

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO – UFPE

PEDRO DANIEL UCHÔA DANTAS



**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE
CARGA EM ESTACAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA.**

**RECIFE
2014**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO – UFPE

PEDRO DANIEL UCHÔA DANTAS



**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE
CARGA EM ESTACAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA.**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao curso de graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal
de Pernambuco para obtenção do grau de
Bacharel em Engenharia Civil

Área de concentração:
Engenharia de fundações

Orientador: Professor Washington Moura
de Amorim Junior

**RECIFE
2014**

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

D192a Dantas, Pedro Daniel Uchôa.
Avaliação de métodos para cálculo de capacidade de carga em estacas do tipo hélice contínua / Pedro Daniel Uchôa Dantas. - Recife: O Autor, 2014.
72 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Washington Moura de Amorim Junior.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2014.
Inclui Referências e Anexo.

1. Engenharia Civil. 2. Capacidade de carga das estacas. 3. Métodos semi empíricos. 4. Prova de carga Estática. I. Amorim Junior, Washington Moura de. (Orientador). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2014-246



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATO(S): 1 - PEDRO DANIEL UCHÔA DANTAS

2 -

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: WASHINGTON MOURA DE AMORIM JUNIOR

Examinador 1: JAMESSON DOS SANTOS POROCA

.....
Examinador 2:.....

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: AVALIAÇÃO DE MÉTODOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA.....

.....
LOCAL: SALA DE AULA DO LABORATORIO DE SOLOS E INSTRUMENTAÇÃO/ DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA/ CTG - UFPE. **DATA:** 27/08/2014

HORÁRIO DE INICIO: 16 HORAS E 5 MINUTOS.

Em sessão pública, após exposição de cerca de.....minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca, sendo considerado(s):

1) (x) aprovado(s), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito

() Sem revisões.

() Com revisões, a serem feitas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias. (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

2) (...) reprovado(s).

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife,.....de.....de 20....

Orientador:.....

Examinador 1.....

Examinador 2.....

Candidato 1.....

Candidato 2

Dedico este trabalho aos meus familiares, meus pais Pedro Marçal e Ana Paula, meus irmãos Paulo André e Mateus Rafael, como também a minha companheira Yasmin Menezes, pelo carinho e apoio de todos.

AGRADECIMENTOS:

Agradeço primeiramente a Deus, pelo seu amor incondicional, por estar sempre ao meu lado e ter me ajudado em todos os momentos deste curso.

Ao Professor Washington Moura de Amorim Junior, pelo apoio e orientação neste trabalho, como também pelos grandes ensinamentos passados em suas aulas.

Ao Engenheiro Cleônio Aragão e ao gerente Gerino José da Geobeton Engenharia LTDA, ao Engenheiro Gilmar de Brito da Gusmão Engenheiros Associados LTDA e ao Engenheiro Philippe Beno da Rincent BTP Brasil pela cooperação na elaboração deste trabalho.

Aos meus Pais, irmãos e amigos por toda confiança e companheirismo sempre depositados em mim, sem a presença de todos na minha vida seria improvável a conclusão deste sonho.

A minha companheira Yasmin Menezes Castro, pelo seu amor e palavras de incentivo constantes ao longo desse curso.

Por fim, agradeço a todos que colaboraram direta ou indiretamente para minha formação profissional e conclusão deste trabalho.

“Seja você quem for, seja qual for a posição social que você tenha na vida, a mais alta ou a mais baixa, tenha sempre como meta muita força, muita determinação e sempre faça tudo com muito amor e com muita fé em Deus, que um dia você chega lá. De alguma maneira você chega lá.”

Ayrton Senna

RESUMO:

Este estudo tem o objetivo de avaliar o método mais confiável de cálculo da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua, verificando a precisão e segurança dos resultados dos métodos.

Foram analisadas 27 provas de carga estática, em 16 obras na região metropolitana do Recife, dispondo também do conhecimento do solo por meio de sondagens à percussão. Baseado nesse banco de dados, efetuou-se o cálculo da capacidade de carga de cada estaca por métodos semi empíricos. Os métodos utilizados foram os de Aoki & Velloso (1975), Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993), Aoki & Velloso modificado por Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1996), Vorcaro & Velloso (2000) e Antunes & Cabral (1996).

O estudo aborda, posteriormente, a verificação da carga de ruptura pelo método de Van der Veen (1953), baseados nos resultados de prova de carga estática.

Palavras-Chave: Capacidade de carga das estacas. Métodos semi empíricos. Prova de carga Estática.

ABSTRACT:

The purpose of this paper is to evaluate the most reliable method of calculating the load capacity of piles of continuous propeller type, checking the accuracy and safety of the method results.

Twenty seven (27) static load tests were analyzed in sixteen (16) constructions in the Recife metropolitan area, also providing the knowledge of the soil through means of surveys to percussion. Based on this database, we performed the calculation of the load capacity of each pile by semi empirical methods. The methods used were Aoki & Velloso (1975), Aoki & Velloso modified by Laprovitera (1988) and Benegas (1993), Aoki & Velloso modified by Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1996), Vorcaro & Velloso (2000) and Antunes & Cabral (1996).

The study addresses subsequently checking the breaking load by the method of Van der Veen (1953), based on the results of static load test.

Keywords: Capacity of the piles. Semi empirical methods. Static load test.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1. FUNDAÇÕES.....	14
2.2. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO.....	14
2.3. SONDAGEM À PERCUSSÃO	15
2.4. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	16
2.5. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL	18
2.5.1. MÉTODOS SEMI EMPÍRICOS	18
2.5.1.1. MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975).....	18
CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) & BENEGAS (1993)	20
CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)	21
2.5.1.2. MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA (1996).....	23
2.5.1.3. MÉTODO DE VORCARO & VELLOSO (2000)	25
2.5.1.4. MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)	27
2.6. PROVA DE CARGA ESTÁTICA	28
2.7. EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE	30
2.7.1. MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)	30
3. MATERIAIS E MÉTODOS	31
3.1. SONDAGENS	31
3.2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	33
3.3. METODOLOGIA	35
4. RESULTADOS OBTIDOS	41
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	53
MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)	53
CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) & BENEGAS (1993)	54
CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)	56
MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1996)	58
MÉTODO DE VORCARO & VELLOSO (2000)	60
MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)	61
CASO PARTICULAR: E6 e E7	63
6. CONCLUSÕES	65

REFERÊNCIAS 68

ANEXO 70

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Etapas na execução da sondagem	15
Figura 2.2 – Execução da sondagem em obra.....	16
Figura 2.3 – Etapas da execução da estaca Hélice Contínua.....	17
Figura 2.4 – Procedimento de concretagem da estaca Hélice Contínua.....	17
Figura 2.5 – Representação da resistência de ponta segundo Monteiro (1997)	22
Figura 2.6 – Exemplo de prova de carga estática com sistema de reação em estacas (2).....	29
Figura 3.1 – Exemplo de perfil de sondagem a percussão	32
Figura 3.2 – Exemplo do ensaio durante o carregamento referente ao 10º estágio..	33
Figura 3.3 – Exemplo do ensaio durante o descarregamento no 1º estágio	34
Figura 3.4 – Exemplo da representação da curva carga versus recalque.....	34
Figura 3.5 – Localização das Obras.....	36
Figura 3.6 – Informações extraídas dos perfis de sondagens	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características da estaca Hélice Contínua	18
Tabela 2.2 – Valores de K e α (Aoki & Velloso, 1975).....	19
Tabela 2.3 – Valores de F1 e F2 (Aoki & Velloso, 1975).....	19
Tabela 2.4 – Valores de K e α (Laprovitera, 1988).....	20
Tabela 2.5 – Valores de F1 e F2 (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993).....	21
Tabela 2.6 – Valores de K e α (Monteiro, 1997).....	21
Tabela 2.7 – Valores de F1 e F2 (Monteiro, 1997).....	22
Tabela 2.8 – Coeficiente C em função do solo (Décourt & Quaresma, 1978).....	23
Tabela 2.9 – Valores de α e β (Décourt & Quaresma, 1996)	24
Tabela 2.10 – Grupo de solos	25
Tabela 2.11 – Fatores β_1' e β_2'	27
Tabela 3.1 – Informações das sondagens	31
Tabela 3.2 – Resultados das Provas de Carga	35
Tabela 3.3 – Fatores β_1' e β_2' adotados	38
Tabela 3.4 – Exemplo de extrapolação por Van der Veen (1953).....	39
Tabela 4.1 – Determinação da capacidade de carga – Parte A	41
Tabela 4.2 – Determinação da capacidade de carga – Parte B	42
Tabela 4.3 – Condição de aceitação das Provas de Cargas	43
Tabela 4.4 – Relação Q_p / Q_{rup}	46
Tabela 4.5 – Média e Desvio Padrão dos Métodos.....	50
Tabela 4.6 – Coeficiente de correlação dos Métodos	51
Tabela 4.7 – Grau de correlação.....	51
Tabela 6.1 – Resultados para estacas de 400 mm	65
Tabela 6.2 – Resultados para estacas de 500 mm	66
Tabela 6.3 – Resultados para estacas de 600 mm	66

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – $\ln(Q/Q_{ult}) \times \text{Recalque}$	40
Gráfico 4.1 – Dispersão do método de Aoki & Velloso	44
Gráfico 4.2 – Dispersão do método de Aoki & Velloso (Modificado por Laprovitera & Benegas)	44
Gráfico 4.3 – Dispersão do método de Aoki & Velloso (Modificado por Monteiro)	44
Gráfico 4.4 – Dispersão do método de Décourt & Quaresma	45
Gráfico 4.5 – Dispersão do método de Vorcaro & Velloso	45
Gráfico 4.6 – Dispersão do método de Antunes & Cabral	45
Gráfico 4.7 – Avaliação Q_p/Q_{rup} para o método de Aoki & Velloso (1975)	47
Gráfico 4.8 – Avaliação Q_p/Q_{rup} para o método de Aoki & Velloso (1975), modificado por Laprovitera (1988) & Benegas (1993)	47
Gráfico 4.9 – Avaliação Q_p/Q_{rup} para o método de Aoki & Velloso (1975), modificado por Monteiro (1997)	48
Gráfico 4.10 – Avaliação Q_p/Q_{rup} para o método de Décourt & Quaresma (1996).	48
Gráfico 4.11 – Avaliação Q_p/Q_{rup} para o método de Vorcaro & Velloso (2000)	49
Gráfico 4.12 – Avaliação Q_p/Q_{rup} para o método de Antunes & Cabral (1996)	49

1. INTRODUÇÃO

Na região metropolitana do Recife é comum o uso de estacas nas obras de engenharia, devido às elevadas cargas das construções e da necessidade de garantir fundações seguras. Simultaneamente, em áreas cujos solos possuem camadas compressíveis, de baixa resistência superficial e com camadas profundas, geralmente, de boa capacidade de carga de suporte, o uso de estacas se torna a melhor opção, sendo a hélice contínua amplamente usada nesta região.

Anteriormente à execução das estacas, é necessário calcular a capacidade de carga do sistema solo-estaca, por meio de métodos semi empíricos ou dinâmicos, embora não exista um método específico para a região do Recife, faz-se uso dos mais difundidos no Brasil, ficando a critério do projetista a estimativa do fator de segurança.

Posteriormente a execução das fundações, é usual efetuar ensaio não destrutivo com a finalidade de verificar a integridade da estaca e confirmar a carga de trabalho adotada pelo projetista. Pode ser feito Ensaio de integridade física (PIT), Prova de carga estática (PCE) ou Prova de carga dinâmica (PDA).

Este trabalho tem como objetivo avaliar o método de cálculo de capacidade de carga do solo mais confiável para a região do Recife, em estacas do tipo Hélice contínua, com base em resultados de sondagens geotécnicas e provas de carga estática, em conformidade com os procedimentos descritos na NBR 6484/2001 e NBR 12131/2006.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAÇÕES

As fundações de uma obra tem como função principal a transmissão de cargas de um edifício ou construção (superestrutura) para o solo e está dividido em dois grupos: fundações rasas ou diretas e fundações profundas ou indiretas.

O primeiro grupo é representado por vários tipos como: bloco, sapata, sapata corrida, viga de fundação, grelha, sapata associada e radier. O segundo grupo é composto por estaca (diferenciando pelo tipo de material e modo de execução), tubulão e caixão.

Para o projeto de fundações, tornam-se necessários os conhecimentos da topografia da área, dados geológicos-geotécnicos, os carregamentos da superestrutura e dados sobre construções vizinhas. Embora existam as incertezas, constantes nas questões relacionadas às fundações, o projeto ideal deve ter a segurança adequada ao colapso do solo ou da estrutura, como também deve garantir deformações aceitáveis. Para garantir estes requisitos “há necessidade de introdução de coeficientes de segurança (Também chamados de fatores de segurança) que levem em conta essas incertezas” (VELLOSO & LOPES, 2004, p. 16).

2.2. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Compreende a obtenção dos dados geológicos-geotécnicos, um dos elementos necessários, citados anteriormente, para elaboração do projeto de fundações.

Segundo Gusmão Filho (1998), o ideal para o conhecimento confiável do subsolo é uma ampla investigação, especialmente quando o solo a ser estudado é o do Recife, que tem uma grande diversidade de perfis de subsolo e incertezas oriundas de sua formação geológica.

Está ampla investigação acarreta em um baixo grau de incerteza, conseqüentemente, uma diminuição dos fatores de segurança, porém, requer um

investimento alto que muitas vezes é considerado, equivocadamente, um custo desnecessário. Em decorrência, o estudo do subsolo torna-se limitado, resultando em fundações mais caras.

2.3. SONDAGEM À PERCUSSÃO

No Brasil, a NBR 6484/ 2001 normatiza este método de investigação, detalhando os equipamentos necessários, procedimento de execução e critérios de apresentação do resultado.

O procedimento executivo consiste na cravação do amostrador padrão no fundo de uma escavação, revestida ou não, com o uso de um peso de 65 kgf a uma altura de queda de 75 cm. O valor de N_{SPT} corresponde ao número de golpes necessários para cravação de 30 cm finais do amostrador, após cravação inicial de 15 cm. As amostras de solo são coletadas do amostrador de metro em metro, para caracterização tátil visual.

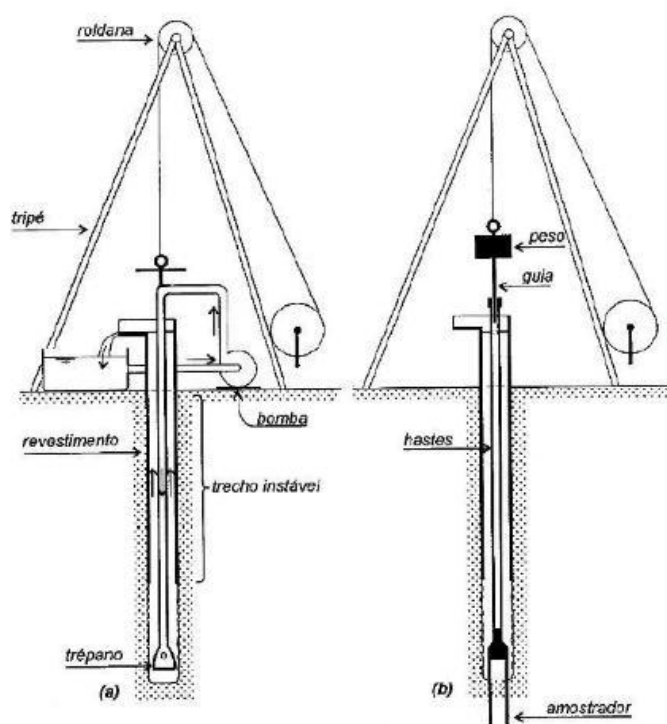


Figura 2.1 – Etapas na execução da sondagem: (a) Avanço da sondagem por lavagem e desagregação (b) Procedimento executivo do ensaio



Figura 2.2 – Execução da sondagem em obra

O standard penetration test (SPT) é a ferramenta mais usual e econômica no processo de investigação do subsolo na região do Recife, como no Brasil também. É uma realidade bem expressa por Militisky (1986) “A engenharia de fundações correntes no Brasil, pode ser descrita como a Geotecnia do SPT”.

2.4. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A utilização deste tipo de fundação é recente no Brasil, foi executado pela primeira vez em 1987, mas foi a partir da metade da década de 90 que houve maior difusão do uso deste tipo de estaca.

