

ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO COMO VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO E ECONOMIA DE FUNDAÇÕES

Sussumu Niyama - Diretor
Tecnum Construtora
sniyama@tecnum.com.br

Milton Golombek – Diretor
Consultrix – Engenheiros Consultores Associados
milton@consultrix.com.br

Sérgio C. Paraíso – Diretor
Geomec – Engenharia, Consultoria e Projetos
sergioparaiso@terra.com.br

Jose Eduardo Lodi
MASB – Desenvolvimento Imobiliário S. A.
joseeduardo@masb.com.br



RESUMO

O presente trabalho apresenta um caso em que o ensaio de carregamento dinâmico de estacas foi utilizado para verificação de desempenho de estacas tipo hélice contínua, antes do início da obra, com a finalidade de otimizar o projeto das fundações, buscando a economia da sua execução.

ABSTRACT

This paper presents a case study, where the dynamic loading test of piles was used to verify the performance of continuous flight auger type piles, before the start of the job, aiming to optimize the foundation design, looking for the cost reduction.

INTRODUÇÃO

O presente artigo relata um caso em que o ensaios de carregamento dinâmico foi realizado, segundo a NBR 13.208/2006, num empreendimento de uma torre residencial de 24 pavimentos, com um subsolo e um sobre-solo, num terreno de 2.600 m², na região da Vila Prudente, na cidade de São Paulo, com o objetivo principal de se buscar uma economia no custo das fundações.

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICAS

As características do subsolo local podem ser representadas por três dos furos de sondagem SPT realizados pela empresa Engesolos e que mostram aproximadamente uma camada de aterro muito mole a mole, de espessura variando de 2 a 4 m, sobre uma camada de argila siltosa, muito mole a média de cerca de 10 m de espessura. Sob esta camada tem-se areia fina argilosa, fofa a pouco compacta, da ordem de 4m de espessura e finalmente sob esta, tem-se solo residual de argila siltosa, dura, roxa, cinza e amarela, onde o SPT começa a apresentar elevados valores, a partir de uma profundidade de cerca de 20m da superfície do terreno original. A Figura 1 mostra o perfil longitudinal. O nível d'água se encontra entre 2,5 a 3,0m da superfície do terreno.

ESTUDO DAS ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÕES

Na análise preliminar dos custos de alternativas das fundações, foram consideradas as soluções por estacas escavadas, estacas cravadas e estacas hélice contínuas, avaliando aspectos técnicos, prazos de execução e vantagens e desvantagens de cada uma das opções. Como na vizinhança do terreno

encontravam-se várias edificações antigas e, ainda, uma galeria pluvial de porte, a solução por estaca cravada foi descartada. Assim, a escolha entre a estaca escavada e a hélice contínua seria definida pela alternativa que pudesse apresentar maior redução de custo. De comum acordo com a projetista de fundações Consultrix, optou-se pela alternativa por estacas hélice contínua que se mostrava mais competitiva com menor custo.

