



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
CAMPUS UFRJ-MACAÉ
Professor Aloísio Teixeira



ANÁLISE GEOTÉCNICA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS PARA LABORATÓRIO DA
UFRJ/MACAÉ

VANESSA GANASSIN

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé, como requisito parcial para aquisição do título de engenheira civil.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Macaé
Dezembro de 2016

ANÁLISE GEOTÉCNICA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS PARA LABORATÓRIO DA
UFRJ/MACAÉ

VANESSA GANASSIN

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO AO PROGRAMA DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO –
CAMPUS MACAÉ, COMO REQUISITO PARCIAL PARA AQUISIÇÃO DO GRAU DE
ENGENHEIRA CIVIL

Examinado por:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Esdras Pereira de Oliveira, D.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Eng. Roney de Moura Gomes, M.Sc
Groundtech – Engenharia e COPPE/UFRJ

MACAÉ, RJ - BRASIL
DEZEMBRO DE 2016

Ganassin, Vanessa

Análise Geotécnica de Fundações em Estacas para Laboratório da UFRJ/Macaé / Vanessa Ganassin - Macaé: UFRJ/Campus UFRJ - Macaé 2016.

IX, 103 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Projeto de Graduação – UFRJ/ Macaé/ Curso de Engenharia Civil, 2016.

Referências Bibliográficas: p. 71 - 72.

1. Análise Geotécnica, 2. Fundações em estacas, 3. UFRJ/Macaé.

I. Guimarães, Gustavo Vaz de Mello, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Curso de Engenharia Civil III. Análise Geotécnica de Fundações em estacas para Laboratório da UFRJ/Macaé.

Dedico este projeto aos meus pais, Daniel e Airma, que compartilham do mesmo sonho que tenho: minha graduação.

Obrigada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me permitiu chegar até aqui e me segurou em todos os momentos de dificuldade e fraqueza. Ele me deu a vida e cada dia me presenteia com uma conquista.

Agradeço a minha mãe, Airma. Tudo o que sou hoje devo a ela, pois ao escolher ser mãe, abdicou de si mesma e assim o fez ao longo de toda minha existência. Me deu valores, caráter, e amor incondicional.

Agradeço ao meu pai, Daniel, que em nenhum momento me deixou desistir, e sempre me orientou e incentivou a tomar um caminho correto na vida. Minha graduação lhe devo, por todo o suporte ao longo de todos esses anos.

Agradeço ao meu orientador e professor de graduação Gustavo, que com dom da didática, me inspirou durante as aulas a me aprofundar na disciplina de fundações, graças ao seu jeito direto, completo e enriquecedor de ministrar aulas.

Agradeço a minha amiga de graduação Alicia. Em um meio onde desde cedo nos sentimos disputando um mercado de trabalho, ela escolheu caminhar junto a mim e me ajudou nas alegrias e dificuldades dentro e fora da graduação. Desejo-lhe muitas conquistas e que possamos caminhar juntas durante toda a vida.

Agradeço ao meu namorado Matheus, pelo carinho e apoio durante o TCC e durante a vida. Espero um dia poder retribuir todo o bem que me fez e faz.

Por fim, agradeço aos grandes amigos que fiz em Macaé durante a graduação, Bianca, Gabrielle e Victor Hugo. Todo o apoio que me deram ao longo desses anos foi fundamental para que eu aguentasse chegar até aqui.

Minha conquista não é só minha, mas de todos os que citei com muito carinho nesse agradecimento. A vocês, meu muito OBRIGADA.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Universidade Federal do Rio de Janeiro/ Campus Macaé como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenharia Civil.

ANÁLISE GEOTÉCNICA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS PARA LABORATÓRIO DA
UFRJ/MACAÉ.

Vanessa Ganassin

Dezembro/2016

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Curso: Engenharia Civil

RESUMO: A limitação de orçamento hoje em dia em obras públicas faz com que novas parcerias possam ser pensadas. Nesse contexto foi realizada a união entre diferentes cursos de graduação da UFRJ/Macaé. Com o intuito de construir um laboratório na área de ciências biológicas, o curso de Engenharia Civil foi convidado para participar da execução do projeto de fundações. Aproveitando a necessidade dos alunos de realizar um trabalho de conclusão de curso essa parceria pôde ser realizada. Assim esse projeto tem como objetivo fazer uma análise de fundações profundas, fornecendo diversas opções capazes de resistir às futuras solicitações estruturais do laboratório. A sondagem utilizada foi realizada nas proximidades do laboratório para a etapa da construção do Bloco C da UFRJ/ Campus Macaé. Em posse da sondagem e utilizando os alguns métodos semi-empíricos foi possível desenvolver uma rotina de cálculos que retornassem a capacidade de carga para diversos tipos de estacas, em diferentes diâmetros, para comprimentos que vão até o limite de sondagem. A partir dessa estimativa e de posse dos esforços solicitantes, será possível, aplicando-se um fator de segurança estabelecido pela norma NBR 6122 – 2010, determinar o tipo de estaca e sua geometria.

Palavra-chave: Análise geotécnica, Fundações em Estacas, UFRJ/Macaé.

Abstract of Undergraduate Project presented to the Federal University of Rio de Janeiro/ Macaé Campus as part of the requisites required to obtain the degree of Civil Engineer.

GEOTECHNICAL ANALYSIS OF PILES FOUNDATIONS FOR LABORATORY OF
UFRJ / MACAÉ.

Vanessa Ganassin

December/2016

Advisor: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Course: Civil Engineering

ABSTRACT: As a matter of Brazilian inefficient economic system an interaction between different types of courses at University can be a way of triumph. In order to build a laboratory in the area of biological sciences, the Civil Engineering course was invited to collaborate in design of its foundations. Doing this it is also possible to have an interaction between technical and practical approaches. So studies of different types of deep foundations were done in order to provide several geotechnical loads capacities. Existed standard penetration tests (SPT) results in the area were used to fill up geotechnical semi-empirical methods. As soon as the structural design can be estimated it will be possible to choose the best choice for its foundations.

Key-words: Geotechnical analysis, Piles Foundations, UFRJ / Macaé

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Estrutura	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 SPT	3
2.2 Fundações	5
2.3 Tipos de Estaca.....	5
2.4 Tipos de Execução.....	10
2.4.1 Estacas Cravadas	10
2.4.2 Estacas Escavadas	11
2.5 Generalidades	11
2.6 Método de AOKI e VELLOSO (1975)	12
2.6.1 Contribuição LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993).....	14
2.6.2. Contribuição de MONTEIRO (1997).....	15
2.7 Método de DÉCOURT e QUARESMA (1978)	17
2.7.1. Versão Inicial	17
2.7.2. Segunda versão.....	18
2.8 Método de TEIXEIRA (1996).....	18
3. ESTUDO DE CASO	20
3.1 Localização.....	20
3.2 Estudo de solo.....	22
3.3 Cálculo dos diversos tipos de estaqueamento	25
3.3.1 Estaca Metálica.....	26
3.3.2 Estaca Pré-moldada de Concreto.....	35
3.3.3 Estaca Escavada	42
3.3.4 Estaca Raiz	50
3.3.5 Estaca Hélice	58
3.3.6 - Resumo das capacidades de carga das estacas.....	66

4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	68
4.1 Conclusões.....	68
4.2 Sugestões para futuras pesquisas.....	70
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71
APÊNDICE A	73
ANEXO A – ESTUDO PRELIMINAR – PLANTA DE SITUAÇÃO	82
ANEXO B - CROQUI DE LOCAÇÃO	83
ANEXO C – SONDAÇÃO COMPLETA	84

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

O primeiro núcleo de pesquisas da UFRJ em Macaé foi inaugurado no ano de 2006. O Núcleo de Pesquisas em Ecologia e Desenvolvimento Socioambiental (NUPEM) ministrou o primeiro curso de graduação da UFRJ fora da sede no Rio de Janeiro, o curso de Licenciatura em Ciências Biológicas. Em pouco tempo outros cursos se mobilizaram e em 2011 foi institucionalizado o Campus UFRJ-Macaé. Hoje o campus conta com os cursos de Bacharelado em Ciências Biológicas, Enfermagem e Obstetrícia, Engenharias Civil, Mecânica e Produção, Farmácia, Medicina, Nutrição e Química; os cursos de Licenciatura em Ciências Biológicas e Química; e programas de Pós-Graduação/Mestrado em Ciências Ambientais e Conservação, Produtos Bioativos e Biociências e Mestrado Profissional em Ensino de Física. Atualmente, a universidade conta com 3 blocos. As salas são usadas para ministrar aulas e para os tramites dos setores administrativos do campus.

O Laboratório Integrado de Imunoparasitologia surgiu através da união de professores da UFRJ: Suzana Passos Chaves, Aleksandra Menezes de Oliveira, João Luiz Mender Wanderley, Celso Luiz Ribeiro Delmiro, Julia Peralta Gonçalves, Lilian Maria Garcia Bahia de Oliveira e Paulo de Assis Melo, que possuíam afinidade de áreas e juntos, idealizaram um laboratório capaz de atender os cursos de Graduação em Farmácia, Medicina, Enfermagem, Nutrição e Biologia.

Primeiramente, o laboratório foi aprovado no Conselho Deliberativo na UFRJ de Macaé e assim, conseguiu financiamento através da FAPERJ para sua construção. Hoje o processo de nome “Proposta de Construção do Laboratório de Imunoparasitologia”, nº. 23079040368/2016-78, de 4 de agosto de 2016 tramita na PR-6 da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Além de beneficiar os cursos de Graduação citados, o laboratório irá beneficiar Pesquisas dentro da universidade, além de propiciar a criação de cursos de Pós-Graduação futuramente. Sua construção é benéfica a universidade, pois existe uma falta de espaço para a realização das atividades e experimentos realizados em laboratórios de Imunoparasitologia apresentam materiais infecciosos, que precisam de atenção na manipulação e descarte.

Tendo nota dessas condições, surgiu a ideia de se aplicar os conhecimentos obtidos nas disciplinas de Mecânica dos solos e fundações no projeto de construção do laboratório. Por se tratar de um Campus novo e em desenvolvimento, é necessária a colaboração de todo um meio docente e discente, pois quem consolida uma universidade, qualquer que ela seja, são aqueles que a utilizam.

1.2 Objetivos

A proposta deste Projeto de Conclusão de Curso é aplicar os conhecimentos obtidos na UFRJ/Macaé em prol do desenvolvimento da mesma. Uma das solicitações necessárias para a construção do laboratório consiste em um Projeto de Fundações, que seja capaz de transmitir as solicitações de carga de toda a estrutura ao solo de maneira eficaz, com segurança em relação a ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

Em posse das sondagens realizadas para a construção do “Bloco C” ou “Bloco 3” da Universidade, será prevista a capacidade de carga para o terreno associada a diferentes tipos de estacas, diâmetros e métodos de cálculo semi-empíricos. A partir dessa estimativa e em posse dos esforços solicitantes, pode-se, aplicando-se um fator de segurança estabelecido por norma, determinar o tipo de estaca e sua geometria.

1.3 Estrutura

Segue a esta introdução o capítulo 2, onde será apresentada uma revisão bibliográfica expondo os métodos utilizados para cálculo da capacidade de carga axial que serão utilizados no projeto.

No capítulo 3 será feito o estudo de caso do projeto, expondo o local onde o laboratório será construído, a sondagem utilizada e justificativa de escolha da mesma, e os resultados obtidos através dos cálculos.

No capítulo 4 serão apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SPT

As sondagens com ensaios a percussão são perfurações capazes de determinar a profundidade do nível de água e obter características de diferentes tipos de solo. O furo é revestido caso se apresente instável, caso contrário, segue-se sem revestimento, adicionando lama bentonita à água. A perfuração avança a medida que o solo é retirado com ajuda de um trépano e por circulação de água.

As etapas de execução de sondagem estão mostradas na Figura 2.1

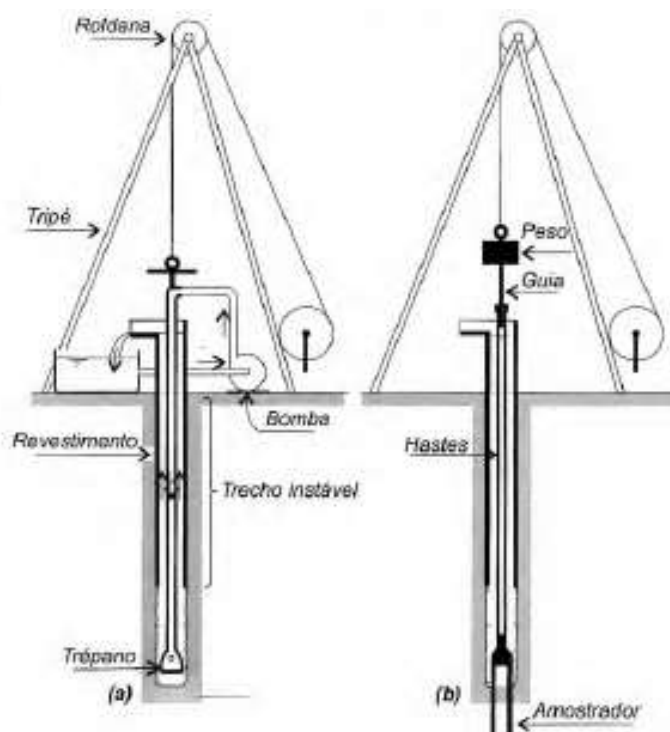


Figura 2.1 - Etapas de execução de sondagem: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT), VELLOSO e LOPES (2010).

O ensaio ocorre a cada metro. As sondagens não ultrapassam matacões e blocos de rochas, e podem ser detidas até por pedregulhos. Caso se encontre grande dificuldade de perfuração, a NBR 6484-2001 recomenda que a sondagem seja suspensa. Esta mesma NBR normaliza o ensaio de penetração dinâmica, o chamado SPT.

O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado, chamado de *Raymond-Terzaghi*, por meio de golpes de um peso de 65 kgf, caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em

3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do SPT é o número de golpes totais restantes para cravar os 30 cm finais (despreza-se os 15 cm iniciais devido a desagregação e descaracterização do solo pela circulação de água).

A amostra retirada nesse amostrador é deformada, caso seja necessário retirar amostras indeformadas para ensaios de laboratório, outros amostradores são utilizados, como o *Shelby* ou *Denison*.

Outra informação importante fornecida pela sondagem são as condições do nível d'água naquela região. Inicialmente deve-se perfurar terreno com trado até que se encontre água e assim determinar sua profundidade, nível d'água freático não influenciada pela sondagem. Passado o processo de circulação da água, anotam-se as profundidades onde aconteceram elevação no nível de água dos revestimentos. Terminada a sondagem e retirado o revestimento, deve-se aguardar pelo menos 24 horas para que o nível d'água se estabilize.

Para se conhecer com mais precisão o nível piezométrico de uma camada, pode-se instalar um piezômetro no furo da sondagem. Para se conhecer com mais precisão o nível freático pode-se aproveitar o furo da sondagem para se instalar um medidor de nível de água.

A Figura 2.2 mostra o Piezômetro e o medidor de nível d'água.

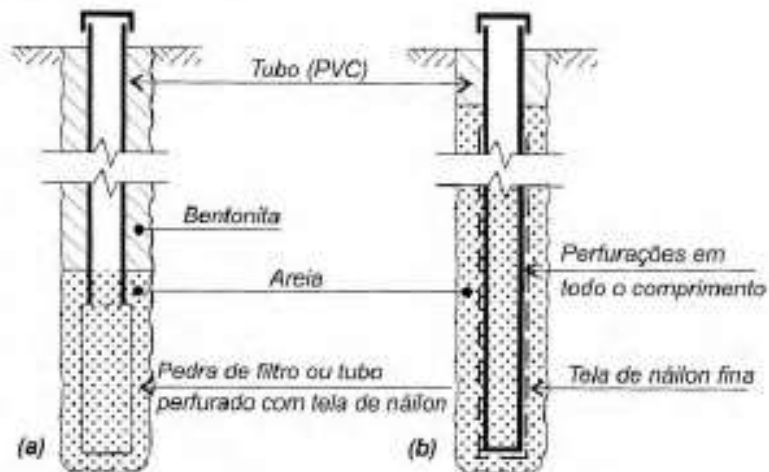


Figura 2.2 - (a) Piezômetro e (b) medidor de nível d'água, VELLOSO e LOPES (2010).

2.2 Fundações

Fundação é o elemento responsável por transmitir as cargas da estrutura para o solo, devendo ser dimensionada e executada de forma a não gerar problemas de qualquer natureza para a estrutura. Para que isto seja possível, uma fundação deve satisfazer a dois requisitos: I- segurança correlação a ruptura geotécnica e estrutural; II- recalques compatíveis com a estrutura, segundo DANZIGER (2008).

De acordo com a profundidade do solo resistente, as fundações podem ser classificadas em:

- fundações superficiais (diretas): quando a camada profundidade não excede a duas vezes a sua menor dimensão ou se encontre a menos de 3 m de profundidade;
- fundações profundas (indiretas) são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes a sua menor dimensão, e a mais de 3 m de profundidade.

O que caracteriza, principalmente uma fundação rasa ou direta é o fato da distribuição de carga do pilar para o solo ocorrer pela base do elemento de fundação e a carga pontual que ocorre no pilar, é transformada em carga distribuída.

A fundação profunda, a qual possui grande comprimento em relação a sua base, normalmente, dispensa abertura da cava de fundação, constituindo-se, por exemplo, em um elemento cravado por meio de um bate-estaca.

2.3 Tipos de Estaca

Nesse estudo, nos limitaremos as fundações profundas, com o uso de estacas de diferentes gêneros: metálicas, pré-moldadas, escavadas, raiz e hélice.

Estacas metálicas (ou de aço): Podem ser de perfis (laminados ou soldados). Os tipos de aço mais utilizados seguem os padrões ASTM A36, com tensão de escoamento de 250 MPa, e a A572 Grau 50 com tensão de escoamento de 345 MPa. Ao adicionar-se cobre em sua composição, o aço adquire características de resistência a corrosão. Pode-se citar como exemplos de tipos de estaca os trilhos usados, os perfis I e H e tubos circulares.

As principais vantagens de sua utilização são: a grande variabilidade de formas e dimensões, facilidade e transporte e manuseio, facilidade ao crava-la no solo, e facilidade de corte ou emenda.

Como desvantagens, pode-se citar: seu elevado custo; e a suscetibilidade à corrosão.

Estacas pré-moldadas: O concreto é o material que melhor se presta a confecção de estacas pois é resistente a agentes agressivos e suporta bem alterações de umidade. Podem ser confeccionadas em concreto vibrado, concreto centrifugado, extrusão, com concreto armado ou protendido.

A vantagem em sua utilização é que os agentes agressivos não terão efeito na pega e cura do concreto. Sua desvantagem é sua dificuldade de adaptação às variações do terreno.

Já as estacas de concreto protendido possuem elevada resistência, maior capacidade de manipulação e cravação, menor fissuração, capacidade de suportar forças de tração elevadas, facilidade de serem moldadas em qualquer configuração, possibilidade de fabricação em grandes dimensões, etc.

Para grandes cargas e comprimentos recomenda-se utilizar estacas de concreto protendido.

Estacas Escavadas: São estacas executadas por uma escavação ou perfuração no terreno, com retirada de material, e em seguida, enchida de concreto. As escavações podem ter paredes suportadas ou não. Só é admitida a perfuração não suportada em solos argilosos acima do lençol d'água.

A Figura 2.3 mostra o processo de execução da estaca escavada com lama bentonítica.

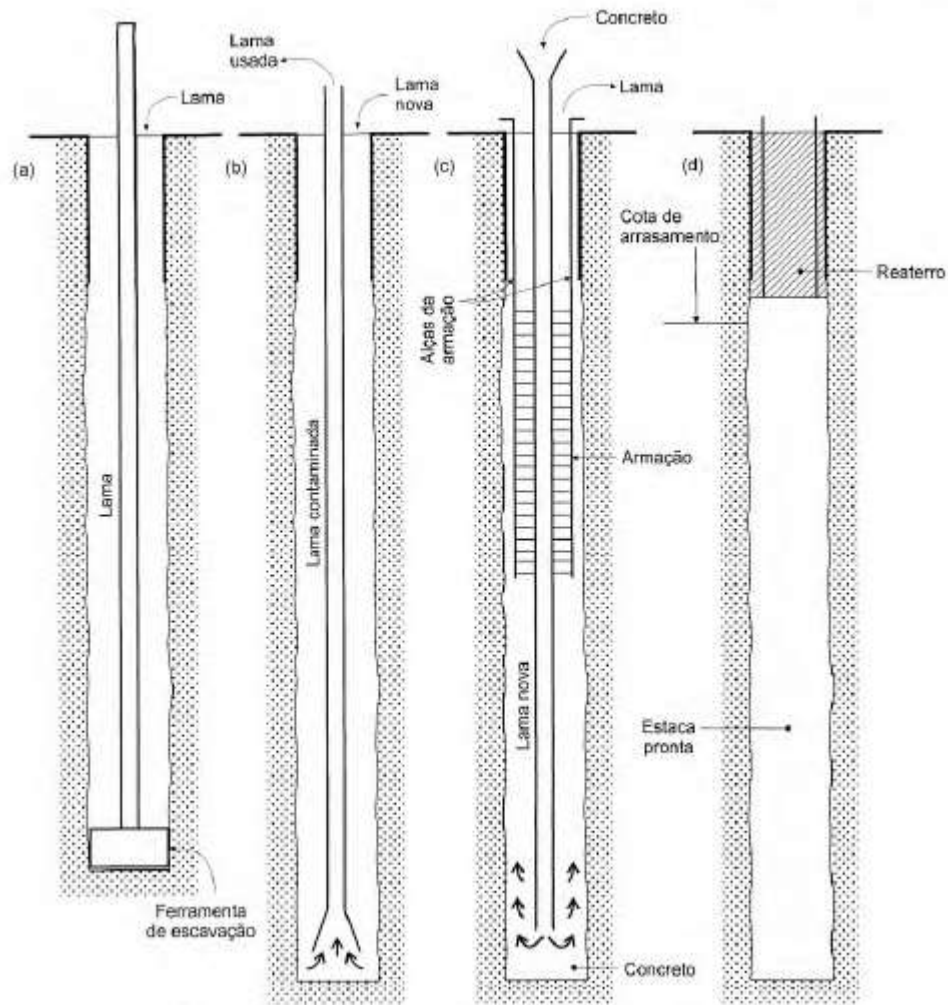


Figura 2.3 - Estaca escava com fluido estabilizante (lama bentonítica), VELLOSO e LOPES (2010).

A lama bentonítica é muito utilizada no Brasil sendo capaz de suportar as paredes de perfuração. Apresentam como vantagens a possibilidade de execução em zonas urbanas, pois não produzem perturbações à vizinhança, cargas admissíveis elevadas, adaptação fácil ao terreno, etc. Como desvantagens, pode-se citar a grande quantidade de equipamentos necessários (perfuratriz, guindaste, central de lama, etc.), o canteiro de obras mais difícil de manter e a mobilização de grandes volumes de concreto para utilização em curto intervalo de tempo.

Estaca Raiz: A estaca raiz caracteriza-se pela execução, que pode ser executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva, uso de revestimento, colocação de armadura (em todo seu comprimento) e preenchimento com argamassa (de cimento-areia). As estacas raiz foram idealizadas inicialmente para contenção de encostas e posteriormente usadas para fundações normais.

A Figura 2.4 mostra a execução das estacas raiz.

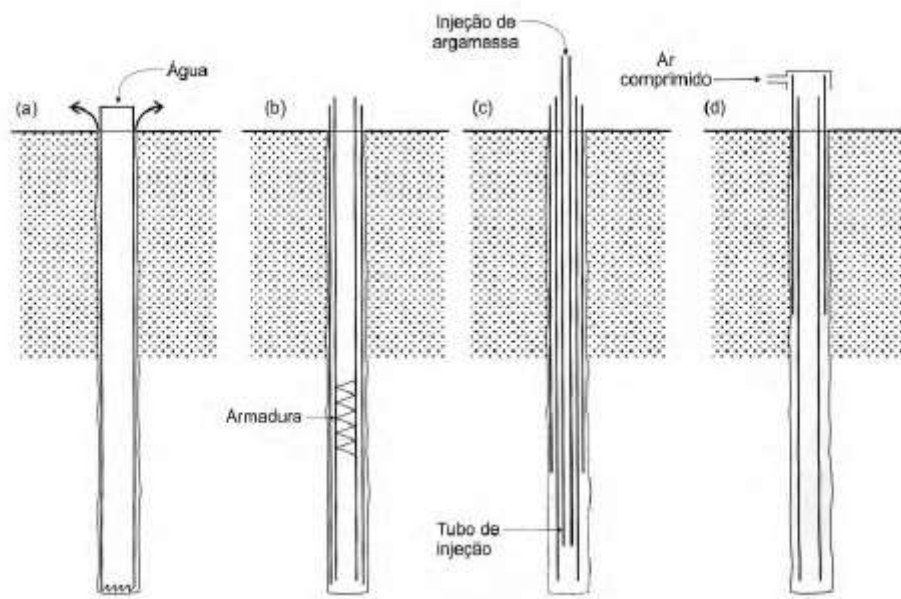


Figura 2.4 - Execução de estaca raiz, VELLOSO e LOPES (2010).

Suas vantagens são: não produzir choques nem vibrações, possibilidade de avanço em obstáculos como blocos de rocha ou peças de concreto, os equipamentos são em geral de pequeno porte; e podem ser executadas em qualquer inclinação.

Estaca Hélice: É executada com concreto moldado *in loco*, mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e injeção de concreto simultaneamente à retirada do trado. A armação é colocada após a concretagem da estaca.

Essas estacas podem ser classificadas como:

- com escavação de solo (estaca de substituição), quando não há deslocamento lateral o material retirado é completamente preenchido;
- com deslocamento de solo: Se no momento da execução existe deslocamento de solo para criar espaço para a execução, ela é assim classificada. As estacas Ômega e Atlas são exemplos desse tipo de execução.

A Figura 2.5 mostra a execução da estaca hélice contínua com escavação do solo e a Figura 2.6 exemplifica a execução das estacas Ômega e Atlas.

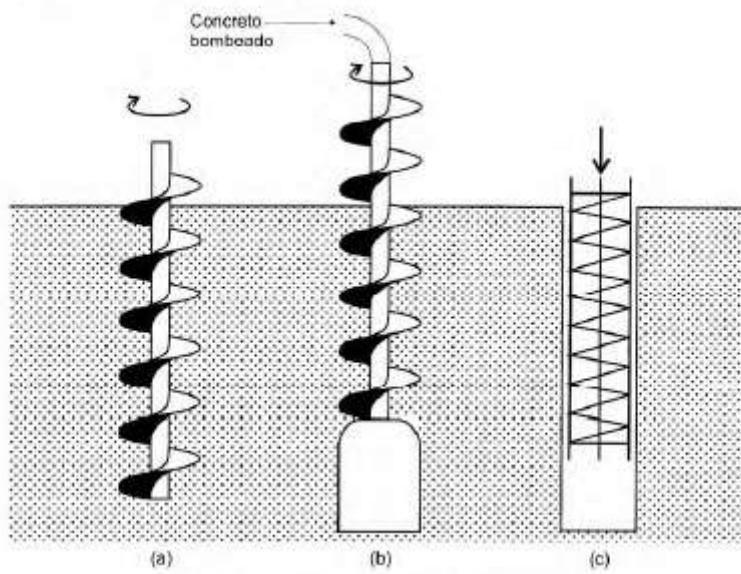


Figura 2.5 - Execução de estaca hélice contínua, VELLOSO e LOPES (2010).

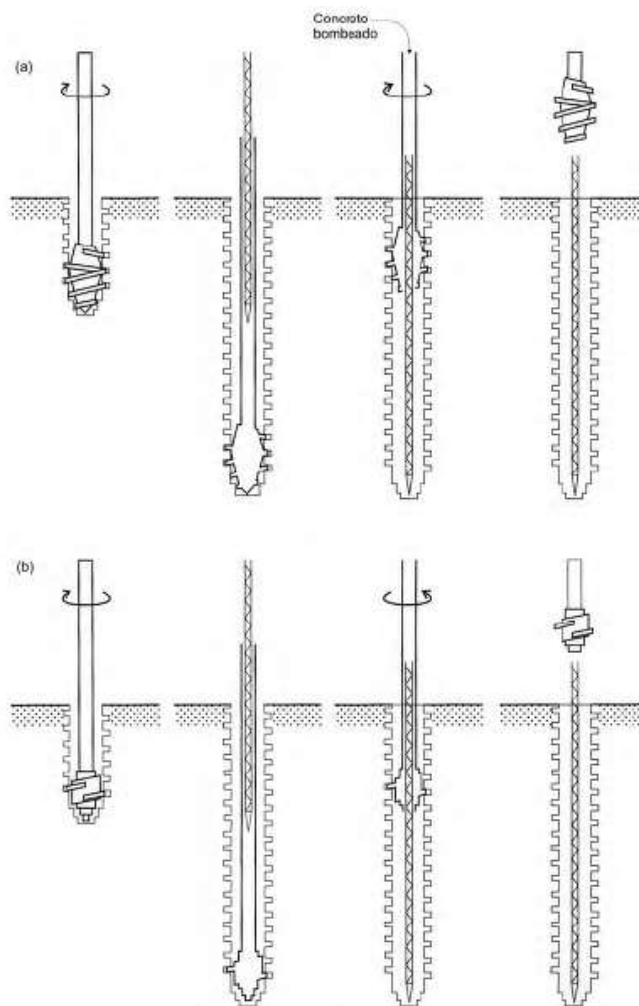


Figura 2.6 - Execução das estacas (a) Ômega e (b) Atlas, VELLOSO e LOPES (2010).