A NBR 6122/ 2010 define a estaca hélice contínua: “*Tipo de fundação profunda constituída por concreto, moldado in loco e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado*”. As figuras seguintes ilustram:

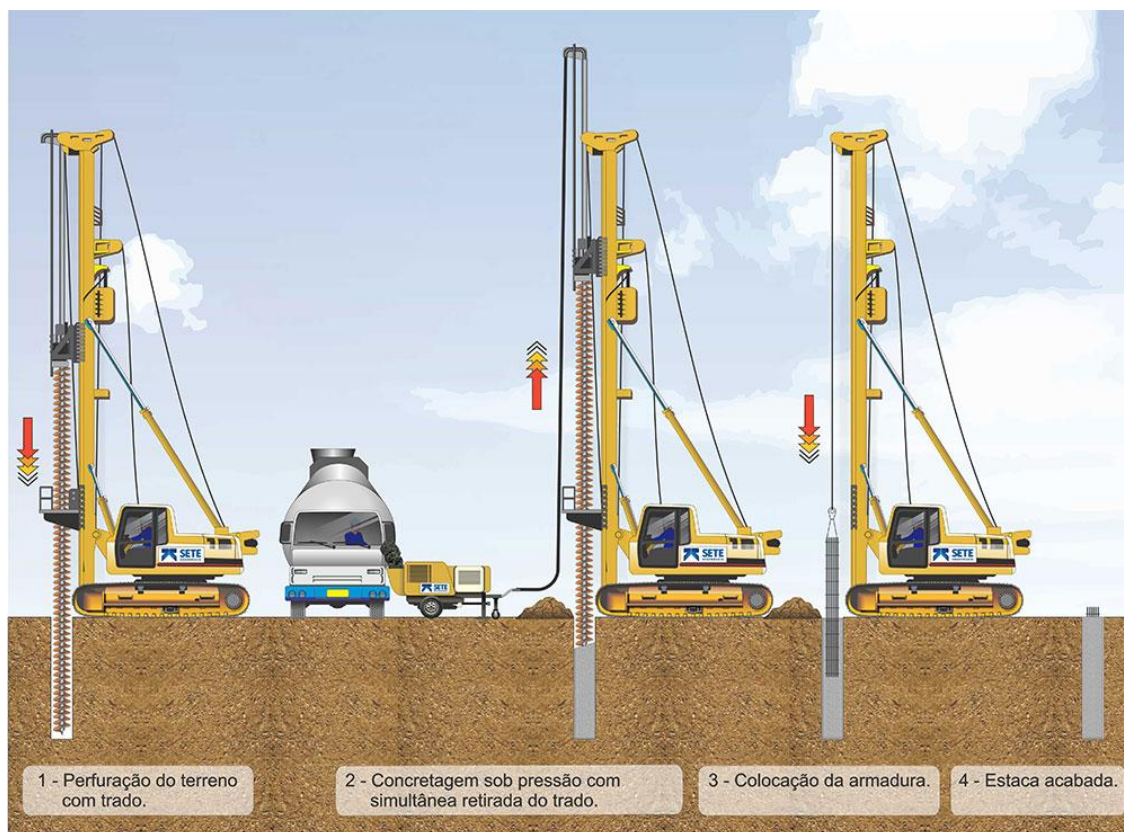


Figura 2.3 – Etapas da execução da estaca Hélice Contínua



Figura 2.4 – Procedimento de concretagem da estaca Hélice Contínua

Esse tipo de estaca possui as seguintes vantagens e desvantagens:

Tabela 2.1 - Características da estaca Hélice Contínua

<i>Vantagens</i>	
➤	Elevada produtividade, aproximadamente 100 m de estaca por dia;
➤	Processo executivo ausente de distúrbios e vibrações, característicos dos equipamentos à percussão;
➤	Não possui emendas, nem perda de tempo/ custo no corte da parte não cravada.
<i>Desvantagens</i>	
➤	Limitação nos comprimentos das estacas (até 32 m) e no diâmetro;
➤	Deve ser executado em áreas planas e de fácil movimentação, devido ao porte dos equipamentos;
➤	Exige concretagem contínua, evitando interrupções possíveis como problemas no fornecimento de concreto, por exemplo;
➤	Atentar para terrenos com águas agressivas ao concreto e/ ou fluxo d'água (que lava o concreto).

Embora possua limitações, esse tipo de fundação ainda é uma solução atrativa e barata para execução de estacas apoiadas em camadas de solos mais profundas e com maiores resistências.

2.5. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

2.5.1. MÉTODOS SEMI EMPÍRICOS

2.5.1.1. MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

Foi desenvolvido em 1975 a partir de um estudo comparativo entre resultados de sondagens e resultados de prova de carga estática, pode ser usado com resultados de CPT e SPT. A expressão para o uso com base no N_{SPT} é:

$$Q_{ult} = A \cdot q_{pult} + U \cdot \sum \tau_{ult} \cdot \Delta l = A \cdot \frac{K \cdot N}{F_1} + \frac{U \cdot \sum K \cdot \alpha \cdot N}{F_2} \cdot \Delta l \quad (2.1)$$

Onde,

Q_{ult} = Capacidade de ruptura da estaca;

A = Área da ponta da estaca;

$q_{p \text{ ult}}$ = resistência de ponta unitária;

U = Perímetro da estaca;

$Tl \text{ ult}$ = Resistência por atrito lateral unitária;

Δl = Trecho da estaca no qual se aplica $Tl \text{ ult}$.

Os valores de K e α variam de acordo com o tipo de solo e constam na tabela:

Tabela 2.2 – Valores de K e α (Aoki & Velloso, 1975)

Tipo de Solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Para determinação dos fatores $F1$ e $F2$, foi realizada uma retro análise dos resultados de Provas de carga com base na equação 2.1 e admitindo que $F2 = 2F1$, obtendo os valores expressos na tabela:

Tabela 2.3 – Valores de $F1$ e $F2$ (Aoki & Velloso, 1975)

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,8	3,5
Premoldada	1,8	3,5
Escavada	3,0	6,0

Em meados da década de noventa, quando se passou a executar estacas do tipo hélice contínua, tornou-se necessário à obtenção de coeficientes

característicos para este tipo de estaca. Em trabalhos de conclusão de curso na UFRJ (Rafael Francisco G. Magalhães, 1994; Gustavo S. Raposo e Marcio André D. Salem, 1999) houve avaliações deste método para estacas hélice, omega e raiz. Resultando em uma estimativa aceitável e pouco conservativa, para os valores obtidos de $F1 = 2,0$ e $F2 = 4,0$.

CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) & BENEGAS (1993)

A partir de um banco de dados de aproximadamente 200 provas de carga da COPPE-UFRJ, o método de Aoki & Velloso (1975) foi avaliado em duas teses de mestrado (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993).

As análises levaram em consideração os valores de K e α modificados por Danziger (1982) e posteriormente complementados por Laprovitera (1988), substituindo os valores proposto por Aoki & Velloso (1975), conforme tabela:

Tabela 2.4 – Valores de K e α (Laprovitera, 1988)

Tipo de Solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia silto-argilosa	6,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte areno-argiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argilo-arenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila silto-arenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

A relação $F2 = 2F1$ não foi mantida, outras relações foram testadas resultando nos seguintes valores:

Tabela 2.5 – Valores de F1 e F2 (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Premoldada	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Outra mudança significativa consistiu na determinação da parcela de ponta da capacidade de carga, adotando-se a média dos N_{SPT} numa faixa de um diâmetro para cima e um diâmetro para baixo da cota de ponta da estaca.

CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

Monteiro (1997), com base em sua experiência profissional, estabeleceu correlações diferentes do método de Aoki & Velloso (1975), apresentando novos valores para K, α , F1 e F2, conforme tabelas:

Tabela 2.6 – Valores de K e α (Monteiro, 1997)

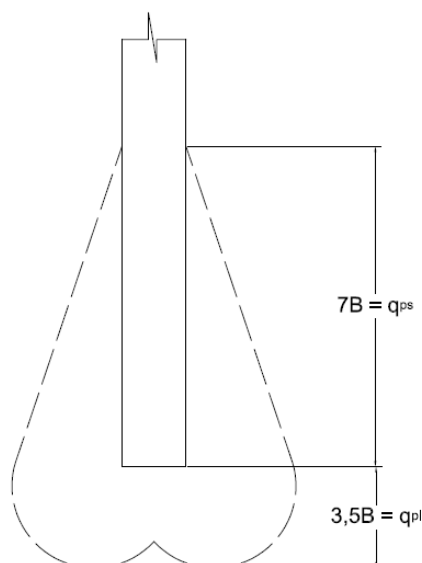
Tipo de Solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia silto-argilosa	6,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte areno-argiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argilo-arenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila silto-arenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Tabela 2.7 – Valores de F1 e F2 (Monteiro, 1997)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,8	3,4
Premoldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Premoldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama	3,5	4,5
Hélice contínua	3,0	3,8
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9

Para aplicação do método é recomendado:

- Valor do N_{SPT} limitado a 40.
- Para determinação da resistência da ponta, deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 vezes o diâmetro da base (B) para cima (q_{ps}) e 3,5 vezes o diâmetro da base (B) para baixo (q_{pl}), conforme figura:

**Figura 2.5 – Representação da resistência de ponta segundo Monteiro (1997)**

2.5.1.2. MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA (1996)

Décourt e Quaresma apresentaram em 1978 um método para determinação da capacidade de carga baseado em valores de N_{SPT} , com as seguintes características.

- Resistência de ponta: Adota-se a média do SPT (N_{SPT}) entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e posterior. A parcela de ponta é dada por:

$$q_{ult, p} = C \cdot N_p \quad (2.2)$$

Onde,

$q_{ult, p}$ = Resistência de ponta;

C = Coeficiente que varia em função do solo (Tabela 2.8);

N_p = média dos valores de N_{SPT} da ponta da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente inferior.

Tabela 2.8 – Coeficiente C em função do solo (Décourt & Quaresma, 1978)

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Argilas	12,0
Siltos Argilosos	20,0
Siltos Arenosos	25,0
Areias	40,0

- Resistência lateral: Visando o aperfeiçoamento do método, foi proposto em 1982, modificação do cálculo da resistência lateral. Dado por:

$$\tau_{lult} = \frac{N}{3} + 1 \quad (2.3)$$

Onde,

τ_{lult} = Resistência por atrito lateral unitária;

N = Média do N_{SPT} ao longo fuste, considerando os valores menores do que 3, iguais a 3, e os maiores que 50, iguais a 50.

- Os coeficientes de segurança global são dados por:

F_p = Coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta);

F_f = Coeficiente de segurança relativo a formulação adotada (igual a 1,0);

F_d = Coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (igual a 1,0 para a parcela de atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta);

F_w = Coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (igual a 1,2).

Resistência lateral: $F_s = 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 = 1,32$

Resistência de ponta: $F_p = 1,35 \times 1,0 \times 2,5 \times 1,2 = 4,05$

Este método foi modificado em 1996, onde foram inseridos os parâmetros α e β , que são valores de majoração ou de minoração, para a resistência de ponta e resistência lateral.

Tabela 2.9 – Valores de α e β (Décourt & Quaresma, 1996)

Estaca	Hélice contínua		Escavada com lama bentonítica		Escavada em geral		Raiz		Injetada	
Coeficiente	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,3	1	0,85	0,9	0,85	0,85	0,85	1,5	1	3
Solos intermediários	0,3	1	0,6	0,75	0,6	0,6	0,6	1,5	1	3
Areias	0,3	1	0,5	0,6	0,5	0,5	0,5	1,5	1	3

A expressão para cálculo da carga de ruptura da estaca é dado por:

$$Q_{ult} = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_s \cdot A_s \quad (2.4)$$

Onde,

Q_{ult} = Capacidade de ruptura da estaca;

A_p = Área da ponta da estaca;

q_p = Resistência de ponta (Equação 2.2);

α = Parâmetro para resistência de ponta (Tabela 2.9);

β = Parâmetro para resistência lateral (Tabela 2.9);

q_s = Resistência lateral (Equação 2.3);

A_s = Área da superfície do fuste da estaca.

2.5.1.3. MÉTODO DE VORCARO & VELLOSO (2000)

Esse método utilizou a técnica de regressão linear múltipla, considerando os resultados de sondagens e provas de carga, na elaboração de equações para estacas do tipo Hélice Contínua, Franki, Pré moldada e Escavada.

Para formulação do método, houve a divisão dos solos em 5 grupos, conforme tabela:

Tabela 2.10 – Grupo de solos

1	2	3	4	5
Areia	Areia siltosa	Silte	Silte areno-argiloso	Silte argiloso
	Areia silto-argilosa	Silte arenoso	Silte argilo-arenoso	Argila
	Areia argilosa	Argila arenosa	Argila areno-siltosa	Argila siltosa
	Areia argilo-siltosa		Argila silto-arenosa	

As expressões em função das estacas e do grupo de solo são dadas por:

- Estacas tipo Hélice contínua, para qualquer solo:

$$Q_{EST} = \exp (1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF)$$

- Estacas tipo Franki:

$$Q_{EST} = \exp [(61,17 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{1/3}] , \text{ para bases em solos do grupo 1}$$

$$Q_{EST} = \exp [(66,74 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{1/3}] , \text{ para bases em solos do grupo 2}$$

$$Q_{EST} = \exp [(59,72 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{1/3}] , \text{ para bases em solos do grupo 3}$$

$$Q_{EST} = \exp [(60,65 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{1/3}] , \text{ para bases em solos do grupo 4}$$

$$Q_{EST} = \exp [(67,79 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{1/3}] , \text{ para bases em solos do grupo 5}$$

- Estacas Pré moldada de concreto:

$$Q_{EST} = 676,0 XP^{1/2} + 3,1 XF, \text{ para pontas em solos do grupo 1}$$

$$Q_{EST} = 705,3 XP^{1/2} + 3,1 XF, \text{ para pontas em solos do grupo 2}$$

$$Q_{EST} = 648,3 XP^{1/2} + 3,1 XF, \text{ para pontas em solos do grupo 3}$$

$$Q_{EST} = 534,7 XP^{1/2} + 3,1 XF, \text{ para pontas em solos do grupo 4}$$

$$Q_{EST} = 649,5 XP^{1/2} + 3,1 XF, \text{ para pontas em solos do grupo 5}$$

- Estacas Escavadas:

$$Q_{EST} = \exp [(6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}], \text{ para bases em solos do grupo 2}$$

$$Q_{EST} = \exp [(4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}], \text{ para bases em solos do grupo 3}$$

$$Q_{EST} = \exp [(6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}], \text{ para bases em solos do grupo 4}$$

$$Q_{EST} = \exp [(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF)^{1/2}], \text{ para bases em solos dos grupos 1 e 5}$$

Os valores de XP e XF são obtidos através das equações:

$$XP = A \cdot N_{spt} (\text{ponta}) \quad (2.5)$$

$$XF = U \cdot \sum N_{spt} (\text{fuste}) \cdot \Delta l \quad (2.6)$$

Onde,

A = Área da ponta da estaca em m²;

N_{spt} (ponta) = Valor do N_{SPT} da base da estaca;

U = Perímetro da estaca em m;

N_{spt} (fuste) = Somatório dos N_{SPT} do fuste da estaca;

Δl = Trecho da estaca no qual se aplica N_{spt} (fuste).

Na determinação deste método foram analisadas 150 provas de carga, admitindo para análises somente os ensaios cujas cargas foram superiores a 70% da carga extrapolada de ruptura.

É importante ressaltar que o solo ao longo do fuste não tem importância significativa, enquanto que o solo da base da estaca indica qual equação deve ser usada.

2.5.1.4. MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

Sugere que a capacidade de carga das estacas hélice contínua seja estimada com a seguinte equação:

$$Q_{ult} = U \cdot \sum \beta_1' \cdot N \cdot \Delta l + \beta_2' \cdot N_b \cdot A_b \quad (2.7)$$

Onde,

Q_{ult} = Carga de ruptura da estaca;

U = Perímetro da estaca;

N = N_{SPT} do fuste;

Δl = Trecho no qual se aplica N ;

N_b = N_{SPT} da base da estaca;

A_b = Área da ponta;

β_1' e β_2' = Fatores que dependem do tipo de solo, dados pela tabela:

Tabela 2.11 – Fatores β_1' e β_2'

Solo	β_1' (%)	β_2'
Areia	4,0 - 5,0	2,0 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1,0 - 2,0
Argila	2,0 - 3,5	1,0 - 1,5

- $\beta_1' N$ e $\beta_2' N_b$ em kgf/ cm²;
- $\beta_2' N_b \leq 40$ kgf/ cm².

2.6. PROVA DE CARGA ESTÁTICA

É considerado um dos mais importantes dos ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, cuja finalidade é a verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação, quanto à ruptura e deformações. Uma vantagem significativa da prova de carga estática se deve pelo fato do ensaio representar o comportamento do sistema solo-fundação.

A NBR 12131/ 2006 regula a execução do ensaio no que tange a instalação, metodologia, equipamentos e operação. A norma demonstra o alto grau de significância do ensaio por admitir uma redução de coeficientes de segurança adotados em projetos, após a realização das provas de carga em quantidades aceitáveis.

O ensaio pode ser realizado das seguintes formas:

- Carregamento lento;
- Carregamento rápido;
- Carregamento misto (Lento seguido de rápido);
- Carregamento cíclico, lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

A prova de carga estática pode ser realizada em sapata, bloco, estaca ou um conjunto delas, e em tubulão. O elemento ensaiado pode sofrer carregamento horizontal, vertical ou inclinado, com esforço de compressão ou de tração.

O carregamento é dividido em parcelas (estágios) sucessivas que deve durar um determinado tempo, até que seja alcançada a estabilização do sistema. A norma estabelece o número de estágios, percentual de carregamento em função do estágio, a duração e o critério de estabilização, que em geral, ocorre quando em duas leituras sucessivas não há extrapolação de 5% do recalque total naquele estágio do ensaio.

O descarregamento ocorre após um intervalo de tempo, que varia em função do tipo de ensaio adotado, ou, quando uma prova de carga atinge a ruptura.

De forma semelhante, para o descarregamento, a norma estabelece o número de estágios, percentual de retirada de carga do descarregamento em função do estágio e a duração.

Durante a realização do teste as cargas aplicadas por um macaco hidráulico são mensuradas através de manômetro ou célula de carga, e os deslocamentos são medidos por meio de extensômetros mecânicos ou deflectômetros. Os equipamentos devem estar devidamente calibrados.

A montagem do sistema de reação, para estacas submetidas à esforços axiais de compressão, pode ser:

1. Plataforma carregada;
2. Estruturas fixadas no terreno (estacas ou tirantes);
3. Estrutura existente (Obra já concluída).



Figura 2.6 – Exemplo de prova de carga estática com sistema de reação em estacas (2)

Para as estacas submetidas a esforços axiais de tração ou esforços transversais, pode ser:

4. Sistema de reação apoiado no próprio terreno;
5. Estrutura existente (Obra já concluída);
6. Em estacas.

Cuidados devem ser tomados para que se tenha o mínimo ou preferencialmente nenhuma influência indesejável no resultado. Portanto, os elementos de fundação devem ser constituídos de material com resistência mínima para as cargas a serem aplicadas, respeitando-se um intervalo de tempo entre a execução do elemento testado e a realização da prova de carga. Deve haver também cuidado no dimensionamento e montagem do sistema de reação, escolhendo criteriosamente os equipamentos e materiais. Por fim, é necessário acompanhar a execução do ensaio, tendo controle do comportamento do sistema de reação e da transmissão de cargas. Eliminando assim as possibilidades de interrupção ou cancelamento do teste.

