

UNIVERSIDADE FEDERAL FLUMINENSE
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

YANI GONÇALVES PEREIRA

**PATOLOGIA EM ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA:
ESTUDO DE CASO**

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO I

Niterói
2022

YANI GONÇALVES PEREIRA

PATOLOGIA EM ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO I

Projeto de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para conclusão do curso.

Orientador:
Prof. Dr. Rubenei Novais Souza

Niterói
2022

Ficha catalográfica automática - SDC/BEE
Gerada com informações fornecidas pelo autor

P436p Pereira, Yani Gonçalves
PATOLOGIA EM ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO /
Yani Gonçalves Pereira ; Rubenei Novais Souza, orientador.
Niterói, 2022.
95 f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia
Civil)-Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia,
Niterói, 2022.

1. Fundação Profunda. 2. Estacas Hélice Contínua. 3.
Controle de Execução. 4. Patologia. 5. Produção
intelectual. I. Souza, Rubenei Novais, orientador. II.
Universidade Federal Fluminense. Escola de Engenharia. III.
Título.

CDD -

YANI GONÇALVES PEREIRA

PATOLOGIA EM ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Graduação em engenharia civil pela Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para conclusão do curso.

Aprovada em _____ de _____ de 2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rubenei Novais Souza, M. Sc. - UFF

Prof. Manoel Isidro de Miranda Neto, D. Sc. - UFF

Prof. Robson Palhas Saramago, D. Sc. - UFF

Niterói
2022

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, meus irmãos e meus avós (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Denise Maria e Carlos Augusto, pelo apoio, dedicação, por todas as orientações intermináveis, palavras de estímulo nos momentos difíceis, e por nunca deixarem eu desistir.

Aos meus avós (in memoriam), que mesmo sem entender o peso da faculdade, sempre me apoiaram, incentivaram e mudaram minha forma de enxergar e levar a vida.

As meus irmãos, Yali e Yuri (e suas famílias), por todo carinho e amizade e, principalmente por entenderem a minha ausência devido aos estudos em eventos importantes com os meus sobrinhos e no dia a dia.

Ao meu namorado, Gabriel, pelo amor, companheirismo, paciência, amizade e compreensão durante esta reta final da faculdade.

As amigas Tamyres, Aline e Poliana, por todo incentivo, pelo acolhimento nos momentos difíceis, paciência, amizade, pelo apoio e presença nas horas mais difíceis e noites viradas estudando, pela presença nos momentos felizes e nas pequenas vitórias. Não conseguiria sem vocês!

Ao meu orientador, Rubenei Novais, por ter aceitado me orientar e pela paciência na orientação e incentivo que tornaram possível a conclusão desta monografia.

RESUMO

O crescente uso das estacas hélice contínua no Brasil e o fato das mesmas ainda serem uma novidade tecnológica, com aspectos de seu comportamento e controle executivo ainda controversos na comunidade geotécnica, faz com que exista a necessidade de estudos complementares destinados ao conhecimento mais acertado do controle de execução dessas estacas.

Com o objetivo de compreender melhor os problemas de execução das estacas hélice contínua, este trabalho apresenta e estuda as possíveis causas de uma patologia específica em estacas hélices contínuas. Foram estudadas 47 estacas de fundação com 12 m de profundidade. O perfil geotécnico local de implantação das mesmas foi estudado por meio de ensaios SPT e é formado por solos arenosos. Foram realizados ensaio de integridade em todas as estacas e analisados os resultados de monitoramento gerados pela perfuratriz. Os resultados das análises não foram conclusivos, mas tendenciam para problemas na dosagem do concreto.

Palavras-chave: Estacas Hélice Contínua, Execução, Patologias.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores do coeficiente C em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1996) .	4
Tabela 2 - Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e tipo de solo (Hachich et. al., 1996)	4
Tabela 3- Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Hachich et. al.,1996).....	4
Tabela 4- Valores de F1 e F2 (Monteiro, 2000)	6
Tabela 5- Coeficientes K e razão de atrito α (Monteiro,2000).....	7
Tabela 6- limites de r_l e valores de α de Alonso (1996) para estacas hélice contínua (Almeida Neto, 2002)	8
Tabela 7- Valores de β (kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas (Alonso, 1996).....	9
Tabela 8 – Cargas de trabalho típica para estacas do tipo hélice contínua (Geofix, 2014).....	20
Tabela 9 – Características mínimas dos equipamentos de perfuração – NBR 6122 (ABNT, 2010)	22
Tabela 10 - Especificações técnicas da perfuratriz utilizada.....	42
Tabela 11 - Traço utilizado para concretagem das estacas.....	43
Tabela 12 - Detalhamento da execução das estacas de fundação.....	44
Tabela 13 - Detalhamento das anomalias	46
Tabela 14 – Resultado dos ensaios de integridade PIT	49
Tabela 15 – Gráficos dos ensaios de integridade PIT com anomalias	51

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Equipamento montado em guindaste com lança treliçada (PENNA et. al., 1999) ...	2
Figura 2- Sequência executiva da estaca hélice contínua (Geofix)	10
Figura 3 - Posicionamento do trado sobre o piquete com auxílio de prumo de centro	11
Figura 4 - Introdução do trado	12
Figura 5- Concretagem da estaca (ABEF Pini,2012)	13
Figura 6 – Instalação da armadura	14
Figura 7 - Disposição da armadura	15
Figura 8 - Detalhe dos sensores e suas localizações na perfuratriz (Geofix)	16
Figura 9 – Detalhe do equipamento TARACORD (MUCHETI, 2008)	18
Figura 10 – Detalhe do equipamento TARALOG (Catálogo JEAN LUTZ, 1997)	19
Figura 11 – Detalhe do equipamento SACI (Fonte: www.geodigitus.com.br)	20
Figura 12 - (a) Trado com dentes salteados; (b) Trado com dentes uniformes	22
Figura 13 - Perfil de sondagem (Notas de aula)	25
Figura 14 - Classes de agressividade ambiental CAA (NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto)	26
Figura 15 – Estacas moldadas in loco e tubulões: Parâmetros para dimensionamento (NBR 6122: 2019)	27
Figura 16 - Posições para executar arrasamento (Fonte: Geofix)	31
Figura 17 – Ensaio PIT	33
Figura 18 - Estaca com redução de impedância na metade inferior (Fonte: www.pdiengenharia.com.br)	35
Figura 19 - Estaca com aumento de impedância na metade inferior - (Fonte: www.pdiengenharia.com.br)	36
Figura 20 - Estaca com variação de impedância na metade inferior (Fonte: www.pdiengenharia.com.br)	37
Figura 21 – Processo de preparação da estaca para o ensaio PIT	38
Figura 22 – Superfície da estaca preparada para o ensaio PIT	38
Figura 23 – Concreto “magro” com separação da estaca	39
Figura 24 – Projeto de fundação.....	41
Figura 25 – Locação dos furos de sondagem	42
Figura 26 – Equipamento utilizado nas perfurações.....	43
Figura 27 - Estacas com areia/solo no seu interior	47

Figura 28 - Presença de brita 0 misturada a areia no interior da estaca	47
Figura 29 - Estaca Hélice Contínua com anomalias e presença de conchas marinhas.....	48
Figura 30 - Investigação in loco das anomalias detectadas pelo ensaio PIT nas estacas	54
Figura 31 - Placa base (Fonte: NBR 15823-2:2017)	58
Figura 32 – Classes de índices de estabilidade visual (Fonte: NBR 15823-2:2017)	58

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

α, β	Coeficiente tabelado em função do tipo de solo e estaca
α_s	Coeficiente de correção de f_s obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga de ruptura.
ΔL	Trecho onde se admite atrito lateral unitário r_l constante
a	Coeficiente que define a forma da curva
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_l	Área da seção transversal da estaca
A_p	Área da seção transversal da ponta da estaca
CPT	Cone Penetration Test- Ensaio de Penetração do Cone
D	Diâmetro da estaca
PLu	Parcela da capacidade de carga referente a resistência lateral
PPu	Parcela da capacidade de carga referente a resistência de ponta
F1, F2	Coeficiente tabelado que varia de acordo com tipo de estaca (Monteiro,1997)
fck	Resistência característica do concreto a compressão
fc	Resistência por atrito lateral local do ensaio CPT
f_s	é o atrito lateral calculada a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio de SPT-T.
fu	Razão da resistência por atrito lateral local do ensaio CPT por F2 (Monteiro,1997)
f_u	Tensão limite de resistência por atrito lateral
h	Penetração total de cravação do amostrador padrão.
qu	Resistência de ponta
K	Coeficiente em função do tipo de solo
L	Comprimento da estaca
NBR	Norma Brasileira
PIT	Pile Integrity Test
P_p	Parcela da capacidade de carga referente a resistência de ponta
SPT	Standard Penetration Test – Sondagem a Percussão
SPT-T	Sondagem a percussão com medida de torque
N	Índice de resistência a penetração do ensaio SPT
NI	Valor médio do índice de resistência à penetração SPT ao longo do fuste

N_p	Valor médio de golpes entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior
N_{eq}	Valor do torque (kgf.m) dividido por 1,2
f_c	Carga no topo da estaca ao final da mobilização da resistência por atrito
q_c	Resistência de ponta do ensaio de Cone (CPT)
q_p	Resistência de ponta
q_s	Resistência atrito lateral
q_u	Razão da resistência de ponta do ensaio de cone pelo coeficiente tabelado F1
R_p	Razão entre tensão mobilizada na ponta e o seu deslocamento
r_l	Adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca
$T1_{mín}$	Média aritmética dos valores de torque mínimos (em kgf.m) ao longo de 8 diâmetros acima da ponta da estaca
$T2_{mín}$	Média aritmética dos valores de torque mínimos ao longo de 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca
T	Torque (kgf.m)
$T_{máx}$	Torque máximo
$T_{mín}$	Torque mínimo
U	Perímetro da estaca
Z	Impedância
c	Velocidade de propagação da onda (m/s)
E	Módulo de elasticidade (Pascal)
g	Aceleração da gravidade (m/s)

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.....	1
2.1. Histórico	1
2.2. Métodos de previsão de capacidade de carga.....	2
2.2.1. Método Décourt (1996)	2
2.2.2. Método de Aoki-Velloso (1975) Complementado Por Monteiro (2000)	5
2.2.3. Método de Alonso (1996, 2000)	7
2.3. Procedimento executivo	10
2.3.1. Perfuração.....	10
2.3.2. Concretagem.....	12
2.3.3. Colocação da armadura	13
2.4. Sistema eletrônico de monitoração.....	15
2.4.1. Taracord.....	18
2.4.2. Taralog.....	19
2.4.3. Saci2 e Softsaci2 V4.....	19
2.5. Controle de execução.....	20
2.5.1. Características do trado e limpeza da ponta	20
2.5.2. Velocidade de avanço e rotação durante a perfuração	23
2.5.3. Critério de parada da perfuração	24
2.5.4. Características do concreto a ser aplicado	25
2.5.5. Distância de perfuração entre as estacas.....	29
2.5.6. Verificação da abertura do tampão	29
2.5.7. Velocidade de subida do trado e a pressão no fluxo de concreto	30
2.5.8. Leitura do volume de concreto aplicado	30
2.5.9. Limpeza do topo da estaca após a conclusão da concretagem	30
2.5.10. Descida da armadura	31
2.5.11. Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	31
2.6. Ensaio de verificação de integridade: PIT (“Pile Integrity Test”)	32
2.6.1. Funcionamento do PIT	33
2.6.2. Preparo das estacas	37
2.6.3. Vantagens e Desvantagens	39
2.6.4. Precisão do ensaio	40
3. ESTUDO DE CASO	41
3.1. Descrição sucinta do projeto.....	41

3.2. Descrição do subsolo local	41
3.3. Descrição da perfuratriz e demais equipamentos utilizados.....	42
3.4. Características do concreto utilizado.....	43
3.5. Resultados do monitoramento da execução das estacas	44
3.6. Resumo do estaqueamento executado	44
3.7. Descrição das anomalias constatadas	45
3.8. Resultados dos ensaios de verificação de integridade	49
3.9. Causas prováveis das anomalias constadas	54
3.9.1. Análise dos prováveis erros durante a execução	55
3.9.2. Análise do concreto e suas características.....	56
4. PROPOSTA DE APRIMORAMENTO DO CONTROLE DE EXECUÇÃO	57
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	60
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62
7. ANEXOS	65
7.1. Anexo A.....	65
7.2. Anexo B.....	74
7.3. Anexo C.....	82
7.4. Anexo D.....	95

1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos, as soluções de fundações foram evoluindo e buscando novas técnicas construtivas capazes de gerar rapidez na execução, produtividade elevada e ausência de vibrações e ruídos, refletindo bom custo-benefício, controle de qualidade e bom desempenho na execução e comportamento da estaca.

Com essa evolução, surgiu a estaca escavada hélice contínua, moldada in loco, cujo processo executivo consiste na perfuração do solo por meio de uma haste constituída por um trado contínuo e, em seguida, injeção de concreto simultaneamente à extração do trado. Quando comparada às outras estacas, as vantagens do processo executivo são o custo reduzido, a alta produtividade, ausência de vibração, ausência de ruído e a possibilidade de monitorar as fases de perfuração e concretagem da estaca através de sensores e um computador de bordo instalados na máquina de escavação. Com isso, essa solução de fundação profunda resultou em grande aceitação por especialistas e empreendedores e no imediato crescimento da sua utilização em todas as regiões do país.

O crescimento do uso das estacas hélice contínua no Brasil e por elas ainda serem uma novidade tecnológica, os aspectos de seu comportamento e controle executivo ainda são controversos na comunidade geotécnica. A alta produtividade dessas estacas, torna a execução um processo quase que industrial, trazendo a necessidades da criação de controles de qualidade e parâmetros de execução bem definidos, além de estudos complementares em relação a dosagem do concreto.

Neste trabalho de conclusão, analisou-se as patologias presentes em 47 estacas hélices contínuas, buscando encontrar a causa e propor melhorias no controle e execução das mesmas.

2. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

2.1 HISTÓRICO

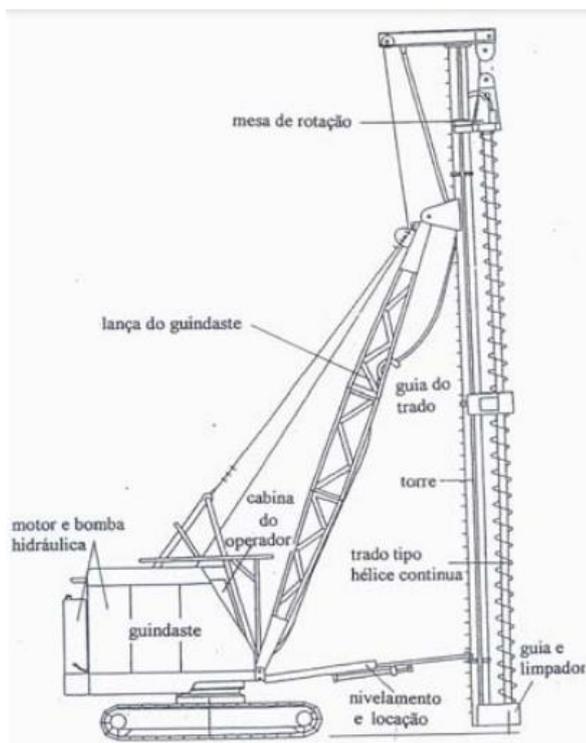
As estacas tipo hélice contínua surgiram nos estados unidos, na década de 50. Inicialmente os equipamentos eram constituídos por guindastes com mesa perfuradora acoplada que executavam estacas com diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm (Figura 2.1). Sua utilização foi difundida na Alemanha no início da década de 70, espalhando-se rapidamente para a Europa e Japão (PENNA et. Al., 1999). Na década seguinte, estima-se que ao menos metade das estacas com diâmetros de até 60 cm executadas na Grã-Bretanha eram do tipo hélice contínua. (Caputo et al,1997).

Essa metodologia de estaqueamento foi introduzida no Brasil em 1987, com a fabricação de equipamentos baseados em modelos importados (Figura 2.1). Esses equipamentos permitiam a execução de estacas até 15 m de profundidade com torque de 35 kN.m (Almeida Neto, 2002). Por ser um método inovador e de grande produtividade, sua utilização ganhou espaço no Brasil e na década de 90 houve um aumento no número de máquinas importadas da Europa, principalmente da Itália, com diâmetros de até 100 cm e profundidade de perfuração de até 24 m. (ANTUNES & TAROZZO, 1997).

A primeira publicação técnica sobre esse equipamento ocorreu em 1989, no Rio de Janeiro, durante a realização do XII ICSMFE e em Abril de 1996, a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, adicionou a estaca tipo hélice contínua a NBR 6122 “Projeto e Execução de Fundações” (ABNT, 1996). Entre 1996 e 2007, houve um aumento da utilização das estacas tipo hélice contínua e, conseqüentemente, de pesquisas sobre o seu desempenho, que produziram um banco de dados com inúmeras provas de carga (Mucheti, 2008).

Pode-se dizer que devido à sua alta produtividade, reduzido custo e abrangência de utilização, a execução de estacas tipo hélice contínua tornou-se uma das soluções de fundações profundas mais usuais no Brasil e no mundo. Sua execução é viável e indicada tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não do lençol freático e atravessa camadas de solos resistentes com índices de SPT acima de 50 dependendo do tipo de equipamento (Hachich et al., 1998).

Figura 1 – Equipamento montado em guindaste com lança treliçada



Fonte: PENNA et. al. (1999)

2.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

A escolha da solução de fundação a ser adotada em um projeto depende do nível das cargas aplicadas pela estrutura a ser suportada e da sua tolerância a recalques, além, evidentemente, do perfil de resistência e deformabilidade do subsolo e, em certos casos, a profundidade do nível d'água e eventuais interferências. Nos casos em que é necessário adotar fundações do tipo profunda, além dos fatores referidos acima, as condições de acesso de equipamentos e de estabilidade das edificações vizinhas influenciarão a definição das soluções aplicáveis e, entre estas, os respectivos custos de execução e produtividades determinarão a solução ótima a ser adotada.

Embora a prática de execução de estacas tipo hélice contínua seja relativamente nova no Brasil, já existe no país considerável experiência acumulada sobre o seu comportamento, resultando que os principais métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de estacas já contemplam há algum tempo as estacas hélice contínua, como se mostra a seguir.

2.2.1 Método Décourt (1996)

O método de Décourt é um método semi empírico de utilizado para previsão da carga última de estacas como resultado da soma das parcelas de resistência lateral e resistência de

ponta da estaca fundamentado exclusivamente em resultados de ensaios SPT e do tipo de solo obtidos na sondagem a percussão. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas do atrito lateral e de ponta e estaca. A princípio desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, e posteriormente estendido para outros tipos de estacas tais como, escavadas em geral, hélice contínua e injetadas.

A expressão geral para determinação da carga de ruptura de uma estaca é dada pela equação 2.1.

$$P_u = PL_u + PP_u \quad (2.1)$$

Onde:

$$PL_u = Al \cdot f_u = \text{Parcela devida ao atrito lateral}$$

$$PP_u = Ap \cdot q_u = \text{Parcela devida à ponta}$$

$$f_u = \beta \cdot 10 \cdot \left[\left(\frac{N}{3} \right) + 1 \right] \text{ [kPa]} \quad (2.2)$$

$$q_u = \alpha \cdot C \cdot N \quad (2.3)$$

Onde:

N = índice de resistência do ensaio SPT

β = fator de correção para a lateral em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

α = coeficiente que dependem dos tipos de estaca e de solo

C = 120 kPa para argilas; 225 kPa para siltes; 400 kPa para areias

Os valores de C proposto pelo autor, determinados experimentalmente, considerando os resultados de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto, relacionam a resistência de ponta com o valor SPT médio P em função do tipo de solo (apresentados na Tabela 1). As tabelas 2 e 3, apresentam os coeficientes α e β , respectivamente, em função do tipo de solo e estaca.

Tabela 1- Valores do coeficiente C em função do tipo de solo

Tipos de solos	C (kN/m²)	C (tf/m²)
Argila	120	12
Silte argiloso (solo residual)	200	20
Silte arenoso (solo residual)	250	25
Areia	400	40

Fonte: Décourt e Quaresma, 1996

Tabela 2- Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e tipo de solo

Tipo de estaca Tipo de solo	Estaca escavada em geral	Estaca escavada (bentonita)	Estaca hélice contínua	Estaca raiz	Estaca injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,30*	0,50*	1,0*

Fonte: Hachich et. al., 1996

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 3- Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de estaca Tipo de solo	Estaca escavada em geral	Estaca escavada (bentonita)	Estaca hélice contínua	Estaca raiz	Estaca injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,0*

Fonte: Hachich et. al., 1996.

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Caso a carga aplicada à estaca seja de tração (arancamento), a parcela devido à resistência de ponta será desconsiderada e a expressão geral será dada por:

$$P_u = PL_u \quad (2.4)$$

Onde:

P_u = Capacidade de carga total

$PL_u = Al \cdot f_u =$ Parcela devida ao atrito lateral

Considerando que a resistência por atrito não depende do sentido do movimento relativo na interface de ruptura, que coincide com o perímetro da estaca, f_u pode ser estimado pelos mesmos métodos de cálculo aplicáveis à previsão da capacidade de carga a compressão.

Contudo, devido ao efeito de extremidade, em que a camada superficial do subsolo não tem suportes ao carregamento ascendente, é usual adotar um fator minorador de f_u igual a 0,5 a 0,7 para estacas consideradas curtas, geralmente com comprimento menor que 10 vezes o diâmetro da estaca.

2.2.2 Método de Aoki-Velloso (1975) Complementado Por Monteiro (2000)

Pelo método Aoki-Velloso, as incógnitas geotécnicas f_u e q_u , são inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT (*Cone Penetration Test*), através dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do ao atrito lateral unitário na luva (f_c):

$$q_u = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.5)$$

$$f_u = \frac{f_c}{F_2} \quad (2.6)$$

Onde F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em consideração o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Entretanto, como no Brasil o CPT não é tão utilizado quanto o SPT, o valor de resistência de ponta (q_c) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (2.7)$$

Onde K é o coeficiente tabelado que varia de acordo com o tipo de solo e N o índice de resistência do ensaio SPT.

Essa substituição permite exprimir também o atrito lateral em função de N_{SPT} , com a utilização da razão de atrito (α):

$$\alpha = \frac{f_c}{q_c} \quad (2.8)$$

Logo:

$$f_c = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (2.9)$$

Podemos, então, reescrever as expressões anteriores para q_u e f_u :

$$q_u = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \quad (2.10)$$

$$f_u = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \quad (2.11)$$

Onde:

q_c = resistência de ponta do ensaio CPT

f_c = resistência por atrito lateral local do ensaio CPT

N = índice de resistência do ensaio SPT

F_1, F_2 = constantes que dependem do tipo de estaca (Tabela 4).

α, K = coeficientes que dependem do tipo de solo (Tabela 5);

Tabela 4- Valores de F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	2,30	3,20
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,20	2,30
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Hélice contínua	3,00	3,80

Fonte: Monteiro, 2000.

Tabela 5- Coeficientes K e razão de atrito α

Tipo de solo	K (kPa)	α (%)	$\alpha \cdot k$ (kPa)
Areia	1000	1,4	14,0
Areia siltosa	800	2	16,0
Areia sito-argilosa	700	2,4	16,8
Areia argilosa	600	3	18,0

Areia argilo-siltosa	500	2,8	14,0
Silte	400	3	12,0
Silte arenoso	550	2,2	12,1
Silte areno-argiloso	450	2,8	12,6
Silte argiloso	230	3,4	7,8
Silteargilo-arenoso	250	3	7,5
Argila	200	6	12,0
Argila arenosa	350	2,4	8,4
Argila areno-siltosa	300	2,8	8,4
Argila siltosa	220	4	8,8
Argila silto-arenosa	330	3	9,9

Fonte: Monteiro, 2000.

2.2.3 Método de Alonso (1996, 2000)

Definido como um método semi-empírico desenvolvido para a previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua, o autor propôs inicialmente o uso do resultado de ensaios SPT-T, que é o ensaio SPT com medição de torque, para a estimativa da capacidade de carga de estacas hélice 1996 para a Bacia sedimentar terciária de São Paulo, e alguns anos depois, em 2000, para duas novas regiões distintas, a formação Guabirota e para os solos de Serra-ES.

A partir do ensaio SPT-T, Alonso (1996) se baseia na determinação do atrito lateral na carga última comparando o atrito lateral f_s e a carga na ponta em função dos valores de $T_{máx}$ e $T_{mín}$. A carga última é encontrada através da soma das parcelas das carga de atrito lateral PL_u e de ponta PP_u expostas nas equações 2.12 e 2.14, respectivamente.

A carga de atrito lateral é estabelecida por:

$$PL_u = \sum(U \cdot \Delta l \cdot r_l) \quad (2.12)$$

Onde:

U = perímetro da estaca;

Δl = trecho onde se admite atrito lateral unitário, r_l constante;

$r_l = \alpha_{AL} \cdot f_s$ (adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca) (Tabela 6);

α_{AL} = coeficiente de correção de f_s obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga de ruptura (Tabela 6);

f_s = atrito lateral calculada a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio de SPT-T.

Tabela 6- limites de r_l e valores de α de Alonso (1996) para estacas hélice contínua

Região	Limite de r_l (kPa)	α_{AL}
Bacia sedimentar de São Paulo	≤ 200	0,65
Formação Guabirota	≤ 80	0,65
Cidade de Serra – ES	≤ 200	0,76

Fonte: Almeida Neto, 2002

O valor de f_s pode ser obtido através da expressão:

$$f_s = \frac{100.T_{m\acute{a}x}}{0,41.h - 0,032} \quad (\text{kPa}) \quad (2.13)$$

Onde:

$T_{m\acute{a}x}$ = torque máximo, em kgf.m

h = penetração total de cravação do amostrador, em cm.

No ensaio SPT, usualmente, a penetração total do amostrador é 45 cm. Podendo variar em solos muito resistentes (onde a penetração total é menor que 45 cm) e em solos muito moles (onde a penetração é maior que 45 cm).

A carga de ponta é calculada através da expressão:

$$PP_u = A_p \cdot r_p \quad (2.14)$$

Onde:

A_p é a área da projeção da ponta da estaca;

$$r_p = \beta \cdot \frac{T1_{min} + T2_{min}}{2} \quad (2.15)$$

Onde:

$T1_{min}$ = média aritmética dos valores de torque mínimos (em kgf.m) ao longo de 8 diâmetros acima da ponta da estaca. O limite superior de T_{min} é 40 kgf.m.

$T2_{min}$ = o mesmo, ao longo de 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca.