2.4 Tipos de Execução

2.4.1 Estacas Cravadas

Estacas cravadas em solos granulares de pouca a mediamente compactos causam densificação ou aumento da compacidade a medida que a estaca introduzida no terreno reduz o índice de vazios. Dessa forma é possível se obter maior capacidade de carga e menores recalques. Caso o solo esteja compacto, a estaca causará apenas seu deslocamento. Esse efeito pode ser danoso a outras estacas já introduzidas ou a outras estruturas próximas.

Caso sejam cravadas em solos argilosos saturados, devido sua baixa permeabilidade, causam em um primeiro momento um deslocamento de volume de solo igual ao volume da estaca. Isso causa um excesso de poropressões e eventualmente amolgamento do solo. Se o solo for pouco sensível e não tiver uma perda considerável de resistência pelo amolgamento, a cravação pode ter um efeito benéfico, causando um solo melhorado. Se o solo for sensível, tem-se ao fim um solo enfraquecido.

A Figura 2.7 mostra os efeitos da cravação de estaca sobre terreno em areia e argila saturada.

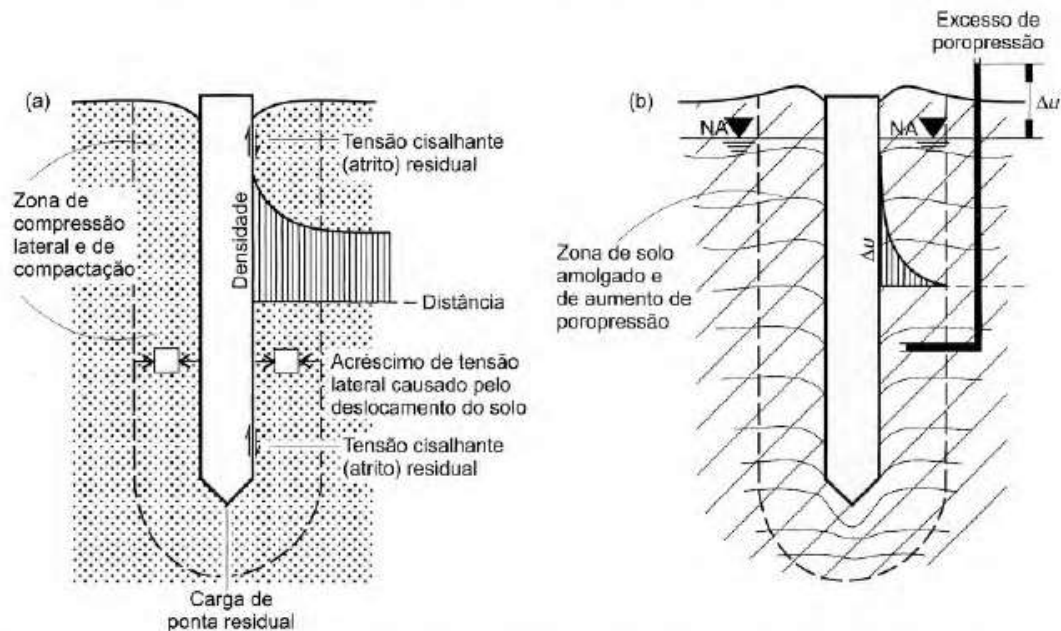


Figura 2.7 – Efeitos de cravação de estaca em terreno com (a) areia e (b) argila saturada, VELLOSO e LOPES (2010).

2.4.2 Estacas Escavadas

Estacas escavadas podem causar uma descompressão no terreno, que será variável de acordo com o tipo do terreno. Num extremo estariam as estacas sem suporte, somente possível em solos acima do nível d'água, no outro extremo estariam as estacas escavadas com auxílio de camisas metálicas, que avançam praticamente no mesmo nível em que a ferramenta de escavação, e no meio, estariam as estacas escavadas com fluido ou lama estabilizante.

Quanto menor o tempo entre a escavação e a concretagem, menor a descompressão e deterioração das características do solo.

A Figura 2.8 mostra os efeitos da execução de estacas escavadas sobre o terreno.

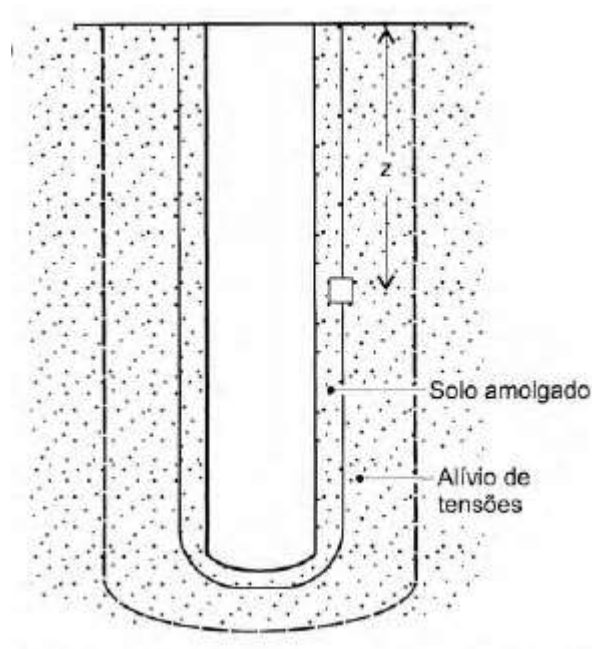


Figura 2.8 – Efeitos da execução de estacas escavadas no terreno, VELLOSO e LOPES (2010).

2.5 Generalidades

No Brasil a sondagem à percussão é a investigação geotécnica mais utilizada. Para o estudo de caso serão aplicados métodos semi-empíricos que utilizam SPT.

Nos métodos estáticos, a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, obtida em ensaios de laboratório ou in situ. Os métodos estáticos se separam em: racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo, e

métodos semi-empíricos, que se baseiam em ensaios in situ de penetração. Os métodos utilizados nesse projeto serão todos semi-empíricos.

Em uma estaca, sua resultante de equilíbrios se distribui da seguinte forma:

$$Q_{ult} + W = Q_{p.ult} + Q_{l.ult} \quad (1)$$

onde:

Q_{ult} é a capacidade de carga (total) da estaca;

W é o peso próprio da estaca;

$Q_{p.ult}$ é a capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l.ult}$ é a capacidade de carga do fuste.

Na maioria dos casos, despreza-se o peso próprio da estaca e a expressão (1) é escrita como:

$$Q_{ult} = A_b q_{p.ult} + U \int_0^L \tau_{l.ult} dz = A_b q_{p.ult} + U \sum \tau_{l.ult} \Delta l \quad (2)$$

onde:

A_b é a área de ponta ou base da estaca;

$q_{p.ult}$ é a resistência da ponta (unitária);

U é o perímetro da estaca;

$\tau_{l.ult}$ é a resistência lateral (unitária);

Δl é o trecho de comprimento ao qual a última varável se aplica.

2.6 Método de AOKI e VELLOSO (1975)

O método de AOKI e VELLOSO (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de CPT, depois adaptado ao SPT. A primeira equação relaciona a resistência da ponta e o atrito lateral da estaca da estaca com os resultados obtidos no CPT:

$$Q_{ult} = A_b q_{p.ult} + U \sum \tau_{t.ult} \Delta l = A_b \frac{q_{cone}}{F_1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F_2} \Delta l \quad (3)$$

onde F1 e F2 são fatores de escala e execução.

Algumas correlações possíveis entre o SPT e CPT são:

$$q_{cone} = kN \quad (4)$$

$$\tau_{cone} = \alpha q_{cone} = \alpha kN \quad (5)$$

Substituindo as equações (4) e (5) na equação (3), tem-se:

$$Q_{ult} = A_b \frac{kN}{F_1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F_2} \Delta l \quad (6)$$

A Tabela 2.1 relaciona os valores do tipo de solo para as constantes k e α , publicado por AOKI e VELLOSO (1975):

Tabela 2.1 - Valores de k e α , VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
<i>Areia</i>	10	1,4
<i>Areia siltosa</i>	8	2
<i>Areia siltoargilosa</i>	7	2,4
<i>Areia argilossiltosa</i>	5	2,8
<i>Areia argilosa</i>	6	3
<i>Silte arenoso</i>	5,5	2,2
<i>Silte arenoargiloso</i>	4,5	2,8
<i>Silte</i>	4	3
<i>Silte argiloarenoso</i>	2,5	3
<i>Silte argiloso</i>	2,3	3,4
<i>Argila arenosa</i>	3,5	2,4
<i>Argila arenossiltosa</i>	3	2,8
<i>Argila siltoarenosa</i>	3,3	3
<i>Argila siltosa</i>	2,2	4
<i>Argila</i>	2	6

Os valores de $F1$ e $F2$ foram obtidos através de análises de testes de prova de carga em estacas. Como as cargas de prova não eram instrumentadas, o que possibilitaria a separação da carga do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores, assim, adotou-se que $F2 = 2F1$.

A Tabela 2.2 relaciona os valores do tipo de estaca para os fatores $F1$ e $F2$, publicado por AOKI e VELLOSO (1975):

Tabela 2.2 - Valores de $F1$ e $F2$, VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de Estaca	F1	F2
<i>Franki</i>	2,5	5,0
<i>Metálica</i>	1,75	3,5
<i>Pré-moldada de concreto</i>	1,75	3,5
<i>Escavada</i>	3,0	6,0

Utiliza-se para efeito de cálculo da resistência da ponta, a média de 3 valores de N_{SPT} , o do nível de cálculo (da ponta), 1 metro acima e 1 metro abaixo. O limite de $N_{SPT} = 50$ golpes também é adotado.

2.6.1 Contribuição LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)

Foram feitas avaliações dos do método de AOKI e VELLOSO (1975) a partir de um banco de dados compilado pela COPPE-UFRJ, notou-se que os valores para k e α divergiram do método original. Os valores encontrados foram aqueles modificados por DANZIGER (1982). Como nem todos os 15 tipos de solo foram avaliados por DANZIGER (1982), os demais valores foram interpolados e implementados à tabela por LAPROVITERA (1988).

Os valores finais encontrados por LAPROVITERA (1988) para k e α se encontram na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores de k e α , VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
<i>Areia</i>	6	1,4
<i>Areia siltosa</i>	5,3	1,9
<i>Areia siltoargilosa</i>	5,3	2,4
<i>Areia argilossiltosa</i>	5,3	2,8
<i>Areia argilosa</i>	5,3	3
<i>Silte arenoso</i>	4,8	3
<i>Silte arenoargiloso</i>	3,8	3
<i>Silte</i>	4,8	3
<i>Silte argiloarenoso</i>	3,8	3
<i>Silte argiloso</i>	3	3,4
<i>Argila arenosa</i>	4,8	4
<i>Argila arenossiltosa</i>	3	4,5
<i>Argila siltoarenosa</i>	3	5
<i>Argila siltosa</i>	2,5	5,5
<i>Argila</i>	2,5	6

Não se manteve a relação $F2 = 2F1$ proposta por AOKI e VELLOSO (1975).

A Tabela 2.4 relaciona os valores do tipo de estaca para os fatores $F1$ e $F2$, publicado por LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993).

Tabela 2.4 - Valores de F1 e F2, VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de Estaca	F1	F2
<i>Franki</i>	2,5	3,0
<i>Metálica</i>	2,4	3,4
<i>Pré-moldada de concreto</i>	2,0	3,5
<i>Escavada</i>	4,5	4,5

Para a resistência da ponta, recomenda-se a média de N_{SPT} numa faixa de 1 diâmetro acima da estaca para cima e 1 para baixo.

2.6.2. Contribuição de MONTEIRO (1997)

MONTEIRO (1997) estabeleceu algumas correlações diferentes para k e α . Algumas de suas recomendações foram que: o valor de N_{SPT} deve ser limitado a 40. Para a resistência da ponta devem ser consideradas ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base. Os valores fornecem uma resistência da ponta dada a equação (7):

$$q_{p.ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (7)$$

A Tabela 2.5 fornece valores, segundo MONTEIRO (1997), para os coeficientes k e α .

Tabela 2.5 - Valores de k e α , VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
<i>Areia</i>	7,3	2,1
<i>Areia siltosa</i>	6,8	2,3
<i>Areia siltoargilosa</i>	6,3	2,4
<i>Areia argilossiltosa</i>	5,7	2,9
<i>Areia argilosa</i>	5,4	2,8
<i>Silte arenoso</i>	5	3
<i>Silte arenoargiloso</i>	4,5	3,2
<i>Silte</i>	4,8	3,2
<i>Silte argiloarenoso</i>	4	3,3
<i>Silte argiloso</i>	3,2	3,6
<i>Argila arenosa</i>	4,4	3,2
<i>Argila arenossiltosa</i>	3	3,8
<i>Argila siltoarenosa</i>	3,3	4,1
<i>Argila siltosa</i>	2,6	4,5
<i>Argila</i>	2,5	5,5

A Tabela 2.6 fornece valores segundo MONTEIRO (1997) para os coeficientes F1 e F2.

Tabela 2.6 - Valores de F1 e F2, VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de Estaca	F1	F2
<i>Franki de fuste apilado</i>	2,3	3,0
<i>Franki de fuste vibrado</i>	2,3	3,2
<i>Metálica</i>	1,75	3,5
<i>Pré-moldada de concreto cravada a percussão</i>	2,5	3,5
<i>Pré-moldada de concreto cravada por prensagem</i>	1,2	2,3
<i>Escavada com lama bentonítica</i>	3,5	4,5
<i>Raiz</i>	2,2	2,4
<i>Strauss</i>	4,2	3,9
<i>Hélice Contínua</i>	3,0	3,8

A Figura 2.9 exemplifica como se determina a resistência da ponta segundo MONTEIRO (1997).

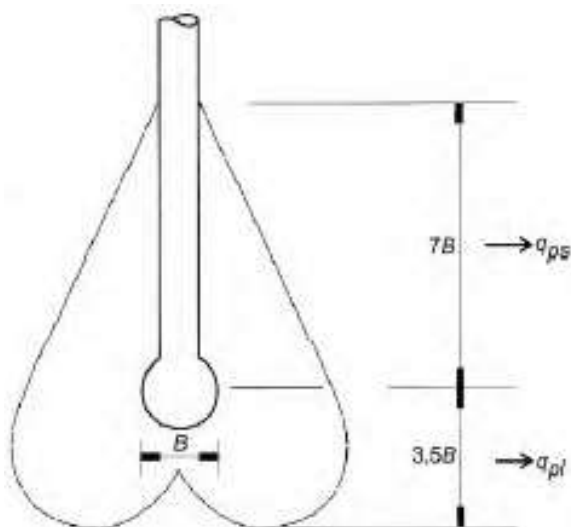


Figura 2.9 - Resistência de ponta, VELLOSO e LOPES (2010).

2.7 Método de DÉCOURT e QUARESMA (1978)

2.7.1. Versão Inicial

Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram um método para previsão da capacidade de carga de estacas a partir de um ensaio SPT, DÉCOURT e QUARESMA (1978). Para a resistência da ponta, toma-se como N_{SPT} , a média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e imediatamente posterior. A resistência da ponta em tf/m^2 é dada Pela equação 8:

$$q_{p,ult} = CN \quad (8)$$

onde os valores de C segundo DÉCOURT e QUARESMA (1978) são dados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Valores de C, VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de solo	C (tf/m ²)
<i>Argilas</i>	12
<i>Siltos argilosos (alteração de rocha)</i>	20
<i>Siltos arenosos (alteração de rocha)</i>	25
<i>Areias</i>	40

Para o atrito lateral, consultando a Tabela 2.8 é possível determinar o atrito médio ao longo do fuste em tf/m^2 .

O estudo foi realizado para estacas pré-moldadas de concreto, mas é possível admitir, sua utilização em estacas tipo Franki, estacas Strauss com ponta em argila e estacas escavadas.

A Tabela 2.8 relaciona os N_{SPT} médios com o atrito lateral, segundo DÉCOURT e QUARESMA (1978).

Tabela 2.8 - Atrito médio, VELLOSO e LOPES (2010).

N_{SPT} (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m ²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

2.7.2. Segunda versão

Décourt e Quaresma procuraram aperfeiçoar o método exposto a cima, DÉCOURT (1982), DÉCOURT e QUARESMA (1982), propondo para a resistência lateral a equação (9):

$$\tau_{l.ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (9)$$

onde:

\bar{N} é a média dos valores ao longo do fuste.

Na determinação de \bar{N} , os valores menores que 3 devem ser considerados igual a 3, e maiores que 50, considerá-los igual a 50.

2.8 Método de TEIXEIRA (1996)

Segundo TEIXEIRA (1996), a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser estimada em função dos parâmetros α e β da equação geral:

$$Q_{l.ult} = \alpha \bar{N}_b A_b + U \beta \bar{N}_L L \quad (10)$$

onde:

\bar{N}_b é o valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo,

\overline{N}_L é o valor médio ao longo do fuste da estaca.

A Tabela 2.9 apresenta os possíveis valores para α e β , segundo TEIXEIRA (1996).

Tabela 2.91 - Valores de α e β , VELLOSO e LOPES (2010).

Solo	I	II	III	IV
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte argiloso	16	12	11	11
Valores de α (tf/m²) em função do tipo de solo (4<N<40)				
Argila Arenosa	21	16	13	14
Silte Arenoso	26	21	16	16
Areia argilosa	30	24	20	19
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de β (tf/m²) em função do tipo de estaca	0,4	0,5	0,4	0,6

Tipo de estaca I: Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos, II: Estacas tipo Franki, III: Estacas escavadas a céu aberto, IV: Estacas raiz

Os valores não se aplicam a para o cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas de concreto cravadas em argilas moles sensíveis, quando o N_{SPT} é inferior a 3. Nesse caso:

- para argilas fluviolagunares e de baías holocêntricas (SFL), com camadas até 20-25 metros de profundidade, adota-se $\tau_{l,ult}=2$ a 3 tf/m²;
- para argilas transicionais, pleistocêntricas, com camadas profundas subjacentes a SFL, com N_{SPT} de 4 a 8, adota-se $\tau_{l,ult}=6$ a 8 tf/m².

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Localização

O laboratório de Imunoparasitologia será localizado na Av. Aluizio da Silva Gomes, 50 - Novo Cavaleiros, Macaé – RJ.

A Figura 3.1 mostra a localização do Campus UFRJ – Macaé.



Figura 3.1 - Localização do Campus UFRJ – Macaé, GOOGLE.COM (acesso em 15/12/2016).

O polo atualmente é dividido entre a UFRJ, UFF e FEMASS, e dispõe de 3 blocos de 3 pavimentos.

A Figura 3.2 mostra as construções presentes no terreno atualmente e a futura localização do laboratório.



Figura 3.2 - Mapa de satélite das instalações do Campus, GOOGLE.COM(acesso em 01/12/2015).

A construção do laboratório será ao lado do Bloco C. Ele terá inicialmente aproximadamente 200 m² de área construída.

A Figura 3.3 mostra a Planta de Situação do Campus da UFRJ em Macaé, com as construções atuais, as previstas e a localização do futuro laboratório. A planta completa se encontra no Anexo A.

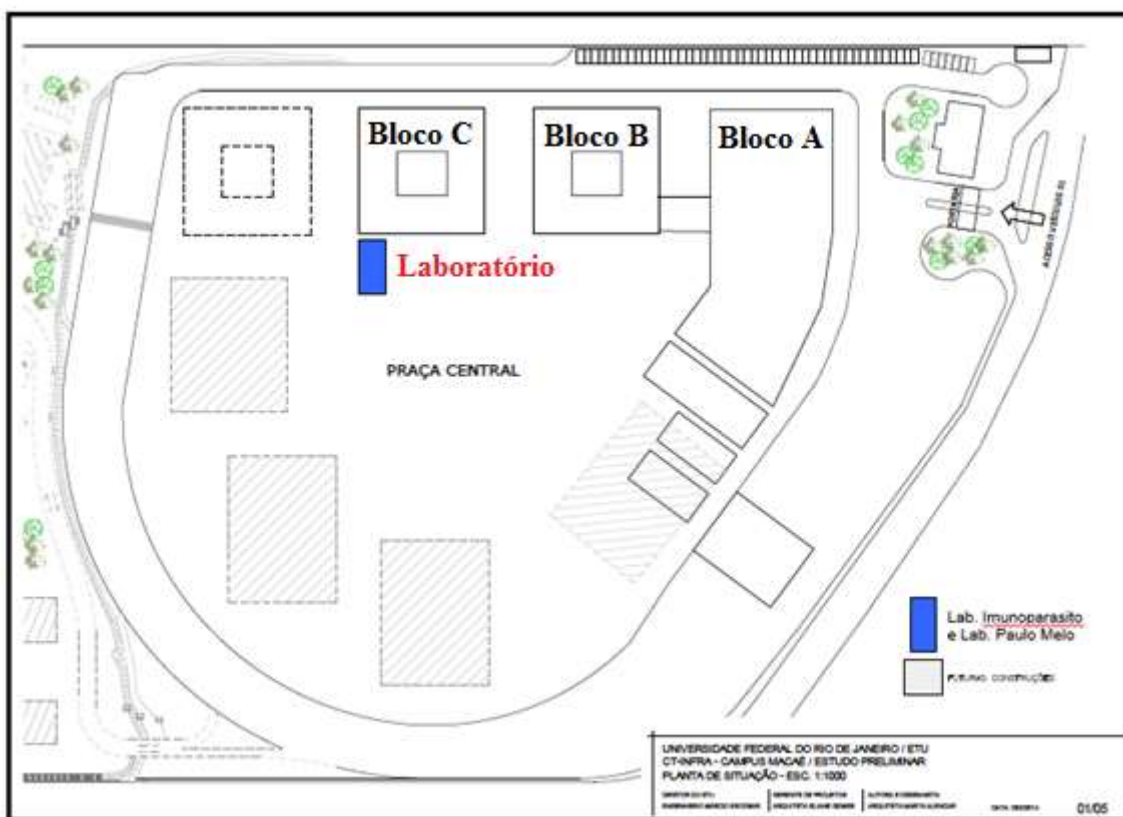


Figura 3.3 - Planta de situação do Campus, Arquivo da UFRJ.

3.2 Estudo de solo

Em 2012 deu-se início ao estudo de solo do Campus da UFRJ-Macaé para a construção do terceiro bloco da universidade, ou “Bloco C”. Foram realizadas 10 sondagens, em diferentes locais. O material completo constando todos os boletins de sondagens está localizado no Anexo C desse projeto. Todos os métodos apresentados serão executados baseados nessas sondagens, pois as mesmas se localizam em um campo de influência muito próximo ao local aprovado para construção.

O mapa de localização de cada sondagem está demonstrado na Figura 3.4 e no Anexo B.

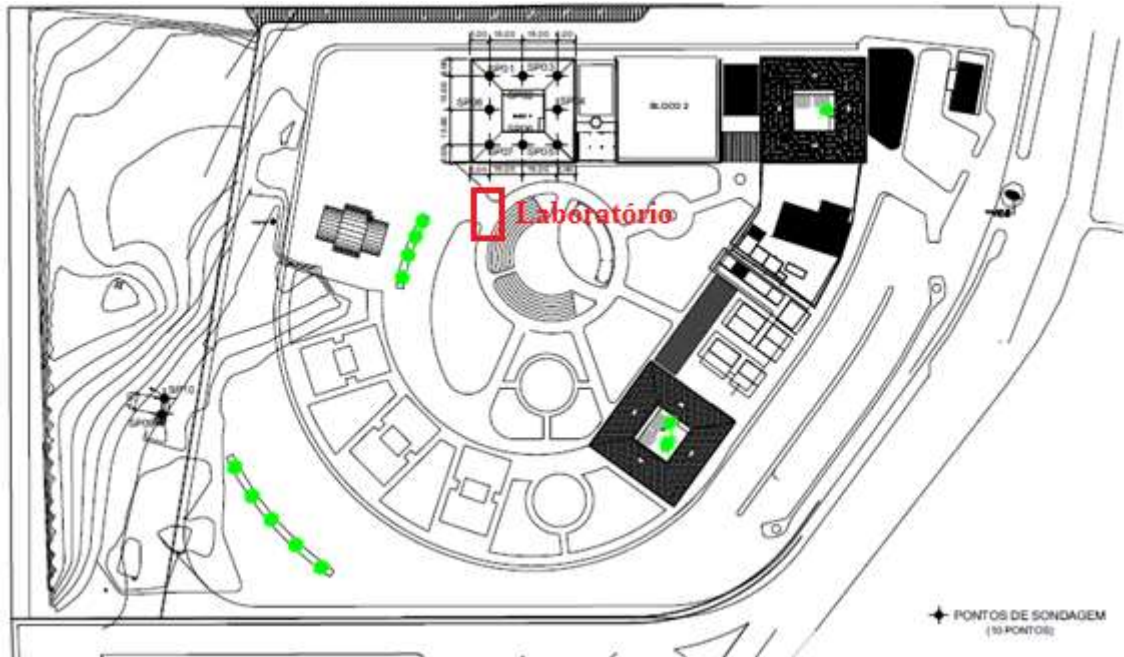


Figura 3.4 - Localização das sondagens, Arquivo da UFRJ.

A Figura 3.5 apresenta a imagem ampliada das sondagens próximas ao laboratório.

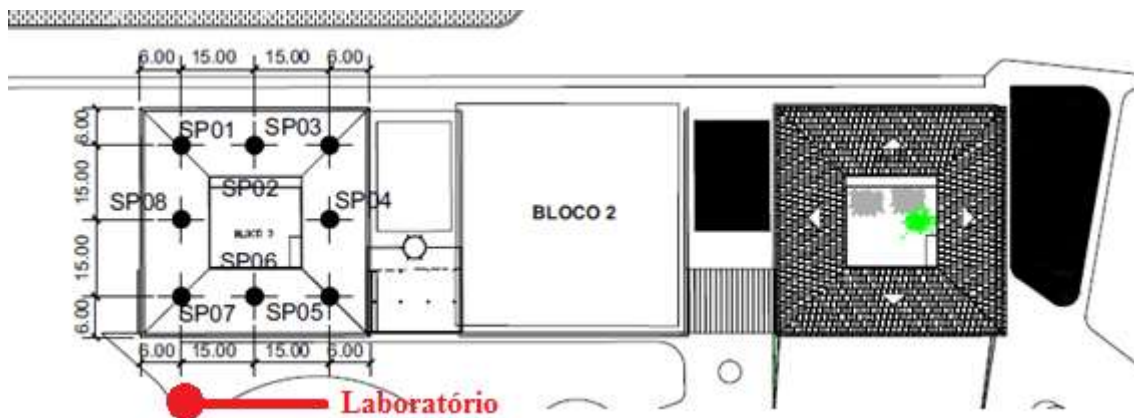


Figura 3.5 - Localização das sondagens, Arquivo da UFRJ.

Em posse da Figura 3.3 e do mapa de localização de sondagem demonstrado nas Figuras 3.4 e 3.5, a sondagem escolhida é aquela mais próxima de onde serão feitas as instalações do laboratório, ou seja, a S.P. 07. Todo o estudo será realizado baseado nessa sondagem.

A Figura 3.6 mostra a sondagem S.P. 07 escolhida para o estudo de caso:

Entre 2,3 e 4,5 metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, medianamente compacta, de coloração amarelo variegado, com número de golpes de SPT variando entre 15 e 17. Na cota de 4,5 a 4,8 metros, há uma camada de pedregulhos (quartzo leite), medianamente compacta, de coloração cinza claro. Entre 4,8 e 10,1 metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, com mica e poucos pedregulhos, medianamente compacta a compacta, de coloração amarelo variegado, com número de golpes de SPT variando entre 15 e 23. A partir de 10,1 metros até o limite de sondagem de 16,18 metros, há ocorrência de alteração de rocha arenosa, pouco siltosa, micácea, medianamente compacta, compacta a muito compacta, de coloração cinza esverdeada e amarela variegada, com número de golpes de SPT variando entre 17 e 35. O nível d'água se encontra na profundidade de 3,61 metros.

3.3 Cálculo dos diversos tipos de estaqueamento

A rotina de cálculos executada neste projeto e os gráficos gerados foram feitos através do programa computacional Mathcad. Os dados de entrada para o programa são os dados relativos à sondagem, como a determinação do tipo de solo e o número de golpes necessários para a cravação do amostrador do SPT. É preciso determinar o tipo de estaca que será utilizada e o diâmetro da mesma. Tais dados influenciam na determinação de coeficientes e fatores.

Os diâmetros analisados das estacas serão de 20, 30, 40 e 50 cm. Os tipos das estacas são: metálicas, pré-moldada de concreto (instaladas por percussão), escavadas, raiz e hélice contínua. Vale ressaltar que nem todos os métodos possuem soluções para todos os tipos de estaca. No Apêndice A desse trabalho, se encontra a rotina de cálculos no Mathcad para estaca pré-moldada de concreto de diâmetro 20 cm.

Os métodos utilizados serão os métodos semi-empíricos de AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), DÉCOURT e QUARESMA na versão inicial (1978), DÉCOURT e QUARESMA na segunda versão (1982) e TEIXEIRA (1996).

