

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

WILLIAN FRANCISCO BERTUZZI

AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE
CARGA DE ESTACAS EM SOLO ARENOSO

Joinville

2017

WILLIAN FRANCISCO BERTUZZI

AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE
CARGA DE ESTACAS EM SOLO ARENOSO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, Centro de Joinville.

Orientadora: MSc. Helena Paula Nierwinski.

Joinville

2017

WILLIAN FRANCISCO BERTUZZI

**AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE
CARGA DE ESTACAS EM SOLO ARENOSO**

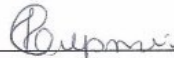
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro de Infraestrutura.

Joinville (SC), 14 de junho de 2017.

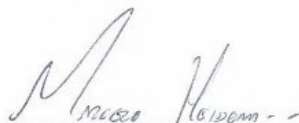


MSc. Valéria Benack
Coordenadora do Curso de Engenharia de Infraestrutura

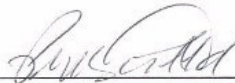
Banca Examinadora:



MSc. Helena Paula Nierwinski
Orientadora



Dr. Marcelo Heidemann
Membro



MSc. Priscilla Amadi Klahold
Membro

*Aos meus pais, Edemilson e Salete,
meus exemplos de vida.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida e a oportunidade do estudo.

Aos meus pais, Edemilson e Salete, pelo apoio e esforço incondicional ao longo desses anos, pela minha formação como pessoa e valores aprendidos. Serão sempre os melhores exemplos serem seguidos e sem vocês nada disso teria acontecido.

A minha namorada, Tamara de Fragas, que sempre acreditou em mim e me apoiou em todos os momentos de minha graduação. Obrigado pelo amor, carinho e companheirismo ao longo desse tempo.

Ao meu irmão, Wesley, pela amizade, companheirismo e por todos os momentos vividos ao longo de nossas vidas.

A minha orientadora, MSc. Helena Paula Nierwinski, pela orientação, sua compreensão e dedicação prestada inclusive aos fins de semana, e seu ensinamento que em muito acrescentaram na realização deste trabalho.

Aos meus amigos adquiridos na cidade ao longo desses anos.

A todos os professores do curso de Engenharia de Infraestrutura pelos seus conhecimentos transmitidos.

A todos os citados: os meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

BERTUZZI, W.F. **Avaliação das metodologias de estimativa de capacidade de carga de estacas em solo arenoso**. 2017. 96 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville, 2017.

Na engenharia geotécnica, em especial no projeto de fundações, saber prever o comportamento de uma estaca perante seu carregamento é indispensável para a boa prática da engenharia civil. Essa estimativa pode ser realizada por métodos semi-empíricos, analíticos ou através de provas de carga. Fundamentado a isso, o presente trabalho tem como objetivo avaliar três metodologias semi-empíricas propostas Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1979) e o método UFRGS Lobo (2005), e duas metodologias teóricas propostas por Terzaghi (1943) e Vésic (1972), e compara-las com o resultado da prova de carga executada em um campo experimental, em solo arenoso, desenvolvido em Araquari-SC. As metodologias foram avaliadas partindo da definição do perfil geotécnico do local, sendo este definido com base nos ensaios de campo, divulgados pelo site do Campo Experimental, e dos ensaios de laboratório executados no trabalho de Lavallo (2017). Ao longo do trabalho são discutidos os resultados dos ensaios realizados e a capacidade de carga avaliada em profundidades distintas, considerando-se as diferentes metodologias empíricas e teóricas empregadas. O valor da tensão admissível definida pela prova de carga foi obtido através da extrapolação da curva carga *versus* recalque e seu valor ficou próximo a 4500kN. Quanto aos resultados das metodologias propostas, ambos os métodos teóricos (Terzaghi e Vésic) ultrapassaram os valores obtidos através da prova de carga, enquanto que os semi-empíricos se apresentaram mais conservadores. A metodologia que mais se aproximou do resultado da prova de carga foi o método proposto por Decourt e Quaresma (1978), com valor próximo a 15% abaixo do valor da prova de carga. O método proposto pela UFRGS (Lobo (2005)) apresentou valor próximo a 30% abaixo da prova de carga e a metodologia que se apresentou mais conservadora foi a proposta por Aoki e Velloso (1975), com valores chegando a 48% abaixo do admissível da prova de carga.

Palavras-Chave: Fundações profundas. Prova de carga. Campo Experimental. Previsão de capacidade de carga.

ABSTRACT

BERTUZZI, W.F. **Evaluation of methodologies for estimating the load capacity of pile in sandy soil** . 2017. 96 p. Completion of course word –Engenharia de Infraestrutura Engineering, Federal University of Santa Catarina, Technological Center of Joinville, 2016.

In geotechnical engineering, especially in foundations project, knowing how to predict the behavior of piles before loading it is indispensable for civil engineering best practice. This estimation can be performed by semi-empirical, analytical methods or through load tests. Based on this, the present work aims to evaluate three semi-empirical methodologies proposed by Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1979) and the UFRGS method Lobo (2005), as well two theoretical methodologies proposed by Terzaghi (1943) and Vésic (1972), and compare them with the outcome of the load test performed in an experimental field, in sandy soil, developed in Araquari-SC. The methodologies were evaluated based on the geotechnical profile of the site, which was defined based on the field trials, published by the Experimental Field website, and the laboratory tests performed in Lavallo's work (2017). The results of the tests fulfilled and the load capacity evaluated along the geotechnical profile are discussed throughout the work, regarding the different empirical and theoretical methodologies. The load test value was obtained by extrapolating the load versus settlement curves and its admissible value reached close to 4500kN Regarding the results of the proposed methodologies, both theoretical methods (Terzaghi and Vésic) exceeded the permissible values of the load test, while the semi-empirical ones were more conservative. The methodologies that approached the load test were the method proposed by Decourt and Quaresma (1978) with a value close to 15% below the value of the load test. The method proposed by UFRGS (2005) presented a value close to 30% below the load test and the methodology that presented the most conservative was the one proposed by Aoki and Velloso (1975) with values reaching 48% below the admissible load test .

Keywords: Deep foundations. Load test. Experimental field. Load capacity forecast.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|--|----|
| Figura 1- Representação dos tipos de fundações | 17 |
| Figura 2 - Equipamento para o ensaio SPT | 22 |
| Figura 3 - Ensaio CPT em solo estratificado | 24 |
| Figura 4 - Equipamento do ensaio de prova com reação através de tirantes | 25 |
| Figura 5- Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo | 27 |
| Figura 6 - Esquema da câmara de ensaio triaxial | 29 |
| Figura 7- Estimativa carga de ruptura através da curva carga vs recalque | 43 |
| Figura 8 -Localização de Araquari no estado de Santa Catarina. | 44 |
| Figura 9 -Planta com localização das estacas e ensaios SPT e CPT. | 45 |
| Figura 10- Curva granulométrica entre as profundidades de 3m a 10,7m. | 51 |
| Figura 11 -Curva granulométrica entre as profundidades de 12,0m a 17,0m. | 52 |
| Figura 12- Curva granulométrica entre as profundidades de 18,8m a 21,0m | 53 |
| Figura 13- Curva granulométrica entre as profundidades de 22,4m e 24m. | 54 |
| Figura 14 -Curva de fluidez na amostra de 19m de profundidade..... | 55 |
| Figura 15 - Curva de fluidez na amostra de 21m de profundidade..... | 55 |
| Figura 16- Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 3m | 57 |
| Figura 17 - Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 3m | 58 |
| Figura 18- Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 5m | 58 |
| Figura 19 - Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 5m | 59 |
| Figura 20 - Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 9m | 59 |
| Figura 21- Gráfico $q \times s'$ para a profundidade de 9m | 60 |
| Figura 22 - Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 12m..... | 60 |
| Figura 23 - Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 12m | 61 |
| Figura 24- Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 15,4m..... | 61 |

