

Estudo de caso: edificação com fundações em estacas hélice contínua monitorada

Case study: Building with continuous flight auger pile foundations

Cássio Marcus Mory Figueiredo¹

Prossolo Engenharia e Fundações Ltda
diretoria@prossolo.com.br

Matheus Pena da Silva e Silva²

Universidade Federal do Amazonas
matheuspenass@hotmail.com

Consuelo Alves da Frota²

Universidade Federal do Amazonas
cafrota@ufam.edu.br

Resumo. Analisou-se um projeto geotécnico de fundações, em estaca hélice contínua monitorada, de um empreendimento com quatro edificações, situado em Manaus (AM). Examinaram-se os critérios utilizados na locação dos furos de sondagem, realizou-se a análise granulométrica e se verificou a estrutura (consistência ou compactidade) das camadas formadoras do subsolo. Aferiu-se, ainda, a quantidade e o comprimento das estacas, bem como os resultados das provas de carga.

Palavras-chave: fundações, estaca hélice, provas de carga.

Abstract. It was analyzed a geotechnical design with continuous flight auger pile foundations in a venture with four buildings, located in Manaus (Amazonas State). The used criteria for the location of the boreholes, the grain size, and the structure (consistence and compactness) of the subsoil layers were studied. It was also verified the amount and the length of the piles, as well as the results of pile load tests.

Keywords: foundations, flight auger pile, pile load tests.

Introdução

Apresenta-se, neste artigo, um estudo de caso envolvendo fundações do tipo hélice contínua monitorada, executadas em Manaus (AM), sob uma edificação composta por quatro torres, que exigiram em torno de 240 estacas.

Enfatiza-se a análise da concepção do projeto geotécnico de fundações, baseada nos fundamentos teóricos presentes na literatura e na experiência do projetista.

Tipos de fundações

Segundo Velloso e Lopes (1997), as fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos:

- (i) fundações superficiais (diretas ou rasas);
- (ii) fundações profundas.

Distinguem-se esses dois tipos, em geral, segundo o critério (arbitrário), no qual uma fundação profunda mostra ruptura de sua

¹ Prossolo Engenharia e Fundações Ltda. Av. Autaz Mirim, 1830, D. Industrial, 69085-000, Manaus, AM, Brasil.

² Universidade Federal do Amazonas. Av. General Rodrigo Octávio, 6200, Coroado I, 69077-000, Manaus, AM, Brasil.

base, quando se encontra abaixo da superfície do terreno.

A norma NBR 6122/2010 define tal estrutura como aquela que transmite a carga proveniente da superestrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pelo conjunto de ambas. Além disso, segundo a referida norma, a profundidade de assentamento deve ser superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e se situar, no mínimo, a três metros.

Estacas

Também segundo a mencionada norma, estacas são elementos de fundação profunda construídas com o auxílio de ferramentas ou equipamentos, sem que haja descida de pessoas em qualquer fase de execução (cravação à percussão, prensagem, vibração, ou por escavação, etc). Na confecção dessas estruturas, podem-se utilizar: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou a combinação dos mencionados materiais.

Alonso (1983) cita que alguns tipos de estacas são mais comumente empregadas em obras civis no Brasil, podendo-se citar: Franki, broca, Strauss, hélice contínua, injetadas, entre outras.

Estacas usuais

Serão expostos, a seguir, alguns tipos de estacas rotineiramente utilizadas pela construção civil no País, destacando-se suas definições, processos executivos, vantagens e desvantagens (Alonso, 1983).

Estacas Franki

Executadas por meio da cravação no terreno de um tubo de ponta fechada (bucha) e de uma base alargada. Introduce-se no terreno certa quantidade de material granular por meio de golpes de um pilão. Essas estacas abrangem uma faixa de carga de 550 a 1.700 kN. São necessários bate-estaca, tubos para revestimento do furo e pilões.