Até o momento de conclusão desse projeto, não havia dados referentes às cargas solicitantes referentes ao laboratório. Esse estudo apresenta possibilidades de comprimento de estaca que variam até o limite de sondagem, ou seja, 15 metros. O

valor de L (profundidade da estaca) está associado à capacidade de carga naquela profundidade. Tendo-se posse das cargas solicitantes da estrutura, através desse estudo, será possível escolher o tipo de estaca e diâmetro adequados.

O critério utilizado para divisão em grupos é principalmente visual, através da observação dos gráficos.

Todas as estacas foram consideradas maciças e circulares.

3.3.1 Estaca Metálica

No caso das estacas metálicas foram utilizados os seguintes métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga: AOKI e VELLOSO (1975), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996). Os demais métodos não puderam ser utilizados, pois não possuem coeficientes na literatura para a estaca metálica.

Para D= 20 cm

A Figura 3.7 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para estaca metálica de 20 cm de diâmetro.

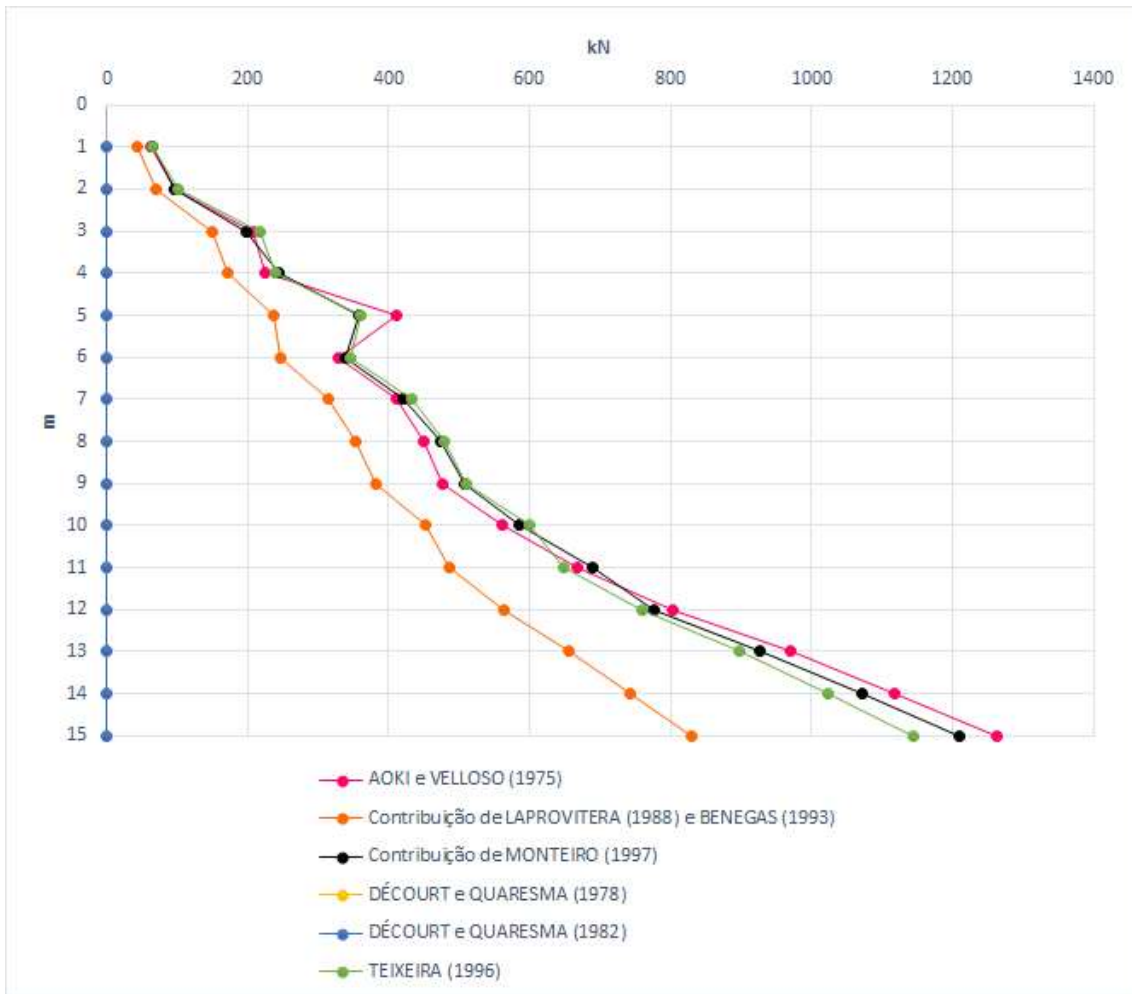


Figura 3.7 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para estaca metálica (m) de D= 20 cm.

A Tabela 3.1 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 20 cm de diâmetro.

Tabela 3.1 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica com D= 20 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>			
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA(1996)</i>
1	62.042	42.485	63.981	64.088
2	96.294	69.288	96.779	100.531
3	207.453	149.869	199.294	216.77
4	225.225	171.522	244.129	238.133
5	411.028	238.003	356.768	360.655
6	327.875	247.65	337.816	345.575
7	409.951	313.894	421.108	433.54
8	449.373	353.161	474.912	478.15
9	476.194	383.24	508.337	509.566
10	560.532	451.592	584.449	600.044
11	667.705	486.762	688.19	647.168
12	802.704	562.391	777.426	759.009
13	969.298	656.123	926.233	897.239
14	1118.658	743.423	1071.012	1022.903
15	1262.274	829.369	1208.955	1144.796

Analisando a Figura 3.7 e a Tabela 3.1 é possível observar para a estaca metálica de 20 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos. O 1º grupo contendo o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 830 kN, e o 2º grupo contendo AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996), onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 1145 kN e 1262 kN.

Para D= 30 cm

A Figura 3.8 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 30 cm de diâmetro.

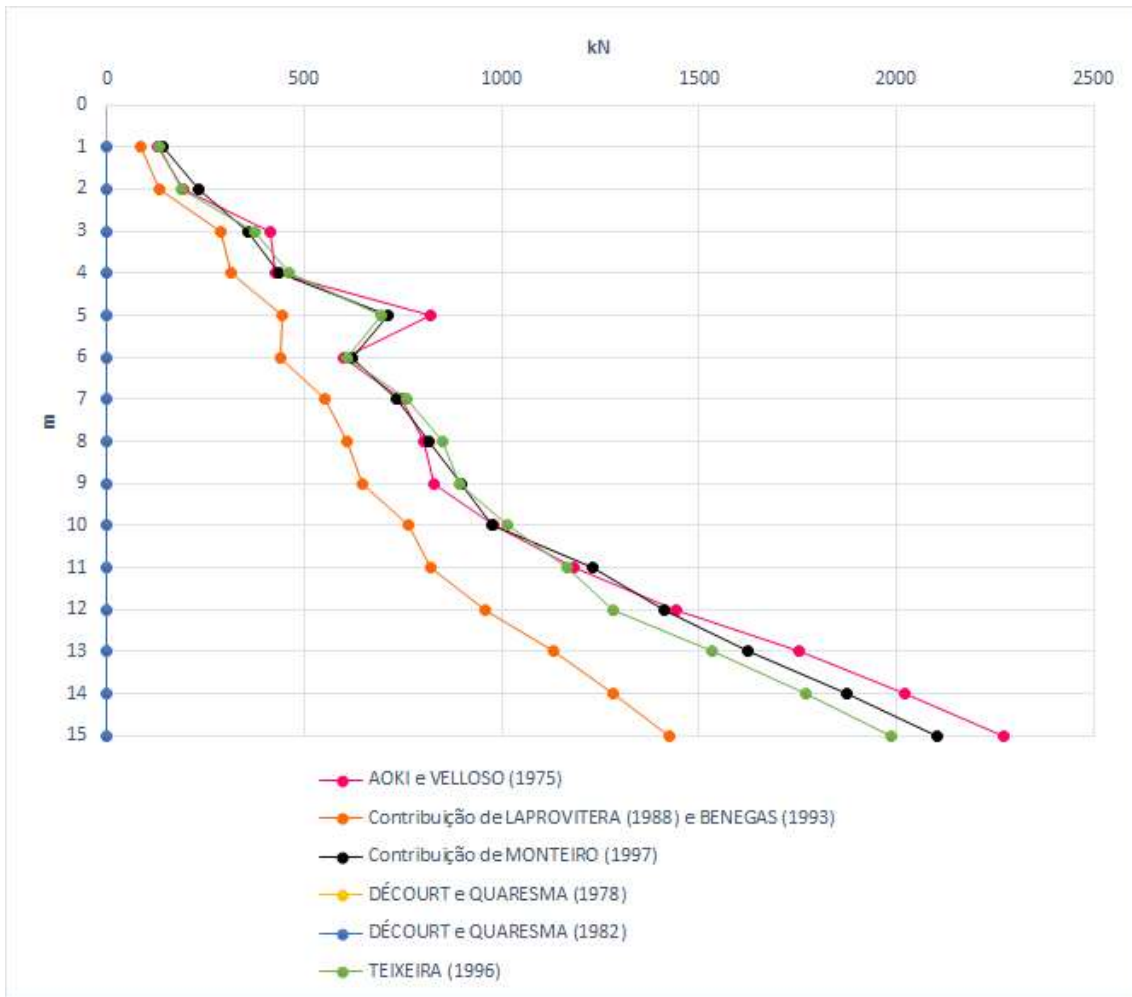


Figura 3.8 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica de D= 30 cm.

A Tabela 3.2 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 30 cm de diâmetro.

Tabela 3.2 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica com D= 30 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>			
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	129.416	86.112	141.412	132.889
2	192.912	133.776	231.506	187.553
3	414.179	288.225	359.528	374.164
4	428.72	313.242	435.869	461.343
5	818.502	445.362	714.526	696.491
6	600.87	438.626	619.62	610.254
7	748.22	552.916	734.426	760.58
8	801.295	608.085	816.579	852
9	829.407	645.743	898.558	892.998
10	980.15	763.192	977.99	1016.462
11	1184.668	818.598	1231.417	1165.845
12	1441.022	958.058	1413.337	1282.712
13	1755.54	1129.876	1622.815	1532.469
14	2022.665	1281.64	1874.316	1771.858
15	2270.402	1426.168	2101.831	1988.628

Analisando a Figura 3.8 e a Tabela 3.2 é possível observar para a estaca metálica de 30 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos. O 1º grupo contendo o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993) onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 1426 kN, e o 2º grupo contendo AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996), onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 1989 kN e 2270 kN.

Para D= 40 cm

A Figura 3.9 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 40 cm de diâmetro.

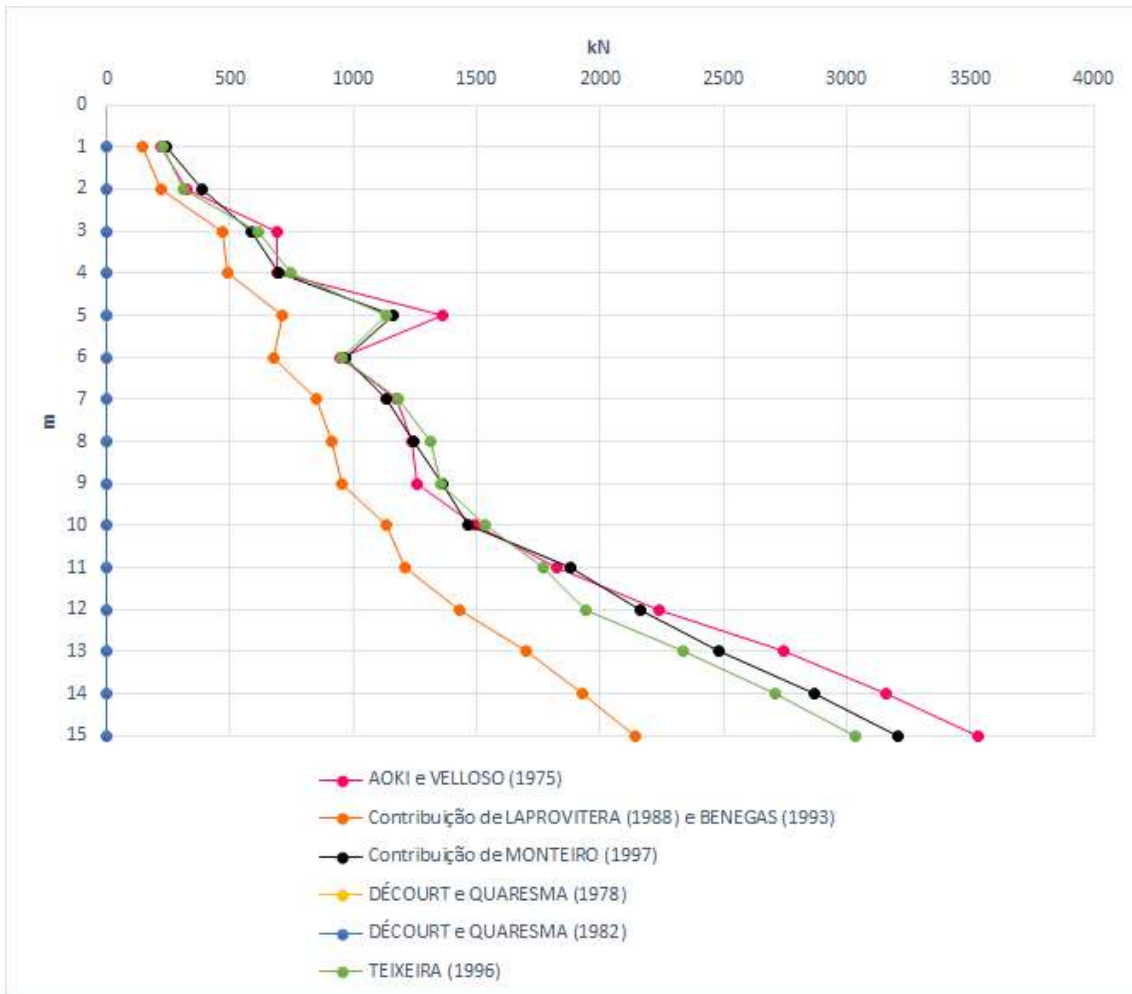


Figura 3.9 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica de D= 40 cm.

A Tabela 3.3 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 40 cm de diâmetro.

Tabela 3.3 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica com D= 40 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>			
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	221.025	144.661	241.059	226.195
2	321.843	218.162	387.439	309.97
3	689.571	468.861	585.736	613.239
4	692.802	492.269	695.602	743.091
5	1360.615	711.626	1163.472	1136
6	946.571	674.371	965.108	952.531
7	1175.351	846.653	1132.978	1182.914
8	1238.039	915.238	1244.445	1310.254
9	1259.366	955.5	1358.897	1351.304
10	1492.669	1131.996	1462.234	1532.259
11	1823.704	1209.405	1880.95	1769.345
12	2237.317	1430.039	2163.183	1940.248
13	2742.844	1700.756	2483.178	2337.345
14	3156.457	1930.859	2870.395	2709.31
15	3529.858	2144.376	3209.352	3036.035

Analisando a Figura 3.9 e a Tabela 3.3 é possível observar para a estaca metálica de 40 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos. O 1º grupo contendo o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993) onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 2144 kN, e o 2º grupo contendo AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996), onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 3036 kN e 3530 kN.

Para D= 50 cm

A Figura 3.10 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 50 cm de diâmetro.

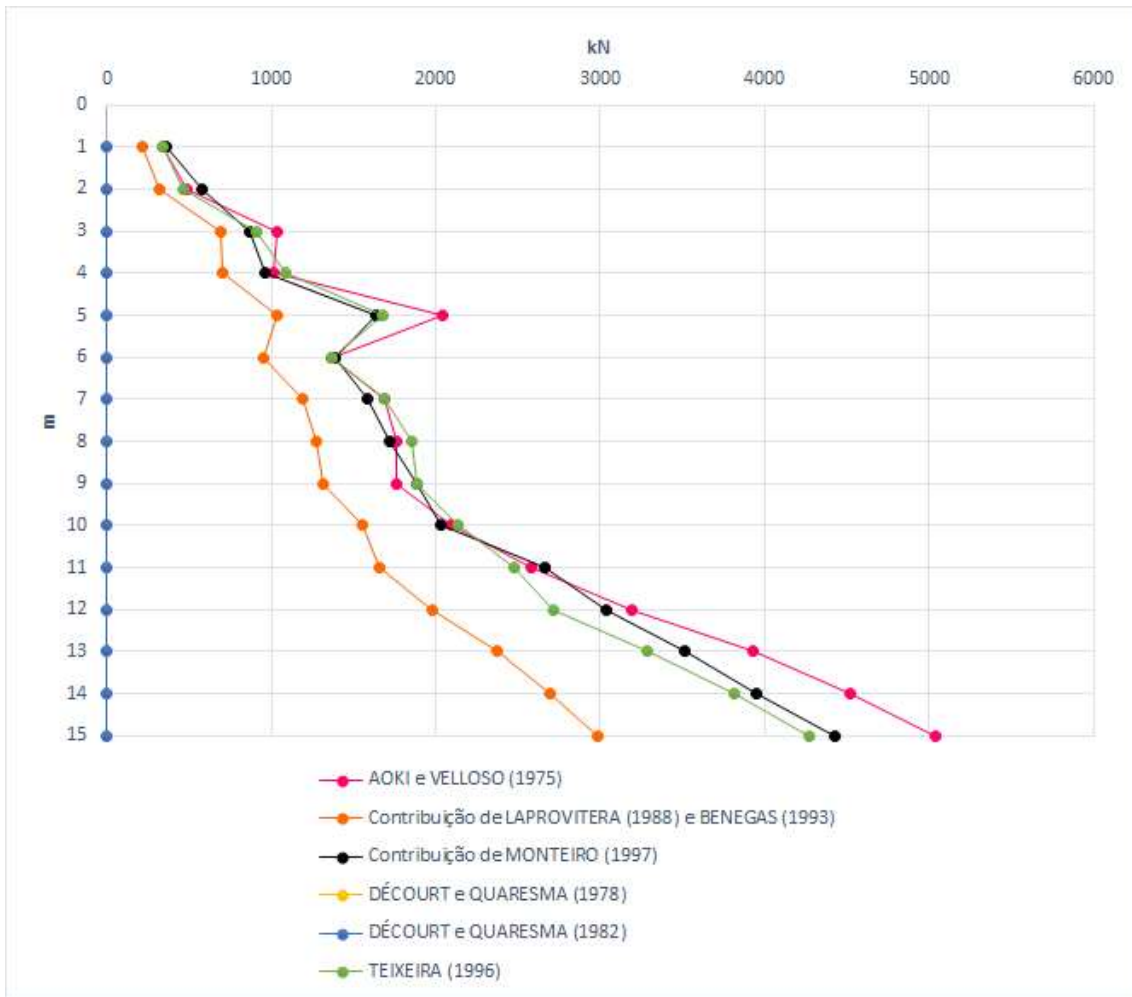


Figura 3.10 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica de D= 50 cm.

A Tabela 3.4 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca metálica de 50 cm de diâmetro.

Tabela 3.4 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca metálica com D= 50 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>			
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	336.868	218.133	366.96	344.004
2	483.087	322.444	582.754	462.338
3	1033.629	691.778	865.127	909.491
4	1017.472	708.602	966.275	1088.824
5	2037.368	1036.795	1639.311	1679.181
6	1364.977	954.882	1386.101	1364.237
7	1691.344	1195.107	1588.299	1689.653
8	1759.606	1274.62	1717.984	1855.634
9	1766.069	1312.512	1883.564	1889.93
10	2098.09	1558.003	2031.631	2136.545
11	2584.813	1659.182	2662.729	2480.287
12	3191.589	1978.336	3036.502	2712.765
13	3931.21	2368.764	3509.612	3289.248
14	4520.034	2691.081	3953.578	3820.177
15	5040.641	2983.994	4428.138	4275.708

Analisando a Figura 3.10 e a Tabela 3.4 é possível observar para a estaca metálica de 50 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos. O 1º grupo contendo o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993) onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 2984 kN, e o 2º grupo contendo AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996), onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 4276 kN e 5041 kN.

Para todos os diâmetros, a partir de 10 metros de profundidade de estaca, o 2º grupo altera seu comportamento e suas capacidades de carga se tornam mais espaçadas entre si. Isso acontece porque a 10,1 metros de profundidade, o solo passa de um silte arenoso, para uma alteração de rocha arenosa, o que altera suas constantes em todos os métodos, e conseqüentemente sua capacidade de carga calculada.

3.3.2 Estaca Pré-moldada de Concreto

No caso das estacas pré-moldadas de concreto foram utilizados os seguintes métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga: AOKI e VELLOSO (1975), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), DÉCOURT e QUARESMA (1978) na versão inicial, DÉCOURT e QUARESMA (1982) na segunda versão e TEIXEIRA (1996).

Para D= 20 cm

A Figura 3.11 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 20 cm de diâmetro.

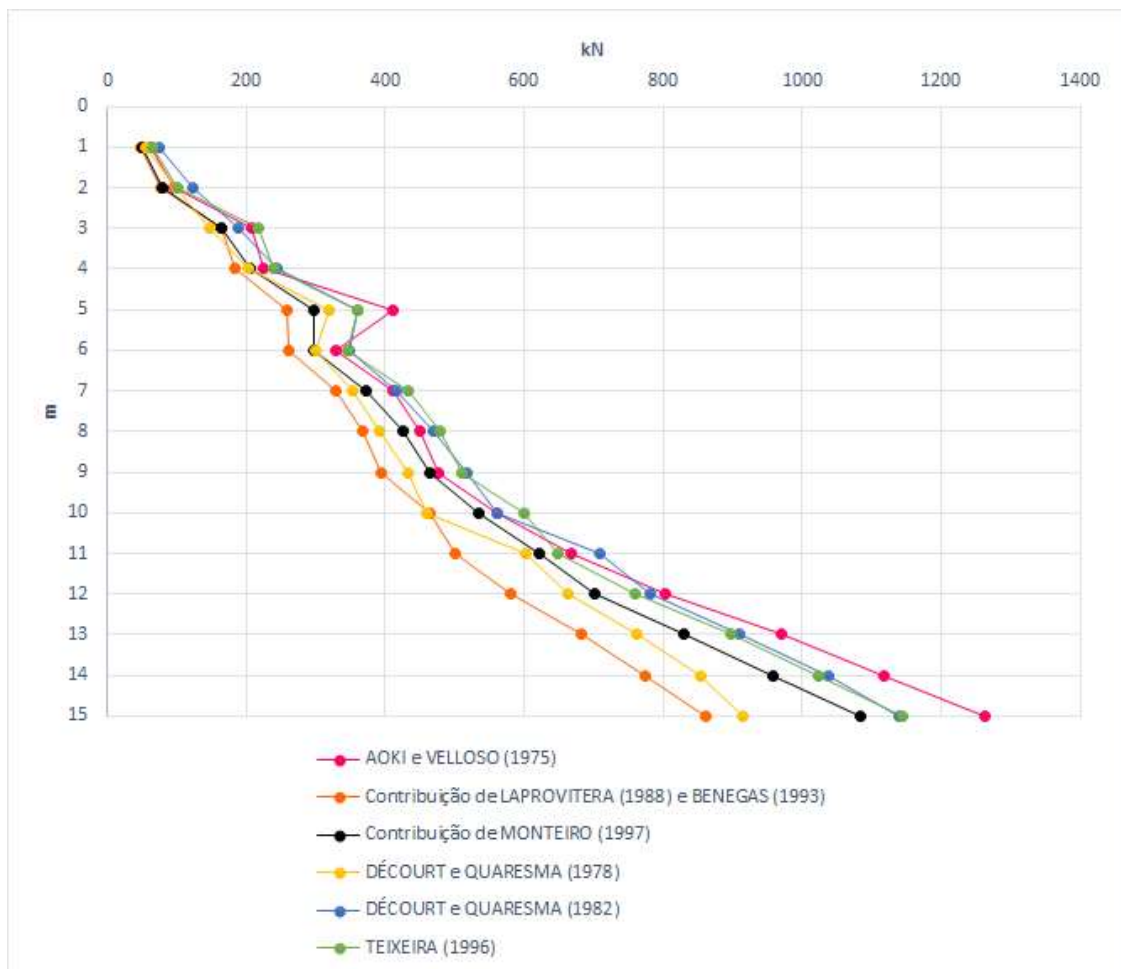


Figura 3.11 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto de D= 20 cm.

A Tabela 3.5 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 20 cm de diâmetro.

Tabela 3.5 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto com D= 20 cm.

<i>L (m)</i>	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	62.042	48.093	49.44	54.978	73.827	64.088
2	96.294	76.404	78.603	100.007	123.046	100.531
3	207.453	164.916	163.547	146.61	188.496	216.77
4	225.225	183.675	206.564	202.635	244.521	238.133
5	411.028	258.131	297.796	318.35	360.236	360.655
6	327.875	261.039	297.869	298.977	347.146	345.575
7	409.951	329.939	372.476	352.384	415.214	433.54
8	449.373	366.947	425.701	392.701	468.097	478.15
9	476.194	393.893	463.178	433.018	516.792	509.566
10	560.532	464.839	533.502	460.245	560.774	600.044
11	667.705	499.812	620.439	603.188	707.906	647.168
12	802.704	581.209	701.435	661.831	781.209	759.009
13	969.298	681.778	829.185	762.362	908.967	897.239
14	1118.658	772.927	957.484	854.515	1036.726	1022.903
15	1262.274	861.174	1083.525	915.253	1139.351	1144.796

Analisando a Figura 3.11 e a Tabela 3.5 é possível observar para a estaca pré-moldada de concreto de 20 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em apenas um grande grupo contendo todos os métodos citados para estacas de até 10 metros. A partir desse ponto, os métodos começam a demonstrar 2 grandes grupos, sendo o 1º grupo composto pelos métodos de AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), DÉCOURT e QUARESMA (1982) na segunda versão e TEIXEIRA (1996), com capacidade de carga para estacas de 15 metros variando entre 1083 kN e 1262 kN. O 2º grupo é composto pelos métodos de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993) e

DÉCOURT e QUARESMA (1978) na versão inicial, com capacidades de carga variando entre 861 kN e 915 kN para estacas de 15 metros.

Para D= 30 cm

A Figura 3.12 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 30 cm de diâmetro.

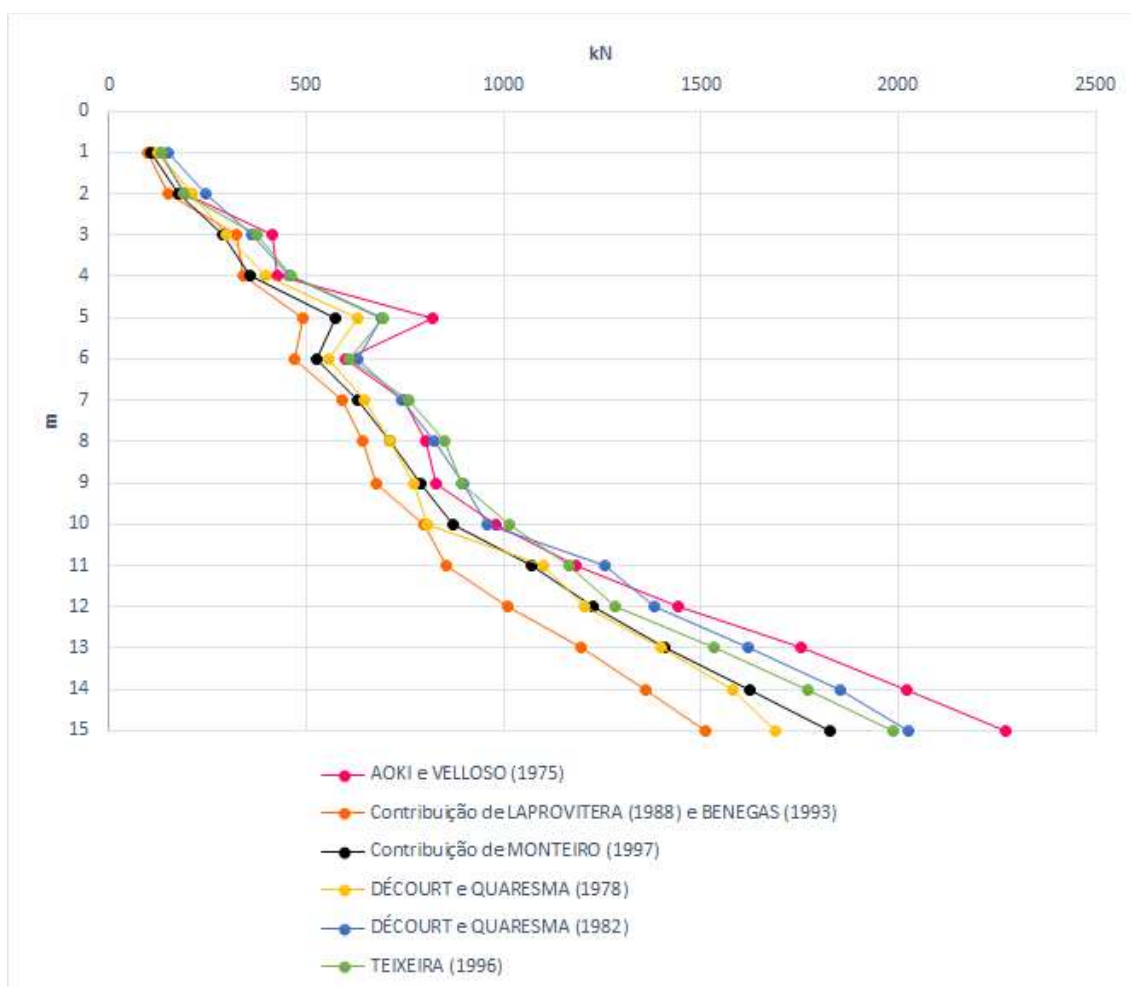


Figura 3.12 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto de D= 30 cm.

