

**UNIVERSIDADE CIDADE DE SÃO PAULO
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA**

WALDEMAR SACRAMENTO NETO

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA PROSPECÇÃO DO SUBSOLO COM
PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES
DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE**

**SÃO PAULO
2015**

WALDEMAR SACRAMENTO NETO

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA PROSPECÇÃO DO SUBSOLO COM
PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES
DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE**

Monografia apresentada ao curso de Especialização em Engenharia Geotécnica, Universidade da Cidade de São Paulo, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista.

Orientador: Prof^o Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar

**SÃO PAULO
2015**

WALDEMAR SACRAMENTO NETO

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA PROSPECÇÃO DO SUBSOLO COM
PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES
DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE**

Monografia apresentada ao curso de Especialização em Engenharia Geotécnica, Universidade da Cidade de São Paulo, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista.

Orientador: Prof^o Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar

Área de concentração:

Data da apresentação:

Resultado: _____

BANCA EXAMINADORA:

Prof. :

Universidade Cidade de São Paulo

Prof. :

Universidade Cidade de São Paulo

À minha família, amigos e Deus.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, por sempre se esforçarem, com muito mérito, em me fornecer uma educação de qualidade. Obrigado, mãe, por toda a dedicação e acompanhamento, e por doar toda sua vida não só para mim, mas para o marido, filhos, netos, irmãos, sobrinhos, genros, noras, mãe, pai, sogro, sogra e amigos sortudos em te conhecer. Obrigado, pai, pela sempre correta orientação profissional e de vida.

Às minhas irmãs Carol e Raquel, pela amizade, apoio e sinergia de sempre.

Ao engenheiro e irmão Victor Fernando, pelo apoio, incentivo e orientação para desenvolvimento do trabalho.

À minha esposa Angelica e aos meus filhos Luca e Felipe, pela minha ausência em alguns momentos e por terem me apoiado durante todo o curso. Vocês são minha maior motivação.

Ao professor e orientador Marcos Porto, pelo incentivo ao trabalho e pela orientação, mas principalmente pela ideia e realização do curso, o qual certamente contribuirá para a qualificação da Engenharia Geotécnica brasileira.

Ao engenheiro, professor e amigo Antônio Sérgio Damasco Penna, por ter me ensinado toda a base de meu conhecimento em Geotecnia.

Ao engenheiro Thomas Nilsson, pela execução dos ensaios DPL e pelos ensinamentos e informações transmitidos.

Ao arquiteto, cunhado e amigo Nelson Oliveira, por ceder o terreno para realização dos ensaios e pelo incentivo ao trabalho.

Aos professores do curso, pelo conhecimento à mim transmitido.

Aos amigos do curso, pela boa companhia durante esses 2 anos.

Vários são os “Métodos de Prospecção” até então existentes e uma série de fatores permitem selecioná-los de maneira conveniente, quer seja sob o ponto de vista técnico ou econômico.

Dickran Berberian

RESUMO

Este trabalho apresenta uma pesquisa exploratória explicativa com a análise comparativa de cálculos de capacidade de carga de estacas realizados a partir dos resultados de sondagens DPL e sondagens SPT executadas em pares num mesmo terreno, através de métodos de cálculo semi-empíricos. Para realizar o estudo, analisou-se uma estaca hélice-contínua de diâmetro 0,25 m, diâmetro geralmente utilizado em obras de pequeno porte, realizando-se os cálculos de capacidade de carga da mesma pelo método de Nilsson (2003) a partir dos resultados das sondagens DPL e por métodos semi-empíricos tradicionais a partir dos resultados das sondagens SPT. Realizou-se também, o cálculo por métodos tradicionais para SPT através da correlação obtida entre os ensaios DPL e SPT, relacionando o N_{10} do DPL com o N_{30} do SPT. Os resultados mostraram que os comprimentos necessários para uma mesma capacidade de carga previstos pelo método de Nilsson (2003), a partir dos resultados das sondagens DPL, foram equivalentes aos comprimentos previstos pelos demais métodos tradicionais para SPT.

Palavras-chave: Sondagens, Fundações, DPL, SPT, Correlação.

ABSTRACT

This paper presents an explanatory and exploratory research with a comparative analysis of calculations between the evaluations of the load capacity of piles, using the results of DPL and SPT probing both performed in the same field, through semi-empirical calculations methods. For the study, a continuous 0,25 m flight auger pile has been analyzed, due to this dimension be an usual one in small constructions. The load capacity has been calculated using the Nilsson's method (2003) and the results obtained from DPL probing. Further, the load capacity has also been calculated using traditional semi-empirical and results from SPT probing. Furthermore, the load capacity has been calculated using a correlation between the results obtained from DPL and SPT probing. The obtained results have shown that the necessary pile's length for the same load capacity obtained from Nilsson's method and DPL probing results are similar to the lengths calculated using traditional methods using SPT.

Keywords: Probing, Foundations, DPL, SPT, Correlation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2-1 Equipamento DPL e caixas de transporte	17
Figura 2-2 Equipamento DPL instalado no campo	18
Figura 2-3 Equipamento DPL instalado no campo	24
Figura 2-4 Sensibilidade do gráfico de golpes no ensaio DPL.....	27
Figura 2-5 Ponteira DPL e barrilete-amostrador SPT	28
Figura 3-1 Localização geográfica da Bacia de Taubaté e do terreno.....	44
Figura 3-2 Planta de locação dos furos (medidas em metros).....	45
Figura 3-3 Foto da execução do ensaio DP-01	45
Figura 3-4 Foto da execução do ensaio DP-02.....	46
Figura 3-5 Foto da execução do ensaio DP-03.....	46
Figura 3-6 Resultado do ensaio SP-01	47
Figura 3-7 Resultado do ensaio SP-02	47
Figura 3-8 Resultado do ensaio SP-03	48
Figura 3-9 Resultado do ensaio DP-01	49
Figura 3-10 Resultado do ensaio DP-02.....	50
Figura 3-11 Resultado do ensaio DP-03.....	51
Figura 3-12 Correlação SP-01 f(DP-01).....	53
Figura 3-13 Correlação SP-02 f(DP-02).....	54
Figura 3-14 Correlação SP-03 f(DP-03).....	54
Figura 3-15 Correlação geral.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Fatores empíricos de acordo com o tipo de solo	35
Tabela 2-2: Fatores empíricos de acordo com o tipo de estaca	35
Tabela 2-3: parâmetros de K e α	36
Tabela 2-4: fatores de correção F1 e F2	37
Tabela 2-5: valores aproximados de a, b, x e y	39
Tabela 2-5: valores β '1 e β '2	40
Tabela 3-1: Par de ensaios SP-01 e DP-01	52
Tabela 3-2: Par de ensaios SP-02 e DP-02	52
Tabela 3-3: Par de ensaios SP-03 e DP-03	53
Tabela 3-4: Nilsson (2003) - DP-01	55
Tabela 3-5: Nilsson (2003) - DP-02	56
Tabela 3-6: Nilsson (2003) - DP-03	56
Tabela 3-7: Aoki-Velloso (1975) - SP-01	56
Tabela 3-7: Aoki-Velloso (1975) - SP-02	57
Tabela 3-9: Aoki-Velloso (1975) - SP-03	57
Tabela 3-10: Aoki-Velloso (1975) - DP-01	57
Tabela 3-11: Aoki-Velloso (1975) - DP-02	58
Tabela 3-12: Aoki-Velloso (1975) - DP-03	58
Tabela 3-13: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - SP-01	58
Tabela 3-14: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - SP-02	59
Tabela 3-15: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - SP-03	59
Tabela 3-16: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - DP-01	59
Tabela 3-17: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - DP-02	60
Tabela 3-18: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - DP-03	60
Tabela 3-19: Antunes e Cabral (1996) - SP-01	60
Tabela 3-20: Antunes e Cabral (1996) - SP-02	61
Tabela 3-21: Antunes e Cabral (1996) - SP-03	61
Tabela 3-22: Antunes e Cabral (1996) - DP-01	62
Tabela 3-23: Antunes e Cabral (1996) - DP-02	62
Tabela 3-24: Antunes e Cabral (1996) - DP-03	62
Tabela 3-25: Gotlieb e Penna (2000) - SP-01	63

Tabela 3-26: Gotlieb e Penna (2000) - SP-02.....	63
Tabela 3-27: Gotlieb e Penna (2000) - SP-03.....	64
Tabela 3-28: Gotlieb e Penna (2000) - DP-01	64
Tabela 3-29: Gotlieb e Penna (2000) - DP-02.....	65
Tabela 3-30: Gotlieb e Penna (2000) - DP-03.....	65
Tabela 3-31: Grupos de ensaios 01.....	65
Tabela 3-32: Grupos de ensaios 02.....	66
Tabela 3-33: Grupos de ensaios 03.....	66
Tabela 3-34: Comprimentos médios	66

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Generalidades.....	12
1.2	Justificativa	13
1.3	Objetivos.....	13
1.4	Metodologia	14
1.5	Estrutura do trabalho.....	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1	Técnicas de investigação do subsolo.....	16
2.2	Utilização do DPL	17
2.3	Correlações DPL com outros ensaios.....	27
2.4	Métodos semi-empíricos de determinação de capacidade de carga axial em estacas	31
3	APLICAÇÃO DO DPL EM INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	43
3.1	Localização das sondagens.....	43
3.2	Investigações realizadas	44
3.3	Resultados das investigações.....	47
3.4	Avaliação da capacidade de carga a partir dos métodos semiempíricos.....	55
4	DISCUSSÕES FINAIS	67
5	REFERÊNCIAS	69

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

É de conhecimento da comunidade geotécnica que diversas obras no Brasil são construídas sem qualquer prospecção geológico-geotécnica do subsolo onde serão apoiadas as fundações. Neste universo de obras as de pequeno porte são maioria, provavelmente pela menor importância que o proprietário da obra e o profissional que irá executá-la dão às fundações, em relação à obras de maior porte.

Da forma como vem ocorrendo, é comum verificar em projetos estruturais de edificações de pequeno porte as fundações sendo projetadas em sapatas, com uma nota informando que se espera determinada tensão admissível no solo de apoio. Ou ainda, é comum verificar que fica a cargo do profissional que irá executar a obra definir se o solo de apoio possui resistência suficiente, através de sua experiência prática, definindo se é melhor escavar brocas manuais para atingir solos mais profundos e resistentes ou se o solo de apoio superficial é adequado para se escavar somente uma sapata e transferir as cargas apenas pela área da base da mesma, não sendo necessário contar com o atrito lateral das brocas manuais. Também é comum alguns projetos estruturais indicarem um projeto geométrico de estaqueamento, informando em nota que se espera que a estaca resista à determinados esforços, ficando a cargo de outro profissional definir o comprimento das estacas e, em alguns casos, tal definição fica a cargo somente das empresas executoras das fundações, as quais muitas vezes também não realizam uma sondagem prévia. Dessa forma, na maioria das obras de pequeno porte não se realiza o projeto geotécnico das fundações.

A falta de fiscalização por órgãos responsáveis e de leis que obriguem o estudo adequado das fundações das obras faz com que esta situação continue sem perspectivas de mudanças. Além disso, o fator financeiro dos investimentos em sondagens nas obras de pequeno porte é mais representativo no orçamento final, e como tais obras têm sido executadas dessa forma e muitas se sustentam, os proprietários das obras continuam não se preocupando em investir nessa fase de seus empreendimentos.

1.2 Justificativa

As sondagens à percussão SPT (Standard Penetration Test), denominadas de agora em diante somente “sondagens SPT” ou “SPT”, são as sondagens mais utilizadas no Brasil, inclusive para obras de pequeno porte, donde o custo para prospecção do subsolo através deste método acaba sendo mais representativo em relação ao custo total da obra do que em obras de maior porte.

Existem outros métodos de prospecção do subsolo mais econômicos que as sondagens SPT. Todavia, para fins de dimensionamento de fundações, verificou-se na bibliografia de referência que não existem métodos práticos e testados mais econômicos que o SPT, com exceção, a princípio, das sondagens DPL (Dynamic Probing Light, traduzido para o português como Penetrômetro Dinâmico Leve).

O equipamento DPL que vem sendo utilizado no Brasil desde 2001, foi desenvolvido e patenteado pelo engenheiro Thomas Nilsson sob o nome “DPL Nilsson”, e será denominado de agora em diante como “DPL modificado” ou “DPL” (CUNHA E NILSSON, 2003). O DPL modificado foi desenvolvido a partir do conceito europeu DP (Dynamic Probing), o qual possui um histórico conhecido em sondagens e ensaios, abrangendo e normatizando os penetrômetros de portes leve, médio e pesado (NILSSON, 2004).

As sondagens DPL têm sido testadas e estudadas pelo meio acadêmico e profissional desde 2001, e têm mostrado resultados satisfatórios quando comparadas a métodos tradicionais de prospecção, gerando parâmetros tecnicamente adequados para dimensionamento de fundações. Como as sondagens DPL têm um alcance de até 12 m de profundidade, entende-se que tem boa aplicação para as fundações de edificações de pequeno porte. Por se tratar de um método de sondagem mais econômico do que o SPT, vislumbra-se que as sondagens DPL surjam como uma alternativa mais viável técnica e economicamente para o estudo e projeto das fundações dos empreendimentos de pequeno porte.

1.3 Objetivos

O objetivo do presente trabalho é verificar a viabilidade técnica de se realizar um programa de sondagens apenas pelo método DPL modificado para dimensionamento das fundações de obras de pequeno porte, de modo que o dono da obra tenha uma alternativa mais

econômica que o SPT para prospecção do subsolo quando for construir uma obra de pequeno porte.

No presente trabalho, considerar-se-á que obras de pequeno porte são àquelas que transmitam às fundações cargas de 5tf a 20tf de compressão por pilar ou ponto de apoio.

1.4 Metodologia

Pesquisa experimental para verificar a viabilidade técnica de se realizar um programa de sondagens apenas pelo método DPL modificado para dimensionamento das fundações de obras de pequeno porte. Foram realizadas campanhas de sondagens SPT e DPL num mesmo terreno, efetivou-se a análise comparativa entre o dimensionamento pelos métodos tradicionais semi-empíricos para SPT, a partir dos resultados das sondagens SPT, o dimensionamento pelo método semi-empírico de Nilsson (2003), a partir dos resultados das sondagens DPL, e o dimensionamento pelos métodos semi-empíricos tradicionais para SPT a partir da correlação entre os resultados do DPL e do SPT obtidos nos ensaios, transformando o N10 do DPL para o N30 do SPT.

A estaca a ser utilizada no presente estudo será uma estaca do tipo hélice-contínua, com diâmetro de 0,25m e comprimento útil de 5m a 8m, para capacidade de carga à compressão de 5tf a 20tf.

É importante observar que para se obter um resultado de maior confiabilidade no presente trabalho, seria fundamental realizar provas de carga nas estacas executadas, fechando assim o ciclo de análises de projeto e de verificação de desempenho da estacas. Todavia, por limitações financeiras, o presente estudo se limitará a fazer a análise comparativa entre os métodos de dimensionamento, a partir dos ensaios DPL e SPT.

O terreno escolhido para o presente trabalho situa-se na cidade de Taubaté, no interior do estado de São Paulo, na região conhecida como Vale do Paraíba. Geologicamente, o terreno situa-se na Bacia Sedimentar Terciária de Taubaté, e foi encontrado um solo predominantemente argilo-siltoso.

1.5 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está dividido em quatro capítulos. O primeiro capítulo apresenta uma introdução às sondagens DPL, bem como o escopo deste trabalho. Proporciona uma

visão ampla da monografia, através da descrição do tema, dos objetivos, das justificativas, da metodologia e da estrutura da monografia.

O segundo compreende a revisão da literatura e contém todas as informações necessárias para o correto entendimento das análises realizadas. Nele são abordadas as técnicas de investigação do subsolo, a utilização de sondagens DPL para fins de dimensionamento de fundações e as correlações já pesquisadas entre as sondagens DPL e outros ensaios. São abordados também alguns métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de estacas a partir de sondagens DPL e a partir de sondagens SPT.

No terceiro, descreve-se o contexto geográfico e geológico do terreno onde foram realizadas as sondagens e a locação das mesmas no terreno. Apresenta-se o resultado dessas sondagens bem como a avaliação da capacidade de carga da estaca a partir desses resultados por alguns métodos semi-empíricos, sendo que pretende-se comparar o método de Nilsson (2003), calculado a partir dos resultados das sondagens DPL, com 4 métodos semi-empíricos usualmente utilizados nos escritórios de cálculo de fundações no Brasil para sondagens SPT. Apresenta-se ainda, a correlação obtida entre os golpes do N30 do SPT com o N10 do DPL, donde é avaliada novamente a capacidade de carga da estaca a partir da transformação do N10 do DPL em N30 do SPT pelos 4 métodos semi-empíricos para SPT.

No quarto, apresenta-se os comprimentos úteis previstos para a estaca a partir dos cálculos efetuados pelos 5 métodos de cálculo e para os 2 tipos de sondagens. O método de Nilsson (2003), para DPL, é comparado com os 4 demais métodos para SPT, incluindo a comparação com a capacidade de carga estimada a partir da correlação $N_{30} f(N_{10})$. Os resultados mostram que o método de Nilsson (2003) fornece resultados próximos aos fornecidos pelos métodos tradicionais para SPT.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Técnicas de investigação do subsolo

O solo é um material natural e, por este motivo, apresenta muitas variações quanto à composição e ao comportamento sob carga. Sendo assim, em cada projeto de fundações, deve-se proceder previamente uma análise do maciço de solos, a chamada investigação geotécnica, com o objetivo de descobrir, caso a caso, as condições que a natureza oferece (CINTRA et al., 2013).

No Brasil, o ensaio mais utilizado para o projeto de fundações é o SPT (CINTRA et al., 2013), de modo que os engenheiros projetistas estão bastante familiarizados em projetar a partir dos resultados do SPT. Todavia, existem outros métodos de investigação do subsolo para fins de fundações, dentre os quais destacam-se o CPT (Cone Penetration Test), o DMT (Dilatometric Test), ou mesmo ensaios de laboratório a partir de amostras indeformadas retiradas do subsolo em questão.