Para serem bem-sucedidas, dependem do atendimento ao método executivo, do uso de equipamentos adequados e mão de obra especializada e experiente. Pelas características do processo, tais estacas não são recomendadas em terrenos com matacões, situações em que as construções próximas não possam suportar grandes vibrações, bem como em subsolos com camadas de argila mole saturada, devido aos possíveis problemas de estrangulamento do fuste.

Estacas tipo broca

São construídas por perfuração com trado e posterior concretagem *in loco*, possuem diâmetro variando entre 15 e 25 cm, comprimento de até 3,0 m e suportam cargas de 50 a 100 kN.

Estacas tipo Strauss

São cravadas por perfuração por meio de piteira, com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem *in loco*. Abrangem a faixa de carga compreendida entre 200 e 800 kN.

Requerem equipamento constituído de tripé de madeira ou de aço, guincho acoplado a um motor (combustão ou elétrico), sonda de percussão munida de válvula em sua extremidade inferior (retirada do solo), soquete com aproximadamente 300 kg, tubulação de aço com elementos de 2 a 3 metros de comprimento (rosqueáveis entre si), guincho manual para remoção da tubulação, além de roldanas, cabos de aço e ferramentas.

Mostram como vantagem a leveza e simplicidade do equipamento, possibilitando o uso em locais confinados, em terrenos acidentados e no interior de construções, por exemplo, com o pé direito reduzido. Outro benefício operacional é o de não causar vibrações, evitando avarias nas edificações contíguas.

Não é recomendada para trabalhar abaixo do nível da água, principalmente no caso de solo arenoso (pela dificuldade em esgotar a água por dentro do tubo, impedindo a concretagem), e argilas saturadas (em virtude do risco de “estrangulamento” do fuste, durante a concretagem).

Estacas tipo hélice contínua monitorada

Compostas por concreto moldado *in loco*. Construídas por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, por meio da haste central do trado simultaneamente com a sua retirada do terreno.

Entre as principais conveniências desse tipo de estaca destaca-se a elevada produtividade, decorrente da versatilidade de equipamento, de que resulta a economia, ante a redução dos cronogramas de obra. Pode ser executada na maior parte dos solos, exceto quando ocorrem matacões e rochas. Não produz distúrbios e vibrações típicos dos equipamentos à percussão, além de não causar a descompressão do terreno durante a sua operação. Ressalta-se também o monitoramento permitido pelo equipamento, no campo e na base operacional em tempo real. A Figura 1 apresenta um modelo de relatório gerado quando da sua confecção.

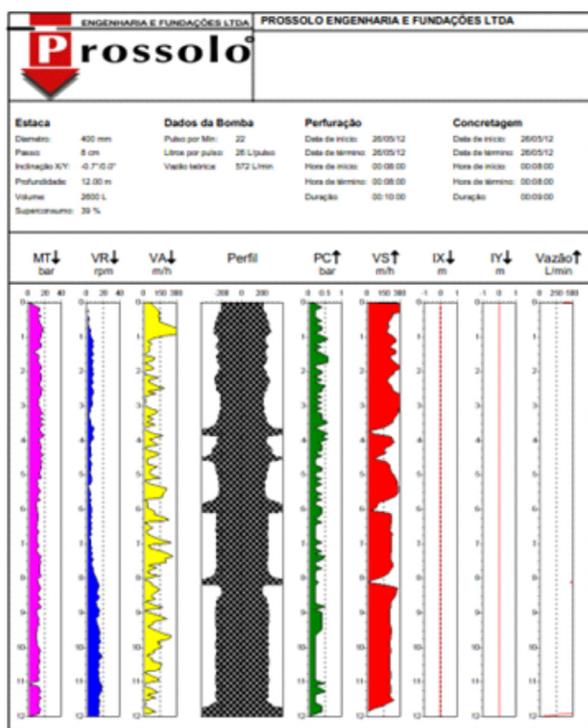


Figura 1. Modelo de Relatório da execução de estaca hélice contínua monitorada.

Figure 1. Report template for application of continuous flight auger pile foundations.