A Tabela 3.6 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 30 cm de diâmetro.

Tabela 3.6 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto com D= 30 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (KN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	129.416	99.001	105.968	123.7	151.975	132.889
2	192.912	150.419	178.34	210.879	245.437	187.553
3	414.179	323.479	287.732	298.454	361.283	374.164
4	428.72	342.665	358.62	396.237	459.065	461.343
5	818.502	493.226	572.256	628.322	691.15	696.491
6	600.87	472.141	525.83	556.458	628.711	610.254
7	748.22	593.397	630.649	648.349	742.594	760.58
8	801.295	644.433	711.499	710.788	823.883	852
9	829.407	675.898	790.005	773.228	898.888	892.998
10	980.15	800.224	871.174	806.214	957.008	1016.462
11	1184.668	855.865	1070.052	1099.561	1256.637	1165.845
12	1441.022	1009.18	1225.192	1203.233	1382.301	1282.712
13	1755.54	1197.496	1407.203	1401.153	1621.062	1532.469
14	2022.665	1359.196	1623.685	1580.224	1853.54	1771.858
15	2270.402	1510.298	1827.166	1688.609	2024.756	1988.628

Analisando a Figura 3.12 e a Tabela 3.6 é possível observar para a estaca pré-moldada de concreto de 30 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam na ordem de 1510 kN a 2270 kN para estacas de 15 metros.

Para D= 40 cm

A Figura 3.13 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 40 cm de diâmetro.

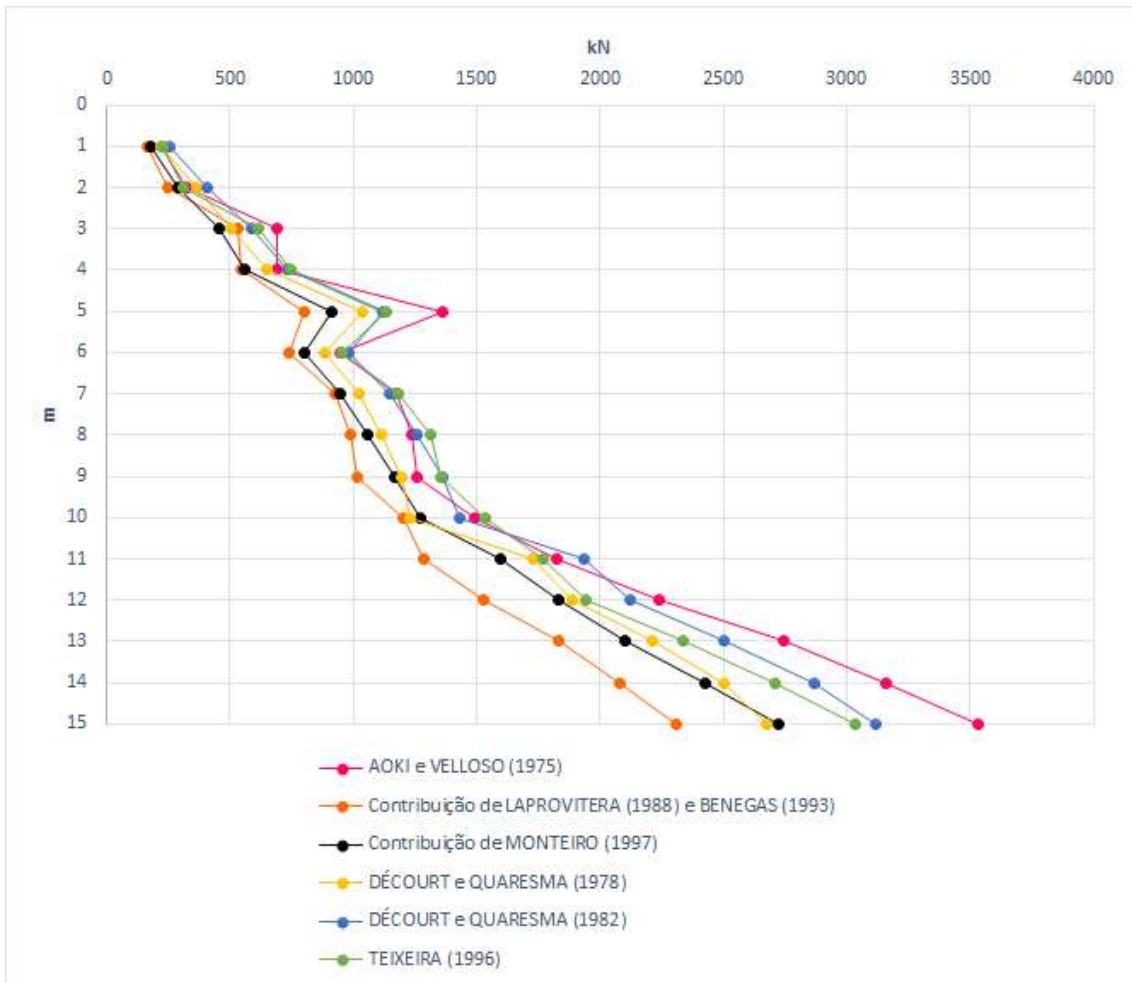


Figura 3.13 – Capacidade de carga (KN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto de D=40 cm.

A Tabela 3.7 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 40 cm de diâmetro.

Tabela 3.7 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto com D= 40 cm.

L (m)	Capacidade de Carga Axial (kN)					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	221.025	167.815	178.048	219.911	257.611	226.195
2	321.843	248.311	292.922	362.33	408.407	309.97
3	689.571	532.778	458.098	502.659	586.431	613.239
4	692.802	546.422	558.27	651.361	735.133	743.091
5	1360.615	799.006	910.547	1038.824	1122.596	1136
6	946.571	736.964	798.37	885.933	982.271	952.531
7	1175.351	922.515	948.486	1024.163	1149.823	1182.914
8	1238.039	984.593	1057.637	1110.034	1260.826	1310.254
9	1259.366	1014.609	1165.914	1195.904	1363.451	1351.304
10	1492.669	1204.253	1272.338	1229.414	1430.472	1532.259
11	1823.704	1282.682	1594.078	1725.786	1935.221	1769.345
12	2237.317	1528.728	1828.703	1884.96	2123.717	1940.248
13	2742.844	1829.768	2099.868	2211.685	2504.897	2337.345
14	3156.457	2078.668	2424.827	2504.901	2869.321	2709.31
15	3529.858	2305.114	2721.058	2672.452	3120.649	3036.035

Analisando a Figura 3.13 e a Tabela 3.7 é possível observar para a estaca pré-moldada de concreto de 40 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam na ordem de 2305 kN a 3530 kN para estacas de 15 metros.

Para D=50 cm

A Figura 3.14 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 50 cm de diâmetro.

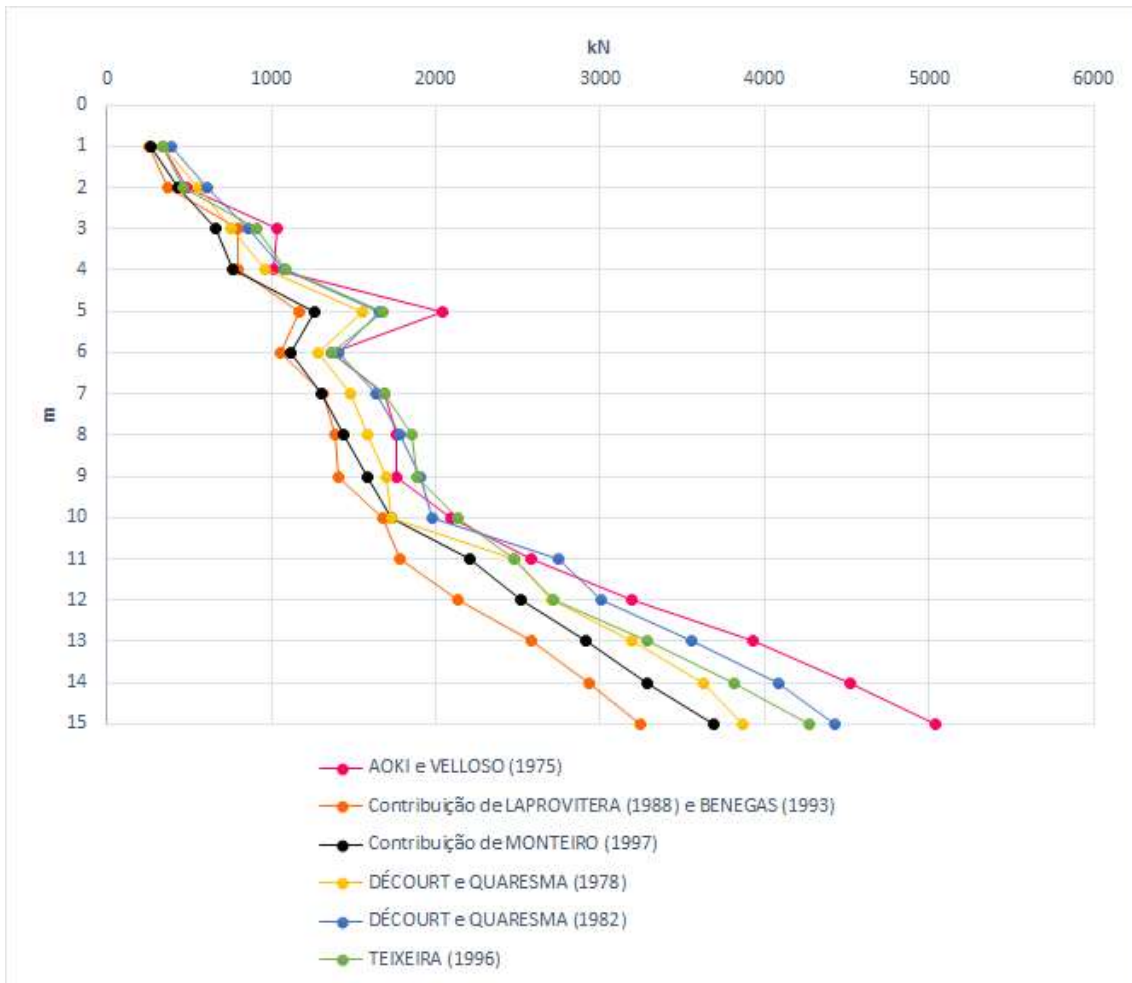


Figura 3.14 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto de D= 50 cm.

A Tabela 3.8 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca pré-moldada de concreto de 50 cm de diâmetro.

Tabela 3.8 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca pré-moldada de concreto com D= 50 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	336.868	254.536	268.505	343.612	390.736	344.004
2	483.087	370.08	435.071	554.36	611.956	462.338
3	1033.629	792.815	665.692	759.223	863.938	909.491
4	1017.472	794.946	765.578	968.008	1072.723	1088.824
5	2037.368	1175.472	1267.663	1549.858	1654.572	1679.181
6	1364.977	1055.508	1123.764	1287.404	1407.826	1364.237
7	1691.344	1317.292	1306.061	1479.826	1636.901	1689.653
8	1759.606	1387.428	1435.746	1590.437	1778.927	1855.634
9	1766.069	1410.025	1586.852	1701.047	1910.481	1889.93
10	2098.09	1676.926	1733.11	1729.845	1981.167	2136.545
11	2584.813	1780.263	2210.676	2481.863	2743.658	2480.287
12	3191.589	2139.853	2518.644	2707.011	3005.457	2712.765
13	3931.21	2578.592	2908.783	3193.958	3560.472	3289.248
14	4520.034	2931.344	3286.943	3628.545	4084.07	3820.177
15	5040.641	3245.621	3692.837	3866.782	4427.028	4275.708

Analisando a Figura 3.14 e a Tabela 3.8 é possível observar para a estaca pré-moldada de concreto de 50 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam na ordem de 3246 kN a 5041 kN para estacas de 15 metros.

Ressalta-se que a camada de pedregulhos pode ser um empecilho para a cravação da estaca.

3.3.3 Estaca Escavada

No caso das estacas escavadas foram utilizados os seguintes métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga: AOKI e VELLOSO (1975), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de Laprovitera e Benegas (1988 e 1993), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), DÉCOURT e QUARESMA (1978) na versão inicial, DÉCOURT e QUARESMA (1982) na segunda versão e TEIXEIRA (1996).

No caso do método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), a estaca é escavada com lama betonítica e para o método de TEIXEIRA (1996) a estaca é escavada a céu aberto.

Para D= 20 cm

A Figura 3.15 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 20 cm de diâmetro.

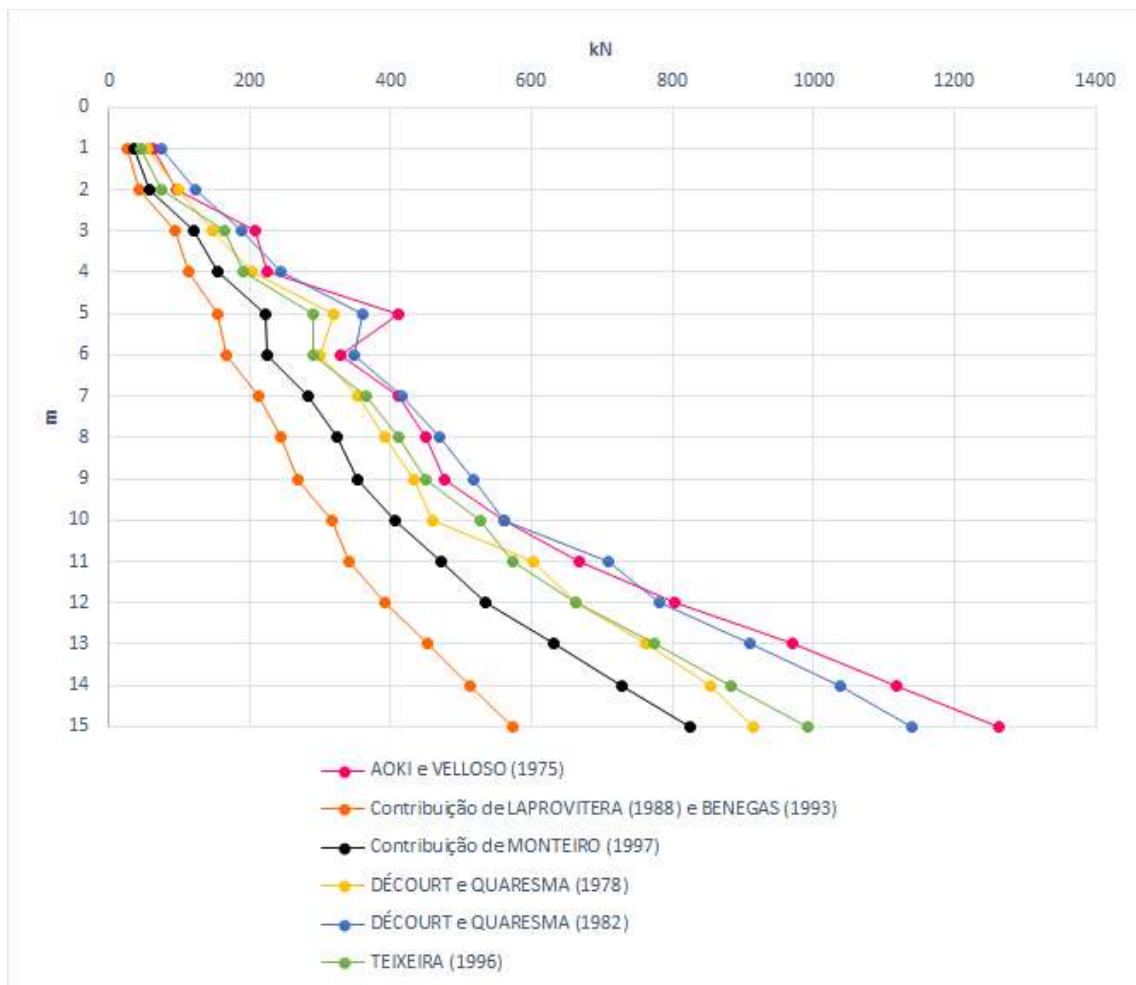


Figura 3.15– Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada de D= 20 cm.

A Tabela 3.9 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 20 cm de diâmetro.

Tabela 3.9 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada com D= 20 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	62.042	25.468	36.299	54.978	73.827	45.239
2	96.294	43.508	58.443	100.007	123.046	75.398
3	207.453	94.443	121.907	146.61	188.496	163.363
4	225.225	113.014	155.096	202.635	244.521	191.009
5	411.028	153.645	222.883	318.35	360.236	289.969
6	327.875	167.217	225.758	298.977	347.146	289.027
7	409.951	212.846	282.499	352.384	415.214	364.425
8	449.373	243.62	323.81	392.701	468.097	412.177
9	476.194	268.557	353.56	433.018	516.792	449.876
10	560.532	315.779	407.398	460.245	560.774	527.788
11	667.705	341.567	472.527	603.188	707.906	572.398
12	802.704	391	534.303	661.831	781.209	662.248
13	969.298	452.569	630.544	762.362	908.967	774.088
14	1118.658	512.363	727.891	854.515	1036.726	882.159
15	1262.274	572.675	824.159	915.253	1139.351	990.858

Analisando a Figura 3.15 e a Tabela 3.9 é possível observar para a estaca escavada de 20 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em três grupos. O 1º grupo contendo AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993) onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 573 kN. E o 2º grupo contendo AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), AOKI e VELLOSO (1975), DÉCOURT e QUARESMA (1978) na versão inicial, DÉCOURT e QUARESMA (1982) na segunda versão e TEIXEIRA (1996), onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 824 kN e 1262 kN.

Para D= 30 cm

A Figura 3.16 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 30 cm de diâmetro.

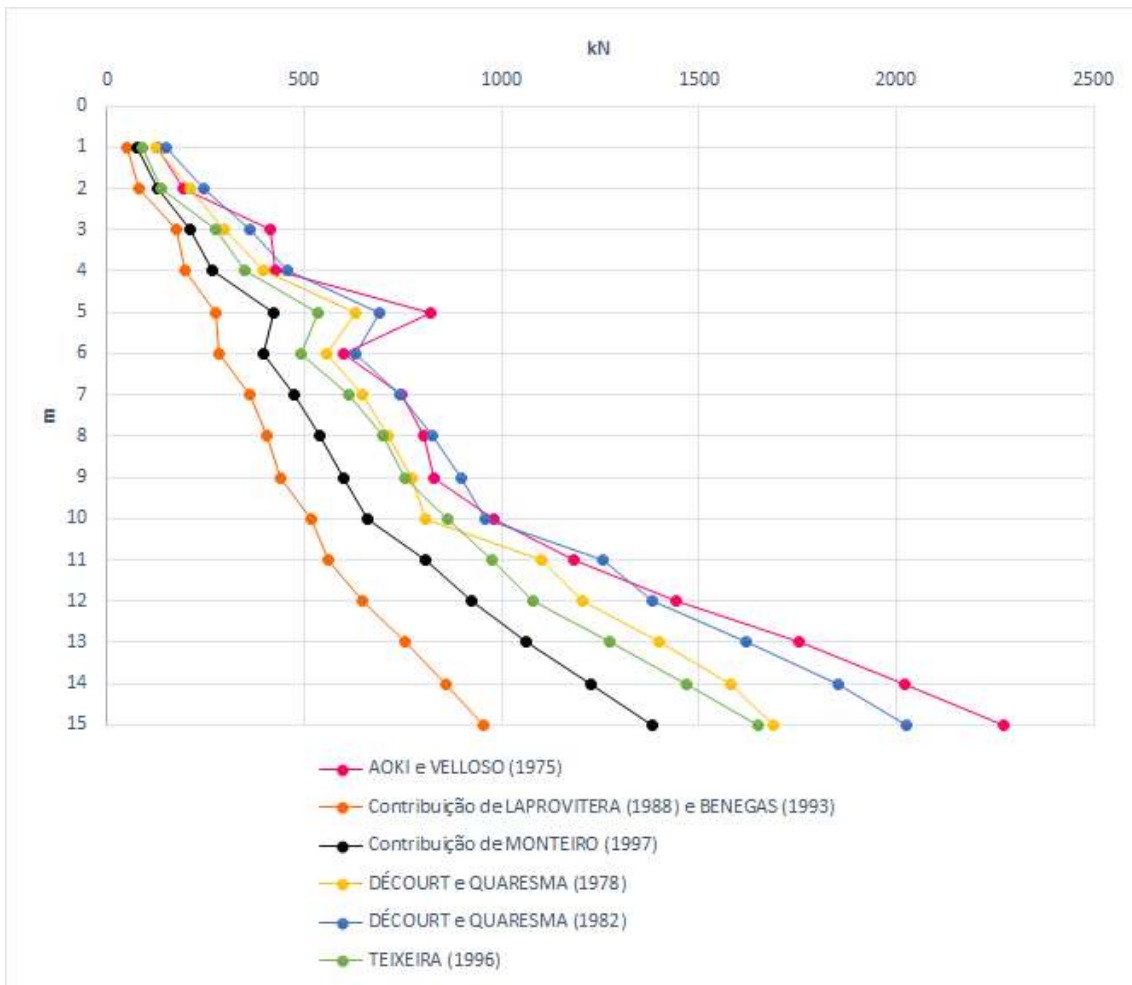


Figura 3.16 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada de D= 30 cm.

A Tabela 3.10 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 30 cm de diâmetro.

Tabela 3.10 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada com D= 30 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	129.416	50.14	77.169	123.7	151.975	90.478
2	192.912	81.179	130.833	210.879	245.437	135.717
3	414.179	175.489	213.155	298.454	361.283	275.204
4	428.72	199.365	267.482	396.237	459.065	350.602
5	818.502	277.591	424.011	628.322	691.15	537.448
6	600.87	286.639	395.084	556.458	628.711	490.088
7	748.22	363.042	475.13	648.349	742.594	614.496
8	801.295	407.213	537.821	710.788	823.883	701.203
9	829.407	440.64	598.366	773.228	898.888	753.982
10	980.15	519.431	661.755	806.214	957.008	863.31
11	1184.668	559.526	808.356	1099.561	1256.637	977.821
12	1441.022	647.551	925.053	1203.233	1382.301	1081.493
13	1755.54	756.556	1062.549	1401.153	1621.062	1275.172
14	2022.665	857.347	1225.735	1580.224	1853.54	1468.38
15	2270.402	956.14	1380.438	1688.609	2024.756	1652.164

Analisando a Figura 3.16 e a Tabela 3.10 é possível observar para a estaca escavada de 30 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam na ordem de 956 kN a 2270 kN para estacas de 15 metros.

Para D= 40 cm

A Figura 3.17 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 40 cm de diâmetro.

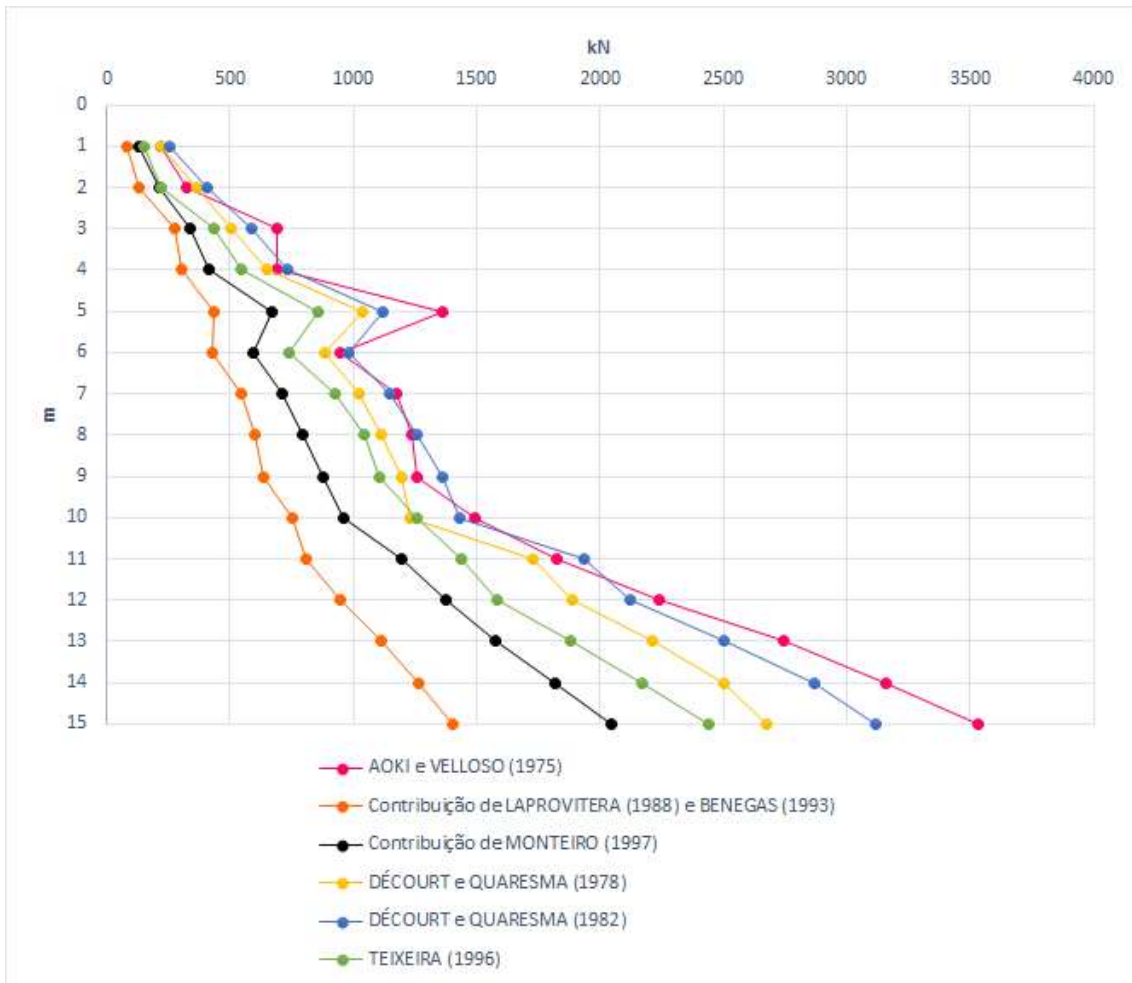


Figura 3.17 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada de D= 40 cm.

A Tabela 3.11 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 40 cm de diâmetro.

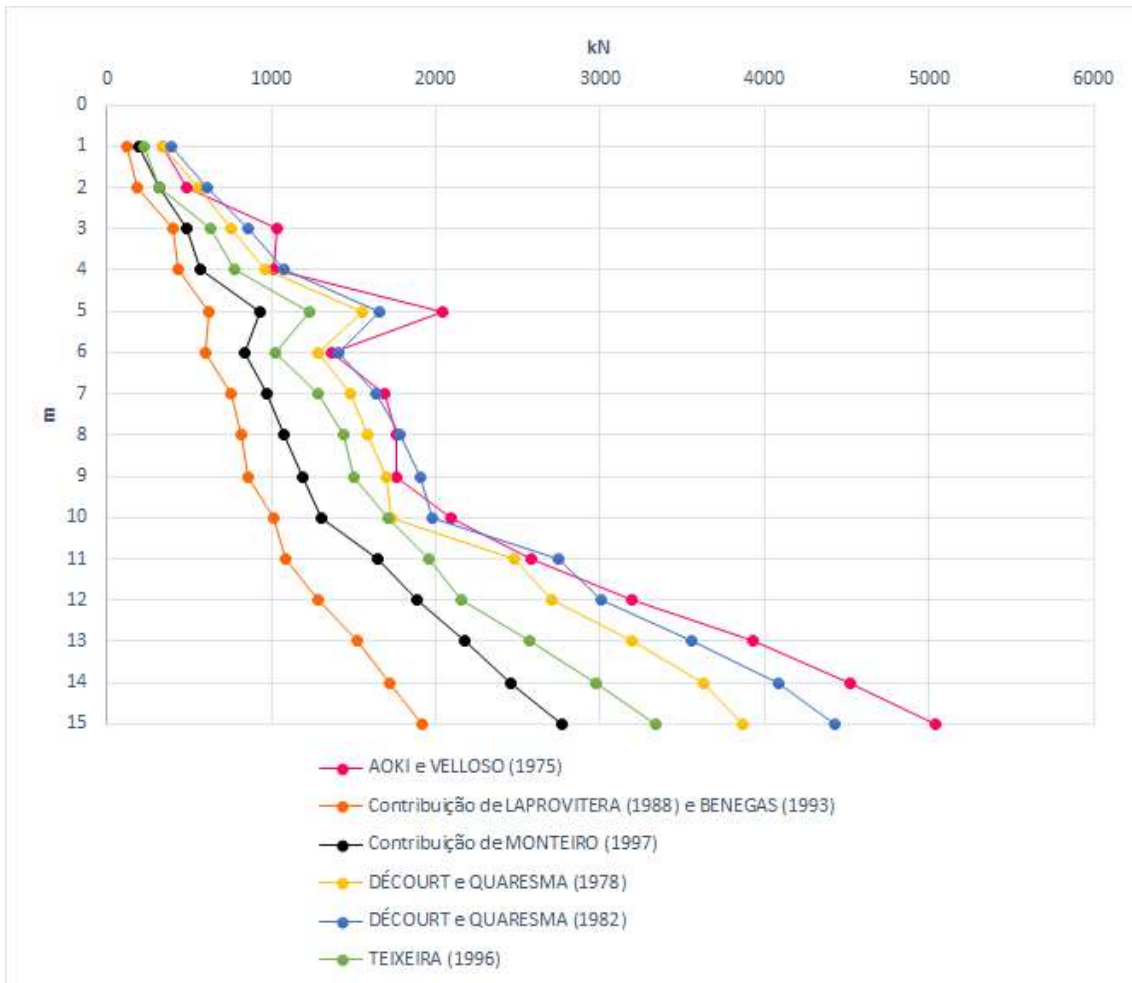
Tabela 3.11 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada com D= 40 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	221.025	82.77	129.146	219.911	257.611	150.796
2	321.843	129.462	213.826	362.33	408.407	217.817
3	689.571	279.085	337.389	502.659	586.431	437.31
4	692.802	305.614	413.864	651.361	735.133	546.218
5	1360.615	432.953	670.733	1038.824	1122.596	853.257
6	946.571	429.937	596.253	885.933	982.271	738.903
7	1175.351	542.42	710.379	1024.163	1149.823	923.209
8	1238.039	598.662	794.931	1110.034	1260.826	1042.171
9	1259.366	637.925	878.232	1195.904	1363.451	1104.165
10	1492.669	753.591	961.463	1229.414	1430.472	1259.988
11	1823.704	808.936	1197.339	1725.786	1935.221	1435.08
12	2237.317	944.804	1372.771	1884.96	2123.717	1582.525
13	2742.844	1112.344	1576.444	2211.685	2504.897	1879.929
14	3156.457	1261.532	1819.967	2504.901	2869.321	2169.793
15	3529.858	1404.356	2044.039	2672.452	3120.649	2437.876

Analisando a Figura 3.17 e a Tabela 3.11 é possível observar para a estaca escavada de 40 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam na ordem de 1404 kN a 3530 kN para estacas de 15 metros.