| | |
|---|----|
| Figura 25- Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 15,4m | 62 |
| Figura 26 - Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 24m..... | 62 |
| Figura 27- Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 24m | 63 |
| Figura 28 - Prova de carga ET-04 | 69 |
| Figura 29 - Comparativo de resistência de ponta entre semi-empiricos..... | 77 |
| Figura 30 - Comparativo de resistência de ponta entre os métodos teóricos..... | 78 |
| Figura 31 - Comparativo de resistência – Métodos semi-empiricos e teóricos..... | 78 |
| Figura 32 - Resistencia lateral – métodos semi-sempiricos e analíticos. | 80 |
| Figura 33 - Resistências de ruptura nas profundidades descritas..... | 81 |
| Figura 34 - Resistências admissíveis nas profundidades descritas | 82 |
| Figura 35 - Resistências admissíveis em 24m. | 83 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Classificação dos solos através do SPT | 22 |
| Tabela 2 - Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros. | 28 |
| Tabela 3– Fatores adimensionais de capacidade de carga | 31 |
| Tabela 4 - Valores típicos de módulo de elasticidade dos solos | 33 |
| Tabela 5 - Valores típicos de coeficiente de Poisson dos solos | 33 |
| Tabela 6 - Fatores da capacidade de carga segundo Vésic. | 34 |
| Tabela 7 - Valores de K e α aplicados ao método de Aoki e Velloso | 36 |
| Tabela 8 - Valores de F1 e F2 em função do tipo de estaca. | 36 |
| Tabela 9 – Coeficiente K em função do tipo de solo | 38 |
| Tabela 10 – Coeficientes K em função do tipo de solo | 38 |
| Tabela 11– Valores dos coeficientes α em função do tipo de estaca e tipo de solo . | 39 |
| Tabela 12 - Valores dos coeficientes β em função do tipo de estaca e tipo de solo . | 39 |
| Tabela 13 – Coeficientes α e β – Método UFGRS..... | 41 |
| Tabela 14 -Características das estacas ensaiadas | 45 |
| Tabela 15 - Quantidade de execução de ensaios de laboratório | 47 |
| Tabela 16 - Resumo limites de Atterberg em 19m e 21m | 56 |
| Tabela 17 - Resumo dos ensaios triaxiais..... | 63 |
| Tabela 18- Valores típicos de ângulo de atrito para areias | 64 |
| Tabela 19 - Descrição do perfil geotécnico | 67 |
| Tabela 20 - Procedimento para definição da carga de ruptura | 68 |
| Tabela 21 - Resultados Aoki e Velloso (1975) para CPTU | 70 |
| Tabela 22- Resultados Aoki e Velloso (1975) para SPT | 71 |
| Tabela 23- Resultados Decourt e Quaresma (1979)..... | 72 |

| | |
|--|--------------------------------------|
| Tabela 24- Resultados Método UFRGS (2005)..... | Erro! Indicador não definido. |
| Tabela 25 - Resistência lateral | 74 |
| Tabela 26- Capacidade de carga de ponta proposta por Terzaghi (1943) | 75 |
| Tabela 27 - Resultados método de Terzaghi (1943) | 75 |
| Tabela 28 - Capacidade de carga de ponta proposta por Vésic (1979) | 76 |
| Tabela 29 - Resultados com análises paramétricas | 76 |

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 OBJETIVOS | 16 |
| 1.1.1 Objetivo Geral | 16 |
| 1.1.2 Objetivos Específicos | 16 |
| 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 17 |
| 2.1 FUNDAÇÕES | 17 |
| 2.1.1 Fundações rasas | 18 |
| 2.1.2 Fundações profundas..... | 18 |
| 2.1.2.1 Estacas pré-moldadas..... | 19 |
| 2.1.2.2 Estaca hélice contínua | 19 |
| 2.1.2.3 Estaca escavada | 20 |
| 2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA | 20 |
| 2.2.1 Ensaio de Campo | 21 |
| 2.2.1.1 Ensaio SPT (Standard Penetration Test) | 21 |
| 2.2.1.2 Ensaio CPT | 23 |
| 2.2.1.3 Ensaio de prova de carga estática | 25 |
| 2.2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO..... | 26 |
| 2.2.2.1 Umidade natural | 26 |
| 2.2.2.2 Análise Granulométrica | 26 |
| 2.2.2.3 Limites de Atterberg | 27 |
| 2.2.2.4 Ensaio Triaxial | 28 |
| 2.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA | 29 |
| 2.3.1 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS..... | 30 |
| 2.3.1.1 Solução de Terzaghi..... | 30 |
| 2.3.1.2 Método de Vésic..... | 31 |
| 2.3.1.3 Resistência lateral | 34 |
| 2.3.2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS | 35 |
| 2.3.2.1 Método Aoki e Velloso..... | 35 |
| 2.3.2.2 Método Decourt e Quaresma | 37 |
| 2.3.2.3 Método Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) | 40 |
| 2.3.3 FATORES DE SEGURANÇA..... | 41 |

| | |
|---|-----------|
| 2.3.4 INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA..... | 42 |
| 3. METODOLOGIA | 44 |
| 3.1 DESCRIÇÃO DO LOCAL..... | 44 |
| 3.3 ENSAIOS REALIZADOS | 45 |
| 3.4 METODOLOGIA DE ANÁLISE..... | 47 |
| 4. RESULTADOS E ANÁLISES DA PESQUISA..... | 49 |
| 4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA | 49 |
| 4.1.1 Ensaio SPT | 49 |
| 4.1.2 Ensaio CPTU..... | 50 |
| 4.1.3 Ensaios de Granulometria | 50 |
| 4.1.4 Limites de Atterberg | 54 |
| 4.1.5 Ensaios Triaxiais | 56 |
| 4.1.6 Umidade natural | 64 |
| 4.1.7 Peso específico do solo..... | 65 |
| 4.1.8 Definição do perfil geotécnico da área | 65 |
| 4.2 RESULTADO DA PROVA DE CARGA | 68 |
| 4.3 SEMI-EMPÍRICOS | 69 |
| 4.3.1 Aoki e Velloso (1975) | 70 |
| 4.3.1.1 Aoki e Velloso (1975) – Ensaio CPTU..... | 70 |
| 4.3.1.2 Aoki e Velloso (1975) – Ensaio SPT..... | 71 |
| 4.3.2 Decourt e Quaresma (1979)..... | 72 |
| 4.3.3 Método UFRGS (2005)..... | 73 |
| 4.4 MÉTODOS TEÓRICOS | 73 |
| 4.4.1 Resistência Lateral | 74 |
| 4.4.2 Resistência de ponta pela metodologia de Terzaghi (1943)..... | 74 |
| 4.4.3 Resistência de ponta pela metodologia de Vésic (1979)..... | 75 |
| 4.5 COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS | 77 |
| 5. CONCLUSÃO | 84 |
| 5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS | 84 |
| 5.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 85 |
| REFERÊNCIAS | 86 |
| APÊNDICES..... | 88 |
| ANEXOS | 92 |

1. INTRODUÇÃO

Com o aumento do porte das obras de engenharia e conseqüentemente suas exigências quanto à transferência de cargas ao solo, a previsão do comportamento dos elementos de fundação perante os carregamentos impostos, vem sendo tema de estudos no país. No âmbito da geotecnia, o comportamento das fundações pode ser avaliado através de provas de carga, que estudam a interação solo-fundação verificando a capacidade de suporte do elemento e os deslocamentos sofridos em relação à carga aplicada (VELLOSO e LOPES, 2010).