Suas principais desvantagens estão relacionadas ao porte do equipamento, o qual necessita de áreas planas e de fácil movimentação. Exige concreto usinado com bomba. Faz-se necessário, igualmente, um número mínimo de estacas, a fim de compensar o custo com a mobilização do aparelhamento. As Figuras 2 e 3 ilustram esse tipo de fundação empregada no trabalho em pauta.

Estacas injetadas

Construídas por meio de injeção, sob pressão, de um produto aglutinante (calda de cimento ou argamassa de cimento e areia), que tem como finalidade garantir a integridade do fuste e aumentar a resistência por atrito lateral e de ponta.

A injeção do citado produto pode ser realizada durante ou após a instalação da estaca. Segundo Hachich *et al.* (1998), tais elementos de fundação diferem dos demais tipos injetados devido a estas razões: (i) serem operadas com maiores inclinações (0° a 90°); (ii) apresentarem resistência do fuste bastante superior comparada aos demais tipos de estaca com mesmos diâmetros; (iii) e



Figura 2. Máquina para execução da estaca hélice contínua monitorada (Manaus, AM).

Figure 2. Machine for driving continuous flight auger pile foundations (Manaus, Amazonas State).

resistirem a esforços de compressão e tração, desde que convenientemente armadas, pelo fato de suportarem carga de trabalho praticamente por atrito lateral. Entre as suas aplicações, podem ser mencionadas: (i) estabilização de encostas; (ii) reforço de fundações; (iii) fundações em terrenos com blocos de rocha ou antigas fundações e (iv) fundações em alto mar (*offshore*).

Em função do processo de injeção do aglutinante, tais estacas normalmente fazem parte de dois grupos: (a) estacas-raiz, aquelas com aplicação de injeções de ar comprimido, a baixas pressões (inferiores a 5,0 MPa), imediatamente após a moldagem do fuste e no topo deste, simultaneamente com a remoção do revestimento; e (b) microestacas, cujas injeções são realizadas empregando-se válvulas tipo “manchete”, instaladas nas escavações previamente efetivadas.

Objetivos

Analisar a concepção do projeto e o dimensionamento, de acordo com a teoria e as normas vigentes.



Figura 3. Estaca hélice logo após a execução (Manaus, AM).

Figure 3. Continuous flight auger pile foundations after its application (Manaus, Amazonas State).

Metodologia

Características gerais

Como mencionado, o empreendimento localiza-se em Manaus (AM), apresenta uma área de 7.690 m², e um terreno com um desnível de quase 9 m ao longo de aproximadamente 115 m de comprimento. Composto por 4 torres (denominadas "A", "B", "C" e "D"), cada uma possui 8 pavimentos. Perfaz área de projeção em planta de aproximadamente 339 m², com 4 apartamentos por andar, totalizando 128 unidades habitacionais. Dimensionaram-se as estacas hélice contínua pelo método Décourt-Quaresma.

Sondagem e locação dos furos

A fim de investigar o subsolo, encetou-se o processo de simples reconhecimento, também denominado sondagem à percussão, com medida do *Standard Penetration Test* (SPT), à luz da NBR 6484/2001. Caracteriza-se por perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos de consistência e compacidade variada. Destaca-se que esse tipo de investigação não transpõe matações e blocos de rocha e mostra dificuldade em saprólitos muito compactos ou alterações de rocha (as quais redundam na suspensão do processo).

Segundo Velloso e Lopes (1997), o mencionado teste (SPT) executa-se a cada metro. Consiste na cravação de um amostrador normalizado, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi, por meio de golpes de um peso de 637 N, caindo de uma altura igual a 75 cm. Anota-se o número de golpes necessários, para cravar os 45 cm do amostrador em 3 con-

juntos de golpes de 15 cm cada. O resultado do parâmetro SPT consiste no número de golpes necessário à cravação dos 30 cm finais.