β = Valor característico em função do tipo de solo para as regiões estudadas, em kPa/kgf.m (Tabela 7).

Tabela 7- Valores de β (kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas

Região	β (areia)	β (silte)	β (argila)
Bacia sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra – ES	260	195	130

Fonte: Alonso, 1996

Caso não haja disponibilidade do ensaio SPT-T, é possível utilizar o SPT, adotando as seguintes correlações estatísticas ($T_{m\acute{a}x}=1,2.N$ e $T_{m\acute{i}n}=1,0.N$).

Alonso (1996) alerta que antes de se aplicar o método em outros locais, onde não se disponha de ensaios SPT-T, deve-se inicialmente obter essas correlações, para então utilizar o SPT. Considerando válida essa correlação, é possível reescrever a expressão do atrito lateral substituindo o $T_{m\acute{a}x}$ pelo N_{SPT} :

$$f_s = \frac{100 \cdot 1,2 \cdot N_{SPT}}{(0,41.45)^{-0,032}} \quad (\text{kPa}) \quad (2.16)$$

Racionalizando, teremos:

$$f_s = 6,52 \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa}) \quad (2.17)$$

Considerando a mesma correlação é possível reescrever a resistência de ponta como sendo:

$$r_p = \beta \cdot \frac{1,2 \cdot N_{SPT} + 1,0 \cdot N_{SPT}}{2} \quad (2.18)$$

Simplificando, teremos:

$$r_p = \beta \cdot 1,1 \cdot N_{SPT} \quad (2.19)$$

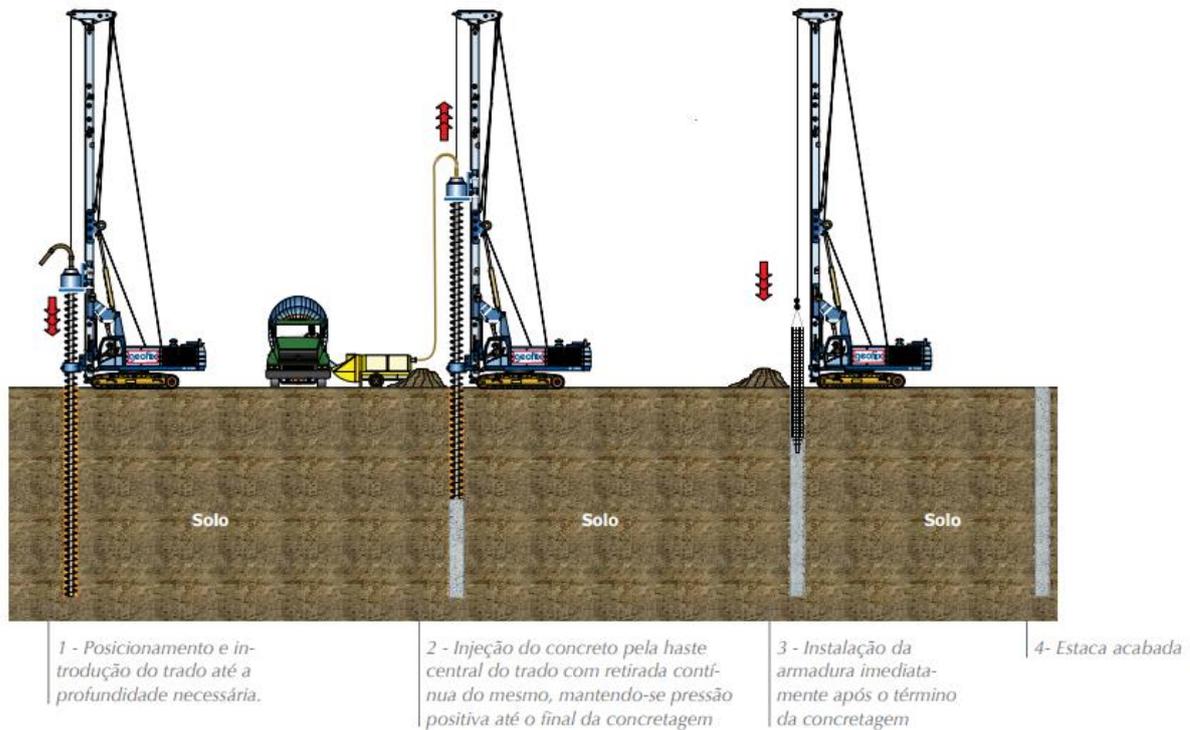
Sendo assim,

$$PP_u = A_p \cdot (\beta \cdot 1,1 \cdot N_{SPT}) \quad (2.20)$$

2.3 PROCEDIMENTO EXECUTIVO

De acordo com Hachich et. al. (1998), a estaca hélice contínua pode ser descrita como sendo uma estaca moldada “in loco”, composta por três etapas de execução: perfuração com um trado helicoidal (com tubo vazado central), concretagem através do tubo metálico central simultaneamente com a retirada do trado, e inserção da armadura (figura 2).

Figura 2- Sequência executiva da estaca hélice contínua

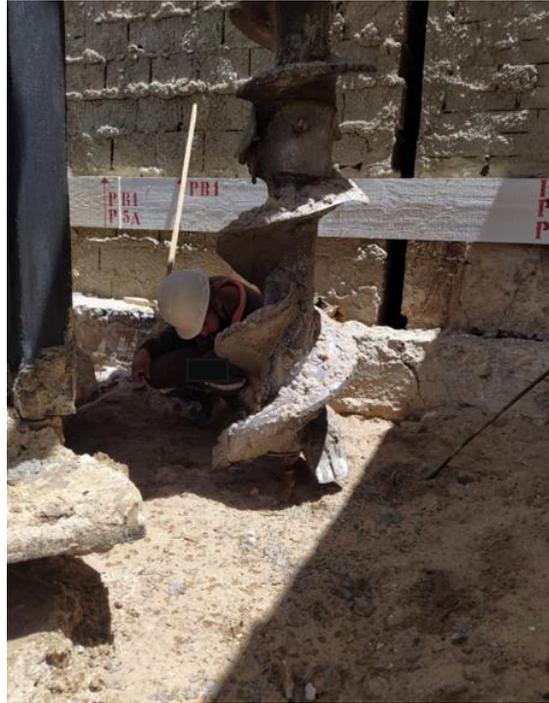


Fonte: Geofix.

2.3.1 PERFURAÇÃO

Após a locação da estaca, a perfuratriz é posicionada com o trado centralizado com o piquete (figura 3) e nivelada garantindo o prumo, o trado helicoidal é introduzido por rotação no terreno, utilizando o torque apropriado para cada tipo de terreno até a cota de projeto.

Figura 3 - Posicionamento do trado sobre o piquete com auxílio de prumo de centro



O avanço da perfuração nunca deve ultrapassar um passo por giro e a relação entre avanço e a rotação decresce conforme a resistência do solo aumenta. É fundamental que o trado não seja retirado durante a perfuração, garantindo que não ocorra alívio das tensões na parede da escavação. Essa metodologia permite a sua execução em terrenos arenosos que seriam instáveis em uma escavação a céu aberto e também atravessar camadas de solos resistentes, com índice de SPT de 30 golpes a mais de 50 golpes, dependendo do tipo de equipamento utilizado (FUNDESPE, 2019).

Figura 4 - Introdução do trado



Toda a perfuração de uma estaca Hélice Contínua é monitorada eletronicamente por meio de um computador instalado na cabine de comando e ligado a sensores que o alimentam continuamente com informações sobre os processos. As informações geradas por esses sensores são:

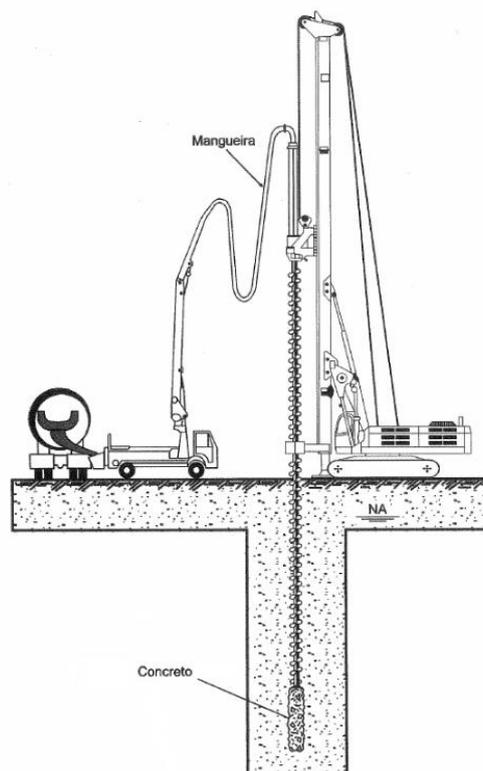
- a) Profundidade de penetração;
- b) Inclinação da torre;
- c) Velocidade de Rotação e de avanço;
- d) Pressão hidráulica no sistema de torque;
- e) Pressão do fluxo de concreto;
- f) Volume de concreto aplicado;

2.3.2 CONCRETAGEM

Na parte central do trado, encontra-se um tubo metálico oco, fechado por uma tampa provisória, que é utilizado para bombear o concreto. Quando a profundidade desejada é atingida, o trado é erguido cerca de 20 centímetros para permitir que a tampa seja expulsa com a pressão de concreto. O trado passa a ser retirado, sem rotação, e com bombeamento contínuo

do concreto, mantendo-se o fluxo sempre sob pressão positiva, visando garantir a continuidade e integridade do fuste da estaca. O bombeamento é realizado por uma bomba de concreto ligada ao equipamento de perfuração, através de uma mangueira flexível de 100 mm de diâmetro. Essa relação entre a velocidade de extração do trado e o volume de concreto bombeado é um quesito importante e será visto no tópico “Controle de Execução” deste estudo.

Figura 5- Concretagem da estaca



Fonte: ABEF Pini, 2012.

Ao passo que o trado vai sendo retirado, é feita a limpeza, geralmente manual, do solo contido entre as pás, retirando o solo confinado entre elas, e uma escavadeira remove esse solo para fora da área do estaqueamento. A concretagem da estaca necessariamente precisa ser levada até o nível da superfície do terreno, de modo a possibilitar a descida da ferragem sem haver contaminação do concreto com partículas de solo.

2.3.3 COLOCAÇÃO DA ARMADURA

O método executivo da estaca hélice contínua exige que a armadura seja instalada logo após a concretagem. A colocação da armadura em forma de gaiola pode ser feita por gravidade, por compressão ou por vibração com auxílio manual de operários e/ou máquinas (Figura 6).

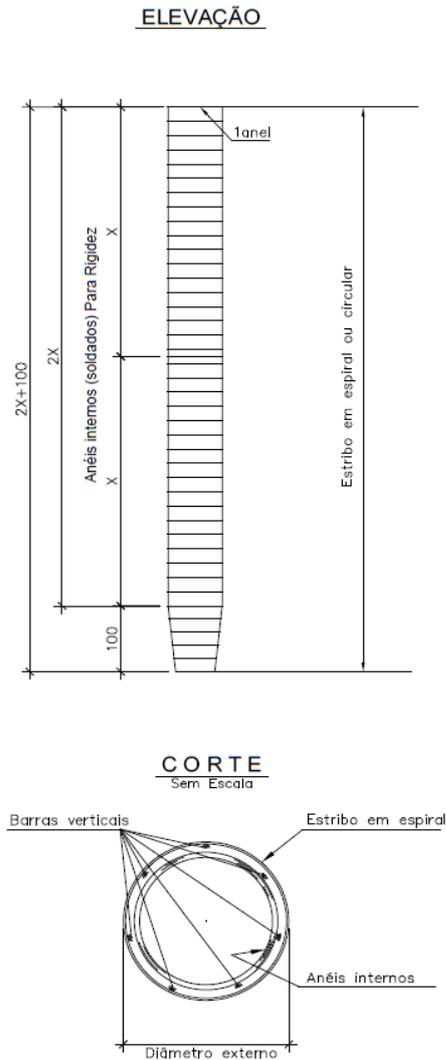
O tempo entre o final da concretagem e a colocação da armação deve ser o menor possível para garantir que o concreto possua a trabalhabilidade necessária para a inserção da armadura.

Figura 6 – Instalação da armadura



O comprimento da armadura varia de acordo com o esforço em que a estaca está submetida. Estacas solicitadas apenas a esforços de compressão, no geral, levam armação apenas para proporcionar uma perfeita ligação entre elas e os blocos de coroamento. No caso de estacas submetidas a esforços transversais ou de tração, é necessário introduzir uma armadura de maior comprimento em forma de gaiola constituídas de barras grossas e estribo em espiral para evitar a deformação durante a introdução no fuste da estaca (Caputo et. Al., 1997). E no último metro da extremidade inferior, as barras devem ser ligeiramente curvadas para formar um cone e facilitar introdução no concreto (Figura 7).

Figura 2.7 - Disposição da armadura



Outro ponto importante é o recobrimento mínimo da armação que deve ser de 7 centímetros em toda a sua extensão e de 15 centímetros na ponta afunilada. Este recobrimento é garantido através da utilização de espaçadores tipo pastilha ou roletes garantem o recobrimento da armação ao longo do fuste.

2.4. SISTEMA ELETRÔNICO DE MONITORAÇÃO

Toda a execução de uma estaca Hélice Contínua é monitorada eletronicamente através de sensores que alimentam um computador instalado na cabine. Esses sensores são instalados em pontos específicos da mesa rotativa, do tubo central e da torre que transmitem, em tempo real, as informações de controle para a cabine do operador.

Figura 8 - Detalhe dos sensores e suas localizações na perfuratriz



Fonte: Geofix

Os dados são gerados por sensores instalados em pontos específicos, relacionados com as fases mais importantes da execução e fornecem as seguintes informações:

- a) Profundidade, velocidade de avanço e de extração do trado: Instalado na cabeça da perfuração, formado por um sensor de rotação e um conjunto de roldanas instalado ao longo da torre. Ao girar sobre o cabo de aço, identificam o deslocamento da cabeça e conseqüentemente do trado. Os dados deste sensor possibilitam conhecer a posição da ponta do trado em relação ao nível do terreno. Com isso, o computador determina as velocidades de avanço, de subida e evidentemente o comprimento da estaca.
- b) Inclinação da torre: Este sensor está localizado na torre da máquina, fornecendo a inclinação em relação a vertical dos dois eixos "X" (direita e esquerda) e "Y" (frente e trás).
- c) Pressão no concreto, volume de concreto e sobreconsumo: Inserido na linha de bombeamento do concreto, próximo ao topo da torre na junção do mangote de concreto com o topo da haste do trado. Trata-se de um equipamento eletromecânico que converte níveis de pressão em tensões conhecido como transdutor de pressão. Este equipamento mede a pressão de forma indireta, através da câmara que transfere a pressão do concreto para um líquido que está em contato com um tubo de borracha comprimido devido a passagem do concreto. Além de medir a pressão do concreto, a câmara capta os picos de pressão, aos quais, na calibração do sistema é associado o volume de concreto bombeado em cada pulso, o que informa ao computador o volume de concreto consumido. Outra informação extraída desse sensor é sobreconsumo do

concreto (relação percentual entre o volume consumido e o teórico calculado com base no diâmetro informado).

- d) Velocidades de rotação: Instalado internamente ao motor de torque ou na cabeça de perfuração, comporta-se como um sensor de proximidade, que contabiliza o número de vezes que passam por ele pinos colocados em um anel que gira solidário ao trado e calcula a rotação em RPM.
- e) Pressão no sistema de torque: Os dados da pressão no sistema hidráulico são gerados por um sensor localizado na curva final do mangote. Este sensor é um transdutor de pressão instalado diretamente na tubulação de óleo do sistema hidráulico do motor que faz girar a cabeça de rotação.

Quando o sistema de monitoração é utilizado de forma adequada, permite através dos dados analisar a estaca executada. Para VELLOSO (2002), o relatório de controle de monitoração gerado pelo sistema assemelha-se os tradicionais diagramas de cravação que existem para estacas cravadas. O autor ainda sugere o uso de critérios para interpretação deste relatório, principalmente, relacionando o torque e o avanço.

Em VELLOSO & ALONSO (2000) os resultados de monitoração de perfuração de estacas hélice contínua são comparados com resultados de um furo de sondagem próximo. Esse procedimento é realizado através de uma análise qualitativa entre as curvas de pressão, de velocidade de avanço, a velocidade de rotação, e a curva de resistência à penetração N da sondagem.

A velocidade de avanço do trado pode ser feita lentamente para evitar alívios muitas vezes necessários para se atingir grandes profundidades. Visando notar a resposta do terreno à introdução do trado de maneira constante ao longo da profundidade e conseqüentemente a concordância ou não dos valores medidos com as sondagens. É importante destacar que essa é uma análise qualitativa e não quantitativa, não são gerados valores absolutos dessas grandezas, visto que, como já afirmado, o que se mede é a pressão de injeção do óleo para girar a mesa que impõe o torque ao trado e não ao torque aplicado à ponteira da hélice. O resultado dos diagramas e como eles modificam com a profundidade e entre si é o que indica uma boa concordância com a sondagem ou não.

Além das verificações citadas acima, é possível inspecionar visualmente o material que fica depositado no trado quando o mesmo é retirado sem rotacionar e compará-lo com as características das sondagens. Quando o perfil do solo descrito nas sondagens é correspondente ao encontrado na inspeção visual, sabemos que as estimativas feitas em projeto podem ser

confirmadas, caso contrário, serão necessárias novas sondagens e ou uma nova análise da situação.

2.4.1. TARACORD

Segundo PENNA (1999) o TARACORD (figura 9), produzido pela indústria Francesa Jean LUTZ, é considerado o sistema mais popular adotado no Brasil.

Foto 9 – Detalhe do equipamento TARACORD



Fonte: MUCHETI, 2008

Segundo MUCHETI (2008) esse sistema possui três monitores, que durante a execução das estacas apresentam as seguintes informações:

- Tela 1: Profundidade, velocidade de penetração do trado, velocidade de rotação do trado e torque.
- Tela 2: Vazão do concreto, volume do concreto lançado, pressão do concreto e inclinação da torre.
- Tela 3: Sobreconsumo verificado nos últimos 50 cm concretados, sobreconsumo verificado em toda a concretagem até o momento, representação gráfica do sobreconsumo dos últimos centímetros concretados.

O equipamento também dispõe de um teclado alfa-numérico e de uma entrada para o dispositivo de registro de informações chamado de “Memobloc”. Através de uma placa especial as informações registradas no “Memobloc” podem ser transferidas para um

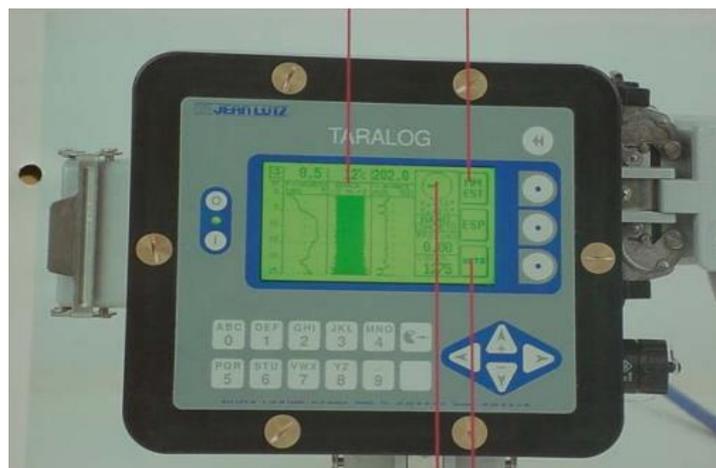
computador tipo PC, que pode processá-las permitindo a observação dos resultados na tela ou impressão de gráficos (JEAN LUTZ, 1995).

2.4.2. TARALOG

Criado posteriormente ao TARACORD pelo mesmo fabricante, o TARALOG possui os mesmos recursos técnicos de monitoração, e com modificações na apresentação da tela (figura 10). Nesta tela pode ser observado os valores do torque, velocidade de rotação do trado, pressão do concreto, o perfil da estaca e a velocidade de subida do trado, o que não é possível no Taracord.

Nos dois sistemas criados pela indústria Francesa Jean LUTZ, as informações podem ser transferidas para um computador e os resultados podem ser visualizados e impressos.

Figura 10 – Detalhe do equipamento TARALOG



Fonte: Catálogo JEAN LUTZ, 1997.

2.4.3. SACI2 E SOFTSACI2 V4

O SACI é um sistema de controle da execução da estaca hélice contínua, através do monitoramento de dados durante as fases de execução da estaca. É constituído por um computador e vários sensores que são instalados na perfuratriz através de cabos elétricos. O sensor de pressão do concreto pode, opcionalmente, ser instalado através de link de rádio, eliminando-se a cabeção elétrica deste sensor.

O computador é composto de um teclado e um display (figura 11) onde as informações são registradas. Os dados gerados pelos sensores são: profundidade, velocidade de rotação, torque, inclinação da torre e pressão do concreto.

Carga de trabalho típica	tf	45	60	80	130	190	255	335	425	525
--------------------------	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fonte: Geofix, 2014

Uma característica importante dos trados é o formato da sua ponta. Para solos mais resistentes, é utilizada ponteira nos trados com “dentes salteados” capazes de cortar o solo e facilitar a perfuração, conforme figura 12 (a). Entretanto, esse tipo de geometria do trado tende a deixar um certo volume de solo cortado no fundo da perfuração, o qual, se for “tratado” pelo fluxo de concreto, provocará uma redução da parcela de resistência de ponta da estaca ou, pelo menos, da rigidez de sua mobilização.

Na figura 12 (b), podemos ver que a ponta do trado é mais uniforme e apresenta uma geometria que tende a possibilitar uma melhor limpeza do fundo da perfuração, provavelmente possibilitando que a parcela de resistência da ponta da estaca e a rigidez de sua mobilização sejam de fato proporcionais à resistência e deformabilidade do solo natural nesta profundidade do subsolo.

Como visto, limpeza da ponta da estaca é um fator essencial para a mobilização adequada da resistência de ponta. Dessa forma, durante a execução alguns cuidados podem ser tomados. Como, por exemplo, utilizar trados com geometria que possibilitem conduzir o solo pela haste e manter a velocidade de rotação sem avançar com a perfuração, quando chegar na cota de fundo de projeto. Dessa forma, a maior parte do solo solto na ponta da perfuração ficará no trado e será removida na sua extração. Entretanto, na prática, como a parcela de resistência por atrito lateral é predominante na grande maioria dos casos, as empresas executoras geralmente priorizam trados com a geometria dos dentes eficiente para a perfuração, deixando a questão da limpeza da ponta em segundo plano.

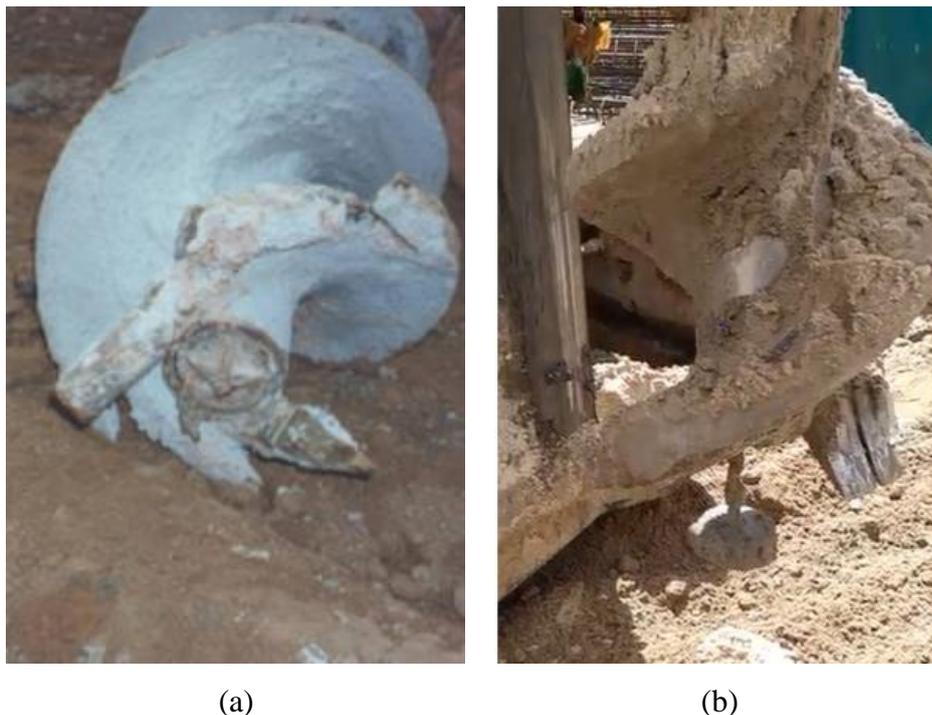


Figura 12 - (a) Trado com dentes salteados; (b) Trado com dentes uniformes

Além do formato da ponta do trado, o torque adequado dos equipamentos é fundamental para atingir a profundidade adequada e desejada em projeto, mesmo em solos resistentes. A NBR 6122 (ABNT, 2010) recomenda valores mínimos de torque em função do diâmetro para estacas hélice contínua, como mostra a Tabela 9 abaixo. Na mesma tabela, é apresentado uma recomendação para força de arranque de extração da perfuratriz hélice contínua, para garantir a retirada do trado, com solo nele contido, sem rotação. Minimizando possíveis contaminações da estaca com solo.

Tabela 9 – Características mínimas dos equipamentos de perfuração

Torque (kN.m)	Arranque (kN)	Dimensões das estacas (cm)
<80	400	Ø até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	Ø até 80 cm com comprimento até 27,0 m
≥160	700	Ø até 120 cm com comprimento até 30,0 m

Fonte: NBR 6122:2010

Na NBR 6122:2019, a tabela acima foi eliminada e a atual revisão apenas diz que “O equipamento deve apresentar características mínimas estabelecidas pelo projetista e pelo executor de modo a assegurar que seja atingida a profundidade especificada no projeto, com

torque e força de arranque compatíveis com o diâmetro da estaca e a resistência do solo a ser perfurado. O objetivo primordial dessa especificação consensual de equipamento é minimizar o desconfinamento do solo durante a perfuração, assegurando assim a resistência geotécnica prevista em projeto para a estaca” (NBR 6122:2019). Com isso, torna-se fundamental que os projetistas especifiquem a resistência do solo para que a empresa executora disponibilize o equipamento adequado para a perfuração atingir a cota de projeto.

2.5.2. VELOCIDADE DE AVANÇO E ROTAÇÃO DURANTE A PERFURAÇÃO

A velocidade de avanço durante a perfuração da estaca é controlada pelo operador e, em geral, adotada a máxima possível, visando uma maior produtividade. Entretanto, quanto maior a velocidade de avanço, maior é a pressão necessária no sistema hidráulico que produz o torque para girar o trado, para a mesma resistência do solo. Assim, a velocidade de avanço da perfuração resulta definida em função da produtividade desejada, da capacidade de torque do sistema hidráulico e da resistência ao corte do subsolo.