Como o objetivo do presente trabalho é verificar a viabilidade técnica de se adotar uma metodologia mais econômica que o SPT para investigação geotécnica de obras de pequeno porte, as sondagens descritas no parágrafo anterior não se enquadram no presente estudo, por serem sondagens mais onerosas que o SPT.

De acordo com a revisão da literatura, verificou-se que as sondagens DPL aparecem como uma alternativa mais econômica que o SPT, e também já vêm sendo testadas há alguns anos para fins de dimensionamento de fundações.

A principal diferença entre as técnicas de investigação do subsolo está no fato de algumas serem consideradas estáticas e outras dinâmicas. O ensaio DPL, apesar de ocorrer por penetração dinâmica, tendo em vista a baixa energia de cravação (50J, se comparado com o SPT, que gera aproximadamente 500J), pode ser considerado como quase-estático, e, neste sentido, é mais correlacionável com o ensaio de CPT do que com o SPT (NILSSON, 2003). Outros aspectos que tornam o DPL mais similar com o CPT do que com o SPT, é o fato do DPL ser cravado e medido continuamente, diferentemente do SPT, o qual só faz medições em 45cm de cada metro perfurado. Além disso, o cone do DPL tem o mesmo diâmetro e área de seção do que o cone do CPT.

2.2 Utilização do DPL

O DPL modificado é um equipamento de fácil operação e utilização. É montado em partes menores de 1m, sendo que nenhuma das partes pesa mais do que 10 kg. Para ser transportado, o equipamento é embalado em duas caixas, sendo uma de 40 litros e outra de 130 litros, pesando 82 kg no total. Para operação são necessários no máximo 3 operadores. Sendo assim, carros de passeio podem fazer a mobilização da equipe e do equipamento para as obras e a instalação entre furos numa mesma obra é feita de forma rápida, levando em média 5 minutos para instalar o equipamento para execução de um novo furo. A área de terreno ocupada para execução dos serviços não excede 2,0m², e é necessária uma altura mínima livre de apenas 2,0m, podendo ser executado sob uma tenda em condições de mau tempo e no interior de edificações com tal pé-direito.

Os principais avanços do DPL modificado são a desintegração em módulos menores que 1,0m, adaptação para operação manual com peças ergnômicas, inclusão de plataforma de leitura e de prumo, ensaio do atrito lateral por torquímetro, consideração da influência do coeficiente do impacto e do lençol freático.

A figura 2-1 apresenta todas as partes do equipamento e as duas caixas para transporte.

Figura 2-1 Equipamento DPL e caixas de transporte



Fonte: NILSSON (2004)

A figura 2-2 mostra o equipamento instalado em campo.

Figura 2-2 Equipamento DPL instalado no campo



Fonte: NILSSON (2004)

As características geométricas e o peso do material são especificados pela norma alemã DIN 4094 (NILSSON, 2004).

A seguir, lista das nomenclaturas e definições do ensaio DPL (NILSSON, 2011):

- N_{10} : golpes necessários para cravação da ponteira em 10 cm de solo. Definido pela norma ISSMGE;
- q_d : resistência à ponta, calculada a partir dos golpes por fórmula de energia, subtraindo o atrito lateral. A área da ponteira tem uma projeção nominal horizontal de 10 cm²;
- f_s : atrito lateral. É a resistência lateral, em sentido tangencial ao eixo das hastes, medido pelo giro do torquímetro a cada metro de cravação. É o atrito (ou coesão) entre a superfície da ponteira com o solo, subtraído por eventual atrito das hastes;
- $M_{m\acute{a}x}$: momento máximo do torque. É o momento máximo, obtido imediatamente antes que a ligação ponteira-solo rompa-se pelo giro. Utilizado como valor

aproximado da S_u (resistência ao cisalhamento) e usado na classificação do solo através do quociente entre atrito lateral e resistência da ponta;

- M_{res} : momento residual do torque. É o momento medido após o rompimento da ligação ponteira-solo. Através deste momento calcula-se f_s ;
- h : atrito das hastes. A ser descontado do atrito total para poder considerar-se somente o atrito da ponteira;
- Ponteira: a parte dianteira do equipamento. Maior em diâmetro do que as hastes, para garantir que os valores da resistência do ensaio sejam unicamente determinados pela mesma;
- Hastes: serve para introduzir, conduzir e retirar a ponteira, além de transmitir energia e giro;
- Martelo: peça de 10 kg responsável pela geração de energia de impacto. Manualmente erguido a 50cm acima do coxim e solto em queda livre;
- Batente: peça de aço responsável por transmitir o impacto do martelo às hastes;
- Plataforma niveladora: serve para manter as hastes em prumo e para facilitar as leituras durante a cravação;
- Jogo de coxim: o jogo de coxim serve como amortecedor ao impacto e é composto por 2 arruelas de aço e uma madeira de pinus, quadrada de 3x3", espessura de 1", com furo central de diâmetro 27mm;
- Torquímetro: do tipo analógico, abrange uma escala de 0 Nm a 70 Nm e serve para medir o momento do giro provocado pela resistência entre o solo e a ponteira. Equipado com 2 agulhas, sendo uma sem mola, sempre parando no momento máximo.

A seguir, relação de equipamentos e ferramentas para o ensaio DPL (NILSSON, 2011):

1. Guia do martelo de 1000 mm com $\Phi 25$ mm (01);
2. Martelo com 10 kg (01);
3. Batente a ser rosqueado no extremo inferior da guia (02);
4. Parafusos M16 comprimento 35 mm (15);
5. Jogo de hastes de 1000 mm $\Phi 22$ mm (14);
6. Ponteira (cone 90°, $\Phi 35,7$ mm e comprimento 100 mm) (02)
7. Plataforma niveladora com 310 mm X $\Phi 150$ mm (01);

8. Cavalete para extração de hastes (01);
9. Viga extratora (01);
10. Prolongador para viga extratora (01);
11. Corrente com elo (01);
12. Chaves fixas, 19 mm (02);
13. Chave Allen 8 mm (01);
14. Torquímetro com soquete ½" Xx 8 mm (01);
15. Tubos bagagem para as hastes (02);
16. Caixas de transporte (02).

A seguir, relação de acessórios para o ensaio DPL (NILSSON, 2011):

1. amortecedor (coxim) de madeira (pinus), 3"x 3", espessura 1", com arruelas de aço;
2. trena de 5 m e de 30 m;
3. mangueira de nível;
4. nível retangular;
5. chave dobra ferro 7/8";
6. chave de grifo;
7. enxada e picareta p/ preparar a superfície;
8. trado diâmetro 15 cm;
9. garrafa térmica de 5l com água potável;
10. vaselina;
11. graxa de lítio, grau NLGI-2;
12. máquina fotográfica digital.

A seguir, sequência executiva do ensaio DPL (NILSSON, 2011):

1. Pré-furo: o ensaio deverá ser efetuado com o envolvimento de 2 ou 3 operários. Perfurar o solo com trado $\Phi 15$ cm à profundidade aproximadamente 30cm, após a limpeza com enxada de uma área de, no mínimo, 1m², de modo a permitir o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos, em superfície limpa. Raspar as paredes, aumentando o diâmetro do furo em torno 0,5cm.
2. Preparação: estender uma lona ao lado do furo, colocar as peças do equipamento acima desta de forma ordenada. Inserir uma haste, com a ponteira montada, na

plataforma niveladora, colocando logo em seguida este conjunto no furo, com a ponteira direcionada em prumo vertical ao solo. Eventualmente, se o ensaio for feito sem pré-furo, a base cilíndrica poderá ser colocada invertida, com os parafusos da plataforma em contato com o solo. Um parafuso de espera deverá ser colocado no extremo superior, para conectar ao coxim.

3. Prumo: após posicionado, nivelar a haste com nível retangular em duas direções ortogonais. É importante que todo o conjunto esteja firmemente apoiado ao solo. Após início da execução, é possível ainda corrigir o prumo, mas somente durante a cravação da primeira e segunda haste.
4. Montagem: enroscar o conjunto batente/guia na haste. Apertar com chave 19mm os encaixes nas hastes e na guia. Inserir na guia o jogo do coxim disposto de 1 arruela de aço, 1 coxim de madeira e mais 1 arruela de aço, na referida ordem.
5. Lubrificação: limpar a guia e o martelo com pano seco, engraxar a guia com graxa de lítio grau NLGI-2. Inserir o martelo na guia e deixa repousar no jogo do coxim. A superfície da guia deverá sempre ser mantida limpa e lubrificada por uma película fina durante a execução.
6. Execução: levantar o martelo a uma altura de 50cm e soltá-lo em queda livre repetidamente enquanto as hastes descem, até a parte inferior do batente estar a 10cm da plataforma niveladora cilíndrica. Deve-se ter atenção neste momento, caso contrário os encaixes da chave desaparecem do alcance. Registrar na planilha de campo a quantidade de golpes necessárias para a penetração de cada 10cm de haste. Em solos finos com baixa permeabilidade, a velocidade dos golpes não poderá ultrapassar 30 golpes por minuto, para evitar reflexo da energia emitida. Em solo granular, não saturado, com boa permeabilidade, a frequência pode ser de até 60 golpes por minuto.
7. Orientações gerais:
 - auscultar o som emitido durante a cravação. O som altera conforme o tipo do solo, sendo que soa mais “metálico” e distinto quando a ponteira opera em camadas granulares;
 - as hastes tendem a girar e frouxar. Sempre ter atenção com a chave 19 mm, encaixando-a no encaixe superior da guia, girando a guia para firmar o jogo inteiro. O ponto mais crítico é o parafuso entre o batente e a haste superior, pois, caso se solte, fica mais suscetível à quebra, sendo que pode até ficar preso em uma das peças. Por

- este motivo, sempre verificar que a haste e o batente estejam bem fixados durante todo o processo de cravação;
- fazer um giro com chave a cada 2 segmentos (20cm) avançados para apertar e garantir a integridade do jogo das hastes;
 - a superfície da guia deverá sempre ser mantida limpa e lubrificada por uma película fina de graxa de lítio durante a execução;
 - sempre manter a superfície da plataforma niveladora limpa, para facilitar a leitura e evitar atrito entre haste e objetos ali depositados.
8. Remoção do batente: remover o martelo e desparafusar o batente, tendo-se a cautela de não separar a guia do batente. O parafuso deve ficar na haste, de modo a permitir o giro pelo torquímetro. Fixar uma chave de 19mm na haste subjacente conectada ao batente e outra chave apenas encostada na guia, enquanto aperta e força no sentido do giro com a mão, liberando o jogo batente-guia da haste. É importante que a haste no solo esteja fixada pela chave e que o operário gire o batente à mão. Apenas no caso de dificuldades em soltar o batente, a guia pode ser girada pela chave encostada.
 9. Torque: girar o jogo com cuidado caso seja necessário firmar os parafusos e hastes soltos, sem girar a ponteira. Completar 180°, com velocidade contínua durante, no mínimo, 30 segundos. A velocidade deve ser lenta e constante, observando-se o momento máximo e o momento predominante durante ao menos 10 segundos após a ligação ponteira-solo ter sido rompida e todo o conjunto estar girando. Observar que nem sempre os parafusos estão apertados pois podem ter afrouxado durante a cravação, e as hastes podem girar sem ser acompanhadas pela ponteira, até que todos os parafusos no conjunto estejam apertados. Nas anotações de campo, fazer os arredondamentos necessários para baixo.
 10. Pressão do solo: desconectando o torquímetro, executar 5 voltas completas com a chave 19 mm. Anotar a impressão subjetiva da pressão lateral do solo numa escala de 3 valores: L = (leve), M = (média) ou P = (pesada). É importante fazer estes giros para diminuir a influência do atrito lateral no conjunto. A anotação serve apenas como um controle adicional.
 11. Continuação: acrescentar uma nova haste, apertando os dois encaixes no encontro das hastes visíveis com chave 19 mm e montar o batente e a guia, apertando o encaixe superior da haste e o encaixe da guia com chave 19 mm. Recolocar o martelo e repetir o procedimento da operação da haste anterior. O tempo para acréscimo da nova haste

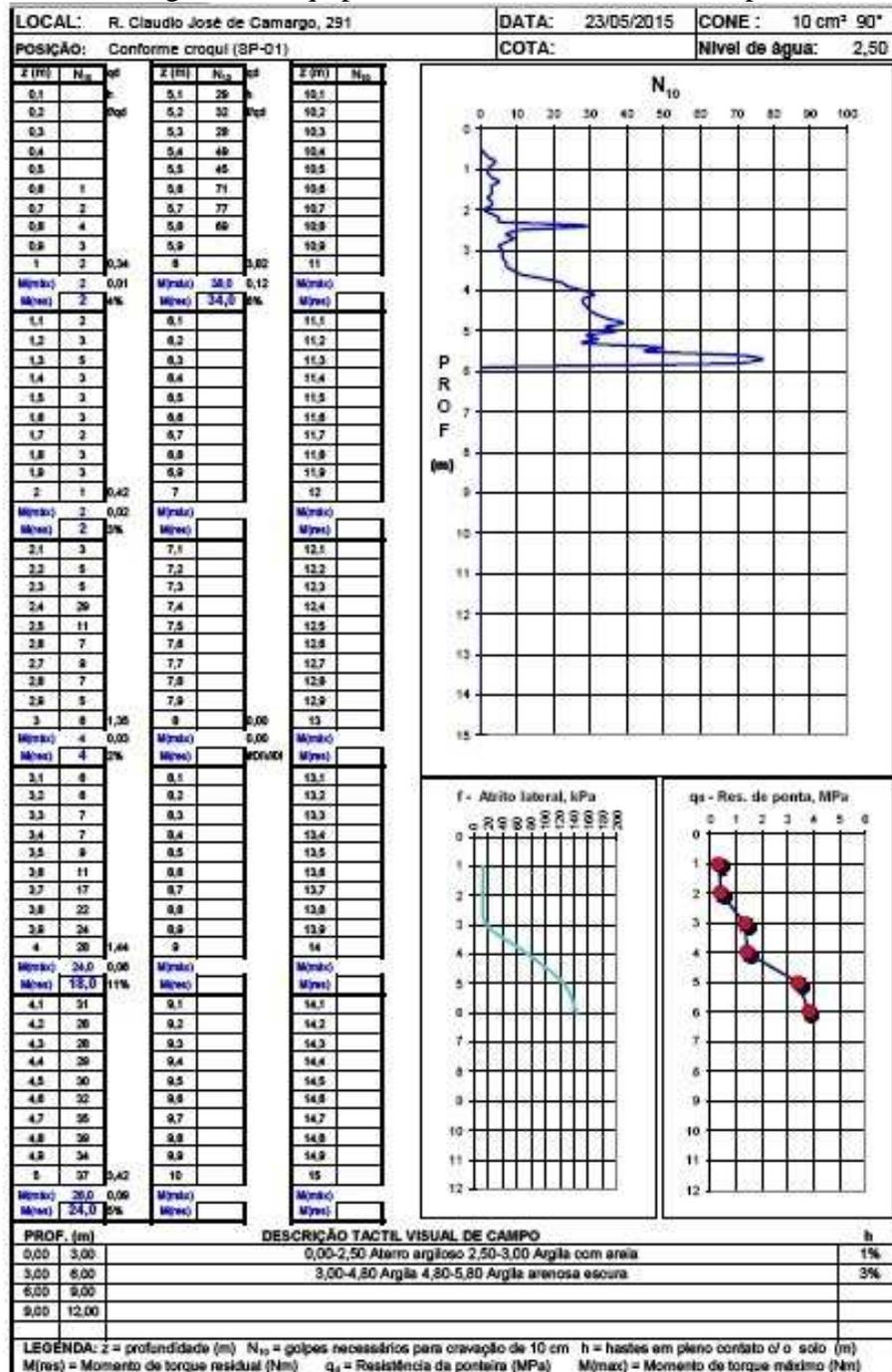
não deve superar 2 minutos. Caso isso ocorra, deve-se anotar na planilha de campo “Paralisação”, seguido pelo valor de tempo decorrido.

12. Impenetrável: o ensaio deve ser paralisado quando se observar um valor “impenetrável”, que é estabelecido quando o valor de $N_{10} > 60$ golpes em 5 segmentos consecutivos (50cm), ou, quando $N_{10} > 80$ golpes em 3 segmentos consecutivos (30cm), ou ainda quando $N_{10} > 100$ golpes em 1 segmento (10cm). O critério deverá ser expresso no boletim.
13. Retirada das hastes: coloca-se o cavalete à frente do furo, eventualmente com os pés apoiados em tábua de madeira. Acoplar a viga prolongadora à viga treliçada. O conjunto cavalete-vigas forma uma alavanca. Amarrar a corrente duas a três voltas na parte mais inferior da última haste colocada, conectando um dos elos no gancho. Um operador posiciona-se ao lado do furo, enquanto mais um ou dois operadores posicionam-se no final da alavanca. Segura-se a corrente na posição, firmando a haste com uma ferramenta. Dar início ao bombeamento da alavanca com movimentos contínuos, sem impactos, até a retirada total das hastes.
14. Solo e água: para cada metro da haste retirada, estuda-se tátil visualmente o solo eventualmente levado nas hastes. Desenroscar as hastes metro a metro, à medida que forem saindo do furo, e organizá-los na lona na ordem de retirada, da esquerda para direita, com as partes superiores das hastes todas apontadas para cima. O nível de água será observado em destaque nas hastes como uma película brilhante ou escura.
15. Término do ensaio: limpar ao redor, tampar o furo com solo e restaurar a superfície. Executar o nivelamento e locação da boca dos furos. Junto aos furos, poderá ser cravado um piquete com a identificação do ensaio.