O experimento permite encontrar as características do subsolo, pela análise visual e tátil das amostras coletadas a cada metro, podendo ser realizada em laboratório e em campo. Esse procedimento tem se mostrado mais corriqueiro, com exame *in loco*. Determina-se, igualmente, a partir do uso de tabelas, a consistência e a compacidade das camadas, de acordo com o conjunto dos resultados da análise visual e tátil e dos índices de resistência à penetração (N_{spt}).

A locação dos furos de sondagens respeitou a NBR 8036/1983. Nesse critério e em qualquer circunstância, o número mínimo de sondagem deverá ser três para área de projeção em planta do edifício entre 200 e 400m².

Método de Décourt-Quaresma e determinação do comprimento da estaca

Segundo Lobo (2005), citando Schnaid (2000), a sondagem a percussão é, em geral, o único ensaio de campo disponível. Difundiu-se no Brasil a prática de relacionar o N_{spt} diretamente com a capacidade de carga de estacas, (e.g., Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quaresma, 1978; Amaral *et al.*, 2000). Embora as metodologias adotadas constituíssem ferramentas valiosas à engenharia de fundações, reconhece-se que, por força da sua natureza estatística, a validade se limita à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos em seu estabelecimento.

Estimou-se a capacidade de carga das fundações do empreendimento em foco por meio do método Décourt-Quaresma (1978). Nesse

procedimento, as parcelas de resistência, lateral (R_l) e de ponta (R_p), da capacidade de carga (R), referente a um elemento de fundação por estaca, são calculadas pelas equações (1) e (2).

$$R_l = r_l U L \quad (1)$$

e

$$R_p = r_p A_p \quad (2)$$

Na estimativa do atrito lateral r_l , utiliza-se o valor médio do índice de resistência à penetração (*SPT*) ao longo do fuste N_L , segundo uma tabela apresentada pelos autores, sem distinção do tipo de solo. Para o cálculo do N_L , adotam-se os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$, além de se desconsiderar os valores que serão utilizados no cálculo da resistência de ponta. Os valores tabelados equivalem à expressão (3):

$$r_l = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \text{ [kPa]} \quad (3)$$

A parcela da capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca é estimada pela equação (4).

$$r_p = C N_p \quad (4)$$

O parâmetro N obedece ao valor médio do índice de resistência à penetração na ponta. Determinado a partir de três valores, quais sejam, o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o posterior a este ponto. O coeficiente C , característico do tipo de solo, indica-se na Tabela 1.

Faz parte também do aludido método dois fatores, denominados α e β , relativos às parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente. Os valores sugeridos para esses parâmetros constam das Tabelas 2 e 3. Porém, o método original ($\alpha = \beta = 1$) permanece relacionado às estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki. Dessa forma, a expressão geral

relativa à capacidade de carga pode ser escrita segundo a equação (5).

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U \quad (5)$$

Pelo trabalho de Cintra e Aoki (2010), todo projeto de fundações por estacas, em termos geotécnicos, culmina com a previsão da cota de parada e a fixação da carga admissível do elemento de fundação. Os autores sugerem as três seguintes metodologias para determinação do seu comprimento:

(a) Escolhido o tipo de estaca e o diâmetro ou seção transversal do fuste, tem-se uma carga correspondente, presente em catálogos. Em seguida, adota-se a carga admissível (P_{adm}) como sendo aquela da aludida tabela e, multiplicando-se pelo fator de segurança, obtém-se a resistência necessária. Em seguida, por tentativas, ao se utilizar um dos métodos semiempíricos, determina-se o seu comprimento (L) compatível com a sua resistência;

(b) Pela limitação do equipamento de cravação, pode-se impor um comprimento máximo ($L_{m\acute{a}x}$) exequível para a fundação. Portanto, aceita-se essa dimensão como sendo esse valor máximo. Na sequência, calcula-se a capacidade de carga, de acordo com métodos semiempíricos, e, adotando um fator de segurança, chega-se à carga admissível;

(c) Cada tipo de estaca possui uma faixa de valores de N_{spt} correspondentes ao ponto de parada, em face da ineficiência do equipamento, a partir desses valores. Assim, por meio da sondagem, consideram-se os N_{spt} na faixa desses limites. Portanto, tem-se a indicação dos prováveis comprimentos (L). Relativo a cada um dessas dimensões, calcula-se a resistência estimada e a carga admissível.

