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o equipamento da marca Vishay, modelo P3. Os *strain gages* foram conectados aos canais do equipamento com a configuração de um quarto de ponte.

A figura 8-a apresenta o esquema de instrumentação e aquisição de dados do ensaio para a determinação das curvas tensão-deformação das amostras e a figura 8-b ilustra o detalhe do corpo de prova rompido, segundo uma ruptura do tipo colunar.



Figura 7 – Execução do ensaio de esclerometria (Local: ÍME)



5. RESULTADOS

A figura 9 apresenta as curvas tensão (MPa) *versus* deformação (‰) dos corpos de prova da segunda etapa de ensaios.

A partir das curvas tensão *versus* deformação, foi possível estabelecer os valores do módulo estático de elasticidade do material. No presente estudo, foi calculado o módulo tangente, o qual foi obtido entre a origem e a tensão correspondente a 1/3 da tensão de ruptura.

A tabela 1 apresenta os resultados de peso específico aparente (γ), de módulo tangente de elasticidade (E_t) obtido a partir

da análise das curvas tensão versus deformação, de módulo de elasticidade dinâmico (E_d) e de resistência à compressão, obtidos por meio do ensaio de esclerometria (f_c esclero.) e através do ensaio de compressão da primeira e segunda etapas (f_c comp.).

O peso específico aparente médio do material foi $17,6 \text{ kN/m}^3$ e o módulo estático de elasticidade, calculado com base no módulo tangente, foi igual a $6,6 \pm 1,2 \text{ GPa}$.

O módulo de elasticidade dinâmico estabelecido no ensaio de ultrassom foi de $9,6 \pm 1,5 \text{ GPa}$. O corpo de prova CP-2C apresentou um valor cerca de 76% abaixo do valor médio dos demais resultados. Isto se deve, possivelmente, a uma maior quantidade de vazios presentes na amostra por ocasião do adensamento, durante a moldagem do corpo de prova.

A resistência à compressão determinada a partir

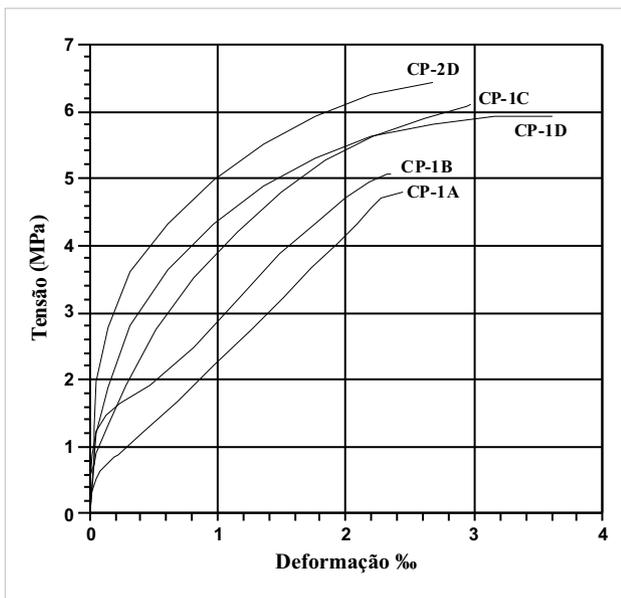


Figura 9 – Gráfico tensão (MPa) versus deformação %

Tabela 1 – Resultados dos ensaios destrutivos e não destrutivos

Corpo de prova	γ (kN/m ³)	E_t (GPa)	E_d (GPa)	f_c esclero. (MPa)	f_c comp. (MPa)
CP-1A	17,4	5,6	-	-	4,8
CP-1B	17,7	8,2	-	-	5,1
CP-1C	17,8	5,5	-	-	6,1
CP-1D	17,9	7,3	-	-	5,9
CP-2A	16,9	-	8,3	5,7	5,2
CP-2B	17,9	-	11,6	5,7	6,4
CP-2C	17,2	-	2,3	6,8	5,6
CP-2D	18,1	6,4	-	-	6,5
CP-2E	17,6	-	9,9	5,7	6,4
CP-2F	17,2	-	8,7	5,7	4,3

do ensaio de esclerometria ($5,9 \pm 0,5$ Mpa) mostrou-se compatível com o resultado determinado através do ensaio de resistência à compressão ($5,6 \pm 0,8$ Mpa).

6. CONCLUSÕES

As técnicas de melhoria de solos moles têm avançado no sentido de se utilizar alternativas estruturadas quando há dificuldades em se construir em prazos executivos adequados. Uma das dificuldades na modelagem do comportamento destas técnicas é a falta de informação sobre os materiais que compõem as colunas de graute. Em geral, há uma grande heterogeneidade de materiais devido à interação com o solo do local da obra.

Nesta pesquisa, através de ensaios usuais em laboratórios de concreto, foi possível obter a caracterização necessária para a modelagem numérica que está sendo conduzida para a melhor compreensão do comportamento deste tipo de obra. A partir dos ensaios esclerométricos foram obtidos valores de resistência compatíveis com os valores de ensaios de compressão simples. Neste sentido, é possível se utilizar deste tipo de ensaio para prever o comportamento de colunas de graute.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro e da Engegraut à pesquisa.

Referências Bibliográficas

- [01] ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S. Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho. São Paulo, Oficina de Textos, 254 p. 2010.
- [02] ALMEIDA, M. S. S. e RICCIO, M. Ground improvement of extremely soft soils in Rio de Janeiro. International Conference on Ground Improvement and Ground Control (ICGI 2012), University of Wollongong, Austrália, 2012.
- [03] BSI BS 1881-203, Testing concrete. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. British Standards Institution. London, UK, 1986.
- [04] MELLO, M. A. A Consolidação Profunda Radial Aplicada em Solo Compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia de Transportes, Seção de Engenharia de Fortificação e Construção, IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.
- [05] SPRINGMAN, S. M., LAUE, J., ASKARINEJAD, A., GAUTRAY, N. F. On the design of ground improvement for embankments on soft ground. International conference on ground improvement and ground control. ICGI Wollongong, em cd, 2012. ●

T&A. CREDIBILIDADE PARA CONSTRUIR, TECNOLOGIA PARA INOVAR.



A T&A Pré-Fabricados assume o compromisso de uma engenharia de qualidade em cada fase da obra. Aliando experiência e inovação, a T&A oferece soluções customizadas, logística inteligente, acabamento de ponta e alta durabilidade dos produtos – atributos que solidificaram uma trajetória de resultados amplamente reconhecidos no mercado brasileiro. **T&A. Concretizando o futuro.**



FORTALEZA
RECIFE
SALVADOR
SÃO PAULO
www.tea.com.br

Estimativa da resistência à compressão do concreto por meio de ensaios não destrutivos no estádio Maracanã

DANIEL DA SILVA ANDRADE – DOUTORANDO
FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

ENIO PAZINI FIGUEIREDO – PROFESSOR TITULAR
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho trata de uma correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos de ultrassom e esclerometria, por um lado, e a resistência à compressão do concreto das estruturas do Estádio Mário Filho (Maracanã), por outro.

A técnica de avaliação de estruturas por meio da utilização de ensaios não destrutivos vem crescendo continuamente em todo o mundo, abrangendo vários ensaios. Dentre os ensaios que se destacam, pela praticidade, portabilidade e fácil manuseio, está o ultrassom, com sua técnica e princípio de utilização simples, mas, quando se trata do concreto, que é um material heterogêneo por causa dos seus componentes de naturezas distintas, surgem situações que exigem cuidados mais abrangentes.

O ensaio não destrutivo de esclerometria também se destaca por sua praticidade, sendo utilizado principalmente para a avaliação da dureza superficial do concreto. Além da avaliação da dureza superficial do concreto, o ensaio esclerométrico também é utilizado nas investigações de uniformidade, na comparação do concreto com um referencial

e na estimativa das propriedades mecânicas do concreto, utilizando curvas de correlação adequadas.

O ensaio não destrutivo de ultrassom geralmente é utilizado na avaliação da uniformidade do concreto, indicação de mudanças nas características do concreto com o tempo e avaliação do grau de deterioração e/ou fissuração nas estruturas de concreto. Entretanto, uma estimativa da resistência pode ser obtida a partir de um estudo prévio da relação velocidade de propagação e da resistência estabelecida em corpos de prova com concretos semelhantes.

O ensaio de esclerometria é um dos métodos não destrutivos mais utilizados, pois o equipamento é leve, fácil de ser transportado e manuseado, de fácil operação e fornece uma grande quantidade de dados rapidamente. Neste ensaio, os danos causados na superfície do concreto são praticamente nulos, podendo ocorrer marcas em concretos novos ou de baixa resistência.

A transformação do índice esclerométrico na resistência à compressão também é feita com base em correlações previamente estabelecidas com o mesmo concreto empregado na estrutura. O processo habitualmente utilizado con-

Tabela 1 – Resultados gerais dos ensaios realizados na estrutura do Maracanã

	Velocidade ultrassônica (m/s)	Índice esclerométrico	Resistência à compressão (MPa)
Quantidade	185 Pontos	147 Pontos	185 CPs
Valor máximo	4620	67,5	61,1
Valor mínimo	1760	25,8	14,7
Média	3496	47,0	31,4

siste em estabelecer curvas de correlação com a resistência à compressão de testemunhos extraídos da estrutura, para avaliação de estruturas existentes, ou no estabelecimento de uma relação em laboratório com corpos de prova moldados, para avaliar o desenvolvimento da resistência durante a construção.

2. MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Devido às grandes dimensões da estrutura do estádio, decidiu-se realizar os ensaios por amostragem. Dessa forma, sua estrutura foi dividida nas seguintes partes: (i) Pilares principais, (ii) Cobertura, (iii) Arquibancadas, (iv) vigas da cota 4,5m, (v) Vigas Parede, (vi) Estruturas da cota 23,00 m, (vii) Rampas Monumentais e (viii) Viga-calha.

Após a divisão da estrutura em partes, foram escolhidas regiões para a realização dos ensaios. Neste trabalho, foram realizados cinco tipos diferentes de ensaios: (i) detecção eletromagnética das armaduras, (ii) ensaio ultrassônico, (iii) ensaio de esclerometria, (iv) extração de testemunhos

de concreto, (v) determinação da resistência à compressão em testemunhos.