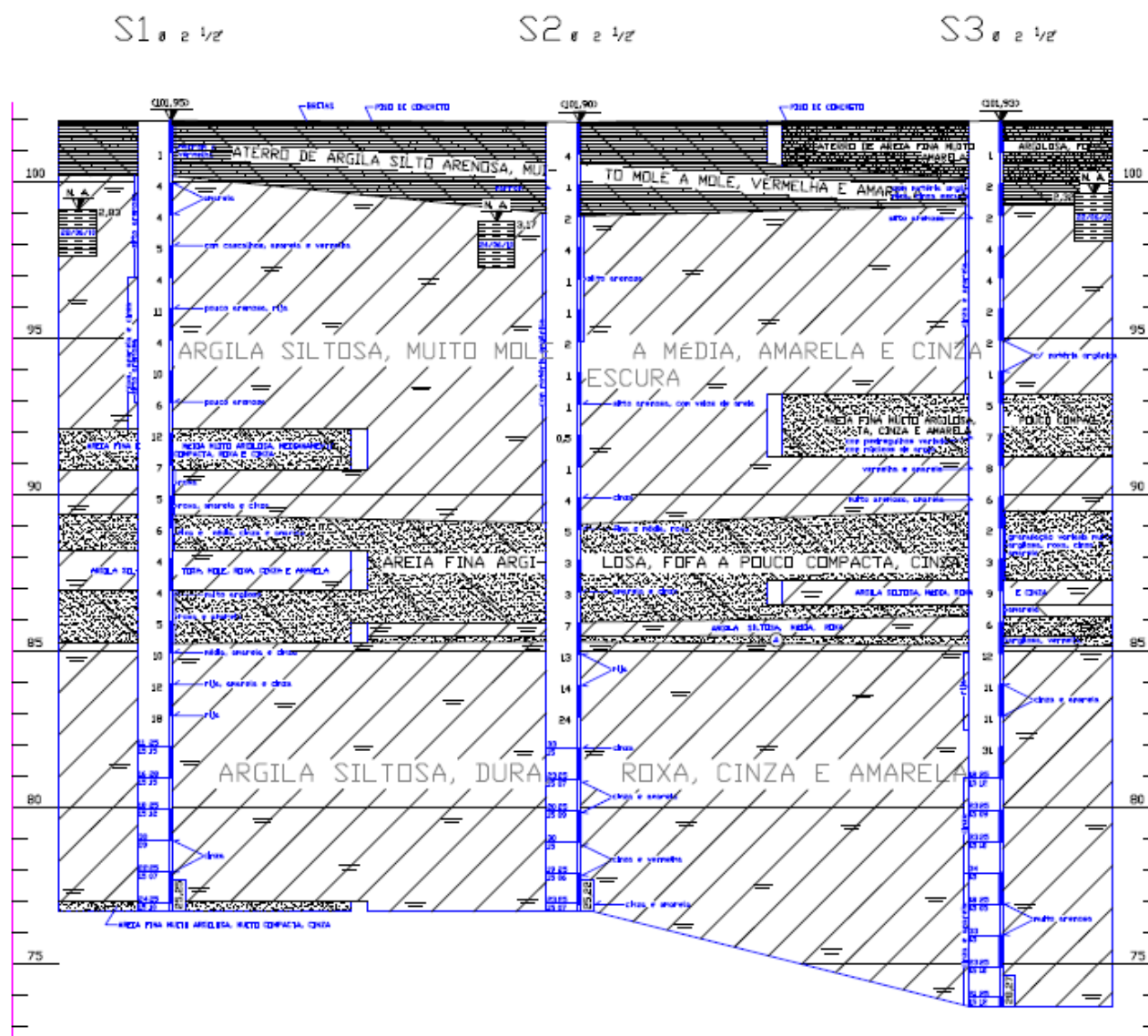


Figura 1. Perfil geotécnico longitudinal a partir de 3 furos de sondagem no terreno.

O projeto final da fundação foi constituído por estacas com diâmetros de 40 cm (11), 50 cm (19), 60 cm (22), 80 cm (23), 90 cm (10) e 100 cm (20), com cargas admissíveis de 650 kN a 4.100 kN, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 2.

Com esta solução, vislumbrava-se, ainda, a possibilidade de uma redução maior ainda, com a realização de ensaios de carregamento dinâmico, previamente ao início da obra, para que os seus resultados pudessem ser analisados a tempo do projeto ser alterado antes da execução da obra. De fato, em raras ocasiões, isso é possível ser feito, pois quando se mobilizam os equipamentos não é viável se executar uma ou poucas estacas e aguardar os resultados de ensaios em “stand by” numa obra. No presente caso, no entanto, um arranjo bem planejado com a empresa de fundações Geofix permitiu que, aproveitando um deslocamento entre obras, um equipamento de hélice contínua executasse as estacas teste nesta obra, sem prejudicar o cronograma de desmobilização e mobilização numa outra obra.

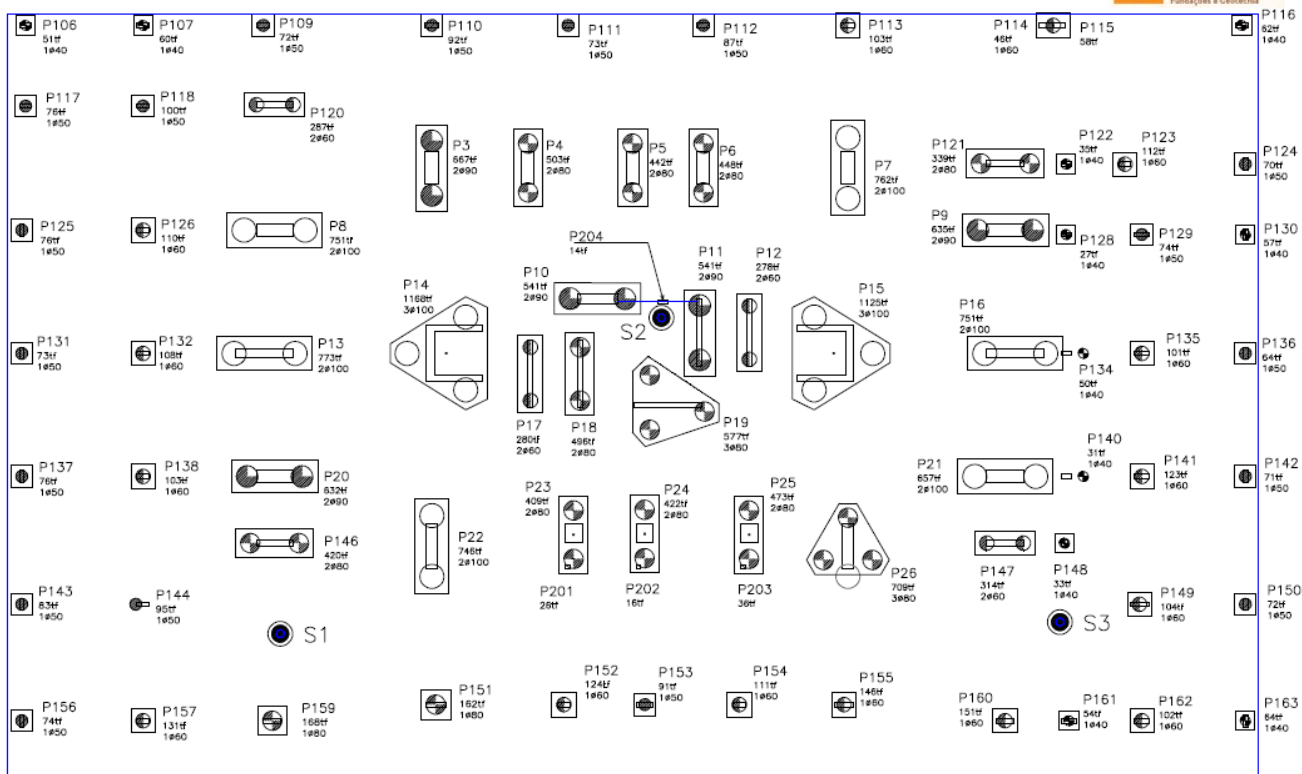


Figura 2. Planta esquemática do projeto de fundações por estacas hélice contínua.

PROGRAMA DE ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

O programa de ensaio de carregamento dinâmico teve como objetivo principal, buscar uma economia adicional no projeto de fundações, otimizando-o ao máximo, pela verificação de desempenho da solução, com ensaios em 3 (três) estacas testes de 60 cm de diâmetro (estacas P17A, P126 e P132). Embora o projeto prevesse estacas com diâmetros de 40, 50, 60, 80, 90 e 100 cm, foi escolhido apenas um diâmetro por facilidades operacionais na execução de estaca teste (pois se dispunha apenas de 1 dia do equipamento) e mesmo porque os seus resultados poderiam ser extrapolados para os demais diâmetros, sem problemas. Além disso, decidiu-se que, das três estacas teste, uma delas seria executada 2,0 m mais curta (estaca P126). As estacas testes foram executadas no dia 28 de agosto de 2010.