O ensaio de torquímetro é feito ao final de cada metro perfurado. O boletim de ensaio apresenta, tabelado, os números de golpes, N_{10} , e os momentos de torque máximos e residuais. Em gráficos, os valores obtidos constam plotados contra a profundidade, sendo N_{10} num gráfico maior e, em dois gráficos menores, q_d , a resistência da ponta e f_s , o atrito lateral. Finalmente, há uma classificação do solo. Através da análise dos gráficos, pelo quociente $f_{máx}/q$ (método de Robertson para CPT), auscultação e testemunhas na ponteira e nas hastes, identifica-se a estratigrafia. O ensaio DPL identifica o solo pela rotina padronizada e não pela coleta de amostras. O atrito lateral não-contínuo é suficiente para fornecer o atrito lateral útil em cálculos de estacas. Na retirada das hastes identifica-se perfeitamente o nível de água. Não

sendo usado água no procedimento de execução, fica garantido que o eventual aparecimento identifique a posição exata da água do lençol freático. A figura 2-3 mostra o exemplo do relatório final de um ensaio DPL.

Figura 2-3 Equipamento DPL instalado no campo



Fonte: NILSSON (2004)

Os parâmetros diretos obtidos através do ensaio DPL são o N10, o M_{máx} e o M_{res}. A partir destes parâmetros, calcula-se a resistência de ponta q_d e o atrito lateral f_s.

- Resistência de Ponta q_d:

Nilsson (2008) propôs a equação 2.1 abaixo a partir da fórmula dinâmica clássica de Hiley para obtenção da força gerada na ponta do cone quando da cravação do martelo de 10 kg:

$$P_f = k \times a \times \frac{(m_1 \times g \times h)}{(s_{pl} + s_{el}/2)} \times \frac{(m_1 + e^2 \times m_2)}{(m_1 + m_2)} \quad [2.1]$$

Onde:

- P_f = força na ponta;
- k = fator de correção para corrigir o desvio de energia;
- a = fator de correção hidráulica;
- m₁ = peso do martelo;
- m₂ = peso das hastes, coxim e cone;
- g = força da gravidade;
- h = altura de queda do martelo;
- s_{pl} = deslocamento plástico do solo;
- s_{el} = deslocamento elástico do equipamento e do solo;
- e = coeficiente de impacto.

Dividindo-se a força na ponta do cone pela área da seção transversal do cone, e subtraindo-se tal fração do atrito lateral f_s, tem-se a resistência na ponta do cone q_d, conforme equação 2.2 abaixo:

$$q_d = \frac{P_f}{A_c} - f_s \quad [2.2]$$

- Atrito Lateral f_s:

No DPL modificado, a área de contato do cone com o solo é de aproximadamente 60cm². O atrito lateral f_s é obtido pela equação 2.3:

$$f_s = \frac{M_{res}}{A \times L} [2.3]$$

Onde:

- M_{res} = momento residual medido no ensaio de torque;
- A = área de contato do cone com o solo;
- L = braço de alavanca do momento.

A alavanca resultante do cone é de aproximadamente 16mm. O produto $A \times L$ é aproximadamente $100\text{cm}^2 \times \text{cm}$, donde obtemos que $f_s = 10 \times M$, considerando o momento em Nxm , o produto $A \times L$ em $\text{m}^2 \times \text{m}$ e f_s em KPa .

Admite-se que o atrito existente na interface aço-solo no cone é menor do que a resistência ao cisalhamento interno do solo, de modo que f_s pode ser utilizado com segurança como parâmetro de resistência ao cisalhamento. Sendo assim, a partir da equação 2.4 de Mohr descrita abaixo, é possível estimar a coesão e o ângulo de atrito do solo:

$$\tau = c + \sigma' \times \tan \Phi [2.4]$$

Onde:

- τ = tensão de cisalhamento;
- c = coesão;
- σ' = tensão normal;
- Φ = ângulo de atrito.

Se o solo tem mais do que 40% de argila, pode-se dizer que é um solo coesivo. Se o solo tem mais do que 75% de areia, pode-se dizer que é um solo de atrito (NILSSON, 2008). O ângulo de atrito na interface aço-solo no cone varia de 14° a 22° para areias finas a grossas e se aproxima de 11° no caso dos siltes, o que é aproximadamente 15° menos do que se costuma verificar no interior dos solos (NILSSON, 2008). Em solos coesivos, a coesão do solo deve ser maior do que a atrito medido na interface aço-solo do cone, por isso pode-se inferir que a coesão é maior do que o f_s . Em solos arenosos, a coesão aproxima-se de zero, e o ângulo de atrito pode ser expresso pela equação 2.5 abaixo (NILSSON, 2008):

$$\Phi = \frac{f_s}{0,019 \times \sigma'} [2.5]$$

2.3 Correlações DPL com outros ensaios

De modo geral, o critério de paralisação do ensaio DPL ocorre sempre que N10 atinge o valor de 100, ou sempre que se obter três N10 consecutivos acima de 80 golpes, ou ainda quando se obter cinco N10 consecutivos acima de 60 golpes. Para se ter uma idéia de tal procedimento em relação à outros ensaios, pode-se dizer que estes limites são comparáveis aos qc's (CPT) da ordem de 8 a 10 MPa e aos NSPT's entre 15 a 30 golpes (CUNHA E NILSSON, 2003).

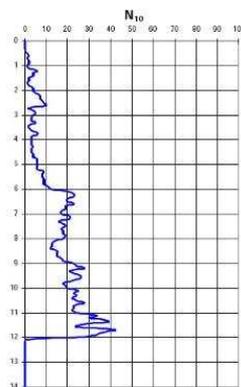
Todavia, como o presente trabalho pretende comparar os métodos de cálculo entre DPL e SPT, será dado mais ênfase às correlações entre esses dois ensaios.

Também chamado de cone dinâmico leve, o DPL é utilizado em larga escala na Europa para correlações com a capacidade de carga das fundações (SCHULZE, 2013).

Na maioria das obras realizadas no Brasil, os parâmetros físicos utilizados nos cálculos empíricos para dimensionamento de fundações são obtidos através de ensaios SPT. Apesar de seus dados serem largamente utilizados, muitos detalhes na execução deste ensaio podem influenciar nos resultados apresentados, demonstrando eventualmente dados que não condizem com a realidade (ÁVILA E CONCIANI, 2006).

Além disso, em alguns casos pode-se ter restrições práticas ao uso do SPT. Em obras extensas, como linhas de transmissão, existe uma dificuldade de deslocamento de equipes e equipamentos (ÁVILA E CONCIANI, 2006). Em solos de baixa resistência, o SPT não tem boa sensibilidade para avaliar o solo; já o DPL, pelo fato de ser medido em trechos de 10cm e continuamente, se torna bastante sensível à pequenas variações de rigidez do solo. A figura 2-4 mostra a sensibilidade do ensaio DPL.

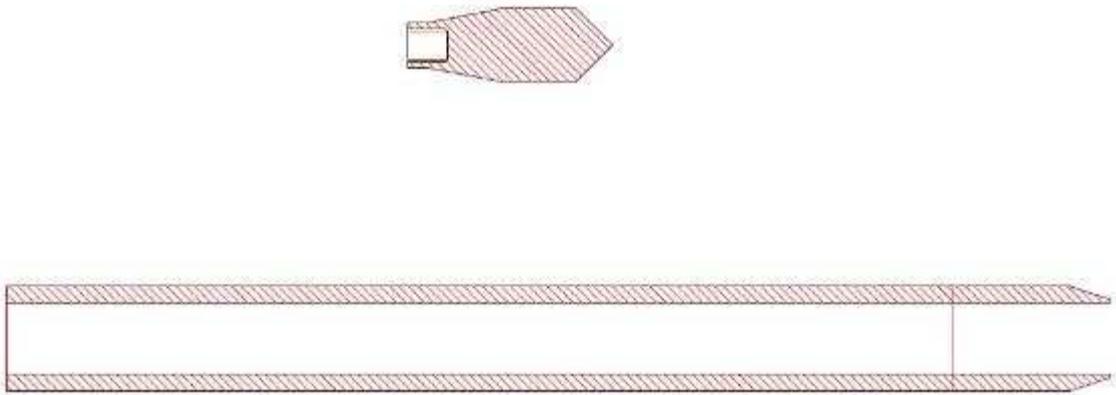
Figura 2-4 Sensibilidade do gráfico de golpes no ensaio DPL



Fonte: NILSSON (2004)

Os ensaios SPT e DPL diferem-se bastante em energia aplicada. O SPT emite cerca de 10 vezes mais energia do que DPL, só considerando a contribuição do martelo. A caída do martelo do DPL emite 50J, enquanto SPT descarrega 480J por golpe. O barrilete-amostrador do SPT tem diâmetro externo de 50,8mm. A ponteira do DPL, padronizado pela norma internacional ISSMFE tem diâmetro 35,7mm. A Figura 2-5 apresenta a comparação geométrica em escalas proporcionais entre a ponteira DPL e um barrilete-amostrador SPT.

Figura 2-5 Ponteira DPL e barrilete-amostrador SPT



Fonte: NILSSON (2004)

O comprimento da ponteira DPL é de 100mm, e do amostrador SPT é de 457mm (mais 76mm incluindo a parte bixelada). Sendo assim, a ponteira do DPL tem até 12 vezes menos contato com o solo do que o barrilete SPT. O SPT atinge maiores profundidades; a energia e as dimensões do equipamento DPL limita o ensaio a 12 m de profundidade.

Em Nilsson (2004), o autor apresenta os resultados da comparação de 8 campanhas de ensaios SPL e DPL executados lado a lado, sendo 4 casos em solos da Formação Guabitoruba na cidade de Curitiba, e outros 4 casos em regiões diferentes do Brasil. Como o SPT não fornece q_d e f_s , o trabalho de Nilsson (2004) fez a comparação somente do número de golpes, conforme descrito abaixo:

- CIC:

Campanha para projeto em CIC (Cidade Industrial de Curitiba), Curitiba/PR. Foram realizados 15 SPT's e 9 DPL's, entre Outubro e Novembro de 2001.

Solo: Argila orgânica arenosa, muito mole. A partir de 5,80 m, silte argiloso, de consistência progressiva com a profundidade. Formação Guabirota.

Observações: O DPL foi cravado até 12m, sem aparecer as camadas resistentes de alteração de rocha. A média do último metro de N10 foi de 46 golpes, correspondendo a N30 de 6 golpes. Correlacionando DPL com SPT, a equação linear para este caso será $N_{10}=6N_{30}$.

- UFPR:

Campo experimental na UFPR, Curitiba/PR. Foram realizados 2 SPT's em 1998 e 1 DPL em Janeiro de 2001.

Solo: Argila siltosa, a partir de 3,20m misturado com areia. Formação Guabirota.

Observações: O avanço de DPL pára quando SP11 tem $N_{30}=17$ (SP07 tem apenas 7 golpes no mesmo nível). Comparando DPL com os valores médios das duas sondagens SPT, resulta uma equação aproximada $N_{10}=3,40N_{30}$.

- CIC, condomínio residencial:

Campanha para reforma de condomínio residencial, em CIC, Curitiba/PR. Foram realizados 1 SPT e 2 DPL's, em Dezembro de 2003.

Solo: Argila siltosa mole com areia, e, a partir de 6m, silte arenoso. Embasamento Migmatito.

Observações: Comportamento compatível entre DPL e SPT. Equação aproximativa $N_{10}=6N_{30}$. O máximo valor obtido por DPL, $N_{10}=50$ quando $N_{30}=8$.

- São José dos Pinhais:

Campanha para projeto em São José dos Pinhais/PR. Foram realizados 8 SPT's e 4 DPL's, em Maio de 2002 e Março de 2003 respectivamente.

Solo: Argila siltosa vermelha. Formação Guabirota.

Observações: Boa correlação entre DPL e SPT. Equação aproximativa $N_{10}=7,5N_{30}-30$. O máximo valor obtido por DPL foi $N_{10}=55$, quando $N_{30}=11$.

- Campinas:

Campo experimental na UNICAMP, Campinas/SP. Foram realizados 17 SPT's e 6 DPL's, em Junho de 2002.

Solo: Argila siltosa porosa com areia, cor vermelha até 6,50 m, seguido por silte argiloso com areia.

Observações: Boa correlação entre DPL e SPT. Equação aproximativa $N_{10}=2,5N_{30}$. Quando $N_{10}=18$, $N_{30}=9$.

- Datapoli, Londrina:

Campo experimental em Datapoli, Londrina/PR, Abril de 2003.

Solo: Argila siltosa porosa, vermelha.

Observações: $N_{10}=N_{30}=8$. Equação linear: $N_{10}=0,54N_{30}+4,50$.

- UEL, Londrina:

Campo experimental em UEL, Londrina, Abril de 2003. Um ensaio de DPL foi executado até 12 m, próximo de um dos 13 SPT previamente executados. A profundidade foi predeterminada, limitada pelo comprimento da estaca de prova.

Solo: Argila siltosa porosa, vermelha escura, mole a média, e, a partir de 9m média a rija.

Observações: $N_{10}>N_{30}$ quando $N_{30}<7$. O ensaio de DPL consegue acompanhar o SPT todo trecho e o furo termina em profundidade pré-estabelecida com $N_{10}=N_{30}=12$. Uma correlação entre DPL e SPT seria praticamente por golpes iguais.

- Brasília:

Campo experimental na UnB, Brasília/DF, Novembro de 2002.

Solo: Argila porosa não saturada.

Observações: $N_{10}>N_{30}$ quando $N_{30}<5$. $N_{10}=(\text{aproximadamente}) N_{30}$ quando $N_{30}>5$.

Um resultado típico para este tipo de solos, argilas porosas não saturados. Neste caso, o DPL consegue acompanhar o SPT pelo menos até $N_{30}=15$.

Em Ávila e Conciani (2006), os autores fizeram o estudo de correlações entre 16 pares de ensaios DPL e SPT nas cidades de Primavera do Leste e Cuiabá, estado do Mato Grosso. Na cidade de Primavera do Leste também foi realizada uma prova de carga estática numa estaca de solo cimento apiloada de diâmetro de 40cm. O solo no local é um silte arenoso. A correlação entre o número de golpes resultou em valores de R^2 inferiores a 0,58, mostrando uma correlação ruim. Segundo os autores, a provável causa do baixo grau de correlação reside na diferença de tamanhos, configuração geométrica e energias envolvidas nos ensaios. Outra comparação realizada pelos autores foi a previsão da capacidade de carga da estaca feita através do método de Décourt e Quaresma com a capacidade de carga última obtida na prova

de carga, que foi de 16tf. Para tal, foi calculada a capacidade de carga a partir dos resultados de SPT, e, de igual forma, a partir dos resultados de DPL, ambos pelo método de Décourt e Quaresma. Não houve qualquer alteração no método. Onde o método recomenda que sejam empregados os valores de N30 do SPT, na previsão empregando dados do DPL foram empregados os valores diretos de N10. Os valores encontrados foram respectivamente de 7,6tf para a previsão feita com o SPT e de 12,6tf para a previsão feita com o DPL. Pelo método originalmente proposto por Nilson e Cunha (2004) para previsão da capacidade de carga diretamente pelos resultados dos ensaios DPL, a capacidade de carga foi estimada em 6,8tf.

Silva, Miguel e Belincanta (2006) propuseram um método semi-empírico para estimativa da capacidade de carga para estacas de pequeno diâmetro, a partir de parâmetros de ensaios DPL, por meio da retro-análise de provas de carga estática à compressão em estacas embutidas em solo residual de basalto, argilo-siltoso, poroso e laterítico, na região de Londrina/PR.

Em Schulze (2013), a autora estudou os resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca por meio do valor de referência obtido por uma prova de carga instrumentada em profundidade. Para tanto, estudou uma estaca escavada por trado mecânico, com diâmetro de 0,25m e comprimento igual a 5,0m, executada no solo do tipo laterítico na região de Campinas-SP. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram obtidos a partir de ensaios in-situ (SPT-T, CPT, DPL, DMT) realizados no local. Constatou-se que o sistema solo-estaca apresentou ruptura física e capacidade de carga de 18,3tf. Os dados da instrumentação revelaram que a estaca em estudo caracterizou-se como uma estaca de atrito. Observou-se que 93% dos métodos semi-empíricos forneceram resultados abaixo da capacidade de carga obtida da prova de carga, sendo que o método de Silva, Miguel e Belincanta (2006) para DPL obteve uma boa aproximação do valor de referência da prova de carga e melhor representou a distribuição de carga pela estaca.

2.4 Métodos semi-empíricos de determinação de capacidade de carga axial em estacas

Um projeto de fundações deve satisfazer a dois requisitos básicos:

- a) uma adequada margem de segurança quanto à ruptura (estado limite último);
- b) os recalques totais e relativos das fundações devem ser mantidos dentro de limites tolerados pela supraestrutura (estado limite de serviço).

A segurança, quanto à ruptura, deve ser tanto da estabilidade do terreno (carga geotécnica) quanto do elemento estrutural (carga estrutural) (ALLEDI, 2013).

De acordo com a NBR 6122, a grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estaca é a carga admissível (se o projeto for feito em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (quando for feito em termos de valores de projeto)”. Na prática brasileira de projeto de fundações, em termos geotécnicos, há preferência pela carga admissível (ALLEDI, 2013). Conforme a mesma norma, a carga admissível deve ser determinada a partir da carga de ruptura, conforme equação 2.6 abaixo:

$$P_{adm} = \frac{PR}{FS} \quad [2.6]$$

Onde:

- P_{adm} = carga admissível geotécnica da estaca;
- PR = carga de ruptura;
- FS = fator de segurança.

A determinação da carga admissível constitui uma verificação do estado-limite último na análise de segurança da fundação com aplicação de um fator de segurança global (ALLEDI, 2013). No presente trabalho será adotado o fator de segurança 2,0, conforme prescrito na NBR 6122, e de modo a permitir uma comparação com o mesmo fator de segurança para todos os métodos.

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (ANDRAOS, 2009).