Após preparação da superfície do concreto e a detecção eletromagnética das armaduras, foi realizado o ensaio de esclerometria, conforme prescrito na NBR 7584 (ABNT, 2012). O equipamento utilizado foi o Martelo Schmidt, da marca PROCEQ.

Em seguida, foi realizado o ensaio ultrassônico, de acordo com a NBR 8802 (ABNT 2013), para determinação da velocidade ultrassônica através dos elementos estruturais de concreto. O ensaio ultrassônico foi realizado com o equipamento “Tico Ultrasonic Instrument”, da marca PROCEQ, com transdutor de diâmetro 50 mm e frequência 54 KHz, em todas as regiões selecionadas.

Após o ensaio ultrassônico, foi realizado o trabalho de extração de testemunhos da estrutura, conforme prescrito na NBR 7680 (ABNT 2007), para determinação da resistência à compressão do concreto. Testemunhos foram extraídos de todas as regiões escolhidas para amostragem, nas mesmas regiões onde foram realizados os ensaios de ultrassom e esclerometria.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram estabelecidas as curvas de correlação para estimar a resistência à compressão do concreto das estruturas do estádio Maracanã por meio dos ensaios não destrutivos de ultrassom e esclerometria. As correlações foram estabelecidas por meio de regressão não linear, visando avaliar o aumento da acurácia na estimativa da resistência à compressão com a utilização dos métodos não destrutivos.

Figura 1 – Correlação entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão dos Pilares Principais (a) e da Cobertura (b)

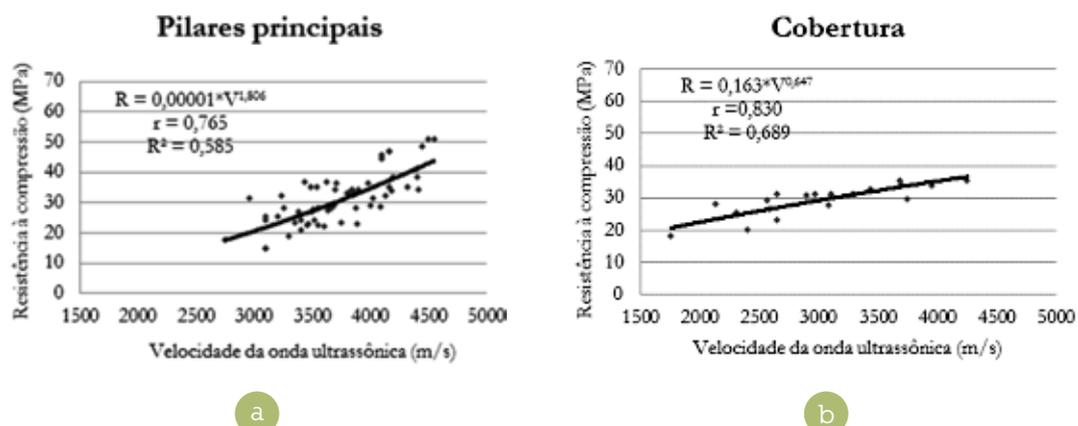
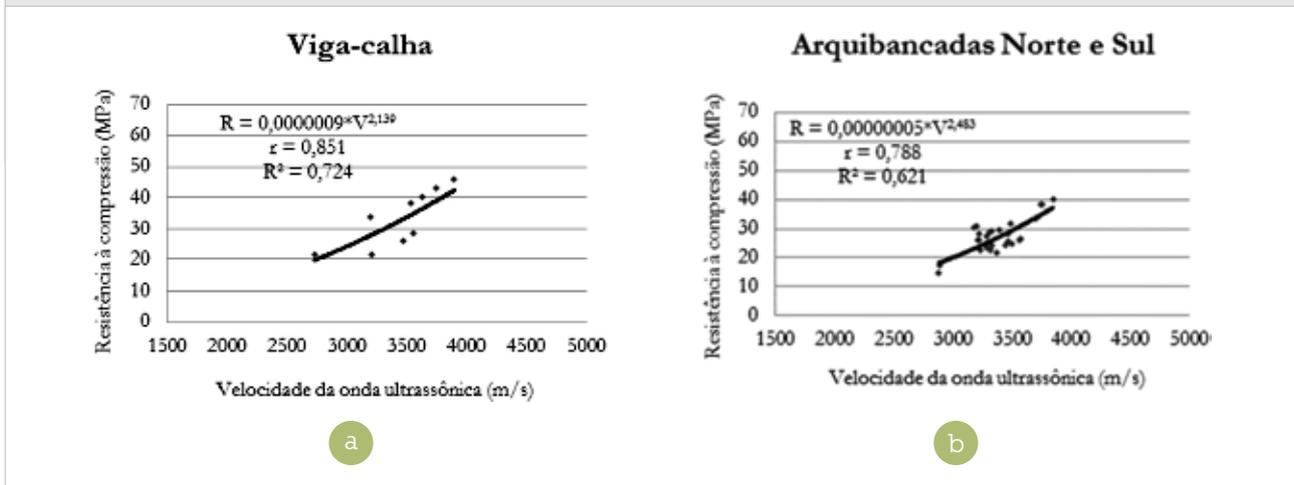


Figura 2 – Correlação entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão da Viga-calha (a) e das Arquibancadas Norte e Sul (b)



Para elaborar as correlações propostas neste trabalho, foram extraídos um total de 185 corpos de prova de várias partes da estrutura do estádio Maracanã. A Tabela 1 mostra um resumo com os valores mínimos, máximos e a média dos ensaios realizados em todas as partes da estrutura do Estádio Maracanã.

3.1 CORRELAÇÃO ENTRE VELOCIDADE ULTRASSÔNICA E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As correlações estabelecidas neste trabalho foram feitas por meio de regressão. Nos gráficos apresentados, são mostradas as curvas que melhor representaram as correlações

entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão do concreto, a equação de regressão e os valores dos coeficientes de determinação (R^2) e de correlação (r). Os gráficos contidos nas Figuras 1 a 5 mostram as correlações entre a velocidade ultrassônica e a resistência à compressão do concreto separado por partes da estrutura do estádio Maracanã.

De acordo com as equações encontradas, pode ser observado que, quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior é a velocidade de propagação da onda ultrassônica. Tal relação ocorre devido ao fato de que quanto maior a compacidade do concreto, maior é a sua resistência à compressão e, conseqüentemente, a onda ultrassônica se propaga mais facilmente, diminuindo o seu tempo de percurso dentro do material.

Figura 3 – Correlação entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão das Vigas de Coroamento (a) e das Vigas-Parede (b)

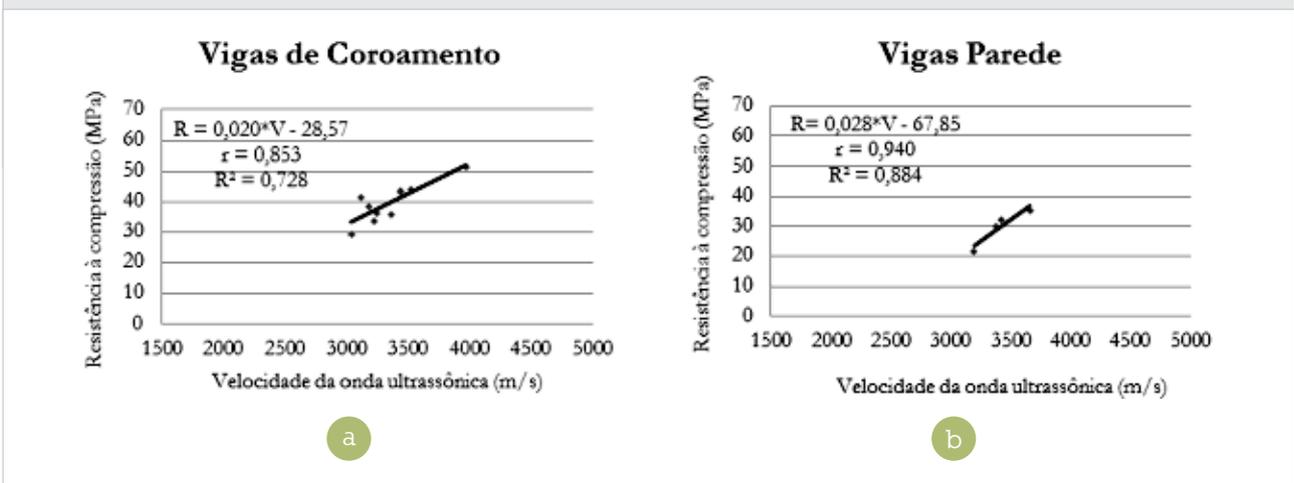
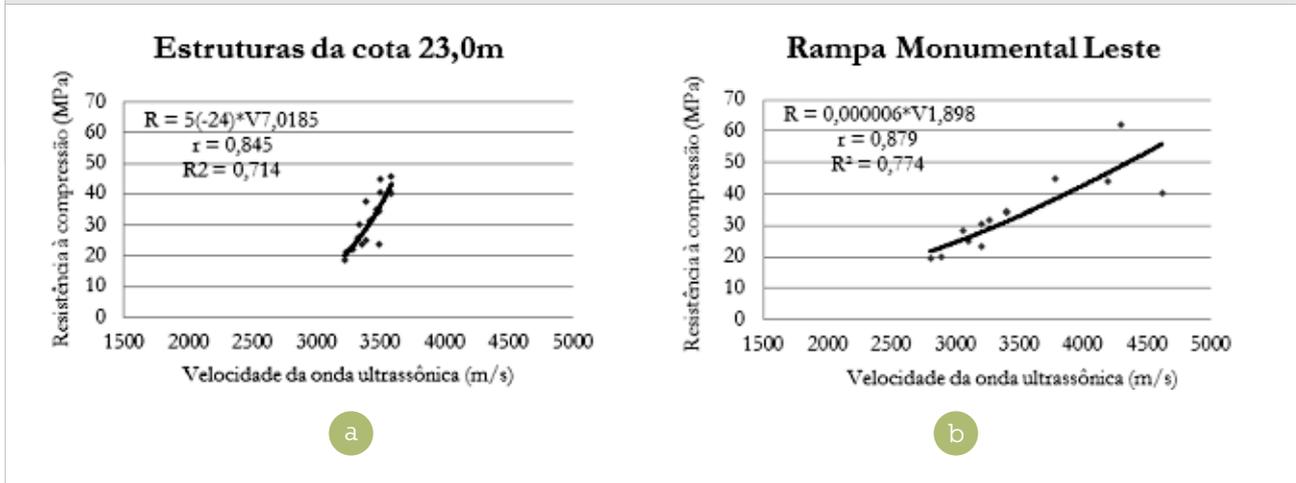


Figura 4 – Correlação entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão das Estruturas da cota 23,00m (a) e da Rampa Monumental Leste (b)



Na maioria das partes avaliadas na estrutura do estádio Maracanã, a utilização da equação do tipo “função-potência” se mostrou mais adequada para representar a correlação entre a velocidade ultrassônica e a resistência à compressão do concreto, apresentando um coeficiente de correlação (r) mais próximo de (1).