Embora a execução de provas de carga seja uma prática prevista pela Norma Brasileira de Fundações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 6122:2010), algumas vezes se enfrenta dificuldades para se implantar a técnica em todas as obras, em função do custo e equipamentos necessários para o ensaio. Além disso, o número de provas de carga previsto na norma nem sempre resolve todas as dúvidas do engenheiro projetista frente à heterogeneidade dos solos.

Desta forma, segundo Lobo (2005), tornou-se prática comum no desenvolvimento de projetos de fundações, o uso de correlações semi-empíricas, relacionando diretamente os resultados de ensaios de campo Standard Penetration Test (SPT) e o ensaio Cone Penetration Test (CPT) com o desempenho do elemento de fundações (capacidade de carga e deformação).

Para as fundações compostas por estacas, especificamente, os métodos empíricos permitem que seja estimada a capacidade de carga em cada profundidade do terreno, dependendo das características do solo do local (determinadas através dos ensaios de campo). Esta metodologia permite que o engenheiro defina o seu comprimento e conjunto de estacas para cada bloco, em função das cargas estruturais. Sendo assim é possível escolher o tipo de estaca que melhor atenda as condições geotécnicas e estruturais da obra (HACHICH et al., 1998).

Além da estimativa do desempenho de uma estaca através de correlações empíricas, é possível se realizar estimativas através de métodos teóricos. Estes

métodos buscam encontrar uma solução teórica para o tipo de ruptura de uma estaca. Dentre estes métodos destacam-se a solução proposta por Terzaghi e Vesic (VELLOSO e LOPES, 2010). Para aplicação destes métodos são necessários resultados de ensaios de laboratório, como por exemplo, o ensaio triaxial. Pela dificuldade em se realizar estes ensaios a cada profundidade, esta metodologia acaba sendo menos utilizada.

Para o presente trabalho serão utilizados dados provenientes do Campo Experimental de Araquari-SC. Este local constitui-se num local de estudo e pesquisa montado em parceria com diversas universidades e empresas privadas. O intuito deste Campo experimental é promover a pesquisa e desenvolvimento do conhecimento na área de fundações profundas em solos arenosos.

Os resultados dos ensaios realizados no Campo Experimental são disponibilizados através de um site público, com acesso aberto aos dados dos ensaios realizados no local. São disponibilizados resultados de ensaios de campo, como o Standard Penetration Test (SPT) e o ensaio Cone Penetration Test (CPT), além de ensaios de caracterização (granulometria metro a metro) e provas de carga realizadas em estacas instrumentadas.

Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo analisar a capacidade de carga de uma estaca com base em diferentes metodologias de previsão e comparar os valores estimados com aquele obtido através das provas de carga. Serão adotadas metodologias semi-empíricas como o método de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) apud Velloso e Lopes (2010)¹ e Método UFRGS (LOBO, 2005) avaliando suas diferenças e proximidades dos valores obtidos por meio de prova de carga. Além disso, será realizada uma estimativa de capacidade de carga utilizando-se metodologias teóricas. Para isto, serão utilizados dados de ensaios triaxiais executados em amostras de solo de diferentes profundidades.

Os métodos de estimativa de capacidade de carga são baseados em formulações consagradas da Mecânica dos Solos e sua determinação será realizada através de planilhas de cálculo que correlacionarão os dados dos ensaios de campo com as características da estaca. Os métodos teóricos, por sua vez, combinarão dados dos ensaios triaxiais com as informações da estaca. Os resultados dos

¹ Este trabalho não teve acesso direto as obras que apresentam os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978), sendo a fonte bibliográfica deste Velloso e Lopes (2010).

ensaios triaxiais serão obtidos em parceria com o programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar as metodologias de capacidade de carga de estacas em solo arenoso através de métodos semi-empíricos e teóricos, e compará-los com os resultados obtidos através de prova de carga.

1.1.2 Objetivos Específicos

- I. Avaliar a caracterização geotécnica da área, com base em resultados de ensaios de campo e de laboratório;
- II. Realizar um estudo de caso aplicado a um solo tipicamente arenoso aplicando três métodos semi-empíricos e dois métodos teóricos de estimativa de capacidade de carga de estacas;
- III. Realizar o comparativo das metodologias propostas com o ensaio de prova de carga realizado no campo experimental de Araquari-SC;
- IV. Desenvolver análise e discussão dos resultados avaliando os resultados obtidos através de metodologias empíricas e teóricas comparando-as entre si e sua aproximação com o resultado obtido através da prova de carga.

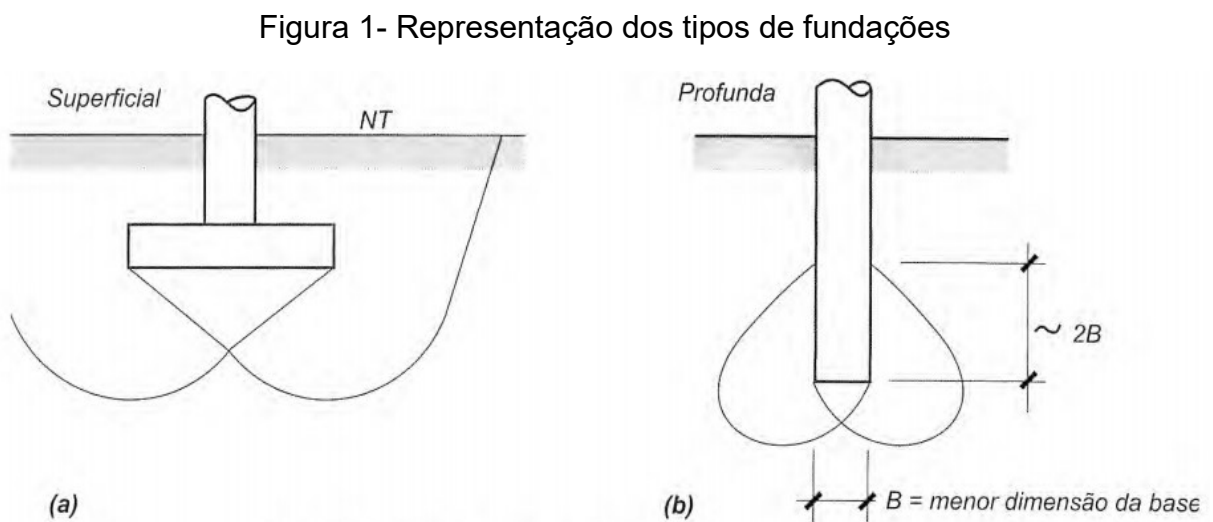
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 FUNDAÇÕES

Fundações são estruturas que transmitem cargas ao solo sob o qual estão apoiadas e podem ser reunidas em dois grandes grupos: fundações superficiais e fundações profundas.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a distinção entre os dois grupos se dá pelo critério arbitrário de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura da base não surge na superfície do terreno.

A ABNT NBR 6122:2010 determina que as fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão (Figura 1b), e a pelo menos 3 m de profundidade.



Fonte: ABNT (2010)

Não satisfazendo esse critério a fundação é caracterizada como fundação do tipo superficial (Figura 1a) e que, segundo a ABNT NBR 6122:2010, é um elemento de fundação cuja carga é transmitida pelas tensões distribuídas sob a base da

fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

2.1.1 Fundações rasas

Segundo Velloso e Lopes (2010), quanto aos tipos de fundações rasas, caracterizam-se os tipos:

- **Bloco:** Elemento de fundação de concreto simples dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto sem a necessidade de armadura.
- **Sapata:** Elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas por armadura especialmente disposta para este fim.
- **Sapata Corrida:** Sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento.
- **Grelha:** Elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares.
- **Sapata associada:** Sapata que recebe mais de um pilar.
- **Radier:** Elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

2.1.2 Fundações profundas

Conforme a ABNT NBR 6122:2010, o termo fundação profunda se aplica ao elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por combinação de ambas. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e tubulões.