A empresa GEOMEC foi contratada e realizou os ensaios de carregamento dinâmico no dia 10/11/2010, com utilização do equipamento PDA (Pile Driving Analyser – modelo PAX) para avaliação preliminar da capacidade de carga mobilizada através do método de "Case", feita no momento do ensaio e com análises posteriores com uso do programa CAPWAP, avaliações mais confiáveis, com determinação das parcelas de resistência por atrito lateral, resistência de ponta e cargas máximas mobilizadas.

Para realizar o ensaio sobre estacas hélice contínua, foi necessário executar um bloco de coroamento de concreto devidamente dimensionado com as mesmas características de resistência das estacas para receber o impacto do martelo. Neste trecho foram instalados pares de acelerômetros e medidores de deformação, diametralmente opostos, conforme recomendam o método de ensaio NBR 13.208/2006. Nas Fotos 1 a 3 podem ser vistos, respectivamente nesta ordem, o bloco concretado como complemento da estaca, os sensores instalados neste bloco e a vista geral do ensaio, onde se apresenta o dispositivo hidráulico de impacto, modulável até 8 tf, que atua como martelo de queda livre e, finalmente, o equipamento PDA no primeiro plano. Nesta Foto 3, observa-se ainda que o martelo é suspenso por um guindaste, utilizado também para movimentar o mesmo de uma estaca para outra.

O ensaio dinâmico consistiu na aplicação de energias cinéticas crescentes no topo do bloco de coroamento, através de golpes de martelo queda-livre, com alturas de queda variáveis e crescentes até mobilização da Carga Máxima na interação estaca-solo e ou no limite de tensões dinâmicas do concreto que constitui as estacas. Durante os impactos, eram verificadas as tensões máximas de tração e compressão aplicadas às estacas no sentido de limitar a energia aplicada. Os sinais de força e velocidade obtidos no momento do ensaio dinâmico foram processados através do conhecido método CASE, cujos valores obtidos,

para cada golpe, são apresentados na Tabela 1. Nesta tabela, embora a nomenclatura utilizada para os diversos parâmetros sejam de conhecimento amplamente divulgado, citam-se: a) RMX: máxima resistência mobilizada; b) DMX: máximo deslocamento medido ao nível dos sensores da estaca; c) H: altura de queda da massa no sistema de impacto; d) set: deformação permanente da estaca; e) EMX: máxima energia transferida que passa ao nível dos sensores; f) FMX: máxima força de compressão medida ao nível dos sensores; e j) J: constante de amortecimento Case.



Foto 1. Bloco sobre a estaca



Foto2. Sensores instalados no trecho do bloco de coroamento



Foto 3. Vista geral do ensaio de carregamento dinâmico com destaque para o sistema de impacto hidráulico auto-modulável da GEOMECC para até 8 tf.

Posteriormente, os sinais de força e velocidade armazenados foram reprocessados através da análise CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program), que considera a “modelagem” da estaca ensaiada na configuração geométrica real, e que permite a discretização das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta da carga total mobilizada para cada golpe aplicado no topo da estaca ensaiada. O CAPWAP é utilizado principalmente para: a) estimativa da distribuição de resistência desenvolvida pelo solo ao longo da estaca;

b) determinação da componente dinâmica desta resistência; e c) estimativa das cargas mobilizadas no sistema estaca-solo.

Estaca	Q	Golpe	RMX (tf)	DMX (mm)	H (m)	set (mm/g)	EMX (txm)	EMX (%)	FMX (tf)	Tensão Comp. (kg/cm ²)	Tensão Tração (kg/cm ²)	J
	adm (tf)											
P17A	140	1	251	4	0,3	3	0,83	46,1	273	96	23	0,4
		2	355	6	0,5	3	1,8	60	398	140	29	0,5
		3	375	8	0,7	2	2,83	67,4	505	178	34	0,6
		4	409	9	0,9	1	3,96	73,3	602	212	32	0,6
P126	110	1	219	3	0,3	2	0,61	33,9	214	75	25	0,2
		2	281	5	0,5	2	1,36	45,3	322	113	35	0,5
		3	340	7	0,7	1	2,18	51,9	411	145	40	0,5
		4	379	8	0,9	0	2,94	54,4	459	162	50	0,5
P132	108	1	286	4	0,3	2	0,88	48,9	258	91	16	0,2
		2	402	7	0,5	2	2,13	71	419	148	23	0,4
		3	436	8	0,7	2	3,26	77,6	515	182	28	0,5

Tabela 1. Resumo dos resultados do processamento através do Método Case

Diferentemente dos procedimentos práticos usuais, todos os golpes selecionados correspondentes às estacas ensaiadas, para alturas crescentes, foram analisados pelo programa CAPWAP. A Tabela 2 resume os principais resultados das análises CAPWAP para cada golpe das estacas ensaiadas. Nesta tabela tem-se: a) v: velocidade de propagação da onda na estaca; b) R_U : resistência última; c) Q_{AL} : parcela da resistência por atrito disponível; e d) Q_P : parcela da resistência de ponta