Analisando os resultados dos gráficos contidos nas Figuras 1 a 5, constata-se que a resistência à compressão do concreto apresenta forte correlação com a velocidade ultrassônica. Entretanto, é possível perceber o comportamento diferente entre as curvas de correlação, confirmando que as partes da estrutura do estádio Maracanã foram executadas com concretos de características diferentes.

Com o objetivo de obter uma avaliação global da correlação entre a resistência e a velocidade ultrassônica, plotou-se o gráfico da Figura 6, que correlaciona todos os dados dessas duas grandezas obtidos nas partes da estrutura do Maracanã. Naturalmente, esta correlação diminuiu em relação às correlações obtidas em estruturas separadas do Maracanã. Isto pode ser explicado pelo fato desse agrupamento de dados configurar-se em uma avaliação de concretos com características e formas de produção distintas.

3.2 CORRELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO (IE) E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Neste trabalho também foi estabelecida uma correlação entre os resultados do ensaio não destrutivo de

Figura 5 – Correlação entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão da Rampa Monumental Oeste

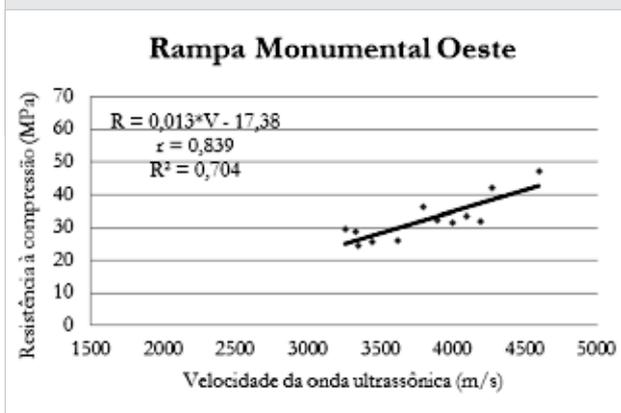


Figura 6 – Correlação entre velocidade ultrassônica e resistência à compressão a partir do agrupamento de dados

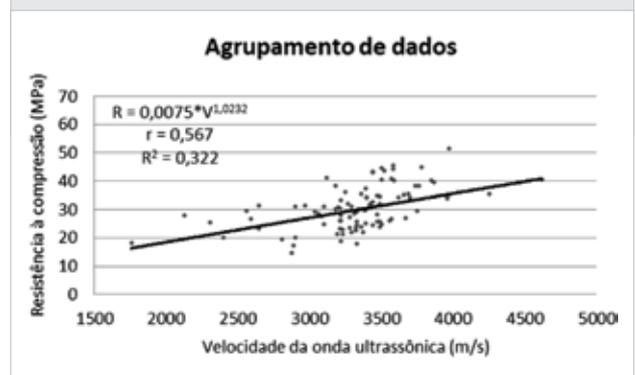
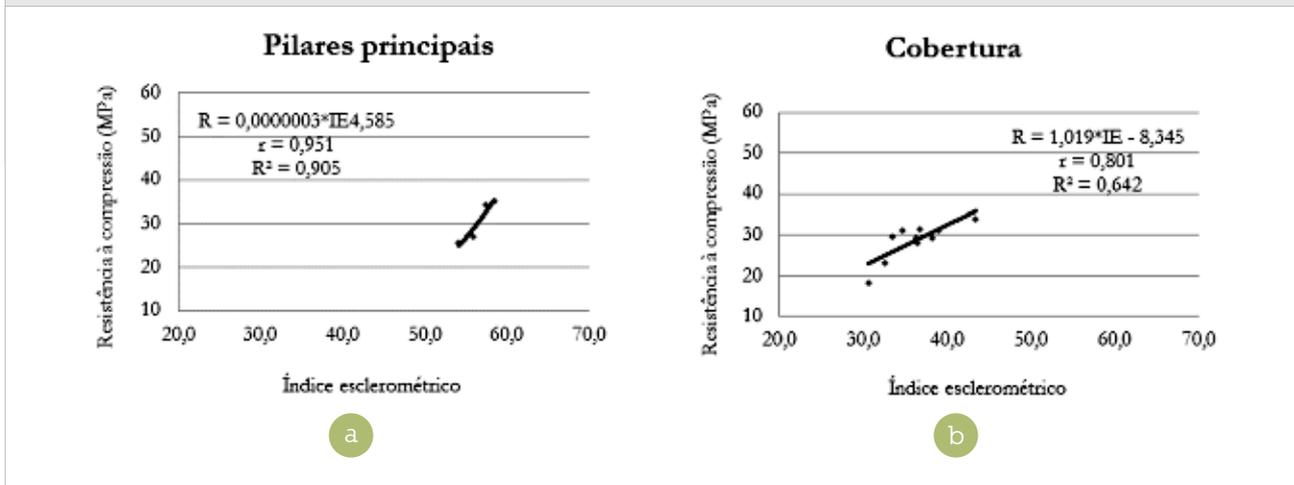


Figura 7 – Correlação entre Índice Esclerométrico e resistência à compressão dos pilares Principais (a) e da Cobertura (b)



esclerometria e a resistência à compressão do concreto obtida em corpos de prova extraídos de partes distintas da estrutura do Maracanã.

Para estabelecer a correlação proposta neste item, foram traçados os gráficos mostrados nas Figuras de 7 a 10, que correlacionam os valores do ensaio esclerométrico com a resistência à compressão do concreto.

Os resultados obtidos permitiram visualizar uma correlação entre os valores de resistência à compressão do concreto e os valores de esclerometria, uma vez que, quanto maior a resistência do concreto, maiores os valores do índice esclerométrico, confirmando o que indica a literatura.

Foram obtidas curvas por regressão com forte correlação entre as variáveis analisadas, evidenciada pelos valores dos coeficientes de correlação (r). No entanto, essas curvas de correlação também apresentaram comportamentos diferentes entre as partes da estruturas do Maracanã. Este comportamento possivelmente se deve à influência da heterogeneidade do concreto, conforme discutido anteriormente.

Na maioria das partes avaliadas na estrutura do estádio Maracanã, a equação do tipo linear se mostrou mais adequada para representar a correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto.

Com o objetivo de estudar a correlação entre a resistên-

Figura 8 – Correlação entre Índice Esclerométrico e resistência à compressão das Arquibancadas Norte e Sul (a) e das Vigas de Coroamento (b)

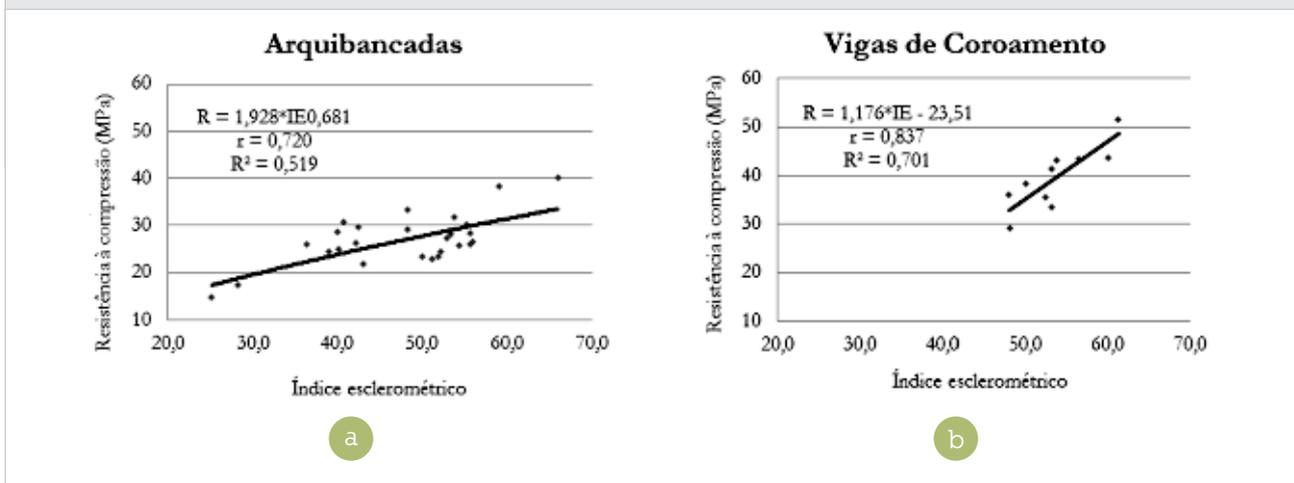
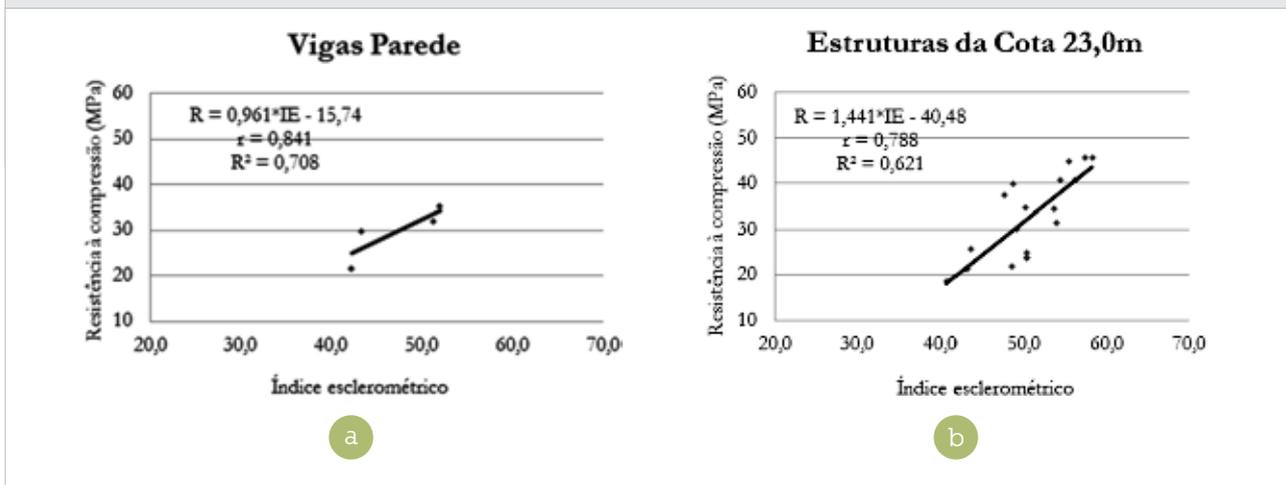