Diferentemente de tubulão em que há a necessidade de descida de pessoas na etapa final de alargamento da base ou limpeza do fundo da escavação, as estacas, segundo ABNT NBR 6122:2010, são elementos de fundação profunda, executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase da sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem

ser: madeira, aço, concreto protendido, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores.

2.1.2.1 Estacas pré-moldadas

Uma das vantagens desse elemento de fundação é sua praticidade, pois o elemento já chega pronto para o uso no local da obra. Possui boa qualidade do concreto devido ao controle sobre o processo de moldagem, pega e cura. Como possível desvantagem cita-se a dificuldade de adaptação às variações do terreno e processos de corte e emenda de estacas.

2.1.2.2 Estaca hélice contínua

Esse tipo de estaca de concreto é moldado *in loco* e executado mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo. Em seguida, ocorre a injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada. A armação sempre é colocada após a concretagem (ABNT NBR 6122:2010).

Esse tipo de estaca permite o controle na execução através de dispositivos instalados no equipamento, informando ao longo do seu processo de execução dados como comprimento da estaca, inclinação, pressão do concreto, velocidade de penetração do trato e de execução, além de estimativa de volume de concreto consumido.

As vantagens desse tipo de execução é a alta produtividade atingindo valores profundos no terreno em um curto período de tempo. Pode ser executado em qualquer tipo de solo e abaixo do nível da água. Além disso, com a ausência de vibrações impostas ao terreno torna-se uma alternativa interessante para construções em áreas urbanas. Almeida Neto (2002) cita como possíveis desvantagens desse tipo de estaca a difícil execução em solos moles devido aos possíveis alargamentos ou estreitamento do fuste e somados a isso, a qualidade de execução ser sujeita a sensibilidade do operador da perfuratriz na execução da hélice contínua.

2.1.2.3 Estaca escavada

Estacas escavadas são executadas por uma perfuração ou escavação no terreno, com a retirada do material escavado, que em seguida é preenchido com concreto. As escavações podem ter as paredes estabilizadas ou não. No caso de se ter a estabilização, esta geralmente é realizada pela inserção de um fluido estabilizante. Esse fluido normalmente é a lama bentonítica, mas, em alguns casos, a pode-se ter a utilização de um polímero.

Conforme Hachich et. al. (1998), o processo executivo se dá inicialmente pela escavação e preenchimento simultâneo da abertura com o fluido estabilizante. Depois dessa etapa, ocorre a colocação da armadura dentro da escavação, e por fim, o lançamento do concreto, de baixo para cima, expulsando o fluido estabilizando, que é bombeado de volta para depósitos.

Como possíveis vantagens desse tipo de fundação, apresentam-se a possibilidade de execução em zonas urbanas, pois não produzem perturbações na vizinhança, cargas admissíveis elevadas e fácil adaptação às variações do tipo de terreno. Como possíveis desvantagens citam-se a grande movimentação de maquinários, difícil manutenção do canteiro de obras e mobilização de grandes volumes de concreto. (VELLOSO e LOPES, 2012).

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Numa obra de engenharia civil, em especial na etapa de execução das fundações, é indispensável o reconhecimento do perfil de solo onde se está construindo. Esse tipo de reconhecimento pode ser de forma preliminar e/ou complementar. Para a investigação geotécnica preliminar é comum a realização de sondagens tais como os ensaios de SPT (*Standard Penetration Test*) em maior escala e o CPT (*Cone Penetration Test*), ainda pouco difundido em obras rotineiras.

A investigação complementar pode ser realizada através de ensaios de laboratório ou ensaios especiais (CPTu, *vane test*, dilatômetro, sondagem rotativa) como auxílio para interpretação e caracterização do material. As informações geotécnicas são indispensáveis no projeto e execução em obras de fundações.

2.2.1 Ensaios de Campo

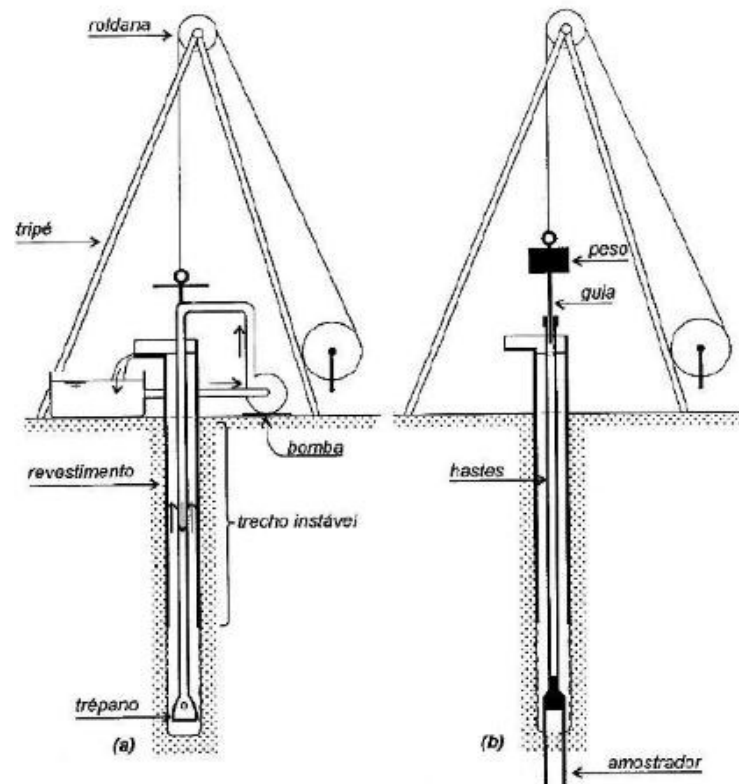
2.2.1.1 Ensaio SPT (Standard Penetration Test)

A sondagem à percussão (SPT) é, sem dúvidas, a forma mais tradicional de investigação geotécnica no Brasil, sendo realizada por inúmeras empresas em todo o território nacional, devido ao seu baixo custo e relativa simplicidade. O ensaio é normatizado pela ABNT NBR 6484:2001 (Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio) e possibilita a obtenção de amostras deformadas de solo a cada metro perfurado, obtenção de um parâmetro de resistência (N_{spt}) e determinação da posição do lençol freático.

A ABNT NBR 6484:2001 descreve que a execução do ensaio se dá pela cravação de um amostrador padrão por meio de golpes de um martelo metálico de 65kg, caindo de 75 cm de altura, conforme ilustra a Figura 2. Anota-se, então, o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador, divididos em três conjuntos de golpes de 15 cm. O resultado do N_{spt} se dá pela soma do número dos golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador padrão.

O processo é repetido de metro em metro retirando-se o amostrador do terreno em cada etapa para identificação tátil-visual do solo. De maneira geral, o ensaio é executado até a profundidade estipulada em projeto ou quando atingir uma camada considerada impenetrável à percussão, de acordo com os critérios definidos pela ABNT NBR 6484:2001.