Dessa forma, velocidade de rotação deve ser coordenada com a de avanço, e suficiente para remover o solo e direcioná-lo para fora da escavação. Pois altas rotações, em solos resistentes, onde o trado avança com lentidão, podem causar descontinuidades na escavação e conseqüentemente na estaca.

Além disso, podemos associar de forma qualitativa a velocidade de rotação durante a perfuração com a resistência do terreno. Pressupondo que quanto maior for a dificuldade de perfuração, para uma mesma velocidade de rotação, maior será a resistência do terreno. Essa análise pode ser feita durante a perfuração comparando-a com o perfil da sondagem. Entretanto é importante salientar que ainda não foi possível estabelecer quantitativamente uma correlação que possa ser usada como parâmetro de projeto ou no controle de execução da estaca, sendo o uso desses parâmetros apenas qualitativos.

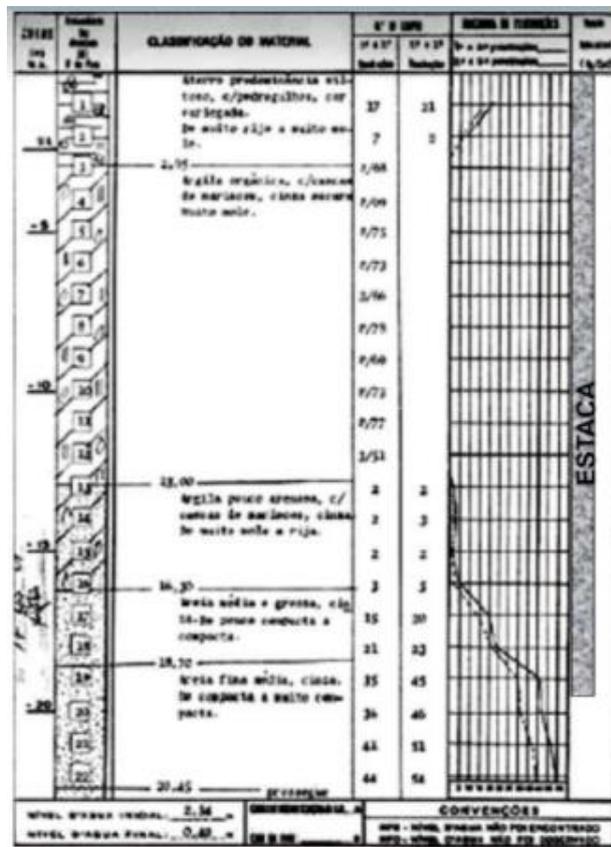
Como se observa, a velocidade de avanço da perfuração e a pressão no sistema hidráulico têm relação com a resistência do solo e certamente com a capacidade de carga da estaca, mas ainda não foi possível estabelecer quantitativamente uma correlação que possa ser usada como parâmetro de projeto ou no controle de execução da estaca, resultando que o uso desses parâmetros ainda é apenas qualitativo.

2.5.3. CRITÉRIO DE PARADA DA PERFURAÇÃO

Um aspecto importante da solução em hélice contínua é que, como as demais estacas escavadas, não há um critério de parada da perfuração, a não ser a cota de ponta indicada no projeto. Contudo, em casos onde o perfil do subsolo apresenta o impenetrável ao equipamento de perfuração relativamente raso, suscitando preocupação quanto à viabilidade da solução em função da possível baixa resistência lateral, é possível adotar no projeto um parada da perfuração dado pelo limite operacional da perfuratriz, cuja capacidade de torque também deve ser especificada no projeto.

Para exemplificar o procedimento mencionado acima, pode-se observar o perfil de sondagem (Figura 13) no qual há presença de uma camada espessa com baixa resistência seguida de um solo com alta resistência. Nesse caso, poderia ser utilizado o critério de parada de aumento do torque da máquina até a capacidade máxima da perfuratriz e não apenas o comprimento de projeto.

Figura 13 - Perfil de sondagem



Fonte: Notas de aula

2.5.4. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO A SER APLICADO

A revisão das Normas Técnicas é um procedimento importante e necessário para adequar as exigências às novas práticas e inovações desenvolvidas pelo mercado. A revisão da Norma de Projetos e Execução de Fundações, realizada em 2010 (ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações), passou pelo processo de atualização, desde 2016, e foi aprovada em setembro de 2019.

A NBR 6122:2010 limitava a resistência característica a compressão simples do concreto utilizado no projeto a 20 MPa para o dimensionamento estrutural da peça, independente de qual seria a classe do concreto utilizado na estaca. Além disso, era indicado o γ_f , fator majorador dos esforços, para fazer o dimensionamento estrutura, sendo para estacas hélices, igual a 1,4. E também o γ_c , fator minorador da resistência, para ser utilizado em cada caso. No caso da estaca hélice, esse valor é igual a 1,8, considerado alto, levando em consideração o método construtivo. Mas entende-se que a preocupação dos revisores da norma foi que o concreto utilizado na estaca poderá sofrer contaminação do solo durante a execução.

A norma indicava ainda o comprimento útil mínimo da armadura, em que no caso de momento fletor nulo, deveria ser usado uma porcentagem de armadura em relação a área da seção transversal da estaca. Nos casos em que a estaca necessita da armadura por motivos construtivos, a norma indicava que a mesma deveria ser armada integralmente, como elemento de controle de integridade da estaca. Esses aspectos sofreram apenas modificações superficiais nos valores para cada tipo de estaca.

Comparando com a nova visão presente na NBR 6122:2019, a tabela contendo os parâmetros para dimensionamento foi reformulada, e adicionaram a classe de agressividade ambiental como critério para a escolha dos outros fatores de projeto. Onde a norma indicava a resistência máxima para ser utilizado no projeto, substituiu-se pela coluna com a classe do concreto, ou seja, com o material que deve ser utilizado na estaca, que deve ser escolhido em concordância com a classe de agressividade ambiental. Com isso, agora a escolha do concreto deixou de ser em função uma resistência a compressão simples arbitraria e começou a considerar o ambiente de agressividade ambiental. Além disso, foi acrescentado a planilha os anexos onde estão especificadas as características do concreto, complementando assim a informação da classe do concreto.

Entretanto, uma crítica a essa revisão, é que na prática os projetista utilizavam, antes da revisão da norma, a classe C30 para estacas hélice contínuas e não tinham problemas com esse dimensionamento. Com a revisão atual, em alguns casos, como nas refinarias, se seguissem a norma deveriam modificar as práticas atuais de dimensionamento e utilizar a classe C40. Mudança considerada pelo mercado com desnecessária e sem fundamento, visto que a utilização do C30 é uma prática já consagrada no mercado.

Com isso, os projetistas encontraram uma brecha na norma ao associá-la a NBR 6118, onde na tabela 6.1 – “classes de agressividade ambiental (CAA)” a mesma considera o microclima ao qual a estrutura está exposta. Sendo assim, considerando o subsolo como um microclima e, nos casos das refinarias, solo não contaminado, seria permitido continuar utilizando a classe de agressividade II e manter o uso do concreto C30.

Figura 14 - Classes de agressividade ambiental CAA

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto

Continuando a análise, podemos citar com aspecto positivo da revisão, a alteração na classe do concreto. Pois anteriormente, uma dificuldade na execução da concretagem era garantir que a concreteira fornecesse o concreto com resistência de 20 MPa, com o consumo de cimento mínimo de 400 kg/m³, conforme especificado em norma para manter a trabalhabilidade do concreto sem o uso excessivo de aditivos. Com o aumento da classe dos concretos para C30 ou C40, realizada na revisão da norma em 2019, a “adulteração” do traço solicitado, normalmente com redução do consumo de cimento, foi dificultada. Com isso, aumentou-se a confiabilidade do concreto recebido nas obras.

Todas essas modificações citadas, encontram-se anexo N.9 da NBR 6122:2019. A tabela 2.4.8, expõe as especificações que o concreto deve atender quanto à classe de agressividade I, II, III e IV e abaixo são apresentadas as suas características:

a) Para o C30 consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, abatimento entre 220 e 260 mm S 220, fator a/c ≤ 0,6, diâmetro do agregado de 4,75 mm a 12,5 mm e teor de exsudação inferior a 4%;

b) Para o C40 consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, abatimento entre 220 e 260 mm S 220, fator a/c ≤ 0,45, diâmetro do agregado de 4,75 mm a 125 mm e teor de exsudação inferior a 4%;

Figura 15 – Estacas moldadas in loco e tubulões: Parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/ resistência característica da argamassa ou concreto	γ _c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/ argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/ hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estacatrado vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

^a Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

^b Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

^c O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço (f_{yk} ≥ 500 MPa; A_s – área de aço), conforme a seguir:

- quando A_s ≤ 6 % A_c, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando A_s ≥ 6 % A_c, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

^d Argamassa.

^e Calda de cimento.

Fonte: NBR 6122: 2019

Um outro aspecto importante é relativo ao tipo de agregado miúdo, ou seja, areia, artificial ou natural, utilizado no concreto. Usualmente as concreteiras utilizam areia artificial por ser um subproduto da brita e ter menor custo, entretanto a forma dos grãos desse tipo de areia são

diferentes da areia natural, o que oferece maior resistência à penetração da armação e dependendo das características do grão, pode gerar exsudação no concreto. Geralmente, subprodutos com alta porosidade e absorção de água dos grãos, são responsáveis por esse fenômeno. Segundo Barbosa, et al (2008):

“O emprego do RGT (rocha de gnaiss triturada) para fabricação do agregado miúdo britado, resulta numa diminuição da trabalhabilidade da mistura. Esse fato é comprovado pela dificuldade de homogeneização da mistura, devido ao efeito das pequenas partículas do agregado miúdo artificial, difundidas nela, visto que esse agregado possui maior teor de material pulverulento do que os demais agregados estudados. Barbosa, et al (2008).”

Com isso, além das características do concreto, é importante levar em consideração a interação com o solo. Dependendo das condições ambientais e do elemento a ser concretado, quase toda a água livre do concreto será perdida deixando os poros vazios ou não saturados aumentando a permeabilidade do mesmo.

Esse fenômeno de percolação desta água pelo solo, principalmente em solos porosos não saturados, ocorre em estacas hélice contínuas e ocasiona perda de plasticidade e fluidez da massa, e a consequente dificuldade na instalação da armação (NETO, 2002). Ainda segundo o autor, a exsudação é o principal fator de perda de desempenho e trabalhabilidade do concreto que se verifica na execução destas estacas. A exsudação pode ser verificada através da manifestação externa de água na superfície da estaca após o concreto ter sido lançado e adensado, e antes de ocorrer a sua pega.

PENNA et. al. (1999) expõe algumas observações sobre o concreto, utilizado na execução das estacas hélice contínua, nos estados fresco e endurecido, que servem de alerta para possíveis problemas relativos à sua durabilidade, ou mesmo à sua integridade e segurança estrutural.

Ainda segundo PENNA et. al. (1999) no estado fresco, apesar do ensaio de abatimento do concreto (slump test) seguir o especificado, deve-se verificar alguns sinais importantes de qualidade do concreto. Possíveis problemas podem ser identificados observando as manifestações abaixo:

- “Borbulhamento” de água com carregamento de finos no topo da estaca recém executada, e em seguida forma-se uma lâmina d’água da ordem de centímetros.

Já no estado endurecido, pode-se observar os seguintes sinais:

- Nota-se no topo da estaca uma argamassa, praticamente sem agregados graúdos, e de aspecto poroso e com baixíssima resistência, que pode ser facilmente removida com o esforço de ponteira manual;
- Na parte superior do corpo de prova observa-se a presença de uma grande quantidade de bolhas;
- Nas laterais do corpo de prova observa-se uma argamassa porosa expondo os agregados e a formação de caminhos, provavelmente de subida de água na interface molde (forma) metálico e concreto.

Os indícios citados acima podem ser gerados por alguns fatores, como uso de aditivos e agregados inadequados, baixo consumo de cimento e elevada relação a/c.

2.5.5. DISTÂNCIA DE PERFURAÇÃO ENTRE ESTACAS

De acordo com a NBR 6122:2019, espaçamento entre estacas executadas não deve ser inferior a cinco diâmetros, da estaca de maior diâmetro, em intervalo inferior a 12 h. Além do exigido na norma, durante a execução, um cuidado a ser tomado é que estacas próximas não sejam executadas no mesmo dia, pois ao serem executadas lado a lado, elas tornam-se dois cilindros de resistência ao cisalhamento zero, o que pode provocar desbarrancamentos e conseqüentemente o descarte das estacas.

Além disso, a norma impõe que pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

2.5.6. VERIFICAÇÃO DA ABERTURA DO TAMPÃO

Após atingir a cota de fundo da perfuração, o trado deve ser elevado aproximadamente 30 cm para possibilitar a abertura do tampão, que é realizada com a pressão do concreto sobre ela. A abertura do tampão pode ser verificada através do computador de bordo, pois quando o tampão é encaixado com uma certa pressão, o início do bombeamento do concreto se dá com um aumento imediato da pressão do fluxo, que cai imediatamente com a abertura do tampão, geralmente formando um pico de pressão.

2.5.7. VELOCIDADE DE SUBIDA DO TRADO E A PRESSÃO NO FLUXO DE CONCRETO

A velocidade de subida do trado durante a concretagem deve ser acompanhada através do computador de bordo em conjunto com a pressão no fluxo de concreto e ajustada, constantemente se necessário, para manter positiva a referida pressão. Esse procedimento é realizado para garantir que não ocorram vazios no fuste da estaca.

Além dos procedimentos acima mencionados, é fundamental que durante a subida do trado a velocidade de rotação seja nula. Dessa forma, é possível garantir que não ocorrerá o desconfinamento das paredes da escavação. Entretanto, o item N.5 da ABNT NBR 6122:2019, permite que a concretagem da estaca seja feita com o trado girando no sentido da perfuração, apesar deste não ser o melhor procedimento a ser adotado.

2.5.8. LEITURA DO VOLUME DE CONCRETO APLICADO

O volume de concreto é calculado a partir do volume de bombeamento (volume da bomba) de cada ciclo informado ao sistema de monitoramento. Como cada bomba tem um volume de cilindro diferente, além de perda ou eficiência própria, é necessário aferir o volume medido pelo sistema de monitoramento com o volume efetivamente bombeado, toda vez que uma nova bomba for utilizada. Bombas sem manutenção ou com muito uso tem menor eficiência conduzindo a erros de medida. Sendo assim, a informação fornecida do volume bombeado por ciclo deve ser aferido e corrigido a cada bomba utilizada.

2.5.9. LIMPEZA DO TOPO DA ESTACA APÓS A CONCLUSÃO DA CONCRETAGEM

Após a concretagem, a perfuratriz sai do local da perfuração e um equipamento auxiliar, como exemplo a escavadeira, é utilizado para remover a terra depositada ao redor do local até encontrar o nível do terreno e o concreto fresco. Em seguida, a armadura é inserida sem haver contaminação do concreto com partículas de solo. É comum que o concreto neste nível já resulte limpo, com resistência adequada. O contrário disso é exceção, quando o concreto apresenta alguma anomalia como exsudação.

Em qualquer caso, entretanto, é comum a necessidade de arrasamento, pois a elevação do fundo do bloco geralmente está bem abaixo do nível de final de concretagem da estaca.

2.5.10. DESCIDA DA ARMADURA

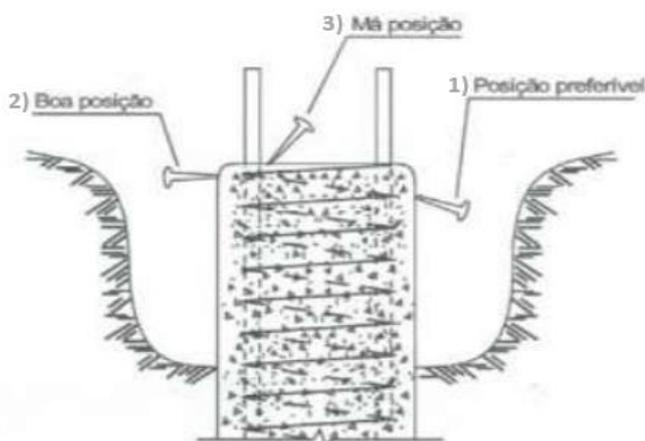
Com o topo da concretagem limpo, a armadura é inserida na estaca. Vale ressaltar que a descida da armadura deve ser feita imediatamente após a concretagem, com auxílio de peso ou vibrador sobre o seu topo. A armadura em forma de gaiola deve ser convenientemente enrijecida para facilitar a sua inserção, e o uso de espaçadores tipo rolete devem ser utilizados para facilitar a colocação da armadura e o cobrimento.

2.5.11. PREPARO DA CABEÇA E LIGAÇÃO COM O BLOCO DE COROAMENTO

Após a cura do concreto, deve-se arrasasar a estaca até a cota de projeto observando o comprimento das esperas (arranques) definidos em projeto para a correta ligação com o bloco de coroamento. A demolição deve ser executada de modo a não causar danos na estaca. Para isso, segundo a NBR 6122:2019, podem ser usados ponteiros ou marteletes leves (Potência < 1000 W) para seções até 900 cm² e, para seções transversais maiores, podem ser utilizados marteletes mais pesados. Em qualquer caso, o acabamento final no topo das estacas deve ser feito com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

A posição do martelete ou ponteiro em relação à estaca é de extrema importância para garantir a sua integridade. O arrasamento deve ser feito com a ferramenta com angulação de baixo para cima (posição 1) conforme figura 2.16 abaixo, ou paralelamente ao topo da estaca (posição 2). Nunca deve-se executar o arrasamento com o martelete ou ponteira direcionados para baixo (posição 3) pois pode-se causar fissuras ao longo do comprimento da estaca.

Figura 16 - Posições para executar arrasamento



Nos casos em que o concreto abaixo da cota de arrasamento não esteja adequado, todo o trecho comprometido deve ser demolido e recomposto. Para recomposição, deve ser utilizado material com a resistência igual ou superior à do concreto da estaca.

Além disso, nos casos onde o comprimento do arranque for inferior ao de projeto, deve-se executar emenda por transpasse ou transpasse e solda, conforme a ABNT NBR 6118. Se for necessário, a estaca pode ser demolida e recomposta para que o comprimento da emenda seja respeitado.

2.6. ENSAIO DE VERIFICAÇÃO DE INTEGRIDADE: PIT (“*Pile Integrity Test*”)

O método de ensaio de elementos de fundação profunda conhecido como Ensaio de Integridade de Baixa Deformação (“Low Strain Integrity Testing”) ou PIT (“Pile Integrity Test”) foi criado com o objetivo de criar um controle de qualidade para as estacas de concreto moldadas in loco. É classificado com um ensaio não destrutivo e utilizado para obter informações sobre a continuidade, consistência dos materiais usados e as dimensões físicas das estacas (SILVA, 2018).

A forma usual do ensaio compreende na colocação de um acelerômetro de alta sensibilidade no topo da estaca, e na execução de golpes com um martelo de mão (Figura 2.17). O acelerômetro é preso por meio de um material viscoso. Segundo CHIODINI, et al (2013), os golpes geram uma onda de tensão, que transita ao longo da estaca, e ao encontrar qualquer variação nas características do material, sejam área de seção, peso específico, módulo de elasticidade, peso específico, fissuras ou descontinuidades, sofre reflexões antes de chegar na ponta causando variações na aceleração medida pelo sensor. A evolução dessa aceleração com o tempo (na realidade é mais usual converter-se a aceleração para velocidade, mediante integração do sinal) é registrada. Sabendo que a onda trafega com uma velocidade fixa, e conhecendo-se a velocidade de propagação da onda e o tempo transcorrido entre a execução do golpe e a chegada da reflexão correspondente à variação de características pode-se precisar a exata localização dessa variação (JUNIOR, 2010?).

Figura 17 – Ensaio PIT



É recomendado a aplicação de vários golpes sequenciais, para que o equipamento PIT tire a média dos sinais correspondentes. Esse procedimento possibilita a "filtragem" de interferências randômicas, sobressaindo no sinal apenas as variações geradas pelas reflexões da onda.

2.6.1. Funcionamento do PIT

Após a estaca ser atingida pelo impacto de um martelo, uma onda de tensão é gerada. Esta onda se propaga com uma velocidade, que é função exclusivamente das características do material da estaca, ao longo do seu fuste. A velocidade de propagação c pode ser encontrada através da equação:

$$c = \sqrt{\frac{Eg}{\gamma}} \quad (2.21)$$

Onde:

C = Velocidade de propagação da onda (m/s)

E = Módulo de elasticidade (Pascal)

g = Aceleração da gravidade (m/s)

γ = Densidade do material da estaca

A velocidade de propagação da onda no concreto varia de 3700 m/s e 4300 m/s para ensaios de pequena deformação, como é o caso do ensaio PIT. Portanto, a velocidade média é de 4000 m/s com variação de 12,5%. Enquanto se propaga, a onda sofre reflexões em seu trajeto que podem ser provocadas por variações nas características do material da estaca, pela presença de atrito lateral ou resistência de ponta, ou pela própria ponta da estaca. O termo impedância da estaca é definido como:

$$Z = \frac{EA}{c} = A \sqrt{\frac{\gamma \cdot E}{g}} \quad (2.22)$$

Onde:

Z = impedância

A = área de seção da estaca.

O tempo de propagação da onda entre a aplicação do golpe e a chegada da reflexão é expresso pela equação:

$$t = \frac{2 \cdot l}{c} \quad (2.22)$$

Onde:

t = Tempo de propagação da onda (s)

l = Distância do topo da estaca até a ponta, ou, comprimento da estaca (m)

c = Velocidade de propagação da onda (m/s)

Segundo CHIODINI, et al (2013), a distância da anomalia ao topo da estaca pode ser encontrada através da seguinte expressão:

$$l' = \frac{c \cdot t}{2} \quad (2.22)$$

Onde:

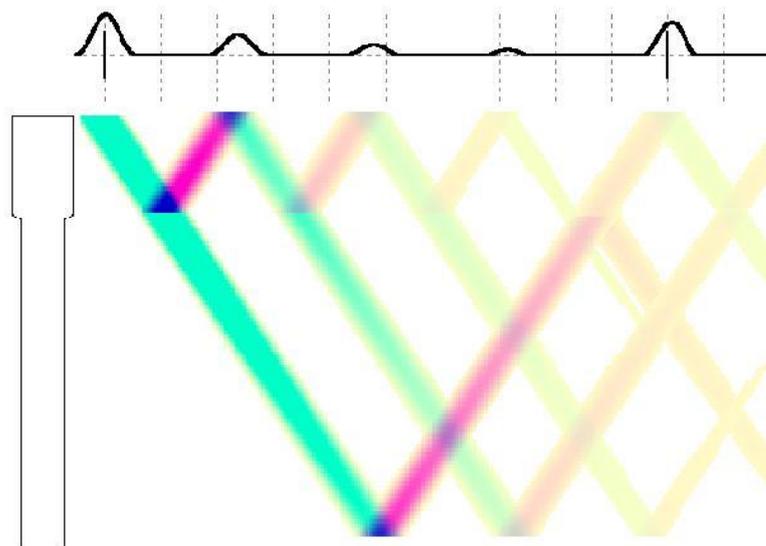
l' = Distância da anomalia encontrada na estaca até o topo da mesma (m)

t = Tempo de propagação da onda (t)

c = Velocidade de propagação da onda (m/s)

Até mesmo pequenas variações de impedância ao longo da estaca provocam reflexões da onda. Estas reflexões, provocam uma variação brusca na velocidade de deslocamento da partícula neste ponto, ao atingirem o ponto onde está instalado o sensor. A impedância é inversamente proporcional a velocidade, seu aumento causa uma queda na velocidade, e uma diminuição de impedância, seu aumento. Quando a onda atinge o final da estaca, ocorre uma brusca diminuição de impedância, portanto pode ser visto como um aumento de velocidade. Essa variação pode ser vista na figura 18 abaixo que mostra o caso de uma estaca que possui uma redução de impedância na metade superior de seu fuste:

Figura 18 - Estaca com redução de impedância na metade inferior

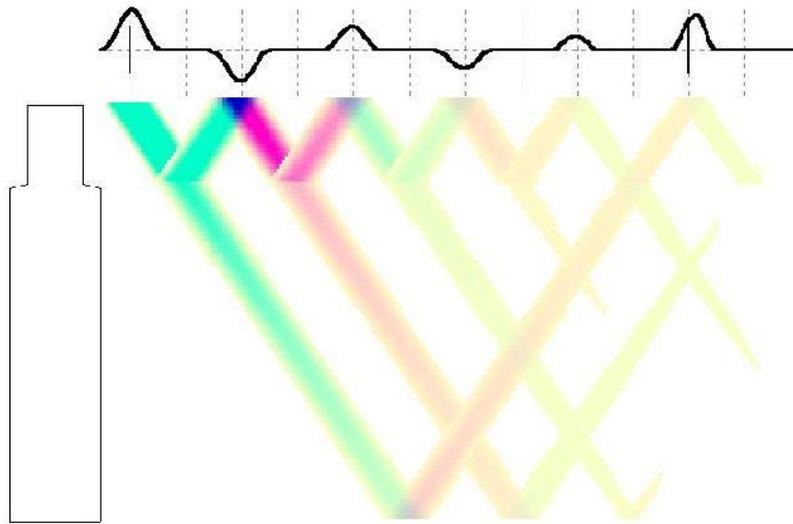


Fonte: www.pdiengenharia.com.br

No gráfico, a coordenada vertical indica a velocidade e a horizontal o comprimento da estaca. Logo abaixo, é apresentada a trajetória da onda, onde pode ser verificado que ao alcançar a diminuição de impedância parte da onda é refletida e a outra percorre o restante da estaca até atingir a ponta, onde é novamente refletida. Essa parcela refletida pela irregularidade em direção ao topo é novamente refletida em direção a irregularidade, onde é mais uma vez refletida para o topo. Essa trajetória de reflexão causa um aumento na velocidade que pode ser confundida com uma segunda impedância, dificultando a interpretação dos sinais. Dessa forma, qualquer irregularidade acima da metade do fuste da estaca prejudica a detecção de outros danos presentes abaixo dela.

O segundo caso apresentado na figura 19, mostra uma estaca que possui um alargamento a partir de algum ponto situado acima do meio da estaca. Pode-se ver que, como o alargamento causa uma redução na impedância, a velocidade de onda é reduzida e é apresentada no gráfico voltada para baixo, enquanto que as reflexões secundárias provocadas pela irregularidade são voltadas ora para cima ora para baixo.