Figura 9 – Correlação entre Índice Esclerométrico e resistência à compressão das Vigas-Parede (a) e das Estruturas da cota 23,0m (b)



cia à compressão (R) e o índice esclerométrico (IE) de todas as partes da estrutura do Maracanã, fez-se o agrupamento de todos os dados obtidos com os ensaios de esclerometria e resistência à compressão, conforme mostra a Figura 11. Esta correlação também se apresenta mais fraca em relação às correlações obtidas em trechos separados da estrutura do Maracanã. Este comportamento também pode ser explicado pela influência dos diferentes fatores que contribuíram para a heterogeneidade do concreto.

4. CONCLUSÕES

Após a realização do presente trabalho, é possível

afirmar que resistência à compressão do concreto pode ser estimada com confiabilidade por meio dos ensaios de ultrassom e esclerometria, desde que todos os resultados sejam produzidos na mesma estrutura e que os fatores que interferem na propagação da onda ultrassônica e na esclerometria sejam controlados.

As curvas de correlação apresentaram comportamentos diferentes para cada parte da estrutura do Maracanã, o que pode ser explicado pela influência de diferentes materiais empregados na confecção do concreto, pelo tipo de elemento estrutural (viga, pilar, laje), pela forma como o elemento foi executado, pela presença de juntas frias de concretagem ou

Figura 10 – Correlação entre Índice Esclerométrico e resistência à compressão da Rampa Monumental Leste (a) e da Rampa Monumental Oeste (b)

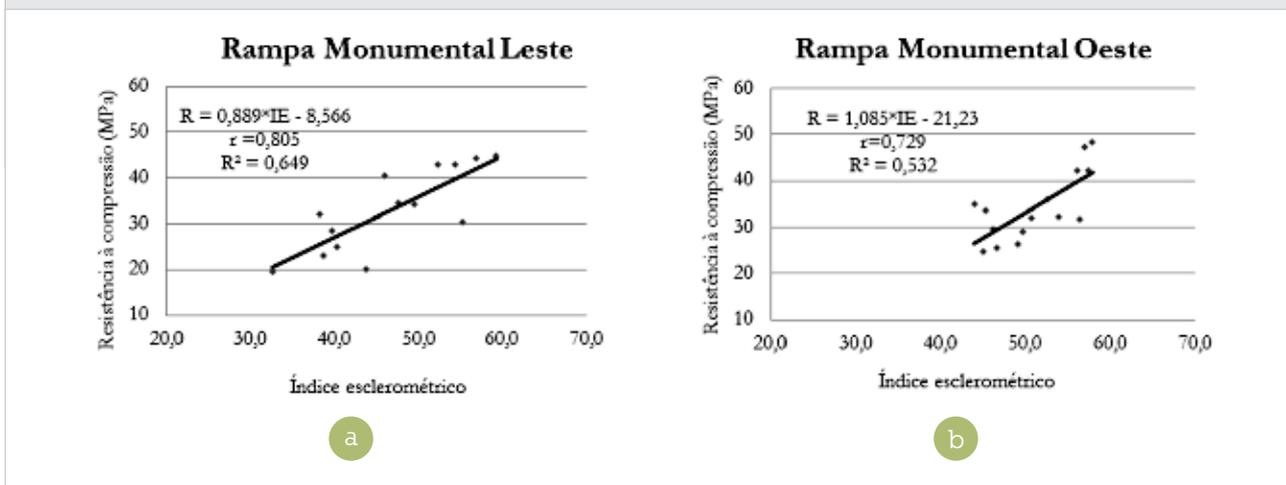
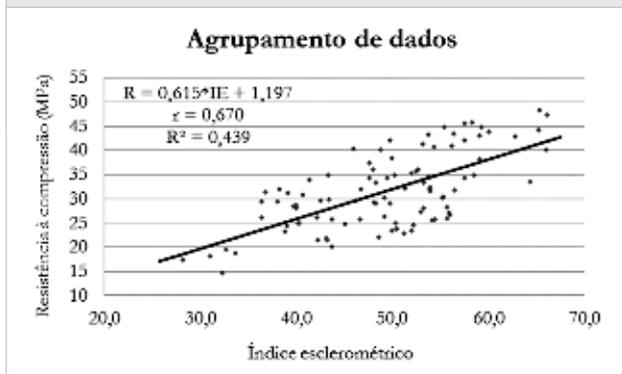


Figura 11 – Correlação entre índice esclerométrico e resistência à compressão a partir do agrupamento de dados



outras heterogeneidades oriundas do processo de produção de estruturas de concreto empregado no final da década de 40. Além disso, é importante lembrar que o Estádio Maracanã foi executado por um consórcio entre quatro empresas, fator que também pode ter contribuído para a existência de heterogeneidades durante o processo de produção de suas estruturas de concreto armado.

As equações apresentadas no presente artigo, provavelmente, não estimarão com a mesma confiabilidade a resistência à compressão do concreto em outras estruturas existentes, que não sejam as do Maracanã. Isto se explica pelos fatores que afetam tanto as propriedades do concreto quanto as medições de velocidade ultrassônica e esclerometria, tais como: tipo, teor, tamanho e graduação dos agregados, tipo de cimento, relação a/c, grau de compactação, condições de cura, condições de umidade, idade do concreto, grau de hidratação etc. Dependendo da finali-

dade e objetivos da avaliação, as equações apresentadas no presente estudo poderiam contribuir na identificação de regiões de maior interesse para realização de ensaios destrutivos e para a realização de verificações estruturais iniciais. Deve-se verificar se a faixa de incerteza dos valores de resistência inerentes a estes métodos está de acordo com a acurácia exigida pelo trabalho a ser realizado.

Portanto, este estudo contribui para a área de avaliação de estruturas existentes, principalmente nos casos onde, paralelamente, também é possível a extração de um número mínimo de corpos de prova. As curvas obtidas com este trabalho foram empregadas na avaliação de outros elementos estruturais do Estádio Maracanã, tendo-se chegado a estimativas bastante próximas das resistências obtidas em testemunhos extraídos.

Ressalta-se, ainda, que não existem normas nacionais ou internacionais que orientem o profissional sobre a quantidade de corpos de prova, amostragem e a forma de tratamento dos resultados para estimar a resistência à compressão do concreto em estruturas existentes, seja por métodos destrutivos ou não destrutivos, assim como ocorre com a estimativa da resistência à compressão em estruturas novas, baseada na NBR 12655 (ABNT 2006).

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Consórcio Maracanã e à Empresa de Obras Públicas do Rio de Janeiro, pelo fundamental apoio recebido durante a realização dos ensaios, e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de mestrado de Daniel Andrade.

Referências Bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7680: Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [02]NBR 8802: Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação da onda ultra-sônica: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [03]NBR 7584 Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 2012.
- [04] NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- [05] FIGUEIREDO, E. J. P. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e deformações. Cap. 33. Editor Geraldo C. Isaia. In: CONCRETO, PESQUISA, ENSINO E REALIZAÇÕES, 2005, São Paulo: IBRACON, 2005.
- [06] EVANGELISTA, A. C. J., Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos. 2002. Tese (Doutorado) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. UFRJ, Rio de Janeiro, 2002. ●

Ataque combinado da RAA e DEF em concreto de fundação de edificação

NICOLE PAGAN HASPARYK – DOUTORA EM ENGENHARIA CIVIL
ELETROBRAS FURNAS

SELMO CHAPIRA KUPERMAN – DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL
DESEK

JOSÉ RAMALHO TORRES – MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL
NUTEC

1. INTRODUÇÃO

A deterioração do concreto pode ocorrer a partir da interação entre a estrutura e o meio no qual ela está inserida. Fatores associados às características dos materiais constituintes do concreto, mas também relativos às suas condições de lançamento, cura, exposição e condições de uso, podem acarretar severa deterioração a partir de vários tipos de ataques. A evolução das consequências geradas reflete no desempenho, na durabilidade da estrutura em campo e, conseqüentemente, na sua vida útil.

São vários tipos de ataques possíveis de ocorrer. Entretanto, na prática, os fenômenos normalmente se sobrepõem e, neste caso, torna-se necessário levar em conta as suas interações. Tanto fatores externos como características internas do concreto podem ser fontes responsáveis pelos ataques. Entre os ataques químicos de deterioração do concreto, destacam-se a reação álcali-agregado (RAA) e o ataque por sulfatos.

Atualmente, resultados de investigações mais apuradas têm mostrado o potencial de deterioração de estruturas de concreto a partir de ataques combinados, como o de RAA e DEF (formação tardia de etringita), por exemplo. Os sintomas de DEF são em geral semelhantes aos da RAA e do ataque por sulfato, com a presença

de fissuras, podendo ser mapeadas e preenchidas.

A etringita não é estável acima de 60°C e pode se decompor e formar monossulfatos. Posteriormente, os íons sulfato são dissolvidos, propiciando a formação de nova etringita, deteriorando o concreto por DEF (Mehta, Monteiro, 2008). É sabido também que um alto pH favorece mais a presença do monossulfato do que da etringita, além de alta concentração de sulfatos, tanto na solução dos poros como por adsorção na estrutura do C-S-H (Taylor, Famy e Scrivener, 2001). Entretanto, quando o pH cai, seja pela ocorrência da RAA, seja por lixiviação, a formação da etringita ocorre de forma favorável, propiciando condição para a instalação conjunta da RAA e DEF.