Figura 2 - Equipamento para o ensaio SPT



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

A ABNT NBR 7250:1982 apresenta uma tabela, que permite a classificação das camadas de solo, identificadas através da sondagem SPT, quanto à sua compacidade ou consistência. Esta classificação se dá pela combinação dos valores dos índices de penetração (N_{spt}) com a identificação tátil-visual do solo extraído pelo amostrador. Esta classificação é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação dos solos através do SPT

| Solo | Índice de resistência à Penetração N_{spt} | Designação |
|----------------------------|--|---------------------------|
| Areias e siltes arenosos | ≤ 4 | Fofa (o) |
| | 5 a 8 | Pouco compacta (o) |
| | 9 a 18 | Medianamente compacta (o) |
| | 19 a 40 | Compacta (o) |
| | > 40 | Muito compacta (o) |
| Argilas e siltes argilosos | ≤ 2 | Muito mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Média (o) |
| | 11 a 19 | Rija (o) |
| | > 19 | Dura (o) |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 7250:1982

Os resultados da sondagem SPT são fornecidos através de um boletim de sondagem, contendo as características dos solos das camadas perfuradas de metro a metro, bem como, a identificação da cota do nível de água encontrado no terreno.

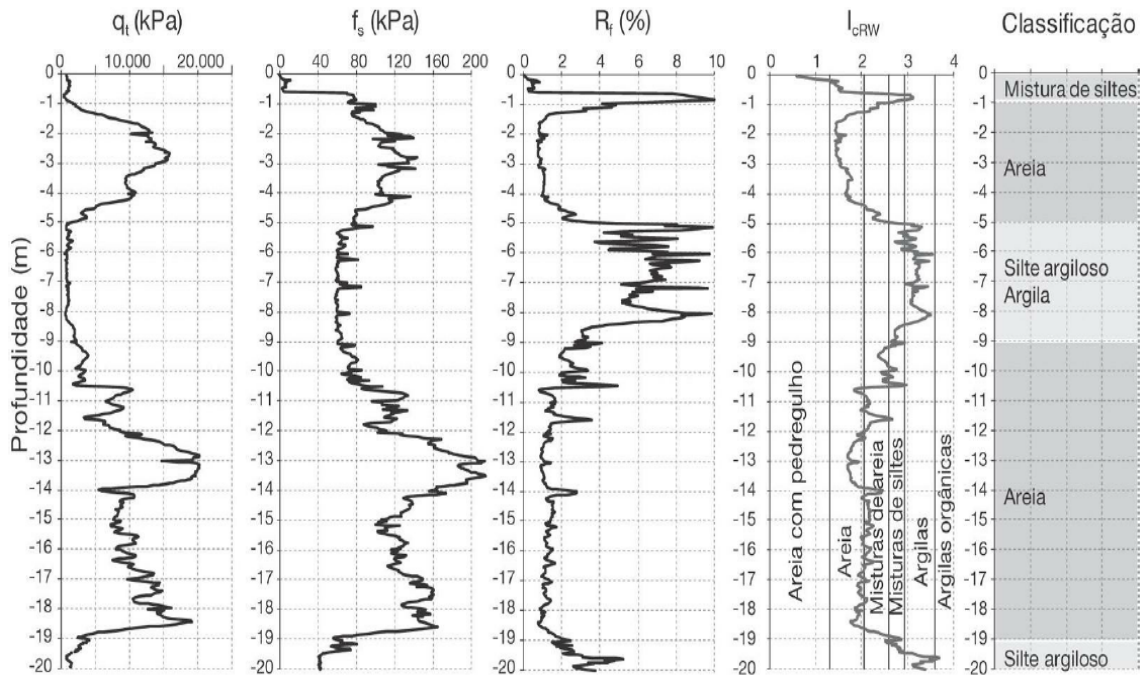
2.2.1.2 Ensaio CPT

Originalmente desenvolvido na Holanda na década de 30 esse tipo de sondagem vem se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas no âmbito da geotecnia, graças à qualidade das informações fornecidas. Segundo Schnaid e Odebrecht (2014), no Brasil o ensaio de cone vem sendo utilizado desde os anos de 1950 e, inicialmente, limitava-se a um número restrito de casos.

O ensaio consiste na cravação de uma haste com ponta cônica a velocidade constante de aproximadamente 2 cm/s, medindo-se a resistência encontrada na ponta e a resistência por atrito lateral, conforme ABNT NBR 12069:1991. Quando se tem a inserção de um elemento poroso no corpo do cone, tem-se uma terceira leitura que é a medida de poropressões. Nesse tipo de ensaio não há a possibilidade de retirada de amostras das camadas de solo atravessadas e, por isso, é recomendável que esse tipo de investigação seja associado a um ensaio SPT para realização da classificação tátil-visual do solo. Quando não se tem a sondagem SPT de forma conjunta, a classificação do solo pode ser realizada de forma empírica, através de relações entre os resultados do ensaio.

As principais vantagens desse tipo de ensaio são os registros contínuos da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do solo com alta precisão e processamento automático dos dados. Além disso, no ensaio CPT tem-se a redução na mão de obra (embora precise ser qualificada) e a eliminação de influência do operador nas medidas obtidas do ensaio. A norma que rege o ensaio é a ABNT NBR 12069:1991 e os resultados de ensaios podem ser utilizados para determinar a estratigrafia de perfis de solos e propriedades dos materiais prospectados, como ilustra a Figura 3.

Figura 3 - Ensaio CPT em solo estratificado



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014)

Schnaid e Odebrecht (2014) afirmam que os procedimentos do ensaio são padronizados, porém, os equipamentos podem ser classificados em três categorias:

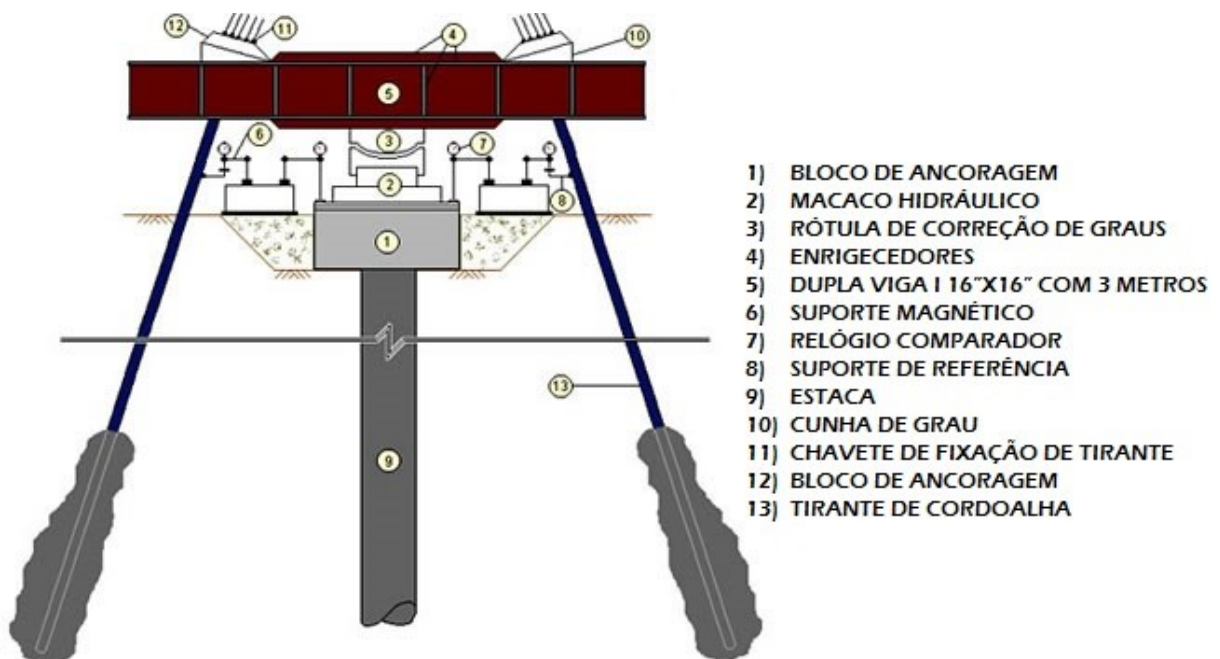
- Cone mecânico: caracterizado pela medida, na superfície, via transferência mecânica das hastas, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica e do atrito lateral;
- Cone elétrico: a adaptação das células de carga instrumentadas eletricamente permite a medida da cravação da ponta cônica e do atrito lateral diretamente na ponteira;
- Piezocone; além das medidas de cravação e atrito lateral, permite a contínua monitoração das poropressões durante o processo de cravação. É o equipamento mais utilizado nos dias atuais, pois permite o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas através de computador, sendo assim, um sistema que independe da influência do fator humano na execução.