Nesse estudo, ressalta-se a interdependência das metodologias, ou seja, a escolha por uma delas não significa segui-la até o final. Por exemplo, empregando-se a metodologia "a", o comprimento encontrado pode ser superior ao máximo exequível. Nesse caso, adota-se $L = L_{m\acute{a}x}$ aplicando-se a metodologia "b".

Seguindo as metodologias "b" e "c", no cálculo do P_{adm} , o projetista do estudo em pauta, considerando Décourt (1982), adotou o menor dos dois valores, alusivo às equações (6) e (7).

$$P_{adm} = \frac{R}{2} \quad (6)$$

ou

$$P_{adm} = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4} \quad (7)$$

Tabela 1. Coeficiente C.

Table 1. C coefficient.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

Nota: (*) Alteração de rocha (solos residuais).

Fonte: Décourt e Quaresma (1978 in Cintra e Aoki, 2010).

Tabela 2. Valores do fator α , função do tipo de estaca e do solo.**Table 2.** The α factor values, which are a function of the type of the pile and the soil.

Tipo de Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85	1,0*
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5	1,0*

Nota: (*) Valores orientativos decorrentes do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt (1996 in Cintra e Aoki, 2010).

Tabela 3. Valores do fator β , função do tipo de estaca e do solo.**Table 3.** The β factor values, which are a function of the type of the pile and the soil.

Tipo de Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos Intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Nota: (*) Valores orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt (1996 in Cintra e Aoki, 2010).

Determinação do número de estaca

No dimensionamento do número de estacas, indicativo do carregamento de cada pilar, empregou-se a expressão (8). Vale ressaltar que o R_{adm} constante da citada expressão foi o menor valor entre a capacidade estrutural (cargas de catálogo, mostradas na Tabela 4) e a geotécnica da estaca, levando em consideração um fator de segurança.

$$N_{est.} = \frac{Q_{Pilar}}{R_{adm}} \quad (8)$$

Q_{Pilar} , carga atuante no pilar, disponibilizada pelo projeto estrutural;

R_{adm} , resistência admissível, adotada para o elemento de fundação por estaca;

$N_{est.}$, número de estacas no bloco.

Como os pilares dos edifícios apresentaram solicitações tanto de carga vertical quanto de momentos, fez-se necessário utilizar o método indicado por Alonso (1983), para determinar se a carga atuante na estaca era suportada. Em caso negativo, realiza-se novamente a verificação para um número de estacas imediatamente

Tabela 4. Carga de catálogo para estaca hélice contínua.**Table 4.** Catalog load for continuous flight auger pile.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
Hélice contínua $\sigma_e = 6 \text{ MPa}$	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1250
	Ø 60	1800
	Ø 70	2450
	Ø 80	3200
	Ø 90	4000
	Ø 100	5000

Fonte: Antunes e Tarozzo (1998 in Cintra e Aoki, 2010).

te superior, até satisfazer a condição de segurança do elemento de fundação. Empregou-se a equação (9) nesse cálculo. A Figura 4 ilustra uma configuração para melhor entendimento.

$$P_i = \frac{Q_{Pilar}}{N_{est}} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (9)$$

P_i , carga atuante na estaca i ;

Q_{Pilar} , carga vertical do pilar;

N_{est} , número de estacas no bloco;

M_x , momento transmitido pelo pilar na direção x ;

M_y , momento transmitido pelo pilar na direção y ;

x_i e y_i , coordenadas da estaca i , segundo as direções x e y , respectivamente.

Percebe-se, por esse modelo, que o método exige o conhecimento sobre as disposições das estacas. Assim, busca-se conduzir blocos com o menor volume possível. O supracitado autor indica algumas orientações, apontando a formação dos blocos ou estaqueamentos. Igualmente, destaca que a distribuição dos elementos de fundação deve, sempre quando possível, realizar-se em torno do centro de carga do pilar e de acordo com os blocos padronizados dispostos na Figura 5.