Entre alguns casos de deterioração combinada relatados na literatura, pode ser citado o caso de ponte na Austrália onde existem indícios de que o calor de hidratação do cimento tenha atingido 80°C, causando DEF. À DEF foi atribuída a principal fonte da fissuração e deterioração em dormentes ferroviários, pela falta de controle da temperatura de cura, além do alto consumo de cimento empregado nos concretos, embora a RAA também esteja presente e interagindo com a umidade presente, para futuras expansões.

A Barragem Fagilde, em Portugal, também sofre com fissurações e deslocamentos em virtude da RAA e do ata-

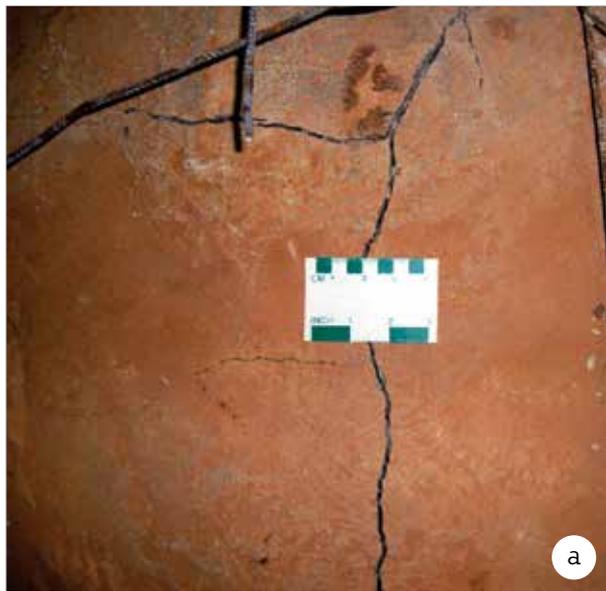


Figura 1 – Fissuração observada no bloco de concreto: a) vista superior; b) vista lateral

que por sulfatos interno. Os estudos de diagnóstico foram realizados em testemunhos de concreto extraídos da barragem e analisados em laboratório, onde foi confirmada a presença de gel e etringita, caracterizando as diferentes causas da deterioração. Na França, foram detectadas fissurações causadas pela DEF em várias pontes construídas entre 1955 e 1989 (Godart e Divet, 2013).

Diante do exposto, o presente trabalho aborda o ataque combinado de RAA com DEF em concretos provenientes de bloco de fundação de edificação no Brasil, mostrando alguns dos ensaios laboratoriais complementares que nortearam o correto diagnóstico das patologias instaladas.

2. PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

Tendo como base a ocorrência de intensa fissuração em blocos de fundação de uma edificação no Brasil (Figura 1), com o objetivo de diagnosticar o problema e investigar as suas possíveis causas, investigações em campo, a partir de inspeção visual criteriosa e um programa de estudos em laboratório, foram estabelecidos. Convém ressaltar que o bloco em questão encontra-se armado na forma de gaiola, ou seja, há armadura inferior, superior e nas laterais.

A partir das extrações dos testemunhos de concreto, amostras foram submetidas aos estudos em laboratório, conforme descrito na sequência.

2.1 RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO E ANÁLISES DE ENXOFRE

Os estudos envolvendo a reconstituição de traço foram realizados em dois corpos de prova de concreto extraídos. As análises químicas foram quantitativas e realizadas basicamente pelo método gravimétrico, tendo sido empregada também a secagem e calcinação para análise dos voláteis, após a fragmentação dos concretos e separação das frações agregado e argamassa das amostras de concreto. As reconstituições de traço foram feitas a partir dos cálculos na base não volátil, com base no “resíduo insolúvel”, a partir dos agregados presentes, e nos “anidrido silícico” e “óxido de cálcio”, a partir do cimento.

As análises químicas específicas para determinação do enxofre também foram gravimétricas, de caráter quantitativo, obtendo-se os teores de enxofre total, na forma de sulfatos e de sulfetos presentes nas amostras de agregado e argamassa. Os teores determinados representam os valores totais existentes nas amostras, a partir de ataque ácido.

2.2 ANÁLISES PETROGRÁFICAS/MINERALÓGICAS DOS AGREGADOS

As investigações petrográficas/mineralógicas dos agregados constituintes dos concretos foram realizadas fazendo-se o emprego da microscopia ótica de luz transmitida e luz refletida.

As análises por microscopia ótica de luz transmitida permitiram a classificação de origem dos agregados presentes, identificação de seus constituintes mineralógicos com o percentual semiquantitativo, além de verificar os minerais potencialmente reativos do ponto de vista da reação álcali-agregado, entre outras características relacionadas à textura e relações petrogenéticas. Destaca-se que uma análise visual/macrosscópica precedeu as análises por microscopia ótica das amostras, antes da preparação das lâminas.

Já, na análise por microscopia ótica, fazendo-se o uso da luz refletida, foi possível identificar os minerais opacos e investigar eventuais sulfetos presentes nestes opacos. Observou-se sua textura, as alterações e inter-relações entre esses minerais presentes. Nesta etapa, foi realizada uma análise tanto qualitativa como semiquantitativa.

2.3 ANÁLISES PETROGRÁFICAS DOS CONCRETOS

A microestrutura dos testemunhos de concreto foi avaliada por um microscópio eletrônico de varredura (MEV), com espectrometria por energia dispersiva de raios X (EDS) acoplada, para o estudo dos elementos químicos presentes (em amostras com superfície de fratura). Foi utilizado em paralelo um difratômetro de Raios X (fração argamassa dos concretos). Precedendo estas análises, uma criteriosa inspeção visual foi feita e, em associação, foi feito o uso do microscópio ótico para auxiliar nas análises petrográficas dos concretos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO

Os dados de reconstituição de traço obtidos a partir

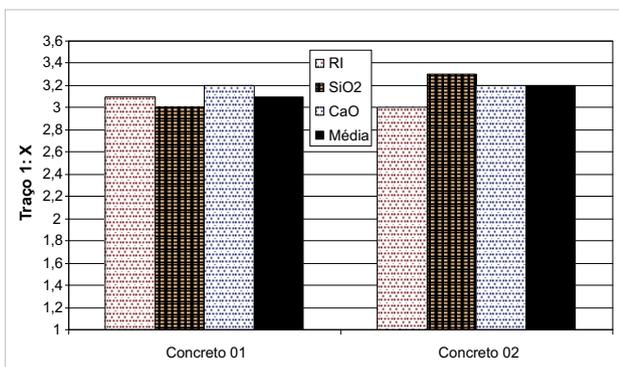


Figura 2 – Traços determinados na base não volátil

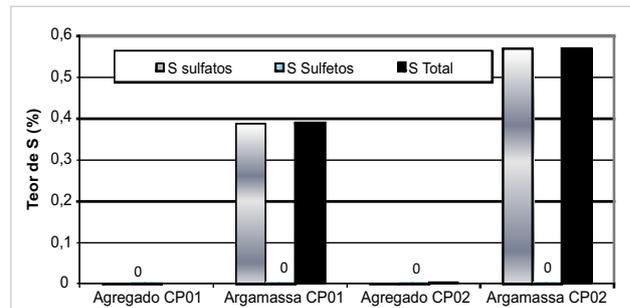


Figura 3 – Teores de enxofre na forma de sulfeto e sulfato nos agregados e argamassas

das análises químicas e do proporcionamento das frações pasta e agregado, podem ser observados na Figura 2.

Tendo como referência os traços, determinados a partir do “resíduo insolúvel”, “anidrido silícico” e “óxido de cálcio”, observa-se que não houve grande variação entre as determinações para cada amostra e, em média, os traços obtidos foram de 1:3,1 e 1:3,2 para os concretos 1 e 2, respectivamente, tratando-se de concretos de mesma dosagem. Estimando-se o consumo de cimento destes concretos, a partir de alguns parâmetros genéricos como massa específica dos constituintes do concreto, análise química de um cimento de referência e relação a/c provável de 0,5, chega-se a um valor de 438 kg/m³ e 433 kg/m³ para os concretos 1 e 2, respectivamente.

Verifica-se que o consumo de cimento estimado representa, em média, 435 kg/m³ (considerando um f_{ck} de 35 MPa). Levando em consideração um rendimento térmico de 0,12°C/kg/m³ para o tipo de concreto em questão, tem-se uma elevação adiabática da ordem de 52°C. Como este concreto não foi refrigerado, a sua temperatura de lançamento pode ter atingido a casa dos 30°C, sendo possível que a temperatura máxima adiabática atingida no interior do bloco de concreto tenha chegado a valores próximos de 82°C.

Esta situação se mostra preocupante, haja vista que temperaturas acima de aproximadamente 60°C podem deflagrar a formação de etringita tardia (DEF) em concretos de cimento Portland. Estudos anteriores realizados (MELO et al., 2011) mostram esta possibilidade.

3.2 ANÁLISES DE ENXOFRE

Os resultados das análises de enxofre, expressos em %, determinadas nas frações agregado e argamassa dos concretos, encontram-se apresentados no gráfico da Figura 3.

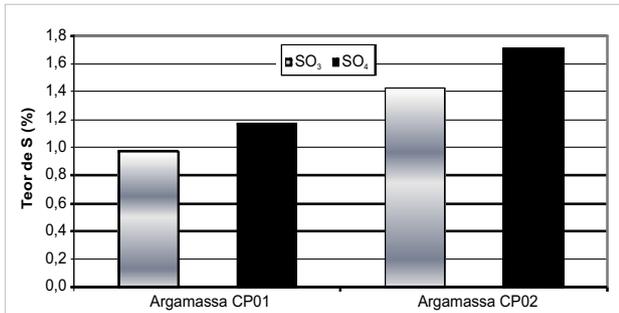


Figura 4 – Teores de SO₃ e SO₄ calculados para as argamassas dos concretos

Com base no estudo realizado por análise química, observa-se que os agregados não são fonte de enxofre, seja algum sulfato, seja algum sulfeto, indicando fases presentes apenas na fração argamassa dos concretos. Estas apenas como origem de sulfatos.