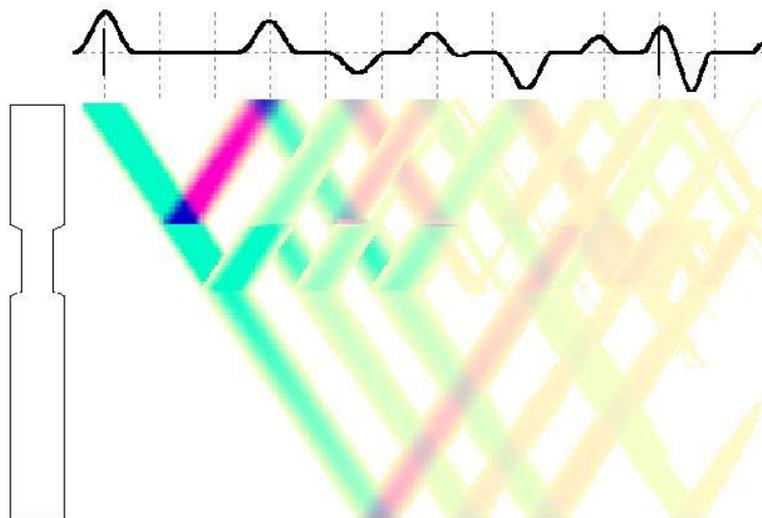
Figura 2.19 - Estaca com aumento de impedância na metade inferior



Fonte: www.pdiengenharia.com.br

O terceiro caso analisado é de um estreitamento situado na metade superior da estaca, como podemos ver na figura 20.

Figura 20 - Estaca com variação de impedância na metade inferior



Fonte: www.pdiengenharia.com.br

Com isso, pode-se concluir que caso a estaca tenha um aumento da impedância, ou seja, um alargamento, ao invés de estreitamento, o sinal de velocidade apresentaria um pico para baixo seguido de um pico para cima. Conseqüentemente, para localização de estreitamentos, que é a maior preocupação em estacas, deve-se identificar no relatório do ensaio os picos voltados para cima, seguidos (ou não) de picos voltados para baixo. Sequências de picos na ordem inversa a essa expressariam alargamentos, que geralmente não influenciam na capacidade da estaca.

2.6.2. Preparo das estacas

O preparo das estacas é de extrema importância para o sucesso do ensaio PIT. É necessário eliminar todo o concreto de má qualidade existente no topo e criar uma superfície plana e lisa com uma lixadeira, como exemplificado nas figura 21 e 22. Não pode haver argamassa ou qualquer outro material no topo da estaca pois acelerômetro e os golpes têm que ser aplicados em material idêntico ao do restante da estaca.

Figura 21 – Processo de preparação da estaca para o ensaio PIT



Figura 22 – Superfície da estaca preparada para o ensaio PIT



Caso o concreto da base do bloco ("magro") já tenha sido executado, a estaca terá que ser separada dessa base, realizando a quebra de uma estreita região ao redor da estaca, conforme a figura 23 abaixo.

Figura 23 – Concreto "magro" com separação da estaca



Apesar de não ser um pré-requisito, sugere-se que o ensaio seja feito com as estacas na cota de arrasamento. Pois caso seja encontrado algum dano entre o topo do ensaio e a cota de arrasamento, será impossível para o ensaio determinar o estado da estaca abaixo do dano.

Um outro fator importante para a realização do ensaio é que a resistência nominal do concreto já tenha sido atingida. Esse item é exigido pois processo de cura do concreto muitas

vezes não é homogêneo ao longo do fuste da estaca, podendo ocorrer variações de resistência do concreto ao longo do fuste, e essas serão detectadas pelo ensaio como possíveis danos.

2.6.3. Vantagens e Desvantagens

O ensaio PIT possui vantagens que viabilizaram o método e difundiram o seu uso:

- Execução rápida. Aproximadamente 50 ensaios por dia.
- Capacidade de detectar danos na superfície do fuste.
- Por não exigir preparo durante a execução da estaca, pode ser feito em qualquer estaca da obra.
- Equipamento leve e portátil, facilitando a execução e produtividade.
- Um dos poucos métodos existentes para obter informações sobre a integridade das estacas.

Em compensação, esse ensaio tem algumas desvantagens e limitações:

- Pouca precisão na quantificação do dano.
- Dificuldade de detecção de segundo dano abaixo de uma variação importante de características do material da estaca.
- Difícil interpretação dos sinais obtidos em alguns casos que provocam reflexões da onda, como exemplo o atrito lateral.
- Impossibilidade de qualificar o dano entre variação de área de seção e variação de qualidade do concreto (peso específico e/ou módulo de elasticidade).
- Limitação de execução do comprimento da estaca a 30 vezes o diâmetro equivalente.
- Dificuldade de constatar dano próximo da ponta.

Além dos fatos citados acima, ainda não existe uma norma regulamentadora para o PIT, com isso, a qualidade dos ensaios e interpretações do mesmo no Brasil pode vir a ser comprometida. A norma americana utilizada para o ensaio é a ASTM D-5882, segundo ela:

“O teste de integridade pode não identificar todas as imperfeições, mas pode ser uma ferramenta útil para identificar grandes defeitos dentro do comprimento efetivo. Também, o teste pode identificar pequenas variações de impedância que talvez não afetam a capacidade de carga da estaca. Para estacas que têm pequenas variações de impedância, o engenheiro deve usar seu julgamento quanto à aceitabilidade das mesmas, considerando outros fatores como redistribuição de carga para estacas adjacentes, transferência de carga ao solo acima do defeito, fatores de segurança aplicados e requisitos de carga estrutural [...] (ASTM D-5882, 2000).”

2.6.4 Precisão do ensaio

A precisão do ensaio pode ser estabelecida quando for possível ver uma clara reflexão de ponta, e se o comprimento da estaca for conhecido com exatidão. Com isso, será possível determinar a exata velocidade de propagação da onda no material da estaca. Nos casos em que essa velocidade não possa ser determinada, pode-se usar uma velocidade típica para as estacas da obra, com redução da precisão.

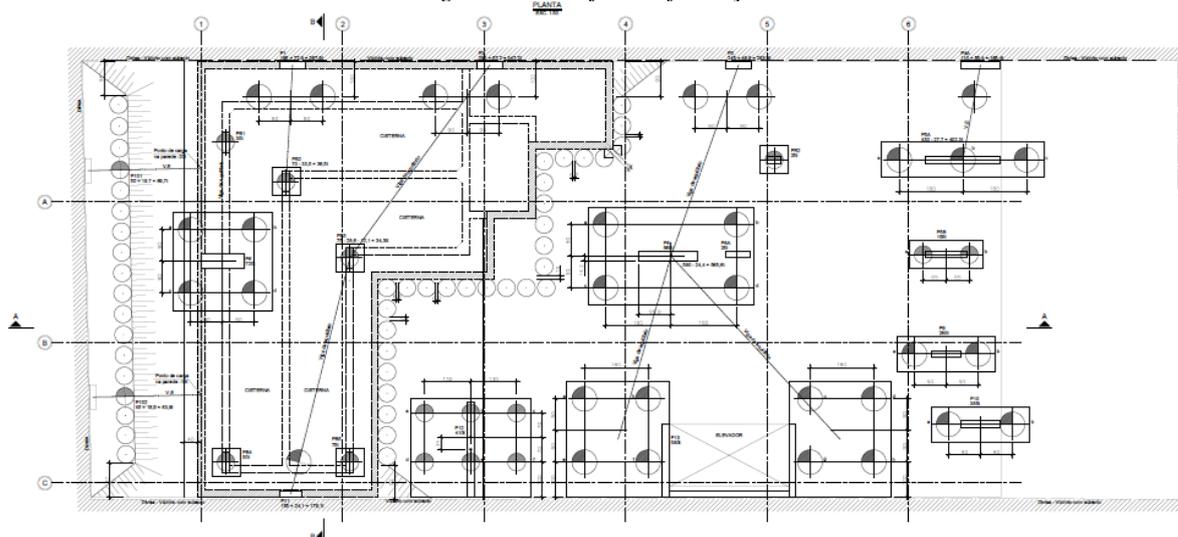
Segundo JUNIOR (2010?), o ensaio PIT é bastante impreciso na determinação da intensidade de eventual dano. A interpretação do sinal do PIT não é homogênea, ou seja, existe mais de um conjunto estaca-solo capaz de gerar um determinado sinal de velocidade. Dessa forma, deve-se sempre considerar que a presença de solo muito rígido firmemente agregado à estaca, ou até a presença de rocha, pode gerar um falso aumento na impedância da estaca na região de um eventual dano ou falha. Em contrapartida, a súbita diminuição do atrito lateral provocado pelo solo pode ser interpretada como uma redução de impedância.

3. ESTUDO DE CASO

3.1. Descrição sucinta do projeto

O projeto analisado contempla fundações e contenções em estacas tipo hélice contínua, sendo 47 estacas de diâmetros de 50 cm e 70 cm utilizadas como fundações dos pilares do prédio e 45 estacas de 50 cm de diâmetro utilizadas como contenções para execução de uma cisterna. A Figura 24 apresenta a planta do estaqueamento.

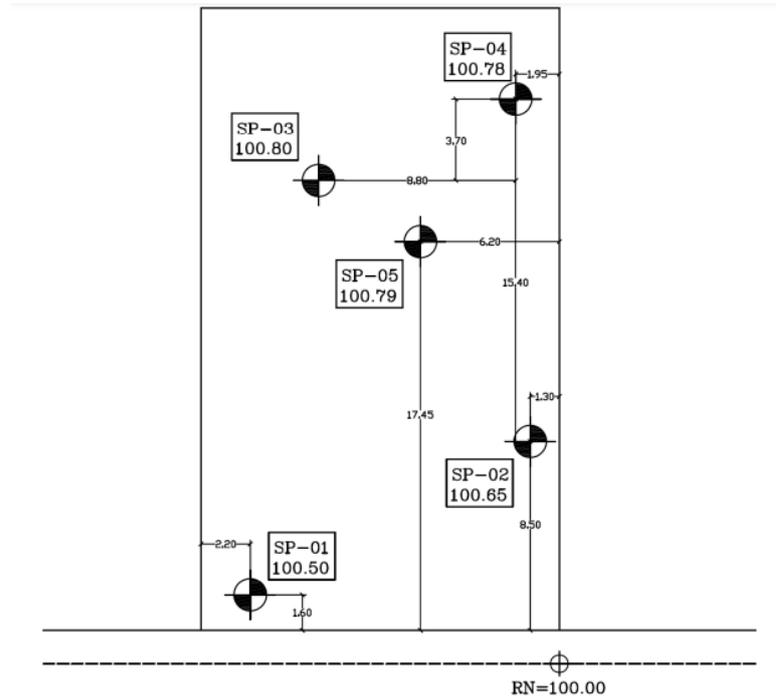
Figura 24 – Projeto de fundação



3.2. Descrição do subsolo local

O subsolo local foi investigado através da realização de 5 (cinco) furos de sondagem a percussão (SPT), cujas locações encontram-se na figura 25 a seguir e os perfis apresentados no Anexo A. Os referidos perfis de sondagens indicam que o subsolo local é constituído por uma camada de areia fina fofa a medianamente compacta, com cerca de 3 m de espessura e resistência em termos do índice N_{SPT} variando de 3 a 10 golpes, seguida por uma camada de areia média, compacta, com cerca de 5 m de espessura e resistência em termos do índice N_{SPT} variando de 10 a 33 golpes, seguida por outra camada de areia média com presença de conchas marinhas, com cerca 4 m de espessura e resistência em termos do índice N_{SPT} variando de 15 a mais de 50 golpes, seguida por outra camada de areia média, muito compacta com cerca 10 m de espessura e resistência em termos do índice N_{SPT} variando de 25 a mais de 50 golpes que atinge o limite das sondagens aos cerca de 25 m de profundidade. O nível d'água (N.A.) ocorre a cerca de 3,5 m abaixo do nível do terreno natural.

Figura 25 – Locação dos furos de sondagem



3.3. Descrição da perfuratriz e demais equipamentos utilizados

Para execução das estacas tipo hélices contínuas foi utilizada a perfuratriz da figura 26 com as especificações da tabela 10 abaixo.

Tabela 10 - Especificações técnicas da perfuratriz utilizada

Especificação técnica
Equipamento montado sobre chassi Caterpillar-320 D/24
Modelo: CZM – EM800/24
Capacidade: Ø30 a 80 cm
Profundidade Máxima: 24m
Sistema SoftSaci

Figura 26: Equipamento utilizado nas perfurações



Além desse equipamento, foi utilizada uma escavadeira hidráulica e duas bombas estacionárias, em momentos diferentes. Nos dias 05/03, 08/03 e 09/03 foi utilizada uma auto bomba estacionária fornecida pela concreteira e, nos outros dias, uma bomba estacionária rebocável fornecida pelo fornecedor da perfuratriz. Essa mudança foi realizada devido a dificuldade de manobras dos equipamentos dentro do canteiro.

3.4. Características do concreto utilizado

O concreto utilizado nas estacas tipo Hélice Contínua foi especificado conforme o traço apresentado na tabela 11 abaixo:

Tabela 11: Traço utilizado para concretagem das estacas

FCK (Mpa)	30
Consumo de cimento – CP III (Kg/m ³)	430
Lançamento (Tipo)	Bombeável
Abatimento (mm)	220+/-3
Areia Natural (Kg)	860
Areia Natural (m ³)	0,661
Brita 0 (Kg)	774

Brita 0 (m3)	0,552
ÁGUA (l)	224
Aditivo: Polifuncional (Kg)	3,87
Relação A/C	0,52

3.5. Resultados do monitoramento da execução das estacas

Como exposto ao longo desse estudo, a estaca hélice é monitorada por sensores integrados a um sistema interno e são capazes de gerar um relatório sobre cada estaca executada. No estudo em questão, os relatórios gerados encontram-se no anexo B.

3.6. Resumo do estaqueamento executado

O projeto de fundações em estudo contempla 15 estacas hélices contínuas com diâmetro igual a 50 cm e 32 com diâmetro igual a 70 cm, ambas com comprimento de 12,00 m. Além das estacas de fundação, também foram realizadas 45 estacas hélice contínua com diâmetro igual a 50 cm e comprimento de 6,00 m. O presente estudo analisará apenas as 47 estacas de fundação.

O estaqueamento foi realizado durante 12 dias, por dois diferentes operadores da perfuratriz e com mudança no tipo da bomba estacionária. O detalhamento da execução das estacas de fundação realizadas durante esse período encontra-se na tabela 12.

Tabela 12: Detalhamento da execução das estacas de fundação

ESTACA DE FUNDAÇÃO	DIÂMETRO (CM)	DATA CONCRETAGEM	BOMBA ESTACIONÁRIA	OPERADOR
PB1	50	05/03	Auto bomba	Operador 1
PB4	50	05/03	Auto bomba	Operador 1
PB3	50	05/03	Auto bomba	Operador 1
P12b	50	08/03	Auto bomba	Operador 1
P12f	50	09/03	Auto bomba	Operador 1
P12d	50	09/03	Auto bomba	Operador 1
PB5	50	10/03	Auto bomba	Operador 1
P101	50	10/03	Rebocável	Operador 1
P12c	50	10/03	Rebocável	Operador 1
P12e	50	10/03	Rebocável	Operador 1
PB2	50	10/03	Rebocável	Operador 1
PR2	50	11/03	Rebocável	Operador 1
P5Bb	50	12/03	Rebocável	Operador 1

P5Ba	50	12/03	Rebocável	Operador 1
P12a	50	15/03	Rebocável	Operador 2
P13h	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P13c	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P13f	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P13a	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P8d	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P8c	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P2a	70	16/03	Rebocável	Operador 2
P5AC	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P5AA	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P13D	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P13G	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P13B	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P13E	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P8B	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P8A	70	17/03	Rebocável	Operador 2
P5AD	70	18/03	Rebocável	Operador 2
P10B	70	18/03	Rebocável	Operador 2
P9A	70	18/03	Rebocável	Operador 2
P3A	70	18/03	Rebocável	Operador 2
P10A	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P9B	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P1A	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P6A	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P6D	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P2B	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P3B	70	19/03	Rebocável	Operador 2
P1B	70	22/03	Rebocável	Operador 2
P11	70	22/03	Rebocável	Operador 2
P102 R	70	22/03	Rebocável	Operador 2
P6C	70	22/03	Rebocável	Operador 2
P6B	70	22/03	Rebocável	Operador 2
P5AB	70	22/03	Rebocável	Operador 2

3.7. Descrição das anomalias constatadas

Logo após a perfuração, aproximadamente 40 minutos depois, a maior parte das estacas apresentou água de amassamento em sua superfície e redução de nível da cota de topo, conforme registrado na tabela 13 abaixo. Todas as estacas foram perfuradas na cota 3,96 m.

Tabela 13 - Detalhamento das anomalias

ESTACA DE FUNDAÇÃO	Ø (cm)	Ø útil (cm)	DATA	BOMBA	OPE RA-DOR	COTA PERFURAÇÃO (m)	COTA APÓS PERFURAÇÃO (m)	REDUÇÃO DE NÍVEL
PB1	50	50	5/3	Auto bomba	1	3,96	3,47	0,49
PB4	50	50	5/3	Auto bomba	1	3,96	3,64	0,32
PB3	50	50	5/3	Auto bomba	1	3,96	3,27	0,69
P12b	50	50	8/3	Auto bomba	1	3,96	3,07	0,29
P12f	50	53	9/3	Auto bomba	1	3,96	3,67	0,29
P12d	50	62	9/3	Auto bomba	1	3,96	3,67	0,89
PB5	50	50	10/3	Auto bomba	1	3,96	3,77	0,19
P101	50	50	10/3	Rebocável	1	3,96	3,77	0,19
P12c	50	54	10/3	Rebocável	1	3,96	3,67	0,29
P12e	50	55	10/3	Rebocável	1	3,96	3,67	0,29
PB2	50	50	10/3	Rebocável	1	3,96	3,52	0,44
PR2	50	50	11/3	Rebocável	1	3,96	3,5	0,46
P5Bb	50	50	12/3	Rebocável	1	3,96	3,52	0,44
P5Ba	50	56	12/3	Rebocável	1	3,96	3,8	0,16
P12a	50	54	15/3	Rebocável	2	3,96	3,47	0,49
P13h	70	80	16/3	Rebocável	2	3,96	3,6	0,36
P13c	70	83	16/3	Rebocável	2	3,96	2,96	1,00
P13f	70	85	16/3	Rebocável	2	3,96	3,3	0,66
P13a	70	80	16/3	Rebocável	2	3,96	3,47	0,49
P8d	70	85	16/3	Rebocável	2	3,96	3,5	0,46
P8c	70	80	16/3	Rebocável	2	3,96	3,75	0,21
P2a	70	80	16/3	Rebocável	2	3,96	3,77	0,19
P5AC	70	80	17/3	Rebocável	2	3,96	3,51	0,45
P5AA	70	82	17/3	Rebocável	2	3,96	3,48	0,48
P13D	70	86	17/3	Rebocável	2	3,96	3	0,96
P13G	70	83	17/3	Rebocável	2	3,96	3,4	0,56
P13B	70	86	17/3	Rebocável	2	3,96	3,5	0,46
P13E	70	91	17/3	Rebocável	2	3,96	2,96	1,00
P8B	70	84	17/3	Rebocável	2	3,96	3,39	0,57
P8A	70	81	17/3	Rebocável	2	3,96	3,6	0,36
P5AD	70	81	18/3	Rebocável	2	3,96	3,6	0,36
P10B	70	82	18/3	Rebocável	2	3,96	3,5	0,46
P9A	70	85	18/3	Rebocável	2	3,96	3,57	0,39
P3A	70	81	18/3	Rebocável	2	3,96	3,47	0,49
P10A	70	80	19/3	Rebocável	2	3,96	3,47	0,49
P9B	70	82	19/3	Rebocável	2	3,96	3,55	0,41
P1A	70	80	19/3	Rebocável	2	3,96	3,67	0,29
P6A	70	83	19/3	Rebocável	2	3,96	3,33	0,63
P6D	70	85	19/3	Rebocável	2	3,96	3,67	0,29
P2B	70	83	19/3	Rebocável	2	3,96	3,43	0,53
P3B	70	80	19/3	Rebocável	2	3,96	3,47	0,49
P1B	70	75	22/3	Rebocável	2	3,96	3,96	0,00
P11	70	80	22/3	Rebocável	2	3,96	3,57	0,39
P6C	70	100	22/3	Rebocável	2	3,96	2,35	1,61
P6B	70	86	22/3	Rebocável	2	3,96	3,52	0,44
P5AB	70	85	22/3	Rebocável	2	3,96	3,41	0,55
P102R	70	85	10/3	Rebocável	1	3,96	3,69	0,27

Após a finalização do estaqueamento, iniciou-se a fase de escavação e arrasamento das estacas para execução dos blocos. Nessa etapa, notou-se que além dos problemas apresentados

acima, algumas estacas apresentavam areia e água em seu interior, e que o comprometimento da estaca era maior que somente a redução de nível registrada na tabela acima, como mostrado na figura 27 abaixo.

Figura 27 - Estacas com areia/solo no seu interior



Além disso, encontrou-se, misturado a areia, brita 0 presente no concreto das estacas, como é possível ver na figura 28 abaixo.

Figura 28 - Presença de brita 0 misturada a areia no interior da estaca



Com objetivo de entender a proporção da anomalia, as estacas foram arrasadas até onde a estaca encontrava-se íntegra e/ou até o nível d'água situado na cota 1,18 m. Em seguida, tiveram

o seu interior lavado com auxílio de um lava jato (figura 29). Ao realizar esse procedimento, notou-se que o concreto no interior da estaca possuía alguns vestígios de conchas marinhas presentes no solo que constam no perfil de sondagem apresentado no Anexo A. Entretanto, através de uma pesquisa com a equipe técnica, foi constatado que não foram encontradas conchas no interior do concreto durante o arrasamento, e sim, somente na região interna “exposta” ao solo, indicando que provavelmente esses detritos tenham sido trazidos pelo trado e não tenham relação com a patologia. Além disso, observou-se que o diâmetro interno comprometido coincidia com o diâmetro interno da armadura.

Figura 29 - Estaca Hélice Contínua com anomalias e presença de conchas marinhas



Nos casos em que a anomalia persistia após o início do lençol freático, a areia contida no interior da estaca foi removida manualmente e em seguida, foi realizada a lavagem da estaca.

Concluída a fase de inspeção das anomalias encontradas, o comprimento comprometido e o diâmetro útil de cada estaca foi registrado na tabela 13 mostrada acima. Nas estacas de 50 cm, o aumento do diâmetro foi significativo, ou seja, maior que 10 %, apenas nas estacas P5Ba e P12d. Realizando a mesma análise nas estacas de 70 cm, o aumento do diâmetro foi relevante em todas as estacas exceto a P1B. Sendo assim, 13% das estacas de 50 cm e 97 % das estacas de 70 cm tiveram aumento do diâmetro em mais de 10%.

Em relação ao rebaixamento do nível após a concretagem, foram consideradas significativas as depressões maiores que 0,50 m. Com base nesses parâmetros, 33% das estacas de 50 cm e 56% das estacas de 70 cm apresentaram depressões do nível de concretagem expressivas. A situação mais crítica ocorreu na estaca P6c, onde constatou-se redução de nível de 1,61 m e aumento do diâmetro em 30 cm.

A solução proposta pelo projetista de fundações foi que todas as estacas com anomalias fossem arrasadas e lavadas, buscando remover todo material “estranho” do interior da estaca. Nos casos onde a anomalia ultrapassou a cota de topo de projeto da estaca, orientou-se o preenchimento da estaca com ‘*graute*’ até a cota necessária para execução dos blocos.

3.8. Resultados dos ensaios de verificação de integridade

Devido às anomalias encontradas próximo ao topo das estacas, foi realizado um ensaio para a verificação da integridade estrutural de cada elemento. Este ensaio, conhecido como PIT (“Pile Integrity Test”), ou “Ensaio de Baixa Deformação”, como visto anteriormente, é assim nomeado por necessitar de um impacto de um martelo de mão de baixa energia no topo da estaca, produzindo um nível muito baixo de deformação.

Para a realização dos ensaios PIT no estudo de caso em questão, as superfícies de execução de ensaio foram preparadas, após o arrasamento parcial das estacas e enchimento com *graute*, em alguns casos. No preparo das superfícies para a execução do ensaio PIT foi usada esmerilhadeira elétrica munida com disco de desbaste.

Os ensaios de integridade PIT foram executados com um acelerômetro piezoelétrico de alta sensibilidade fixado na superfície de ensaio preparada no topo de cada estaca. E para correta interpretação do ensaio foi fornecido o comprimento de cada estaca ensaiada. Os valores desse parâmetro encontram-se na tabela 14.

No caso em estudo, 100% das estacas de fundação foram ensaiadas através do PIT, onde constatou-se que entre as 47 estacas, 14 apresentaram alguma anomalia. O ensaio foi realizado 46 dias depois da última concretagem, após todos os concretos utilizados nas estacas terem atingido a resistência solicitada em projeto.