De acordo com a ABNT (2010), a carga de ruptura deve ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos:

- a) prova de carga;
- b) métodos estáticos;
- c) a partir do estado-limite de serviço (recalque);
- d) métodos dinâmicos;
- e) fórmulas dinâmicas;
- f) ensaios de carregamento dinâmico.

Quanto ao procedimento do estado-limite de serviço, a citada norma comenta que a determinação pode ser feita por prova de carga ou por meio de métodos estáticos. Com relação aos métodos estáticos, prescreve a mesma norma que podem ser:

- a) teóricos: quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da Mecânica dos Solos;
- b) semiempíricos: quando são usadas correlações com ensaios *in situ*.

A prática de elaboração de projetos de fundações consiste em se determinar a carga admissível e verificar o comprimento das estacas. Para estimar os comprimentos necessários para a adequada capacidade de carga das estacas, é prática corrente empregar-se fórmulas de equilíbrio estático, baseadas nas resistências de ponta e atrito lateral, estimadas a partir de correlações empíricas, relacionando essas resistências limite aos resultados dos ensaios *in situ*; são os chamados métodos semiempíricos.

As estacas do tipo hélice-contínua geralmente são dimensionadas com maior parcela da carga por atrito lateral, salvo em situações em que a ponta da estaca esteja apoiada em solo mais competente que o restante do fuste (material quase impenetrável à ferramenta do ensaio SPT e à ferramenta de perfuração do trado hélice). Em geral, a baixa confiabilidade na carga resistente da ponta dessas estacas é discutida no meio técnico. A metodologia executiva das estacas hélice desestrutura o solo da ponta e, por isso, a resistência de ponta dessas estacas deve ser considerada com ponderação. Sua mobilização se dará à custa de grandes recalques (ALLEDI, 2013).

Além disso, a ABNT (2010) prescreve que no caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca.

Segundo Schulze (2013), os métodos semiempíricos apresentam resultados de capacidade de carga conservadores. Para torná-los próximos ao valor real, pode-se adotar a prática da verificação dos coeficientes de correções embutidos nas fórmulas semiempíricas, a partir de provas de carga instrumentadas. Isso pode tornar o método adequado ao tipo de solo em questão e promover a otimização de custos no projeto de fundações.

Para o presente trabalho, decidiu-se comparar o método semiempírico de Nilsson (2003), a partir dos resultados dos ensaios DPL com os seguintes métodos a partir dos resultados dos ensaios SPT:

- a) AOKI-VELLOSO (1975);
- b) PEDRO P. C. VELLOSO (1981);
- c) ANTUNES E CABRAL (1996);
- d) GOTLIEB E PENNA (2000).

A escolha desses métodos baseou-se no fato de que os dois primeiros métodos foram desenvolvidos a partir de ensaios CPT, o qual verificou-se na revisão da literatura ter melhor correlação com o DPL, e os dois últimos terem sido desenvolvidos especificamente para estacas do tipo hélice-contínua.

- Método de Nilsson (2003), para ensaios DPL:

O método baseia-se nas equações 2.7, 2.8 e 2.9:

$$P = \frac{(qpf \times Ap) + (\int_0^z f \times dAs)}{FS} \quad [2.7]$$

$$qpf = \alpha 1 \times \alpha 2 \times qd \quad [2.8]$$

$$f = \beta 1 \times \beta 2 \times fs \quad [2.9]$$

Onde:

- P: carga de ruptura (kN);
- FS: Fator de segurança;
- qd = resistência de ponta do ensaio DPL(kPa);
- fs = resistência lateral do ensaio DPL (kPa);
- qpf = resistência de ponta da estaca (kPa);
- f = resistência lateral da estaca (kPa);
- Ap = área da seção transversal da estaca (m²);
- dAs = área lateral da estaca por comprimento dz (m²);
- α 's e β 's = fatores empíricos de correção conforme tabelas 2-1 e 2-2 abaixo.

Tabela 2-1: Fatores empíricos de acordo com o tipo de solo

Table 1. Empirical factors for soil type

Soil	α_1	β_1
Curitiba (General)	0.2	0.6
Curitiba (Guabirotuba formation)	1.8	1.3
Curitiba (Course alluvionar material)	1.5	1.8
Campinas (Porous collapsible clay)	0.5	1.0
Brasília (Porous collapsible clay)	0.5	1.1
Londrina (Porous collapsible clay)	0.2	0.3

Fonte: NILSSON (2003)

Tabela 2-2: Fatores empíricos de acordo com o tipo de estaca

Table 2. Empirical factors for pile type

Soil	α_2	β_2
Bored pile	0.2	1.2
Drilled caisson	0.4	0.1
Continuous flight auger	0.2	2.0
Omega pile	0.6	2.8
Precast driven pile in porous clay	0.5	0.7

Fonte: NILSSON (2003)

O autor considera que o atrito lateral obtido pelo giro da ponteira metálica no solo é menor do que a resistência ao cisalhamento entre dois planos de solo em uma ruptura. Conseqüentemente, ao autor afirma que ao adotar-se o atrito lateral do ensaio DPL como a resistência ao cisalhamento, subestima-se a resistência com segurança, com uma folga de até 30%.

No presente trabalho adotou-se os fatores de solos gerais de Curitiba: $\alpha_1=0,2$ e $\beta_1=0,6$.

- Método de Aoki-Velloso (1975), por Cintra e Aoki (2010):

O método de Aoki e Velloso foi desenvolvido inicialmente para ser correlacionado com ensaios de penetração estática (CPT). Posteriormente foi adaptado para ser utilizado com os valores N30 obtidos do SPT, uma vez que no Brasil e o uso do SPT é mais frequente.

A carga de ruptura da estaca pode ser calculada pela equação 2.10:

$$R = R_p + R_l = r_p \times A_p + r_l \times A_l \quad [2.10]$$

Podendo ser reescrita, para SPT, conforme equação 2.11:

$$R = \frac{K \times Np}{F1} \times Ap + \frac{P}{F2} \times \sum_1^n (\alpha \times k \times NL \times \Delta L) \quad [2.11]$$

Onde:

- R: carga de ruptura;
- r_p : tensão limite normal no nível da ponta;
- r_l : tensão limite cisalhante ao longo do fuste;
- α : razão de atrito;
- K: coeficiente que depende do tipo de solo;
- Np: índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;
- NL: índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura ΔL ;
- F1 e F2: fatores de correção, ajustados a partir de 63 provas de carga realizadas em várias regiões do Brasil;
- P: perímetro da seção transversal da estaca;
- ΔL : comprimento de um segmento de estaca.

As tabelas 2-3 e 2-4 trazem os valores de K, α , F1 e F2:

Tabela 2-3: parâmetros de K e α

Tipo de Solo	K (MPa)	α_{Aoki} (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: CINTRA E AOKI (2010)

Tabela 2-4: fatores de correção F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	$1+(D/0,80)$	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: CINTRA E AOKI (2010)

Cintra e Aoki (2010) recomendam que para uso do método de Aoki-Velloso, seja sempre mantida a formulação geral, mas substituindo as correlações originais, abrangentes, por correlações regionais, que tenham validade comprovada.

- Método Pedro P. C. Velloso (1981), por Gonçalves, Bernardes e Neves (2007):

O eng^o Pedro Paulo C. Velloso publicou em 1979 um trabalho sob o título “O problema da estimativa do comprimento de fundações profundas, com base em sondagem de reconhecimento à percussão”.

O método proposto em tal trabalho constitui um desenvolvimento e atualização de técnica adotada durante a construção da Refinaria Duque de Caxias (período de 1958 a 1960) para a estimativa de capacidade de suporte de estacas de pequeno diâmetro cravadas no terreno e submetidas à um carregamento estático. A técnica foi desenvolvida com base em dados, disponíveis na ocasião, que indicavam ser possível estimar a capacidade de suporte de estacas diretamente a partir dos resultados obtidos em ensaios de penetração contínua estática de cone (CPT) do tipo holandês. Já naquela ocasião procurou-se estabelecer uma correlação do tipo linear entre os resultados obtidos nos ensaios de cone (resistência de ponta “qc” e atrito lateral local na haste “fc”) com a resistência à penetração do amostrador de percussão (N30 do SPT). Essas correlações permitiram estimar, também com aceitável precisão, a capacidade de suporte das estacas cravadas na obra, apenas a partir dos resultados das sondagens à percussão (VELLOSO, 1979).

Segundo o autor, a avaliação da capacidade de carga de uma estaca (P_u), com comprimento L , pode ser feita com base na equação 2.12:

$$P_u = P_{su} + P_{bu} \quad [2.12]$$

Onde:

- P_{su} : capacidade de suporte do solo por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;
- P_{bu} : capacidade de surpote do solo sob a base (ponta) da estaca.

Os valores de P_{su} e P_{bu} podem ser estimados a partir das equações 2.13 e 2.14:

$$P_{su} = u \times \alpha \times \lambda \times \sum (l_i \times f_{ui}) \quad [2.13]$$

$$P_{bu} = A_b \times \alpha \times \beta \times q_u \quad [2.14]$$

Onde:

- u : perímetro da seção transversal do fuste da estaca;
- A_b : área da seção transversão da estaca;
- α : fator que depende da forma de execução da estaca; 0,5 para estaca escavadas e 1,0 para estacas cravadas;
- λ : fator de carregamento; 0,7 para estacas tracionadas e 1,0 para estacas comprimidas;
- β : fator de dimensão da base da estaca; 0 (zero) para estacas tracionadas e $(1,016 - 1,016 \times (D_b/D_c))$, onde D_b corresponde ao diâmetro da base da estaca e D_c corresponde ao diâmetro do cone do ensaio CPT (3,6cm no caso de utilizar-se o cone holandês);
- f_{ui} : atrito ou aderência, lateral média em cada camada de solo (com espessura pré-definida Δl), atravessada pelo fuste da estaca;
- q_u : pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca;

Caso haja disponibilidade de resultados de ensaios de penetração de cone na obra onde estão sendo executadas as estacas, podem-se adotar os seguintes valores:

$$f_{ui} = f_c \quad [2.15]$$

$$q_u = \frac{(q_{c1} + 1q_{c2})}{2} \quad [2.16]$$

Onde:

- f_c : atrito, ou aderência, lateral medida na haste do ensaio de cone;
- q_{c1} : média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a $8 \times D_b$ logo acima do nível onde está situada a ponta da estaca.

Devem-se adotar valores nulos de q_c acima do nível do terreno, para cálculo da média, quando $L < 8xDb$, sendo L o comprimento da estaca;

- q_{c2} : média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a $3,5xDb$ logo abaixo do nível onde está situada a ponta da estaca.

No caso de não haver disponibilidade de ensaios de cone (CPT) e, se dispuser apenas de ensaios à percussão do tipo SPT, Velloso recomenda que se adotem correlações com N_{30} da seguinte forma:

$$q_c = a \times N_{30}^b \quad [2.17]$$

$$f_c = x \times N_{30}^y \quad [2.18]$$

Onde a , b , x e y são parâmetros de correlação a serem definidos para o solo característico da obra, conforme tabela abaixo:

Tabela 2-5: valores aproximados de a , b , x e y

Tipo de solo	Ponta		Atrito Lateral	
	a (KPa)	b	x (KPa)	y
Areias Sedimentares Submersas (1)	600	1	5,0	1
Argilas Sedimentares Submersas (1)	250	1	6,3	1
Solos Residuais de gnaiss arenosiltosos submersos (1)	500	1	8,5	1
Solos Residuais de gnaiss silto arenosos submersos (1)	400	1	8,0	1
Solos Residuais de gnaiss silto arenosos submersos (2)	470	0,96	12,1	0,74

Fonte: GONÇALVEZ, BERNARDES E NEVES (2007)

(1) Dados obtidos na área da Refinaria Duque de Caxias/RJ

(2) Dados obtidos na área da Açominas (MG)

No presente trabalho, adotou-se os dados do tipo de solo “Argila Sedimentares Submersas”.

- Método de Antunes e Cabral (1996), por Velloso e Lopes (2010):

Os autores sugerem que a capacidade de carga de estacas hélice-contínua seja estimada com a seguinte equação:

$$Q_{ult} = (\beta'2 \times Nb) \times Ab + U \times \sum(\beta'1 \times N) \times \Delta L \quad [2.19]$$

Onde:

- Q_{ult} : carga de ruptura;
- U : perímetro da seção transversal do fuste da estaca;
- Ab : área da seção transversão da estaca;
- $\beta'1$ e $\beta'2$: fatores que dependem do tipo de solo;
- Nb : índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;
- N : índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura ΔL ;

A seguir, tabela com os valores de $\beta'1$ e $\beta'2$:

Tabela 2-6: valores $\beta'1$ e $\beta'2$

Tipo de solo	$\beta'1$ (%)	$\beta'2$
Areia	4 – 5	2 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1 – 2
Argila	2 – 3,5	1 – 1,5

Fonte: GONÇALVEZ, BERNARDES E NEVES (2007)

($\beta'1 \times N$ e $\beta'2 \times Nb$ em Kgf/cm^2 e $\beta'2 \times Nb \leq 40 \text{Kgf/cm}^2$)

- Método Gotlieb-Penna (2000):

Em 2000 os autores publicaram um trabalho sob o título “Comprimentos adequados para as estacas tipo hélice-contínua”.

A partir da sistemática de cálculo da tensão admissível a ser aplicada no topo de uma estaca tipo hélice-contínua, proposta pelos mesmos autores, em estudo anterior, foi desenvolvida uma análise de confirmação de validade dessa técnica, baseada em um conjunto de 99 (noventa e nove) provas de carga estáticas.

Segundo os autores, a segurança de uso do processo foi confirmada com esse expressivo grupo de provas de carga, a partir dos recalques lidos, nos carregamentos correspondentes, respectivamente, à tensão admissível estabelecida pelo processo e ao dobro desse valor.

O método desenvolvido pelos autores, considera a seguinte rotina de cálculo:

- a tensão admissível a ser aplicada ao topo da estaca (σ_T) é a soma das parcelas da tensão admissível na ponta da estaca (σ_P) e da tensão admissível “equivalente” da superfície lateral ($\sigma_{eq} \cdot L$);

$$\sigma_T = \sigma_P + \sigma_{eq.L} \quad [2.20]$$

- a tensão admissível “equivalente” da superfície lateral da estaca, corresponde à força admissível relativa ao contato lateral da estaca com o solo, dividida pela área da seção transversal da estaca (área de concreto) (A_c);

$$\sigma_{eq.L} = \frac{\sigma_L \times A_L}{A_c} \quad [2.21]$$

- onde (σ_L) é a tensão admissível na superfície lateral e (A_L) é a área lateral da estaca (perímetro multiplicado pelo comprimento);
- para a avaliação da tensão admissível na ponta da estaca (σ_P) para qualquer que seja o tipo de solo, a recomendação dos autores compreende admitir:

$$\sigma_P = (SPT_{m\u00e9dio\ da\ ponta} \times 60) KN/m^2 \quad [2.22]$$

- nesta expressão os valores de SPT superiores a 50 golpes deverão ser limitados a 50;
- o valor “SPT médio da ponta” deve ser considerado como a média dos valores obtidos no trecho compreendido por 8 diâmetros da estaca, da ponta para cima e por 3 diâmetros da estaca, da ponta para baixo;
- para a avaliação da tensão admissível na superfície lateral da estaca (σ_L), a recomendação dos autores compreende admitir:

$$\sigma_L = \frac{SPT_{m\u00e9dio\ da\ lateral}}{0,5} (KN/m^2) \quad [2.23]$$

- o valor “SPT médio da lateral” deve ser considerado como a média aritmética de todos os valores de SPT compreendidos ao longo do comprimento da estaca (os valores de SPT superiores a 50 golpes deverão ser limitados a 50);
- dessa forma, o resultado final da recomendação dos autores, compreende a expressão:

$$\sigma_T = (SPT_{\text{médio da ponta}} \times 60) + \left(\frac{\sum SPT}{0,125 \times d} \right) \left(\frac{KN}{m^2} \right) \quad [2.24]$$

- onde “d” é o diâmetro da estaca em metros;
- em função da experiência prática profissional, os autores recomendam limitar o valor σ_T a 5.000 KN/m², para sua utilização em projetos.

Com os valores calculados como tensões admissíveis no topo das estacas, foram lidos, nas provas de carga, os respectivos recalques. Em seguida, os valores calculados “ σ_T ” foram dobrados, para permitir avaliar o que ocorreu, em termos de recalques, medidos nas provas de carga, para uma carga duas vezes superior à de projeto (estudo da segurança em relação à ruptura). Foi calculada, também, a relação percentual entre o recalque medido na prova de carga para o dobro tensão admissível e o diâmetro da estaca.

Das análises comparativas da noventa e nove provas de carga utilizadas com o método proposto para a avaliação da tensão admissível no topo das estacas tipo hélice-contínua, os autores concluem o seguinte:

- o método se mostrou válido em 100% dos casos quanto à ocorrência de recalques inferiores a 20mm para as tensões de utilização, ou seja nas cargas de trabalho das estacas;
- na imensa maior parte dos casos, para uma tensão equivalente ao dobro da calculada pelo método, o recalque lido, diretamente na prova de carga ou na curva extrapolada pelo método de Van der Veen (1953), foi inferior a 10% do diâmetro da estaca, ainda sem ter sido descontada a parcela de compressão elástica do elemento estrutural estaca;
- o avanço do conhecimento do comportamento dessas estacas será maior, caso as empresas que promovem esses programas de provas de carga, passem a aplicar o triplo da carga nominal à estaca em lugar de apenas o dobro, como recomendado pela norma brasileira;
- o método é de aplicação simples, pois conduz à determinação direta da carga de trabalho das estacas, por meio de apenas um fator multiplicador para a ponta (60), para qualquer tipo de solo e outro fator divisor para a lateral (0,5) também para qualquer tipo de solo.