Prova de carga estática

Realizaram-se provas de carga estática à compressão com carregamento lento, por meio de quatro estacas de reação. Segundo a NBR 12131/2006, esse ensaio *in situ* avalia o comportamento carga *versus* deslocamento do elemento de fundação e, desse modo, estima suas características quanto à capacidade de

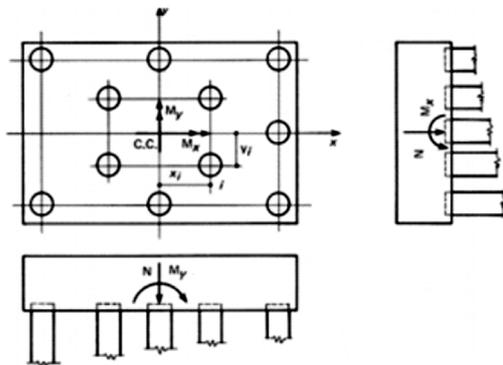


Figura 4. Modelo explicativo.
Figure 4. Model for explanation.

Fonte: Alonso (1983).

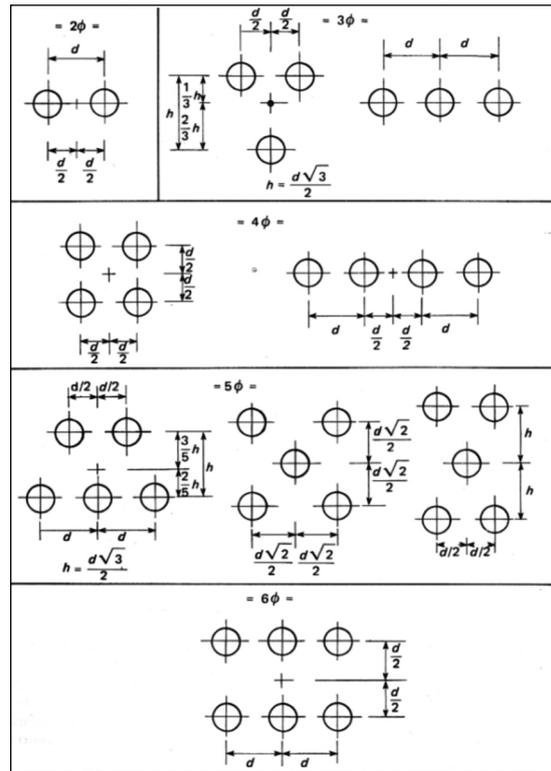


Figura 5. Disposição padronizada para até 6 estacas.

Figure 5. Standardized layout for up to 6 piles.
Fonte: Alonso (1983).

carga. A metodologia do experimento consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca moldadas *in loco* e registrar os deslocamentos correspondentes. Busca-se assegurar a resistência do elemento de fundação para o qual foi projetado (Figuras 6 e 7).

Análise de resultados

Localização dos furos

Realizaram-se nove furos de sondagem englobando as torres "A", "B", "C" e "D". Salienta-se que, para o cumprimento da NBR 8036/1983, dispuseram-se esses furos de tal modo que, para cada torre, houvesse o aproveitamento de, no mínimo, três furos, sendo um para cada 200 m². Respeitou-se também o critério de uma sondagem para cada 200 m² de área de projeção da construção até 1.200 m². A distância máxima entre aqueles fora fixada em torno de 34 m (máximo) e 12 m (mínimo), em consonância com a citada norma, visto que o valor máximo exigido é de 100 m nos casos em que não haja ainda disposição em planta das edificações.



Figura 6. Vista frontal da prova de carga (Manaus, AM).

Figure 6. Front view of the pile load test (Manaus, Amazonas State).



Figura 7. Vista lateral da prova de carga (Manaus, AM).