2.7. EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE

2.7.1. MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)

Este método é o mais utilizado no Brasil para estimar a capacidade de carga, com bases em prova de carga. A função é dada por:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot w}) \quad (2.8)$$

Onde,

Q_{ult} = Carga de ruptura da estaca;

Q = Carga conhecida (ensaio);

w = Recalque para dado Q (carga conhecida);

α = Coeficiente que define a forma da curva (assíntota a uma reta vertical).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

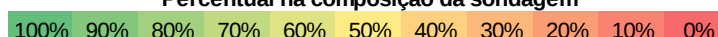
3.1. SONDAGENS

O estudo foi realizado nos bairros de Boa Viagem, Boa Vista, Casa Amarela, Espinheiro, Imbiribeira, Monteiro, Piedade, Poço da Panela, Tamarineira e Torre, coletando 28 perfis de sondagens, que apresentam em 85% predominância de solos arenosos. O quadro abaixo reúne estas informações.

Tabela 3.1 – Informações das sondagens

Obra	Estaca	Bairro	Sondagem	Percentual de solo arenoso (%)	Percentual de solo siltoso(%)	Percentual de solo argiloso (%)	camada de ponta	Média do NSPT	NSPT de Ponta
1.1.	E1	Monteiro	SP-01	59%	27%	14%	Silte argiloso	14	≥ 40
			SV-02	100%	0%	0%	Areia siltosa	11	16
1.2.	E2	Boa Viagem	SP-004	47%	24%	29%	Areia	15	≥ 40
1.3.	E3	Poço da Panela	SP-04	74%	0%	26%	Areia	13	29
	E4		SP-02	89%	0%	11%	Areia argilosa	18	14
1.4.	E5	Boa Viagem	SP-03	68%	26%	6%	Areia	8	17
2.1.	E6	Boa Viagem	SP-05	58%	0%	42%	Areia c/ pedregulho	15	34
	E7		SP-04	68%	0%	32%	Areia c/ pedregulho	15	28
2.2.	E8	Tamarineira	SP-02E	89%	11%	0%	Areia siltosa	15	≥ 40
	E9		SP-004	35%	50%	15%	Silte argiloso	18	≥ 40
2.3.	E10	Casa Amarela	SP-02	22%	78%	0%	Silte arenoso	21	≥ 40
2.4.	E11	Piedade	SP-002	64%	18%	18%	Silte argiloso	15	9
2.5.	E12	Boa Viagem	SP-01	80%	20%	0%	Areia argilosa	15	34
2.6.	E13	Tamarineira	SP-03	37%	63%	0%	Areia siltosa	27	≥ 40
2.7.	E14	Tamarineira	SP-001	38%	56%	6%	Silte argiloso	17	≥ 40
	E15		SP-005	81%	19%	0%	Silte argiloso	20	≥ 40
2.8.	E16	Boa Vista	SP-03	66%	34%	0%	Silte arenoso	13	15
2.9.	E17	Imbiribeira	SP-02	74%	26%	0%	Silte arenoso	9	17
	E18		SP-04	96%	0%	4%	Areia siltosa	10	11
3.1.	E19	Espinheiro	SP-02	100%	0%	0%	Areia siltosa	11	≥ 40
3.2.	E20	Torre	SP-05	91%	9%	0%	Areia argilosa	17	≥ 40
	E21		SP-03	70%	17%	13%	Areia argilosa	15	≥ 40
3.3.	E22	Casa Amarela	SP-02	100%	0%	0%	Areia	19	≥ 40
3.4.	E23	Tamarineira	SP-10	63%	37%	0%	Silte arenoso	15	≥ 40
	E24		SP-16	67%	33%	0%	Silte arenoso	14	38
	E25		SP-05E	100%	0%	0%	Areia silto-argilosa	13	≥ 40
	E26		SP-09	70%	20%	10%	Silte arenoso	13	≥ 40
	E27		SP-09E	75%	0%	25%	Areia silto-argilosa	13	31

Percentual na composição da sondagem



É importante ressaltar que a sondagem contém informações indispensáveis e determinantes na aplicação dos métodos, portanto, é vital a solicitação desse tipo de serviço a empresas confiáveis, que respeitem as normas da ABNT, no caso a NBR 6484/ 2001. As sondagens coletadas foram elaboradas conforme o exemplo:

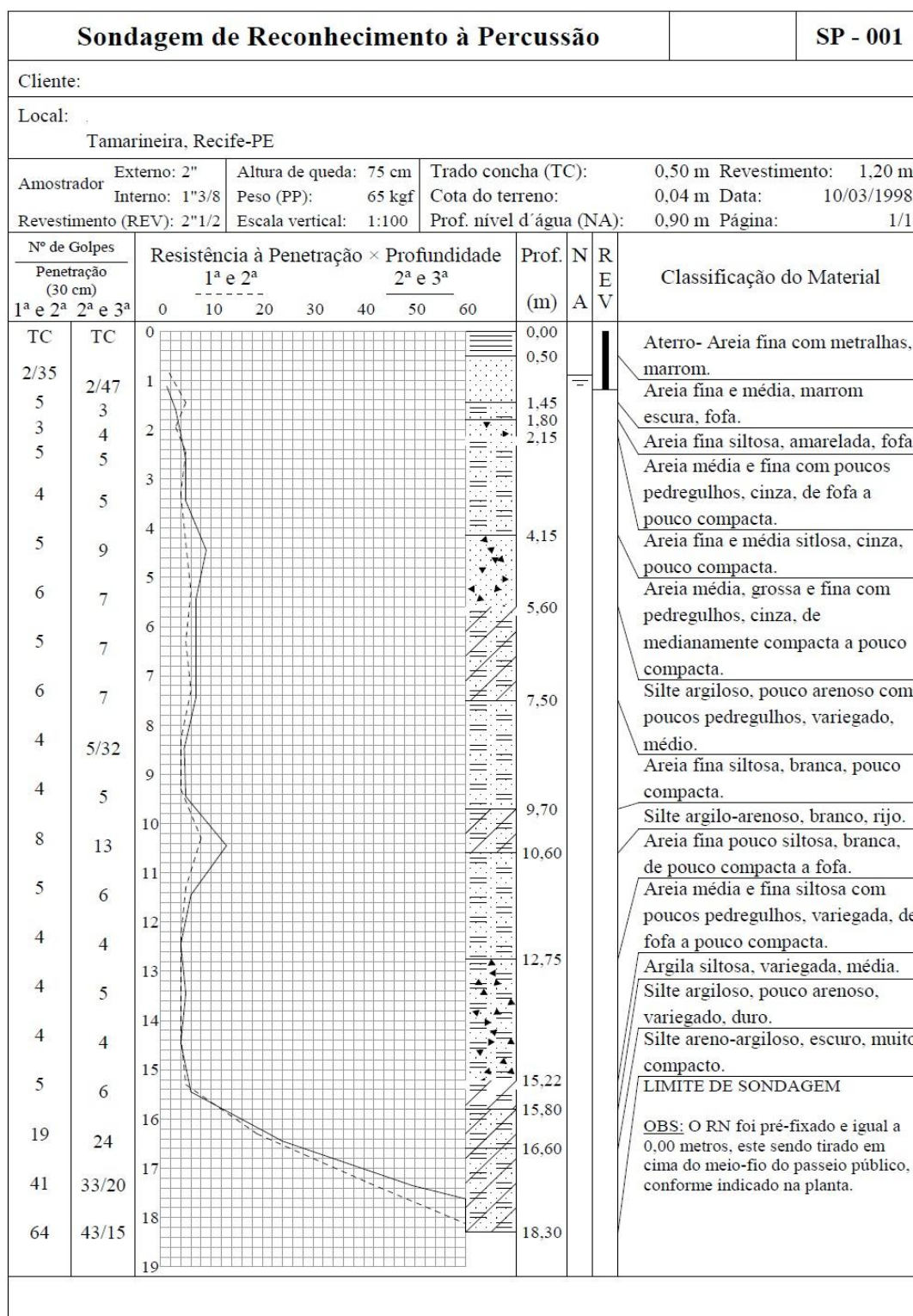


Figura 3.1 – Exemplo de perfil de sondagem a percussão

3.2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Foram reunidas 27 provas de carga estática, que seguiram as exigências executivas apresentadas anteriormente no item 2.6.

O tipo do método realizado foi o de ensaio lento, desenvolvido em 10 estágios de carregamento, efetuando-se leituras no início do teste, aos 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos e 30 minutos, desde que a prova de carga alcance a estabilização. Os ensaios se desenvolveram dentro do esperado, sem o registro de nenhuma ocorrência.

O descarregamento ocorreu no mínimo 12 horas após o termino do ultimo carregamento (10º estágio), se desenvolvendo em 5 estágios, com leituras no início, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos e 15 minutos. Observando a estabilização das deformações.

Abaixo, a figura exemplifica o acompanhamento do ensaio durante o 10º estágio:

CARREGAMENTO				
ESTÁGIO	10			
CARGA:	160,0 t			
HORA DE INÍCIO:	17:00			
TEMPO	DEFLEC. 01	DEFLEC. 02	DEFLEC. 03	DEFLEC. 04
inicial	44,88 mm	45,39 mm	45,32 mm	43,31 mm
0 min	43,66 mm	44,63 mm	44,61 mm	42,13 mm
2 min	43,65 mm	44,61 mm	44,60 mm	42,12 mm
4 min	43,65 mm	44,61 mm	44,60 mm	42,11 mm
8 min	43,63 mm	44,59 mm	44,60 mm	42,10 mm
15 min	43,61 mm	44,57 mm	44,59 mm	42,08 mm
30 min	43,57 mm	44,54 mm	44,57 mm	42,05 mm
15h00min	43,54 mm	44,12 mm	44,10 mm	42,00 mm
DEF. T = 0	-1,22 mm	-0,76 mm	-0,71 mm	-1,18 mm
DEF. TOTAL	-1,34 mm	-1,27 mm	-1,22 mm	-1,31 mm
DEFORMAÇÃO MÉDIA APÓS CARREGAMENTO:				-0,97 mm
DEFORMAÇÃO MÉDIA APÓS ESTABILIZAÇÃO:				-1,29 mm
DEFORMAÇÃO MÉDIA ACUMULADA:				-5,72 mm

Figura 3.2 – Exemplo do ensaio durante o carregamento referente ao 10º estágio

O descarregamento é acompanhado conforme exemplo:

DESCARREGAMENTO

ESTÁGIO	01
CARGA:	128,0 t
HORA DE INÍCIO:	8:00

TEMPO	DEFLEC. 01	DEFLEC. 02	DEFLEC. 03	DEFLEC. 04
inicial	43,54 mm	44,12 mm	44,10 mm	42,00 mm
0 min	44,13 mm	44,57 mm	44,55 mm	42,65 mm
2 min	44,15 mm	44,58 mm	44,57 mm	42,66 mm
4 min	44,16 mm	44,59 mm	44,58 mm	42,66 mm
8 min	44,17 mm	44,61 mm	44,60 mm	42,67 mm
15 min	44,18 mm	44,63 mm	44,63 mm	42,69 mm
DEF. T = 0	0,59 mm	0,45 mm	0,45 mm	0,65 mm
DEF. TOTAL	0,64 mm	0,51 mm	0,53 mm	0,69 mm
DEFORMAÇÃO MÉDIA APÓS CARREGAMENTO:				0,54 mm
DEFORMAÇÃO MÉDIA APÓS ESTABILIZAÇÃO:				0,59 mm
DEFORMAÇÃO MÉDIA ACUMULADA:				-5,12 mm

Figura 3.3 – Exemplo do ensaio durante o descarregamento no 1º estágio

A curva carga recalque é o resultado do ensaio, e se apresenta abaixo:

CARREGAMENTO		
Estágio	Carga (tf)	Deformação (mm)
1	16,00	-0,14 -0,14
2	32,00	-0,36 -0,39
3	48,00	-0,68 -0,71
4	64,00	-1,03 -1,06
5	80,00	-1,51 -1,53
6	96,00	-1,97 -2,05
7	112,00	-2,66 -2,70
8	128,00	-3,44 -3,51
9	144,00	-4,35 -4,43
10	160,00	-5,40 -5,72

DESCARREGAMENTO		
Estágio	Carga (tf)	Deformação (mm)
1	128,00	-5,18 -5,12
2	96,00	-4,38 -4,33
3	64,00	-3,50 -3,44
4	32,00	-2,42 -2,37
5	0,00	-0,89 -0,82

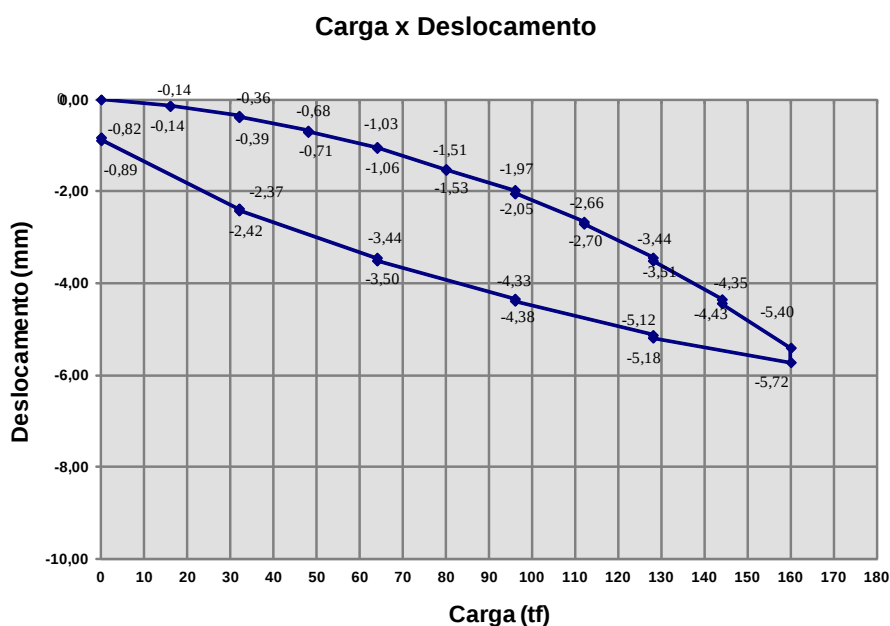


Figura 3.4 – Exemplo da representação da curva carga versus recalque

As informações obtidas pelas provas de carga foram reunidas e apresentadas na tabela abaixo, servindo de auxílio para avaliação dos métodos.

Tabela 3.2 – Resultados das Provas de Carga

Obra	Estaca	Bairro	Comprimento da estaca (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ensaio (tf)	Recalque máximo obtido (mm)
1.1.	E1	Monteiro	21,28	400	160,00	8,24
1.2.	E2	Boa Viagem	16,50	400	160,00	5,74
1.3.	E3	Poço da Panela	19,00	400	160,00	5,72
	E4		19,00	400	160,00	5,92
1.4.	E5	Boa Viagem	18,00	400	100,00	3,47
2.1.	E6	Boa Viagem	18,00	500	160,00	18,79
	E7		18,00	500	160,00	9,93
2.2.	E8	Tamarineira	18,00	500	210,00	5,94
	E9		19,00	500	210,00	6,66
2.3.	E10	Casa Amarela	15,75	500	260,00	7,50
2.4.	E11	Piedade	27,00	500	260,00	7,57
2.5.	E12	Boa Viagem	19,00	500	260,00	5,92
2.6.	E13	Tamarineira	15,50	500	260,00	6,25
2.7.	E14	Tamarineira	16,50	500	240,00	8,23
	E15		16,50	500	240,00	7,16
2.8.	E16	Boa Vista	28,00	500	240,00	6,35
2.9.	E17	Imbiribeira	22,00	500	220,00	5,40
	E18		22,00	500	220,00	4,81
3.1.	E19	Espinheiro	22,80	600	295,00	5,12
3.2.	E20	Torre	18,75	600	360,00	9,62
	E21		18,75	600	360,00	14,68
3.3.	E22	Casa Amarela	18,50	600	360,00	11,92
3.4.	E23	Tamarineira	19,00	600	300,00	8,93
	E24		20,00	600	300,00	7,26
	E25		18,00	600	300,00	9,44
	E26		20,00	600	300,00	10,16
	E27		19,00	600	300,00	10,61

3.3. METODOLOGIA

Para o início do trabalho, foram compiladas as informações básicas como perfis de sondagens e resultados de provas de carga estática, apresentadas

anteriormente. Foram reunidos 28 perfis de sondagens e 27 resultados de provas de carga, distribuídos em 10 bairros da região metropolitana do Recife.

Para atingir os objetivos propostos, as atividades se desenvolveram da seguinte forma:

1. Obtenção da capacidade de carga do solo com base nas sondagens para os diferentes métodos;
2. Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen (1953);

As provas de cargas estão distribuídas em 16 obras da região metropolitana do Recife (Vide figura 3.5), com predominância nos bairros da Tamarineira (10 ensaios) e Boa Viagem (5 ensaios).