3 APLICAÇÃO DO DPL EM INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

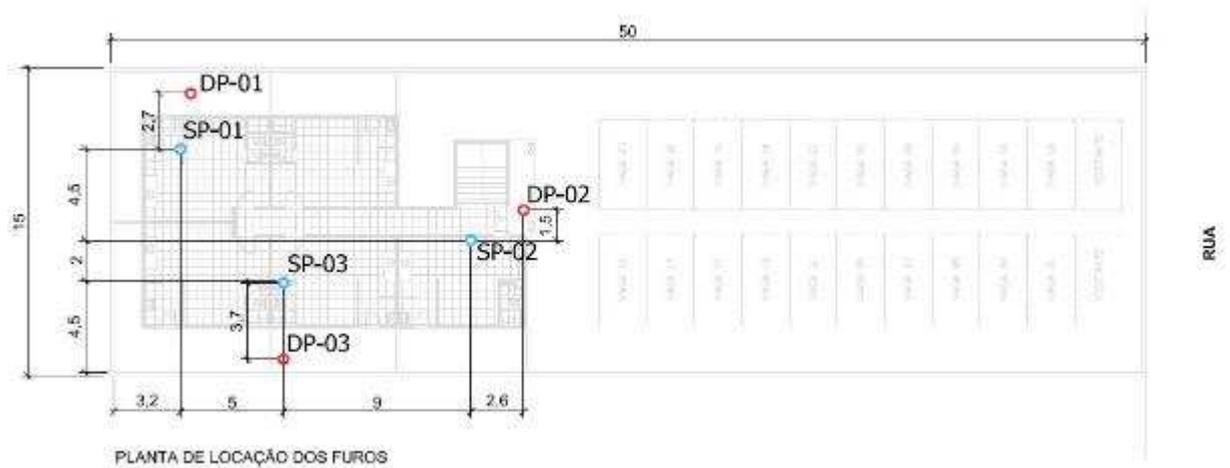
3.1 Localização das sondagens

As sondagens foram realizadas em um terreno do município de Taubaté, interior de São Paulo, na região conhecida como Vale do Paraíba, onde foi construído um prédio residencial de 4 andares.

Do ponto de vista geológico, o terreno situa-se na Formação Tremembé (Bacia de Taubaté). A bacia de Taubaté está localizada na porção leste do Estado de São Paulo, entre as cidades de Queluz e Itaquaquecetuba, conforme figura 3-1. Trata-se de uma bacia sedimentar terciária pertencente ao “Rifte Continental do Sudeste do Brasil”, cuja evolução está intimamente relacionada com a abertura do oceano Atlântico Sul. Nela, a Formação Tremembé, datada do final do Oligoceno, identifica um pacote rochoso composto predominantemente por rochas microclásticas (argilitos, siltitos e folhelhos) aceitas como o registro de um sistema lacustre. A Formação Tremembé é conhecida por seu rico jazigo fossilífero de vertebrados e plantas e já foi explorada para extração de óleo (“retortagem”) de seus folhelhos pirobetuminosos. (TORRES-RIBEIRO E BORGHI, 2007).

Os depósitos sedimentares da Formação Tremembé são de origem lacustre e constituídos por folhelhos escuros, bem laminados, papiráceos, betuminosos e piritosos, indicando uma fase úmida de rica precipitação pluvial, alternando-se diversas vezes na coluna geológica com argilas montmoriloníticas esverdeadas e maciças, que sugerem fácies de clima semi-árido (RIBEIRO, 2010).

Figura 3-2 Planta de localização dos furos (medidas em metros)



Fonte: SACRAMENTO (2015)

As sondagens SPT foram executadas antes da construção do prédio, em março de 2013, e serviram de parâmetro para elaboração do projeto das fundações do mesmo. As sondagens DPL foram executadas depois da construção da estrutura do prédio, em maio de 2015. Por este motivo, foram executadas ao redor do prédio, conforme figuras 3-2, 3-3, 3-4 e 3-5:

Figura 3-3 Foto da execução do ensaio DP-01



Fonte: SACRAMENTO (2015)

Figura 3-4 Foto da execução do ensaio DP-02



Fonte: SACRAMENTO (2015)

Figura 3-5 Foto da execução do ensaio DP-03

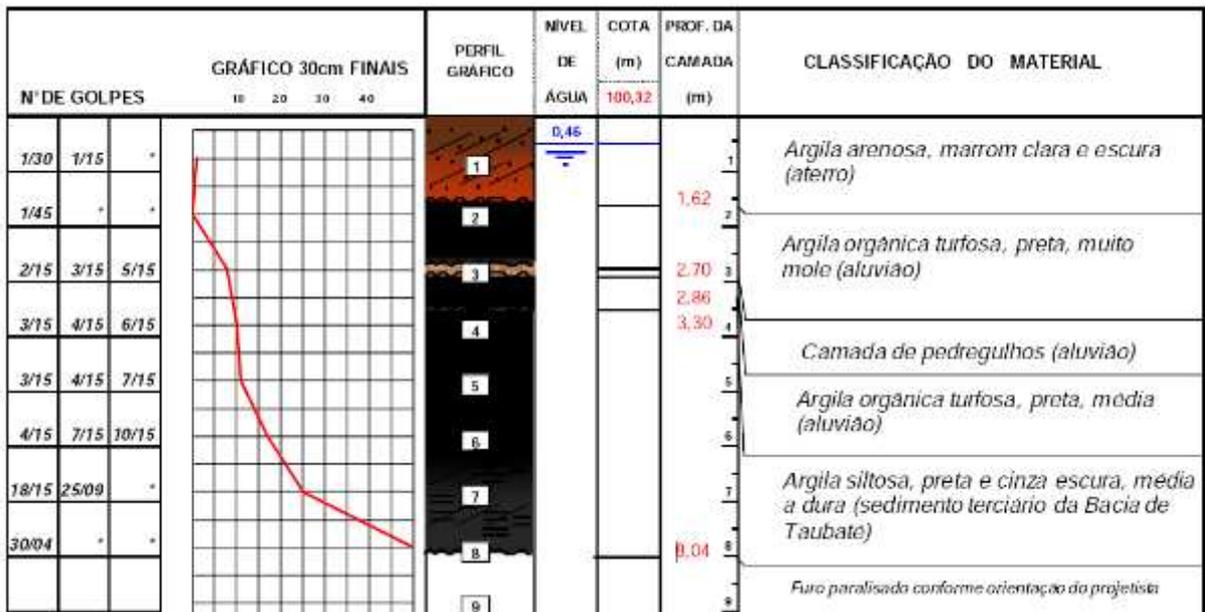


Fonte: SACRAMENTO (2015)

3.3 Resultados das investigações

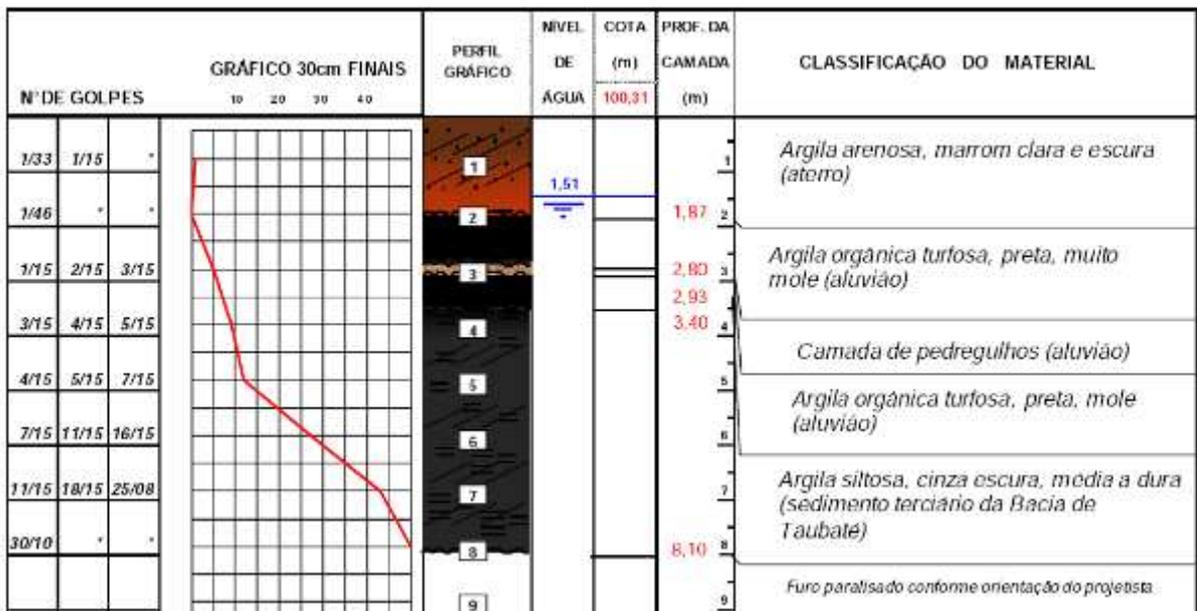
Seguem os resultados das investigações nas figuras 3-6 a 3-11:

Figura 3-6 Resultado do ensaio SP-01



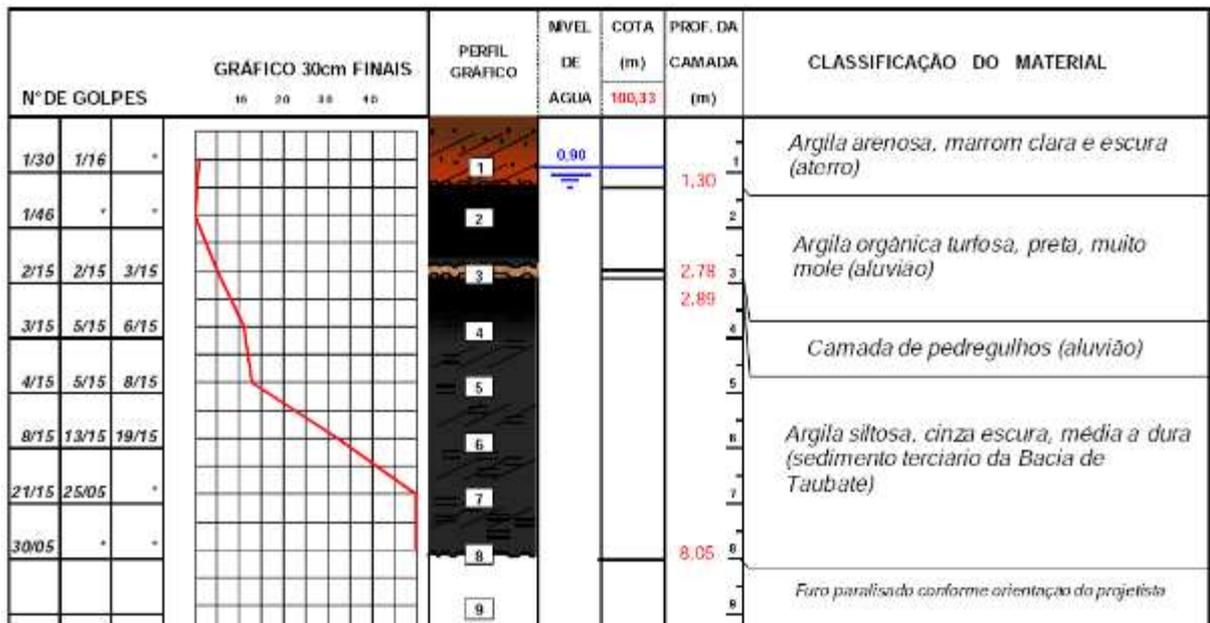
Fonte: SACRAMENTO (2013)

Figura 3-7 Resultado do ensaio SP-02



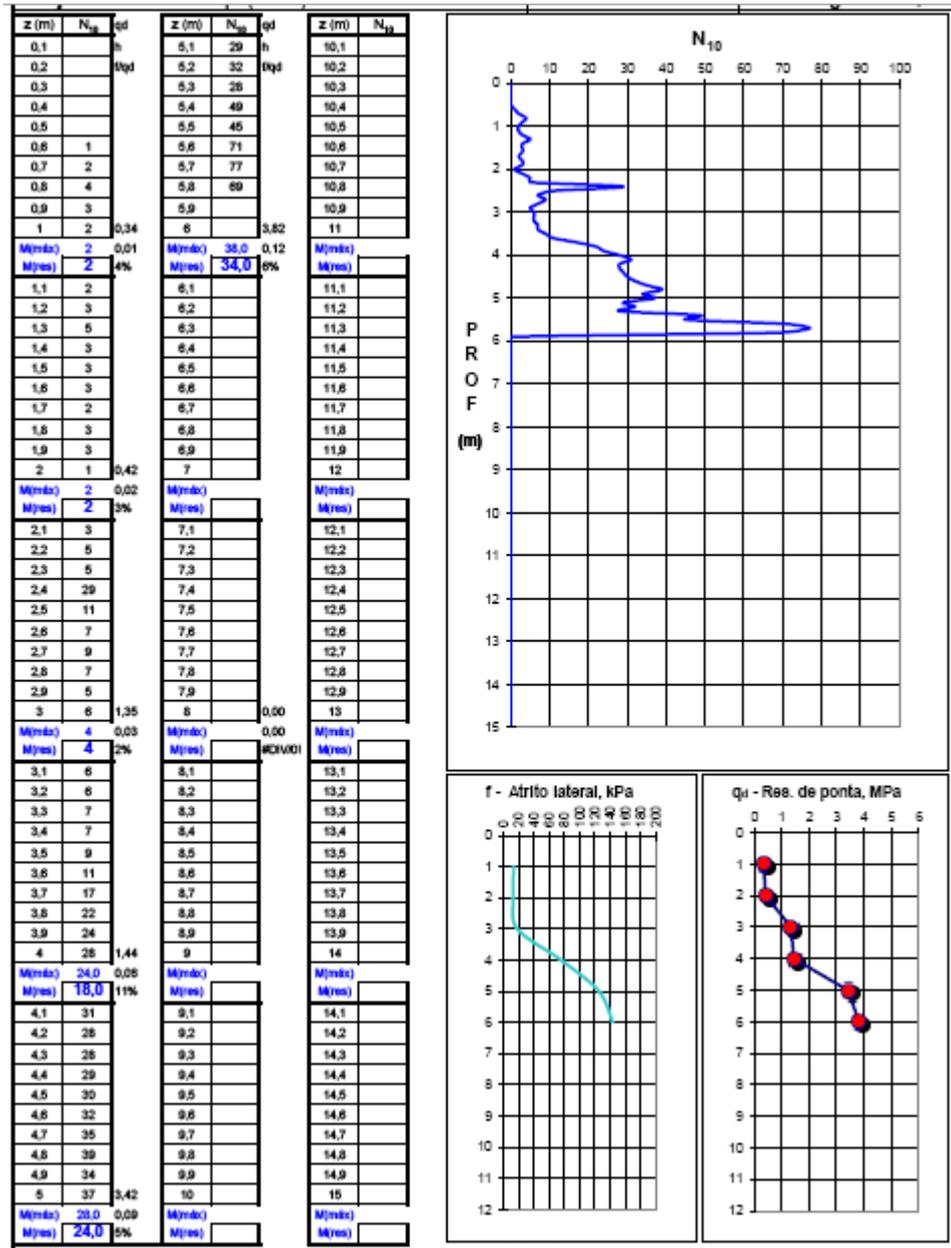
Fonte: SACRAMENTO (2013)

Figura 3-8 Resultado do ensaio SP-03



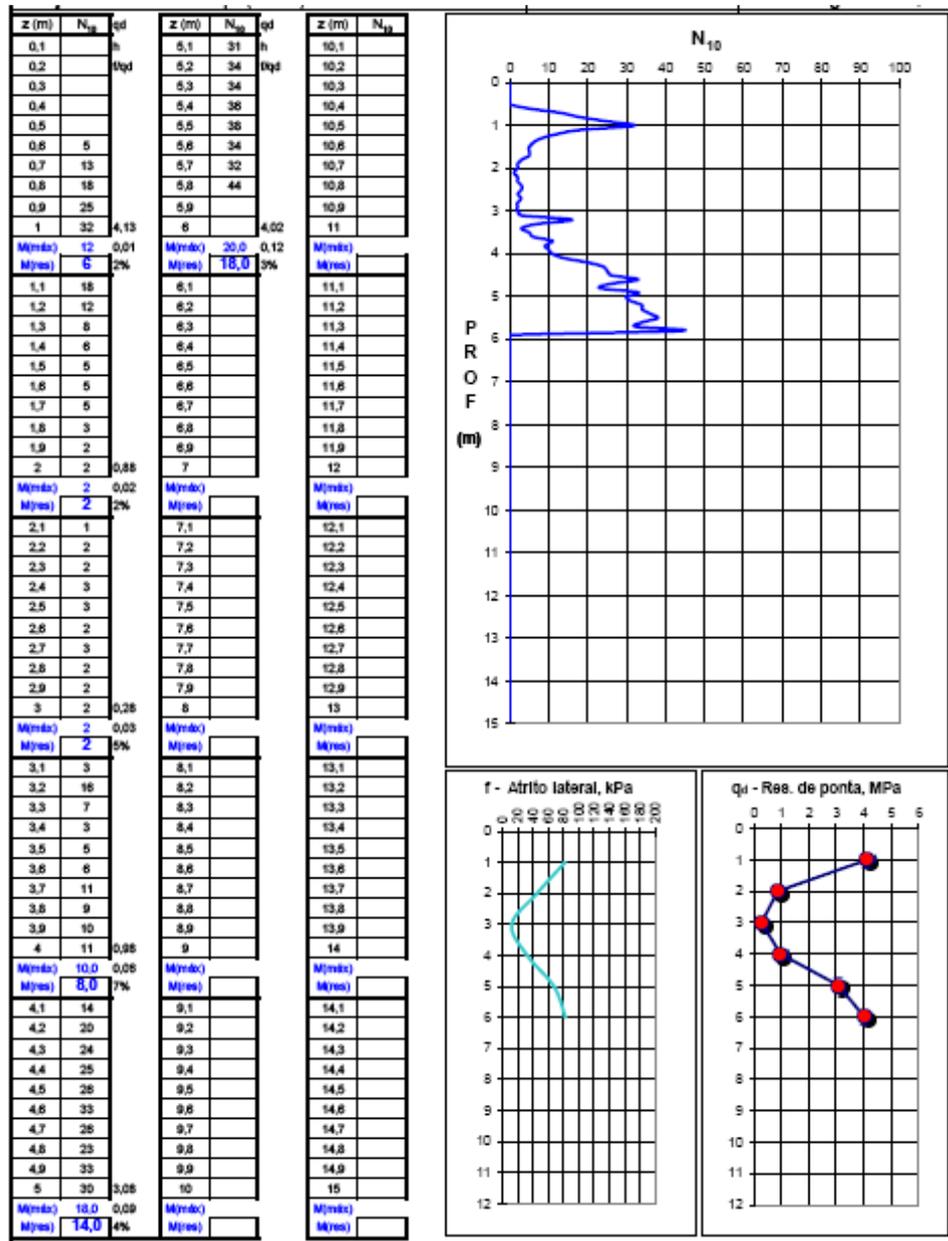
Fonte: SACRAMENTO (2013)