Estaca	Carga Admiss (tf)	Golpe	H (m)	v (m/s)	R_U (tf)	Q_{AL} (tf)	% Q_{AL}	Q_P (tf)	% Q_P	J
P17A	140	1	0,3	3.500	256,1	181,5	70,9	74,5	29,1	0,38
		2	0,5		365,0	265,8	72,8	99,2	27,2	0,46
		3	0,7		390,0	237,1	60,8	152,9	39,2	0,56
		4	0,9		403,2	236,3	58,6	166,8	41,4	0,62
P126	110	1	0,3	3.500	215,0	173,2	80,6	41,8	19,4	0,23
		2	0,5		286,0	224,6	78,5	61,4	21,5	0,46
		3	0,7		335,0	258,7	77,2	76,3	22,8	0,50
		4	0,9		380,0	264,0	69,5	116,0	30,5	0,50
P132	108	1	0,3	3.500	290,0	243,7	84,0	46,3	16,0	0,14
		2	0,5		400,0	328,6	82,2	71,3	17,8	0,39
		3	0,7		455,0	354,4	77,9	100,6	22,1	0,45

Tabela 2. Resumo dos resultados das análises CAPWAP

Nesta Tabela 2, observa-se que as resistências últimas (R_U) obtidas apresentam valores superiores às cargas admissíveis, para cada uma das estacas P17A, P126 e P132, respectivamente com fatores de 2,88; 3,45; e 4,21, superando bem os dogmáticos fatores de segurança de 2,0.

Na Figura 3, apresenta-se, para cada estaca, o gráfico do comportamento estaca-solo para as cargas mobilizadas R_U , Q_{AL} e Q_P em função da porcentagem do deslocamento máximo (DMX) em relação ao diâmetro (D) da estaca, para as diferentes alturas de queda. Nesta figura e na Tabela 2, observa-se que a parcela da resistência de ponta vai crescendo com a energia (altura de queda), variando de 29 a 41% na estaca P17A, de 19 a 30% na estaca P126 e de 16 a 22% na estaca P132. No caso da estaca P17A, a parcela de ponta foi maior, pois verifica-se que houve um esgotamento da resistência de atrito lateral, o que não ocorreu nas demais, que deve ter ocorrido em função da

diferença localizada de resistências do terreno. Lembrar ainda que a estaca P126 foi executada 2m mais curta que as demais, mas tal fato não é percebido nestes gráficos.

Na Figura 4, apresentam-se, de novo ilustrativamente para a estaca 126, o gráfico de R_U em função do deslocamento máximo DMX, acumulando-se as deformações permanentes a cada golpe de energia crescente e que permite traçar um gráfico de envoltórias, que teria alguma similaridade com uma prova de carga estática. Observa-se que para os 4 golpes aplicados, o DMX acumulado é de cerca de 17 mm, que ficou na média entre os obtidos nas outras duas estacas (19 mm para estaca P17A e 16 mm para P132 - neste último se aplicou apenas 3 golpes).

Finalmente, nas Figuras 5 a 7, apresentam-se o cálculo de resistência de atrito lateral unitário (tf/m^2), ao longo da profundidade da estaca, para os diferentes golpes de energia crescente. Observa-se que à medida que a energia cresce (do Golpe 1 a 3 ou 4), vai se mobilizando cada vez mais resistências de atrito, em profundidade. Tal fato é mais acentuado, em geral, para estacas de grandes comprimentos, em que um único golpe não é suficiente para mobilizar toda a resistência de atrito lateral disponível na interface solo-estaca ao longo de sua profundidade. Nesses casos, é preciso que uma seqüência de golpes seja aplicada para ir mobilizando, paulatinamente, as máximas resistências de atrito lateral para que a resistência total (atrito + ponta) não seja subestimada.