Para D= 50 cm

A Figura 3.18 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 50 cm de diâmetro.



A Figura 3.18 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada de D= 50 cm.

A Tabela 3.12 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca escavada de 50 cm de diâmetro.

Tabela 3.12 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca escavada com D= 50 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>					
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993)</i>	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Versão Inicial (1978)</i>	<i>Método de DÉCOURT e QUARESMA - Segunda Versão (1982)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	336.868	123.36	194.251	343.612	390.736	226.195
2	483.087	188.356	316.51	554.36	611.956	318.348
3	1033.629	405.231	488.215	759.223	863.938	634.602
4	1017.472	431.76	565.717	968.008	1072.723	781.209
5	2037.368	619.732	930.902	1549.858	1654.572	1237.395
6	1364.977	597.112	835.174	1287.404	1407.826	1030.442
7	1691.344	750.98	974.012	1479.826	1636.901	1283.864
8	1759.606	817.966	1074.878	1590.437	1778.927	1436.755
9	1766.069	860.412	1190.261	1701.047	1910.481	1503.776
10	2098.09	1018.26	1303.749	1729.845	1981.167	1711.121
11	2584.813	1089.798	1652.444	2481.863	2743.658	1957.998
12	3191.589	1282.758	1882.226	2707.011	3005.457	2153.824
13	3931.21	1519.934	2173.375	3193.958	3560.472	2574.535
14	4520.034	1724.919	2457.75	3628.545	4084.07	2977.183
15	5040.641	1917.324	2763.273	3866.782	4427.028	3341.084

Analisando a Figura 3.18 e a Tabela 3.12 é possível observar para a estaca escavada de 50 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam na ordem de 1917 kN a 5040 kN para estacas de 15 metros.

3.3.4 Estaca Raiz

No caso das estacas raiz foram utilizados os seguintes métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga: AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996). Os demais métodos não puderam ser utilizados, pois não possuem coeficientes na literatura para a estaca raiz.

Para D= 20 cm

A Figura 3.19 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 20 cm de diâmetro.

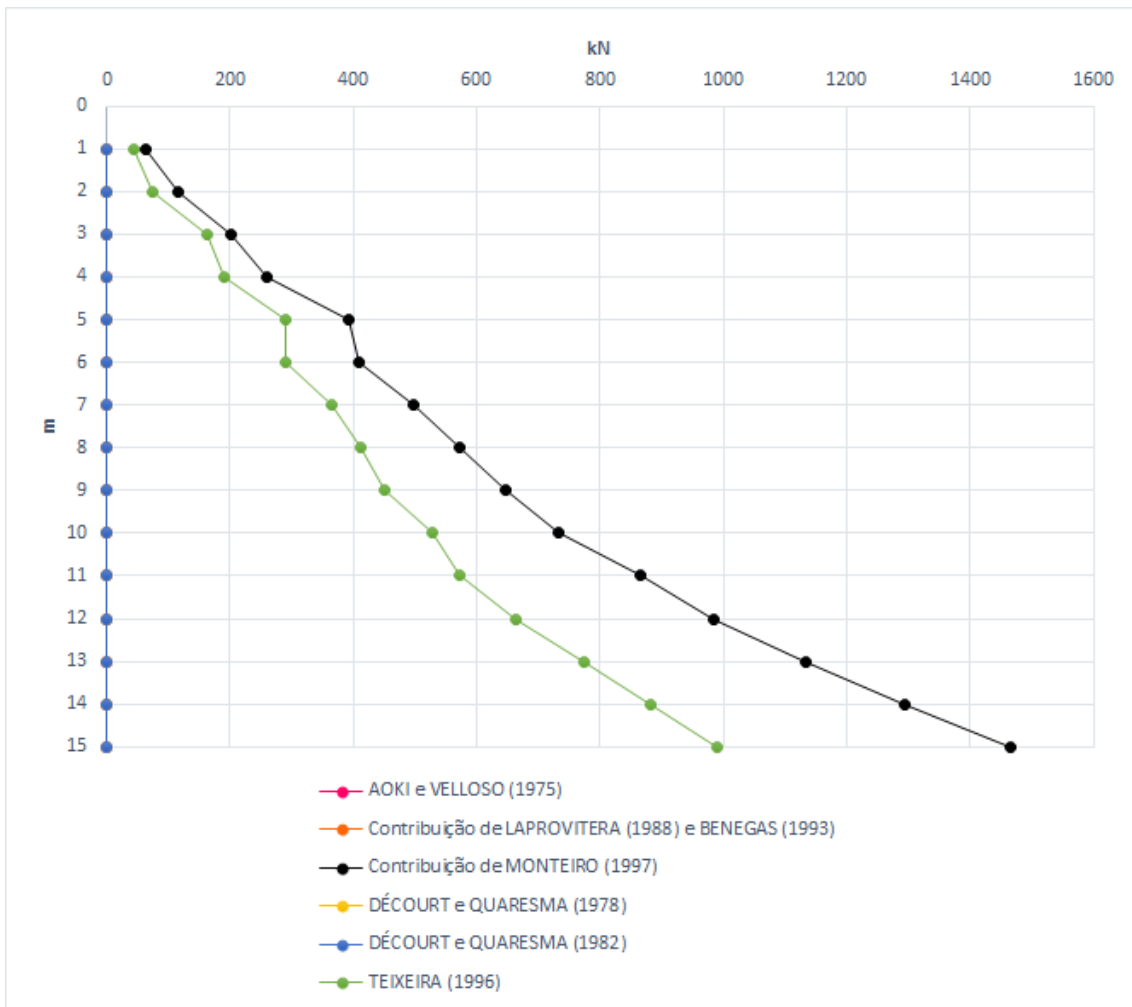


Figura 3.19 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz de D= 20 cm.

A Tabela 3.13 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 20 cm de diâmetro.

Tabela 3.13 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz com D= 20 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>	
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	64.388	45.239
2	115.432	75.398
3	201.476	163.363
4	258.56	191.009
5	391.285	289.969
6	409.754	289.027
7	497.449	364.425
8	573.098	412.177
9	647.683	449.876
10	731.305	527.788
11	866.047	572.398
12	984.044	662.248
13	1133.891	774.088
14	1292.834	882.159
15	1465.274	990.858

Analisando a Figura 3.19 e a Tabela 3.13 é possível observar para a estaca raiz de 20 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga para estacas de 15 metros variam na ordem de 991 kN a 1465 kN.

Para D= 30 cm

A Figura 3.20 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 30 cm de diâmetro.

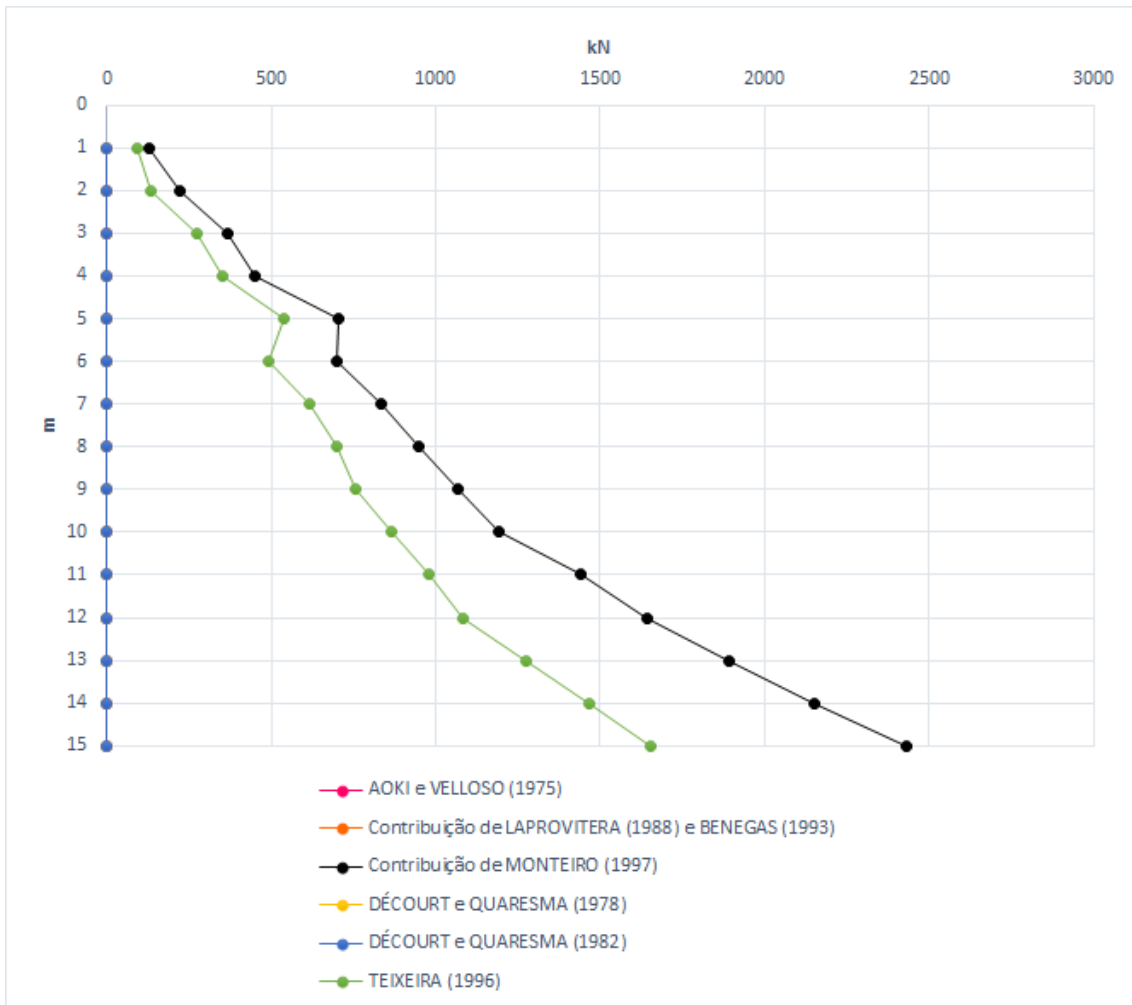


Figura 3.20 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz de D= 30 cm.

A Tabela 3.14 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 30 cm de diâmetro.

Tabela 3.14 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz com D= 30 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>	
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	127.909	90.478
2	220.138	135.717
3	365.671	275.204
4	451.699	350.602
5	705.18	537.448
6	698.101	490.088
7	835.976	614.496
8	949.45	701.203
9	1065.933	753.982
10	1191.942	863.31
11	1442.905	977.821
12	1640.839	1081.493
13	1892.01	1275.172
14	2151.362	1468.38
15	2431.871	1652.164

Analisando a Figura 3.20 e a Tabela 3.14 é possível observar para a estaca raiz de 30 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga para estacas de 15 metros variam entre 1652 kN e 2432 kN.

Para D= 40 cm

A Figura 3.21 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 40 cm de diâmetro.

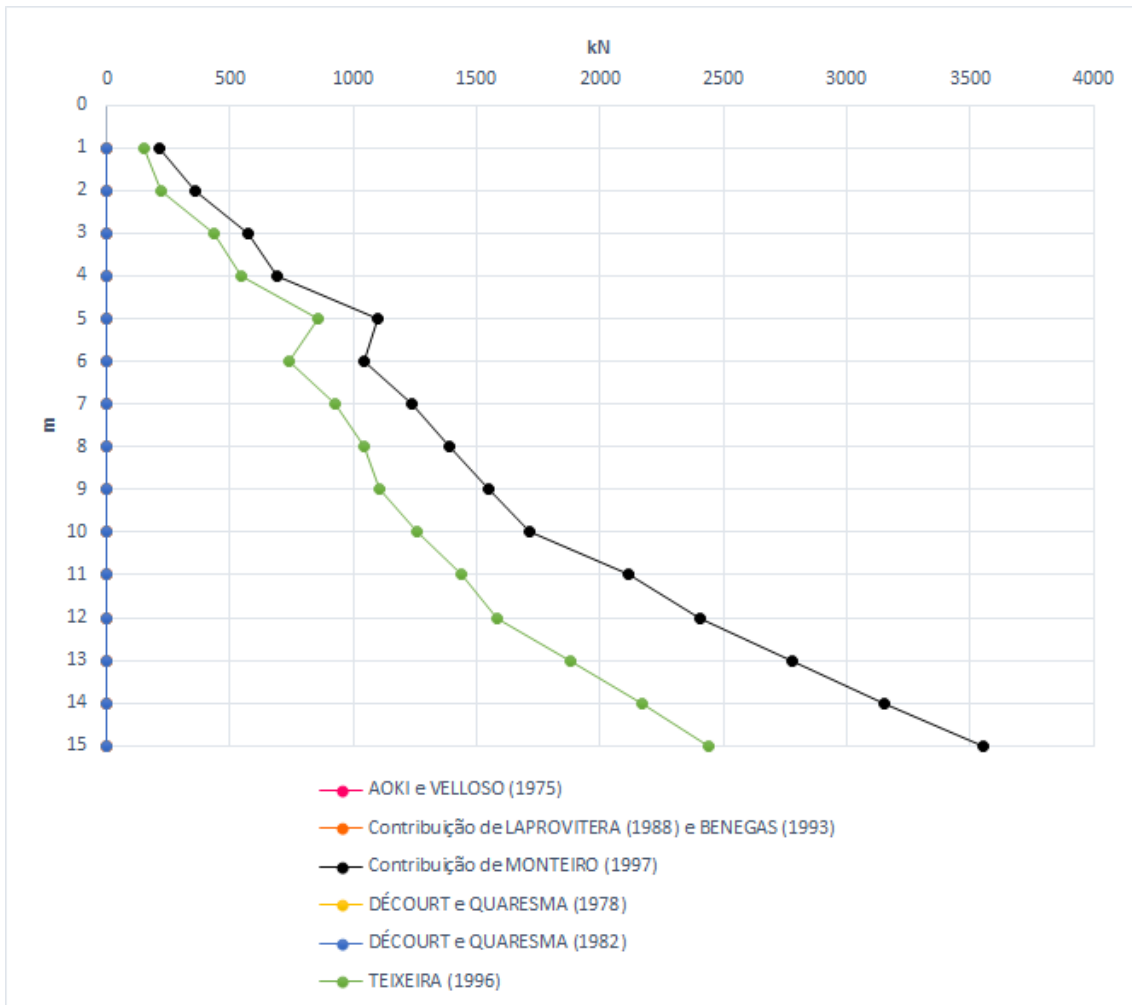


Figura 3.21 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz de D= 40 cm.

A Tabela 3.15 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 40 cm de diâmetro.

Tabela 3.15 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz com D= 40 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>	
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	212.315	150.796
2	356.171	217.817
3	572.17	437.31
4	687.409	546.218
5	1097.908	853.257
6	1042.096	738.903
7	1234.372	923.209
8	1385.671	1042.171
9	1547.123	1104.165
10	1715.901	1259.988
11	2115.654	1435.08
12	2407.483	1582.525
13	2777.578	1879.929
14	3151.298	2169.793
15	3554.44	2437.876

Analisando a Figura 3.21 e a Tabela 3.15 é possível observar para a estaca raiz de 40 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga variam entre 2438 kN e 3554 kN.

Para D= 50 cm

A Figura 3.22 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 50 cm de diâmetro.

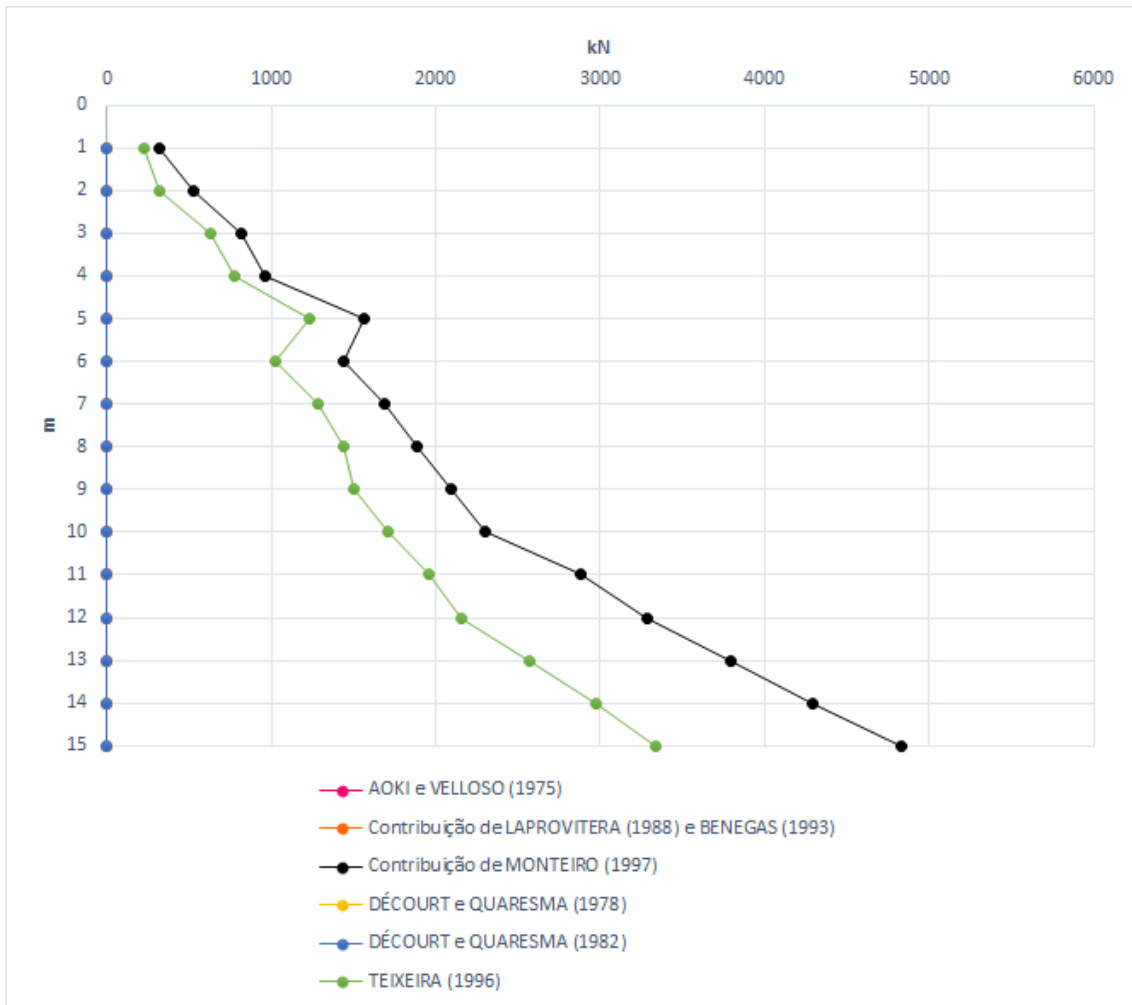


Figura 3.22 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz de D= 50 cm.

A Tabela 3.16 mostra os diferentes métodos e suas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m para estaca raiz de 50 cm de diâmetro.

Tabela 3.16 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca raiz com D= 50 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga Axial (kN)</i>	
	<i>Método de AOKI e VELLOSO (1975) - Contrib. MONTEIRO (1997)</i>	<i>Método de TEIXEIRA (1996)</i>
1	317.604	226.195
2	523.53	318.348
3	820.973	634.602
4	965.692	781.209
5	1569.471	1237.395
6	1441.738	1030.442
7	1692.637	1283.864
8	1881.761	1436.755
9	2091.251	1503.776
10	2303.183	1711.121
11	2884.292	1957.998
12	3283.975	2153.824
13	3790.594	2574.535
14	4292.641	2977.183
15	4832.983	3341.084

Analisando a Figura 3.22 e a Tabela 3.16 é possível observar para a estaca raiz de 50 cm de diâmetro que os valores para a estimativa da capacidade de carga para estacas de 15 metros variam entre 3341 kN e 4833 kN.

3.3.5 Estaca Hélice

No caso das estacas hélice, somente o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) foi utilizado para estaca de hélice contínua. Os demais métodos não puderam ser utilizados, pois não possuem coeficientes na literatura para a estaca hélice na bibliografia utilizada nesse projeto.

Para D= 20 cm

A Figura 3.23 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 20 cm de diâmetro.

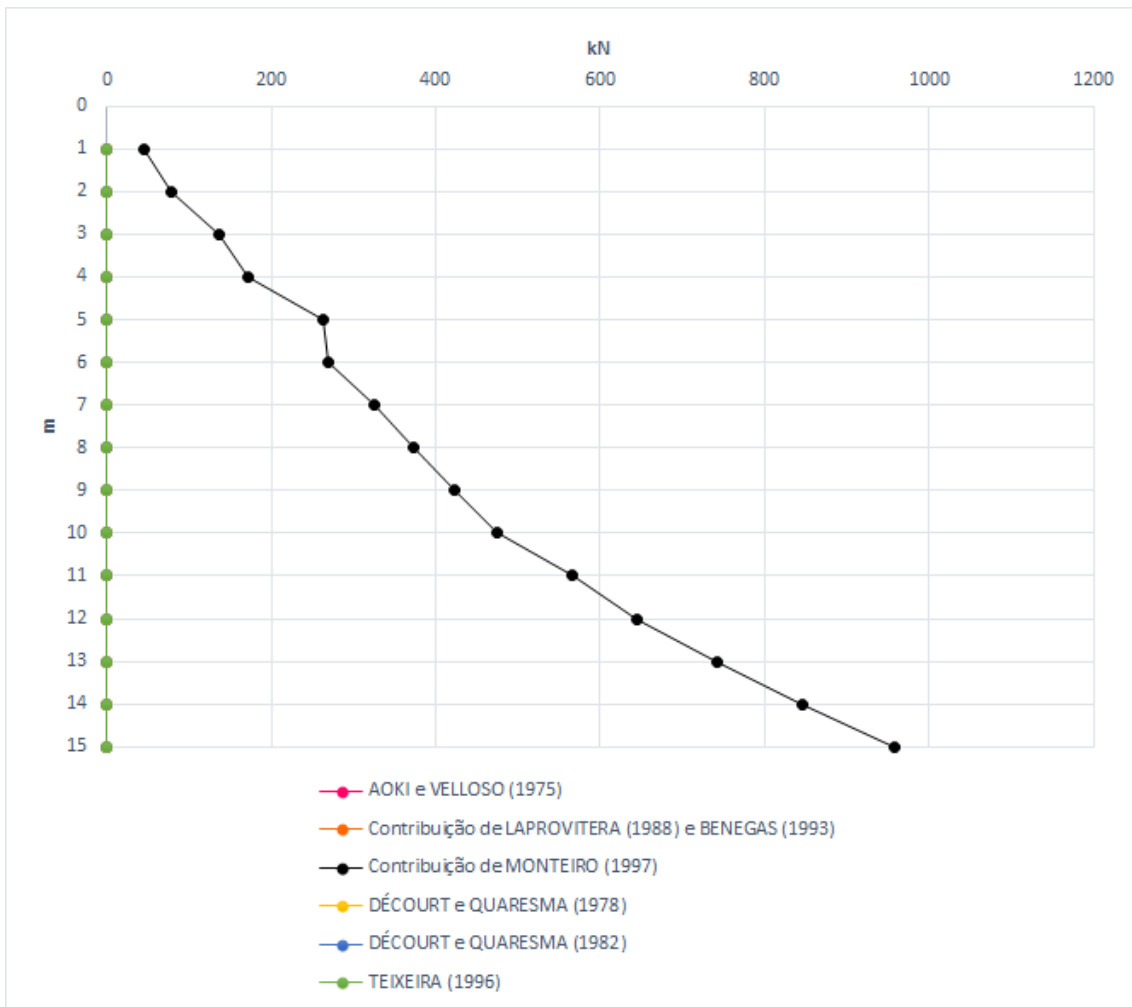


Figura 3.23 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice de D= 20 cm.

A Tabela 3.17 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 20 cm de diâmetro.

Tabela 3.17 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice com D= 20 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga</i> <i>Axial (kN)</i>
	<i>Método de AOKI e</i> <i>VELLOSO (1975) -</i> <i>Contrib. MONTEIRO</i> <i>(1997)</i>
1	44.917
2	79.28
3	135.857
4	171.965
5	263.171
6	270.116
7	326.362
8	374.141
9	421.872
10	474.764
11	566.491
12	643.857
13	742.079
14	845.304
15	957.178

A capacidade de carga para estaca de 15 metros está na ordem de 957 kN.

Para D= 30 cm

A Figura 3.24 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 30 cm de diâmetro.

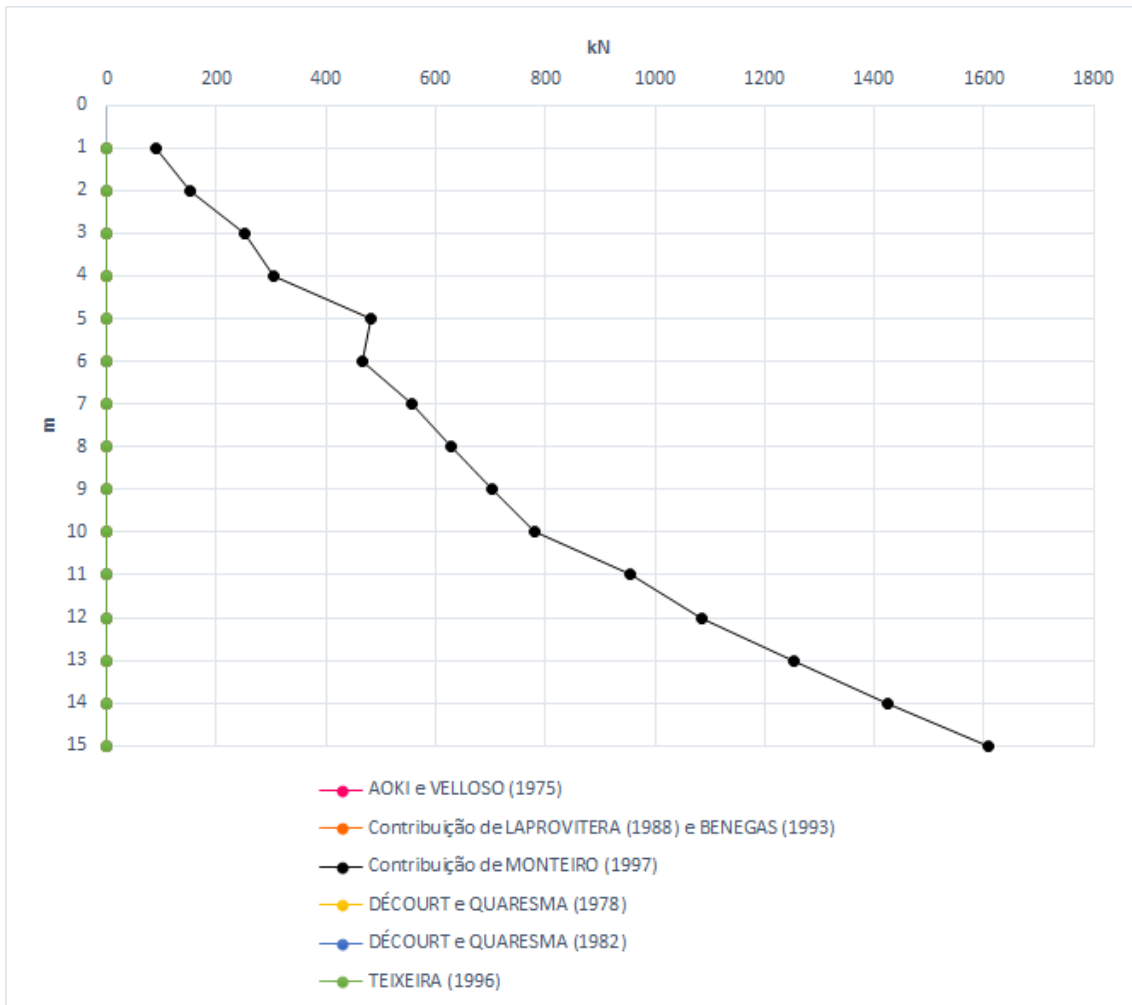


Figura 3.24 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice de D= 30 cm.