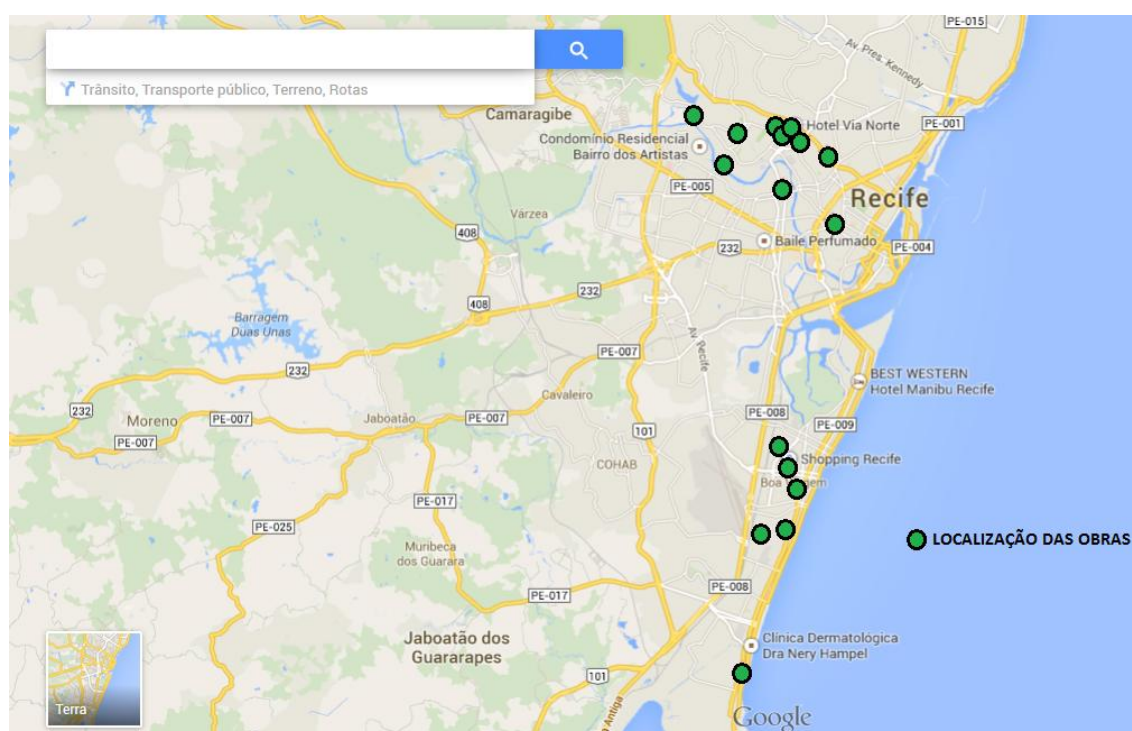


Figura 3.5 – Localização das Obras

As informações necessárias para o cálculo de capacidade, que são os índices de resistência do solo (N_{sPT}) e caracterização das camadas de solo, como o tipo de solo e consistência/ compacidade, são fornecidas pelos perfis de sondagens, como mostra o exemplo na próxima figura.

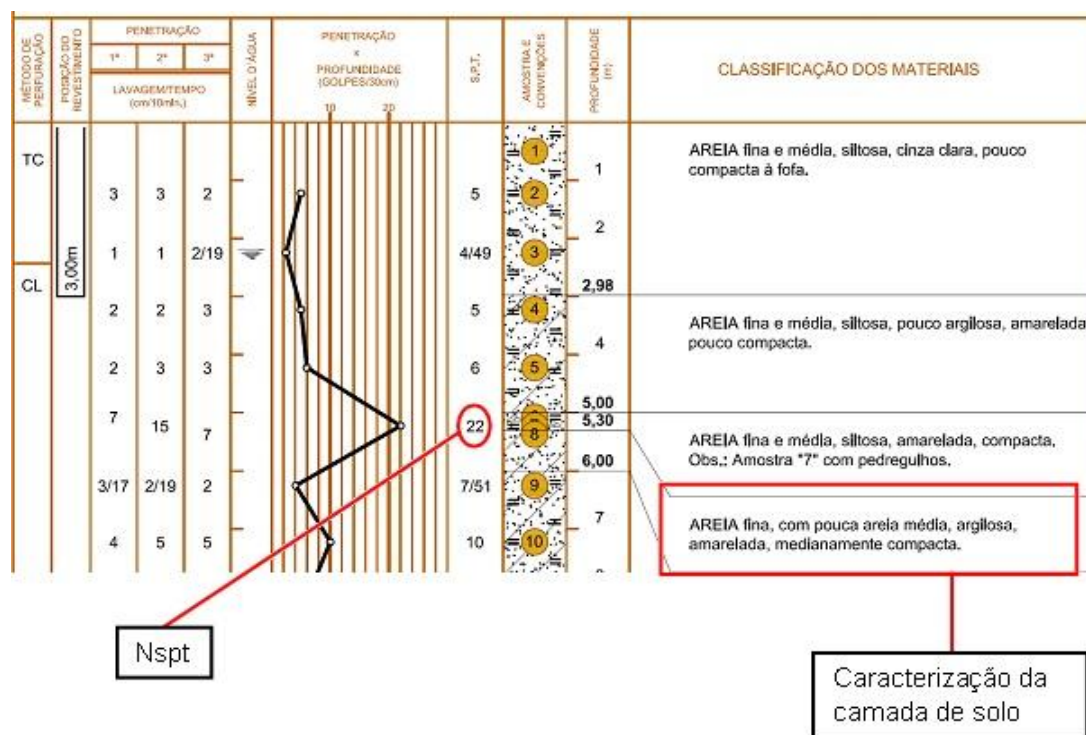


Figura 3.6 – Informações extraídas dos perfis de sondagens

No estudo foram avaliadas estacas do tipo hélice contínua, com diâmetros de 400, 500 e 600 mm. Houve considerável dificuldade na obtenção dos perfis de execução das estacas, com exceção de uma obra, portanto, admite-se que todas foram executadas conforme descrito no item 2.4., não mostrando nenhuma irregularidade na integridade da estaca. Fato este comprovado pelos resultados dos ensaios de prova de carga.

Para os cálculos de capacidade de carga foram utilizados os métodos de Aoki & Velloso (1975), Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) & Benegas (1993), Aoki & Velloso modificado por Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1996), Vercaro & Velloso (2000) e Antunes & Cabral (1996), apresentados no item 2.5.1.

Abaixo constam algumas considerações feitas nas aplicações dos métodos:

- Nos casos em que o valor de N_{SPT} foi superior a 40, adotou-se 40 como valor de cálculo;
- Para camadas de solo de areia com pedregulho, foi considerada a camada de solo composto por areia somente, para as escolhas dos coeficientes;

- Para a formulação sugerida por Laprovitera (1988) & Benegas (1993), foi substituído a média dos N_{SPT} numa faixa de um diâmetro para cima e um diâmetro para baixo da cota de ponta da estaca, pela média do N_{SPT} imediatamente inferior e superior em relação à cota da ponta da estaca. Também foram mantidos os valores de $F1=2,0$ e $F2=4,0$;
- Para a formulação sugerida por Monteiro (1997), a determinação da resistência da ponta considera valores ao longo de espessuras iguais a 7 vezes o diâmetro da base (B) para cima (q_{ps}) e 3,5 vezes o diâmetro da base (B) para baixo (q_{pi}), conforme figura 2.3. Para simplificação, foram adotados para estacas de 400 mm q_{ps} igual a 3 m e q_{pi} igual a 2 m. Nas estacas de 500 e 600 mm, q_{ps} igual a 4 m e q_{pi} igual a 2 m.
- Para o método de Antunes & Cabral (1996) os valores de β_1 e β_2 adotados foram:

Tabela 3.3 – Fatores β_1' e β_2' adotados

Solo	β_1' (%)	β_2'
Areia	5,00	2,00
Areia Argilosa	4,00	2,00
Areia Siltosa	4,00	2,00
Silte	2,50	1,00
Silte Arenoso	3,50	2,00
Silte Argiloso	2,00	1,00
Argila	2,00	1,00
Argila Siltosa	2,00	1,00
Argila Arenosa	3,50	1,50

Avaliando as provas de carga, é perceptivo que na maioria dos casos, não há ruptura nítida nos ensaios, pois frequentemente a prova de carga é interrompida prematuramente, ou por solicitação do projetista (até o dobro da carga de trabalho), ou por motivos de custos, ou devido ao sistema de reação ser insuficiente, ou para que não haja danos ao elemento de fundação ensaiado, caso este venha a compor a fundação da obra. Enfim, as inúmeras situações citadas evidenciam a dificuldade para determinação da capacidade de carga mais próximo do real.

Por isso, utilizam-se métodos consagrados para estimar a carga de suporte do sistema solo-estaca. Como foi visto no item 2.7.1., o método de Van der Veen

(1953) é largamente usado no Brasil, embora fosse interessante avaliar outras formulações, adotou-se para fins de trabalho apenas este.

A extrapolação da curva carga versus recalque foi realizada com base nos resultados das 27 provas de cargas estáticas coletadas, observou-se que estas não apresentaram ocorrências excepcionais e chegaram à carga de ensaio solicitada pelo projetista, que geralmente é o dobro da admitida como carga de trabalho.

Para aplicação da extrapolação da curva, são fornecidos os valores de carga do ensaio (Q) e testados possíveis valores de carga de ruptura (Q_{ult}), aplicando-se a transformação da razão Q/Q_{ult} em logaritmo Neperiano (Ln), conforme a tabela 3.2:

Tabela 3.4 – Exemplo de extrapolação por Van der Veen (1953)

EXTRAPOLAÇÃO PELO MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)												
ESTÁGIO	CARGA (tf)	RECALQUE (mm)	Valores arbitrários para CARGA DE RUPTURA (Q_{ult})									
			$Q_{ult} - 1^a$	Ln	$Q_{ult} - 2^a$	Ln	$Q_{ult} - 3^a$	Ln	$Q_{ult} - 4^a$	Ln	$Q_{ult} - 5^a$	Ln
1º	16,00	0,24	165	0,102	191	0,087	217	0,077	243	0,068	269	0,061
2º	32,00	0,62	165	0,216	191	0,183	217	0,160	243	0,141	269	0,127
3º	48,00	1,03	165	0,344	191	0,289	217	0,250	243	0,220	269	0,197
4º	64,00	1,37	165	0,491	191	0,408	217	0,349	243	0,306	269	0,272
5º	80,00	1,94	165	0,663	191	0,543	217	0,460	243	0,399	269	0,353
6º	96,00	2,51	165	0,872	191	0,698	217	0,584	243	0,503	269	0,441
7º	112,00	3,13	165	1,136	191	0,883	217	0,726	243	0,618	269	0,538
8º	128,00	3,91	165	1,495	191	1,109	217	0,891	243	0,748	269	0,646
9º	144,00	4,58	165	2,061	191	1,402	217	1,089	243	0,898	269	0,766
10º	160,00	5,74	165	3,497	191	1,818	217	1,337	243	1,074	269	0,903

Com os valores de recalque e Logaritmo Neperiano apresentados acima, foi obtido o gráfico do Ln (Q/Q_{ult}) versus recalque, onde o valor de carga testado é aquele cuja reta do gráfico tiver R^2 mais próximo de 1,0.

No gráfico seguinte a 3ª série resulta no melhor R^2 , portanto na tabela acima se destaca a carga de ruptura obtida, que foi de 217 toneladas.

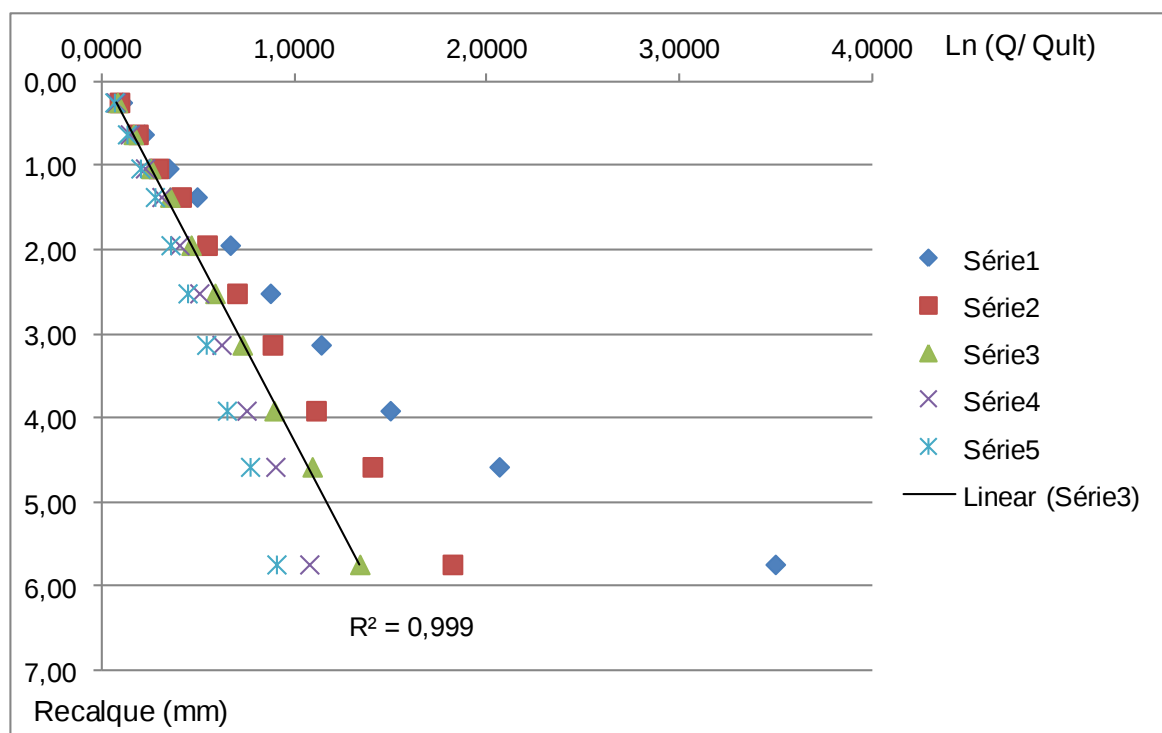


Gráfico 3.1 – $\ln (Q/ Q_{ult})$ x *Recalque*

Décourt e Niyama (1994) apud Velloso e Lopes (2004) recomendam a utilização do método de Van der Veen (1953) e consequentemente consideração dos resultados obtidos, quando o ensaio da prova de carga atinge ao menos dois terços da carga de ruptura convencional, que é a carga obtida através do método.

4. RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados extraídos pelo método de Aoki & Velloso (1975) e suas derivações, juntamente com os valores capacidade de carga estimada pela extrapolação da curva carga versus recalque, são apresentadas:

Tabela 4.1 – Determinação da capacidade de carga – Parte A

Dados		Metodos									PCE - (tf)
Obra	Estaca	Aoki-Velloso			Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera-Benegas)			Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)			Van der Veen (1953)
		Qlat	Qpont	Qp	Qlat	Qpont	Qp	Qlat	Qpont	Qp	
1.1.	E1	96,08	57,81	153,88	87,64	67,86	155,50	146,71	41,55	188,26	225,00
		92,74	80,42	173,16	58,32	79,92	138,24	95,64	59,10	154,75	
1.2.	E2	88,98	251,33	340,31	67,19	142,00	209,19	106,82	101,42	208,23	217,00
1.3.	E3	101,62	182,21	283,84	72,30	84,19	156,50	114,73	57,08	171,81	189,00
	E4	142,88	52,78	195,66	89,26	42,18	131,44	162,41	37,89	200,30	201,00
1.4.	E5	56,36	106,81	163,17	44,35	70,37	114,72	64,76	50,71	115,46	123,00
2.1.	E6	131,59	333,79	465,38	98,20	198,31	296,51	149,50	136,77	286,27	173,00
	E7	132,50	274,89	407,39	116,16	168,86	285,02	154,88	125,42	280,30	175,00
2.2.	E8	134,10	314,16	448,26	93,24	208,13	301,37	147,96	151,88	299,83	281,00
	E9	143,33	90,32	233,65	146,99	117,81	264,80	179,88	66,24	246,12	239,00
2.3.	E10	143,22	215,98	359,20	165,18	188,50	353,68	187,27	108,40	295,67	376,00
2.4.	E11	227,83	20,32	248,15	163,20	24,54	187,75	250,27	14,92	265,19	351,00
2.5.	E12	163,06	200,28	363,33	122,96	150,89	273,85	167,51	107,35	274,86	385,00
2.6.	E13	176,39	314,16	490,55	176,81	208,13	384,94	226,74	170,24	396,97	425,00
2.7.	E14	98,75	90,32	189,07	99,13	106,03	205,16	127,18	60,21	187,40	381,00
	E15	131,95	90,32	222,27	99,09	107,99	207,08	159,12	58,64	217,76	405,00
2.8.	E16	198,34	80,99	279,33	144,54	116,24	260,78	218,32	66,27	284,59	349,00
2.9.	E17	113,74	91,79	205,53	88,18	65,97	154,15	127,30	44,59	171,89	281,00
	E18	121,27	86,39	207,66	80,35	71,11	151,46	130,10	53,41	183,50	289,00
3.1.	E19	194,72	452,39	647,11	121,97	183,57	305,54	202,80	157,02	359,82	376,00
3.2.	E20	220,59	339,29	559,88	169,33	299,71	469,04	220,52	177,49	398,01	550,00
	E21	208,00	339,29	547,30	190,52	269,74	460,26	201,53	154,59	356,12	390,00
3.3.	E22	242,12	565,49	807,61	145,27	339,29	484,57	279,08	275,20	554,28	481,00
3.4.	E23	186,69	311,02	497,71	161,30	271,43	432,73	213,65	146,67	360,33	361,00
	E24	157,56	295,47	453,02	136,39	242,03	378,42	188,58	131,36	319,94	383,00
	E25	156,75	395,84	552,59	109,35	284,72	394,08	160,69	187,78	348,47	397,00
	E26	172,02	311,02	483,03	150,60	271,43	422,03	199,50	139,60	339,11	349,00
	E27	142,62	306,78	449,39	111,57	229,78	341,35	160,36	155,86	316,22	331,00

Os resultados obtidos pelo método de Décourt & Quaresma (1996), Vorkaro & Velloso (2000) e Antunes & Cabral (1996), juntamente com os valores capacidade de carga estimada pela extrapolação da curva carga versus recalque, são apresentadas na próxima página.