Figura 3-9 Resultado do ensaio DP-01



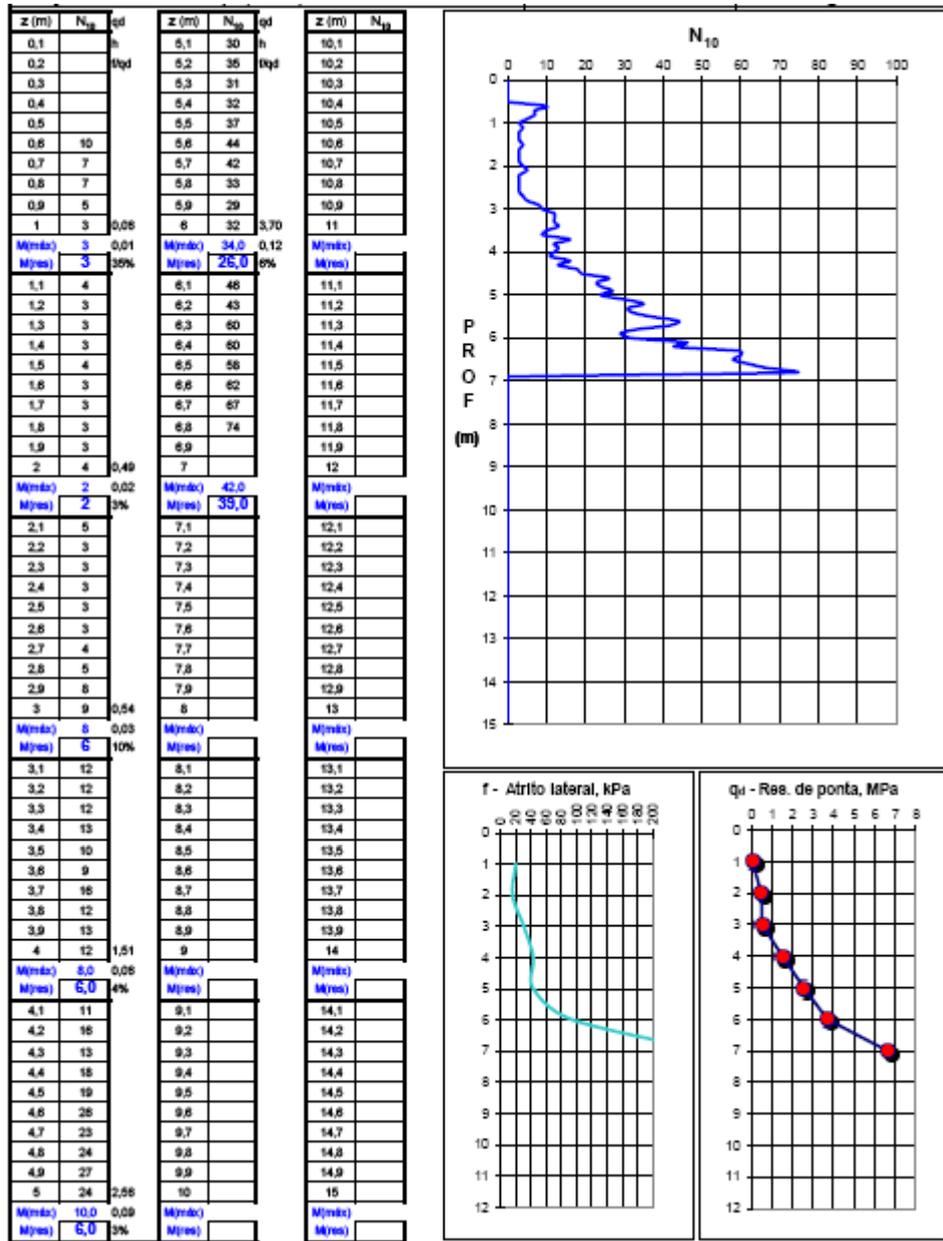
Fonte: NILSSON (2015)

Figura 3-10 Resultado do ensaio DP-02



Fonte: NILSSON (2015)

Figura 3-11 Resultado do ensaio DP-03



Fonte: NILSSON (2015)

As tabelas 3-1, 3-2 e 3-3 trazem o resumo dos fatores N30 e N10 para cada par de ensaio, o tipo de solo e a profundidade :

Tabela 3-1: Par de ensaios SP-01 e DP-01

PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	SPT (N ₃₀)	DPL (N ₁₀)
1	ARGILA ARENOSA	1	2,4
2	ARGILA	1	2,8
3	ARGILA	8	8,7
4	ARGILA SILTOSA	10	13,7
5	ARGILA SILTOSA	11	32,3
6	ARGILA SILTOSA	17	50,0
7	ARGILA SILTOSA	50	50
8	ARGILA SILTOSA	50	50
9	ARGILA SILTOSA	50	50

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Os valores hachurados em laranja foram extrapolados sempre limitando-se o número de golpes do último metro ensaiado, de modo a permitir a comparação dos cálculos das estacas até 8m de profundidade.

Os valores de N10 representam a média dos valores de N10 de cada metro.

Tabela 3-2: Par de ensaios SP-02 e DP-02

PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	SPT (N ₃₀)	DPL (N ₁₀)
1	ARGILA ARENOSA	1	18,6
2	ARGILA	1	6,6
3	ARGILA	5	2,2
4	ARGILA SILTOSA	9	8,1
5	ARGILA SILTOSA	12	25,4
6	ARGILA SILTOSA	27	35,4
7	ARGILA SILTOSA	43	50
8	ARGILA SILTOSA	50	50
9	ARGILA SILTOSA	50	50

Fonte: SACRAMENTO (2015)

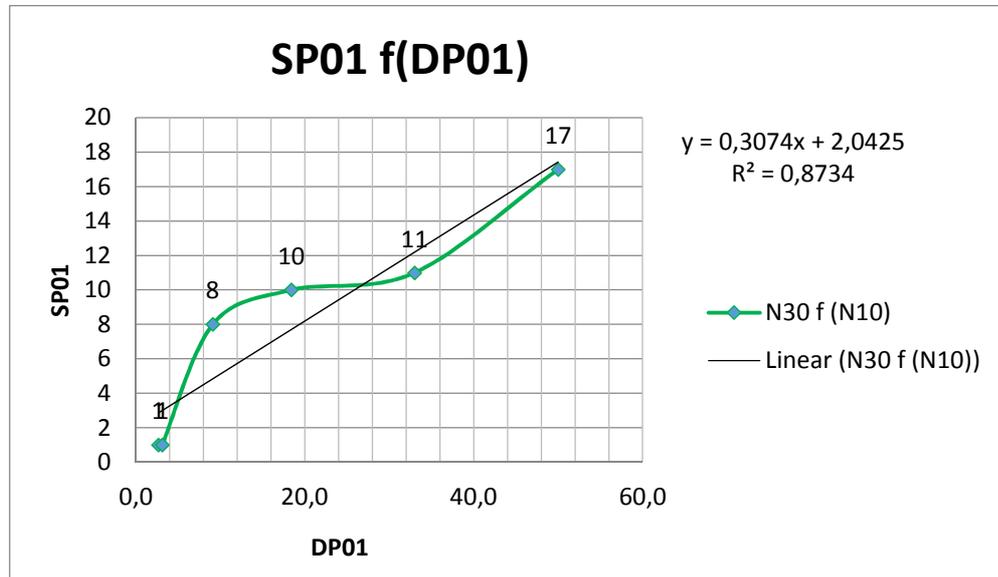
Tabela 3-3: Par de ensaios SP-03 e DP-03

PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	SPT (N ₃₀)	DPL (N ₁₀)
1	ARGILA ARENOSA	1	6,4
2	ARGILA	1	3,3
3	ARGILA	5	4,6
4	ARGILA SILTOSA	11	12,1
5	ARGILA SILTOSA	13	20,1
6	ARGILA SILTOSA	32	34,5
7	ARGILA SILTOSA	50	58,8
8	ARGILA SILTOSA	50	58,8
9	ARGILA SILTOSA	50	58,8

Fonte: SACRAMENTO (2015)

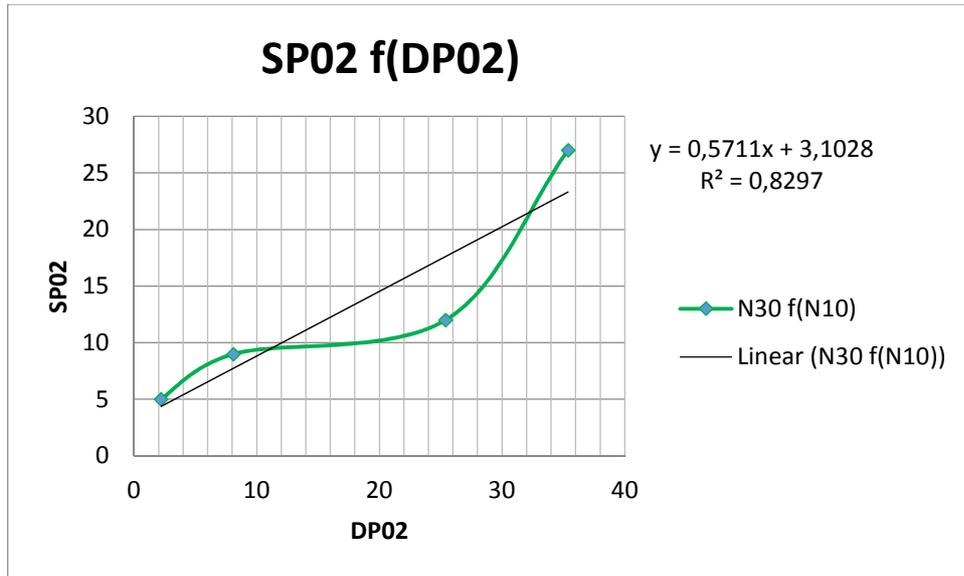
As figuras 3-12, 3-13 e 3-14 trazem os gráficos para análise da correlação entre SPT em função do DPL. Através da regressão linear, calculou-se o R², ou coeficiente de determinação, para cada par de ensaio.

Figura 3-12 Correlação SP-01 f(DP-01)



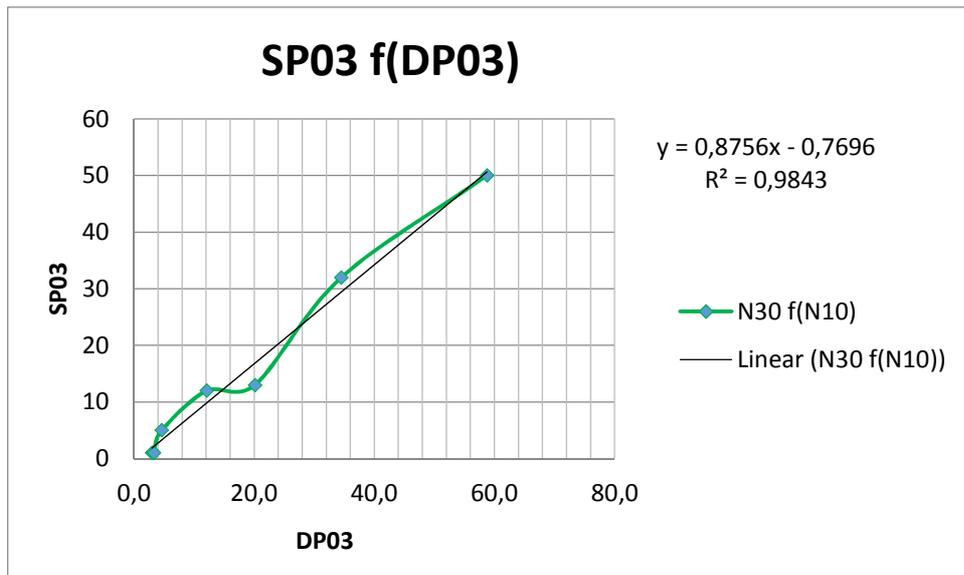
Fonte: SACRAMENTO (2015)

Figura 3-13 Correlação SP-02 f(DP-02)



Fonte: SACRAMENTO (2015)

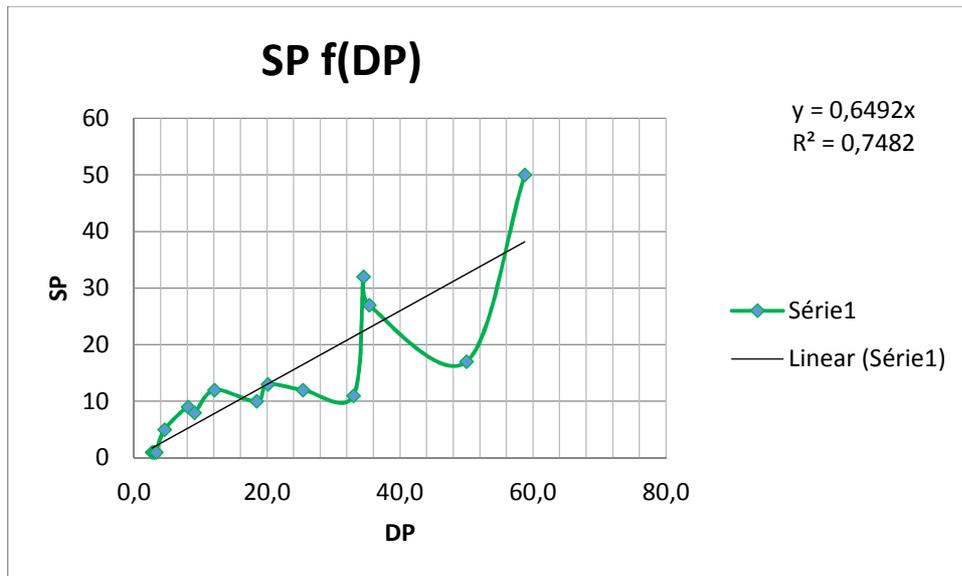
Figura 3-14 Correlação SP-03 f(DP-03)



Fonte: SACRAMENTO (2015)

A fim de se obter uma correlação geral para a região em questão, plotou-se os dados de todos os ensaios num mesmo gráfico e obteve-se a correlação a partir da regressão linear, conforme figura 3-15:

Figura 3-15 Correlação geral



Fonte: SACRAMENTO (2015)

A correlação obtida foi :

- $N_{30} = 0,65xN_{10}$
- $N_{10} = 1,50xN_{30}$

3.4 Avaliação da capacidade de carga a partir dos métodos semiempíricos

As tabelas 3-4, 3-5 e 3-6 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Nilsson (2003), a partir dos ensaios DPL:

Tabela 3-4: Nilsson (2003) - DP-01

PROF (m)	N_{10}	f_s (KPa)	q_d (MPa)	PI (tf)	ΣPI (tf)	P_p (tf)	P_{adm} (FS=2) (tf)	P_{adm} ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	2,4	18	0,4	1,70	1,70	0,08	0,89	2,12
2	2,8	18	0,5	1,70	3,39	0,10	1,74	4,24
3	8,7	20	1,4	1,88	5,28	0,27	2,77	6,59
4	13,7	75	1,5	7,07	12,34	0,29	6,32	15,43
5	32,3	125	3,5	11,78	24,12	0,69	12,40	30,14
6	50,0	145	3,9	13,66	37,77	0,77	19,27	47,22
7	50	145	3,9	13,66	51,43	0,77	26,10	64,29
8	50	145	3,9	13,66	65,09	0,77	32,93	81,37

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-5: Nilsson (2003) - DP-02

PROF (m)	N ₁₀	fs (KPa)	qd (MPa)	PI (tf)	ΣPI (tf)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	18,6	80	4,2	7,54	7,54	0,82	4,18	9,42
2	6,6	40	0,8	3,77	11,30	0,16	5,73	14,13
3	2,2	17	0,3	1,60	12,91	0,06	6,48	16,13
4	8,1	37	1	3,49	16,39	0,20	8,29	20,49
5	25,4	80	3,1	7,54	23,93	0,61	12,27	29,91
6	35,4	80	4	7,54	31,46	0,79	16,12	39,33
7	50	80	4	7,54	39,00	0,79	19,89	48,75
8	50	80	4	7,54	46,53	0,79	23,66	58,17

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-6: Nilsson (2003) - DP-03

PROF (m)	N ₁₀	fs (KPa)	qd (MPa)	PI (tf)	ΣPI (tf)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	6,4	20	0,2	1,88	1,88	0,04	0,96	2,36
2	3,3	18	0,5	1,70	3,58	0,10	1,84	4,47
3	4,6	30	0,5	2,83	6,41	0,10	3,25	8,01
4	12,1	42	1,6	3,96	10,36	0,31	5,34	12,95
5	20,1	42	2,7	3,96	14,32	0,53	7,42	17,90
6	34,5	100	3,8	9,42	23,74	0,75	12,24	29,67
7	59	200	6,8	18,84	42,58	1,33	21,96	53,22
8	59	200	6,8	18,84	61,42	1,33	31,38	76,77