A Tabela 3.18 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 30 cm de diâmetro.

Tabela 3.18 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice com D= 30 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga</i> <i>Axial (kN)</i>
	<i>Método de AOKI e</i> <i>VELLOSO (1975) -</i> <i>Contrib. MONTEIRO</i> <i>(1997)</i>
1	90.348
2	153.379
3	250.321
4	304.777
5	481.474
6	466.387
7	555.398
8	627.066
9	702.041
10	781.801
11	955.216
12	1086.619
13	1253.312
14	1423.505
15	1607.338

A capacidade de carga para estaca de 15 metros está na ordem de 1607 kN.

Para D= 40 cm

A Figura 3.25 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 40 cm de diâmetro.

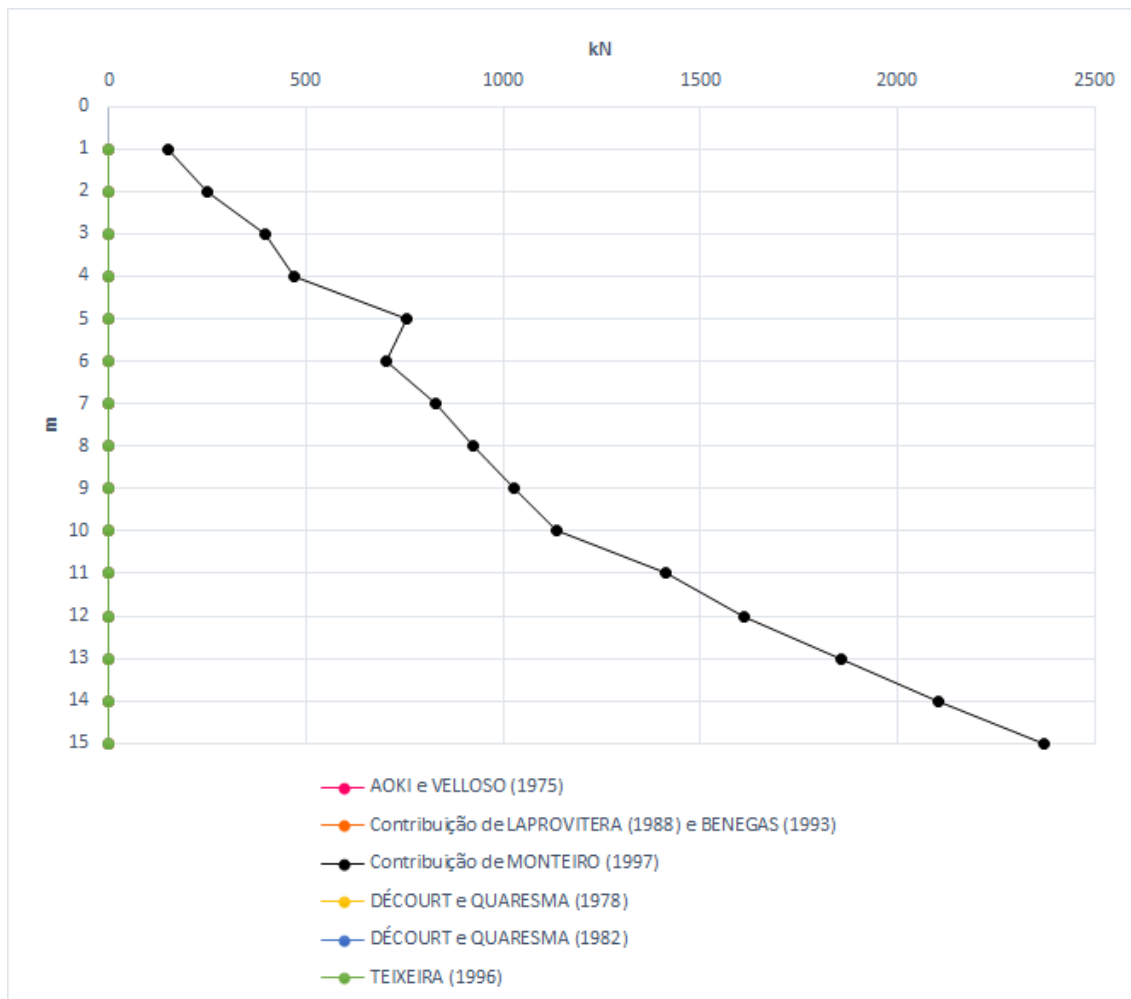


Figura 3.25 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice de D= 40 cm.

A Tabela 3.19 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 40 cm de diâmetro.

Tabela 3.19 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice com D= 40 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga</i> <i>Axial (kN)</i>
	<i>Método de AOKI e</i> <i>VELLOSO (1975) -</i> <i>Contrib. MONTEIRO</i> <i>(1997)</i>
1	151.094
2	250.451
3	395.808
4	468.808
5	757.59
6	703.465
7	828.339
8	923.896
9	1028.365
10	1135.274
11	1414.26
12	1609.936
13	1858.007
14	2105.404
15	2371.877

A capacidade de carga para estaca de 15 metros está na ordem de 2372 kN.

Para D= 50 cm

A Figura 3.26 mostra as capacidades de carga, associadas a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 50 cm de diâmetro.

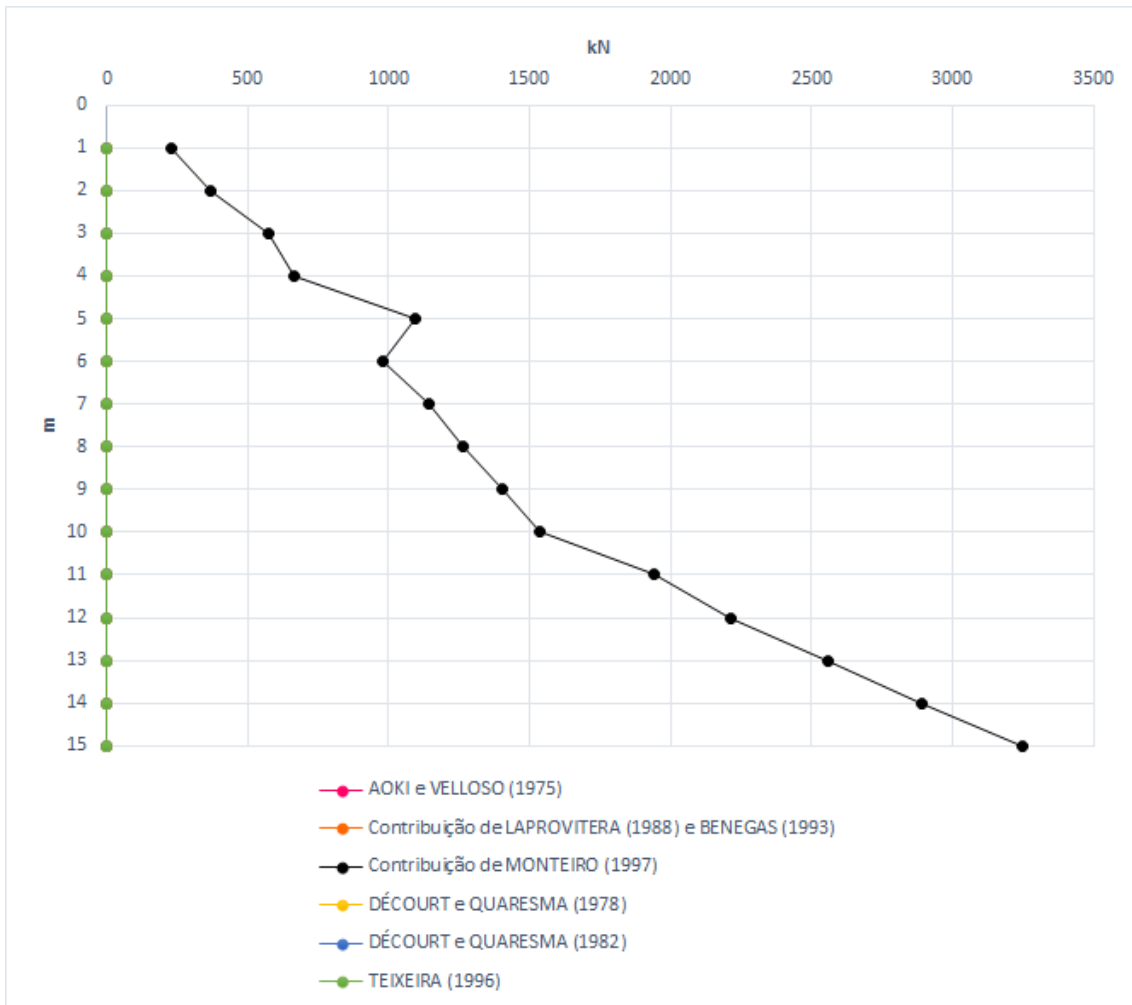


Figura 3.26– Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice de D= 50 cm.

A Tabela 3.20 mostra a capacidade de carga, associada a profundidades de até 15 m para estaca hélice de 50 cm de diâmetro.

Tabela 3.20 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para estaca hélice com D= 50 cm.

<i>L</i> (m)	<i>Capacidade de Carga</i> <i>Axial (kN)</i>
	<i>Método de AOKI e</i> <i>VELLOSO (1975) -</i> <i>Contrib. MONTEIRO</i> <i>(1997)</i>
1	227.156
2	370.496
3	572.318
4	664.059
5	1091.517
6	981.351
7	1145.183
8	1264.63
9	1400.844
10	1535.184
11	1943.623
12	2213.809
13	2556.165
14	2891.002
15	3250.797

A capacidade de carga para estaca de 15 metros está na ordem de 3251 kN.

3.3.6 - Resumo das capacidades de carga das estacas

Para facilitar a análise dos dados foi produzido um gráfico com os diâmetros das estacas utilizados (20, 30, 40 e 50 cm) no eixo das abcissas e as capacidades de carga estimadas pelas metodologias semi-empíricas no eixo das coordenadas. Cabe ressaltar que o gráfico considera as estacas com um comprimento (máximo) de 15 metros. Além disso, foi escolhido o menor valor da capacidade de carga entre cada metodologia para as estacas.

Este critério de escolha para o valor mais baixo da capacidade de carga favorece a um projeto com um coeficiente de segurança maior. Para as estacas metálicas, de concreto pré-moldada e escavada a metodologia que resultou no menor valor de capacidade de carga foi a de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993). Para a estaca raiz metodologia foi a de

TEIXEIRA (1996). Para a estaca hélice foi a de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) (única avaliada). A Figura 3.27 apresenta essa comparação mencionada anteriormente.

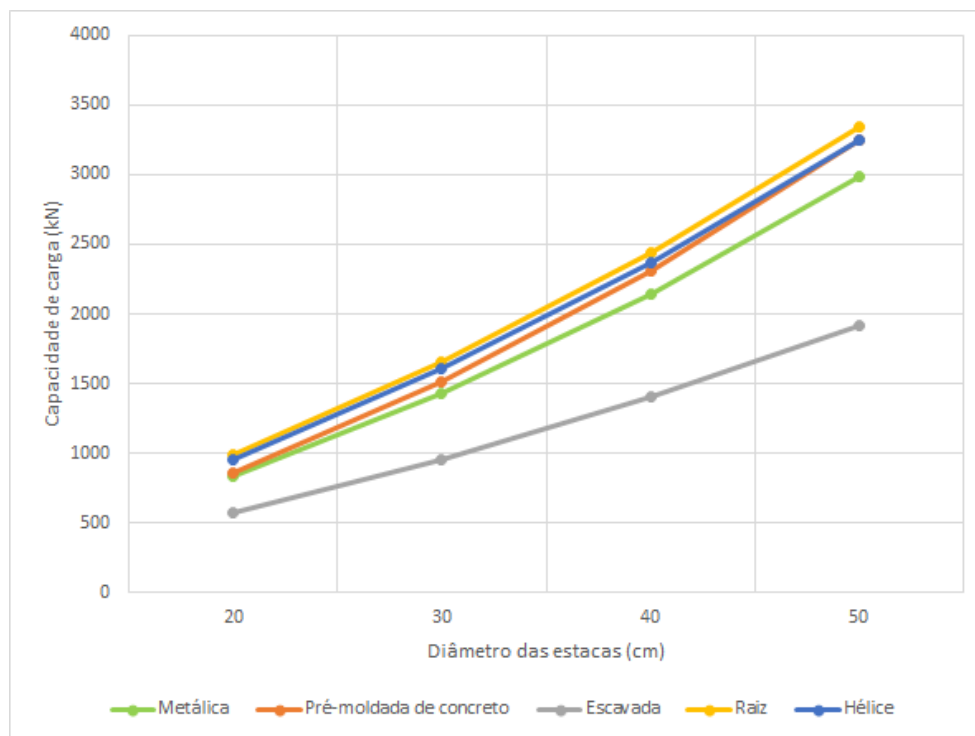


Figura 3.27 – Comparação entre as capacidades de carga para os diferentes tipos de estaca.

A partir da Figura 3.27 fica nítido observar que a medida que os diâmetros das estacas crescem as capacidades de carga crescem, quase que de forma linear. Para uma estaca de comprimento de 15 metros com 20 cm de diâmetro a capacidade de carga varia de cerca de 570 kN até quase 1000 kN. Para as estacas maiores, 50 cm de diâmetros, as capacidades de carga variam de 1900 kN até 3350 kN. A estaca escavada apresenta os menores valores de capacidade de carga estimados pela metodologia de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993) (1988 e 1993). Para estaca raiz os maiores valores de capacidade de carga foram estimados pela metodologia de TEIXEIRA (1996).

4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

4.1 Conclusões

A futura construção de um laboratório da área de biológicas no campus da UFRJ/Macaé estimulou a realização de um projeto final de curso, de Engenharia Civil, com o objetivo de estimar a capacidade de carga axial das fundações desse laboratório.

Foi realizada a análise geotécnica de um perfil de solo por diversas metodologias de estimativa de carga axial de uma fundação em estaca. Foram supostos diferentes tipos de estacas e diâmetros para essas estacas. As características dos solos dessa região de Macaé/RJ foram obtidas através de sondagens realizadas anteriormente em local muito próximo ao laboratório, no campus da UFRJ/Macaé.

As estacas foram supostas dos tipos: metálica, concreto pré-moldado, escavada, raiz e hélice. E seus diâmetros variando de 20 cm até 50 cm. As estimativas da capacidade de carga foram obtidas pelos métodos de: AOKI e VELLOSO (1975), AOKI e VELLOSO com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), AOKI e VELLOSO com a contribuição de MONTEIRO (1997), DÉCOURT e QUARESMA (1978) na versão inicial, DÉCOURT e QUARESMA (1982) na segunda versão e TEIXEIRA (1996). Nem todas as metodologias foram utilizadas para todos os tipos de estacas.

As capacidades de carga foram estimadas para cada metro do perfil geotécnico obtido através da sondagem. Não foi possível definir para o projeto do laboratório o tipo de estaca, bem como sua geometria, pois até o momento não se dispõe de projeto estrutural.

A partir dos resultados é possível verificar algumas importantes conclusões de uma forma geral:

- a capacidade de carga geotécnica aumenta quase linearmente com o diâmetro;
- a partir do décimo metro é possível observar um aumento da capacidade de carga com uma taxa mais elevada que anteriormente, fato este associado ao crescimento do N_{SPT} e a uma mudança do tipo de solo;
- as menores capacidades de carga estimadas foram para as estacas escavadas (a favor da segurança), enquanto as maiores foram para as estacas raiz (contra a segurança).

Quando se olha especificamente para um determinado tipo de estaca, outras conclusões tornam-se possíveis.

Para as estacas metálicas o método mais a favor da segurança foi o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), onde as capacidades de carga estimadas foram sempre menores que nos outros três métodos analisados (AOKI e VELLOSO (1975), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), e TEIXEIRA (1996)). Os valores entre os outros três métodos não variaram muito entre si.

Para as estacas pré-moldadas de concreto o método mais a favor da segurança, também, foi o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), onde as capacidades de carga estimadas foram sempre menores que nos outros cinco métodos analisados (AOKI e VELLOSO (1975), AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997), DÉCOURT e QUARESMA (1978) na versão inicial, DÉCOURT e QUARESMA (1982) segunda versão, e TEIXEIRA (1996)). Porém as diferenças não foram tão grandes como nas estacas metálicas.

Para as estacas escavadas o método mais a favor da segurança, também, foi o método de AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de LAPROVITERA (1988) e BENEGAS (1993), onde as capacidades de carga estimadas foram sempre menores que nos outros cinco métodos analisados (AOKI e VELLOSO (1975); AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997); DÉCOURT e QUARESMA (1978) versão inicial, DÉCOURT e QUARESMA (1982) segunda versão, e TEIXEIRA (1996)). O método que apresenta os maiores valores de capacidade de carga também é o método de AOKI e VELLOSO (1975).

Para as estacas do tipo raiz apenas dois métodos foram analisados: AOKI e VELLOSO (1975) com a contribuição de MONTEIRO (1997) e TEIXEIRA (1996). O método de TEIXEIRA (1996) apresentou os menores valores de capacidade de carga.

Já para as estacas do tipo hélice apenas o método de AOKI e VELLOSO (1975) com contribuição de MONTEIRO (1996) foi utilizado.

As estimativas de capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos foram bem diferentes para os tipos de estacas analisados. A ordem crescente da capacidade de carga em função do tipo de estaca foi: escavada, metálica, concreto pré-moldada, hélice e raiz.

4.2 Sugestões para futuras pesquisas

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se citar:

- analisar outras metodologias semi-empíricas de estimativa de capacidade de carga axial em estacas;
- testar outros tipos de estaca;
- fazer um estudo completo dessas fundações após as definições de carga de projeto estrutural;
- utilizar estacas usuais na prática (catalogadas) e realizar estudos de cravabilidade (se aplicável);
- avaliar melhor a questão das restrições durante a execução das fundações desse laboratório (em função dos prédios existentes na vizinhança);
- traçar perfis geotécnicos a partir das sondagens existentes e fazer uma análise mais apurada do perfil de subsolo;
- propor, durante a execução das fundações do novo laboratório, que se execute provas de carga (ECDs e/ou PCE) e a partir dos resultados estudar melhor as capacidades de carga de fundações profundas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2001). Sondagem de simples reconhecimento com SPT: NBR-6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT (2010). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1996). ASTM A 36/A 36M: Standard Specification for Carbon Structural Steel.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5. 1975, Buenos Aires. Proceeding... Buenos Aires, v. 1.

BENEGAS, H. Q. (1993). Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT.1993. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DANZIGER, B. R. (1982). Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DANZIGER, F. A. B. (2008). Fundações. Notas de aula, Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, v. 1.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1982). Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca, A Construção São Paulo, n. 1800

DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982. Proceedings... Amsterdam.

GOOGLE.COM. (2016) Localização do Campus UFRJ – Macaé. Acesso em 15 de dezembro de 2016. <<https://www.google.com.br/maps/place/UFRJ+-+Campus+Maca%C3%A9/@-22.3993506,-41.8135482,2914m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x963118b3691353:0x689ca8e77e691afe!8m2!3d-22.390396!4d-41.805504>>.

GOOGLE.COM. (2016) Mapa de satélite das instalações do Campus – Macaé. Acesso em 1 de dezembro de 2016. < <https://www.google.com.br/maps/@-22.3898119,-41.8064905,1040a,20y,44.41h/data=!3m1!1e3>>.

LAPROVITERA, H. (1988). Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do Banco de Dados. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MONTEIRO, P. F. (1997). Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda.

MANTUANO, R.M. (2013) Comparação entre os métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica.

PR-6. (2016). Proposta de Construção do Laboratório de Imunoparasitologia, nº. 23079040368/2016-78, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TEIXEIRA, A. H. (1996). Projeto e execução de fundações. In: SEFE, 3., São Paulo. Anais... São Paulo, v. 1.

VELLOSO, D.A. e LOPES, F.R. (2010). Fundações. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

APÊNDICE A

Cálculo de capacidade de carga para estaca pré-moldada de concreto de diâmetro 20 cm feito no software Mathcad.

ORIGIN: 1

Método Aoki-Velloso

OBS: N limitado a 50

450	0.028	6
450	0.028	8
450	0.028	17
450	0.028	15
1000	0.014	15
450	0.028	18
450	0.028	22
450	0.028	21
450	0.028	19
450	0.028	23
800	0.02	17
800	0.02	22
800	0.02	28
800	0.02	32
800	0.02	35

D = 0.2 m

Tipo de estaca

Franki
 Metálica
 Pré-moldada de concreto
 Escavada

$$F1 := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T = 1 \\ \text{otherwise} & \\ 1.75 & \text{if } T = 2 \vee 3 \\ 3 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Primeira Coluna: valores de K (kN/m²)
 Segunda Coluna: valores de α (%)
 Terceira Coluna: Número de golpes nos últimos 30 cm

Tipo de solo	λ (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia silteosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Site arenosa	5,5	2,2
Site arenosilteosa	4,5	2,8
Site	4	3
Site argilosarenoso	2,5	3
Site argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila silteosa	2,2	4
Argila	2	6

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	1,75	3,0
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Diâmetro da estaca

Tipo de estaca

$$F2 := \begin{cases} 5 & \text{if } T = 1 \\ \text{otherwise} & \\ 3.5 & \text{if } T = 2 \vee 3 \\ 6 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Contribuição Laprovitera:

380	0.03	6
380	0.03	8
380	0.03	17
380	0.03	15
600	0.014	15
380	0.03	18
380	0.03	22
380	0.03	21
380	0.03	19
380	0.03	23
530	0.019	17
530	0.019	22
530	0.019	28
530	0.019	32
530	0.019	35

D₁ = 0.2 m

T₁

Franki
 Metálica
 Pré-moldada de concreto
 Escavada

$$F1_1 := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T_1 = 1 \\ \text{otherwise} & \\ 2.4 & \text{if } T_1 = 2 \\ \text{otherwise} & \\ 2 & \text{if } T_1 = 3 \\ 4.5 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Primeira Coluna: valores de K (kN/m²)
 Segunda Coluna: valores de α (%)
 Terceira Coluna: Número de golpes nos últimos 30 cm

Tipo de solo	λ (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	6	1,4
Areia silteosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3
Site arenosa	4,8	3
Site arenosilteosa	3,8	3
Site	4,8	3
Site argilosarenoso	3,8	3
Site argiloso	3	3,4
Argila arenosa	4,8	4
Argila arenossiltosa	3	4,5
Argila siltoarenosa	3	5
Argila silteosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Diâmetro da estaca

Tipo de estaca

$$F2_1 := \begin{cases} 3 & \text{if } T_1 = 1 \\ \text{otherwise} & \\ 3.4 & \text{if } T_1 = 2 \\ \text{otherwise} & \\ 3.5 & \text{if } T_1 = 3 \\ 4.5 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Contribuição de Monteiro

OBS: N limitado a 40

X ₂ =	450	0.032	6
	450	0.032	8
	450	0.032	17
	450	0.032	15
	750	0.021	15
	430	0.032	18
	430	0.032	22
	430	0.032	21
	430	0.032	19
	430	0.032	23
	680	0.023	17
	680	0.023	22
680	0.023	28	
680	0.023	32	
680	0.023	35	

Primeira Coluna: valores de K (KN/m²)
 Segunda Coluna: valores de α (%)
 Terceira Coluna: Número de golpes nos últimos 30 cm

D₂ = 0.2 m Diâmetro da estaca

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia silteosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenosargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenosiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila silteosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiç	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

T₂ =

- Franki de fuste apilado
- Franki de fuste vibrado
- Metálica
- Pré-moldada de concreto cravada a percussão
- Pré-moldada de concreto cravada por prensagem
- Escavada com lama bentonítica
- Raiç
- Strauss
- Hélice contínua

Tipo de estaca

F₁₂ =

2.3	if T ₂ = 1
otherwise	
2.3	if T ₂ = 2
otherwise	
1.75	if T ₂ = 3
otherwise	
2.5	if T ₂ = 4
otherwise	
1.2	if T ₂ = 5
otherwise	
3.5	if T ₂ = 6
otherwise	
2.2	if T ₂ = 7
otherwise	
4.2	if T ₂ = 8
3	otherwise

F₂₂ =

3	if T ₂ = 1
otherwise	
3.2	if T ₂ = 2
otherwise	
3.5	if T ₂ = 3
otherwise	
3.5	if T ₂ = 4
otherwise	
2.3	if T ₂ = 5
otherwise	
4.5	if T ₂ = 6
otherwise	
2.4	if T ₂ = 7
otherwise	
3.9	if T ₂ = 8
3.8	otherwise

Rotina de Cálculos:

$$\Delta_1 = \pi \frac{D_1^2}{4} = 0.031$$

$$U_1 = D_1 \pi = 0.628$$

$$K_1 = X_1^{(1)} \quad \alpha_1 = X_1^{(2)} \quad N_1 = X_1^{(3)}$$

$$Q_{c1} = \overline{(K_1 N_1)} \quad \tau_{11} = \overline{(\alpha_1 Q_{c1})}$$

$$A_1 = \pi \frac{D_1^2}{4} = 0.031$$

$$U_1 = D_1 \pi = 0.628$$

$$K_1 = X_1^{(1)} \quad \alpha_1 = X_1^{(2)} \quad N_1 = X_1^{(3)}$$

$$Q_{c1} = \overline{(K_1 N_1)} \quad \tau_{11} = \overline{(\alpha_1 Q_{c1})}$$

$$A_2 = \pi \frac{D_2^2}{4} = 0.031$$

$$U_2 = D_2 \pi = 0.628$$

$$K_2 = X_2^{(1)} \quad \alpha_2 = X_2^{(2)} \quad N_2 = X_2^{(3)}$$

$$Q_{c2} = \overline{(K_2 N_2)} \quad \tau_{12} = \overline{(\alpha_2 K_2 N_2)}$$

$$i = \text{ceil}(7 D) = 2$$

$$Q_p = \begin{cases} \text{for } i \in 1..rows(X) \\ Q_{p1,i} \leftarrow \frac{A_1}{F1} Q_{c1,i} \\ Q_p \end{cases}$$

$$Q_{p1} = \begin{cases} \text{for } i \in 1..rows(X_1) \\ Q_{p1,i} \leftarrow \frac{A_1}{F1} Q_{c1,i} \\ Q_{p1} \end{cases}$$

$$u = \text{cosh}(3.5 D) + 1$$

$$x = \begin{cases} \text{for } i \in 1..1 \\ x_{i,1} \leftarrow \sum_{n=1}^i N_{2,n,1} \\ \text{for } i \in i+1..rows(X_2) \\ x_{i,1} \leftarrow \sum_{n=i+1}^i N_{2,n,1} \\ x \end{cases} \quad y_m = \begin{cases} \text{for } i \in 1..1 \\ y_{m,1} \leftarrow \frac{x_{i,1}}{1} \\ \text{for } i \in i+1..rows(X_2) \\ y_{m,1} \leftarrow \frac{x_{i,1}}{1} \\ y_m \end{cases}$$

$$y = \begin{cases} \text{for } i \in 1..(rows(X_2) - u) \\ y_{i,1} \leftarrow \sum_{n=1}^{i+1} N_{2,n,1} \\ \text{for } i \in (rows(X_2) - u + 1)..rows(X_2) \\ y_{i,1} \leftarrow \sum_{n=1}^{rows(X_2)} N_{2,n,1} \\ y \end{cases} \quad y_m = \begin{cases} \text{for } i \in 1..(rows(X_2) - u) \\ y_{m,1} \leftarrow \frac{y_{i,1}}{u} \\ \text{for } i \in (rows(X_2) - u + 1)..rows(X_2) \\ y_{m,1} \leftarrow \frac{y_{i,1}}{(rows(X_2) - 1 - 1)} \\ y_m \end{cases}$$

$$x = \frac{x_m + y_m}{2}$$

$$Q_{p2} = \frac{A_2 [x, K_2]}{F2}$$

$$SOMA = \begin{cases} SOMA_{1,1} \leftarrow \tau_{1,1,1} \\ \text{for } i \in 2..rows(X) \\ SOMA_{i,1} \leftarrow SOMA_{i-1,1} + \tau_{i,1,1} \\ SOMA \end{cases}$$

$$SOMA_1 = \begin{cases} SOMA_{1,1,1} \leftarrow \tau_{1,1,1} \\ \text{for } i \in 2..rows(X_1) \\ SOMA_{i,1,1} \leftarrow SOMA_{i-1,1,1} + \tau_{i,1,1} \\ SOMA_1 \end{cases}$$

$$SOMA_2 = \begin{cases} SOMA_{2,1,1} \leftarrow \tau_{2,1,1} \\ \text{for } i \in 2..rows(X_2) \\ SOMA_{i,1,1} \leftarrow SOMA_{i-1,1,1} + \tau_{i,1,1} \\ SOMA_2 \end{cases}$$

$$Q_i = \frac{SOMA_1 U_i}{F2}$$

	i
1	62.042
2	96.294
3	207.453
4	225.225
5	411.028
6	327.875
7	409.951
8	449.373
9	476.194
10	560.532
11	667.705
12	802.704
13	969.298
14	1110.658
15	1282.274

$$Q_8 = Q_p = Q_i$$

$$Q_{i1} = \frac{SOMA_1 U_{i1}}{F2_1}$$

	i
1	48.092
2	76.404
3	164.916
4	183.675
5	258.131
6	261.039
7	329.939
8	366.947
9	393.891
10	464.839
11	499.812
12	581.209
13	681.778
14	772.927
15	861.174

$$Q_{i1} = Q_{p1} = Q_{i1}$$

$$Q_{i2} = \frac{SOMA_2 U_{i2}}{F2_2}$$

	i
1	49.44
2	78.603
3	163.547
4	206.564
5	297.796
6	297.869
7	372.476
8	425.701
9	463.278
10	533.502
11	620.439
12	701.435
13	829.185
14	957.484
15	1083.525

$$Q_{i2} = Q_{p2} = Q_{i2}$$

$$QT = \begin{cases} \text{for } i \in 1..rows(X) \\ QT_{i,1} \leftarrow 0 \text{ if } T = 0 \\ QT_{i,1} \leftarrow Q_{i,1} \text{ otherwise} \\ QT \end{cases}$$

$$QT_{av} = QT$$

$$QT_1 = \begin{cases} \text{for } i \in 1..rows(X) \\ QT_{1,1,1} \leftarrow 0 \text{ if } T_1 = 0 \\ QT_{1,1,1} \leftarrow Q_{i,1,1} \text{ otherwise} \\ QT_1 \end{cases}$$

$$QT_{1b} = QT_1$$

$$QT_2 = \begin{cases} \text{for } i \in 1..rows(X) \\ QT_{2,1,1} \leftarrow 0 \text{ if } T_2 = 0 \\ QT_{2,1,1} \leftarrow Q_{i,1,1} \text{ otherwise} \\ QT_2 \end{cases}$$

$$QT_{m0} = QT_2$$

Método Décourt Quaresma

Versão Inicial:

250	6	30
250	8	36,67
250	17	60
250	15	60
400	15	60
250	18	60
250	22	60
250	21	60
250	19	60
250	23	60
400	17	60
400	22	60
400	28	60
400	32	60
400	35	60

X =

Primeira Coluna: valores de C (KN/m²)
 Segunda Coluna: número de golpes nos últimos 30 cm
 Terceira Coluna: Atrito Lateral (KN/m²)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m ²)
≤3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

$D_e = 0.2$ m Diâmetro da estaca

$\bar{I}_{m,1}$ = Pré moldada de concreto, Franki, Strauss e Escavada Tipo de estaca

Segunda versão:

250	6	
250	8	
250	17	
250	15	
400	15	
250	18	
250	22	
250	21	
250	19	
250	23	
400	17	
400	22	
400	28	
400	32	
400	35	

X₁ =

Primeira Coluna: valores de C (KN/m²)
 Segunda Coluna: número de golpes nos últimos 30 cm

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

$D_e = 0.2$ m Diâmetro da estaca

$\bar{I}_{m,1}$ = Pré moldada de concreto, Franki, Strauss e Escavada Tipo de estaca

Rotina de cálculos

$$\Delta A_e = \pi \frac{D_e^2}{4} = 0.031 \quad \text{m}^2$$

$$\bar{U}_{m,1} = D_e \pi = 0.628 \quad \text{m}$$

$$\Delta A_e = \pi \frac{D_e^2}{4} = 0.031 \quad \text{m}^2$$

$$\bar{U}_{m,1} = D_e \pi = 0.628 \quad \text{m}$$

$$C_{m,1} = X_1^{(1)} \quad N_{m,1} = X_1^{(2)} \quad A_{1,1} = X_1^{(3)} \quad \bar{I}_{m,1} = \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(X) \\ L_{i,1} - i \\ L \end{cases}$$

$$C_1 = X_1^{(1)} \quad N_1 = X_1^{(2)}$$

$$NP = \begin{cases} NP_{1,1} \leftarrow \frac{N_{1,1} + N_{2,1}}{2} \\ NP_{\text{rows}(X),1} \leftarrow \frac{N_{\text{rows}(X)-1,1} + N_{\text{rows}(X),1}}{2} \\ \text{for } i \in 2 \dots (\text{rows}(X) - 1) \\ NP_{i,1} \leftarrow \frac{N_{i-1,1} + N_{i,1} + N_{i+1,1}}{3} \\ NP \end{cases}$$

$$NP_1 = \begin{cases} NP_{1,1} \leftarrow \frac{N_{1,1} + N_{2,1}}{2} \\ NP_{\text{rows}(X),1} \leftarrow \frac{N_{\text{rows}(X)-1,1} + N_{\text{rows}(X),1}}{2} \\ \text{for } i \in 2 \dots (\text{rows}(X) - 1) \\ NP_{i,1} \leftarrow \frac{N_{i-1,1} + N_{i,1} + N_{i+1,1}}{3} \\ NP_1 \end{cases}$$

$$NF = \begin{cases} NF_{1,1} \leftarrow 0 \\ \text{for } i \in 2 \dots \text{rows}(X) \\ NF_{i,1} \leftarrow \frac{\sum_{n=2}^i A_{i-n+1,1}}{i} \\ NF \end{cases}$$

$$NF_1 = \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(X) \\ NF_{1,1} \leftarrow \frac{\sum_{n=1}^i N_{i,n}}{i} \\ NF_1 \end{cases}$$

$$Q_{p1} = \overline{A(C; NP)}$$

$$Q_{p1} = \overline{A_1(C_1; NP_1)}$$

$$\Delta Q_0 = U(NF \cdot L)$$

	1
1	54.978
2	100.007
3	146.61
4	202.635
5	258.35
6	298.977
7	352.384
8	392.701
9	433.018
10	460.245
11	603.188
12	661.831
13	762.362
14	854.515
15	915.253

$$Q_0 = Q_p - Q_1$$

$$\bar{a}_0 = \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(X) \\ \tau_{i,1} \leftarrow 10 \left(\frac{NF_{i,1}}{3} - 1 \right) \\ \tau_1 \end{cases}$$

$$\Delta Q_1 = U_1(\tau_1 \cdot L)$$

	1
1	73.827
2	123.046
3	188.496
4	244.521
5	360.236
6	347.146
7	415.214
8	468.097
9	516.792
10	560.774
11	707.906
12	781.209
13	908.967
14	1036.726
15	1139.351

$$Q_1 = Q_{p1} - Q_{i1}$$

$$QT = \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(X) \\ QT_{i,1} \leftarrow 0 \text{ if } T = 0 \\ QT_{i,1} \leftarrow Q_{i,1} \text{ otherwise} \\ QT \end{cases}$$

$$QT_{d0} = QT$$

$$QT_1 = \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(X) \\ QT_{i,1} \leftarrow 0 \text{ if } T_1 = 0 \\ QT_{i,1} \leftarrow Q_{i,1} \text{ otherwise} \\ QT_1 \end{cases}$$

$$QT_{d1} = QT_1$$

Método Teixeira

OBS: N limitado a 50

6	4
8	4
17	4
15	4
15	8
18	4
22	4
21	4
19	4
23	4
17	6
22	6
28	6
32	6
35	6

$$D = 0.2$$

m

Diâmetro da estaca

$$\bar{a}_0 =$$

- Pré-moldada de concreto ou Metálica.
 Franci.
 Escavada a céu aberto
 Raiz

Tipo de estaca

Primeira Coluna: Número de golpes nos últimos 30 cm
 Segunda Coluna: tipo de solo: 1- Argila silteosa, 2- Silte argiloso, 3- Argila arenosa, 4- silte arenoso, 5- areia argilosa, 6- Areia silteosa, 7- Areia, 8- Areia com pedregulhos

$$N = X^{(1)} \quad Y = X^{(2)}$$

$\alpha \leftarrow$ <pre> for i ∈ 1..rows(X) α_{i,1} ← 110 if Y_{i,1} = 1 otherwise α_{i,1} ← 160 if Y_{i,1} = 2 otherwise α_{i,1} ← 210 if Y_{i,1} = 3 otherwise α_{i,1} ← 260 if Y_{i,1} = 4 otherwise α_{i,1} ← 300 if Y_{i,1} = 5 otherwise α_{i,1} ← 360 if Y_{i,1} = 6 otherwise α_{i,1} ← 400 if Y_{i,1} = 7 α_{i,1} ← 440 otherwise for i ∈ 1..rows(X) α_{i,1} ← 100 if Y_{i,1} = 1 otherwise α_{i,1} ← 120 if Y_{i,1} = 2 otherwise α_{i,1} ← 160 if Y_{i,1} = 3 otherwise α_{i,1} ← 210 if Y_{i,1} = 4 otherwise α_{i,1} ← 240 if Y_{i,1} = 5 otherwise α_{i,1} ← 300 if Y_{i,1} = 6 otherwise α_{i,1} ← 340 if Y_{i,1} = 7 α_{i,1} ← 380 otherwise for i ∈ 1..rows(X) α_{i,1} ← 100 if Y_{i,1} = 1 otherwise </pre>	<pre> if T = 1 </pre> <p style="text-align: center;">if T = 2</p> <p style="text-align: center;">if T = 3</p>	$\beta \leftarrow$ <pre> for i ∈ 1..rows(X) β_{i,1} ← 0.4 if T = 1 ∨ 3 otherwise β_{i,1} ← 0.5 if T = 2 β_{i,1} ← 0.6 otherwise β </pre>
--	---	--

```

alpha_{i,1} ← 110 if Y_{i,1} = 2
otherwise
  alpha_{i,1} ← 130 if Y_{i,1} = 3
  otherwise
    alpha_{i,1} ← 160 if Y_{i,1} = 4
    otherwise
      alpha_{i,1} ← 200 if Y_{i,1} = 5
      otherwise
        alpha_{i,1} ← 240 if Y_{i,1} = 6
        otherwise
          alpha_{i,1} ← 270 if Y_{i,1} = 7
          alpha_{i,1} ← 310
for i = 1 .. rows(X)
  alpha_{i,1} ← 100 if Y_{i,1} = 1
  otherwise
    alpha_{i,1} ← 110 if Y_{i,1} = 2
    otherwise
      alpha_{i,1} ← 140 if Y_{i,1} = 3
      otherwise
        alpha_{i,1} ← 160 if Y_{i,1} = 4
        otherwise
          alpha_{i,1} ← 190 if Y_{i,1} = 5
          otherwise
            alpha_{i,1} ← 220 if Y_{i,1} = 6
            otherwise
              alpha_{i,1} ← 260 if Y_{i,1} = 7
              alpha_{i,1} ← 290

```

$$\frac{\Delta}{\omega} = \pi \frac{D^2}{4} = 0.031$$

$$\frac{\lambda_1}{\omega} = D \cdot \pi = 0.628$$

$$\lambda_r = \cos(4 \cdot D) = 1$$

$$\lambda_b = \cos(1 \cdot D) = 1$$

$$N_b \rightarrow \begin{cases} \text{for } i \in 1..1 \\ N_{b,i,1} \leftarrow \frac{\sum_{n=1}^i N_{n,1} + \sum_{n=i+1}^{i+u-1} N_{n,1}}{i+u} \\ \text{for } i \in 1.. \text{rows}(X) - u \\ N_{b,i,1} \leftarrow \frac{\sum_{n=i-u+1}^i N_{n,1} + \sum_{n=i+1}^{i+u-1} N_{n,1}}{i+u} \\ \text{for } i \in \text{rows}(X) - u + 1.. \text{rows}(X) \\ N_{b,i,1} \leftarrow \frac{\sum_{n=i-u+1}^i N_{n,1} + \sum_{n=1}^{\text{rows}(X)} N_{n,1}}{1 + \text{rows}(X) - i + 1} \end{cases}$$

$$N_i \rightarrow \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(X) \\ N_{i,1} \leftarrow \frac{\sum_{n=1}^i N_{n,1}}{i} \\ N_i \end{cases}$$

$$L \rightarrow \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(X) \\ L_{i,1} \leftarrow i \\ L \end{cases}$$

$$Q_{av} = \overline{(\alpha N_b)} A$$

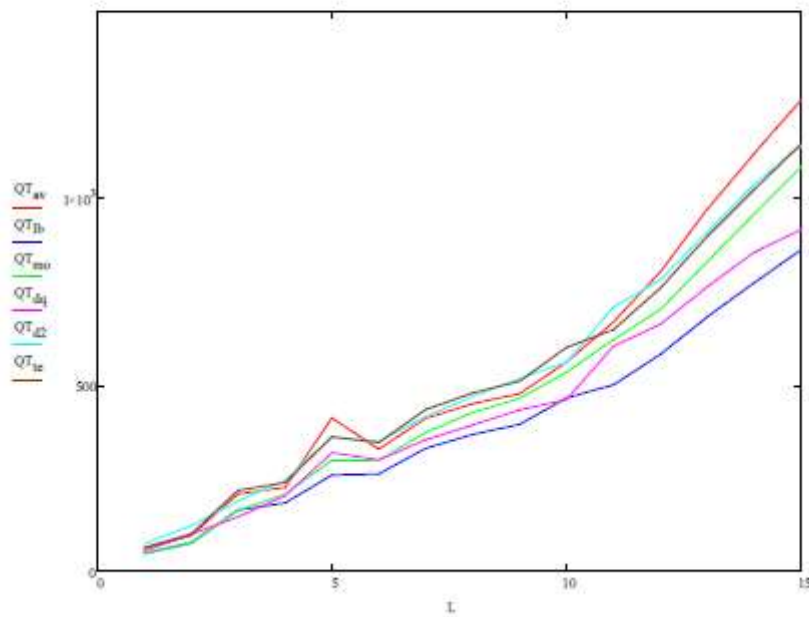
$$Q_i = 10U \cdot \overline{(B N_i L)}$$

	1
1	64.088
2	100.511
3	216.77
4	238.113
5	350.655
6	345.575
7	433.54
8	478.15
9	509.566
10	600.044
11	647.168
12	759.009
13	897.239
14	1022.903
15	1144.796

$$Q_i - Q_j - Q_k$$

$$QT \rightarrow \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(X) \\ QT_{i,1} \leftarrow 0 \text{ if } T = 0 \\ QT_{i,1} \leftarrow Q_{i,1} \text{ otherwise} \\ QT \end{cases}$$

$$QT_{te} = QT$$



	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	62.042	48.093	49.44	54.978	73.827	64.088		
2	2	96.294	76.404	78.603	100.007	123.046	100.531		
3	3	207.453	164.916	163.547	146.61	188.496	216.77		
4	4	225.225	183.675	206.564	202.635	244.521	238.133		
5	5	411.028	258.131	297.796	318.35	360.236	360.655		
6	6	327.875	261.039	297.869	298.977	347.146	345.575		
7	7	409.951	329.939	372.476	352.384	415.214	433.54		
8	8	449.373	366.947	425.701	392.701	468.097	478.15		
9	9	476.194	393.893	463.178	433.018	516.792	509.566		
10	10	560.532	464.839	533.502	460.245	560.774	600.044		
11	11	667.705	499.812	620.439	603.188	707.906	647.168		
12	12	802.704	581.209	701.435	661.831	781.209	759.009		
13	13	969.298	681.778	829.185	762.362	908.967	897.239		
14	14	1118.658	772.927	957.484	854.515	1036.726	1022.903		
15	15	1262.274	861.174	1083.525	915.253	1139.351	1144.796		
16									
17									
18									

Tab - for $i \in 1..rows(X)$

Tab⁽¹⁾ ← L

Tab⁽²⁾ ← QT_{av}

Tab⁽³⁾ ← QT_{fb}

Tab⁽⁴⁾ ← QT_{mo}

Tab⁽⁵⁾ ← QT_{dq}

Tab⁽⁶⁾ ← QT_{d2}

Tab⁽⁷⁾ ← QT_{te}

Tab

ANEXO A – Estudo Preliminar – Planta de Situação

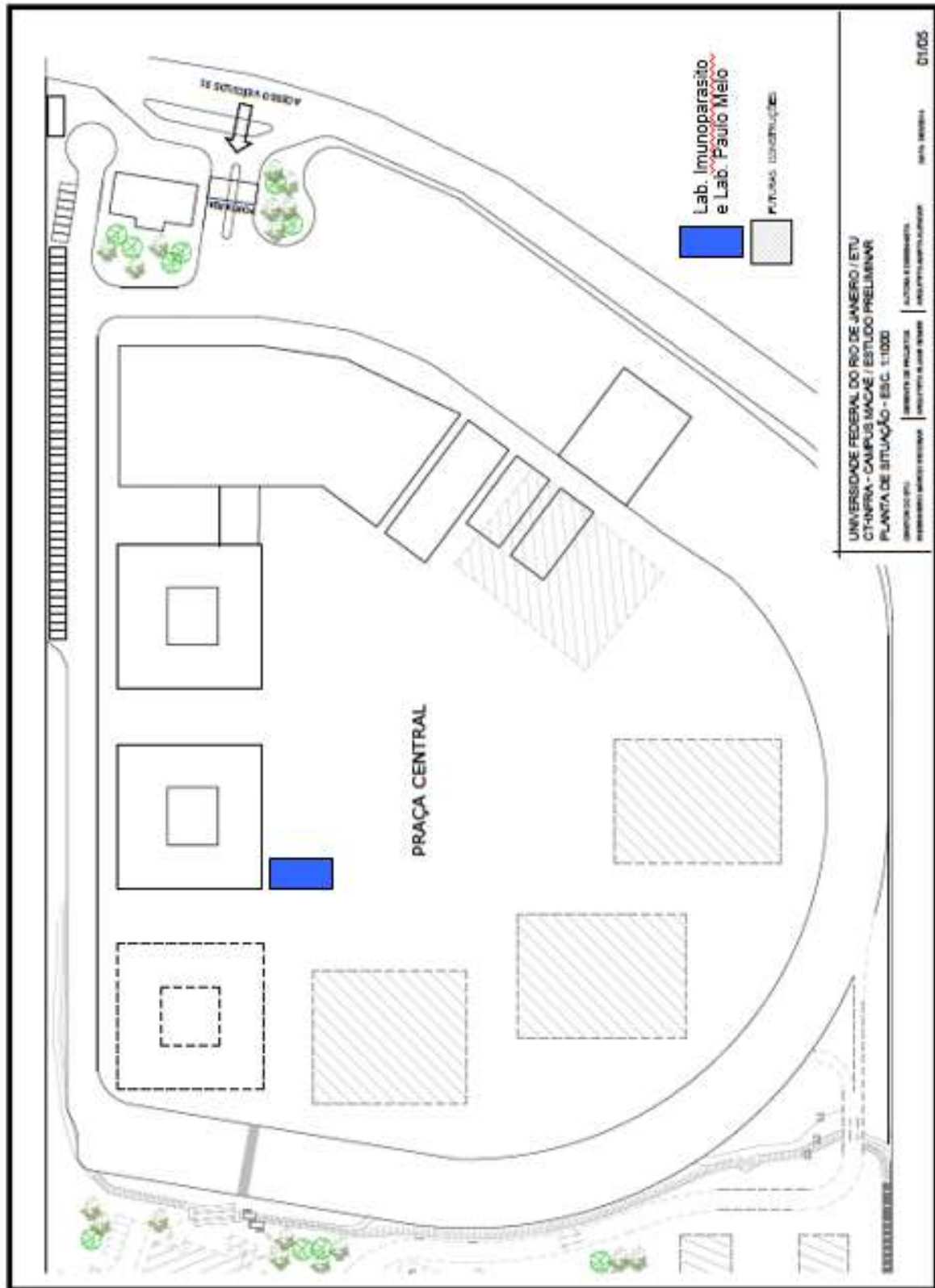


Figura A.1 -- Planta de situação do Campus, Arquivo da UFRJ.

ANEXO B - Croqui de Locação

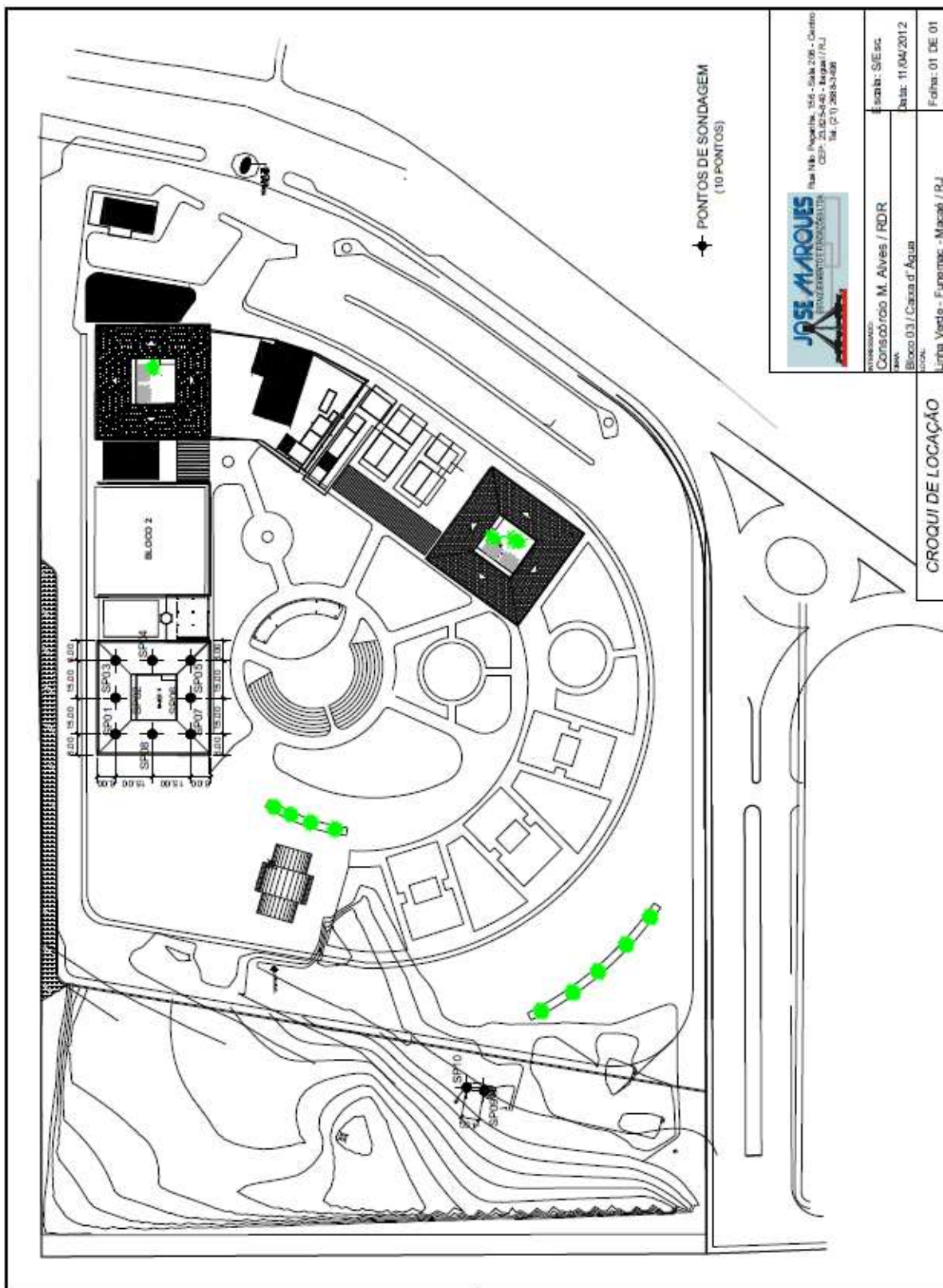


Figura B.1 - Localização das sondagens, Arquivo da UFRJ.

ANEXO C – SONDAGEM COMPLETA

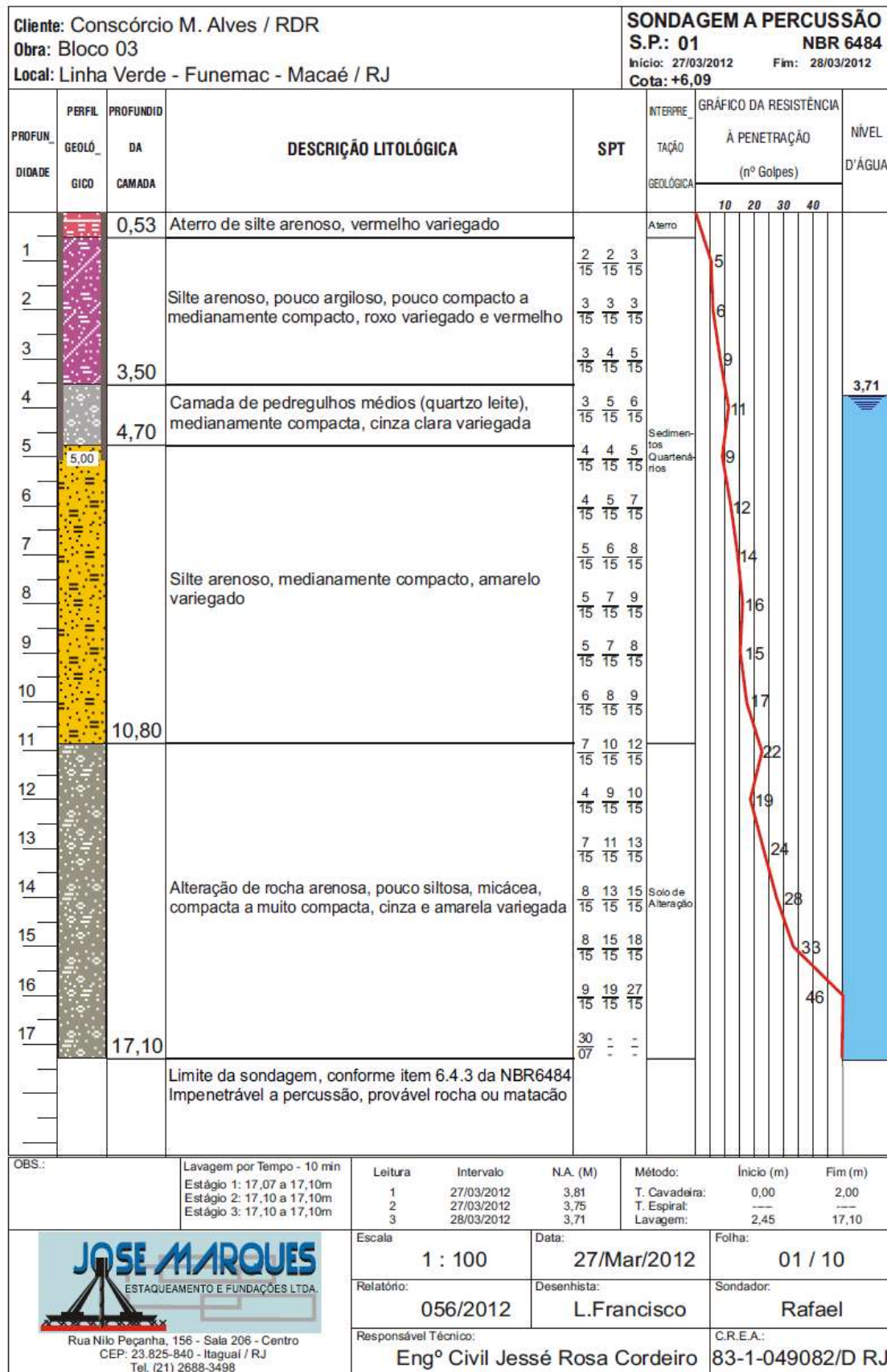


Figura C.1 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 01, Arquivo da UFRJ.