Tabela 14 – Resultado dos ensaios de integridade PIT

ESTACA DE FUNDAÇÃO	COMPR. ÚTIL (m)	Enchimento com <i>graute</i> (m)	Velocidade Onda (m/s)	Diagnóstico pelo programa PIT-W
--------------------	-----------------	----------------------------------	-----------------------	---------------------------------

PB1	11,01	0	4400	Estaca contínua
PB4	10,55	0	3700	Estaca contínua
PB3	10,41	0	4000	Estaca contínua com anomalia a 6 m
P12b	9,71	0	4390	Estaca contínua
P12f	9,71	0	4500	Estaca contínua
P12d	9,71	0	3650	Estaca contínua
PB5	10,78	0	3950	Estaca contínua
P101	12,01	0	3850	Estaca contínua com anomalia a 7 m
P12c	9,71	0	3550	Estaca contínua com anomalia a 8 m
P12e	9,71	0	3700	Estaca contínua
PB2	10,59	0	3900	Estaca contínua
PR2	11,31	0,15	3890	Estaca contínua
P5Bb	11,01	0	3760	Estaca contínua
P5Ba	11,01	0	3600	Estaca contínua
P12a	9,71	0	3700	Estaca contínua
P13h	10,51	0	4000	Estaca contínua
P13c	10,51	0	3700	Estaca contínua
P13f	10,51	0,8	3900	Estaca contínua
P13a	10,51	0	3810	Estaca contínua
P8d	10,01	0	4100	Estaca contínua
P8c	10,01	0	3800	Estaca contínua
P2a	10,86	0	4000	Estaca contínua com anomalia a 6 m
P5AC	10,3	0	3500	Estaca contínua
P5AA	10,31	0	3600	Estaca contínua
P13D	10,51	0,4	3820	Estaca contínua com anomalia a 3 m
P13G	10,51	0	4100	Estaca contínua
P13B	10,51	0,4	3900	Estaca contínua
P13E	10,51	1,6	3940	Estaca contínua com anomalia intensa a 4 m
P8B	10,01	0	3720	Estaca contínua com anomalia a 5 m
P8A	10,01	0	3940	Estaca contínua
P5AD	10,31	0	3060	Estaca contínua com anomalia a 5 m (WS baixo)
P10B	11,01	0	3740	Estaca contínua
P9A	11,31	0	4000	Estaca contínua
P3A	11,31	0	3900	Estaca contínua
P10A	11,01	1,8	3800	Estaca contínua
P9B	11,31	0	3950	Estaca contínua com anomalia antes de 2 m
P1A	10,7	0	4300	Estaca contínua
P6A	10,72	0	3860	Estaca contínua com anomalia antes de 2 m
P6D	10,72	0	3890	Estaca contínua com anomalia antes de 2 m
P2B	10,86	0	3910	Estaca contínua com anomalia antes de 2 m
P3B	11,31	0	3630	Estaca contínua
P1B	10,7	0	3840	Estaca contínua
P11	10,52	0	3850	Estaca contínua
P102 -REF.	10,83	0	3760	Estaca contínua com anomalia a 5 e a 7 m
P6C	9,22	1,55	3780	Estaca contínua com anomalia a 6 m
P6B	10,72	0	3810	Estaca contínua
P5AB	11,01	0	3450	Estaca contínua

Como visto anteriormente, a velocidade de propagação da onda no concreto é função da sua resistência e também do tempo de cura do concreto. A velocidade de propagação da onda para concretos de boa qualidade varia desde 3.500 m/s até 4.500 m/s para o ensaio PIT. Sendo assim, a velocidade de propagação média é de 4.000 m/s, com variação para mais e para menos de 12,5%. Assim, velocidades de propagação da onda abaixo de 3500 m/s, como no caso da

estaca P05AD (WS 3060 m/s), são consideradas baixas e em geral estão associadas a concreto de má qualidade, ou concreto poroso, ou concreto com mistura de solo, ou concreto deficiente.

Para compreender os termos utilizados nos diagnósticos dos ensaios de integridade tipo PIT, faz-se necessário definir os termos “anomalia” e “dano”. O termo “anomalia” indica que foi detectada reflexão de onda de tração em razão de redução de impedância, mas é visível o retorno às condições normais, com propagação da onda abaixo da anomalia, e também é clara a reflexão da ponta da estaca.

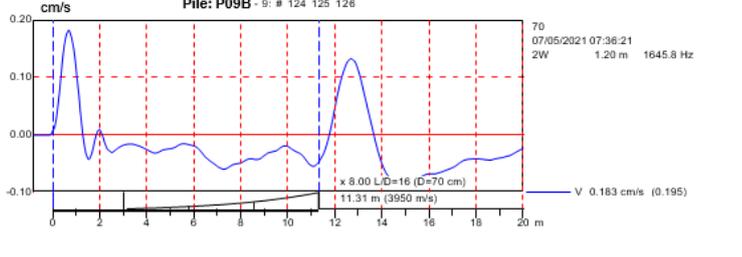
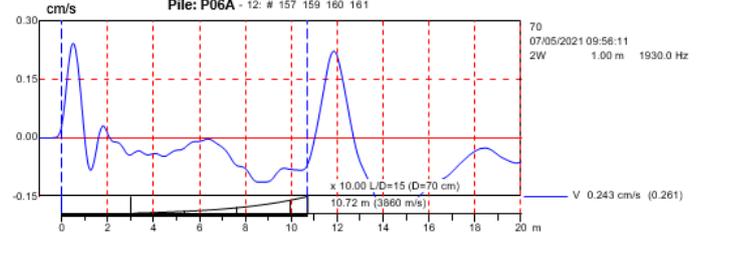
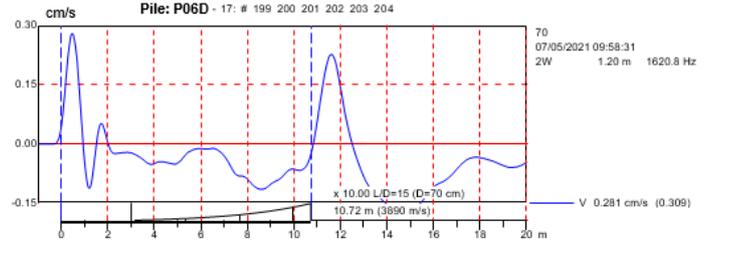
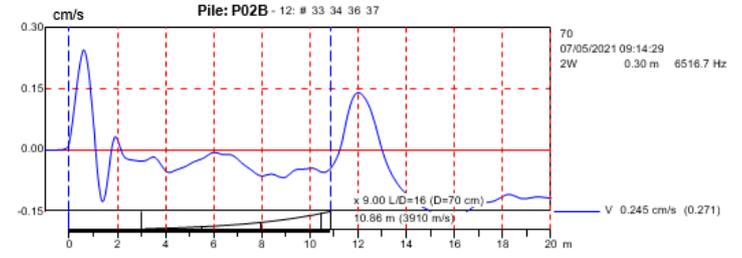
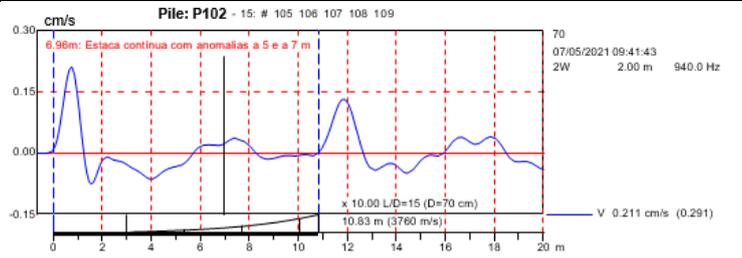
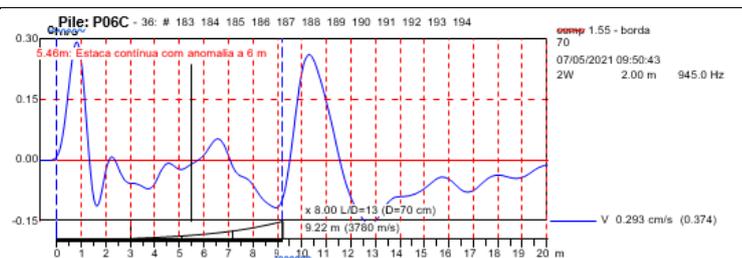
O termo “dano” indica que foi detectada forte reflexão na posição indicada pelo ensaio PIT, por vezes até com padrão repetitivo de sinal, o qual é típico de interrupção do fuste da estaca, com pouca ou nenhuma transmissão da onda abaixo desse ponto e reflexão de ponta inexistente ou pouco clara. Nesse caso, não é possível avaliar a estaca abaixo dele, para isso seria necessário efetuar a demolição ou remoção da parte superior do fuste acima do dano e repetir o ensaio PIT após o preparo de nova superfície de ensaio.

Sendo assim, os danos ou anomalias são reduções de impedância, que podem derivar de redução de área ou da resistência do concreto, ou combinação das duas reduções. No Anexo B encontra-se o reprocessamento da média dos sinais obtidos nas 47 (quarenta e sete) estacas ensaiadas nessa primeira mobilização, os quais foram analisados pelo programa PIT-W. Na tabela 15 abaixo são apresentados os resultados que detectaram anomalia nas estacas.

Tabela 15 – Gráficos dos ensaios de integridade PIT com anomalias

Estaca	Gráficos	Diagnóstico
PB3		Anomalia devido a redução da impedância a 6 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo indeslocável na ponta.
P101		Anomalia devido a redução da impedância a 7 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo indeslocável na ponta.

P12C		Anomalia devido a redução da impedância a 8 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.
P2A		Anomalia devido a redução da impedância a 6 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.
P12D		Anomalia devido a redução da impedância a 3 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.
P13E		Anomalia devido a redução da impedância a 4 m. Pode-se constatar um pico para cima, seguido de um pico para baixo, sinal de estreitamento da seção da estaca. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.
P8B		Anomalia devido a redução da impedância a 5 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.
P5AD		Anomalia devido a redução da impedância a 5 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta. Além disso, a estaca em questão apresenta WS baixo, ou seja, um indicativo de que o material da estaca

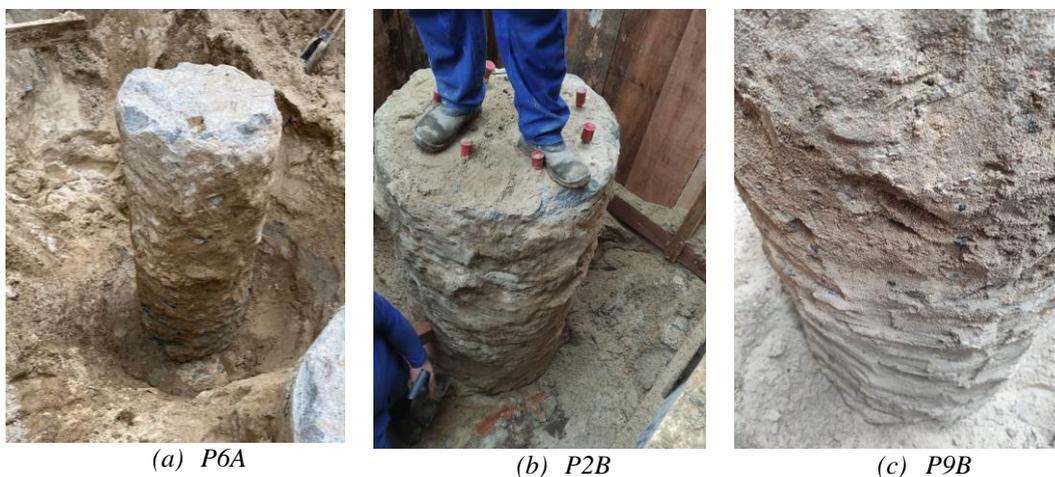
		<p>não está com as características adequadas.</p>
<p>P9B</p>		<p>Anomalia devido a redução da impedância a 1,5 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.</p>
<p>P6A</p>		<p>Anomalia devido a redução da impedância a 1,5 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.</p>
<p>P6D</p>		<p>Anomalia devido a redução da impedância a 1,5 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.</p>
<p>P2B</p>		<p>Anomalia devido a redução da impedância a 1,5 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.</p>
<p>P102</p>		<p>Anomalia devido a redução da impedância a 5 e 7 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.</p>
<p>P6C</p>		<p>Anomalia devido a redução da impedância a 6 m. A reflexão devido a ponta pode ser vista e mostra existência de provável solo deslocável na ponta.</p>

3.9. Causas prováveis das anomalias constatadas

Conforme exposto neste trabalho, o ensaio PIT tem o objetivo de avaliar a integridade da estaca ao longo do seu comprimento e, de maneira resumida pode-se interpretar que as estacas que apresentam picos para cima indicam redução da impedância e, conseqüentemente, possível redução da seção transversal ou do módulo de deformabilidade do concreto da estaca. Como o resultado do ensaio PIT não é perfeitamente quantitativo, nos casos em que o sinal não mostra seccionamento da estaca, a sua interpretação é realizada considerando também, associadamente, os dados construtivos e o perfil do subsolo local.

No caso em estudo, o ensaio PIT indicou anomalias em 14 estacas, em profundidades variando de 1,5 a 7,0 m. A análise dos dados construtivos mostra que em nenhuma das estacas envolvidas ocorreram erros durante a operação da máquina que justifiquem os apontamentos presentes nos resultados do ensaio. Além disso, as estacas com indicação de anomalias até 2,0 m de profundidade foram escavadas e não se observou qualquer modificação no diâmetro da estaca, como mostram na figura 30 abaixo.

Figura 30 - Investigação in loco das anomalias detectadas pelo ensaio PIT nas estacas



Sendo assim, examinado os dados de campo, os relatórios gerados pela perfuratriz, os perfis de sondagem e o resultado PIT, inferiu-se que as anomalias detectadas no ensaio, não se assemelham com as encontradas no topo das estacas e também não tratam-se de seccionamento da estaca. Dessa forma, o ensaio PIT não foi relevante na descoberta da causa do afundamento central do topo das estacas, pois entende-se, que o resultado gerado pelo ensaio não possui relação com a patologia. Dessa forma, as patologias encontradas no topo das estacas serão analisadas separadamente dos problemas encontrados pelo ensaio de integridade.

Para entender o fenômeno que gerou os afundamentos centrais nas estacas, pode-se seguir duas linhas de estudos, a primeira referente a execução e a segunda relativa ao concreto, suas características e a interação com o solo, que serão apresentadas nos tópicos subsequentes.

3.9.1. Análise dos prováveis erros durante a execução

Em relação ao controle do operador, observando os relatórios gerados pelo sistema de monitoramento da perfuratriz, nas estacas de 70 cm, é possível ver que a velocidade de subida do trado é reduzida e adequada de aproximadamente 100 m/h, o gráfico da pressão do concreto mostra pressão positiva ao longo de todo o fuste e um pico próximo a base da estaca, indicando que o tampão abriu. Nas estacas P102, P6A e P13F, ocorre um aumento da velocidade de extração próximo a 2 m, indicando apenas que provavelmente o concreto chegou até a superfície de perfuração e, por isso, o trado foi elevado rapidamente. Sendo assim, aparentemente não houve falha na execução que justifique a depressão do nível final do concreto das estacas.

Nas estacas de diâmetro igual a 50 cm observou-se que a velocidade de extração do trado é elevada, diferente das estacas de 70 cm, e a pressão do concreto próxima às das estacas de diâmetro maior. No entanto, apesar dessa diferença na execução, as estacas de 50 cm apresentaram reduções da cota de nível de topo das estacas similar a que ocorreu nas estacas de 70 cm, não sendo possível relacionar essas medidas à patologia, pois não há relatos de que esses “comportamentos” durante a execução causem a redução de nível da cota de topo vista nessas estacas.

Um outro ponto importante da execução a ser analisado é se a retirada do trado foi contínua, ou seja, se não ocorreram paradas durante a extração. Esse aspecto não é demonstrado nos relatórios gerados pelo sistema de monitoramento da perfuratriz, sendo inclusive uma falha do mesmo. Com isso, foram colhidas informações sobre esse procedimento no campo e verificou-se, com a equipe técnica, que não ocorreram paradas durante a extração do trado, excluindo assim outro fator determinante para ocorrências de patologias devido à má execução, e conseqüentemente, tendenciando para possíveis problemas no concreto que será apresentado a seguir.

3.9.2. Análise do concreto e suas características

Um dos fenômenos que causa redução de volume no concreto é a perda de água de amassamento após ele ser lançado e adensado, e antes de ocorrer a pega. Tal manifestação é conhecida como exsudação. De acordo com Neville (2016), caso esta água seja aprisionada pelo concreto sobreposto, resultará em uma camada de concreto porosa, fraca e com baixa durabilidade. É notório que o uso de aditivos retardadores de pega aumenta o tempo de transição do estado plástico para endurecido do concreto aumentando a taxa de exsudação, ocorrendo também uma redução da resistência nas primeiras idades. Além desse, outro fator que influencia na tendência à exsudação do concreto, são as propriedades do cimento utilizado. A exsudação é reduzida por cimentos mais finos e em maior quantidade na pasta, provavelmente pelo fato de as partículas finas hidratarem mais cedo e também por sua menor permeabilidade (CARELLI, 2014).

Pode-se inferir que a patologia vista nas estacas, demonstra que ocorreu exsudação do concreto, acompanhada ou não de outro fenômeno, nos quais os componentes do concreto são determinantes, demonstrando assim que provavelmente existem problemas com a dosagem. Dessa forma, realizou-se uma comparação entre as características do concreto fornecido pela concreteira com a NBR 6122:2019, onde detectou-se, como única divergência, que o abatimento não respeitou o intervalo de 220 a 260 mm. Em relação ao cimento, pode-se avaliar o consumo está de acordo com o especificado em norma.

Como pouco foi escrito em trabalhos de pesquisa sobre os problemas que ocorreram na execução de estacas, esta parte do estudo da literatura concentra-se nos dados do projeto e na criação de teorias sobre o comportamento do concreto e sua interação com o solo circundante. Além do fenômeno de exsudação mencionado, outros mecanismos podem ter ocorrido associadamente e contribuído para a formação da patologia vista como um “buraco” presente exatamente na parte central da armadura. O primeiro mecanismo que explicar a criação do formato da anomalia é que a falta de coesão ou segregação no concreto, fez que os componentes do concreto com maior massa específica descessem onde tivessem menor atrito lateral, ou seja, na parte central da estaca e nem tanto nas laterais externas a armadura, o que justificaria tanto a redução de volume de concreto como a forma criada.

A segregação pode ser definida como a separação dos constituintes de uma mistura heterogênea fazendo com que sua distribuição não seja mais uniforme, podendo ocorrer no concreto por deslizamento das partículas maiores dentro da argamassa ou pelo excesso de água

na mistura (NEVILLE E BROOKS, 2013). De acordo com Repette (2011), a segregação nos concretos autoadensáveis pode ser classificada como dinâmica ou estática. A primeira ocorre durante o lançamento do concreto, influenciando no escoamento e na habilidade passante, sendo geralmente associada à falta de coesão da mistura, enquanto a segunda, manifesta-se após o lançamento do concreto, quando ocorre o afundamento dos agregados graúdos e a ascensão da fase líquida do material, denominada exsudação, já definida anteriormente e semelhante ao ocorrido nas estacas estudadas.

O segundo mecanismo proposto é uma relação entre a exsudação com perda de água ascendente e também radial, devido a interação com o solo circundante. Nessa proposta, a perda de água/pasta de cimento contida na espessura do concreto do cobrimento da armadura migraria em direção ao solo circundante mais rapidamente, fazendo com que a cura do concreto contida nessa área aconteça em um período mais curto, reduzindo o tempo de transição do estado plástico para o estado endurecido. Enquanto na parte central da armadura, esse processo aconteceria por perda de água ascendente mais lentamente, fazendo com que o teor de exsudação seja maior. De acordo com Dao et al. (2010), esse “teor de exsudação” pode ser expresso, quantitativamente, como um assentamento total por unidade de altura do concreto, uma porcentagem de água de amassamento, ou como uma taxa de exsudação.

4. PROPOSTA DE APRIMORAMENTO DO CONTROLE DE EXECUÇÃO

As soluções de fundações em estacas hélices contínuas tem como vantagem a rapidez na execução e alta produtividade. Sendo assim, as propostas de aprimoramento não devem prejudicar a produtividade e a praticidade dessas estacas.

Ensaar o concreto fresco na obra, conforme a NBR 15558:2008, para analisar o teor de exsudação do concreto, seria uma excelente forma para verificar se o concreto recebido encontra-se dentro das especificações solicitadas à concreteira e especificadas na norma. Entretanto, a realização desse ensaio na obra durante o recebimento do concreto demandaria um tempo elevado, o que invalidaria essa solução. Sendo assim, outras propostas de controle devem ser sugeridas.

Um ensaio prático para avaliar as características do concreto é o “Slump Flow” ou espalhamento, descrito na NBR 15823-2:2017. Para a realização desse procedimento, podem-

se ser usados os mesmos equipamentos do ensaio “Slump Test”, desde que esses tenham as marcações de referência dos diâmetros na placa base, conforme mostrado na figura 31 abaixo.

Figura 31 - Placa base

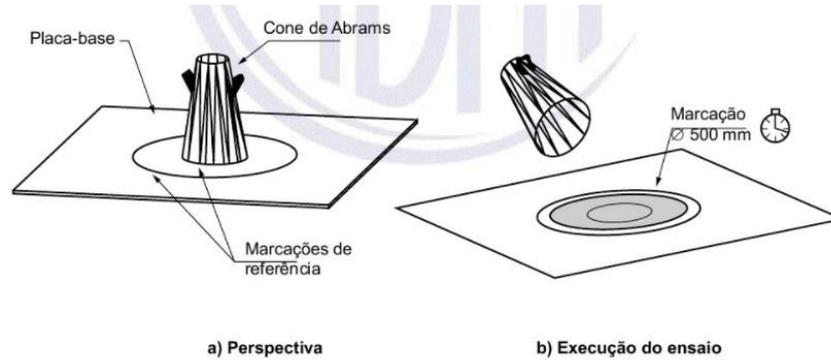


Figura 2 – Placa-base

Fonte: NBR 15823-2:2017

O tronco de cone deve ser preenchido com concreto sem adensamento e retirado para avaliar a média do diâmetro em duas direções do espalhamento do concreto (SF), e o tempo (T_{500}), em segundos, necessário para o concreto cobrir por completo a marcação de 500 mm de diâmetro. Além desses parâmetros, deve-se avaliar a amostra visualmente, imediatamente após o término do escoamento, e registrar fotograficamente a distribuição dos agregados graúdos na mistura, a distribuição da fração de argamassa ao longo do perímetro e a ocorrência de exsudação. E, com isso, registrar o índice de estabilidade visual (IEV), conforme a tabela da figura 3.9 abaixo.

Figura 32 – Classes de índices de estabilidade visual

Tabela 1 – Classes de índice de estabilidade visual (IEV)

Classe	IEV
IEV 0 (Altamente estável)	Sem evidência de segregação ou exsudação
IEV 1 (Estável)	Sem evidência de segregação e leve exsudação
IEV 2 (Instável)	Presença de pequena auréola de argamassa (≤ 10 mm) e/ou empilhamento de agregados no centro do concreto
IEV 3 (Altamente instável)	Segregação claramente evidenciada pela concentração de agregados no centro do concreto ou pela dispersão de argamassa nas extremidades (auréola de argamassa > 10 mm)

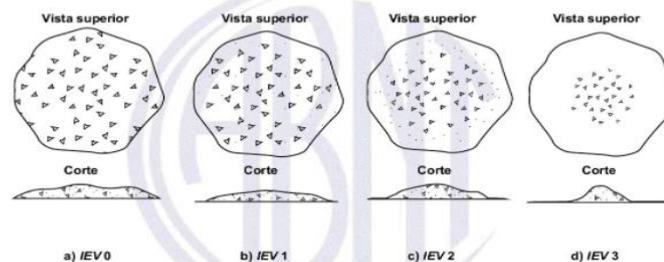


Figura 4 – Classes do índice de estabilidade visual (IEV)

Fonte: NBR 15823-2:2017

Após essa avaliação, pode ser feita uma avaliação visual dos corpos de prova até 1 hora após a moldagem, buscando mensurar se houve redução de volume e também aparecimento de bolhas, o que poderia indicar que o concreto está sofrendo exsudação.

Além das inspeções já descritas acima, outro possível parâmetro para possivelmente identificar a exsudação, é através da resistência a compressão do concreto. Como mencionado no tópico anterior, o uso de aditivos retardadores de pega aumenta o tempo de transição do estado plástico para endurecido do concreto aumentando a taxa de exsudação e consequentemente reduzindo a resistência nas primeiras idades. Dessa maneira, romper os corpos de prova além das idades convencionais de 3, 7, 14 e 28 dias, como exemplo, 12 horas, auxiliaria na avaliação das propriedades do concreto.

Agrupando esses ensaios e avaliação no campo, criou-se uma sugestão de planilha, apresentada no Anexo D, para o controle e acompanhamento dos parâmetros importantes para a qualidade das estacas hélices contínuas.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho apresentou um estudo sobre uma patologia em estacas hélices contínuas, abrangendo os principais aspectos da previsão de capacidade de carga, procedimento de execução, sistemas de monitoramento e ensaio de integridade (PIT).

O conjunto do conhecimento apresentado foi aplicado para investigar anomalias em 47 estacas hélices contínuas. Foram analisados paralelamente os dados de controle da obra, os relatórios de monitoramento gerados pela perfuratriz, os gráficos do ensaio PIT e os perfis de sondagem.

Foi possível inferir que as anomalias encontradas em 13 estacas pelo PIT, não tinham relação com a patologia observada em campo. Pois além da inspeção visual não demonstrar alteração similar à vista nos topos das estacas, observou-se nos relatórios de execução da perfuratriz não foram identificados indícios de falhas construtivas que pudessem justificar as anomalias.

Após isso, foram analisados os relatórios de monitoramento do restante das estacas e não foi possível detectar problemas durante a execução que pudessem ser relacionados com as depressões nos topos das estacas. Com isso, no estudo em questão se conjecturou, com base nas correlações dos dados, que a patologia surgiu devido a falhas na dosagem do concreto entregue pela concreteira.

Essa dificuldade no recebimento do concreto, conforme o solicitado pelo projeto e especificado em norma, é um obstáculo já conhecido no meio técnico. A prática antiga do mercado de "venda de resistência" em vez de "venda de desempenho" abre brechas para que o concreto fornecido não atinja o desempenho esperado.

Com isso, é evidente que esta pesquisa deva ser estendida, com a realização de demais estudos e experimentos para propor revisões na NBR 6122:2019 relativas a dosagem de concreto e controle de recebimento, com objetivo de dificultar que os fornecedores de concreto entreguem o produto fora das especificações. Uma sugestão inicial foi apresentada, qual seja incluir a medição do '*Slump Flow*' durante a realização do '*Slump Test*', que é um ensaio rotineiro nas obras. Com o resultado do '*Slump Flow*' tende a ser possível identificar os casos mais graves de concretos em que a coesão da mistura esteja abaixo do aceitável.

Como o estudo em questão não foi conclusivo sobre a causa da patologia, seria importante que fossem feitas análises em outras obras, com a mesma manifestação patológica, com objetivo de realizar ensaios do concreto no estado fresco para ser possível afirmar que o fenômeno de exsudação, em conjunto com os mecanismos expostos, são os responsáveis pelas anomalias.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF, *Manual de execução de fundações e geotecnia – práticas recomendadas*, São Paulo: Pini ABMS/ABEF, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2001, 17p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131. Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 8p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823-2. Concreto autoadensável Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro: ABNT, 2010, 4p.

ASTM D 5882, 2000. *Standard test method for low strain integrity testing of piles*. American Soc. for Testing and Materials.

ALBUQUERQUE, P.J.R. *Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, através de Provas de Cargas Instrumentadas em Profundidade*. 2001. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P.J.R. *Análise de desempenho de Estacas Hélice Contínua e Omega – Aspectos executivos*, 2002, 193 f. Tese (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

BARBOSA, Maria; COURA, Cláudia; MENDES, Larissa (2008). *Estudo sobre a areia artificial em substituição à natural para confecção de concreto*

CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-53.