Figure 7. Side view of the pile load test (Manaus, Amazonas State).

Sondagem e análise do solo

Os furos de sondagem alcançaram, para as três primeiras torres ("A", "B" e "C"), profundidades em torno de 24 a 27 m, e, quanto à última ("D"), aproximadamente 16 a 18 m, tendo como critério de parada o impenetrável ao trépano e o solicitado pelo cliente, respectivamente.

Observando-se os furos por edifício, a torre "A" apresentou uma camada superficial de argila arenosa, a variar de 3 a 6 m de espessura, com índices de consistência de mole a rija. A maioria das camadas subsequentes mostrou-se ser de areias siltosas, de cor avermelhada, imbuída de compactidade variável, ou seja, no início medianamente compacta a compacta, na sequência, fofo e pouco compacta e, ao final, retornando à estrutura inicial.

A edificação "B" igualmente indicou uma camada superficial com argila arenosa com 3 m de espessura, e consistência de mole a média. Nas camadas posteriores, houve a predominância de uma areia siltosa, de cor variável (avermelhada, amarelada e esbranquiçada). Tais camadas denotaram compactidade: pouco compactas nos dois estratos iniciais, nas quatro camadas seguintes, fofo a medianamente compacta, e as últimas de medianamente compacta a compacta.

A torre "C", diferentemente das outras mencionadas edificações, exibiu o subsolo com a mesma granulometria (areia siltosa), coloração variegada (avermelhada, amarelada e esbranquiçada), alternando a compactidade entre medianamente compacta, fofo a pouco compacta, até atingir as duas últimas camadas consideradas compactas.

A edificação "D", de modo semelhante à "C", teve a predominância, em todas suas camadas, de areia siltosa, cores variando de acinzentada, amarelada, esbranquiçada a avermelhada. Apesar de, nesse caso, a sondagem ter ocorrido em menores profundidades, foi o subsolo que exibiu camadas compactas, iniciando em 8 m até o final do reconhecimento.

Em resumo, as diferenças nas características expostas pelas sondagens nas camadas superficiais podem ser explicadas pelo desnível do terreno, notadamente na ausência do estrato argiloso relativo ao subsolo das torres "C" e "D". Pelo mesmo critério, explica-se também a maior presença de camadas compactas na edificação "D". Ressalta-se, ainda, a profundidade do nível do lençol freático, variando de 12 m ("A") a 7 m ("D").

Ante o exposto, trata-se de um subsolo típico da região de Manaus, posto que a maioria das camadas superficiais indicou textura argilosa, confirmando-se o estudo realizado por Bento e Frota (1998), durante o qual se verificou que a camada superficial da região urbana da cidade de Manaus mostrou-se constituída por 62% de argila, 34% de areia e 4% de arenito Manaus (rocha predominante). Destaca-se,

ainda, que, a partir de 18 m de profundidade, na maior parte do subsolo pesquisado, o índice N_{spt} indicou altos valores, justificando a escolha de fundações profundas.

Diâmetro, comprimento e quantidade de estacas

Determinou-se, por solicitação do cliente, o uso de estacas de hélice contínua. Adotou-se um diâmetro de 40 cm, e, segundo experiência do projetista, o índice C do método Décourt-Quaresma igual a 350 kPa, bem como os coeficientes α e β iguais a 1.

O cálculo, pelo responsável técnico, seguiu a teoria descrita anteriormente, respeitando-se a NBR 6122/2010. Analisando-se o projeto de fundações por edifício, tem-se: (a) na torre "A", encontram-se 14 e 10 blocos, com 2 e 3 estacas, respectivamente, além de um elemento de fundação usado para prova de carga, totalizando 59 com 23 m de comprimento; (b) nas edificações "B" e "C", seguiram-se o mesmo projeto de "A", excetuando-se os comprimentos das estacas, em "B" de 22 a 23 m, e em "C", de 20 a 22 m. Na torre "D", construíram-se 8 blocos com 1 estaca, 14 blocos com 2, 10 blocos com 3, e também uma destinada à prova de carga, perfazendo 67, cujos comprimentos variaram de 10 até 15 m.