Calculando o enxofre em termos de anidrido sulfúrico (SO₃) e sulfatos (SO₄) nas argamassas, considerando parâmetros estequiométricos, têm-se os dados apresentados na Figura 4. Os dados de SO₃ chegam a valores próximos de 1,0% e 1,4%; e os de SO₄, aproximadamente 1,2% e 1,7%, para os concretos 1 e 2, respectivamente.

Analisando o consumo de cimento médio dos concretos (435 kg/m³), obtido por reconstituição de traço, estimando-se o traço empregado nos concretos e calculando-se o teor de SO₃ em relação à massa de cimento, chega-se a valores aproximados de 3% e 4,5% para os concretos 1 e 2, respectivamente, mostrando certa variação entre os concretos. De qualquer forma, esses dados obtidos se apresentam relativamente elevados em se tratando de compósito à base de cimento, o que indica um favorável ataque por sulfatos. Segundo as normas brasileiras de especificação para cimento, os valores máximos admissíveis para o trióxido de enxofre no cimento é de 4% para CPI, CP II, CP III e CP IV. Sabe-se que os concretos da obra foram confeccionados com cimento sem adição, do tipo CP II.

Embora os agregados dos concretos não tenham apresentado qualquer contribuição de S (Figura 3), se for analisada a contribuição total do concreto no presente estudo (argamassa), os valores de SO₄ se apresentam bem acima do limite de 0,2% (Figura 4), permitido pela especificação NBR 7211/2009, considerando neste trabalho todos os tipos de sulfato, e não apenas os solúveis, mas que podem já estar associados a fases deletérias.

3.3 ANÁLISES PETROGRÁFICAS/MINERALÓGICAS DOS AGREGADOS

As análises petrográficas realizadas nos agregados, a partir dos testemunhos de concreto, indicaram, em geral, características mineralógicas semelhantes entre si. As rochas empregadas ali como agregados são em geral de origem graníticas.

Os agregados são constituídos prioritariamente por feldspatos (microclínio e plagioclásio) e quartzo, contendo também micas (biotita e muscovita), porém de forma restrita, além de alguns opacos e acessórios em menor proporção. Em relação à potencialidade mineralógica dos agregados para a reação álcali-agregado, destaca-se que foram verificadas características importantes de potencialidade reativa, como o quartzo deformado com extinção ondulante (variando de 15° a 35°). Foram identificados também os feldspatos potássicos (microclínio), que também podem contribuir para a reação expansiva. A Figura 5 mostra algumas das principais características mineralógicas dos agregados constituintes dos concretos.

Na análise de opacos presentes nos agregados, foram identificados alguns destes minerais, como a ilmenita (óxido de ferro e titânio) e a pirita (sulfeto de ferro) na amostra 01 e, além dos minerais anteriores, a calcopirita (sulfeto de ferro) também na amostra 02. Vale destacar a baixíssima incidência destes sulfetos

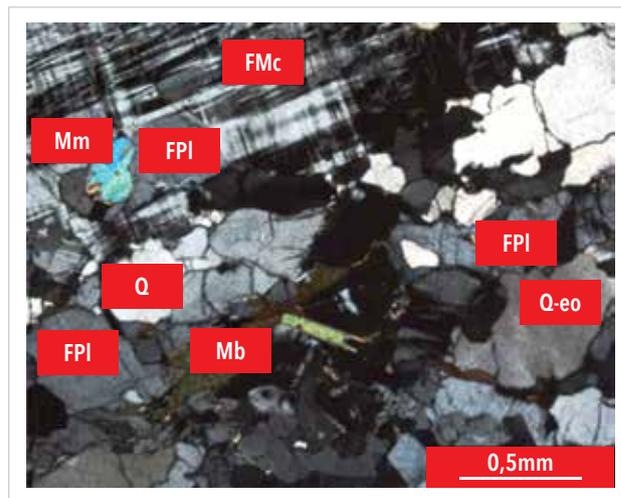


Figura 5 – Micrografia característica dos minerais constituintes dos agregados dos concretos. Legenda: Q - quartzo; Qeo-quartzo com extinção ondulante; FMc - feldspato microclínio; FPl - feldspato plagioclásio; Mb - mica biotita; Mm - mica muscovita



Figura 6 – Deposições no interior de um poro (Concreto 01)

encontrados por microscopia, além dos mesmos se apresentarem bem preservados, sem qualquer tipo de alteração mineralógica.

3.4 ANÁLISES PETROGRÁFICAS DOS CONCRETOS

As análises petrográficas dos concretos indicaram características não comuns de serem encontradas em concretos normais, tanto na superfície dos concretos como no seu interior, como preenchimento parcial ou total nos poros por material branco.



Figura 7 – Bordas escuras no contorno dos agregados (Concreto 01)



Figura 8 – Material branco preenchendo parcialmente um poro e revestindo outro poro (Concreto 02)

Foram identificadas também bordas escuras ao redor de alguns agregados, sugestivas da reação álcali-agregado. Deve-se comentar que as duas amostras analisadas (Concreto 01 e 02), apresentaram-se semelhantes pela inspeção visual. Nas Figuras 6 a 9, encontram-se registradas as principais características observadas durante a inspeção visual dos concretos.

Por microscopia ótica, além das características mineralógicas importantes observadas nos agregados, foi possível verificar, durante as análises petrográficas, ca-



Figura 9 – Superfície do testemunho indicando vários agregados com bordas (Concreto 02)

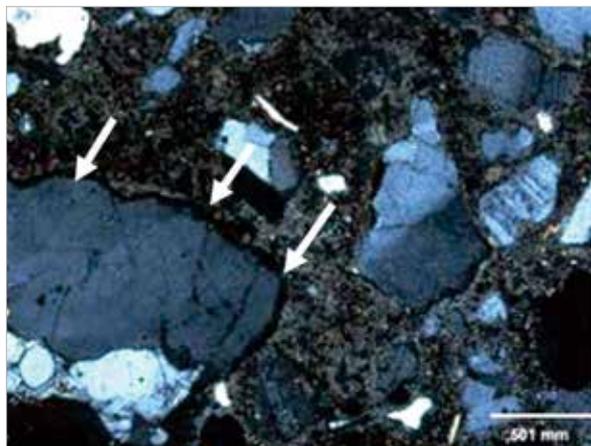


Figura 10 – Fragmento de agregado com borda no seu entorno (Concreto 01)

racterísticas indicativas de reação química, como bordas ao redor dos agregados e poros contendo deposição de material (Figuras 10 e 11).

Nas análises envolvendo a microscopia eletrônica de varredura (MEV), as duas amostras de concreto analisadas apresentaram-se bem semelhantes e, dentre as principais características observadas, encontram-se:

- os poros, independente de seu tamanho, contendo produtos aciculares na sua maioria, sugestivos de fases sulfatadas, além de formações massivas;
- em algumas regiões, verificaram-se fissuras acompanhando os poros, quando preenchidos pelos novos produtos formados;

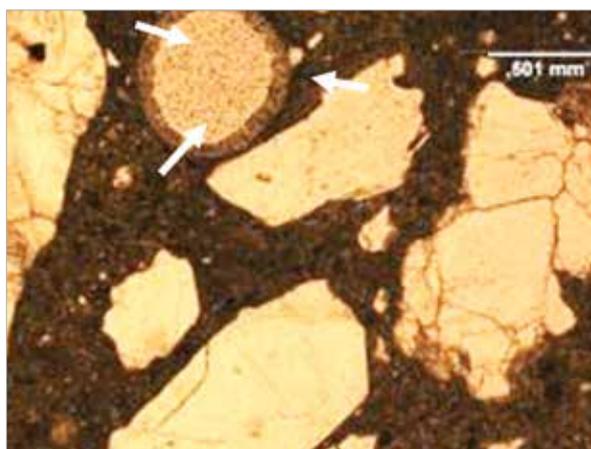


Figura 11 – Poro totalmente preenchido (Concreto 02)

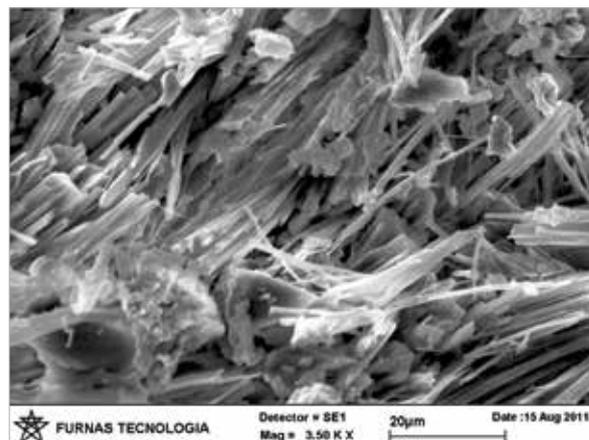


Figura 12 – Cristais sulfatados mal formados dispersos na pasta (Concreto 01)

- alguns outros poros continham material maciço gretado sílico-alcálico, característico do gel, e, entre eles, alguma incidência de formação botrioidal, além de produtos cristalizados na forma de rosáceas e rendado, todos característicos da RAA (Hasparyk, 2011).

Deposições aciculares sobre o agregado também foram visualizadas, sugerindo reação com o agregado. Nas bordas observadas na inspeção visual, as características indicam a reação da pasta com o agregado, envolvendo fases sulfatadas como a própria reação álcali-agregado. Em algumas regiões localizadas, o agregado também se apresentou fragmentado, além de ter sido verificada pulverulência, bem como a incidência pontual de algumas fissuras na pasta.