Tabela 4.2 – Determinação da capacidade de carga – Parte B

Dados		Métodos							PCE - (tf)
Obra	Estaca	Decourt-Quaresma			Vorcaro-Velloso	Antunes-Cabral			Van der Veen (1953)
		Qlat	Qpont	Qp	Qp	Qlat	Qpont	Qp	Qrup
1.1.	E1	129,31	27,14	156,45	269,56	105,18	50,27	155,45	225,00
		99,04	36,19	135,23	178,18	93,49	40,21	133,71	
1.2.	E2	102,32	56,80	159,12	228,77	119,19	50,27	169,46	217,00
1.3.	E3	111,77	33,68	145,44	232,07	133,58	50,27	183,85	189,00
	E4	158,78	19,10	177,88	334,31	197,54	35,19	232,73	201,00
1.4.	E5	99,79	28,15	127,94	126,74	66,73	42,73	109,45	123,00
2.1.	E6	148,02	79,33	227,35	291,42	155,04	78,54	233,58	173,00
	E7	150,24	67,54	217,79	296,07	158,18	78,54	236,72	175,00
2.2.	E8	139,71	94,25	233,96	284,46	149,23	78,54	227,77	281,00
	E9	180,73	47,12	227,85	341,15	151,42	78,54	229,96	239,00
2.3.	E10	180,25	58,90	239,15	337,96	161,63	78,54	240,17	376,00
2.4.	E11	259,36	9,82	269,18	563,67	284,79	17,67	302,46	351,00
2.5.	E12	162,49	68,33	230,82	312,28	166,66	78,54	245,20	385,00
2.6.	E13	274,66	94,25	368,91	405,09	183,55	78,54	262,09	425,00
2.7.	E14	132,96	42,41	175,37	279,77	101,16	78,54	179,70	381,00
	E15	153,71	43,20	196,91	308,08	164,62	78,54	243,16	405,00
2.8.	E16	230,23	36,32	266,55	443,70	202,95	58,90	261,85	349,00
2.9.	E17	139,88	20,62	160,49	256,42	119,62	66,76	186,37	281,00
	E18	143,17	32,20	175,37	258,17	132,58	43,20	175,77	289,00
3.1.	E19	192,76	83,13	275,88	321,06	203,20	113,10	316,30	376,00
3.2.	E20	211,77	135,72	347,49	341,48	216,20	113,10	329,30	550,00
	E21	212,17	122,15	334,32	334,59	193,21	113,10	306,31	390,00
3.3.	E22	255,30	135,72	391,01	384,53	345,89	113,10	458,99	481,00
3.4.	E23	195,65	84,82	280,47	333,32	198,96	113,10	312,05	361,00
	E24	183,20	75,63	258,84	320,09	192,93	113,10	306,02	383,00
	E25	151,02	128,93	279,95	287,38	177,56	113,10	290,66	397,00
	E26	188,50	84,82	273,32	324,32	188,59	113,10	301,69	349,00
	E27	164,48	104,05	268,53	301,66	172,66	113,10	285,76	331,00

A aplicação do método de Van der Veen (1953), seguindo a recomendação descrita no ultimo parágrafo do item 3.3, que é a de validade do método para cargas de ensaios que atinjam no mínimo dois terços da carga de ruptura convencional, permitiu uma avaliação dos ensaios a serem descartados do estudo. O próximo quadro destaca as estacas a serem rejeitadas.

Tabela 4.3 – Condição de aceitação das Provas de Cargas

Obra	Estaca	Van der Veen (1953)		Carga de ensaio - Qens (tf)	Condição (Qens > (2/3).Qrup)
		Qrup	(2/3).Qrup		
1.1.	E1	225,00	150,00	160,00	Atendida
1.2.	E2	217,00	144,67	160,00	Atendida
1.3.	E3	189,00	126,00	160,00	Atendida
	E4	201,00	134,00	160,00	Atendida
1.4.	E5	123,00	82,00	100,00	Atendida
2.1.	E6	173,00	115,33	160,00	Atendida
	E7	175,00	116,67	160,00	Atendida
2.2.	E8	281,00	187,33	210,00	Atendida
	E9	239,00	159,33	210,00	Atendida
2.3.	E10	376,00	250,67	260,00	Atendida
2.4.	E11	351,00	234,00	260,00	Atendida
2.5.	E12	385,00	256,67	260,00	Atendida
2.6.	E13	425,00	283,33	260,00	Não cumprida
2.7.	E14	381,00	254,00	240,00	Não cumprida
	E15	405,00	270,00	240,00	Não cumprida
2.8.	E16	349,00	232,67	240,00	Atendida
2.9.	E17	281,00	187,33	220,00	Atendida
	E18	289,00	192,67	220,00	Atendida
3.1.	E19	376,00	250,67	295,00	Atendida
3.2.	E20	550,00	366,67	360,00	Não cumprida
	E21	390,00	260,00	360,00	Atendida
3.3.	E22	481,00	320,67	360,00	Atendida
3.4.	E23	361,00	240,67	300,00	Atendida
	E24	383,00	255,33	300,00	Atendida
	E25	397,00	264,67	300,00	Atendida
	E26	349,00	232,67	300,00	Atendida
	E27	331,00	220,67	300,00	Atendida

É possível verificar que as estacas **E13**, **E14**, **E15** e **E20** não atendem a condição imposta, sendo, portanto, retiradas da avaliação.

Logo, o estudo é resumido na aplicação dos métodos de cálculos para 23 estacas, verificando a precisão e segurança na determinação da carga de ruptura, quando comparado com os valores obtidos por Van der Veen (1953).

A análise gráfica dos pontos de dispersão permite uma primeira verificação no quesito de segurança e precisão dos métodos, embora seja apenas uma avaliação visual, é possível extrair algumas conclusões. Na pagina seguinte, são apresentados estes gráficos de cada método, relacionando a carga estimada pela carga de ruptura obtida por Van der Veen (1953), é importante ressaltar que os pontos localizados na parte superior do gráfico (acima da reta inclinada) apresentam valores contra a segurança da fundação, por ter carga estimada superior à carga obtida pela extrapolação da curva carga versus recalque.

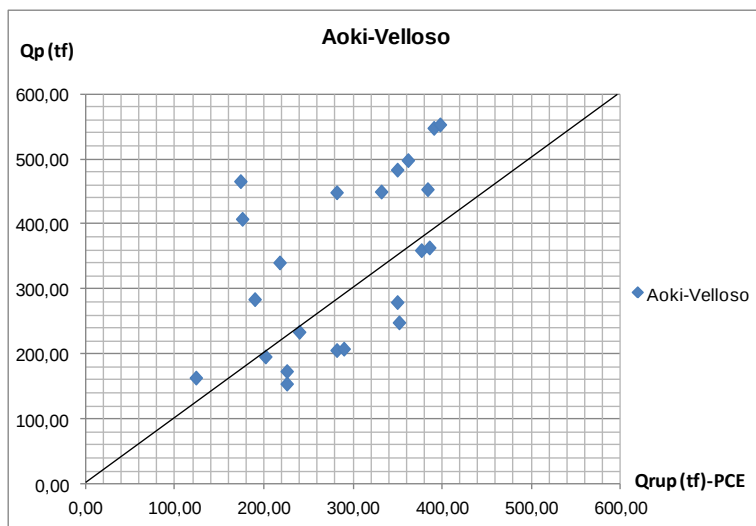


Gráfico 4.1 – Dispersão do método de Aoki & Velloso

O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou uma considerável dispersão dos pontos, indicando uma possível imprecisão na determinação da carga de ruptura. O fato de 58% das análises estarem localizados na parte superior à reta indica valores não seguros.

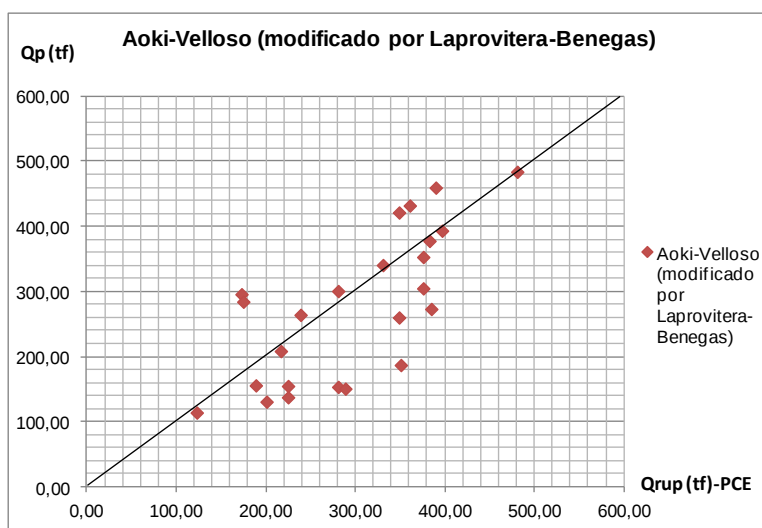


Gráfico 4.2 – Dispersão do método de Aoki & Velloso (Modificado por Laprovitera & Benegas)

A modificação sugerida por Laprovitera (1988) & Benegas (1993) apresenta uma proximidade maior da reta inclinada, sugerindo uma maior precisão do método. Os valores obtidos se mostram um pouco mais seguros, por ter 38% das cargas acima da reta inclinada.

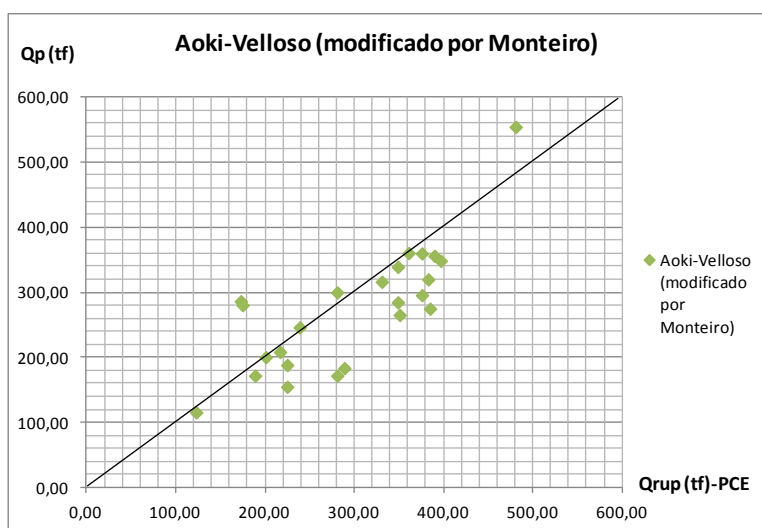


Gráfico 4.3 – Dispersão do método de Aoki & Velloso (Modificado por Monteiro)

A modificação no cálculo da parcela de carga da ponta e nos coeficientes K e α sugerida por Monteiro (1997) surtiram em bons resultados. Valores com pouca dispersão em relação à reta inclinada e em sua maioria a favor da segurança, pelo fato de 21% dos pontos estarem acima da reta.

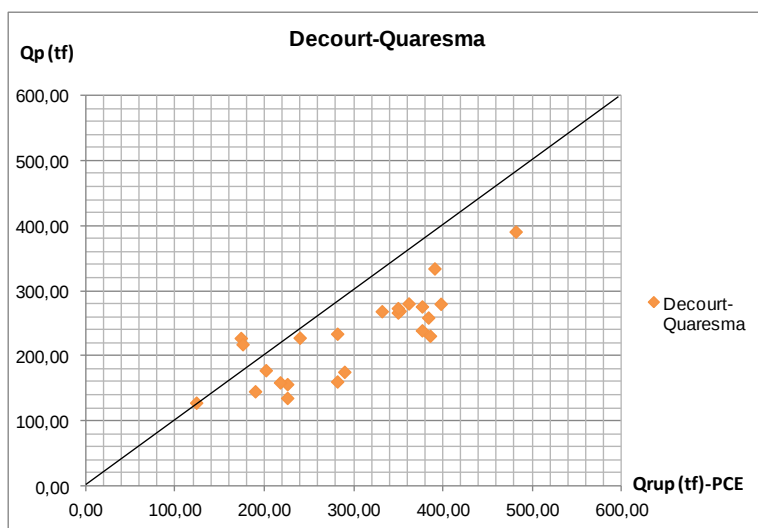


Gráfico 4.4 – Dispersão do método de Décourt & Quaresma

O método de Décourt & Quaresma (1996) teve como característica a obtenção de valores muito seguros, pois a maioria das cargas (87%) obtidas foram inferiores a estimada por Van der Veen (1953). A desvantagem neste caso é a falta de economia do projeto, pelo uso minimizado da capacidade de suporte real.

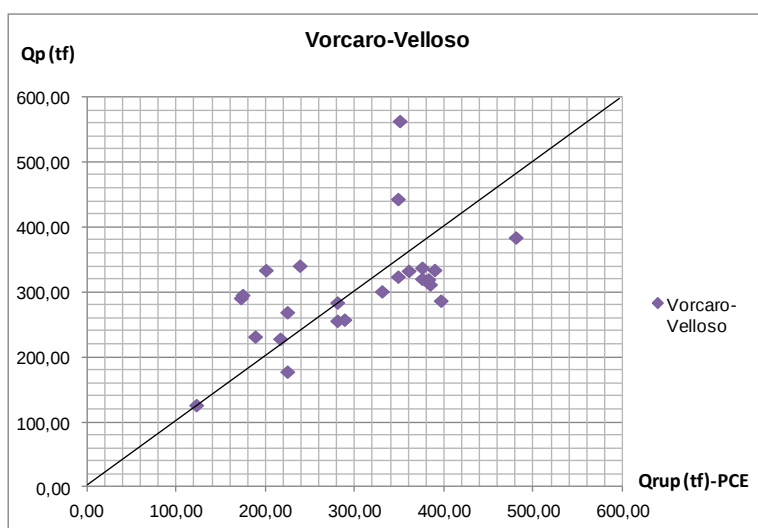


Gráfico 4.5 – Dispersão do método de Vorcaro & Velloso

O método de Vorcaro & Velloso (2000) apresentou uma dispersão considerável dos pontos, que pode ser explicado pelo uso da mesma equação, independentemente do tipo de solo (Vide item 2.5.1.3.). Isto pode influenciar na determinação das cargas, visto que os solos estudados são heterogêneos.

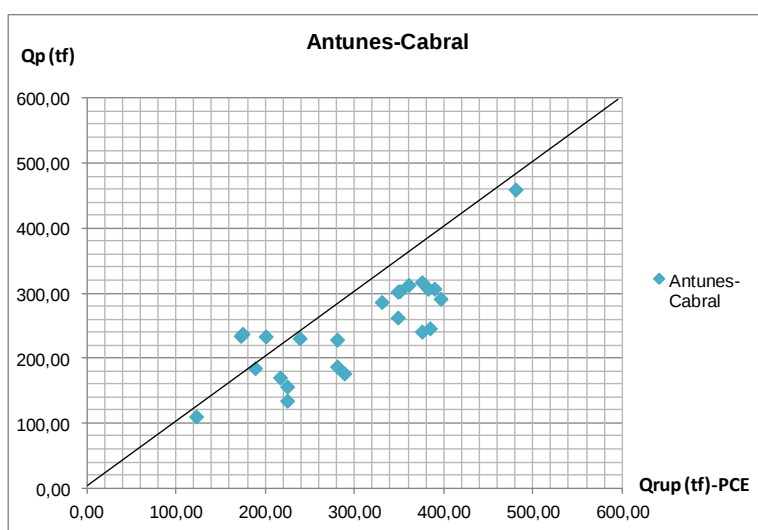


Gráfico 4.6 – Dispersão do método de Antunes & Cabral

O método de Antunes & Cabral (1996) apresentou resultados parecidos com Décourt & Quaresma (1996), com valores bem abaixo da reta inclinada (87% das cargas estimadas), mas com pouca dispersão, que indica uma precisão considerável na aplicação do método. Embora não utilize também o potencial de capacidade de suporte real.

Outra relação testada para melhor análise consistiu em obter a razão entre a carga fornecida pelo método (Q_p) e a carga determinada pela extrapolação da curva da prova de carga (Q_{rup}), tendo os valores apresentados na tabela seguinte.

Tabela 4.4 – Relação Q_p/Q_{rup}

		Aoki-Velloso	Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera- Benegas)	Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)	Decourt- Quaresma	Vorcaro-Velloso	Antunes-Cabral
Ø = 400 mm	E1	0,68	0,69	0,84	0,70	1,20	0,69
		0,77	0,61	0,69	0,60	0,79	0,59
	E2	1,57	0,96	0,96	0,73	1,05	0,78
	E3	1,50	0,83	0,91	0,77	1,23	0,97
	E4	0,97	0,65	1,00	0,88	1,66	1,16
Ø = 500 mm	E5	1,33	0,93	0,94	1,04	1,03	0,89
	E6	2,69	1,71	1,65	1,31	1,68	1,35
	E7	2,33	1,63	1,60	1,24	1,69	1,35
	E8	1,60	1,07	1,07	0,83	1,01	0,81
	E9	0,98	1,11	1,03	0,95	1,43	0,96
	E10	0,96	0,94	0,79	0,64	0,90	0,64
	E11	0,71	0,53	0,76	0,77	1,61	0,86
	E12	0,94	0,71	0,71	0,60	0,81	0,64
	E16	0,80	0,75	0,82	0,76	1,27	0,75
	E17	0,73	0,55	0,61	0,57	0,91	0,66
Ø = 600 mm	E18	0,72	0,52	0,63	0,61	0,89	0,61
	E19	1,72	0,81	0,96	0,73	0,85	0,84
	E21	1,40	1,18	0,91	0,86	0,86	0,79
	E22	1,68	1,01	1,15	0,81	0,80	0,95
	E23	1,38	1,20	1,00	0,78	0,92	0,86
	E24	1,18	0,99	0,84	0,68	0,84	0,80
	E25	1,39	0,99	0,88	0,71	0,72	0,73
	E26	1,38	1,21	0,97	0,78	0,93	0,86
	E27	1,36	1,03	0,96	0,81	0,91	0,86

Para resultados Q_p/Q_{rup} inferiores a 1,0, temos resultados gerados pelo método de cálculo a favor da segurança, por apresentar carga menor em relação à obtida por Van der Veen (1953). Se o valor da razão for muito menor que 1,0 haverá um problema na eficiência do método, pois a estaca dimensionada suportará uma carga menor do potencial que ela é capaz.