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-7, 3-8 e 3-9 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Aoki-Velloso (1975), a partir dos ensaios SPT:

Tabela 3-7: Aoki-Velloso (1975) - SP-01

PROF (m)	N ₃₀	K (Kgf/cm ²)	α	F1	F2	qc (Kgf/cm ²)	fs (Kgf/cm ²)	δl (cm)	PI (tf)	ΣPI (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	1	3,5	0,024	2,0	4,0	3,5	0,08	100,0	0,16	0,16	0,49	0,66	0,33	0,21
2	1	2,0	0,060	2,0	4,0	2	0,12	100,0	0,24	0,40	3,93	4,33	2,16	0,50
3	8	2,0	0,060	2,0	4,0	16	0,96	100,0	1,88	2,29	5,40	7,69	3,84	2,86
4	10	2,2	0,040	2,0	4,0	22	0,88	100,0	1,73	4,01	5,94	9,95	4,98	5,02
5	11	2,2	0,040	2,0	4,0	24,2	0,97	100,0	1,90	5,91	9,18	15,09	7,55	7,39
6	17	2,2	0,040	2,0	4,0	37,4	1,50	100,0	2,94	8,85	27,00	35,85	17,92	11,06
7	50	2,2	0,040	2,0	4,0	110	4,40	100,0	8,64	17,49	27,00	44,49	22,24	21,86
8	50	2,2	0,040	2,0	4,0	110	4,40	100,0	8,64	26,13	27,00	53,13	26,56	32,66

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-8: Aoki-Velloso (1975) - SP-02

PROF (m)	N30	K (Kgf/cm ²)	α	F1	F2	qc (Kgf/cm ²)	fs (Kgf/cm ²)	δ_l (cm)	PI (tf)	Σ PI (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	1	3,5	0,024	2,0	4,0	3,5	0,08	100,0	0,16	0,16	0,49	0,66	0,33	0,21
2	1	2,0	0,060	2,0	4,0	2	0,12	100,0	0,24	0,40	2,45	2,85	1,43	0,50
3	5	2,0	0,060	2,0	4,0	10	0,60	100,0	1,18	1,58	4,86	6,44	3,22	1,97
4	9	2,2	0,040	2,0	4,0	19,8	0,79	100,0	1,56	3,13	6,48	9,61	4,81	3,92
5	12	2,2	0,040	2,0	4,0	26,4	1,06	100,0	2,07	5,21	14,58	19,79	9,89	6,51
6	27	2,2	0,040	2,0	4,0	59,4	2,38	100,0	4,67	9,87	23,22	33,09	16,55	12,34
7	43	2,2	0,040	2,0	4,0	94,6	3,78	100,0	7,43	17,30	27,00	44,30	22,15	21,63
8	50	2,2	0,040	2,0	4,0	110	4,40	100,0	8,64	25,94	27,00	52,94	26,47	32,43

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-9: Aoki-Velloso (1975) - SP-03

PROF (m)	N30	K (Kgf/cm ²)	α	F1	F2	qc (Kgf/cm ²)	fs (Kgf/cm ²)	δ_l (cm)	PI (tf)	Σ PI (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	1	3,5	0,024	2,0	4,0	3,5	0,08	100,0	0,16	0,16	0,49	0,66	0,33	0,21
2	1	2,0	0,060	2,0	4,0	2	0,12	100,0	0,24	0,40	2,45	2,85	1,43	0,50
3	5	2,0	0,060	2,0	4,0	10	0,60	100,0	1,18	1,58	5,94	7,52	3,76	1,97
4	11	2,2	0,040	2,0	4,0	24,2	0,97	100,0	1,90	3,48	7,02	10,50	5,25	4,35
5	13	2,2	0,040	2,0	4,0	28,6	1,14	100,0	2,25	5,73	17,28	23,00	11,50	7,16
6	32	2,2	0,040	2,0	4,0	70,4	2,82	100,0	5,53	11,25	27,00	38,25	19,13	14,07
7	50	2,2	0,040	2,0	4,0	110	4,40	100,0	8,64	19,89	27,00	46,89	23,45	24,87
8	50	2,2	0,040	2,0	4,0	110	4,40	100,0	8,64	28,53	27,00	55,53	27,77	35,67

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-10, 3-11 e 3-12 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Aoki-Velloso (1975), a partir da correlação N30 f(N10):

Tabela 3-10: Aoki-Velloso (1975) - DP-01

PROF (m)	N30 f(N10)	K (Kgf/cm ²)	α	F1	F2	qc (Kgf/cm ²)	fs (Kgf/cm ²)	δ_l (cm)	PI (tf)	Σ PI (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	1,6	3,5	0,024	2,0	4,0	5,46	0,13	100,0	0,26	0,26	0,89	1,15	0,58	0,32
2	1,8	2,0	0,060	2,0	4,0	3,64	0,22	100,0	0,43	0,69	2,78	3,46	1,73	0,86
3	5,7	2,0	0,060	2,0	4,0	11,31	0,68	100,0	1,33	2,02	4,81	6,83	3,41	2,52
4	8,9	2,2	0,040	2,0	4,0	19,591	0,78	100,0	1,54	3,56	11,34	14,89	7,45	4,45
5	21,0	2,2	0,040	2,0	4,0	46,189	1,85	100,0	3,63	7,18	17,55	24,73	12,37	8,98
6	32,5	2,2	0,040	2,0	4,0	71,5	2,86	100,0	5,62	12,80	17,55	30,35	15,17	16,00
7	32,5	2,2	0,040	2,0	4,0	71,5	2,86	100,0	5,62	18,42	17,55	35,96	17,98	23,02
8	32,5	2,2	0,040	2,0	4,0	71,5	2,86	100,0	5,62	24,03	17,55	41,58	20,79	30,04

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-11: Aoki-Velloso (1975) - DP-02

PROF (m)	N30 f(N10)	K (Kgf/cm ²)	α	F1	F2	qc (Kgf/cm ²)	fs (Kgf/cm ²)	δ_l (cm)	PI (tf)	Σ PI (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	12,1	3,5	0,024	2,0	4,0	42,315	1,02	100,0	1,99	1,99	2,11	4,10	2,05	2,49
2	4,3	2,0	0,060	2,0	4,0	8,58	0,51	100,0	1,01	3,00	0,70	3,71	1,85	3,76
3	1,4	2,0	0,060	2,0	4,0	2,86	0,17	100,0	0,34	3,34	2,84	6,18	3,09	4,18
4	5,3	2,2	0,040	2,0	4,0	11,583	0,46	100,0	0,91	4,25	8,91	13,17	6,58	5,31
5	16,5	2,2	0,040	2,0	4,0	36,322	1,45	100,0	2,85	7,10	12,42	19,52	9,76	8,88
6	23,0	2,2	0,040	2,0	4,0	50,58625	2,02	100,0	3,97	11,08	17,55	28,63	14,31	13,85
7	32,5	2,2	0,040	2,0	4,0	71,5	2,86	100,0	5,62	16,69	17,55	34,24	17,12	20,87
8	32,5	2,2	0,040	2,0	4,0	71,5	2,86	100,0	5,62	22,31	17,55	39,86	19,93	27,89

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-12: Aoki-Velloso (1975) - DP-03

PROF (m)	N30 f(N10)	K (Kgf/cm ²)	α	F1	F2	qc (Kgf/cm ²)	fs (Kgf/cm ²)	δ_l (cm)	PI (tf)	Σ PI (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	4,2	3,5	0,024	2,0	4,0	14,56	0,35	100,0	0,69	0,69	1,05	1,74	0,87	0,86
2	2,1	2,0	0,060	2,0	4,0	4,29	0,26	100,0	0,51	1,19	1,47	2,66	1,33	1,49
3	3,0	2,0	0,060	2,0	4,0	5,98	0,36	100,0	0,70	1,90	4,25	6,14	3,07	2,37
4	7,9	2,2	0,040	2,0	4,0	17,303	0,69	100,0	1,36	3,26	7,05	10,31	5,15	4,07
5	13,1	2,2	0,040	2,0	4,0	28,743	1,15	100,0	2,26	5,51	12,11	17,62	8,81	6,89
6	22,4	2,2	0,040	2,0	4,0	49,335	1,97	100,0	3,87	9,39	20,62	30,01	15,00	11,73
7	38,2	2,2	0,040	2,0	4,0	84,0125	3,36	100,0	6,60	15,99	20,64	36,62	18,31	19,98
8	38,2	2,2	0,040	2,0	4,0	84,084	3,36	100,0	6,60	22,59	17,55	40,14	20,07	28,24

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-13, 3-14 e 3-15 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Método de Pedro P. C. Velloso (1981), a partir dos ensaios SPT:

Tabela 3-13: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - SP-01

PROF (m)	N30	Cp (tf/m ²)	Cf (tf/m ²)	(Cp*N30) ₁ (tf/m ²)	(Cp*N30) ₂ (tf/m ²)	qc (tf/m ²)	fs (tf/m ²)	PI (tf)	Σ PI	Pp (tf)	Padm FS=2,0 (tf)	Padm ($\leq 1,25 \cdot PI$) (tf)
1	1	25,0	0,630	12,5	25,0	18,75	0,63	0,12	0,12	0,21	0,33	0,15
2	1	25,0	0,630	25,0	112,5	68,75	0,63	0,12	0,25	0,76	1,01	0,31
3	8	25,0	0,630	112,5	225,0	168,75	5,04	0,99	1,24	1,87	3,11	1,55
4	10	25,0	0,630	225,0	262,5	243,75	6,30	1,24	2,47	2,70	5,18	3,09
5	11	25,0	0,630	262,5	350,0	306,25	6,93	1,36	3,83	3,40	7,23	4,79
6	17	25,0	0,630	350,0	837,5	593,75	10,71	2,10	5,94	6,59	12,52	7,42
7	50	25,0	0,630	837,5	1250,0	1043,75	31,50	6,19	12,12	11,58	23,70	15,15
8	50	25,0	0,630	1250,0	1250,0	1250	31,50	6,19	18,31	13,87	32,17	22,88

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-14: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - SP-02

PROF (m)	N30	Cp (tf/m ²)	Cf (tf/m ²)	(Cp*N30) ₁ (tf/m ²)	(Cp*N30) ₂ (tf/m ²)	qc (tf/m ²)	fs (tf/m ²)	PI (tf)	ΣPI	Pp (tf)	Padm FS=2 (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	1	25,0	0,630	12,5	25,0	18,75	0,63	0,12	0,12	0,21	0,33	0,15
2	1	25,0	0,630	25,0	75,0	50	0,63	0,12	0,25	0,55	0,80	0,31
3	5	25,0	0,630	75,0	175,0	125	3,15	0,62	0,87	1,39	2,25	1,08
4	9	25,0	0,630	175,0	262,5	218,75	5,67	1,11	1,98	2,43	4,41	2,47
5	12	25,0	0,630	262,5	487,5	375	7,56	1,48	3,46	4,16	7,62	4,33
6	27	25,0	0,630	487,5	875,0	681,25	17,01	3,34	6,80	7,56	14,36	8,50
7	43	25,0	0,630	875,0	1162,5	1018,75	27,09	5,32	12,12	11,30	23,42	15,15
8	50	25,0	0,630	1162,5	1250,0	1206,25	31,50	6,19	18,31	13,38	31,69	22,88

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-15: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - SP-03

PROF (m)	N30	Cp (tf/m ²)	Cf (tf/m ²)	(Cp*N30) ₁ (tf/m ²)	(Cp*N30) ₂ (tf/m ²)	qc (tf/m ²)	fs (tf/m ²)	PI (tf)	ΣPI	Pp (tf)	Padm FS=2 (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	1	25,0	0,630	12,5	25,0	18,75	0,63	0,12	0,12	0,21	0,33	0,15
2	1	25,0	0,630	25,0	75,0	50	0,63	0,12	0,25	0,55	0,80	0,31
3	5	25,0	0,630	75,0	200,0	137,5	3,15	0,62	0,87	1,53	2,39	1,08
4	11	25,0	0,630	200,0	300,0	250	6,93	1,36	2,23	2,77	5,00	2,78
5	13	25,0	0,630	300,0	562,5	431,25	8,19	1,61	3,83	4,78	8,62	4,79
6	32	25,0	0,630	562,5	1025,0	793,75	20,16	3,96	7,79	8,81	16,60	9,74
7	50	25,0	0,630	1025,0	1250,0	1137,5	31,50	6,19	13,98	12,62	26,60	17,47
8	50	25,0	0,630	1250,0	1250,0	1250	31,50	6,19	20,16	13,87	34,03	25,20

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-16, 3-17 e 3-18 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Método de Pedro P. C. Velloso (1981), a partir da correlação N30 f(N10):

Tabela 3-16: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - DP-01

PROF (m)	N30 f(N10)	Cp (tf/m ²)	Cf (tf/m ²)	(Cp*N30) ₁ (tf/m ²)	(Cp*N30) ₂ (tf/m ²)	qc (tf/m ²)	fs (tf/m ²)	PI (tf)	ΣPI	Pp (tf)	Padm FS=2 (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	1,6	25,0	0,630	19,5	42,3	30,88	0,98	0,19	0,19	0,34	0,54	0,24
2	1,8	25,0	0,630	42,3	93,4	67,84	1,15	0,23	0,42	0,75	1,17	0,52
3	5,7	25,0	0,630	93,4	182,0	137,72	3,56	0,70	1,12	1,53	2,65	1,40
4	8,9	25,0	0,630	182,0	373,8	277,88	5,61	1,10	2,22	3,08	5,30	2,77
5	21,0	25,0	0,630	373,8	668,7	521,22	13,23	2,60	4,82	5,78	10,60	6,02
6	32,5	25,0	0,630	668,7	812,5	740,59	20,48	4,02	8,84	8,22	17,05	11,05
7	32,5	25,0	0,630	812,5	812,5	812,50	20,48	4,02	12,86	9,01	21,87	16,07
8	32,5	25,0	0,630	812,5	812,5	812,50	20,48	4,02	16,88	9,01	25,89	21,10

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-17: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - DP-02

PROF (m)	N30 f(N10)	Cp (tf/m ²)	Cf (tf/m ²)	(Cp*N30) ₁ (tf/m ²)	(Cp*N30) ₂ (tf/m ²)	qc (tf/m ²)	fs (tf/m ²)	PI (tf)	ΣPI	Pp (tf)	Padm FS=2 (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	12,1	25,0	0,630	151,1	204,8	177,94	7,62	1,50	1,50	1,97	3,47	1,87
2	4,3	25,0	0,630	204,8	71,5	138,13	2,70	0,53	2,03	1,53	3,56	2,53
3	1,4	25,0	0,630	71,5	83,7	77,59	0,90	0,18	2,20	0,86	3,06	2,75
4	5,3	25,0	0,630	83,7	272,2	177,94	3,32	0,65	2,85	1,97	4,83	3,57
5	16,5	25,0	0,630	272,2	493,8	382,99	10,40	2,04	4,90	4,25	9,15	6,12
6	23,0	25,0	0,630	493,8	693,7	593,73	14,49	2,84	7,74	6,59	14,33	9,68
7	32,5	25,0	0,630	693,7	812,5	753,09	20,48	4,02	11,76	8,35	20,12	14,70
8	32,5	25,0	0,630	812,5	812,5	812,50	20,48	4,02	15,78	9,01	24,80	19,73

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-18: Método de Pedro P. C. Velloso (1981) - DP-03

PROF (m)	N30 f(N10)	Cp (tf/m ²)	Cf (tf/m ²)	(Cp*N30) ₁ (tf/m ²)	(Cp*N30) ₂ (tf/m ²)	qc (tf/m ²)	fs (tf/m ²)	PI (tf)	ΣPI	Pp (tf)	Padm FS=2 (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	4,2	25,0	0,630	52,0	78,8	65,41	2,62	0,51	0,51	0,73	1,24	0,64
2	2,1	25,0	0,630	78,8	64,2	71,50	1,35	0,27	0,78	0,79	1,57	0,97
3	3,0	25,0	0,630	64,2	135,7	99,94	1,88	0,37	1,15	1,11	2,26	1,44
4	7,9	25,0	0,630	135,7	261,6	198,66	4,95	0,97	2,12	2,20	4,33	2,65
5	13,1	25,0	0,630	261,6	443,6	352,63	8,23	1,62	3,74	3,91	7,65	4,67
6	22,4	25,0	0,630	443,6	757,7	600,64	14,13	2,77	6,51	6,66	13,18	8,14
7	38,2	25,0	0,630	757,7	955,1	856,38	24,06	4,72	11,24	9,50	20,74	14,05
8	38,2	25,0	0,630	955,1	884,0	919,55	24,08	4,73	15,96	10,20	26,17	19,96

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-19, 3-20 e 3-21 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Antunes e Cabral (1996), a partir dos ensaios SPT:

Tabela 3-19: Antunes e Cabral (1996) - SP-01

PROF (m)	N30	PI (tf)	ΣPI	β ₂ * N30 (Kgf/cm ²)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm (≤1,25*PI) (tf)
1	1	0,16	0,16	1,00	0,49	0,32	0,20
2	1	0,16	0,31	1,00	0,49	0,40	0,39
3	8	1,26	1,57	8,00	3,93	2,75	1,96
4	10	1,57	3,14	10,00	4,91	4,03	3,93
5	11	1,73	4,87	11,00	5,40	5,13	6,09
6	17	2,67	7,54	17,00	8,34	7,94	9,42
7	50	7,85	15,39	40,00	19,63	17,51	19,24
8	50	7,85	23,25	40,00	19,63	21,44	29,06

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-20: Antunes e Cabral (1996) - SP-02