2.2.1.3 Ensaio de prova de carga estática

Normatizada pela ABNT NBR 12131:2006, o ensaio de prova de carga estática, tem como objetivo simular o comportamento real de uma estaca isolada mediante aplicação de uma carga e avaliar seu comportamento carga *versus* deslocamento.

Nuernberg (2014) afirma que o ensaio consiste na aplicação de um carregamento na estaca a ser ensaiada, por meio de macacos hidráulicos reagindo contra um sistema de reação. Estes podem ser compostos por sistemas de peso aplicado, vigas presas à estacas vizinhas, ou então em vigas ancoradas no terreno por meio de tirantes. Esse último sistema está ilustrado na Figura 4.

Figura 4 - Equipamento do ensaio de prova com reação através de tirantes



Fonte: Novageo (2014)

Na medida que o carregamento é imposto, os valores dos recalques são aferidos por meio de sensores instalados nas estacas ensaiadas. Com os valores dos recalques e da carga aplicada, a curva carga *versus* recalque é gerada e conseqüentemente o valor estimado da capacidade de carga do elemento de fundação.

2.2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.2.2.1 Umidade natural

Regida pela ABNT NBR 6457:1986, a determinação da umidade natural de um solo se dá pelo percentual da relação entre a massa de água presente em um certo volume de solo e a massa das partículas sólidas. O ensaio consiste inicialmente na pesagem de uma amostra de solo no estado natural e nova pesagem após a secagem completa do solo na estufa, à temperatura que variam de 105°C a 110°C, exceto para solos orgânicos, turfosos ou que contenham gipsita, sendo que essas últimas devem ser secadas a temperatura de 60°C a 65°C. Com o peso das duas fases calcula-se a umidade natural através da equação 1 abaixo:

$$h\% = \frac{P1 - P2}{P2 - P_{tara}} \quad (1)$$

Onde:

P1 = peso de solo natural

P2 = peso de solo seca

P_{tara} = Peso do recipiente de armazenagem do solo.

h = percentual de umidade natural presente no solo.

2.2.2.2 Análise Granulométrica

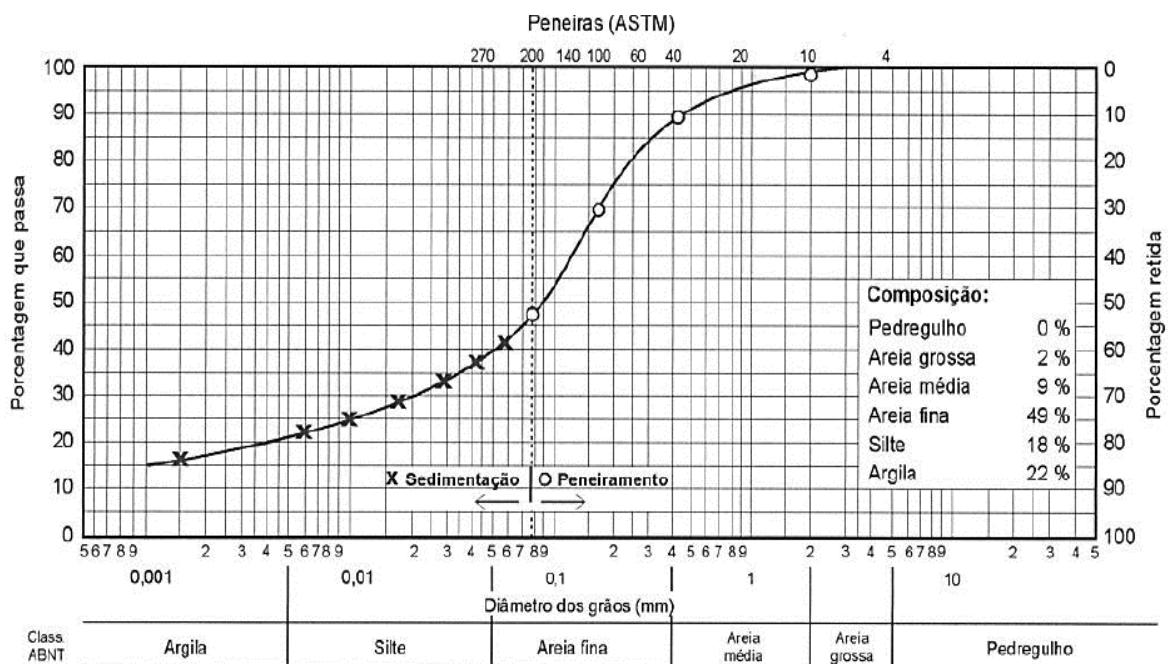
A análise granulométrica é realizada através de duas fases: peneiramento (partículas maiores que 0,075 mm de diâmetro) e sedimentação (partículas menores que 0,075 mm de diâmetro). O peso do material passante em cada peneira é representado em função da abertura da mesma, em escala logarítmica. A abertura nominal das peneiras determina um diâmetro equivalente das partículas (HACHICH, et al., 1998).

Para a análise da distribuição da porção mais fina dos solos é necessário a realização do ensaio de sedimentação em que, medindo-se a densidade de uma suspensão de solo em água, no decorrer do tempo, calcula-se o percentual de

partículas que ainda não sedimentaram, porcentagem esta, que está associada ao tamanho de partículas que ainda estão em suspensão (PINTO, 2006).

Com os dados do peneiramento e da sedimentação, a curva granulométrica pode ser completada, como ilustra a Figura 5. A partir de então podemos descrever a composição de cada solo pelo percentual do diâmetro das partículas presentes na amostra ensaiada.

Figura 5- Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo



Fonte: Pinto (2006).

2.2.2.3 Limites de Atterberg

Caputo (1988) afirma que se a umidade do solo for muito elevada, este pode ter comportamento fluido denso, dizendo assim estar no estado líquido. A medida que o percentual de água na amostra reduz, para um certo limite de liquidez (LL), ele se endurece e perde sua capacidade de fluir, podendo mesmo assim ser moldado facilmente e conservar sua forma, encontrando-se no estado plástico. Na contínua perda de umidade, o estado plástico desaparece até que, para um determinado limite de plasticidade (LP), o solo se desmancha ao ser trabalhado. O intervalo entre esses dois limites permite, de maneira simples e rápida, dar uma ideia clara do tipo

de solo e suas propriedades, sendo denominada como Índice de Plasticidade (IP), que foi criado pelo cientista sueco Atterberg, em 1911.

No referente aos ensaios, o limite de liquidez (LL) é definido como o teor de umidade no solo com o qual uma ranhura nele feita, numa concha (aparelho de Casagrande), requer 25 golpes para fechar. O limite de plasticidade (LP) é adotado como o menor valor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro. Os procedimentos de ensaio podem ser encontrados nas normas ABNT NBR 6459:84 para o ensaio de Limite de Liquidez e a norma ABNT NBR 7180:84 para o ensaio de Limite de Plasticidade. A Tabela 2 apresenta alguns resultados típicos de alguns solos brasileiros.