Os resultados Q_p/Q_{rup} superiores a 1,0 (destacados na tabela), indica que o método de cálculo gera valores contrários à segurança do elemento de fundação, por apresentar carga superior em relação à extrapolação da curva do ensaio. Para o presente trabalho, considerou-se que razões que chegaram a 1,05 (5% a mais da carga de ruptura) estão em uma faixa de segurança aceitável.

A partir da tabela, apresenta-se graficamente o valor da razão Q_p/Q_{rup} para cada estaca em função do método adotado. Vide página seguinte.

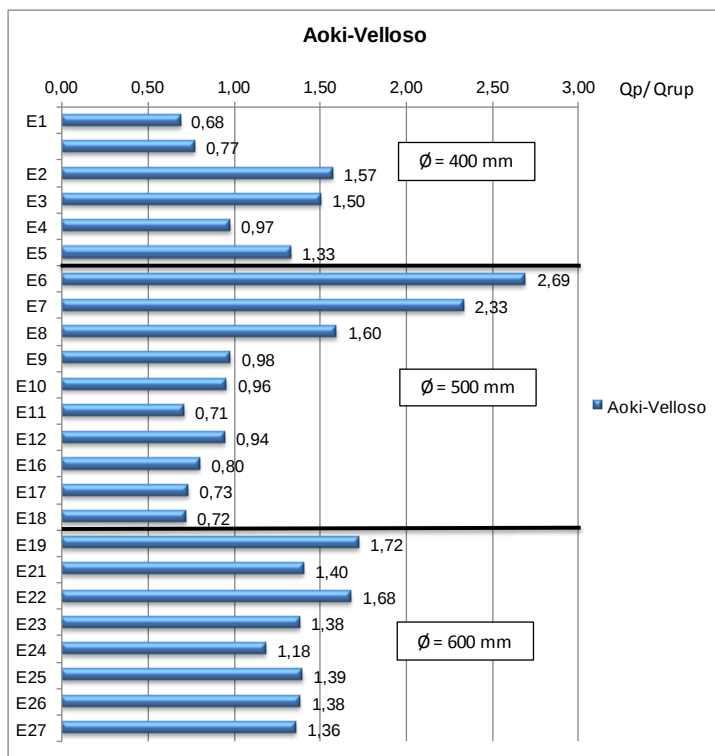


Gráfico 4.7– Avaliação Qp/ Grup para o método de Aoki & Velloso (1975)

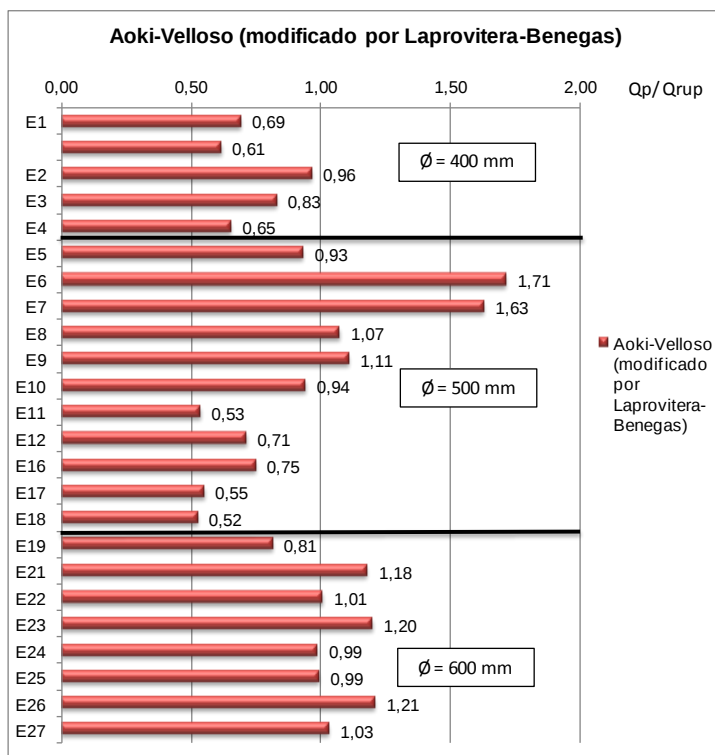


Gráfico 4.8– Avaliação Qp/ Grup para o método de Aoki & Velloso (1975), modificado por Laprovitera (1988) & Benegas (1993)

O método de Aoki & Velloso (1975) apresentou em sua maioria valores que extrapolaram a carga de ruptura, principalmente para diâmetros de 600 mm, com 100% das cargas estimadas superiores a obtida por Van der Veen (1953).

Para diâmetro de 500 mm, somente as estacas E6, E7 e E8 apresentaram razão superiores a 1,05. As estacas de 400 mm tiveram 50% das cargas estimadas, com razão acima de 1,05.

As modificações sugeridas no cálculo da resistência de ponta e nos coeficientes propostos por Aoki & Velloso (1975), indicou uma melhoria nos resultados. Nas estacas de 400 mm se mostraram seguros (inferiores a carga obtida por Van der Veen (1953)), com uma média de 0,78. Nas estacas de E6, E7, E8 e E9 de 500 mm, foi observando uma razão superior a 1,05. As estacas de 600 mm E21, E23 e E26 também apresentaram razão superior à considerada aceitável, embora a média tenha sido de 1,05.

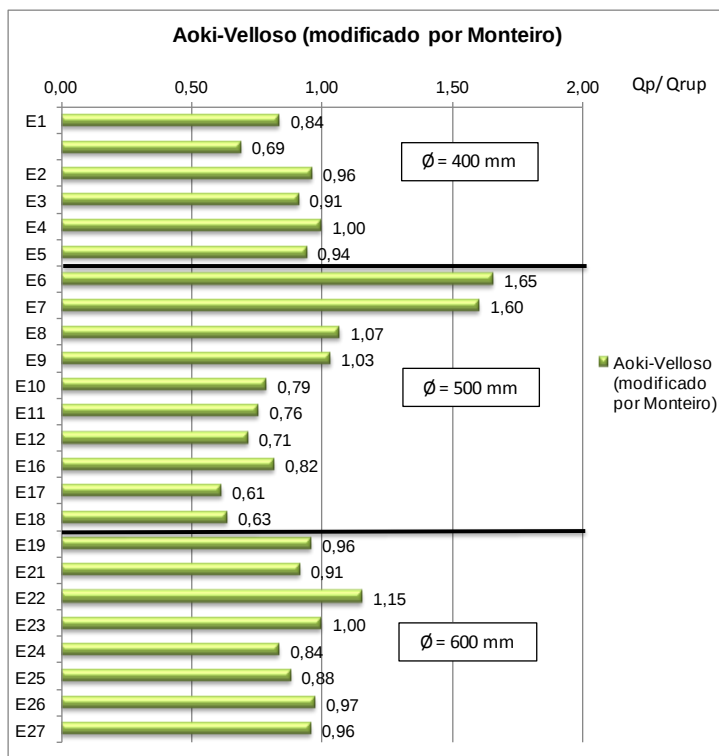


Gráfico 4.9– Avaliação Qp/ Grup para o método de Aoki & Velloso (1975), modificado por Monteiro (1997)

As modificações sugeridas por Monteiro (1997) no cálculo da resistência de ponta e nos coeficientes propostos por Aoki & Velloso (1975), indicou uma melhoria significativa nos resultados. Nas estacas de 400 mm se mostraram seguros com uma média de 0,89. Nas estacas E6, E7 e E8 de 500 mm, foi observando uma razão superior a 1,05, mas em geral tiveram média de 0,97. Nas estacas de 600 mm apenas a E22 apresentou razão superior à considerada aceitável, mas tiveram média de 0,96.

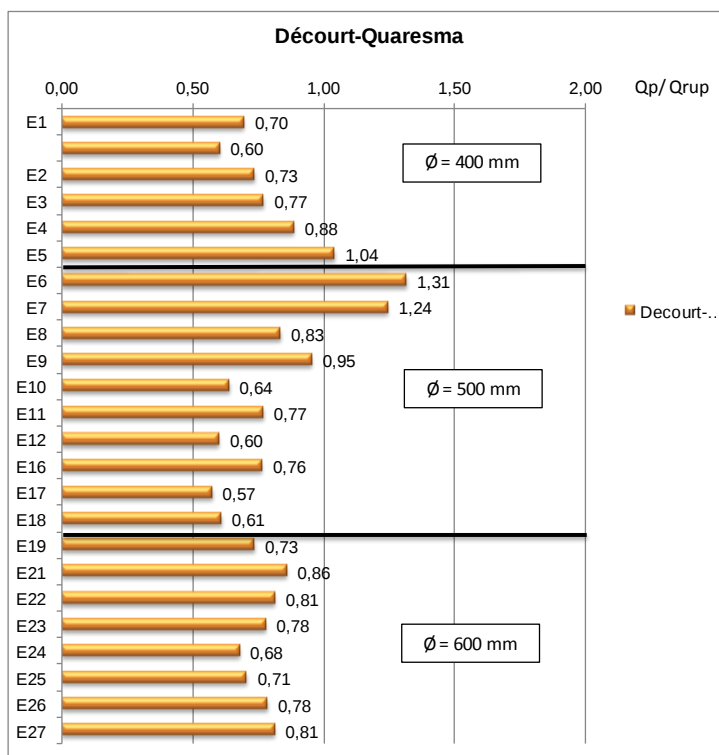


Gráfico 4.10 – Avaliação Qp/ Grup para o método de Décourt & Quaresma (1996)

O método de Décourt & Quaresma (1996), indicou uma melhoria significativa nos resultados no quesito segurança, em geral somente duas (E6 e E7) chegaram a valores superiores a 1,05. Nas estacas de 400 mm observaram-se valores seguros, com média de 0,79. Nas estacas de 500 mm, com exceção da E6 e E7, os valores obtidos foram seguros, com média de 0,83. Nas estacas de 600 mm todas apresentaram razão inferior à considerada aceitável, com média de 0,77.

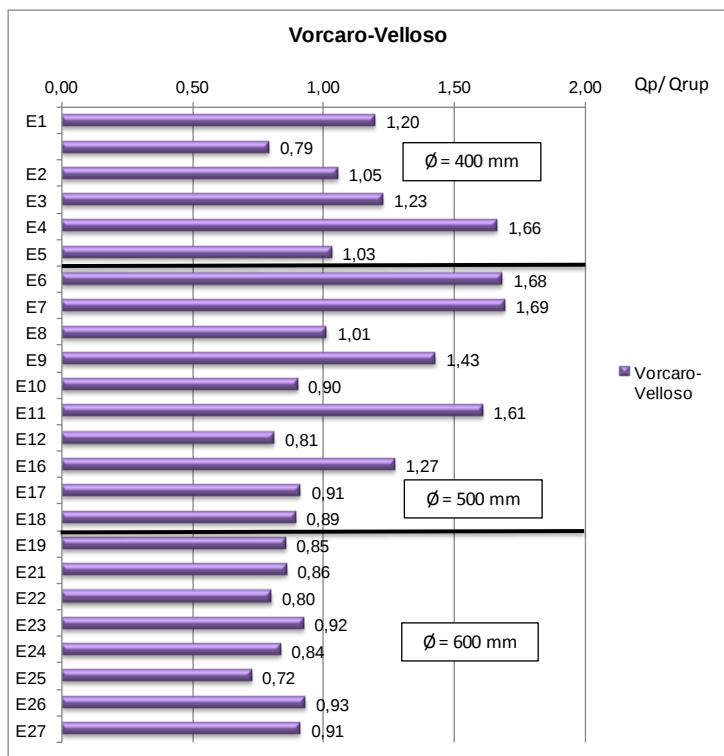


Gráfico 4.11 – Avaliação Qp/ Qrup para o método de Vorcaro & Velloso (2000)

O método de Vorcaro & Velloso (2000) apresentou resultados significativos principalmente para estacas de diâmetros de 600 mm, com valores pouco dispersos e uma média de 0,85. Nas estacas de 400 mm, 83% dos valores obtidos foram superiores a 1,05, para E1 (sondagem SP-01), E2, E3 e E4, com média de 1,22. Nas estacas de 500 mm, em 60% foram observados resultados inseguros para E6, E7, E9, E11 e E16, com média de 1,16.

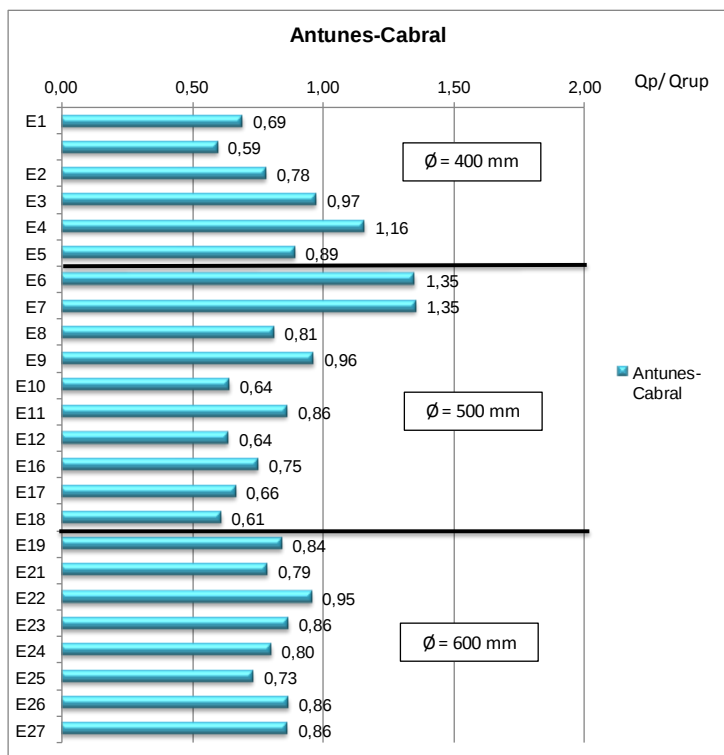


Gráfico 4.12 – Avaliação Qp/ Qrup para o método de Antunes & Cabral (1996)

O método de Antunes & Cabral (1996) apresentou, em geral, bons resultados no estudo realizado. Nas estacas de 400 mm, 17% dos valores obtidos foram superiores a 1,05, apresentando média de 0,85. Nas estacas de 500 mm, 20% demonstraram resultados pouco seguros, para E6 e E7, mas com valores médios de 0,86. Para estacas de 600 mm, não houve capacidade de carga superestimada, com valores próximos da média de 0,84.

Para obtenção de uma resposta mais confiável, no que tange a precisão do método na determinação da capacidade de carga com eficiência, ou seja, estimando a carga mais próxima da obtida pela extrapolação e utilizando toda a capacidade de suporte do solo, foi calculado a média ($\bar{X}$) e o desvio padrão (σ) dos valores de Q_p / Q_{rup} como mostra a tabela seguinte.

Tabela 4.5 – Média e Desvio Padrão dos Métodos

Diâmetros	Média	Aoki-Velloso	Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera- Benegas)	Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)	Decourt- Quaresma	Vorcara- Velloso	Antunes- Cabral
	Desvio Padrão						
$\varnothing = 400$ mm	$\bar{X}$	1,14	0,78	0,89	0,79	1,16	0,85
	σ	0,38	0,15	0,11	0,15	0,29	0,20
$\varnothing = 500$ mm	$\bar{X}$	1,24	0,95	0,97	0,83	1,22	0,86
	σ	0,72	0,43	0,38	0,27	0,36	0,28
$\varnothing = 600$ mm	$\bar{X}$	1,44	1,05	0,96	0,77	0,85	0,84
	σ	0,18	0,14	0,09	0,06	0,07	0,07

O desvio padrão mede a dispersão dos valores em torno da média aritmética, seu valor mínimo é 0 e indica, neste caso, ausência de variabilidade dos dados observados em relação ao valor médio. Portanto, quanto menor o desvio padrão, maior será a regularidade do método. Os dados apresentados acima permitirá posteriormente avaliar cada um, sugerindo os mais confiáveis em função do diâmetro da estaca.

Outro importante resultado do estudo é a matriz de correlações entre métodos utilizados, o coeficiente de correlação (ρ) mede até que ponto duas variáveis “variam juntas”. Este é obtido de modo que seu valor seja independente das unidades de expressão das duas variáveis de medida, embora no estudo realizado a unidades das variáveis seja somente uma, a tonelada (tf).

O valor de qualquer coeficiente de correlação (ρ) deve estar entre -1 e +1, se os valores altos de uma variável tendem a ser associados aos valores altos da outra há uma correlação positiva, variando de bem fraca a muito forte conforme o módulo do coeficiente cresça.

Se os valores baixos de uma variável tendem a ser associados aos valores altos da outra, há uma correlação negativa, variando de bem fraca a muito forte conforme o módulo do coeficiente cresça.

Se os valores das duas variáveis tendem a não estar relacionados, o coeficiente de correlação aproxima do zero.