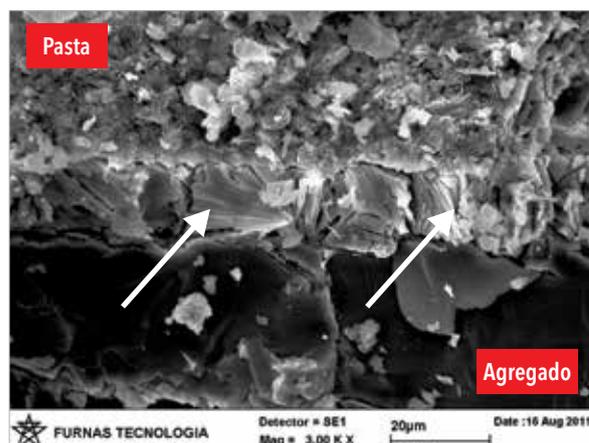


Figura 13 – Borda na zona de transição preenchida por cristais massivos de etringita (Concreto 01)

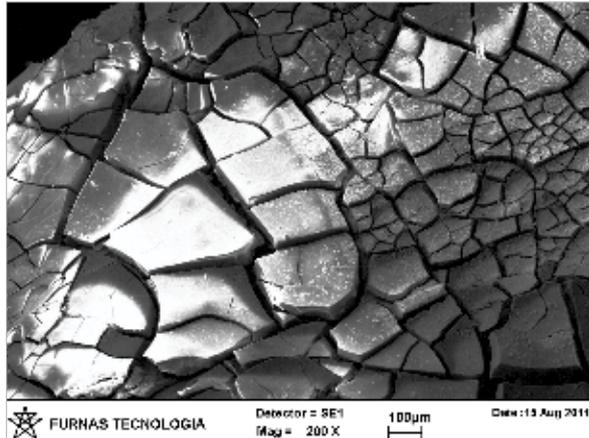


Figura 14 – Gel maciço gretado sílico cálcico na pasta (Concreto 01)

As micrografias apresentadas nas Figuras 12 a 21 apresentam algumas das características microestruturais observadas nos concretos analisados.

As análises realizadas por difração de raios X das amostras foram auxiliares às do MEV e permitiram a identificação dos principais constituintes mineralógicos das argamassas dos concretos; porém, destaca-se que as fases oriundas dos agregados, muitas das vezes, interferem e se sobrepõem às fases da pasta, dificultando/mascarando as interpretações pela alta cristalinidade dos minerais. As fases detectadas como oriundas dos agregados são compatíveis com os minerais presentes, sendo as mesmas para as duas amostras analisadas, corroborando as análises mi-

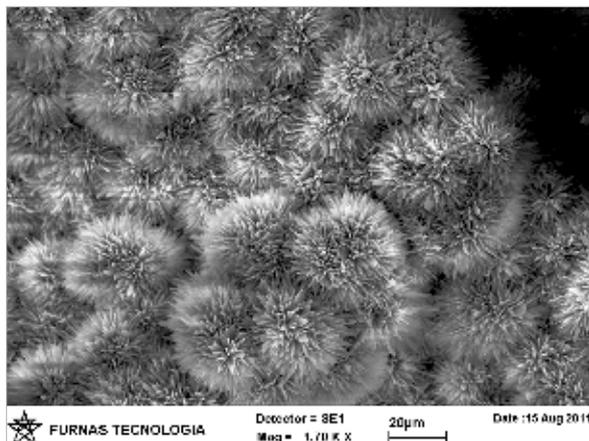


Figura 15 – Rosáceas da RAA próximas a um poro contendo gel gretado (Concreto 01)

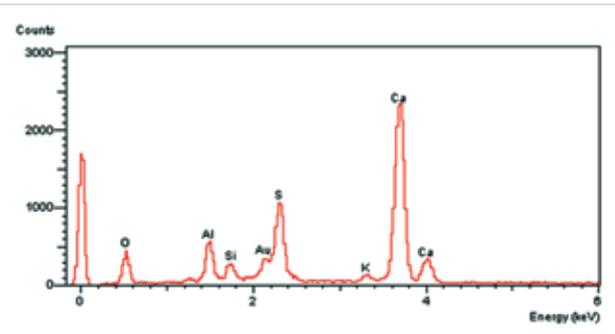


Figura 16 – Espectro da borda na Figura 13

neralógicas por microscopia. Já nas fases indicadas como sendo oriundas da pasta, a etringita e a gipsita foram verificadas na amostra 01, mas apenas a etringita na amostra 02. Foram identificados também os hidróxidos e carbonatos de cálcio (portlandita e calcita) em ambas as amostras analisadas. Por esta técnica de difração de raios X, comprova-se a presença das fases sulfatadas visualizadas nas análises realizadas por microscopia eletrônica.

4. CONSIDERAÇÕES

Com base no quadro fissuratório observado em campo e tendo como referência os resultados dos estudos laboratoriais nos testemunhos de concreto apresentados, pode-se dizer que a estrutura de concreto apresenta alterações químicas que podem ter afetado a sua integridade.

As análises visuais já indicaram algumas destas alterações, a partir dos vários poros com deposições que foram detectados, além das bordas no contorno de alguns agregados. Nas análises microestruturais mais detalhadas, os produtos neoformados puderam

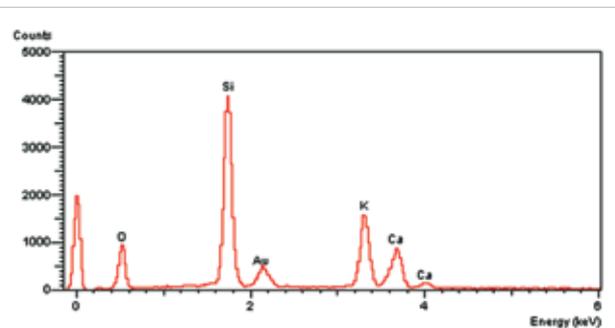


Figura 17 – Espectro típico das fases da Figura 15

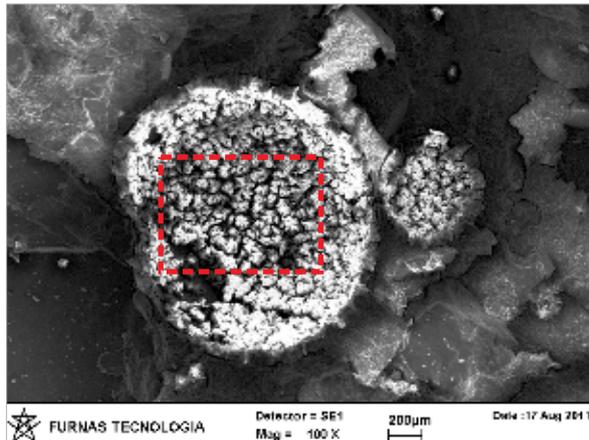


Figura 18 – Poros de tamanhos variados totalmente preenchidos por cristais aciculares, sugestivos da etringita (Concreto 02)

ser confirmados, indicando fases tanto da reação álcali-agregado como fases sulfatadas. A característica que se destacou neste tipo de análise foi a identificação da presença simultânea dos dois tipos de patologia. Além dessas constatações, as análises químicas também indicaram a presença de fases sulfatadas nas argamassas dos concretos, corroborando as análises microestruturais.

A incidência da reação álcali-agregado pode ser explicada a partir das análises petrográficas/mineralógicas dos agregados constituintes dos concretos, onde foram detectados minerais potencialmente reativos. Em relação às fontes de sulfatos, *a priori*, descarta-se a hipó-

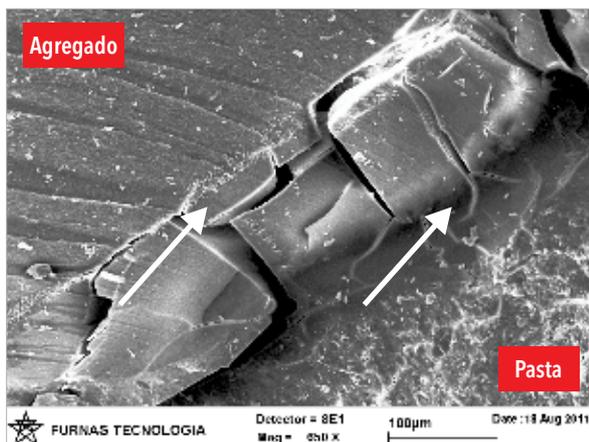


Figura 19 – Borda maciça gretada (Concreto 02)

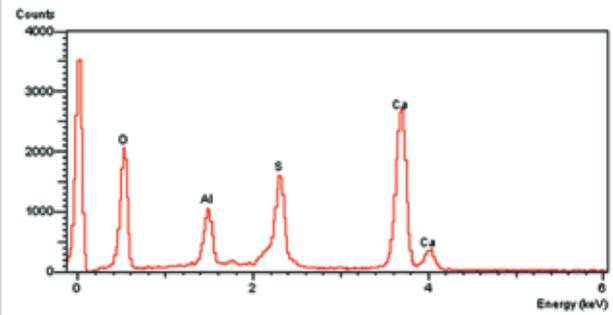


Figura 20 – Espectro da região destacada na Figura 18

tese da causa ter sido interna e oriunda dos agregados, seja de sulfatos, seja de sulfetos. Na análise mineralógica específica de sulfetos, estes minerais não se mostraram tão importantes, haja vista sua baixa incidência. Nas análises químicas dos agregados, nem os sulfatos e sulfetos foram sequer detectados. Além disso, análises do solo da região convergem para baixos teores de sulfatos, o que descartaria a hipótese de um ataque externo por sulfatos. Diante do exposto e levando em consideração os dados de reconstituição de traço e a possibilidade da massa de concreto ter atingido a casa dos 80°C a partir do calor de hidratação, muito provavelmente os concretos experimentam, em associação com a RAA, um ataque interno por sulfatos característico da formação tardia da etringita (DEF).

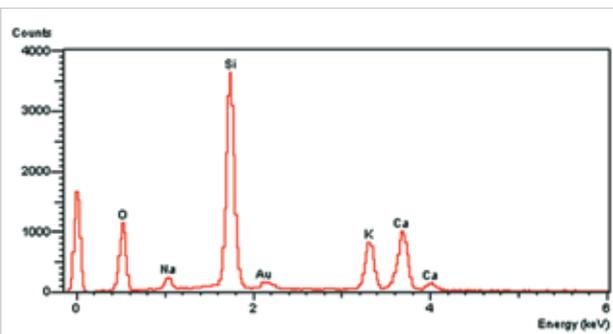


Figura 21 – Espectro da região destacada na Figura 19

5. CONCLUSÕES

Com base no diagnóstico da RAA e DEF, o bloco de fundação do qual foram extraídos os testemunhos de concreto encontra-se com sua durabilidade comprometida,

considerando que as medidas mitigadoras para os tipos de ataque envolvidos são na sua maioria paliativas. Uma análise global do mesmo, bem como dos demais da edificação em questão, está sendo feita, levando em consideração não só o tipo de estrutura, mas também as suas condições de exposição, entre outros aspectos e características que se façam importantes, com o objetivo de avaliar a influência das patologias instaladas no seu desempenho e durabilidade

de e a necessidade de eventuais intervenções nos mesmos.