CARELLI, J.M., *Análise do comportamento de ondas ultrassônicas em elementos fissurados de concreto e argamassa*. 2014. 205f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

CARELLI, J.M. et al. *Avaliação de concretos autoadensáveis através da análise do comportamento de ondas ultrassônicas*. In: *56 Congresso Brasileiro do Concreto, 2014, Natal*. Anais, 2014. v. 1. p. 1-9.

CHIODINI, Mariana; PARIZOTTO, Roberson, SOUZA, Alexandre, ZANDAVALLI, Bruna (2013). *Teste de integridade em estacas: pit - um ensaio não destrutivo*

DÉCOURT, L. *Fundações profundas 1, Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito*, SEFE VI, 2008.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*.

DE FRANÇA, D. C. *Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (Estacões)*, 2011, São Paulo, 186 f. Tese (Mestrado em Engenharia), Universidade de São Paulo.

ESTACA HÉLICE CONTÍNUA. Geofix, 2010. Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php>>. Acesso em: 19 jan. 2022.

ENSAIO DE INTEGRIDADE PIT. PDI Engenharia. Disponível em: <<http://www.pdi.com.br/PIT-port.htm>> Acesso em: 19 jan. 2022.

FUNDESP. Fundações especiais: estacas hélice contínua (EHC). Disponível em <<http://www.fundesps.com.br/2009/estacashelice.html>>. Acesso em: 12 jan. 2022

HACHICH, W. et al., *Fundações: teoria e prática 2ª edição*. São Paulo: Pini ABMS/ABEF, 1998.

HORTEGAL, M. V. *Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo*. [Distrito Federal] 2011.

JUNIOR, Luiz. *Prova de Carga em Fundação ou Estacas (Estatica / Dinâmica / Placas / PIT / PDI / BIDIRECIONAIS)*. Naresi, Fundações e Geotecnia. Disponível em: <<http://sites.google.com/site/naresifundacoesgeotecnias/home>> Acesso em: 19 jan. 2022.

KORMANN, A.; PEREIRA, D.A.; PASSINI, L.B. *Aplicação do Método da Rigidez para estimativa do atrito lateral e resistência de ponta em estaca escavada, XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2016.*

MAGALHÃES, P. H. L. *Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga, 2005, 270 f.* Tese (Mestrado em Engenharia), Brasília, Universidade de Brasília.

MASSAD, F. *Fundamentação Matemática do Método da Rigidez de Décourt e Definição do seu Campo de Aplicação, 2008, 6º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v.1, p.117-131.*

MUCHETI, A.S. *Estacas Hélice Segmentada: Execução, Verificação De Integridade E Estudo Do Comportamento, 2008, f. 142* Tese (Mestrado em Engenharia), São Paulo, Universidade de São Paulo.

NEVILLE, A. M. *Propriedades do concreto. 5.ed.* Porto Alegre: Bookman, 2016

PENNA, A.S.D.; CAPUTO. A.N.; MAIA. M.C.; PALERMO. G.; GOTLIEB. M.; PARAÍSO. S.C.; ALONSO. U.R. (1999). *A estaca hélice-contínua – a experiência atual, 1ª ed.;*

STEFENONI, Rebeca Venturini. *Estudo Do Comportamento De Estacas Escavadas Tipo Hélice Contínua. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense. Niterói/RJ, p. 46. 2018.*

REPETTE, W. L. *Concreto autoadensável. In: Geraldo Cechella Isaia. (Org.). Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p. 1769-1806.*

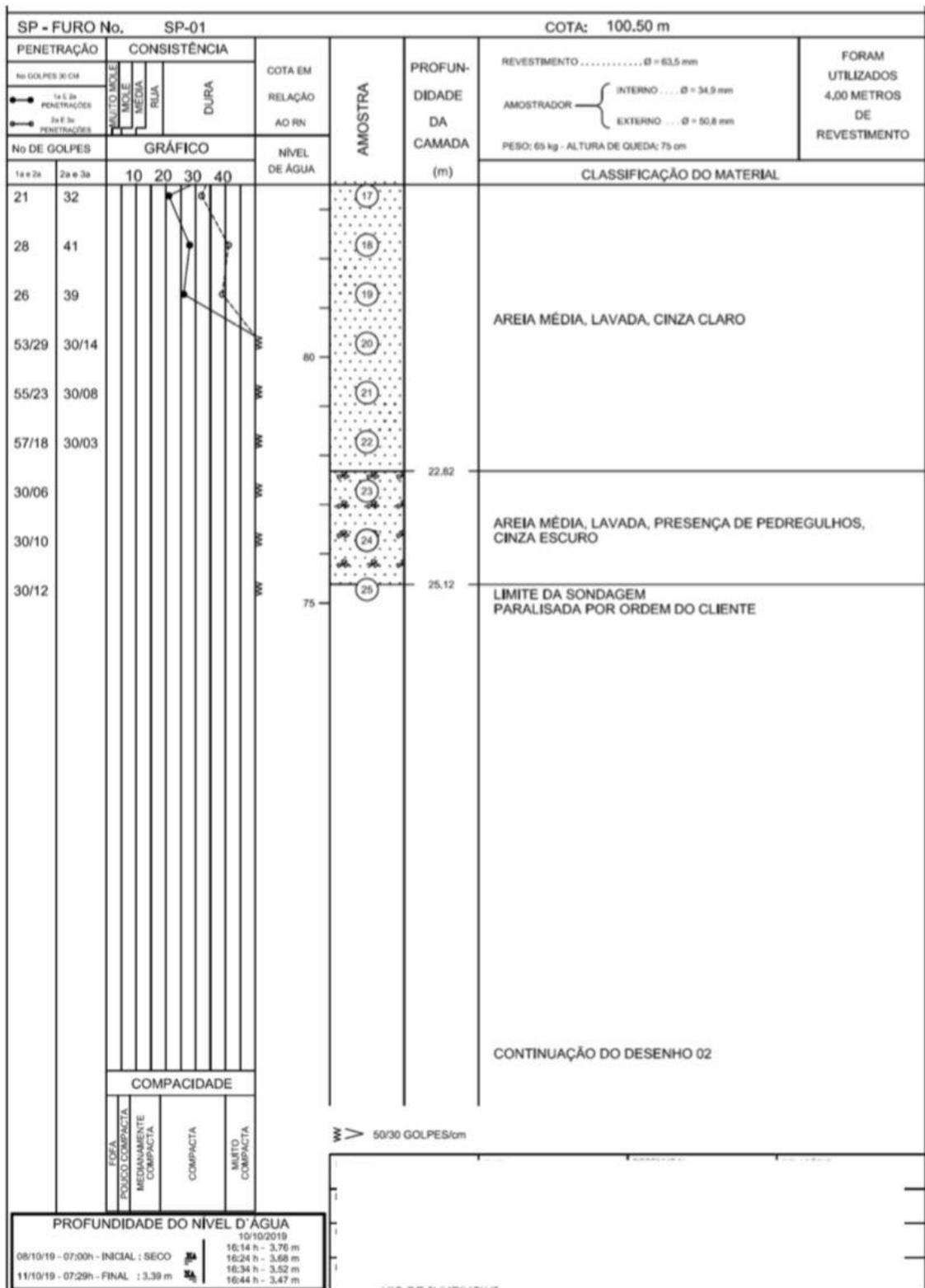
SILVA, Jackson. *Boas Práticas para Execução da técnica de Fundações em Estacas Hélice Contínua. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo/SP, p. 111. 2018.*

SOUZA R.N; COUSA JR, E. *Considerações sobre o comportamento de estacas hélice contínua.*

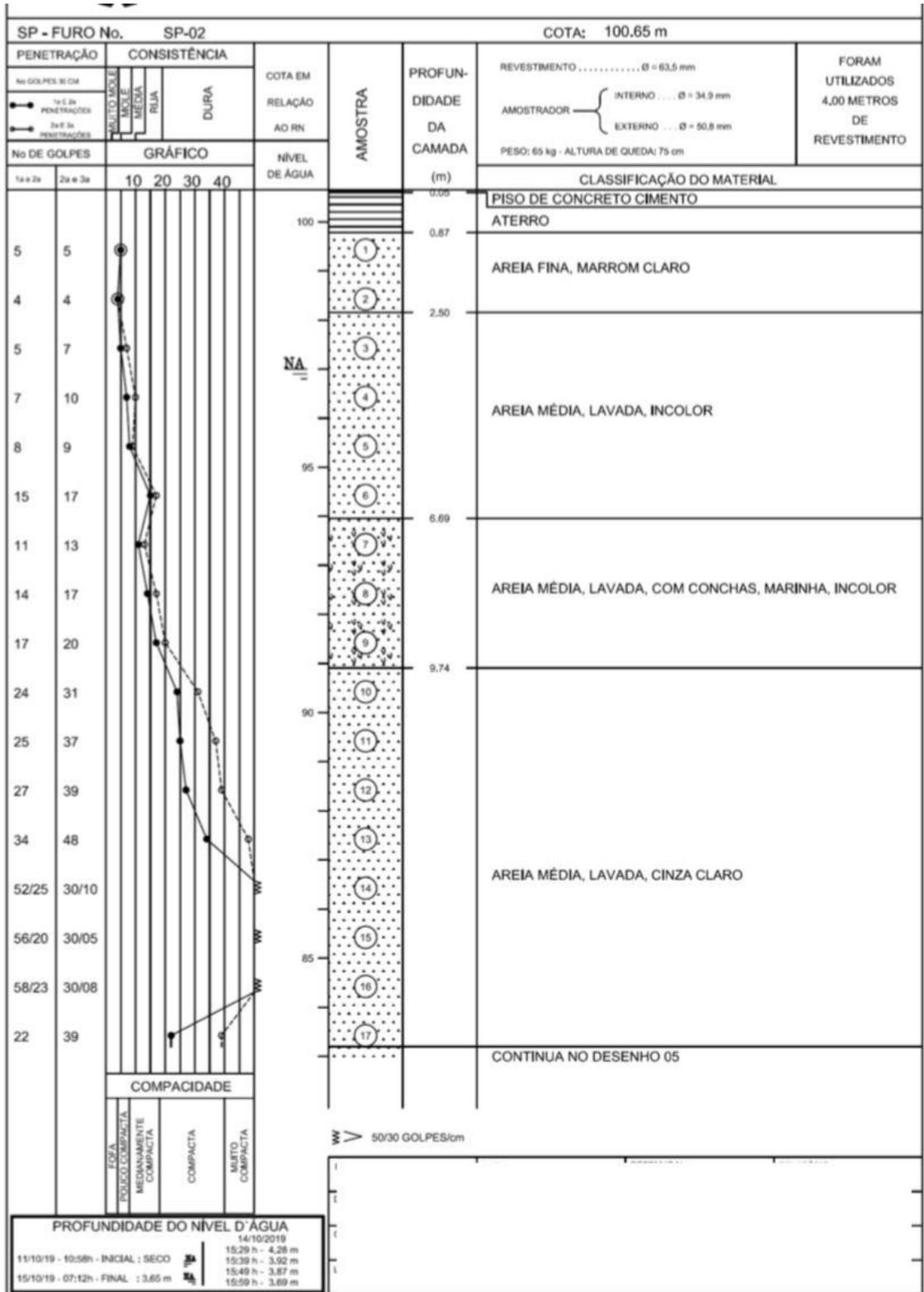
TAVARES, Carlos. *Elaboração e Aplicação de uma metodologia de controle de qualidade para o processo executivo de estacas Hélice contínua monitoradas. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília/DF, p. 117. 2009.*

VELLOSO, D. A. & ALONSO, U.R. (2000). Previsão, controle e desempenho de fundações. In: NEGRO Jr., A. Et, al. Previsão de desempenho x comportamento real. São Paulo: ABMS/NRSP. p.95-139, nov. 2000.

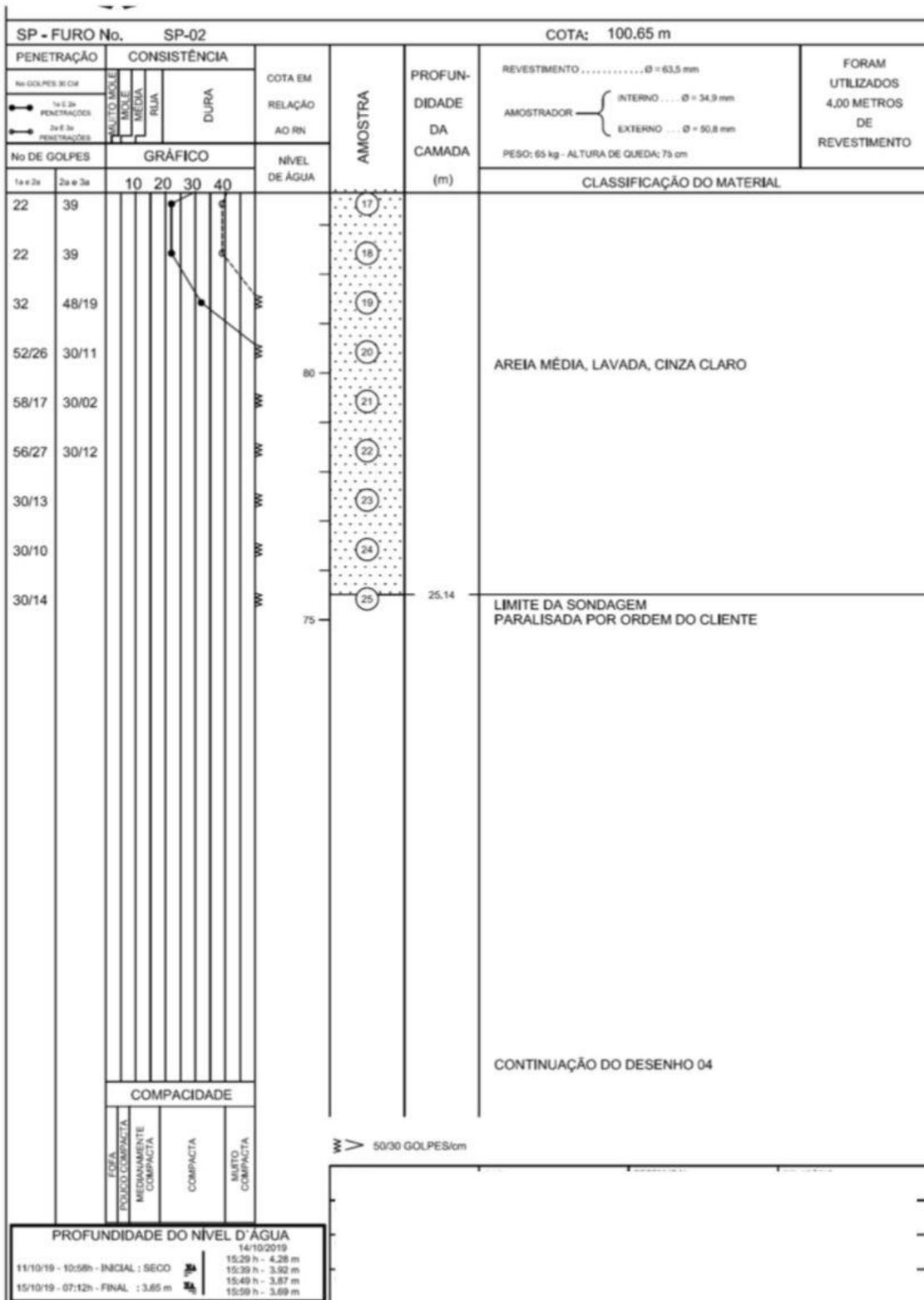
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. Fundações: Fundações profundas. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. 2 v.



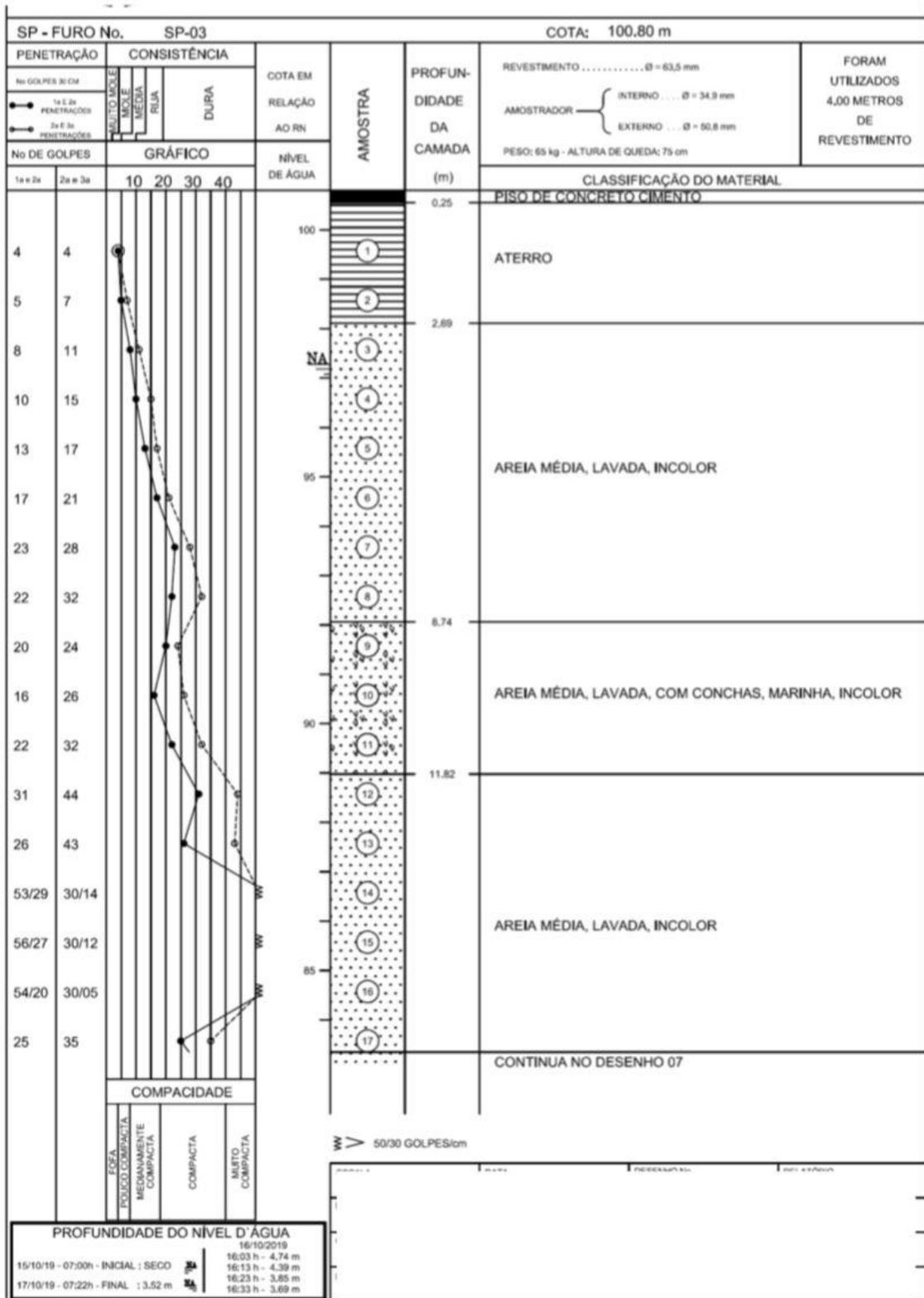
Sondagem SP-01 (2/2)



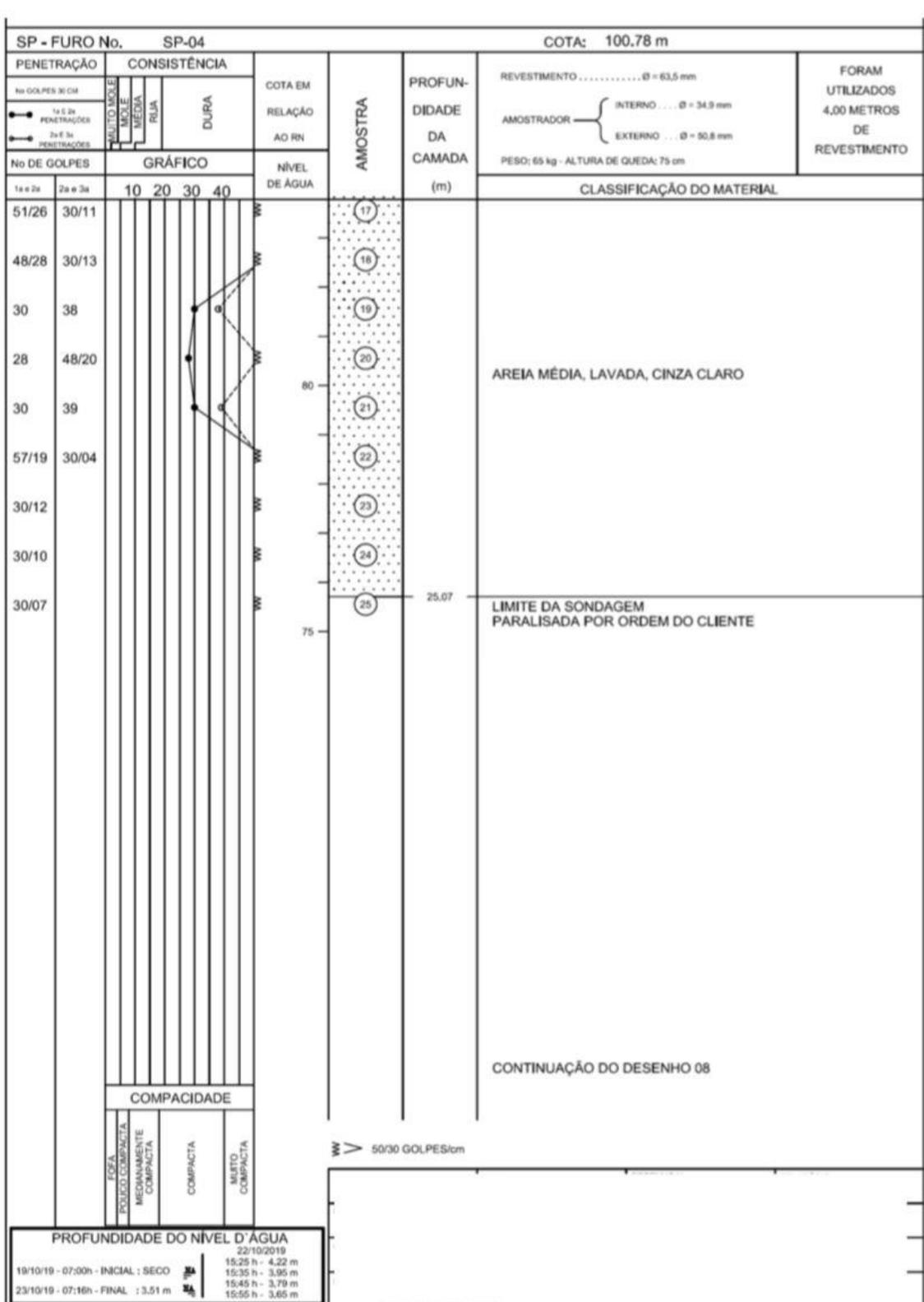
Sondagem SP-02 (1/2)



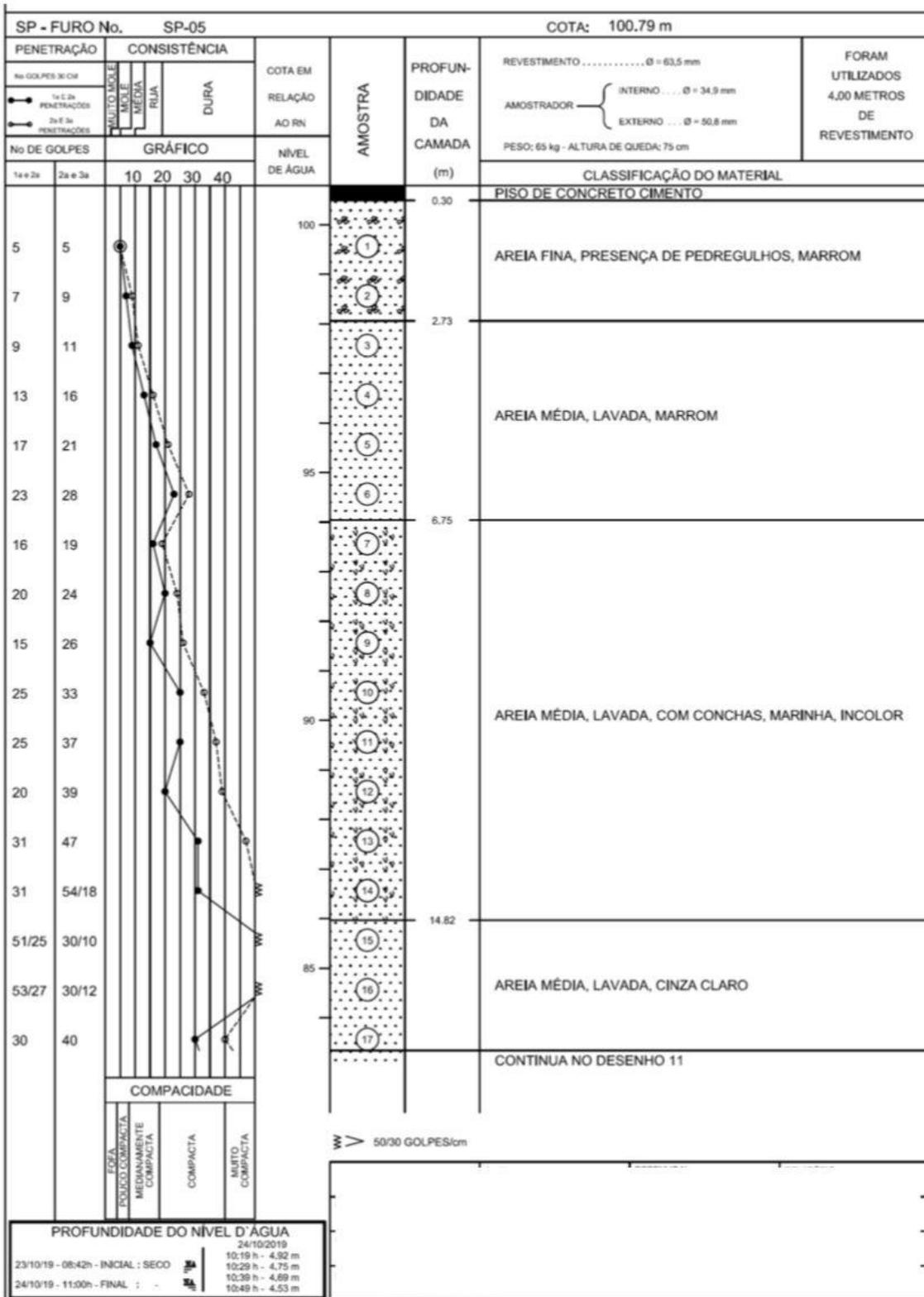
Sondagem SP-02 (2/2)