PROF (m)	N30	PI (tf)	Σ PI	$\beta_2 * N_{30}$ (Kgf/cm ²)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 * PI$) (tf)
1	1	0,16	0,16	1,00	0,49	0,32	0,20
2	1	0,16	0,31	1,00	0,49	0,40	0,39
3	5	0,79	1,10	5,00	2,45	1,78	1,37
4	9	1,41	2,51	9,00	4,42	3,47	3,14
5	12	1,88	4,40	12,00	5,89	5,14	5,50
6	27	4,24	8,64	27,00	13,25	10,95	10,80
7	43	6,75	15,39	40,00	19,63	17,51	19,24
8	50	7,85	23,25	40,00	19,63	21,44	29,06

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-21: Antunes e Cabral (1996) - SP-03

PROF (m)	N30	PI (tf)	Σ PI	$\beta_2 * N_{30}$ (Kgf/cm ²)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 * PI$) (tf)
1	1	0,16	0,16	1,00	0,49	0,32	0,20
2	1	0,16	0,31	1,00	0,49	0,40	0,39
3	5	0,79	1,10	5,00	2,45	1,78	1,37
4	11	1,73	2,83	11,00	5,40	4,11	3,53
5	13	2,04	4,87	13,00	6,38	5,63	6,09
6	32	5,03	9,90	32,00	15,71	12,80	12,37
7	50	7,85	17,75	40,00	19,63	18,69	22,19
8	50	7,85	25,60	40,00	19,63	22,62	32,00

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-22, 3-23 e 3-24 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Antunes e Cabral (1996), a partir da correlação N30 f(N10):

Tabela 3-22: Antunes e Cabral (1996) - DP-01

PROF (m)	N30 f(N10)	PI (tf)	Σ PI	$\beta_2 * N_{30}$ (Kgf/cm ²)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 * PI$) (tf)
1	1,6	0,25	0,25	1,56	0,77	0,51	0,31
2	1,8	0,29	0,53	1,82	0,89	0,71	0,66
3	5,7	0,89	1,42	5,66	2,78	2,10	1,77
4	8,9	1,40	2,82	8,91	4,37	3,59	3,52
5	21,0	3,30	6,12	21,00	10,31	8,21	7,64
6	32,5	5,11	11,22	32,50	15,95	13,59	14,03
7	32,5	5,11	16,33	32,50	15,95	16,14	20,41
8	32,5	5,11	21,43	32,50	15,95	18,69	26,79

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-23: Antunes e Cabral (1996) - DP-02

PROF (m)	N30 f(N10)	PI (tf)	Σ PI	$\beta_2 * N_{30}$ (Kgf/cm ²)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 * PI$) (tf)
1	12,1	1,90	1,90	12,09	5,93	3,92	2,37
2	4,3	0,67	2,57	4,29	2,11	2,34	3,22
3	1,4	0,22	2,80	1,43	0,70	1,75	3,50
4	5,3	0,83	3,62	5,27	2,58	3,10	4,53
5	16,5	2,59	6,22	16,51	8,10	7,16	7,77
6	23,0	3,61	9,83	22,99	11,29	10,56	12,29
7	32,5	5,11	14,93	32,50	15,95	15,44	18,67
8	32,5	5,11	20,04	32,50	15,95	18,00	25,05

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-24: Antunes e Cabral (1996) - DP-03

PROF (m)	N30 f(N10)	PI (tf)	Σ PI	$\beta_2 * N_{30}$ (Kgf/cm ²)	Pp (tf)	Padm (FS=2) (tf)	Padm ($\leq 1,25 * PI$) (tf)
1	4,2	0,65	0,65	4,16	2,04	1,35	0,82
2	2,1	0,34	0,99	2,15	1,05	1,02	1,24
3	3,0	0,47	1,46	2,99	1,47	1,46	1,83
4	7,9	1,24	2,70	7,87	3,86	3,28	3,37
5	13,1	2,05	4,75	13,07	6,41	5,58	5,93
6	22,4	3,52	8,27	22,43	11,01	9,64	10,34
7	38,2	6,00	14,27	38,19	18,75	16,51	17,84
8	38,2	6,00	20,27	38,22	18,76	19,52	25,34

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-25, 3-26 e 3-27 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Gotlieb e Penna (2000), a partir dos ensaios SPT:

Tabela 3-25: Gotlieb e Penna (2000) - SP-01

Profundidade (m)	Valor SPT	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência de ponta (KN/m ²)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência por atrito lateral acumulado (KN/m ²)	Tensão admissível total, na secção transversal da estaca (KN/m ²)	Padm (tf)
SPT - 1 m	1	0	32	32	0,157
SPT - 2 m	1	60	64	124	0,608
SPT - 3 m	8	200	320	520	2,551
SPT - 4 m	10	380	640	1020	5,004
SPT - 5 m	11	580	992	1572	7,713
SPT - 6 m	17	760	1536	2296	11,265
SPT - 7 m	50	1560	3136	4696	23,040
SPT - 8 m	50	2340	4736	5000	24,531
SPT - 9 m	50	3000	6336	5000	24,531

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-26: Gotlieb e Penna (2000) - SP-02

Profundidade (m)	Valor SPT	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência de ponta (KN/m ²)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência por atrito lateral acumulado (KN/m ²)	Tensão admissível total, na secção transversal da estaca (KN/m ²)	Padm (tf)
SPT - 1 m	1	0	32	32	0,157
SPT - 2 m	1	60	64	124	0,608
SPT - 3 m	5	140	224	364	1,786
SPT - 4 m	9	300	512	812	3,984
SPT - 5 m	12	520	896	1416	6,947
SPT - 6 m	27	960	1760	2720	13,345
SPT - 7 m	43	1640	3136	4776	23,432
SPT - 8 m	50	2400	4736	5000	24,531
SPT - 9 m	50	2860	6336	5000	24,531

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-27: Gotlieb e Penna (2000) - SP-03

Profundidade (m)	Valor SPT	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência de ponta (KN/m ²)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência por atrito lateral acumulado (KN/m ²)	Tensão admissível total, na secção transversal da estaca (KN/m ²)	Padm (tf)
SPT - 1 m	1	0	32	32	0,157
SPT - 2 m	1	60	64	124	0,608
SPT - 3 m	5	140	224	364	1,786
SPT - 4 m	11	340	576	916	4,494
SPT - 5 m	13	580	992	1572	7,713
SPT - 6 m	32	1120	2016	3136	15,386
SPT - 7 m	50	1900	3616	5000	24,531
SPT - 8 m	50	2640	5216	5000	24,531
SPT - 9 m	50	3000	6816	5000	24,531

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-28, 3-29 e 3-30 trazem o dimensionamento de uma estaca hélice-contínua de 0,25m de diâmetro pelo método de Gotlieb e Penna (2000), a partir da correlação N30 f(N10):

Tabela 3-28: Gotlieb e Penna (2000) - DP-01

Profundidade (m)	N30 f(N10)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência de ponta (KN/m ²)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência por atrito lateral acumulado (KN/m ²)	Tensão admissível total, na secção transversal da estaca (KN/m ²)	Padm (tf)
SPT - 1 m	1,6	0	50	50	0,245
SPT - 2 m	1,8	101	108	210	1,028
SPT - 3 m	5,7	181	289	470	2,305
SPT - 4 m	8,9	328	574	902	4,424
SPT - 5 m	21,0	711	1246	1957	9,602
SPT - 6 m	32,5	1248	2286	3534	17,338
SPT - 7 m	32,5	1720	3326	5000	24,531
SPT - 8 m	32,5	1950	4366	5000	24,531
SPT - 9 m	32,5	1950	5406	5000	24,531

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-29: Gotlieb e Penna (2000) - DP-02

Profundidade (m)	N30 f(N10)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência de ponta (KN/m ²)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência por atrito lateral acumulado (KN/m ²)	Tensão admissível total, na secção transversal da estaca (KN/m ²)	Padm (tf)
SPT - 1 m	12,1	0	387	387	1,899
SPT - 2 m	4,3	491	524	1016	4,983
SPT - 3 m	1,4	356	570	926	4,544
SPT - 4 m	5,3	220	738	958	4,701
SPT - 5 m	16,5	464	1267	1731	8,492
SPT - 6 m	23,0	895	2003	2898	14,218
SPT - 7 m	32,5	1440	3043	4483	21,993
SPT - 8 m	32,5	1760	4083	5000	24,531
SPT - 9 m	32,5	1950	5123	5000	24,531

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-30: Gotlieb e Penna (2000) - DP-03

Profundidade (m)	N30 f(N10)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência de ponta (KN/m ²)	Tensão admissível na secção transversal da estaca, devida à resistência por atrito lateral acumulado (KN/m ²)	Tensão admissível total, na secção transversal da estaca (KN/m ²)	Padm (tf)
SPT - 1 m	4,2	0	133	133	0,653
SPT - 2 m	2,1	189	202	391	1,918
SPT - 3 m	3,0	186	297	483	2,371
SPT - 4 m	7,9	260	549	809	3,970
SPT - 5 m	13,1	478	967	1446	7,092
SPT - 6 m	22,4	867	1685	2552	12,520
SPT - 7 m	38,2	1474	2907	4380	21,491
SPT - 8 m	38,2	1977	4130	5000	24,531
SPT - 9 m	32,5	2178	5170	5000	24,531

Fonte: SACRAMENTO (2015)

As tabelas 3-31, 3-32 e 3-33 apresentam os comprimentos úteis necessários para as capacidades de carga à compressão de 5tf, 10tf, 15tf e 20tf para cada método de cálculo:

Tabela 3-31: Grupos de ensaios 01

CAPACIDADE (tf)	ENSAIOS 01 - COMPRIMENTO ÚTIL NECESSÁRIO (m)								
	NILSSON	AOKI-VELLOSO	AOKI-VELLOSO f(N10)	PEDRO P. C. VELLOSO	PEDRO P. C. VELLOSO f(N10)	ANTUNES E CABRAL	ANTUNES E CABRAL f(N10)	GOTLIEB-PENNA	GOTLIEB-PENNA f(N10)
5	4	5	4	4	4	5	5	4	5
10	5	6	5	6	5	7	6	6	6
15	6	6	6	7	6	7	7	7	6
20	7	7	8	7	7	8	9	7	7

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-32: Grupos de ensaios 02

CAPACIDADE (tf)	ENSAIOS 02 - COMPRIMENTO ÚTIL NECESSÁRIO (m)								
	NILSSON	AOKI-VELLOSO	AOKI-VELLOSO f(N10)	PEDRO P. C. VELLOSO	PEDRO P. C. VELLOSO f(N10)	ANTUNES E CABRAL	ANTUNES E CABRAL f(N10)	GOTLIEB-PENNA	GOTLIEB-PENNA f(N10)
5	2	5	4	5	5	5	5	5	5
10	5	6	6	6	6	6	6	6	6
15	6	6	7	7	7	7	7	7	7
20	8	7	9	7	7	8	9	7	7

Fonte: SACRAMENTO (2015)

Tabela 3-33: Grupos de ensaios 03

CAPACIDADE (tf)	ENSAIOS 03 - COMPRIMENTO ÚTIL NECESSÁRIO (m)								
	NILSSON	AOKI-VELLOSO	AOKI-VELLOSO f(N10)	PEDRO P. C. VELLOSO	PEDRO P. C. VELLOSO f(N10)	ANTUNES E CABRAL	ANTUNES E CABRAL f(N10)	GOTLIEB-PENNA	GOTLIEB-PENNA f(N10)
5	4	4	4	4	5	5	5	5	5
10	6	5	6	6	6	6	7	6	6
15	7	6	6	6	7	7	7	6	7
20	7	7	8	7	7	8	9	7	7

A tabela 3-34 apresenta as médias dos comprimentos necessários para o método de Nilsson para os ensaios DP-01, DP-01 e DP-03, as médias de todos os comprimentos de todos os métodos a partir dos ensaios SPT, e as médias de todos os comprimentos de todos os métodos a partir de N30 f(N10), para cada grupo de capacidade de carga:

Tabela 3-34: Comprimentos médios

CAPACIDADE (tf)	COMPRIMENTO ÚTIL NECESSÁRIO (m)		
	MÉDIA NILSSON	MÉDIA MÉTODOS N30	MÉDIA MÉTODOS N30 f(N10)
5	4	4,7	4,7
10	5,3	6,0	5,9
15	6,3	6,6	6,7
20	7,3	7,3	7,8

Fonte: SACRAMENTO (2015)

4 DISCUSSÕES FINAIS

Na sondagem DP-02, o alto valor de N10, fs e qd no primeiro metro, deve-se ao fato de que o local da sondagem era um ponto de passagem de material e funcionários da obra, pelo qual o solo superficial foi compactado. Como as sondagens DPL foram executadas depois da obra e devido à sensibilidade do equipamento, tal compactação foi detectada no ensaio. Nas médias dos comprimentos necessários pelo método de Nilsson, foi imposto o valor de 4m para 5tf para a sondagem DP-02, de modo a permitir uma comparação com a sondagem SP-02, que foi executada antes da obra.

Tendo em vista a proximidade entre os pares de ensaios e pela similaridade geológico-geotécnica entre os perfis de cada tipo de sondagem, realizou-se a comparação da média dos comprimentos previstos pelo método de Nilsson para os 3 furos DPL com a média dos comprimentos de todos os métodos e furos SPT para capacidades de carga de 5tf, 10tf, 15tf e 20tf. Considerando somente a fase de projeto executivo, o método de Nilsson, a partir das sondagens DPL, solicitaria os mesmos comprimentos dos demais métodos para SPT. Para se completar a análise de forma tecnicamente adequada, aferindo melhor os resultados metro a metro, por atrito lateral e por ponta de cada método, validando os comprimentos previstos, seria necessário a execução de uma prova de carga instrumentada.

O método de Nilsson resultou nas maiores capacidades de carga por atrito lateral, sendo que a capacidade de carga de ponta pelo mesmo método aproxima-se de zero. Considerando-se o fator de segurança global de 2,0, o método de Nilsson se aproxima dos demais métodos, que têm uma capacidade de carga por atrito lateral menor e por ponta maior. De acordo com a pesquisa realizada na revisão da literatura, verificou-se, através de provas de carga instrumentadas, que estacas escavadas de pequeno diâmetro funcionam como estacas de atrito, sendo que a resistência de ponta só é mobilizada depois de grandes recalques. Nesse sentido, o método de Nilsson é o que mais se aproxima desta realidade. Os demais métodos, mesmo considerando um fator de redução para a resistência de ponta da estaca, ainda contam com uma parcela significativa de ponta.

De posse de todas as informações descritas acima e nos capítulos anteriores, o autor conclui que as sondagens DPL podem ser uma alternativa técnica e economicamente viável para projetos de fundações. Tendo em vista a limitação de profundidade de 12m das sondagens DPL por conta da energia de cravação, entende-se que as obras de pequeno porte, as quais geralmente contam com menos recursos financeiros, poderiam adotar o uso de campanhas de sondagens DPL para o projeto geotécnico das fundações. É importante ressaltar

que independentemente se o projeto de fundações for desenvolvido a partir de sondagens DPL ou a partir de sondagens SPT, que, salvo a experiência do projetistas de fundações em determinada região e salvo as exigência da ABNT (2010), deve-se sempre realizar campanhas de provas de carga para liberação e aprovação das fundações executadas, ajustando, se possível, os fatores de correlação das equações semi-empíricas, de forma a contribuir com um banco de dados para determinada região. A correlação obtida entre os golpes de DPL e SPT do presente trabalho não devem ser utilizadas para cálculo de fundações, mesmo na região da Bacia de Taubaté, tendo em vista a pouca quantidade de ensaios realizados.

5 REFERÊNCIAS

- ALLEDI, C. **Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade**. Tese de doutorado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa/MG, 2013.
- ANDRAOS, N. **Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas *in loco*: contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro-análise**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná. Curitiba/PR, 2009.
- ÁVILA, S.P; CONCIANI, W. **Previsão de capacidade de carga de solos através de correlação de dados obtidos com o cone dinâmico (DPL)**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Anais, Curitiba/PR, 2006.
- CINTRA, J. et al. **Fundações - ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos: São Paulo, 2013.
- CINTRA, J.; AOKI, N. **Fundações por estacas - projeto geotécnico**. Oficina de Textos: São Paulo, 2010.
- GONÇALVES, C.; BERNARDES, G.; NEVES, L. **Estacas Pré-Fabricadas de concreto - Teoria e Prática**. 2007.
- GOTLIEB, M.; PENNA, A. S.; RODRIGUES, L. H. B.; ROMANO, R. **Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice-contínua**. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. 2000.
- NILSSON, T.; CUNHA, R. **Advantages and equations for pile design in Brazil via DPL tests**. 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization, Porto, Portugal, 19-22 September, 2003.
- NILSSON, T. **Comparações entre DPL NILSSON e SPT**. IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Março de 2004, Curitiba/PR.
- NILSSON, T. **Sondagens e ensaios**. Texto técnico, julho de 2003, Indaiatuba/SP.
- NILSSON, T. **Norma TN-0102**. Execução de sondagens DPL Nilsson, outubro de 2011, Indaiatuba/SP.
- NILSSON, T. **Parameter approach from DPL**. ISC3, Taipei, Taiwan, May 2008.
- NILSSON, T. **Dimensionamento de estacas através ensaios de DPL**. Texto técnico, 2003, Indaiatuba/SP.
- RIBEIRO, G. **Avaliação morfológica, taxonômica e cronológica dos mamíferos fósseis da Formação Tremembé (Bacia de Taubaté), Estado de São Paulo, Brasil**. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.
- SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas/SP, 2013.

SILVA, D.F; MIGUEL, M.G e BELINCANTA, A. **Estudo preliminar de estimativa de capacidade de carga de estacas através de ensaios DPL e DPSH em Londrina/PR.** Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Anais, Curitiba/PR, 2006.

TORRES-RIBEIRO, M.; BORGHI, L. **O uso de microfácies sedimentares na caracterização de potenciais rochas selantes e geradoras de um sistema lacustre paleogênico na Bacia de Taubaté.** 4o PDPETRO. Campinas/SP, 2007.

VELLOSO, D.; LOPES, F. **Fundações Profundas - volume 2.** Oficina de Textos: São Paulo, 2010.