Convém ressaltar que, atualmente, a melhor maneira para se barrar a ocorrência de DEF é evitar que a temperatura do concreto atinja valores superiores a 60°C em suas idades iniciais. Já, a RAA pode ser eficazmente mitigada, principalmente, através do emprego, em quantidades adequadas, de materiais com características pozolânicas, entre outros fatores.

Referências Bibliográficas

- [01] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto - microestrutura, propriedades e materiais. 3ª Edição (1ª Edição: tradução). São Paulo: Ed. IBRACON, 2008.
- [02] TAYLOR, H.F.W.; FAMY, C.; SCRIVENER, K.L. - Delayed ettringite formation. Cement and Concrete Research, v.31, p.683-693, 2001.
- [03] GODART, B.; DIVET, L. - Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy, 5th ICE Forensics, 2013.
- [04] MELO, S. K.; HASPARYK, N. P.; CARASEK, H.; SILVA, H. H. A. B.; MARTINS, C. Influência do calor de hidratação na formação da etringita tardia (DEF) em concreto de cimento Portland pozolânico. 53º Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis. IBRACON, 2011.
- [05] HASPARYK, N. P. Reação álcali-agregado no concreto. In: Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ª Edição. São Paulo: IBRACON. vol. II, cap. 27, p. 933-101, 2011. ●

A maior linha de produtos químicos para construção civil

Obras bem protegidas. Sempre.

A Viapol oferece soluções customizadas para todo tipo de obra, com proteção e eficácia.

NBR 16258:2014 - Estacas Pré-fabricadas de Concreto

Como fundação profunda em estacas pré-moldadas de concreto, entende-se o sistema formado pelo conjunto do elemento estrutural de estaca pré-moldada de concreto armado ou protendido, que pode ser vibrada ou centrifugada, e o maciço de solo envolvente, ao longo do elemento e sob a base, com ampla faixa de capacidade de carga, desde 100 kN até 5000 kN, com dimensões da seção transversal variando entre 15 cm a 80 cm.

O módulo de elasticidade do concreto, bem como a resistência à tração, são características de desempenho muito importantes, mais relevantes do que a própria resistência característica à compressão, devido aos esforços a que esses elementos são solicitados durante a sua cravação (ou a implantação das estacas no solo). Para esses elementos também estão previstas a realização de ensaios estáticos e dinâmicos conforme a ABNT NBR 6122:2010, norma que também estabelece os requisitos de projeto e execução das fundações, contemplando todas as tecnologias disponíveis.

As estacas pré-fabricadas de concreto, produzidas na indústria, tinham por referência também os critérios de fabricação e desempenho estabelecidos na NBR 9062 - Projeto e execução de Estruturas pré-moldadas, norma geral aplicável às estruturas de concreto pré-moldado. No entanto, ao elaborar o Manual Técnico para Estacas Pré-fabricadas de Concreto, publicado em 2012, o Comitê de Estacas Pré-fabricadas de Concreto da Abcic (Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto) entendeu estar diante do desenvolvimento de um importante referencial, como texto-base para uma norma técnica, que poderia ter um papel complementar as duas outras normas anteriormente citadas, estabelecendo os requisitos para projeto, fabricação, estocagem e manuseio das estacas pré-fabricadas de concreto armado ou protendido. O Manual, cujo prefácio foi escrito pelo saudoso Prof. José Zamarion Fererira Diniz, tinha por objetivo difundir entre os fabricantes, especificadores, aplicadores e clientes as características técnicas relativas aos requisitos de desempenho que haviam sido estabelecidos na revisão, então recente, da NBR6122, além de padronizar alguns critérios que vieram sendo estabelecidos pelo próprio mercado ao longo dos anos, agregando diferentes seções e dimensões dos ele-

mentos disponíveis no mercado, bem como a evolução das próprias técnicas de aplicação.

Foi, então, apresentada ao ABNT/CB-18 (Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da Associação Brasileira de Normas Técnicas) a proposta para a abertura de uma Comissão de Estudo para desenvolvimento de uma norma sobre o tema, que culminou com a publicação, em 17 de fevereiro último, da ABNT NBR 16258:2014, sob a coordenação de Cláudio Gonçalves e secretaria de Luis Fernando Seixas Neves.

Em relação à fabricação de estacas, existe uma série de exigências que estão contempladas na Norma. As principais são: resistência do concreto, módulos de elasticidade, dimensões das estacas, entre outras. Cada uma dessas exigências envolve ainda uma série de outros critérios técnicos descritos na Norma. No caso do concreto, por exemplo, são estabelecidos ainda procedimentos para: lançamento do concreto, adensamento por vibração ou centrifugação, módulo de deformação secante, absorção de água por imersão, etc.

Há também a definição do que são fissuras e trincas, assim como quais os critérios para aceitação de estacas através da análise nos níveis de fissuras e trincas. São abordados também os esforços no transporte e na cravação das estacas; os sistemas de emendas por luva de encaixe ou por anel metálico soldado. A Norma define também: dimensão básica de uma estaca pré-fabricada, desvio de geometria do anel, abertura de falta de esquadro do anel, excesso de concreto além da borda externa do anel, dimensão básica e deslocamento do anel, perda de espessura da parede, linearidade do elemento, desalinhamento de formas, arranque (cabeleira) e içamento por um ponto.

No que diz respeito ao acabamento, as estacas devem apresentar superfícies externas lisas, sem apresentar ninhos de concretagem, armadura estrutural aparente, fendas ou fraturas (exceto pequenas fissuras capilares, não orientadas segundo o comprimento da estaca, inerentes ao próprio material).

ÍRIA DONIAK

PRESIDENTE-EXECUTIVA DA ABCIC E DIRETORA DE CURSOS DO IBRACON

INÊS BATTAGIN

SUPERINTENDENTE DO CB-18 E DIRETORA TÉCNICA DO IBRACON

I Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado

Promovido pela Alconpat-Brasil (Associação Brasileira de Patologia das Construções), Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais e Geotecnológica, o I Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado acontece de 06 a 09 de agosto, no Fiesta Convention Center, em Salvador, na Bahia.

O evento propõe-se discutir os temas da corrosão de armaduras, reação álcali-agregado, métodos de monitoramento e recuperação de estruturas, carbonatação e durabilidade.

O Encontro é apoiado pelo IBRACON.

Mais informações: www.degrada2014.com.br.

Mostracon 2014 vai ser realizada em setembro

Successo de público, com mais de 12 mil visitantes e três mil participantes, a Mostracon, feira de negócios e ciclo de palestras no setor da construção no Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba, promovida pelo Sinduscon da região, em parceria com a Pool Comunicação, já tem data marcada para sua segunda edição: o evento vai acontecer de 04 a 07 de setembro, no Center Convention de Uberlândia, Minas Gerais.

A Mostracon 2014 busca promover o intercâmbio comercial e de informações entre profissionais, através de palestras, treinamentos, capacitação profissional e exposição de tecnologias, equipamentos, serviços e produtos, fomentando o mercado construtivo local e nacional.

Estão previstos ainda na programação o Salão Imobiliário do Triângulo, realizado em parceria com o Sindicato da Habitação de Uberlândia (Secovi), onde imobiliárias e construtoras apresentarão seus empreendimentos ao público visitante; a Mostra de Arquitetura e Design de Interiores; e a Rodada de Negócios, que promoverá o encontro entre empresas compradoras e fornecedoras.

A expectativa da comissão organizadora é receber nesta segunda edição 20 mil pessoas e movimentar mais de R\$ 27 milhões em negócios.

O evento está comercializando cotas de patrocínio para empresas e associações.

Mais informações: www.mostracon.com.br.

III Campeonato de treliça espaguete

A Regional IBRACON no Maranhão realizou, na Unidade de Ensino Superior Dom Bosco (UNDB), o III Campeonato de treliça espaguete no último dia 26 de abril. Participaram 26 equipes com até quatro estudantes dos cursos de Engenharia Civil, Engenharia de Produção e Arquitetura da instituição.

O campeonato consiste na análise, projeto, construção e ensaio de uma treliça de macarrão do tipo espaguete e tem por objetivo estimular os estudantes da



UNDB a aplicar os conhecimentos básicos de mecânica dos sólidos na resolução de problemas de engenharia.

Vence o campeonato a equipe que obteve o maior valor entre a carga suportada e o peso da ponte. Em caso de empate, vence o relatório com melhor pontuação e a ponte com menor peso, sucessivamente.

A competição teve o patrocínio da Trevo Engenharia, Novo Horizonte, GN Telecom, VCL Consultoria em Engenharia e Quantum Engenharia.



56^o

Congresso Brasileiro DO Concreto NATAL-RN

2014

7 a 10
de outubro
2014
Natal | RN

COTAS DE PATROCÍNIO

- Excelentes oportunidades para divulgação, promoção e relacionamento
- Espaços comerciais e palestras técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias
- Inscrições gratuitas no evento

Veja as cotas de patrocínio com Arlene Lima

Tel. (11) 3735-0202
arlene@ibracon.org.br

APRESENTAÇÃO DE TRABALHOS TÉCNICO-CIENTÍFICOS

Divulgue suas pesquisas e inovações.

- #### TEMAS
- Gestão e Normalização
 - Materiais e Propriedades
 - Projeto de Estruturas
 - Métodos Construtivos
 - Análise Estrutural
 - Materiais e Produtos Específicos
 - Sistemas Construtivos Específicos
 - Sustentabilidade

- #### DATAS
- Aceitação de artigos
20 de Junho
 - Envio de revisão
30 de Junho
 - Aceitação final
26 de Julho

Envie o resumo e o trabalho completo pelo site www.ibracon.org.br



REALIZAÇÃO



Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68
Jardim Olímpia – CEP 05542-120 – São Paulo – SP – Brasil
Telefone (11) 3735-0202 | Fax (11) 3733-2190

-  www.ibracon.org.br
-  facebook.com/ibraconOffice
-  twitter.com/ibraconOffice



Quando o assunto é infiltração, não adianta inventar.
A Vedacit conta com a linha de produtos ideal para resolver de vez
seus problemas com as goteiras e infiltrações.

Conheça nossas soluções em
impermeabilização em www.vedacit.com.br.

VEDACIT[®]
IMPERMEABILIZANTES