Sondagem SP-03 (1/2) (

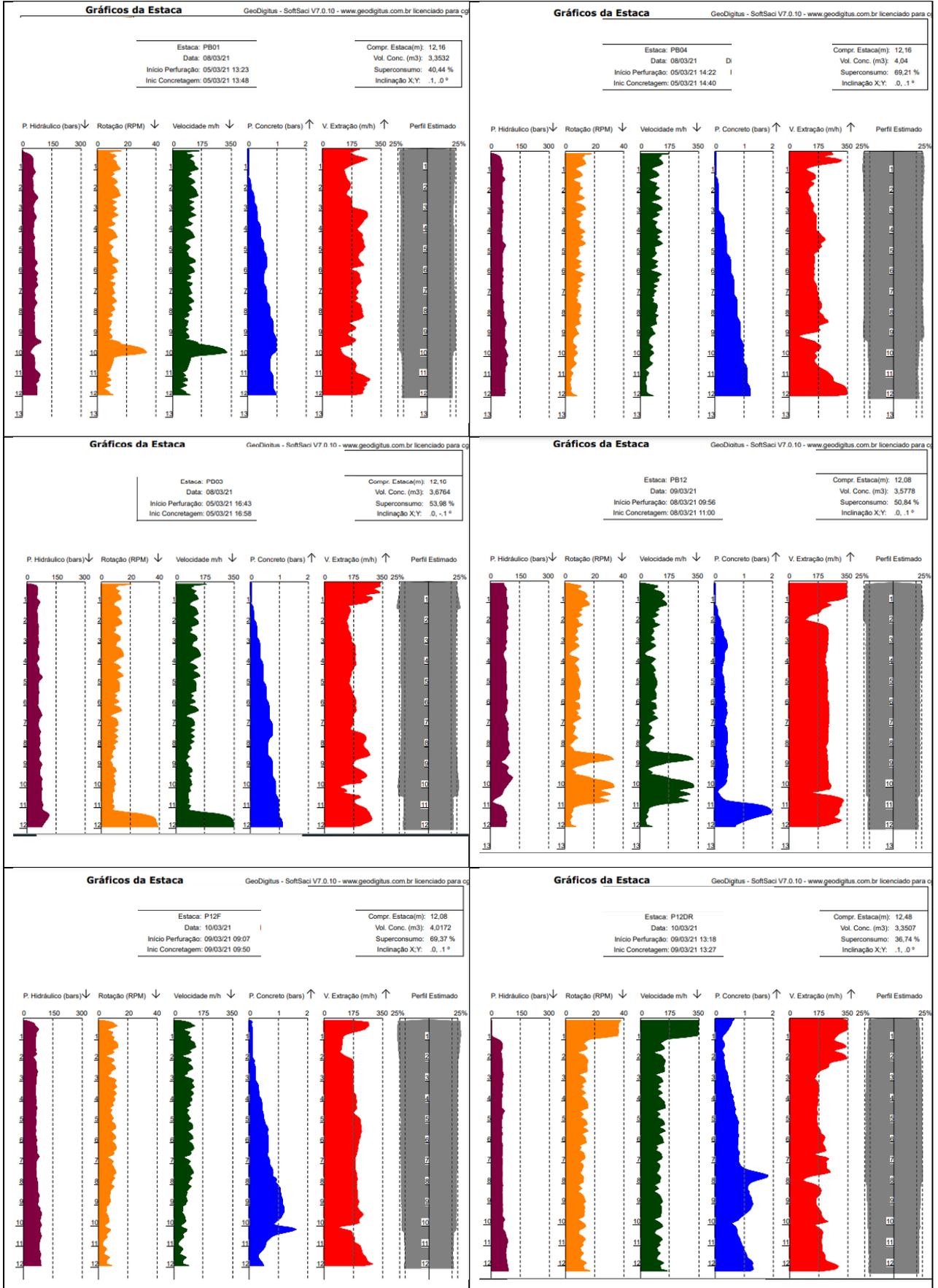


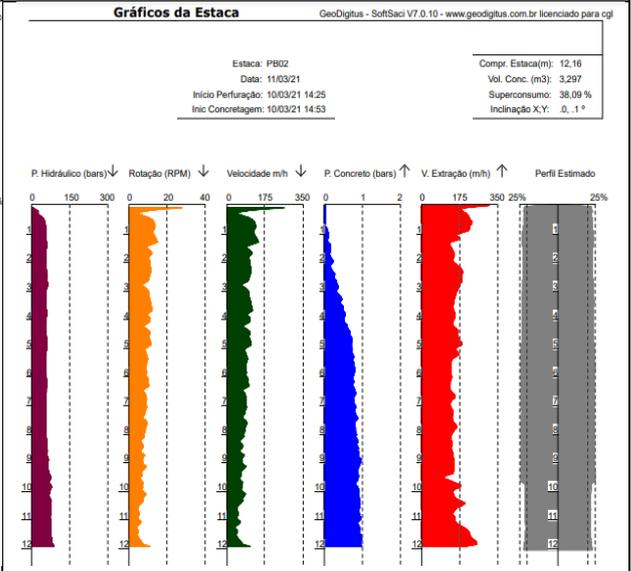
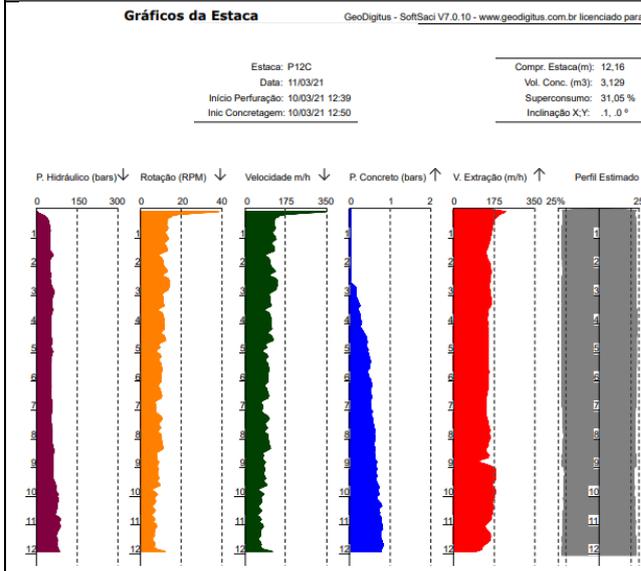
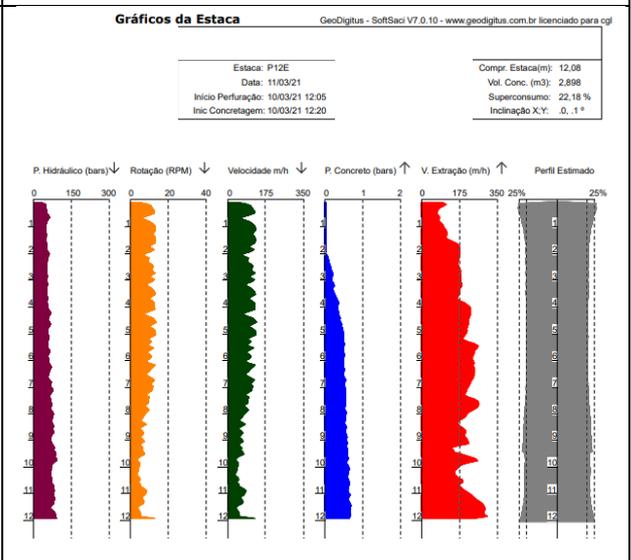
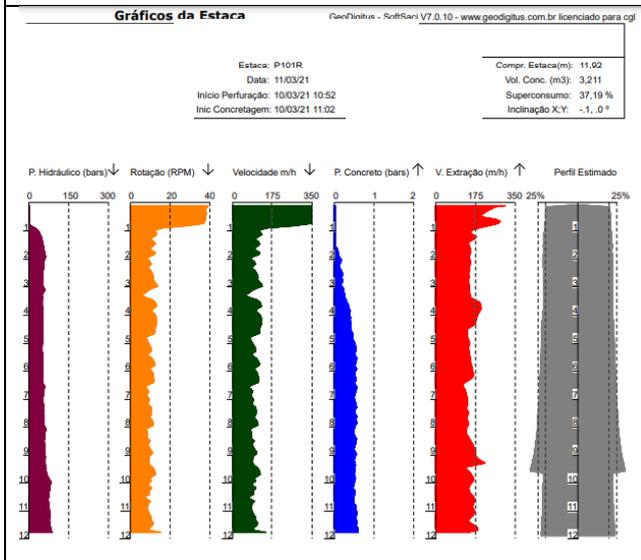
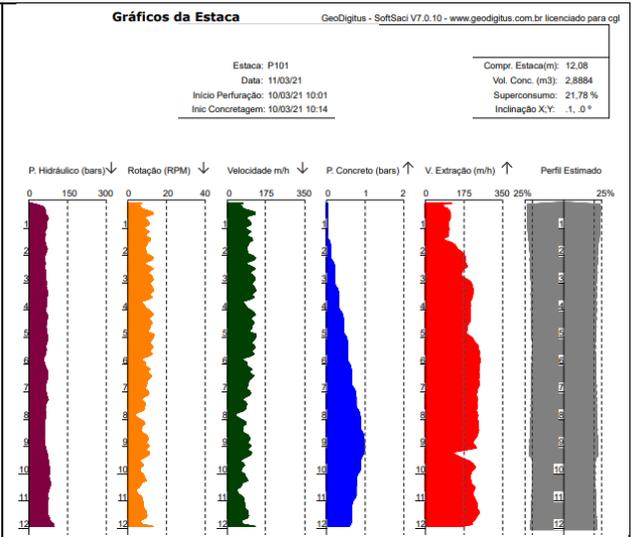
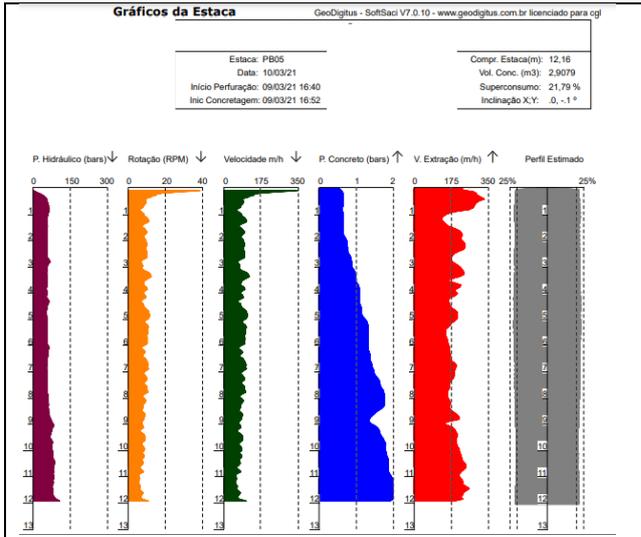
Sondagem SP-04 (2/2) (f)

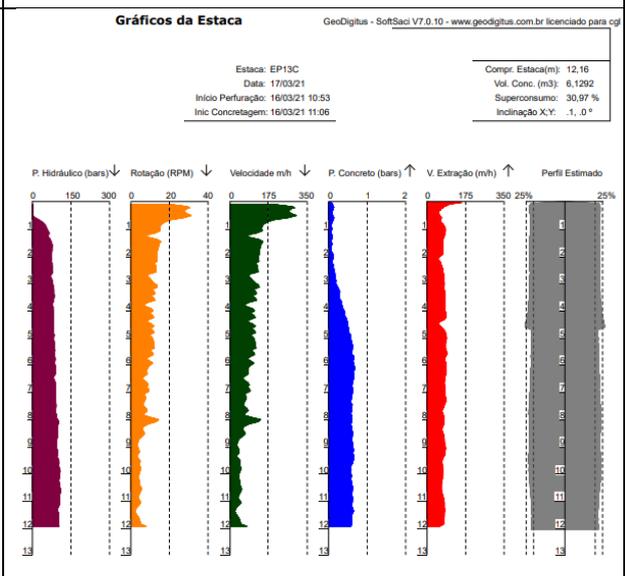
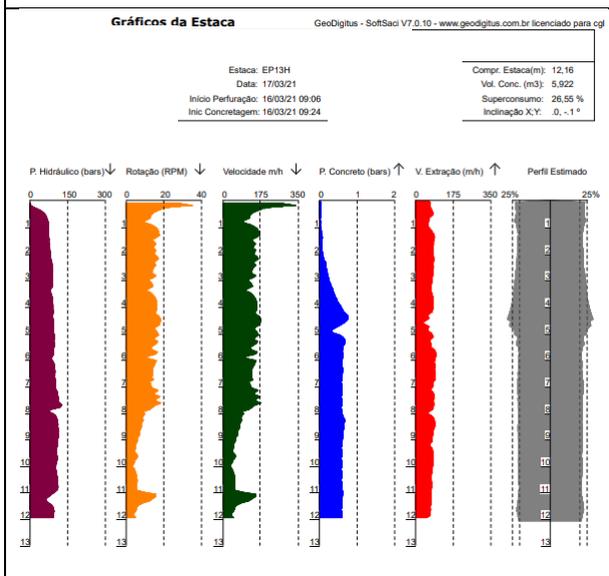
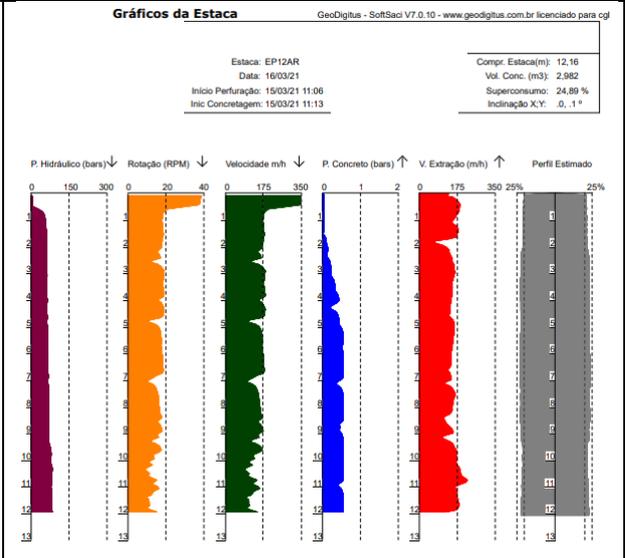
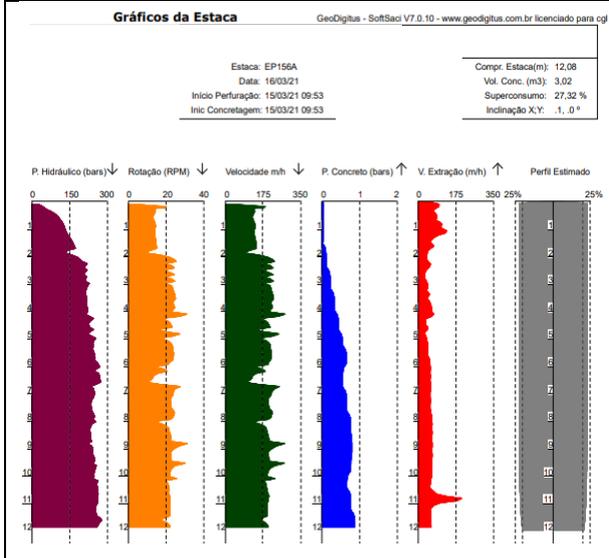
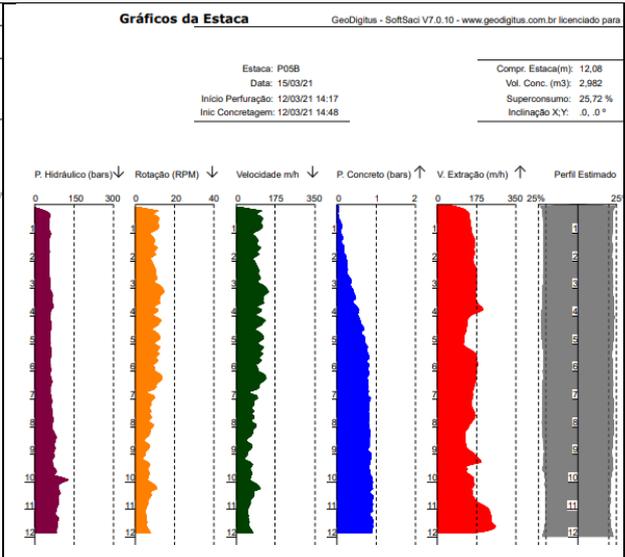
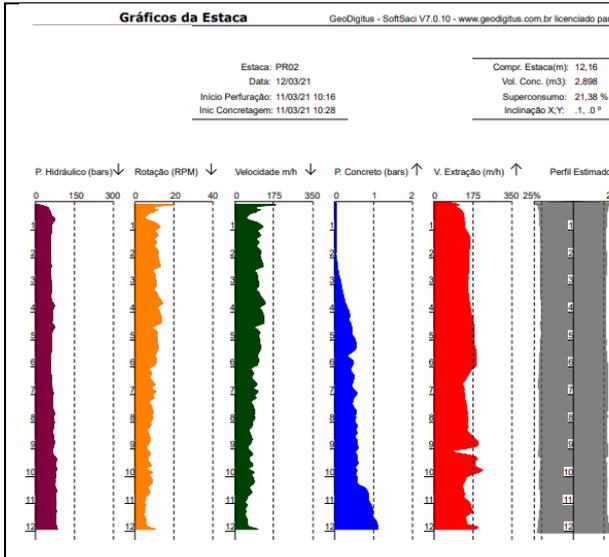


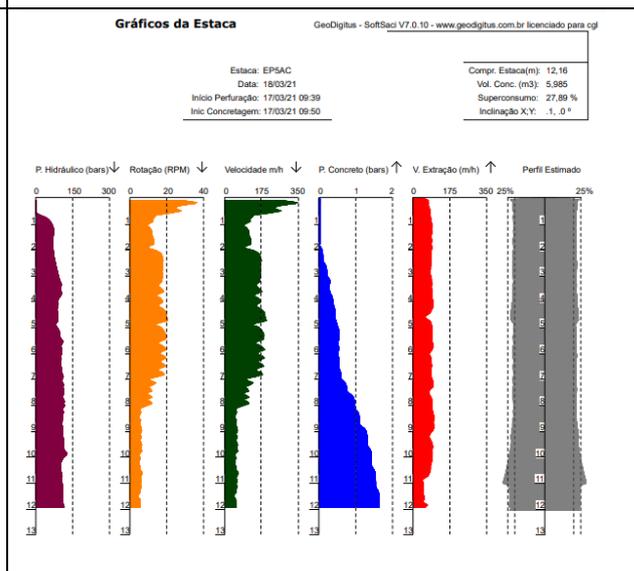
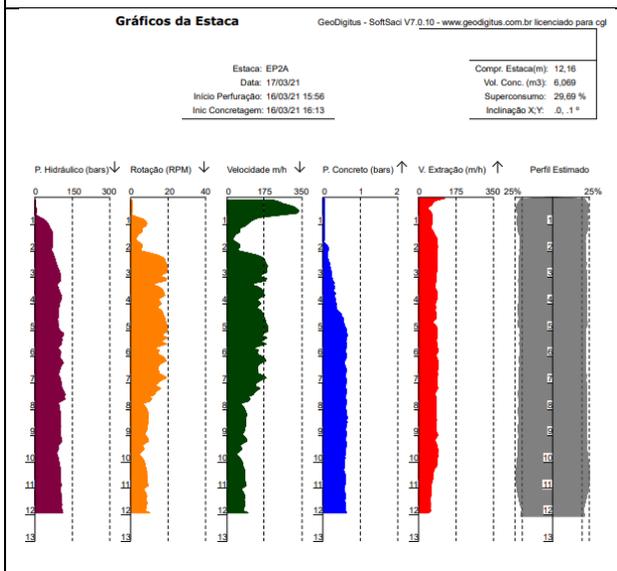
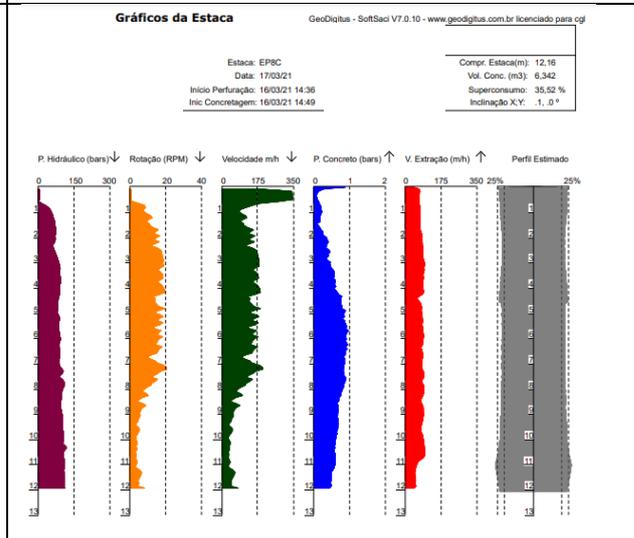
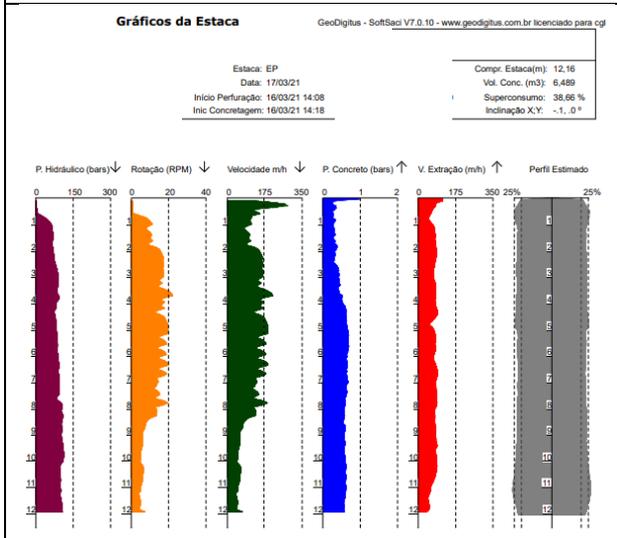
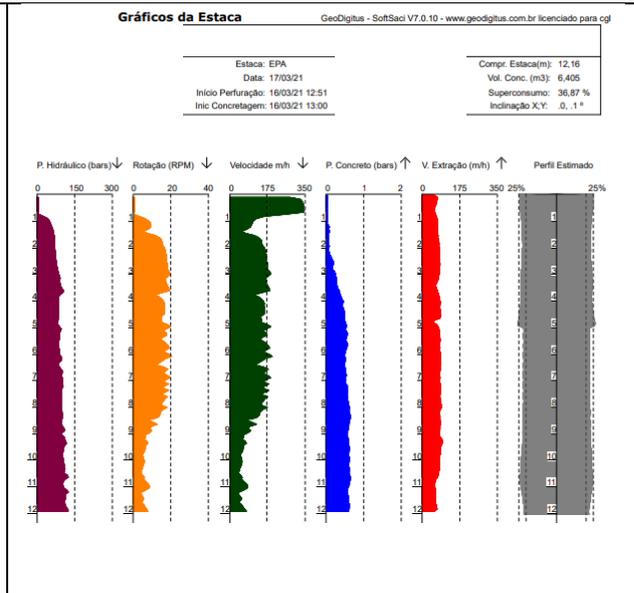
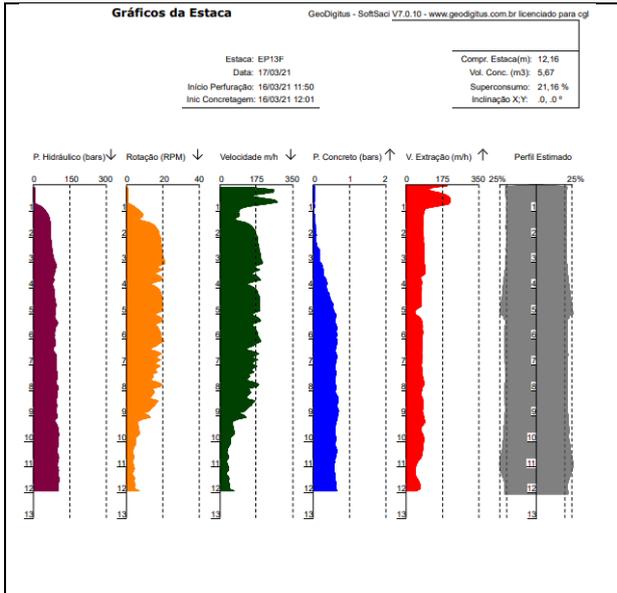
Sondagem SP-05 (1/2)