Tabela 2 - Índices de Attemberg de alguns solos brasileiros.

| Solos | LL % | IP % |
|---|-------------|-------------|
| Residuais de arenito (arenosos finos) | 29-44 | 11-20 |
| Residual de gnaisse | 45-55 | 20-25 |
| Residual de basalto | 45-70 | 20-30 |
| Residual de granito | 45-55 | 14-18 |
| Argilas orgânicas de várzeas quaternárias | 70 | 30 |
| Argilas orgânicas de baixadas litorâneas | 120 | 80 |
| Argila porosa vermelha de São Paulo | 65-85 | 24-40 |
| Argila variegadas de São Paulo | 40-80 | 15-45 |
| Areias argilosas variegadas de São Paulo | 20-40 | 5-15 |
| Argilas duras, cinzas, de São Paulo | 64 | 42 |

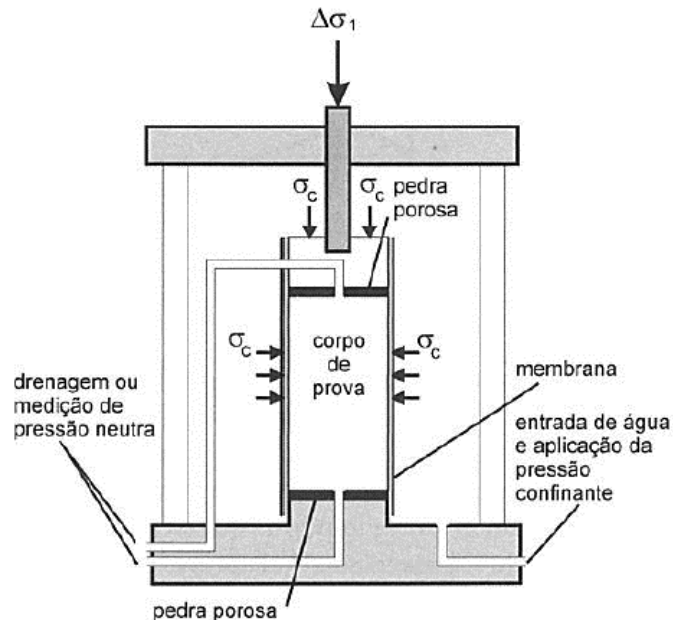
Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

2.2.2.4 Ensaio Triaxial

Segundo Hachich et. al. (1998) o ensaio triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo, dentro de uma câmara de ensaio, envolto em uma membrana de borracha, como mostra a Figura 6. A câmara é preenchida com água e aplica-se uma pressão chamada de pressão de confinamento que atua em todas as direções, inclusive na vertical. O carregamento vertical atua por meio de aplicação de forças no pistão, que é introduzido na câmara, para o ensaio de deformação controlada, ou então colocando a câmara numa prensa e deslocando-a

para cima, pressionando o pistão para cima, caracterizando assim o ensaio de deformação controlada.

Figura 6 - Esquema da câmara de ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006).

Pinto (2006), relata três maneiras distintas de executar o ensaio triaxial classificando-as de acordo com as suas condições de drenagem: Ensaio adensado drenado (CD), em que o corpo de prova é submetido à pressão confinante com drenagem permanente, até que o mesmo adense, ou seja, que toda a pressão neutra seja dissipada. Outra forma de ensaio triaxial é o ensaio adensado não drenado (CU), em que se aplica ao corpo de prova a tensão confinante e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente, em seguida, carrega-se axialmente o corpo de prova, sem drenagem. Por último, o ensaio não drenado e não adensado (UU) consiste no carregamento axial do corpo de prova, sem que se permita drenagem alguma. O teor de umidade aparece constante e, se o corpo de prova estiver saturado, não haverá variação do volume.

2.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Para o dimensionamento adequado de estacas é necessário verificar a segurança do componente em relação aos seus deslocamentos verticais aceitáveis

e a sua capacidade de carga, sendo o último um dos principais motivos do colapso da estrutura. Nos principais tipos de fundações é comum o uso de estimativas de capacidade de carga axial de forma estática. Segundo Velloso e Lopes (2010) nos métodos estáticos a capacidade de carga é calculada através de fórmulas, que estudam o comportamento da estaca em sua mobilização por cisalhamento lateral, obtidas em ensaios in situ ou em laboratório. Esses métodos separam-se em:

- Métodos Racionais ou teóricos: Utilizam soluções teóricas de parâmetros do solo e capacidade de carga.
- Métodos semi-empíricos: Baseiam-se em correlações de ensaios in situ de penetração (SPT e CPT).

2.3.1 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

2.3.1.1 Solução de Terzaghi

Em 1943, Terzaghi² apresentou uma solução teórica para estimativa da parcela de resistência de ponta para determinação da capacidade de carga em estacas. Para tanto, o autor considera que a ruptura do solo abaixo da base da estaca não pode ocorrer sem que haja deslocamento do solo para cima ou para os lados. Velloso e Lopes (2010) citam que a influência do solo que envolve a estaca é idêntica a uma sobrecarga γL e a resistência de ponta pode ser calculada pela equação 2 ou pela equação 3, dependendo da seção da estaca:

- Para base circular (diâmetro B)

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma L N_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2)$$

- Para base quadrada (B x B)

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma L N_q + 0,8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (3)$$

Onde:

² Este trabalho não teve acesso direto a obra que apresentam o métodos de Terzaghi (1943) sendo a fonte bibliográfica deste Velloso e Lopes (2010).

c = coesão do solo

N_c, N_q e N_γ = coeficientes adimensionais em função do ângulo de atrito ϕ do solo, propostos por Bowles (1968) apud Velloso e Lopes (2010) conforme Tabela 3.

γL = Sobrecarga imposta pelo solo.

γ = Peso específico do solo

B = Lado da seção da estaca

L = Comprimento da estaca

A Tabela 3 fornece os dados dos fatores da capacidade de carga para ruptura geral de solos de elevada resistência (N_c , N_q , e N_γ) e de solos de baixa resistência (N'_c , N'_q , e N'_γ).

Tabela 3– Fatores adimensionais de capacidade de carga

| ϕ (°) | N_c | N_q | N_γ | N'_c | N'_q | N'_γ |
|------------|-------|-------|------------|--------|--------|-------------|
| 0 | 5,7 | 1,0 | 0,0 | 5,7 | 1,0 | 0,0 |
| 5 | 7,3 | 1,6 | 0,5 | 6,7 | 1,4 | 0,2 |
| 10 | 9,6 | 2,7 | 1,2 | 8,0 | 1,9 | 0,5 |
| 15 | 12,9 | 4,4 | 2,5 | 9,7 | 2,7 | 0,9 |
| 20 | 17,7 | 7,4 | 5,0 | 11,8 | 3,9 | 1,7 |
| 25 | 25,1 | 12,7 | 9,7 | 14,8 | 5,6 | 3,2 |
| 30 | 37,2 | 22,5 | 19,7 | 19,0 | 8,3 | 5,7 |
| 35 | 57,8 | 41,4 | 42,4 | 25,2 | 12,6 | 10,1 |
| 40 | 95,7 | 81,3 | 100,4 | 34,9 | 20,5 | 18,8 |
| 45 | 172,3 | 173,3 | 297,5 | 51,2 | 35,1 | 37,7 |

Fonte: Adaptado de Bowles (1968) apud Velloso e Lopes (2010).