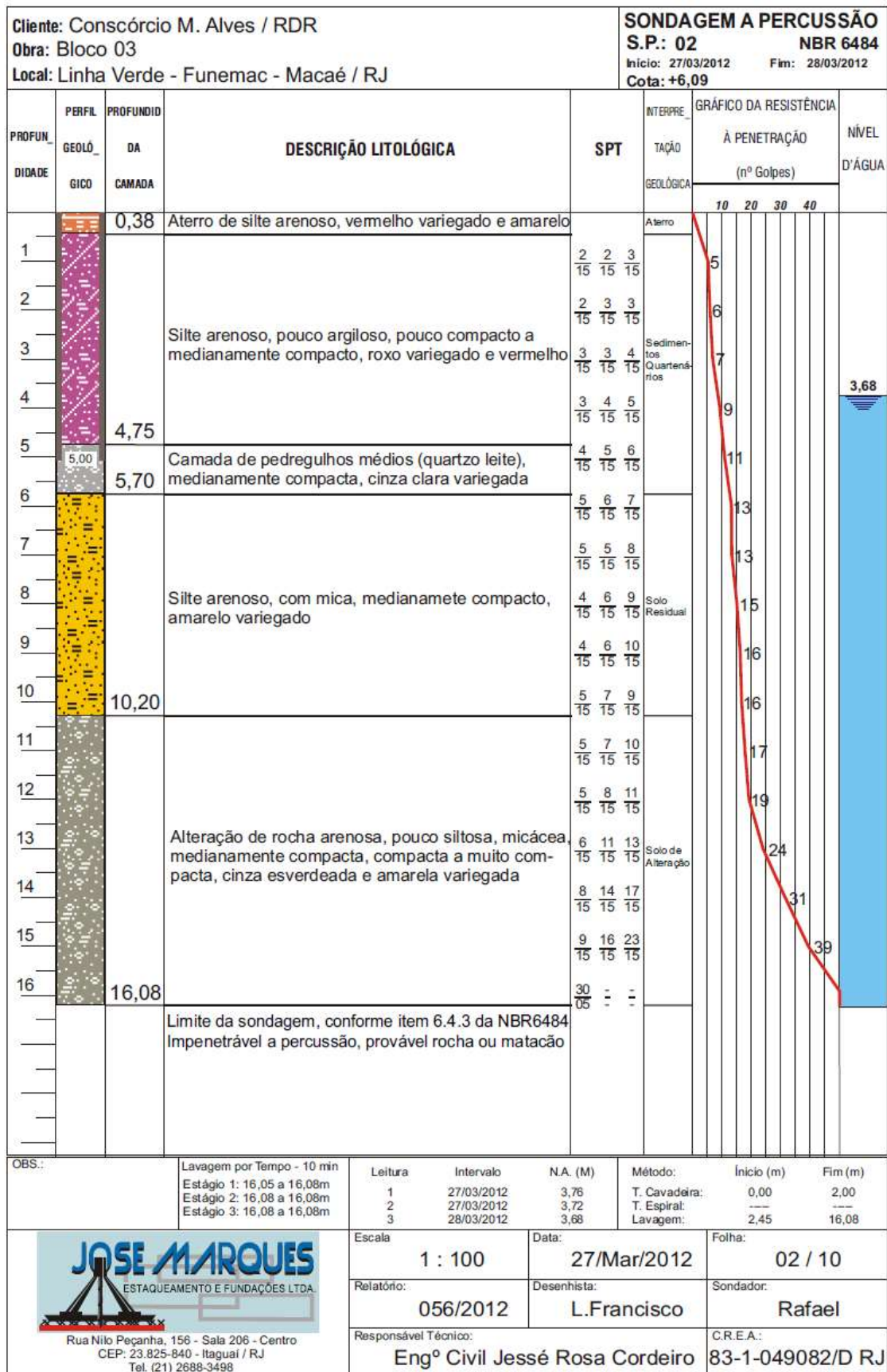


Figura C.2 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 02, Arquivo da UFRJ.

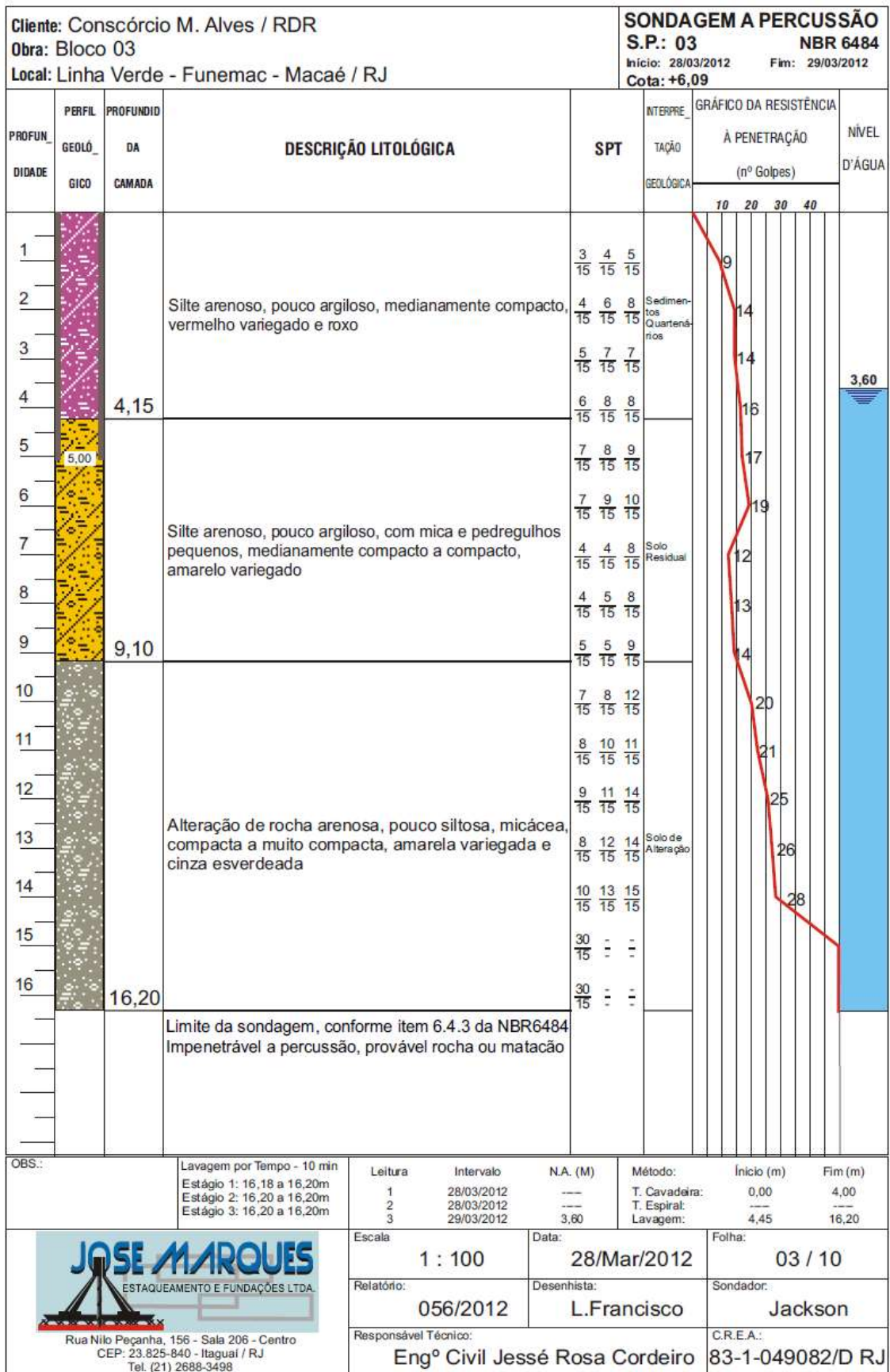


Figura C.3 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 03, Arquivo da UFRJ.

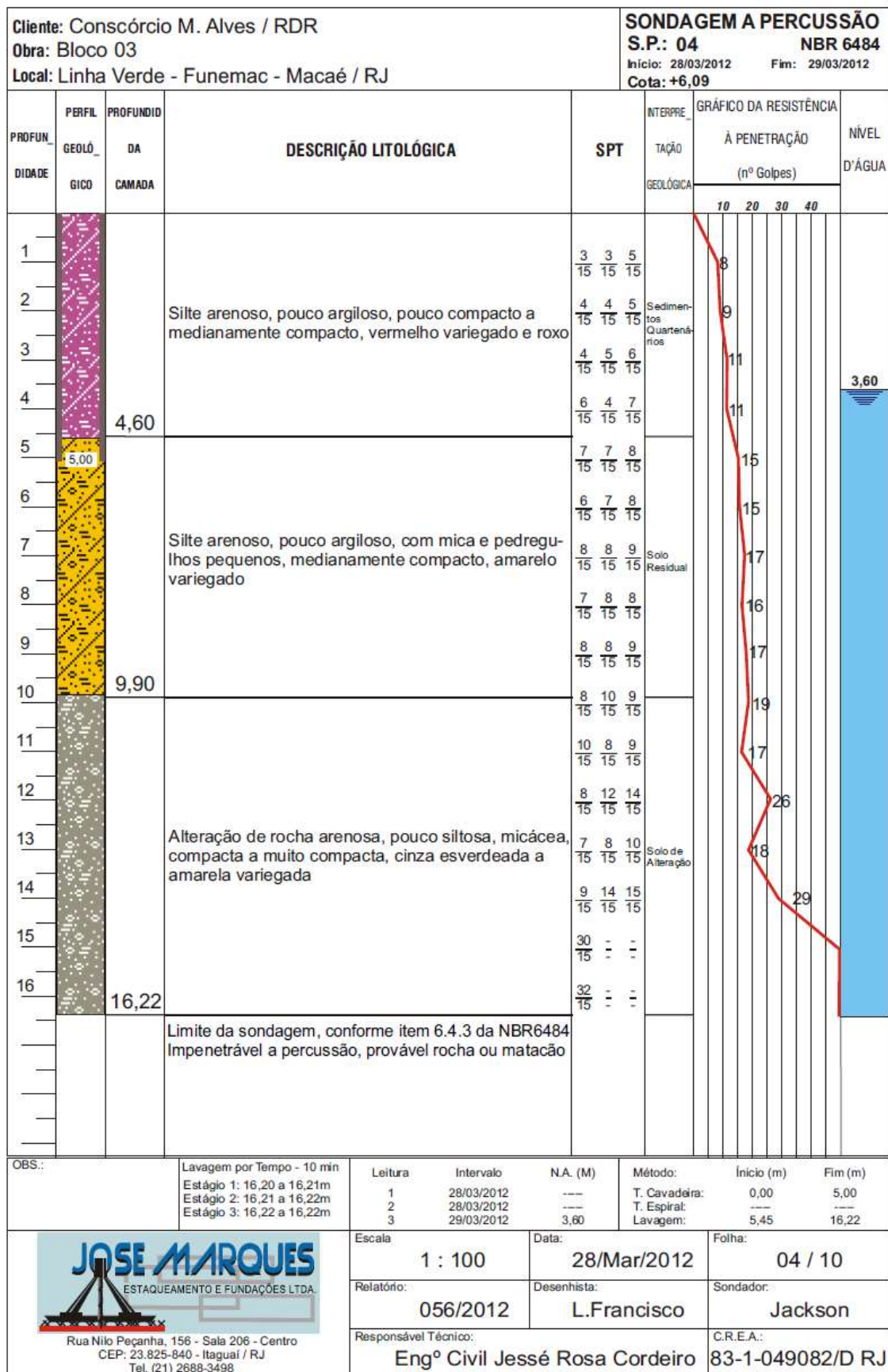


Figura C.4 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 04, Arquivo da UFRJ.

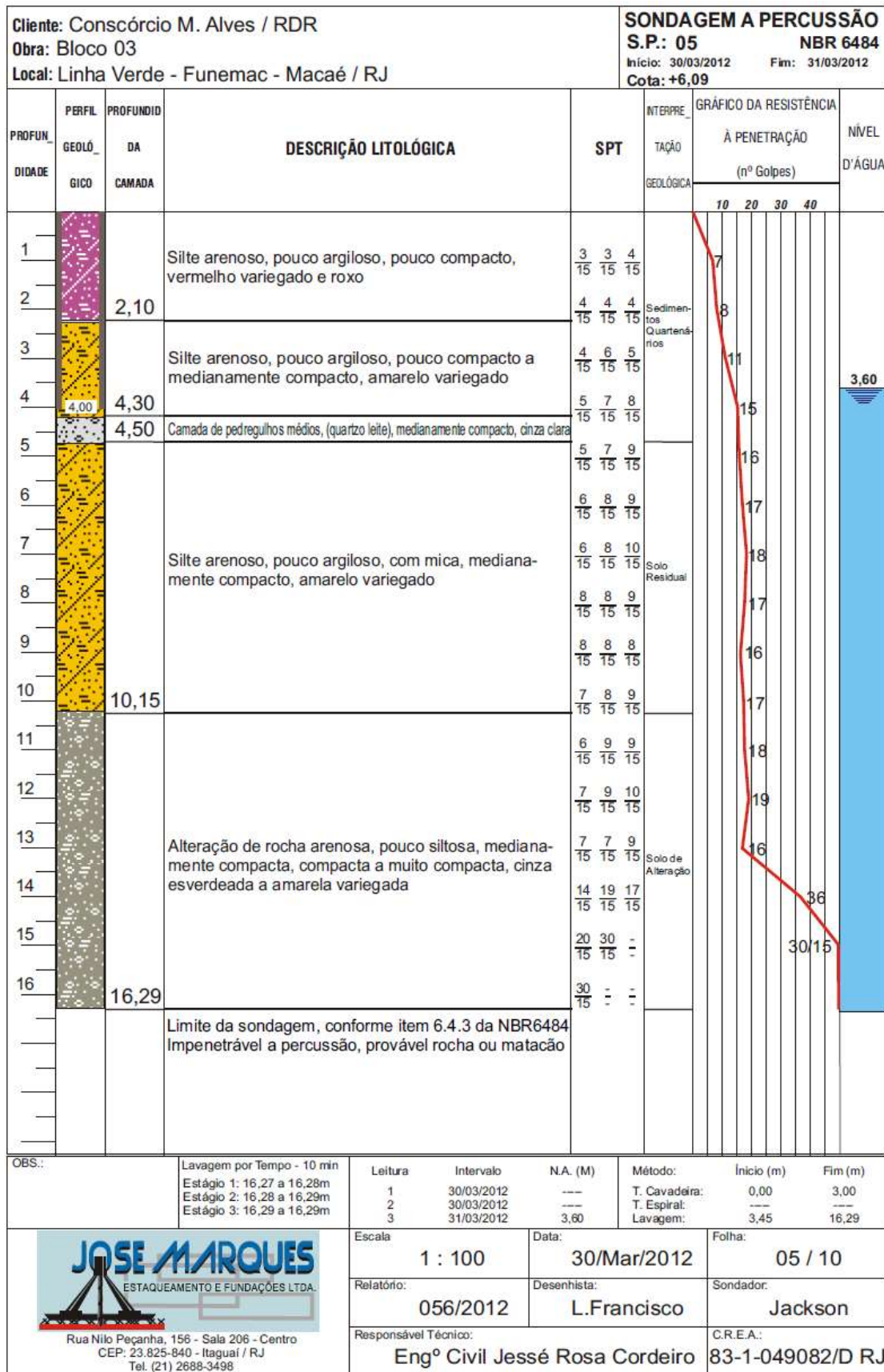
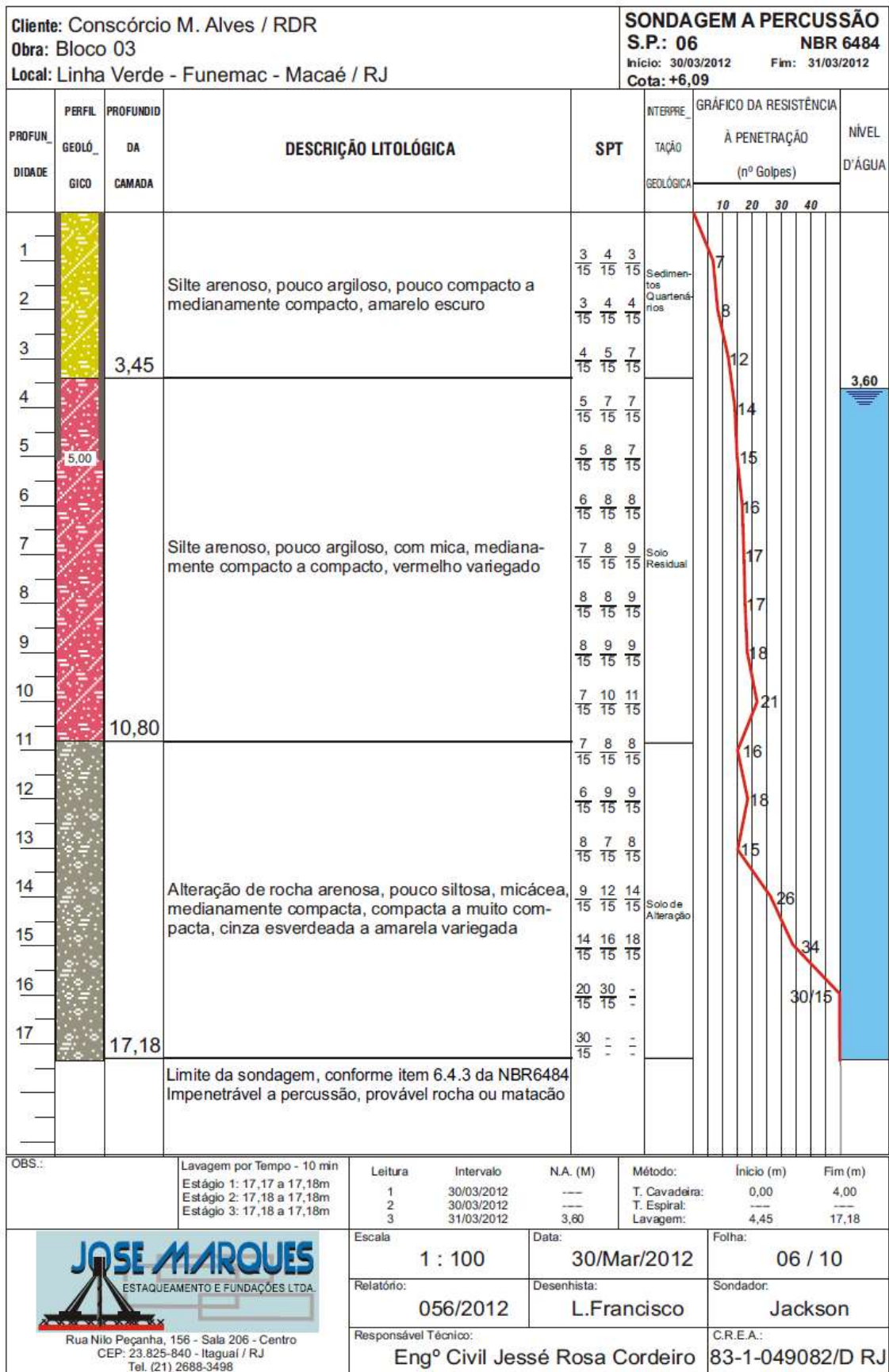


Figura C.5 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 05, Arquivo da UFRJ.



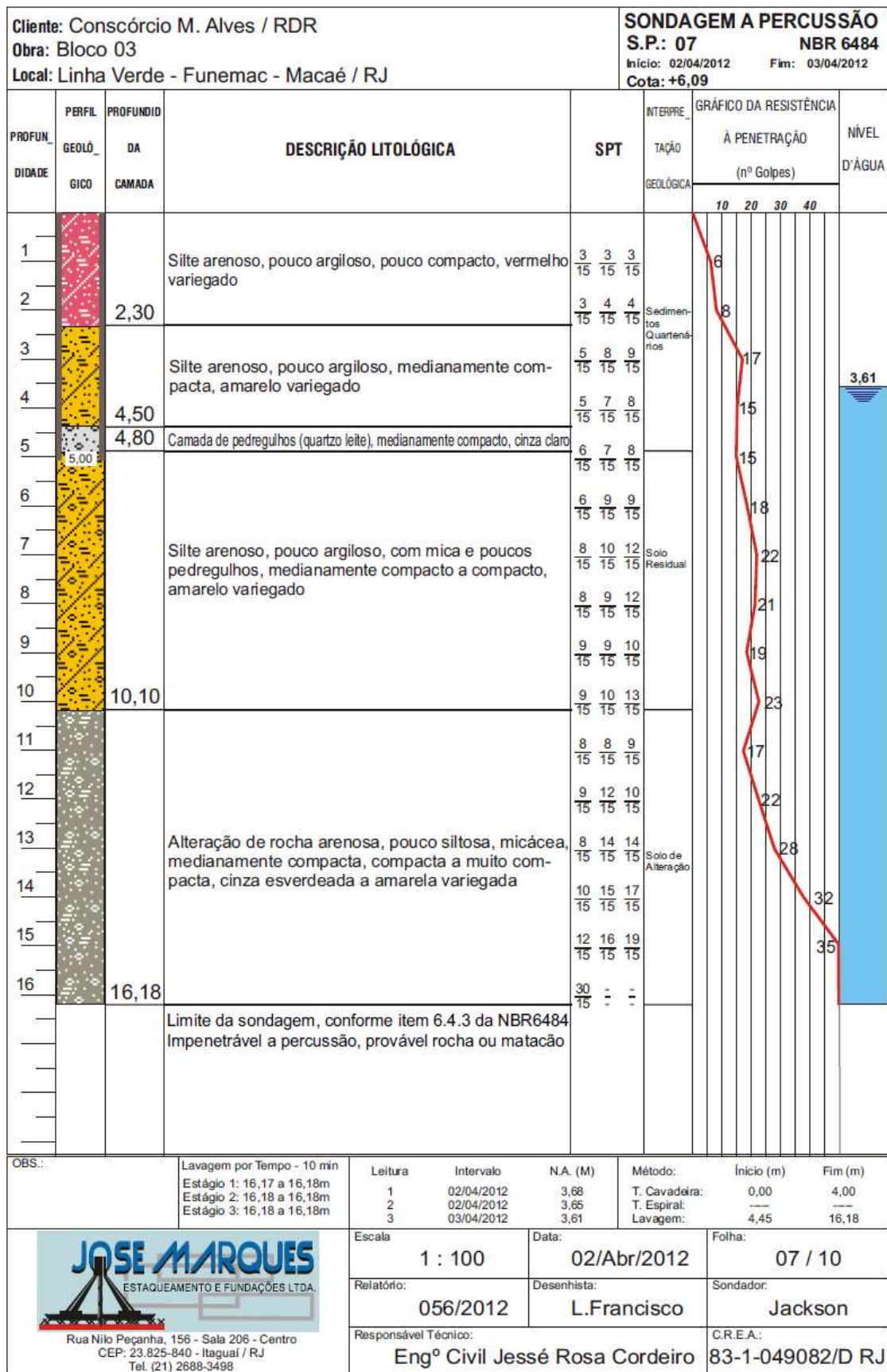


Figura C.7 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 07, Arquivo da UFRJ.

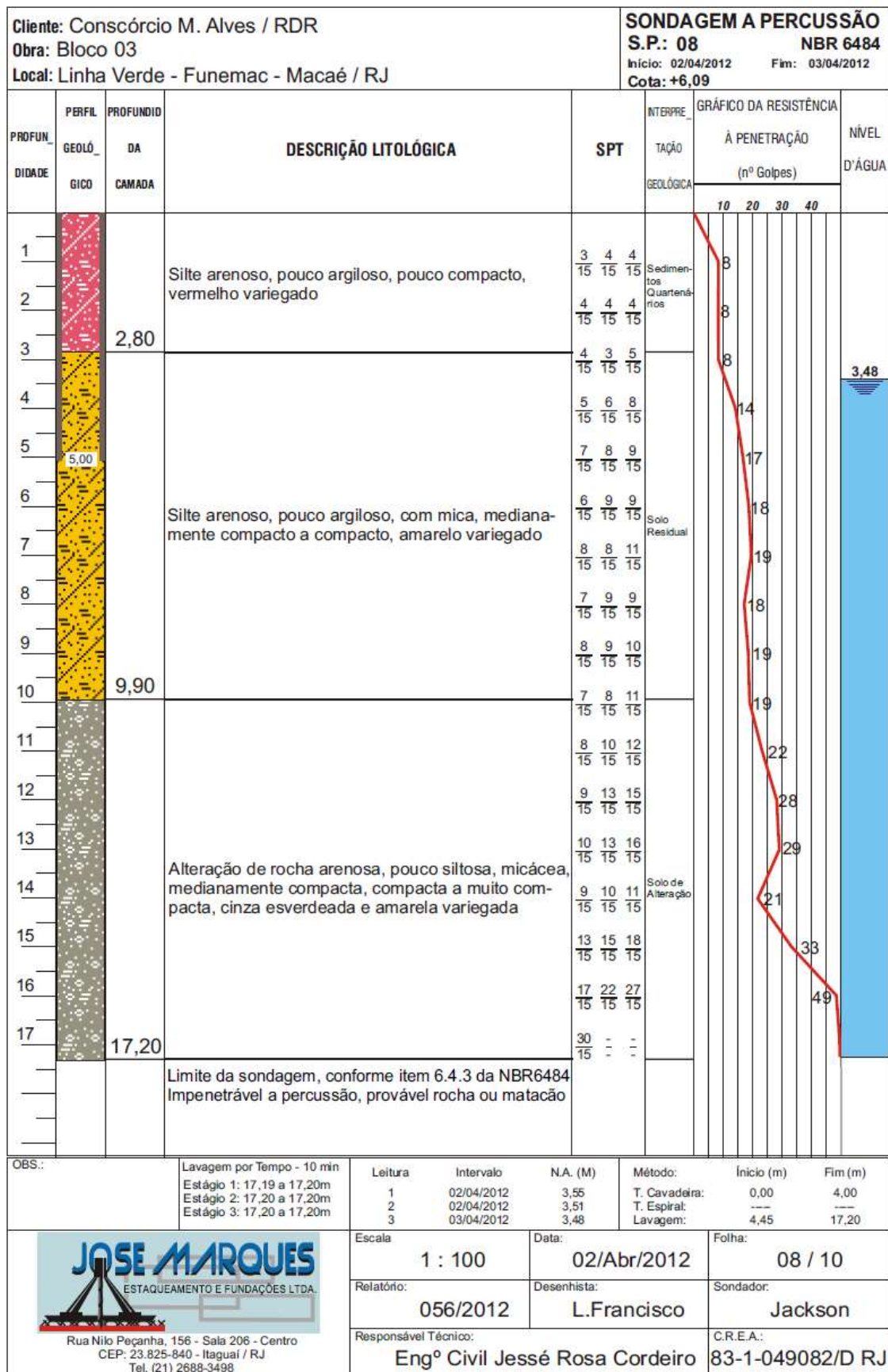


Figura C.8 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 08, Arquivo da UFRJ.

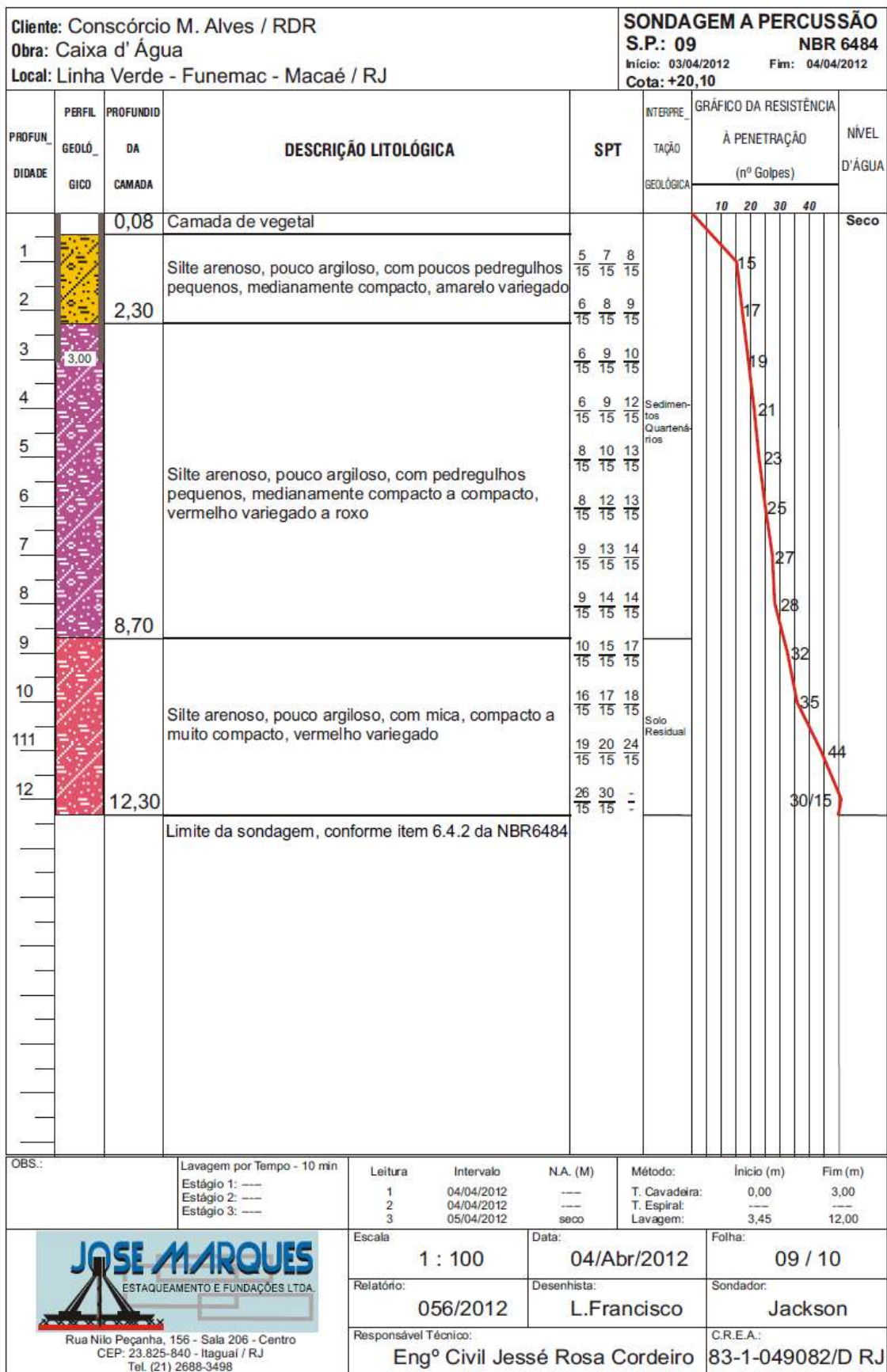


Figura C.9 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 09, Arquivo da UFRJ.