Tabela 4.6 – Coeficiente de correlação dos Métodos

	Aoki-Velloso	Modificado por Laprovitera- Benegas	Modificado por Monteiro	Decourt- Quaresma	Vorcaro- Velloso	Antunes- Cabral	Van der Veen (1953)
Aoki-Velloso	1						
Modificado por Laprovitera-Benegas	0,873	1					
Modificado por Monteiro	0,929	0,907	1				
Decourt-Quaresma	0,841	0,889	0,955	1			
Vorcaro-Velloso	0,256	0,349	0,512	0,649	1		
Antunes-Cabral	0,843	0,825	0,953	0,955	0,665	1	
Van der Veen (1953)	0,661	0,733	0,788	0,828	0,565	0,811	1

Tabela 4.7 – Grau de correlação

Valor de ρ (+ ou -)	Interpretação
0.00 a 0.19	Uma correlação bem fraca
0.20 a 0.39	Uma correlação fraca
0.40 a 0.69	Uma correlação moderada
0.70 a 0.89	Uma correlação forte
0.90 a 1.00	Uma correlação muito forte

Como o objetivo deste estudo é avaliar os métodos que gerem resultados mais próximos dos obtidos com a extrapolação por Van der Veen (1953), será analisado a correlação (ρ) entre este último e o método semi empírico, destacada na última linha da tabela 4.6.

Logo, os métodos de Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) & Benegas (1993), por Monteiro (1997), o método de Décourt & Quaresma (1996) e Antunes & Cabral (1996), obtiveram correlações fortes. Enquanto que os métodos

de Aoki & Velloso (1975) e Vorcaro & Velloso (2000) apresentaram correlação moderada.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

Com base nos dados compilados do presente estudo, o método de Aoki & Velloso (1975), não apresentou bons resultados para região metropolitana do Recife, devido a grande dispersão na determinação da capacidade de carga e na obtenção de valores contra a segurança do elemento de fundação.

Para as 5 estacas de 400 mm analisadas, determinou-se cargas que variaram de 153,88 tf a 340,31 t. Em média os resultados estimados foram superiores em 14% da carga obtida por Van der Veen (1953), com alto desvio padrão (0,38) para a variável razão Q_p/Q_{rup} .

Para as 10 estacas de 500 mm analisadas, foram determinadas cargas compreendidas na faixa de 205,53 tf até 465,38 tf. Em média os resultados estimados foram superiores 24% da carga obtida por Van der Veen (1953), porém devido ao alto desvio padrão de 0,72 não se recomenda a utilização do método para esta situação.

Para as 8 estacas de 600 mm analisadas, foram determinadas cargas que variaram de 449,39 tf até 807,61 tf. Em média os resultados estimados foram superiores a 44% da carga determinada por Van der Veen (1953), mas como o desvio padrão foi de 0,18, é possível a utilização do método desde que haja um aumento do coeficiente de segurança de 2,0, que é o mais usual em projetos de fundações.

Uma avaliação do tipo de solo mostra que há uma predominância de solos arenosos no banco de dados utilizados, com exceção das sondagens referentes às estacas **E2**, **E9** e **E10**. Em geral, as sondagens apresentaram de 22% a 100% de algum tipo de areia na sua composição, que pode ser verificado na tabela 3.1, esses percentuais são determinantes para capacidade de carga lateral. Como em geral o método não apresentou bons resultados, é provável que a formulação não responda bem em casos de solo com presença de partículas de areia.

Para determinação da parcela de carga de ponta, a camada de solo onde a ponta da estaca está situada é que será determinante, a tabela 3.1 mostra as camadas de solos responsáveis por essa parcela. Para o método Aoki & Velloso

(1975) 78% (11 das 14) das estacas que tiveram cargas estimadas superiores a carga considerada de ruptura estava assentes em camadas de solos arenosos, indicando que para esses casos no Recife, não é interessante determinar a carga de ponta por esta equação. Isto pode ser explicado pela difícil caracterização do solo in loco na execução da sondagem, pois uma má caracterização resulta no uso de coeficientes errôneos que distorcem os valores obtidos por esse método. Por exemplo, se na camada de ponta da estaca, o solo foi admitido pelo operador como areia pura ($K=10 \text{ kgf/cm}^2$) ao invés de areia siltosa ($K=8 \text{ kgf/cm}^2$), haverá um acréscimo de aproximadamente 25% na capacidade de carga de ponta, que representa um valor considerável.

Não é possível concluir a resposta do método mediante a presença de solos com predominância de silte ou argila, devido ao número de dados insuficientes para uma avaliação. Embora nos casos em que as estacas estavam assentes em solos siltosos (silte arenoso ou silte argiloso), não tenha ocorrido extrapolação da carga estimada ($Q_p / Q_{rup} < 1,0$), apresentando, portanto, valores seguros.

Não houve estacas assentes em camadas argilosas, sendo inconclusiva uma avaliação do método para estacas flutuantes.

CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA (1988) & BENEGAS (1993)

As modificações proposta pelos dois autores resultaram em boas estimativas para estacas de 400 mm do tipo hélice contínua na cidade do Recife, apresentando baixa dispersão na determinação da capacidade de carga e resultando em valores a favor da segurança do elemento de fundação.

Para as 5 estacas de 400 mm analisadas, determinou-se cargas que variaram de 114,72 tf a 209,19 tf. Em média os resultados estimados representaram 78% da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,15 para a variável razão Q_p / Q_{rup} . A utilização do método é viável em estacas de 400 mm, pois todas as análises resultaram em cargas inferiores a determinada pela extrapolação da curva carga versus recalque, indicando valores a favor da segurança.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 47% de solos arenosos;

- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 8 a 18;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo método deve estar compreendida entre 114,72 tf e 209,19 tf.

Para as 10 estacas de 500 mm analisadas, foram determinadas cargas compreendidas na faixa de 151,46 tf até 353,68 tf. Em média os resultados estimados representam 95% da carga estimada por Van der Veen (1953), porém devido ao alto desvio padrão de 0,43 é recomendável não utilizar este método em estacas do tipo hélice continua com 500 mm de diâmetro. Outro fator a se considerar é que 40% dos resultados (4 de 10) se mostraram superiores a carga de ruptura.

Para as 8 estacas de 600 mm analisadas, foram determinadas cargas que variaram de 305,54 tf até 484,57 tf. Em média os resultados estimados foram superiores a 5% da carga obtida por Van der Veen (1953), que se considerou dentro de uma faixa de segurança aceitável, e tendo o desvio padrão de 0,14. Não é recomendável o uso do método pelo fato de que 38% (3 de 8) dos resultados tenha sido superiores a carga de ruptura.

Como foi dito anteriormente, o tipo de solo que compõe o estudo tem predominância de solos arenosos. Em geral o método apresentou bons resultados, com exceção para estacas com 500 mm de diâmetro, por isso não há limitação do método ao tipo do solo.

Há uma melhoria nos resultados em relação ao primeiro método, que pode ser explicado pela modificação no cálculo da parcela de ponta, levando em consideração a média do N_{SPT} inferior e superior e nos coeficientes, principalmente o K. Nas areias, por exemplo, Aoki & Velloso admitem $K=10 \text{ kgf/cm}^2$, enquanto que Laprovitera recomenda $K=6 \text{ kgf/cm}^2$, representando uma redução conservadora e mais próxima da observada.

Não é possível concluir como responde o método mediante a presença de solos com predominância de silte ou argila, devido ao número de dados insuficientes para uma avaliação. Nos casos em que as estacas estavam assentes em solos

siltosos, não é possível indicar como o método responde, pois não houve uma tendência dos resultados para valores inferiores ou superiores ao de ruptura.

Não houve estacas assentes em camadas argilosas, sendo inconclusiva uma avaliação do método para estacas flutuantes.

CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

As modificações do método de Aoki & Velloso (1975) propostas por Monteiro(1997) resultaram em boas estimativas para estacas de 400 e 600 mm, na região metropolitana do Recife, apresentando baixa dispersão na determinação da capacidade de carga e estimando valores a favor da segurança do elemento de fundação.

Para as 5 estacas de 400 mm analisadas, determinou-se cargas que variaram de 115,46 tf a 208,23 tf. Em média os resultados estimados representaram 89% da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,11 para a variável razão Q_p / Q_{rup} . A utilização do método é viável para estacas de 400 mm, pois todas as análises resultaram em cargas inferiores a determinada pela extrapolação da curva carga versus recalque, indicando valores a favor da segurança.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 47% de solos arenosos;
- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 8 a 18;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo método deve estar compreendida entre 115,46 tf e 208,23 tf.

Para as 10 estacas de 500 mm analisadas, foram determinadas cargas compreendidas na faixa de 171,89 tf até 299,38 tf. Em média os resultados estimados representam 97% da carga estimada por Van der Veen (1953), mas por causa do desvio padrão elevado de 0,38 é recomendável a não utilização deste método. Outro fator a se considerar é que 30% dos resultados (3 de 10) se mostraram superiores a carga de ruptura.

Para as 8 estacas de 600 mm analisadas, foram determinadas cargas que variaram de 316,22 tf até 554,28 tf, em média os resultados estimados representam 96% da da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,09. De forma similar a estaca de 400 mm, o método é recomendável para estacas de 600 mm, embora 12,5% (1 de 8) dos resultados tenha sido superiores a carga de ruptura, no caso a **E22** com a carga de 554,28 tf.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 63% de solos arenosos;
- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 11 a 15;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo resultado deve estar compreendida entre 316,22 tf e 359,82 tf.

O tipo de solo que compõe o estudo tem predominância de partículas arenosas. Para esse caso o método apresentou bons resultados, com exceção nas estacas de 500 mm de diâmetro, por isso não há limitação de uso do método em estacas de 400 e 600 mm.

Para determinação da carga de ponta, houve extrapolação da carga de ruptura para estacas assentadas em camadas de solos de areia pura, areia siltosa ou areia com pedregulho, porém não se mostrou uma tendência, pelo fato de que em outras análises com situação similar não houve superestimativa da capacidade

de carga. Embora isso tenha sido observado, não há necessidade em impor uma limitação no uso do método, apenas deve-se deixar registrado que para os casos citados é importante ter o bom senso no cálculo da carga de ponta da estaca.

Não é possível concluir a resposta do método mediante a presença de solos com predominância de silte ou argila, devido ao número de dados insuficientes para uma avaliação. Nos casos em que as estacas estavam assentes em solos siltosos, não houve resultados com cargas superiores ao de ruptura, portanto também não há algum tipo de limitação ao uso da formulação.

Não houve estacas assentes em camadas argilosas, sendo inconclusiva uma avaliação do método para o caso de estacas flutuantes.

MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1996)

O método resultou em boas estimativas para estacas de diâmetros de 400, 500 e 600 mm em estacas do tipo hélice contínua na cidade do Recife, apresentando baixa dispersão na determinação da capacidade de carga e resultando em valores a favor da segurança.

Para as 5 estacas de 400 mm analisadas, determinou-se cargas que variaram de 127,94 tf a 177,88 tf. Em média os resultados estimados representaram 79% da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,15 para a variável razão Q_p / Q_{rup} . A utilização do método é viável para estacas de 400 mm, pois todas as análises resultaram em cargas inferiores a determinada pela extrapolação da curva carga versus recalque, indicando valores a favor da segurança.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 47% de solos arenosos;
- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 8 a 18;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;

- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo método deve estar compreendida entre 127,94 tf e 177,88 tf.

Para as 10 estacas de 500 mm analisadas, foram determinadas cargas compreendidas na faixa de 160,49 tf até 269,18 tf. Em média os resultados estimados representam 83% da carga estimada por Van der Veen (1953) e desvio padrão de 0,27. O método de Décourt & Quaresma (1996) foi um dos que apresentou menor desvio padrão, porém esse valor ainda indica uma dispersão significativa na determinação da capacidade de carga. É importante mencionar que apenas 20% das avaliações foram superiores a carga de ruptura, para as estacas **E6 e E7**.

Para as 8 estacas de 600 mm analisadas, foram determinadas cargas que variaram de 258,84 tf até 391,01 tf. Em média os resultados estimados representam 77% da da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,06 que foi o menor obtido em todas as análises realizadas. O método é recomendável em estacas de 600, por ter apresentado uma precisão significativa na determinação da capacidade de suporte.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 63% de solos arenosos;
- A média do NSPT da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 11 a 19;
- Os valores de NSPT superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo resultado deve estar compreendida entre 258,84 tf e 391,01 tf.

Uma desvantagem observada para aplicação do método em estacas de 400 e 600 mm está no pouco aproveitamento da potencial capacidade do solo, pois as cargas obtidas, em média, representam valores seguros com 77% e 79% da capacidade de carga do solo à ruptura. Esse desuso do potencial implica em um maior custo no projeto.

Para solos com predominância de partículas arenosas o método apresentou bons resultados, por isso não há limitação do método em solos desse tipo.

Não é possível concluir a resposta do método mediante a presença de solos com predominância de silte ou argila, devido ao número de dados insuficientes para uma avaliação. Nos casos em que as estacas estavam assentes em solos siltosos, não houve resultados com cargas superiores ao de ruptura, portanto também não algum tipo de limitação ao uso da formulação.

Não houve estacas assentes em camadas argilosas, sendo inconclusiva uma avaliação do método para o caso de estacas flutuantes.

MÉTODO DE VORCARO & VELLOSO (2000)

O método resultou em boas estimativas para o uso de estacas de 600 mm de diâmetro na cidade do Recife, apresentando baixa dispersão na determinação da capacidade de carga e resultando em valores a favor da segurança.

Para as 5 estacas de 400 mm analisadas, determinou-se cargas que variaram de 126,74 tf a 334,31 tf. Em média os resultados estimados foram superiores em 16% a carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,29 para a variável razão Q_p / Q_{rup} . A utilização do método aparentou ser inviável para estacas com esse diâmetro, pois em uma maioria das estacas analisadas os resultados mostraram cargas superiores à determinada pela extrapolação da curva carga versus recalque, indicando valores contra a segurança.

Para as 10 estacas de 500 mm analisadas, foram determinadas cargas compreendidas na faixa de 256,42 tf até 563,67 tf. Em média os resultados estimados foram superiores em 22% a carga estimada por Van der Veen (1953), com desvio padrão de 0,36. A aplicação do método para estacas com esse diâmetro também não é aconselhável, pelo mesmo fato citado no parágrafo anterior.

Para as 8 estacas de 600 mm analisadas, foram determinadas cargas que variaram de 287,38 tf até 384,53 tf. Em média os resultados estimados representam 85% da carga obtida por Van der Veen (1953), com desvio padrão de 0,07. Portanto, o método é recomendável para o uso de estacas de 600 mm, por ter apresentado uma precisão significativa na determinação da capacidade de suporte.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 63% de solos arenosos;
- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 11 a 19;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo resultado deve estar compreendida entre 287,38 tf e 384,53 tf.

Como este método é diferente dos demais, não levando em consideração coeficientes em função do solo, a resposta do método mediante a presença de solos arenosos, siltosos ou argilosos é inconclusiva. O fato de ser utilizada apenas uma equação, independentemente do solo onde a ponta da estaca está assentada, é um indicativo da difícil compreensão do comportamento do método.

MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

O método resultou em boas estimativas para o uso de estacas de diâmetros de 400, 500 e 600 mm em Recife, apresentando baixa dispersão na determinação da capacidade de carga e resultando em valores a favor da segurança.

Para as 5 estacas de 400 mm analisadas, determinou-se cargas que variaram de 109,45 tf a 232,73 tf. Em média os resultados estimados representaram 85% da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,20 para a variável razão Q_p / Q_{rup} . A utilização do método é viável para estacas de 400 mm,

pois somente uma das análises (**E4**) resultou em carga superior a determinada pela extrapolação da curva carga versus recalque, indicando valores, em sua maioria, a favor da segurança.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 47% de solos arenosos;
- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 8 a 15;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo método deve estar compreendida entre 109,45 tf e 232,73 tf.

Para as 10 estacas de 500 mm analisadas, foram determinadas cargas compreendidas na faixa de 175,77 tf até 302,46 tf. Em média os resultados estimados representam 86% da carga estimada por Van der Veen (1953) e desvio padrão de 0,28. Este método mais o proposto por Décourt & Quaresma (1996) tiveram menor desvio padrão para variável Q_p / Q_{rup} , mas ainda resultaram em valores que indicam dispersão significativa na determinação da capacidade de carga, não sendo aconselhável o uso da equação para estacas de 500 mm. É importante mencionar que apenas 20% das avaliações foram superiores a carga de ruptura, para as estacas **E6** e **E7**.

Para as 8 estacas de 600 mm analisadas, foram determinadas cargas que variaram de 285,76 tf até 458,99 tf. Em média os resultados estimados representam 84% da carga obtida por Van der Veen (1953), com um desvio padrão de 0,07. Logo, o método é recomendável para o uso de estacas de 600 mm, por ter apresentado uma precisão significativa na determinação da capacidade de suporte.

As indicações para o uso desta formulação na região do Recife são dadas por:

- A sondagem deve ter no mínimo 63% de solos arenosos;
- A média do N_{SPT} da sondagem, ao longo do fuste da estaca, deve estar situada na faixa de 11 a 19;
- Os valores de N_{SPT} superiores a 40, devem ser considerados iguais a 40;
- A estaca não pode estar assente em camada de solo argiloso (Estaca flutuante);
- A carga estimada pelo resultado deve estar compreendida entre 285,76 tf e 458,99 tf.

Para solos com predominância de partículas arenosas o método apresentou bons resultados, por isso não há limitação do uso método em solos desse.

Não é possível concluir a resposta do método mediante a presença de solos com predominância de silte ou argila, devido ao número de dados insuficientes para uma avaliação. Nos casos em que as estacas estavam assentes em solos siltosos, não houve resultados com cargas superiores ao de ruptura, portanto também não há algum tipo de limitação ao uso da formulação.

Não houve estacas assentes em camadas argilosas, sendo inconclusiva uma avaliação do método para o caso de estacas flutuantes.

CASO PARTICULAR: E6 e E7

A tabela 4.4 mostra que para todos os cálculos pelos métodos semi empíricos as estacas **E6** e **E7** apresentaram carga estimada superior à carga considerada como de ruptura. Por isso foi considerado importante uma avaliação mais detalhada destes resultados.