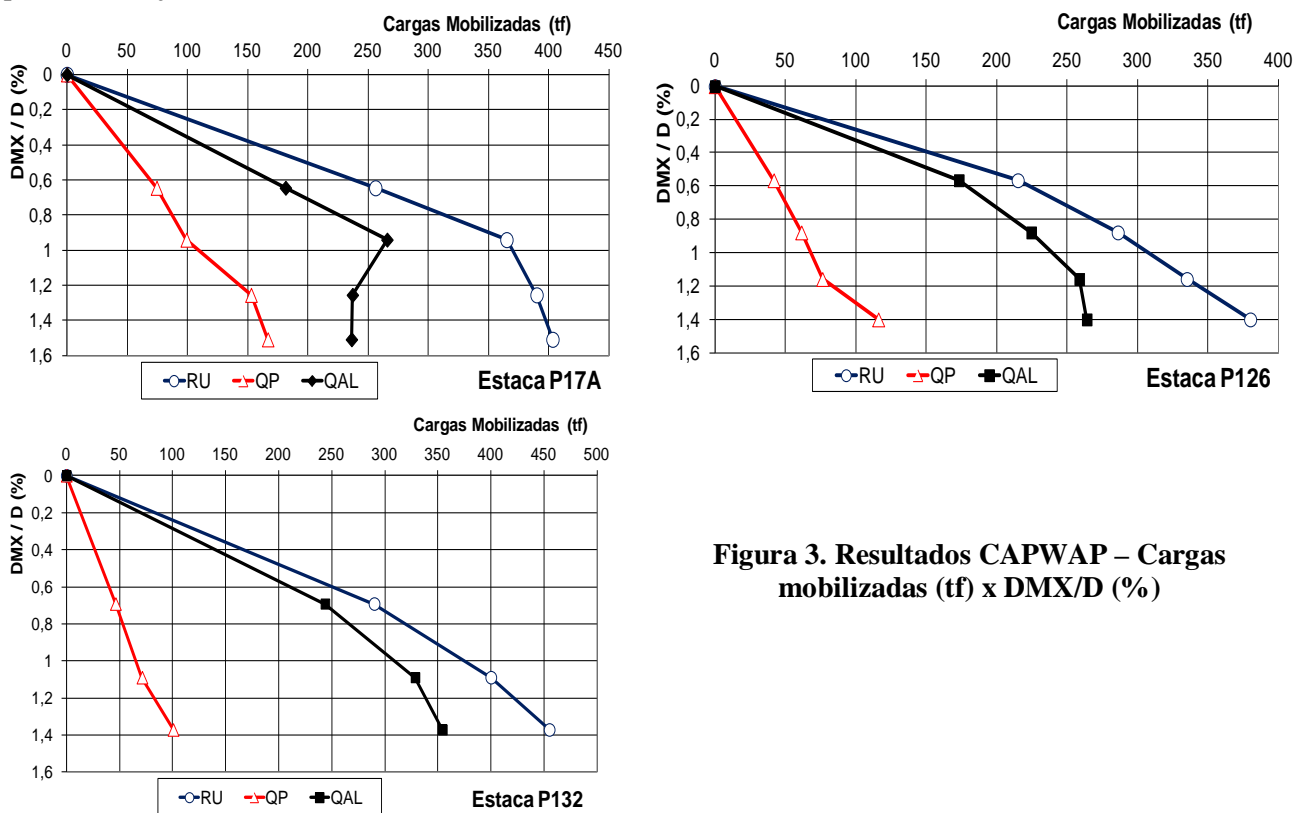


Figura 3. Resultados CAPWAP – Cargas mobilizadas (tf) x DMX/D (%)

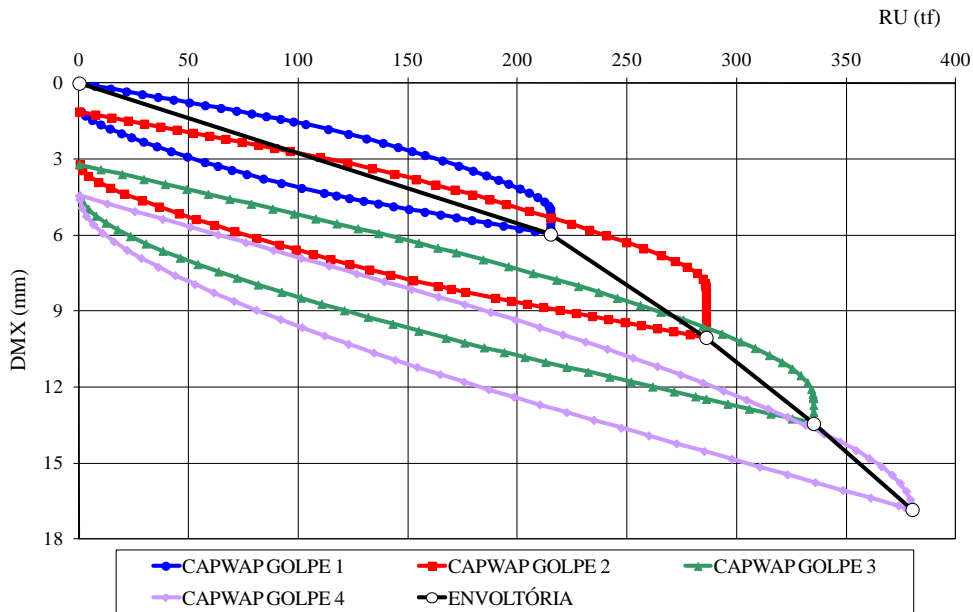


Figura 4. Resultados CAPWAP com deformação residual da estaca P126

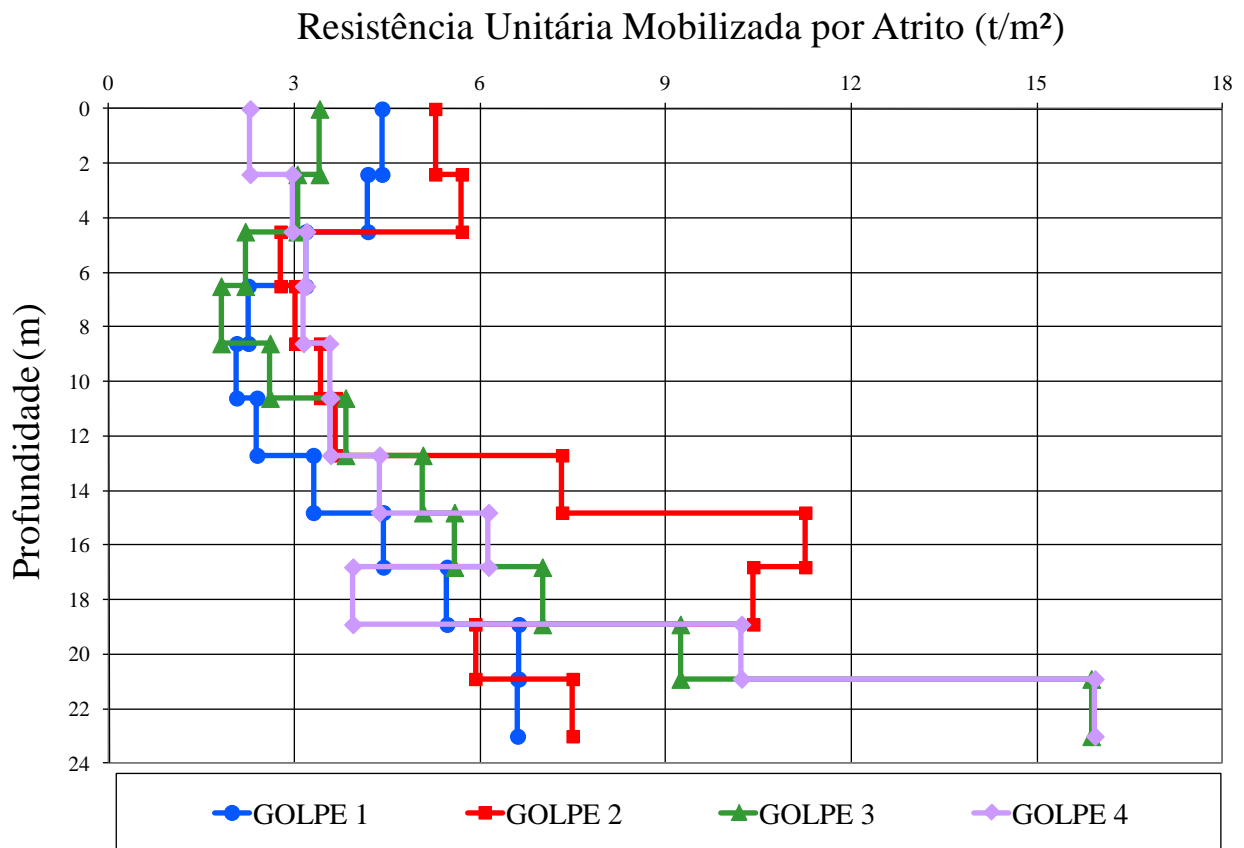


Figura 5. Variação do atrito lateral unitário em profundidade para diferentes golpes – estaca P17A