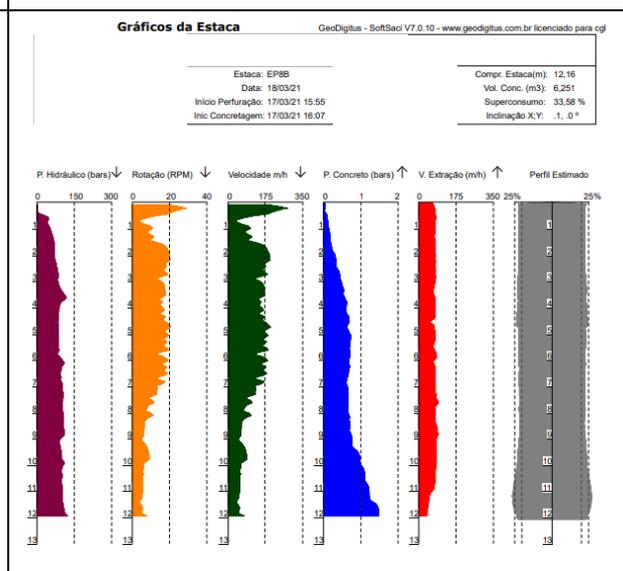
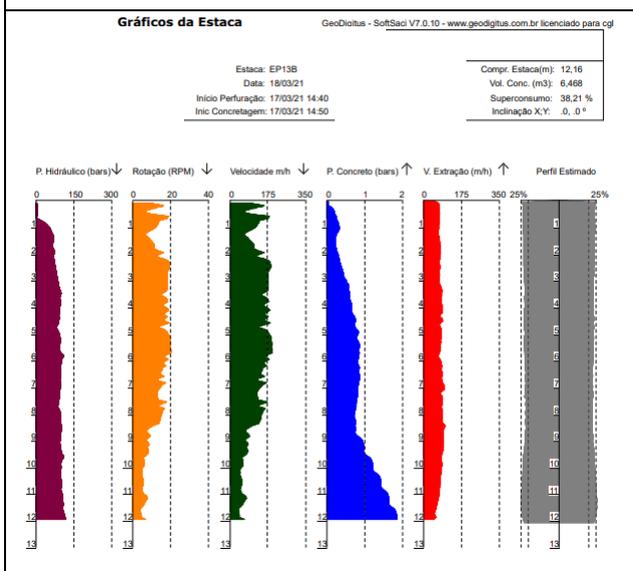
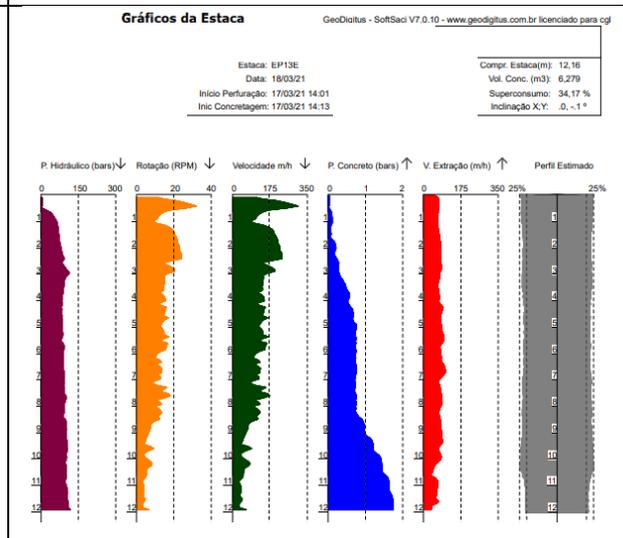
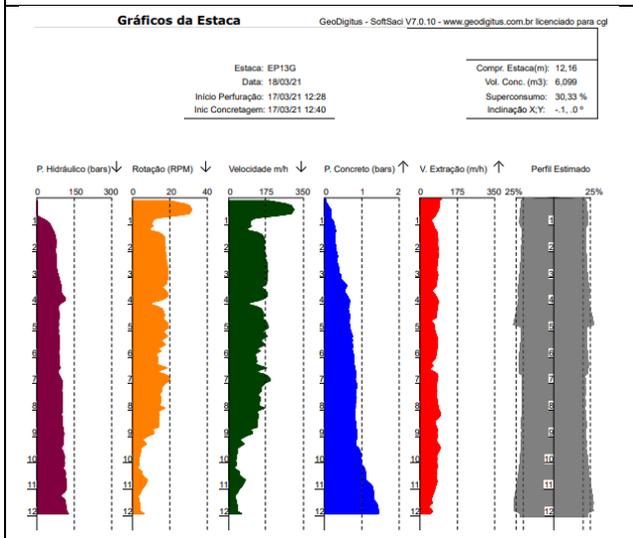
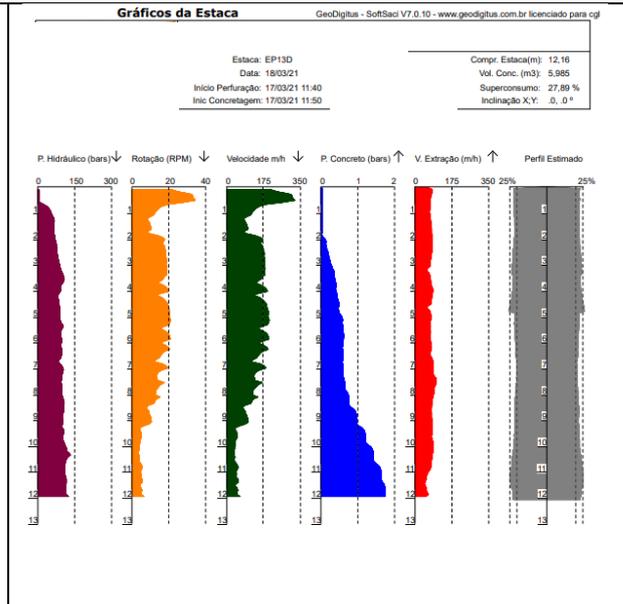
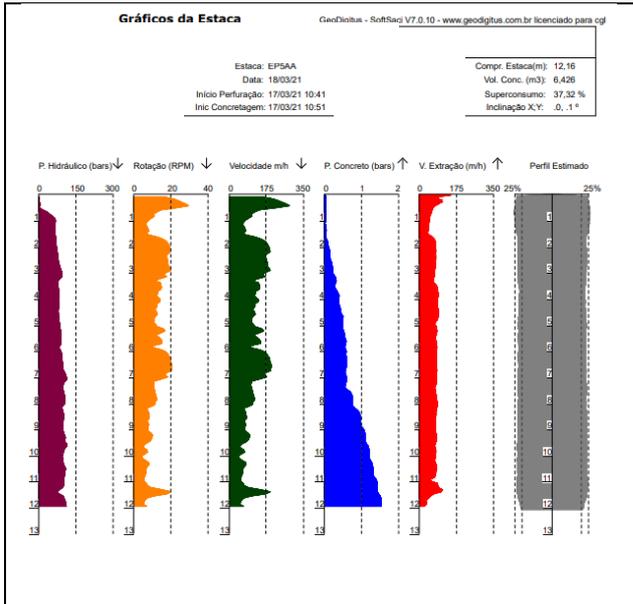
7.2. ANEXO B

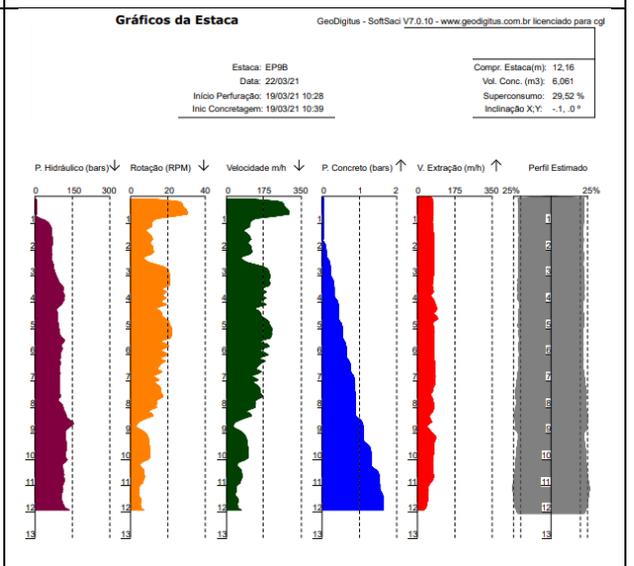
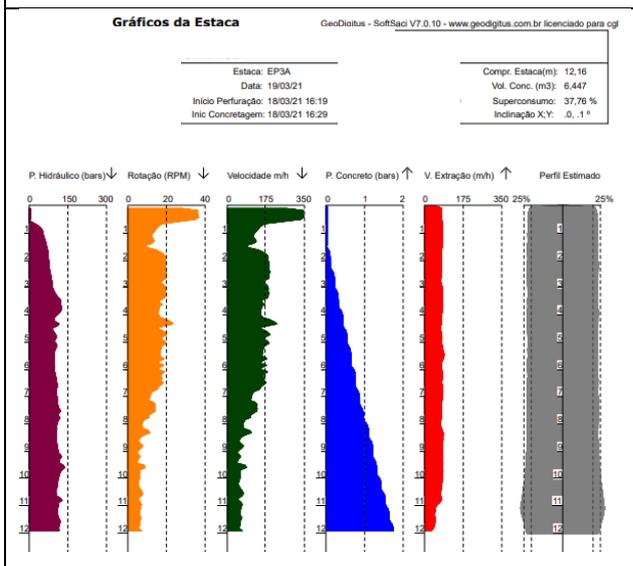
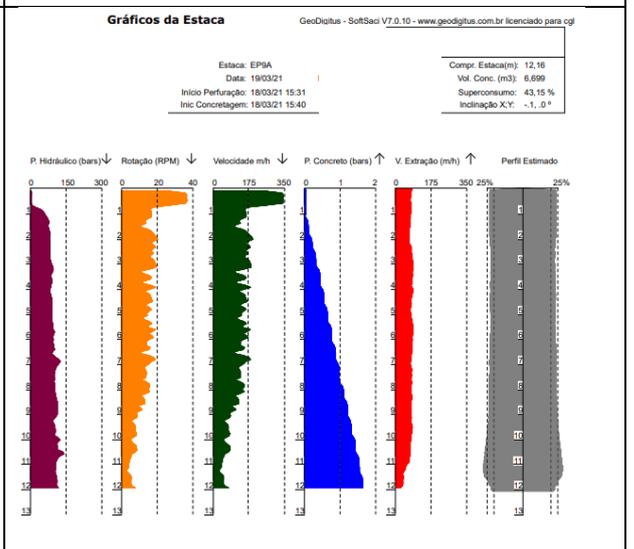
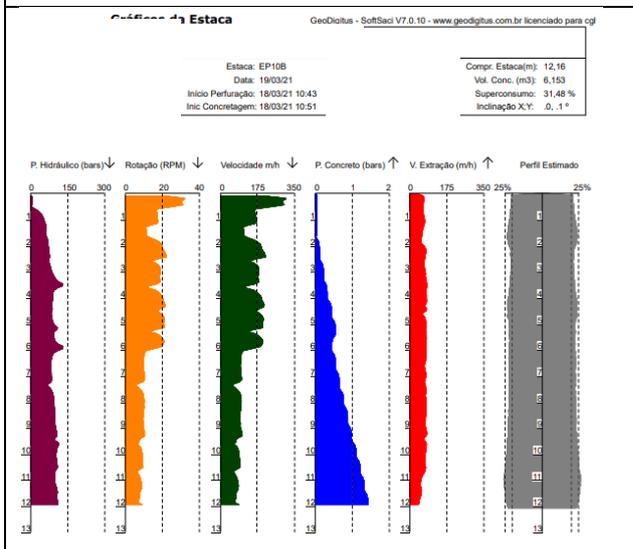
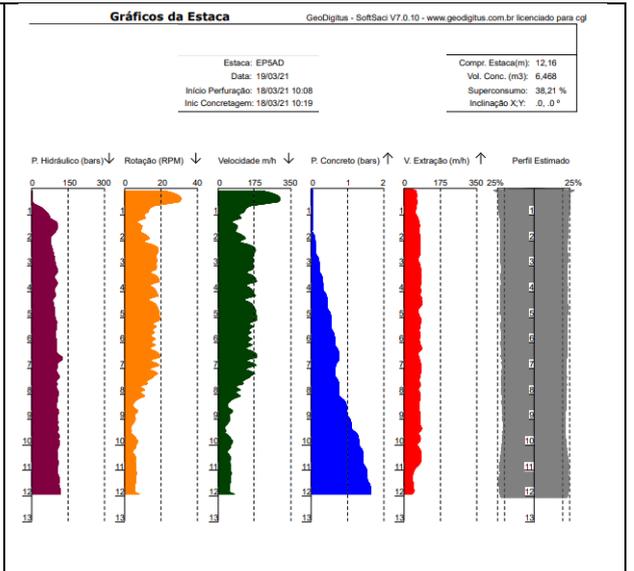
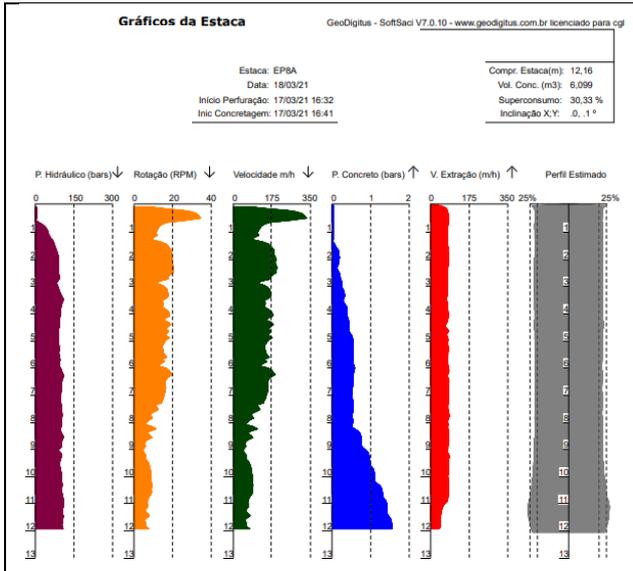


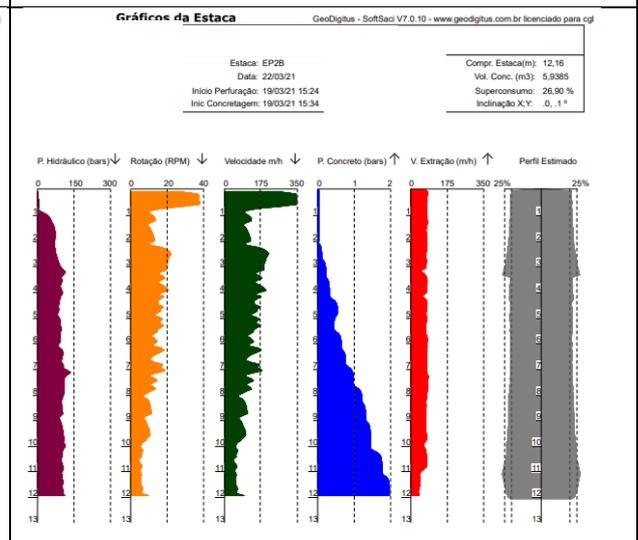
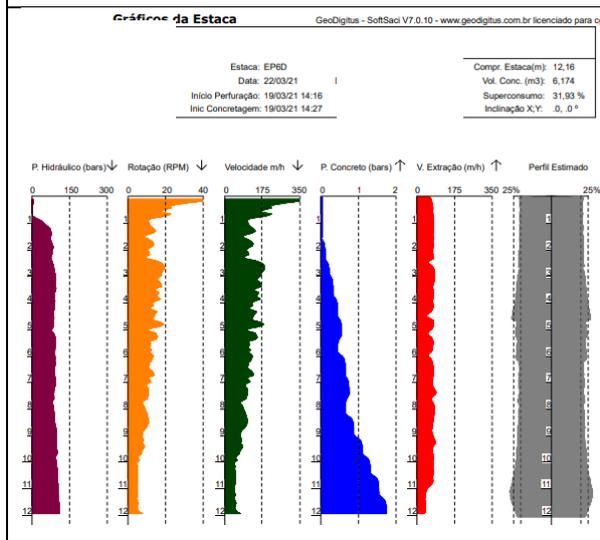
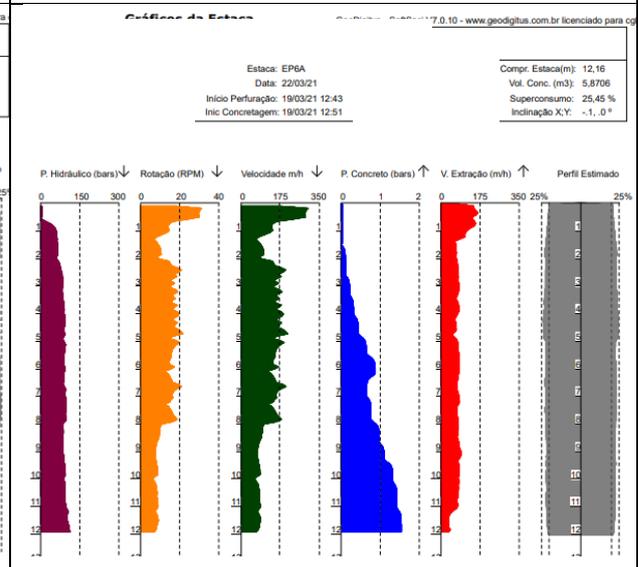
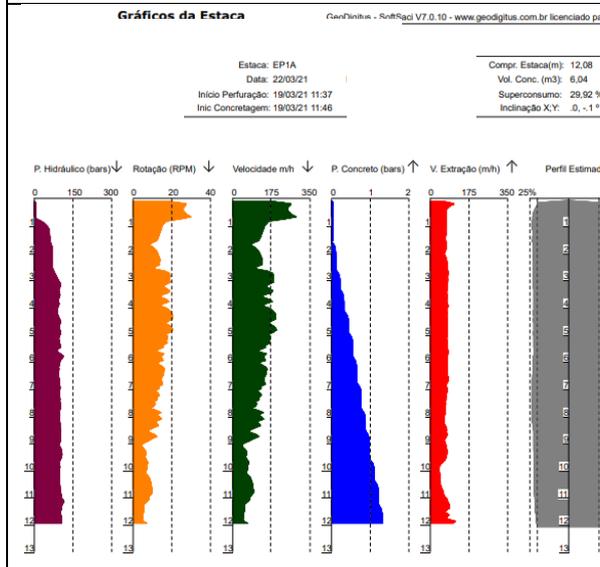
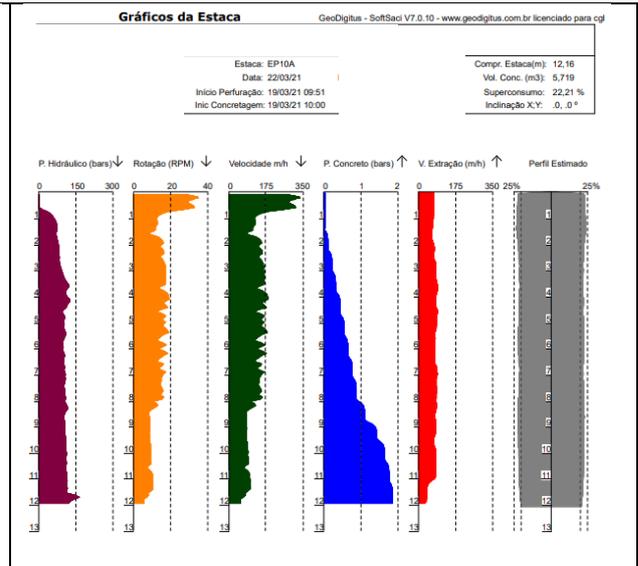
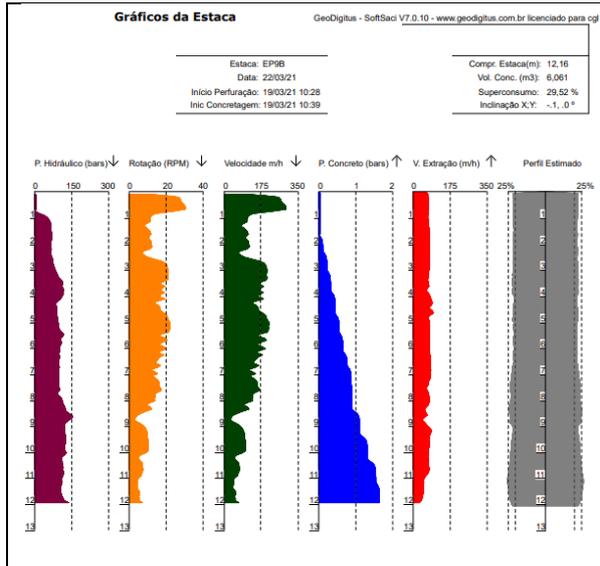


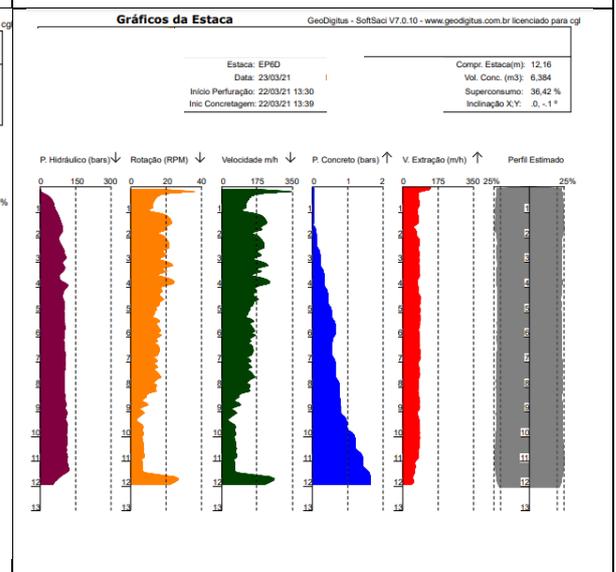
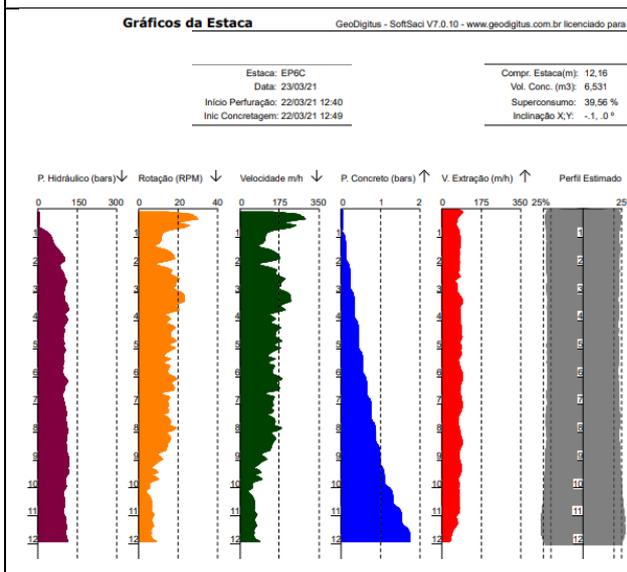
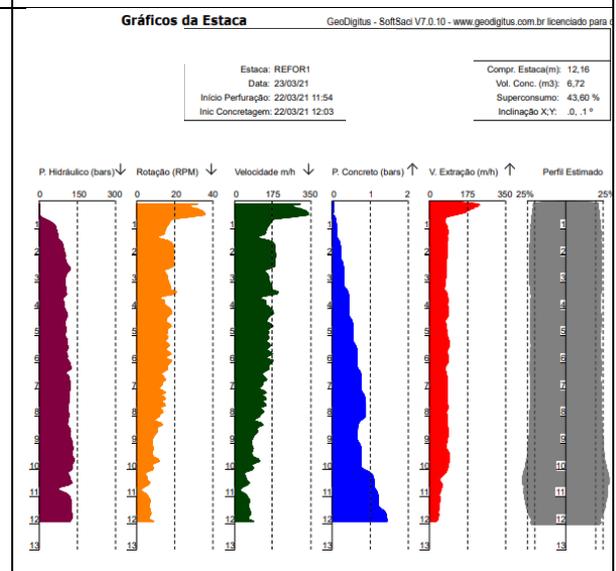
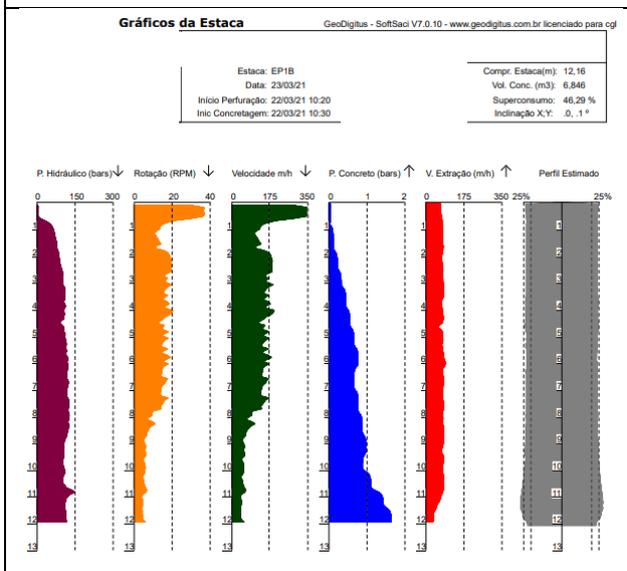
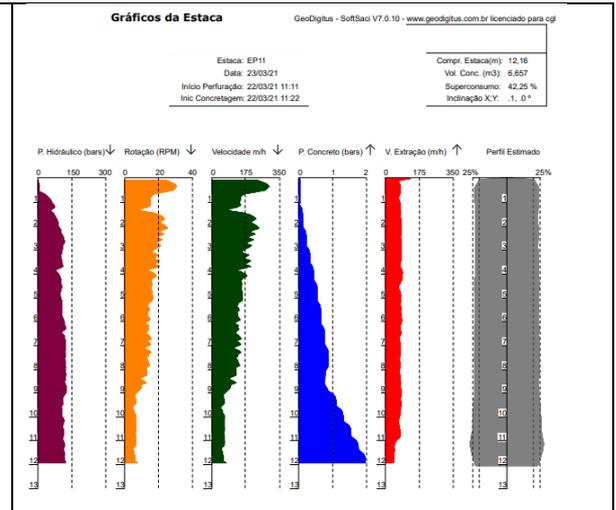
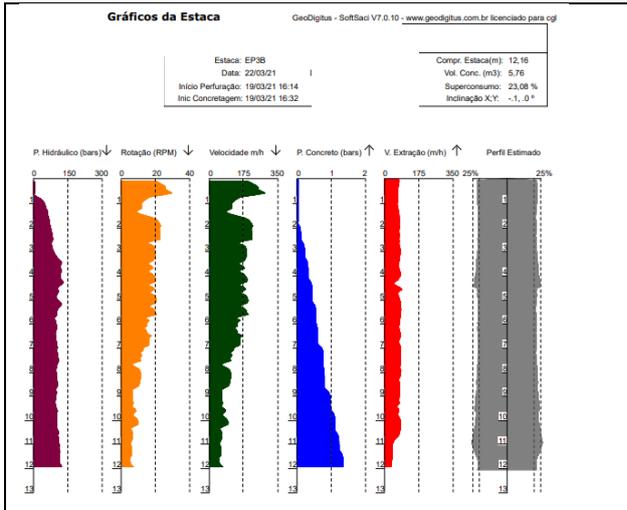


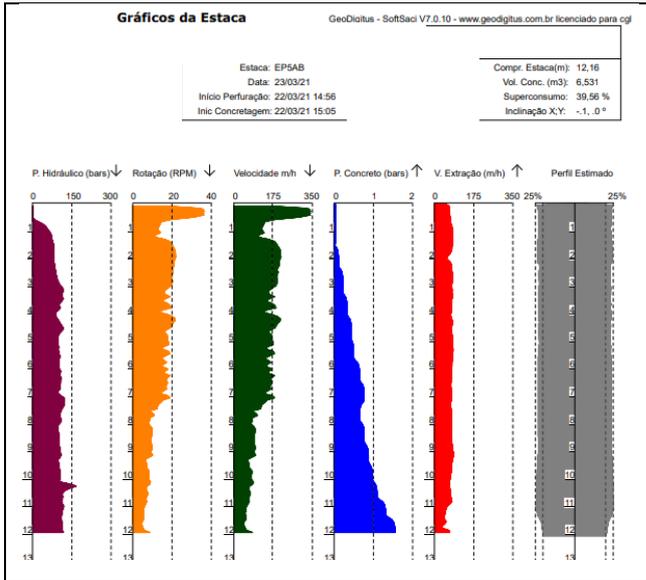












7.3. ANEXO C