Nesse contexto, percebe-se uma diferença da torre "D" referente às demais, tanto em número quanto em comprimento dos elementos de fundação. Alusivo ao maior número de estacas, explica-se pela presença a mais de 8 pilares no projeto de fundações, tendo cada um uma estaca. No tocante ao menor comprimento de suas fundações, este deve-se ao destacado número de camadas com N_{spt} elevado frente ao subsolo dos outros prédios.

Prova de carga estática

Realizaram-se quatro provas de carga vertical à compressão, sendo uma em cada edifício, seguindo as recomendações da NBR 12131/2006. Todas foram executadas em uma estaca correspondente ao mesmo pilar de cada torre. Os resultados indicaram valores mínimos e máximos iguais a 1.177,2 kN ("B" e "C") e 1.471,5 kN ("A" e "D"), respectivamente. Ressalta-se que a máxima capacidade de carga exigida, em uma estaca, pela construção do empreendimento foi de aproximadamente 1.039,9 kN, a indicar, dessa forma, a segurança das fundações.

Conclusão

A locação dos furos da sondagem respeitou mais de um critério recomendado por norma.

Os furos de sondagem atingiram profundidades em torno de 24 a 27 m ("A", "B" e "C") e cerca de 16 a 18 m ("D").

O subsolo apresentou, em geral, dois tipos de camadas, granulometria argilosa e areias siltosas.

O índice N_{spt} indicou altos valores para 18 m de profundidade, excetuando-se o edifício "D", no qual as camadas compactas iniciaram em 8 m, seguindo esse padrão até o final do reconhecimento.

O projeto geotécnico das fundações mostrou, relativamente às edificações "A", "B" e "C", as mesmas configurações quanto ao estaqueamento dos blocos e quantidade de estacas, sendo essas com comprimentos variando entre 20 a 23 m. Em particular na torre "D", teve-se o menor comprimento entre os elementos de fundação.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). 2010. *NBR 6122/2010 Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, ABNT, 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). 1984. *NBR 6484/2001. Solo: sondagens de simples reconhecimentos com SPT: método de ensaio*. Rio de Janeiro, ABNT, 17 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). 1983. *NBR 8036/1983. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios: procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT, 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). 2006. *NBR 12131/2006. Estacas: prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro, ABNT, 8 p.
- ALONSO, U.R. 1983. *Exercícios de fundações*. São Paulo, Edgard Blücher, 202 p.
- AMARAL, A.B.T.; VIEZZER, M.E.; AMARAL, J.C. 2000. Uma formulação geral sobre a capacidade de carga em estacas pré-moldadas de concreto. *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, IV, São Paulo, Anais...* São Paulo, ABMS/ABEF, 2:79-92.
- AOKI, N.; VELLOSO, D.A. 1975. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In: Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, V, Buenos Aires, Anais...* Buenos Aires, SAIG, 5:367-374.
- BENTO, A.H.; FROTA, C.A. 1998. Mapeamento Geotécnico da Área Urbana de Manaus - AM. *In: Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, III, Florianópolis, 1998. Anais...* Florianópolis, CD-ROM.

- CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. 2010. *Fundações por estacas*. São Paulo, Oficina de Textos, 96 p.
- DÉCOURT, L. 1982. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT. *In: European symposium on penetration testing, 2*, Amsterdam. *Proceedings...* 1:29-34.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. 1978. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, VI*, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, ABMS/ABEF, 6:45-53.
- HACHICH, W. *et al.* 1998. *Fundações: teoria e prática*. 2ª ed., São Paulo, Pini, 751 p.
- LOBO, B.O. 2005 *Método de Provisão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT*. Porto Alegre, RS. Dissertação de Mestrado. UFRGS, 121 p.
- VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. 1997. *Fundações*. 2ª ed., Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 290 p.

Submetido: 30/08/2014
Aceito: 12/05/2015