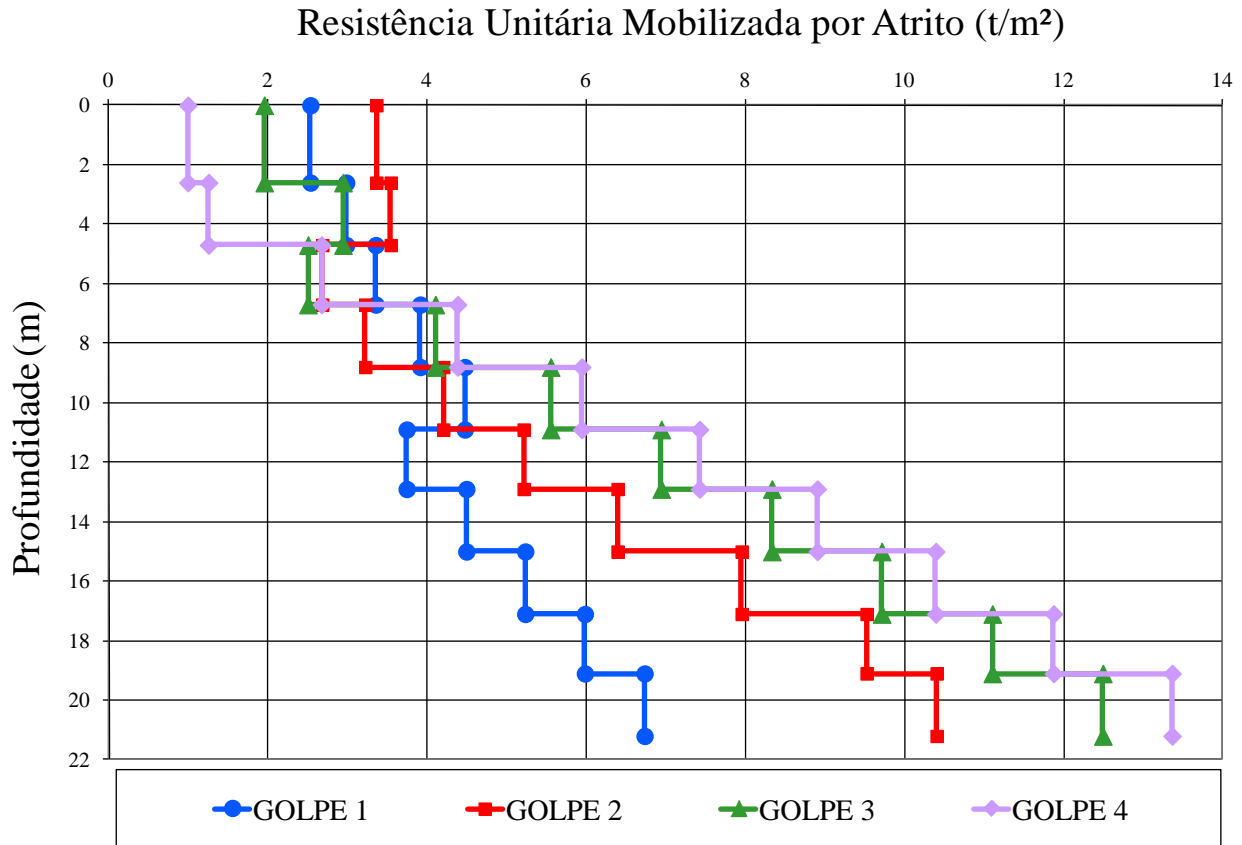


Figura 6. Variação do atrito lateral unitário em profundidade para diferentes golpes – estaca P126