As duas estacas citadas, fazem parte da mesma obra que está localizada no bairro de Boa Viagem, cujo solo, segundo as sondagens, tem um percentual de solos arenosos que variam de 58% a 68% e argilosos de 32% a 42%. As estacas estão assentadas em uma camada de areia com pedregulho, com N_{SPT} de ponta de 34 para primeira estaca e N_{SPT} de ponta de 28 para a segunda, a composição do

solo somado ao valor do NSPT gerou cargas não condizentes com as verificadas posteriormente por Van der Veen (1953). Os resultados para cada método indicaram valor significativo da parcela de ponta no valor global da capacidade de carga.

Analisando as características citadas é difícil determinar como a capacidade de carga se mostrou tão baixa estando situadas em uma camada tão resistente, de acordo com a sondagem. A hipótese mais provável é de que o perfil de sondagem utilizado não condiz com o solo real, atestado na observação do recalque obtido pela Prova de Carga, que foi de 18,79 mm para Estaca **E6** e 9,93 mm para estaca **E7**, ou seja, é evidente a incoerência por causa da ocorrência de recalque significativo na presença de um solo considerado tão resistente.

Portanto, é conclusivo que as sondagens nesta obra estão gerando valores de capacidade superestimados em todos os métodos, devido a uma provável divergência da sondagem para a condição real. Por isso, como já dito anteriormente, as sondagens devem ser executadas por empresas de confiança e estar em conformidade com os requisitos mínimos solicitados pela norma.

6. CONCLUSÕES

Primeiramente é importante mencionar mais uma vez que o presente trabalho avaliou situações que ocorreram na região metropolitana do Recife, em estacas do tipo hélice contínua com diâmetros de 400, 500 e 600 mm.

Foram avaliadas 23 provas de carga estática, que representa um universo amostral pequeno quando comparado com os dados utilizados pelos autores mencionados neste trabalho. Portanto, os comentários realizados no item 5. e menções que serão apresentadas nesta conclusão mostram tendências dos comportamentos dos métodos para a cidade do Recife em estacas com características já citadas.

Após a avaliação em 5 estacas de 400 mm de diâmetro, os resultados foram sintetizados no quadro abaixo, onde a situação ideal seria de valores médios mais próximos de 1, com desvio padrão próximos de 0 e tendo o menor número estacas superestimadas, que significa menor número de casos com carga superior ao obtido por Van der Veen (1953).

Tabela 6.1 – Resultados para estacas de 400 mm

Método	Média	Desvio Padrão	Nº de estacas superestimadas	Percentual de estacas superestimadas
Aoki-Velloso	1,14	0,38	3	60,0%
Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera-Benegas)	0,78	0,15	0	0,0%
Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)	0,89	0,11	0	0,0%
Decourt-Quaresma	0,79	0,15	0	0,0%
Vorcaro-Velloso	1,16	0,29	4	80,0%
Antunes-Cabral	0,85	0,20	1	20,0%

Com base nos resultados, para estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 400 mm é indicado:

- Utilização dos métodos de Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) & Benegas (1993); Aoki & Velloso modificado por Monteiro

(1997); e Décourt & Quaresma (1996). Respeitando a metodologia descrita no item 3.3 e as limitações contidas no item 5.

Como é visto na tabela abaixo, as análises das 10 estacas de 500 mm não apresentaram bons resultados, sendo recomendada a aplicação de nenhum dos métodos avaliados, pela necessidade de melhor estudo com base em um universo amostral maior.

Tabela 6.2 – Resultados para estacas de 500 mm

Método	Média	Desvio Padrão	Nº de estacas superestimadas	Percentual de estacas superestimadas
Aoki-Velloso	1,24	0,72	3	30,0%
Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera-Benegas)	0,95	0,43	4	40,0%
Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)	0,97	0,38	3	30,0%
Decourt-Quaresma	0,83	0,27	2	20,0%
Vorcaro-Velloso	1,22	0,36	5	50,0%
Antunes-Cabral	0,86	0,28	2	20,0%

Após a avaliação em 8 estacas de 600 mm de diâmetro, os resultados foram sintetizados no quadro abaixo:

Tabela 6.3 – Resultados para estacas de 600 mm

Método	Média	Desvio Padrão	Nº de estacas superestimadas	Percentual de estacas superestimadas
Aoki-Velloso	1,44	0,18	8	100,0%
Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera-Benegas)	1,05	0,14	3	37,5%
Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)	0,96	0,09	1	12,5%
Decourt-Quaresma	0,77	0,06	0	0,0%
Vorcaro-Velloso	0,85	0,07	0	0,0%
Antunes-Cabral	0,84	0,07	0	0,0%

Com base nos resultados, para estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 600 mm é indicado:

- Utilização dos métodos de Aoki & Velloso modificado por Monteiro (1997); Vorcaro & Velloso (2000) e Antunes & Cabral (1996). Respeitando a metodologia descrita no item 3.3 e as limitações contidas no item 5.

A ocorrência de incertezas, por erros nos processos executivos das sondagens, representa um dos maiores problemas na execução de um projeto. A necessidade de melhores investigações do subsolo aliada à utilização de métodos que resultem em cargas mais próximas da real, evidencia a importância na realização deste estudo para obtenção de equações mais condizentes com as características da região metropolitana do Recife.

RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES

Devido ao número de pequena significância de provas de carga, não se pode extrair conclusões mais precisas sobre o desempenho dos métodos, por isso algumas recomendações são feitas com o intuito de melhoria do trabalho e obtenção de respostas com precisão maior:

- Propiciar sequência ao trabalho, assumindo a forma de uma tese de mestrado;
- Para isso, sugere-se um acréscimo de resultados de provas de carga, trabalhando com 100 a 200 ensaios para análise;
- Ampliar o universo de amostras, incluindo obras que tenham predominância de solos argilosos e siltosos;
- Adicionar o método de Alonso Urbano, e outros de estimativa de capacidade de carga que forem pertinentes;
- Adicionar outros métodos de determinação da carga de ruptura, além do Van der Veen (1953).

REFERÊNCIAS

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo. Oficina de textos, 2004, V.1. 226 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ, 2002, V.2. 472 p.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Recife. Editora Universitária da UFPE, 1998. 105 p.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo. Oficina de textos, 2005. 207 p.

SILVA, J.; ANDRADE, D. **Comportamento à compressão de estacas metálicas em solos na região metropolitana do Recife**. Recife. O Autor, 2010. 84 p.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo. Oficina de textos, 2000. 189 p.

Vários autores. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo. Pini, 1998. 751 p.

MARCHEZINI, S. F. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical**. Brasília. O Autor, 2013. 171p.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. Brasília. O Autor, 2005. 243 p.

MANTUANO, R. M. **Comparação entre os métodos de dimensionamento e influencia do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. Rio de Janeiro. UFRJ/ Escola Politécnica, 2003. 87 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2010. 33 p.

_____. **NBR 6484: Execução de sondagens de simples reconhecimento.** Rio de Janeiro, 2001. 17 p.

_____. **NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

ANEXO
QUADRO GERAL

Quadro geral

Dados					Sondagem						Metodos										PCE - (tf)		
Obra	Estaca	Comprimento da estaca (m)	Diâmetro (mm)	Bairro	Sondagem	Percentual de solo arenoso (%)	Percentual de solo siltooso(%)	Percentual de solo argiloso (%)	Média do SPT	NsPT de Ponta	Aoki-Velloso				Aoki-Velloso (modificado por Laprovitera-Benegas)				Aoki-Velloso (modificado por Monteiro)				Van der Veen (1953)
											Qlat	Qpont	Qp	Qp/ Qrup	Qlat	Qpont	Qp	Qp/ Qrup	Qlat	Qpont	Qp	Qp/ Qrup	
1.1.	E1	21,28	400	Monteiro	SP-01 SV-02	59% 100%	27% 0%	14% 0%	14 11	≥40 16	96,08 92,74	57,81 80,42	153,88 173,16	0,68 0,77	87,64 58,32	67,86 79,92	155,50 138,24	0,69 0,61	146,71 95,64	41,55 59,10	188,26 154,75	0,84 0,69	225,00
1.2.	E2	16,50	400	Boa Viagem	SP-004	47%	24%	29%	15	≥40	88,98	251,33	340,31	1,57	67,19	142,00	209,19	0,96	106,82	101,42	208,23	0,96	217,00
1.3.	E3	19,00	400	Poço da Panela	SP-04	74%	0%	26%	13	29	101,62	182,21	283,84	1,50	72,30	84,19	156,50	0,83	114,73	57,08	171,81	0,91	189,00
	E4	19,00	400		SP-02	89%	0%	11%	18	14	142,88	52,78	195,66	0,97	89,26	42,18	131,44	0,65	162,41	37,89	200,30	1,00	201,00
1.4.	E5	18,00	400	Boa Viagem	SP-03	68%	26%	6%	8	17	56,36	106,81	163,17	1,33	44,35	70,37	114,72	0,93	64,76	50,71	115,46	0,94	123,00
2.1.	E6	18,00	500	Boa Viagem	SP-05	58%	0%	42%	15	34	131,59	333,79	465,38	2,69	98,20	198,31	296,51	1,71	149,50	136,77	286,27	1,65	173,00
	E7	18,00	500		SP-04	68%	0%	32%	15	28	132,50	274,89	407,39	2,33	116,16	168,86	285,02	1,63	154,88	125,42	280,30	1,60	175,00
2.2.	E8	18,00	500	Tamarineira	SP-02E	89%	11%	0%	15	≥40	134,10	314,16	448,26	1,60	93,24	208,13	301,37	1,07	147,96	151,88	299,83	1,07	281,00
	E9	19,00	500		SP-004	35%	50%	15%	18	≥40	143,33	90,32	233,65	0,98	146,99	117,81	264,80	1,11	179,88	66,24	246,12	1,03	239,00
2.3.	E10	15,75	500	Casa Amarela	SP-02	22%	78%	0%	21	≥40	143,22	215,98	359,20	0,96	165,18	188,50	353,68	0,94	187,27	108,40	295,67	0,79	376,00
2.4.	E11	27,00	500	Piedade	SP-002	64%	18%	18%	15	9	227,83	20,32	248,15	0,71	163,20	24,54	187,75	0,53	250,27	14,92	265,19	0,76	351,00
2.5.	E12	19,00	500	Boa Viagem	SP-01	80%	20%	0%	15	34	163,06	200,28	363,33	0,94	122,96	150,89	273,85	0,71	167,51	107,35	274,86	0,71	385,00
2.8.	E16	28,00	500	Boa Vista	SP-03	66%	34%	0%	13	15	198,34	80,99	279,33	0,80	144,54	116,24	260,78	0,75	218,32	66,27	284,59	0,82	349,00
2.9.	E17	22,00	500	Imbiribeira	SP-02	74%	26%	0%	9	17	113,74	91,79	205,53	0,73	88,18	65,97	154,15	0,55	127,30	44,59	171,89	0,61	281,00
	E18	22,00	500		SP-04	96%	0%	4%	10	11	121,27	86,39	207,66	0,72	80,35	71,11	151,46	0,52	130,10	53,41	183,50	0,63	289,00
3.1.	E19	22,80	600	Espinheiro	SP-02	100%	0%	0%	11	≥40	194,72	452,39	647,11	1,72	121,97	183,57	305,54	0,81	202,80	157,02	359,82	0,96	376,00
3.2.	E21	18,75	600		SP-03	70%	17%	13%	15	≥40	208,00	339,29	547,30	1,40	190,52	269,74	460,26	1,18	201,53	154,59	356,12	0,91	390,00
3.3.	E22	18,50	600	Casa Amarela	SP-02	100%	0%	0%	19	≥40	242,12	565,49	807,61	1,68	145,27	339,29	484,57	1,01	279,08	275,20	554,28	1,15	481,00
3.4.	E23	19,00	600	Tamarineira	SP-10	63%	37%	0%	15	≥40	186,69	311,02	497,71	1,38	161,30	271,43	432,73	1,20	213,65	146,67	360,33	1,00	361,00
	E24	20,00	600		SP-16	67%	33%	0%	14	38	157,56	295,47	453,02	1,18	136,39	242,03	378,42	0,99	188,58	131,36	319,94	0,84	383,00
	E25	18,00	600		SP-05E	100%	0%	0%	13	≥40	156,75	395,84	552,59	1,39	109,35	284,72	394,08	0,99	160,69	187,78	348,47	0,88	397,00
	E26	20,00	600		SP-09	70%	20%	10%	13	≥40	172,02	311,02	483,03	1,38	150,60	271,43	422,03	1,21	199,50	139,60	339,11	0,97	349,00
	E27	19,00	600		SP-09E	75%	0%	25%	13	31	142,62	306,78	449,39	1,36	111,57	229,78	341,35	1,03	160,36	155,86	316,22	0,96	331,00

Quadro geral (continuação)

Dados					Sondagem						Metodos						PCE - (tf)				
Obra	Estaca	Comprimento da estaca (m)	Diâmetro (mm)	Bairro	Sondagem	Percentual de solo arenoso (%)	Percentual de solo siltososo(%)	Percentual de solo argiloso (%)	Média do SPT	NSPT de Ponta	Decourt-Quaresma				Vorcaro-Velloso		Antunes-Cabral				Van der Veen (1953)
											Qlat	Qpont	Qp	Qp/ Qrup	Qp	Qp/ Qrup	Qlat	Qpont	Qp	Qp/ Qrup	
1.1.	E1	21,28	400	Monteiro	SP-01 SV-02	59% 100%	27% 0%	14% 0%	14 11	≥40 16	129,31 99,04	27,14 36,19	156,45 135,23	0,70 0,60	269,56 178,18	1,20 0,79	105,18 93,49	50,27 40,21	155,45 133,71	0,69 0,59	225,00
1.2.	E2	16,50	400	Boa Viagem	SP-004	47%	24%	29%	15	≥40	102,32	56,80	159,12	0,73	228,77	1,05	119,19	50,27	169,46	0,78	217,00
1.3.	E3	19,00	400	Poço da Panela	SP-04	74%	0%	26%	13	29	111,77	33,68	145,44	0,77	232,07	1,23	133,58	50,27	183,85	0,97	189,00
	E4	19,00	400		SP-02	89%	0%	11%	18	14	158,78	19,10	177,88	0,88	334,31	1,66	197,54	35,19	232,73	1,16	201,00
1.4.	E5	18,00	400	Boa Viagem	SP-03	68%	26%	6%	8	17	99,79	28,15	127,94	1,04	126,74	1,03	66,73	42,73	109,45	0,89	123,00
2.1.	E6	18,00	500	Boa Viagem	SP-05	58%	0%	42%	15	34	148,02	79,33	227,35	1,31	291,42	1,68	155,04	78,54	233,58	1,35	173,00
	E7	18,00	500		SP-04	68%	0%	32%	15	28	150,24	67,54	217,79	1,24	296,07	1,69	158,18	78,54	236,72	1,35	175,00
2.2.	E8	18,00	500	Tamarineira	SP-02E	89%	11%	0%	15	≥40	139,71	94,25	233,96	0,83	284,46	1,01	149,23	78,54	227,77	0,81	281,00
	E9	19,00	500		SP-004	35%	50%	15%	18	≥40	180,73	47,12	227,85	0,95	341,15	1,43	151,42	78,54	229,96	0,96	239,00
2.3.	E10	15,75	500	Casa Amarela	SP-02	22%	78%	0%	21	≥40	180,25	58,90	239,15	0,64	337,96	0,90	161,63	78,54	240,17	0,64	376,00
2.4.	E11	27,00	500	Piedade	SP-002	64%	18%	18%	15	9	259,36	9,82	269,18	0,77	563,67	1,61	284,79	17,67	302,46	0,86	351,00
2.5.	E12	19,00	500	Boa Viagem	SP-01	80%	20%	0%	15	34	162,49	68,33	230,82	0,60	312,28	0,81	166,66	78,54	245,20	0,64	385,00
2.8.	E16	28,00	500	Boa Vista	SP-03	66%	34%	0%	13	15	230,23	36,32	266,55	0,76	443,70	1,27	202,95	58,90	261,85	0,75	349,00
2.9.	E17	22,00	500	Imbiribeira	SP-02	74%	26%	0%	9	17	139,88	20,62	160,49	0,57	256,42	0,91	119,62	66,76	186,37	0,66	281,00
	E18	22,00	500		SP-04	96%	0%	4%	10	11	143,17	32,20	175,37	0,61	258,17	0,89	132,58	43,20	175,77	0,61	289,00
3.1.	E19	22,80	600	Espinheiro	SP-02	100%	0%	0%	11	≥40	192,76	83,13	275,88	0,73	321,06	0,85	203,20	113,10	316,30	0,84	376,00
3.2.	E21	18,75	600		SP-03	70%	17%	13%	15	≥40	212,17	122,15	334,32	0,86	334,59	0,86	193,21	113,10	306,31	0,79	390,00
3.3.	E22	18,50	600	Casa Amarela	SP-02	100%	0%	0%	19	≥40	255,30	135,72	391,01	0,81	384,53	0,80	345,89	113,10	458,99	0,95	481,00
3.4.	E23	19,00	600	Tamarineira	SP-10	63%	37%	0%	15	≥40	195,65	84,82	280,47	0,78	333,32	0,92	198,96	113,10	312,05	0,86	361,00
	E24	20,00	600		SP-16	67%	33%	0%	14	38	183,20	75,63	258,84	0,68	320,09	0,84	192,93	113,10	306,02	0,80	383,00
	E25	18,00	600		SP-05E	100%	0%	0%	13	≥40	151,02	128,93	279,95	0,71	287,38	0,72	177,56	113,10	290,66	0,73	397,00
	E26	20,00	600		SP-09	70%	20%	10%	13	≥40	188,50	84,82	273,32	0,78	324,32	0,93	188,59	113,10	301,69	0,86	349,00
	E27	19,00	600		SP-09E	75%	0%	25%	13	31	164,48	104,05	268,53	0,81	301,66	0,91	172,66	113,10	285,76	0,86	331,00