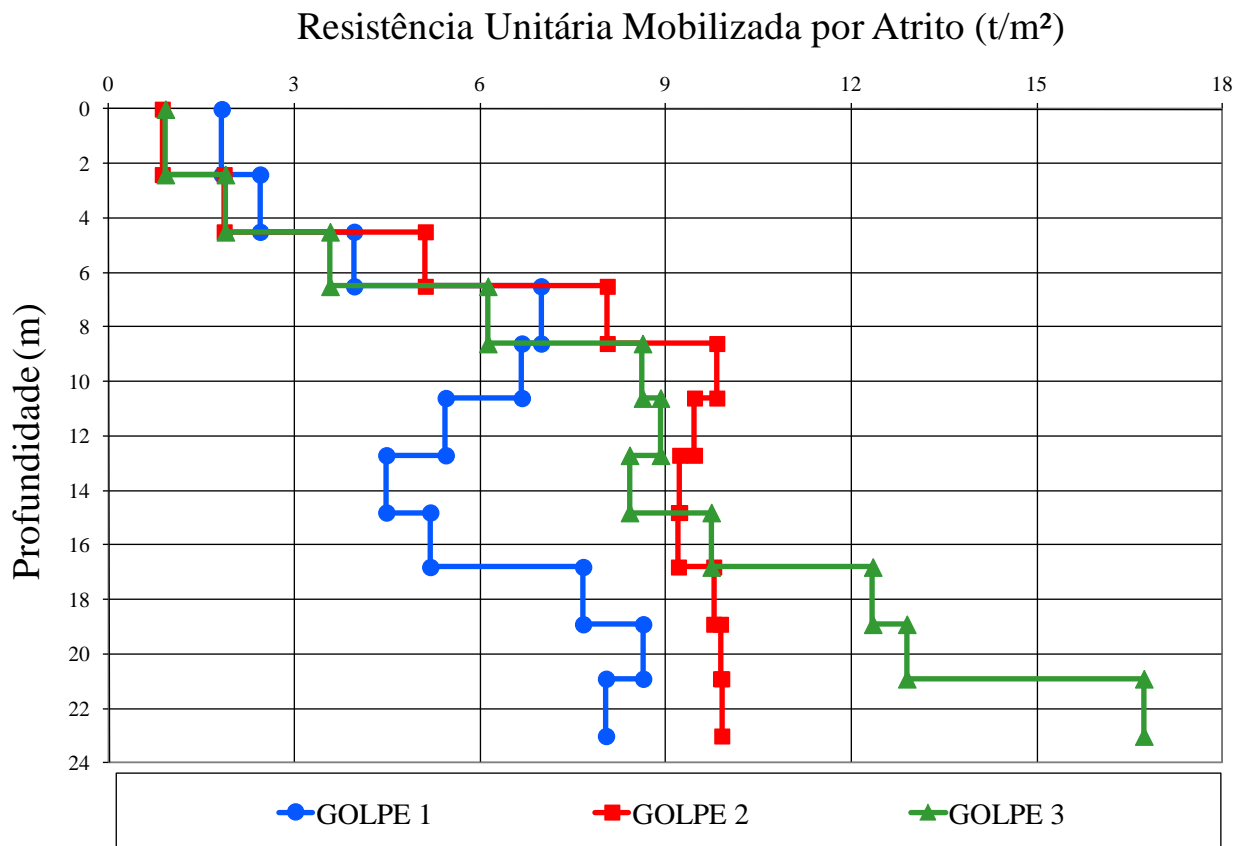


Figura 7. Variação do atrito lateral unitário em profundidade para diferentes golpes – estaca P132

ANÁLISE DOS RESULTADOS E ECONOMIA NO PROJETO DE FUNDAÇÕES

Os resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico, em particular com uso do modelo CAPWAP, apresentados na Tabela 2, encorajaram a revisão do projeto de fundações, pois mesmo no caso da estaca encurtada em 2,0m, o comportamento muito satisfatório. Nesta revisão, os valores de atrito lateral unitário determinados, conforme os gráficos das Figuras 9 a 1, foram muito úteis.

Assim, apresenta-se na Tabela 3 abaixo, um quadro de redução dos comprimentos de estacas de diversos diâmetros. Observa-se que estacas com diâmetro de 40 e 50 cm tiveram comprimentos reduzidos em 4,0m, enquanto os de diâmetros 60 e 80 cm tiveram redução de 2,0m e finalmente, os de diâmetros 90 e 100 cm tiveram comprimento reduzido em 1,0 m. Desta forma, um total de 232 m de estacas hélice contínua, de diâmetros variáveis de 40 a 100 cm, foi economizado nesta obra.

Nº estacas	Diâmetro (cm)	Cota de ponta inicial (m)	Cota de ponta revista (m)	Redução de comprimento/estaca (m)	Redução de comprimento total (m)
8	40	79	83	4	32
21	50	78	82	4	84
26	60	78	80	2	52
19	80	76	78	2	38
4	90	75	76	1	4
22	100	75	76	1	22

Tabela 3. Quadro de economia do projeto de fundações.

Vale aqui destacar que, o coeficiente de segurança foi mantido em 2,0 nesta revisão de projeto, embora num primeiro momento, sendo planejado o programa de ensaio de carregamento dinâmico antes do início da obra, pudesse ser induzido o entendimento de que se buscou uma redução do coeficiente de segurança para 1,6. Na realidade, a realização dos ensaios antes da obra foi no sentido de se ter tempo suficiente para uma revisão de projeto, o que de fato, ocorreu.

Quanto à redução do coeficiente de segurança, embora, à luz da norma NBR 6122 vigente por ocasião dos ensaios (28/08/2010), antes da publicação da revisão desta mesma norma, em 20/09/2010, que passaria a vigorar em 20/10/2010, fosse até possível discutir esta possibilidade, não se cogitou tal fato. Assim, tudo que foi definido não deixou de atender à nova revisão. Como se sabe, no seu item 6.2.1.2.2, a nova norma só permite a definição da resistência obtida por provas de carga executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto, a partir de provas de carga estática, quando o fator de segurança para determinação da carga admissível neste caso pode ser de 1,6.

Por outro lado, o item em 9.2.2.1, da nova norma, estabelece a obrigatoriedade da execução da prova de carga estática para verificação de desempenho, a partir de 100 estacas hélice contínua numa obra (Tabela 6, deste item). Como no caso desta obra, se tem 108 estacas, a prova de carga seria obrigatória. No entanto, conforme item 9.2.2.3., ela permite que 1 (uma) prova de carga estática seja substituída por 5 (cinco) ensaios dinâmicos. Esse número de 5 (cinco) acabou saindo na impressão final, quando foi objeto de discussão na Comissão de Norma (em 03/08/2010) até os últimos momentos e o que acabou prevalecendo seria o número 3 (três), como já estava na versão anterior da norma. De acordo, com própria comissão, houve um erro na versão que foi à impressão e em algum momento, este número deverá ser corrigido.

CONTROLE DA MEDIDA DE RECALQUES

A revisão da norma NBR 6122, já referida anteriormente, introduziu no seu item 9 (Desempenho de Fundações), a obrigatoriedade de se realizar o monitoramento de recalques medidos na estrutura, nos seguintes casos: a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios; b) estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro; e d) fundações ou estruturas não convencionais.

Como a torre do empreendimento mede 60,15 m de altura, a partir do térreo até a laje de cobertura do 20º andar, a medição de recalques foi contratada, porém não exclusivamente para atender a este requisito da norma (15 cm acima do limite mínimo), mas principalmente para avaliar o desempenho estrutural em função

da otimização do projeto de fundações. Para tanto, 10 pilares foram selecionados para serem instalados os pinos de recalque (P3, P7, P8, P9, P14, P15, P20, P21, P22 e P26), cujas posições podem ser verificadas na Figura 2.

A medida dos recalques começou a ser feita a partir de 01/09/2011, quando a obra estava com laje de piso do 9º pavimento concretado e a alvenaria executada até o 3º pavimento. Até a última leitura realizada para o fechamento deste artigo, em 20/12/2011, quando a estrutura estava executado até o piso da casa de máquinas e a alvenaria até o 16º pavimento, os 10 pinos apresentaram variação de recalque relativamente linear com uma média de 3,84 mm, sendo o maior recalque observado no P26 (5,8 mm) e o menor valor no P8 (2,4 mm).

Como as leituras foram feitas a partir do 9º pavimento, tomando-se o pilar de maior recalque P26, foi feita uma extrapolação, considerando-se as datas de leitura com o carregamento dado pelo número do pavimento, para estimar o valor total de recalque neste pilar desde o início do carregamento (1 subsolo, 2 solos, térreo + 20 pavimentos tipos+ cobertura). Como se vê na Figura 12, a extrapolação, admitindo-se uma variação linear, mostra que o valor total de recalque atingido é da ordem de 10,5 mm.

Data da Leitura de recalque	Laje (número do piso)	Alvenaria (número do piso)
01/09/2011	9º Pavto (30/8/11)	50% - 3º Pavto
07/10/2011	14º Pavto (05/10/11)	5º Pavto
01/11/2011	17º Pavto (27/10/11)	10º Pavto
05/12/2011	Cobertura (30/11/11)	14º Pavto
20/12/2011	Piso Casa Máquinas (22/12/2011)	16º Pavto

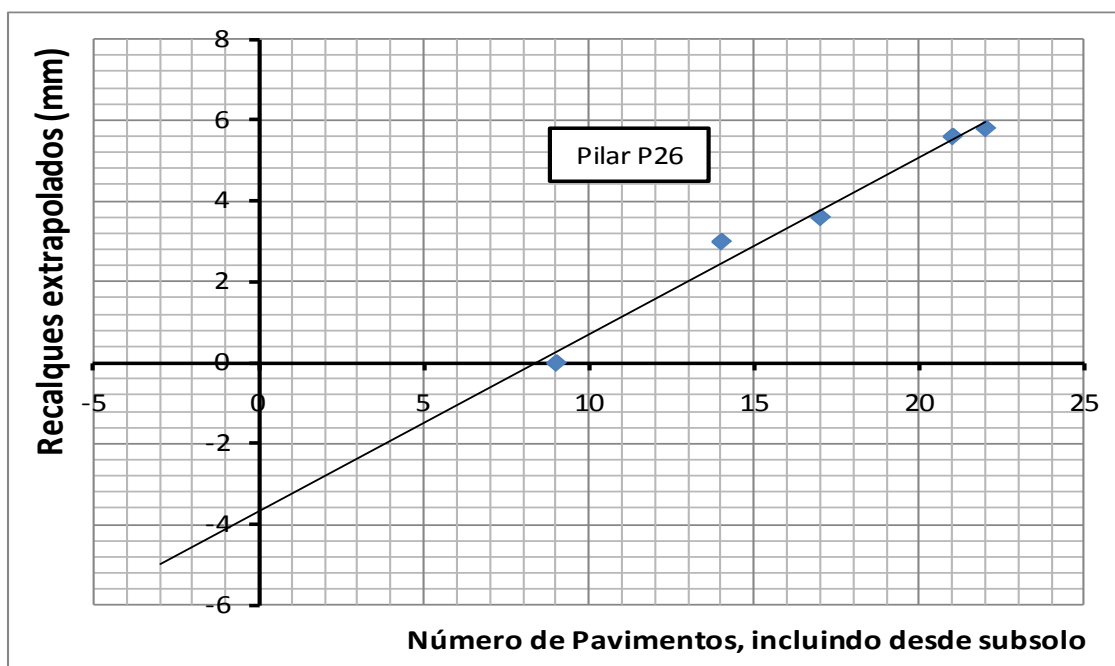


Figura 12. Extrapolação das medidas de recalque iniciadas no 9º pavimento

No momento de conclusão deste artigo, a estrutura do prédio praticamente já havido sido concluída e as medidas de recalque atestam que o desempenho das fundações é totalmente satisfatório.

CONCLUSÕES

Um planejamento cuidadoso e bom entendimento entre incorporadora, projetista de fundações e construtora permitiram alcançar uma economia considerável no custo da obra, através da execução de ensaios de carregamento dinâmico das estacas, cujos resultados permitiram a otimização do projeto. Além disso, a própria realização destes ensaios, não comuns em estacas tipo hélice contínua, propiciou um melhor conhecimento do comportamento destes elementos de fundação, dando maior segurança e confiabilidade à

obra. Os resultados do monitoramento deste comportamento através de medidas de recalque, preconizadas na recente revisão da norma NBR 6122/2010, demonstram condições muito satisfatórias da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a colaboração de todas as pessoas e empresas envolvidas no presente artigo e, em particular, à Masb – Desenvolvimento Imobiliário por autorizar a divulgação deste projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

GEOMEC ENGENHEIROS CONSULTORES, **Relatório RL25.269/2010**, ECD Ensaio de Carregamento Dinâmico, Belo Horizonte, 2010, 97 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT** – **NBR 6122**; Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.