2.3.1.2 Método de Vésic

Nas soluções clássicas, a capacidade de carga ou resistência de ponta é função apenas da resistência do solo. Entretanto, a rigidez do material também desempenha um papel fundamental no mecanismo de ruptura. Com base nas

teorias elastoplásticas, Vésic (1972)³ sugeriu que a resistência de ponta, com base em solução de expansão da cavidade, é dada pela Equação 4, abaixo:

$$q_{p,ult} = cN_c + \sigma_0 N_\sigma \quad (4)$$

Onde,

$$\sigma_0 = \frac{1+2k_0}{3} \sigma'_v$$

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;

σ'_v = tensão efetiva no nível da ponta da estaca

N_c, N_q = fator de capacidade de carga.

Os fatores de capacidade de carga N_c e N_q são variáveis e obtidos através da função do ângulo de atrito e o índice de rigidez I_r , sendo esse último calculado através da Equação 5:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma' \tan \varphi} \quad (5)$$

Em que,

c = coesão do solo (kPa)

σ' = tensão efetiva no nível da ponta da estaca

φ = ângulo de atrito do solo

G = módulo de cisalhamento do solo podendo ser estimado em função do seu módulo de Elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) sendo os últimos baseados em Silva (2006), conforme Tabelas 4 e 5.

³ Este trabalho não teve acesso direto a obra que apresenta o método de Vésic (1972) sendo a fonte bibliográfica deste Velloso e Lopes (2010).

Tabela 4 - Valores típicos de módulo de elasticidade dos solos

| Tipo de Solo | Módulo de Elasticidade (MPa) |
|------------------------------|-------------------------------------|
| Argila muito mole | 2 a 15 |
| Argila mole | 5 a 25 |
| Argila média | 15 a 50 |
| Argila dura | 50 a 100 |
| Argila arenosa | 25 a 250 |
| Areia siltosa | 5 a 20 |
| Areia fofa | 10 a 25 |
| Areia compacta | 50 a 81 |
| Areia fofa e pedregulhos | 50 a 150 |
| Areia compacta e pedregulhos | 100 a 200 |
| Silte | 2 a 20 |

Fonte: Adaptado de Bowles (1988) apud Silva (2006)

Tabela 5 - Valores típicos de coeficiente de Poisson dos solos

| Tipo de Solo | ν |
|------------------------------|-------------------------|
| Argila saturada | 0,4 - 0,5 |
| Argila parcialmente saturada | 0,1 - 0,3 |
| Argila arenosa | 0,2 - 0,3 |
| Silte | 0,3 - 0,45 |
| Areia comum | 0,3 - 0,4 |

Fonte: Adaptado de Bowles (1988) apud Silva (2006)

Com os valores do módulo de cisalhamento transversal (G) pode-se, então, calcular o valor de I_r e, posteriormente, definir os fatores de capacidade de carga N_c (linha superior) e N_σ (linha inferior) na Tabela 6.

Tabela 6 - Fatores da capacidade de carga segundo Vésic.

| Φ | l_r | | | | | | | | | |
|--------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 10 | 20 | 40 | 60 | 80 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 |
| 0° | 6,97 | 7,90 | 8,82 | 9,36 | 9,75 | 10,04 | 10,97 | 11,51 | 11,89 | 12,19 |
| | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 5° | 8,99 | 10,56 | 12,25 | 13,30 | 14,07 | 14,69 | 16,69 | 17,94 | 18,86 | 19,59 |
| | 1,79 | 1,92 | 2,07 | 2,16 | 2,23 | 2,28 | 2,46 | 2,57 | 2,65 | 2,71 |
| 10° | 11,55 | 14,08 | 16,97 | 18,86 | 20,29 | 21,46 | 25,43 | 28,02 | 29,99 | 31,59 |
| | 3,04 | 3,48 | 3,99 | 4,32 | 4,58 | 4,78 | 5,48 | 5,94 | 6,29 | 6,57 |
| 15° | 14,79 | 18,66 | 23,35 | 26,53 | 29,02 | 31,08 | 38,87 | 43,32 | 47,18 | 50,39 |
| | 4,96 | 6,00 | 7,26 | 8,11 | 8,78 | 9,33 | 11,28 | 12,61 | 13,64 | 14,50 |
| 20° | 18,83 | 24,56 | 31,81 | 36,92 | 40,99 | 44,43 | 56,97 | 65,79 | 72,82 | 78,78 |
| | 7,85 | 9,94 | 12,58 | 14,44 | 15,92 | 17,17 | 21,73 | 24,94 | 27,51 | 29,67 |
| 25° | 23,84 | 32,05 | 42,85 | 50,69 | 57,07 | 62,54 | 82,98 | 97,81 | 108,88 | 120,23 |
| | 12,12 | 15,95 | 20,98 | 24,64 | 27,61 | 30,16 | 39,70 | 46,61 | 52,24 | 57,06 |
| 30° | 30,03 | 41,49 | 57,08 | 68,69 | 78,30 | 86,64 | 118,53 | 142,27 | 161,91 | 178,98 |
| | 18,24 | 24,95 | 33,95 | 40,66 | 46,21 | 51,02 | 69,43 | 83,14 | 94,48 | 104,33 |
| 35° | 37,65 | 53,30 | 75,22 | 91,91 | 105,92 | 118,22 | 166,14 | 202,64 | 233,27 | 260,15 |
| | 27,36 | 38,32 | 53,67 | 65,36 | 75,17 | 83,78 | 117,33 | 142,89 | 164,33 | 183,16 |
| 40° | 47,03 | 68,04 | 98,21 | 121,62 | 141,51 | 159,13 | 228,97 | 283,19 | 329,24 | 370,04 |
| | 40,47 | 58,10 | 83,40 | 103,05 | 119,74 | 134,52 | 193,13 | 238,62 | 277,26 | 311,50 |
| 45° | 58,66 | 86,48 | 127,28 | 159,48 | 187,12 | 211,79 | 311,04 | 389,35 | 456,57 | 516,58 |
| | 59,66 | 87,48 | 128,28 | 160,48 | 188,12 | 212,79 | 312,04 | 390,35 | 457,57 | 517,58 |

Fonte: Adaptado de Vésic (1972)

2.3.1.3 Resistência lateral

Velloso e Lopes (2011) afirmam que a resistência por atrito lateral de uma estaca é análoga à análise de resistência de um sólido em contato com o solo e seu valor é calculado através da Equação 6:

$$\tau_{l,ult} = a + K_s \sigma_v' tg \delta \quad (6)$$

Em que,

a = aderência entre solo e estaca.

σ_v' = tensão vertical efetiva na profundidade correspondente

K_s = coeficiente de empuxo

δ = ângulo de atrito entre o solo e estaca.

Para solos granulares o valor da aderência entre solo e estaca (a) é considerado nulo.

2.3.2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

2.3.2.1 Método Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de prova de carga em estacas e de ensaios de campo. A primeira expressão da capacidade de carga de estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e atrito lateral da estaca com resultados do ensaio CPT. Considerando que a estaca atravessa n camadas de solo, a capacidade de carga se dá pelas parcelas da resistência de ponta (R_p) e resistência por atrito lateral (R_ℓ), que a estaca impõe ao solo.

O cálculo da carga última de uma estaca é feita em função do tipo de estaca e pelo tipo de solo envolvido.

A parcela devido à resistência de ponta (R_p) é dada pela Equação 7 abaixo:

$$R_p = \frac{q_c}{F1} = \frac{KNA_p}{F1} \quad (7)$$

Onde:

q_c = Resistência de ponta do ensaio CPT.

K = Fator de correção da resistência de ponta e o N_{spt} em função do tipo de solo ilustrados pela Tabela 7.

N = Índice de resistência a penetração com base no N_{spt} .

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca

$F1$ = Fator de transformação com base em retroanálise de resultados de provas de carga em estacas ilustrados pela Tabela 8.

Já a parcela de atrito lateral é dada pela Equação 8, abaixo:

$$R_l = \frac{\alpha q_c}{F2} = \frac{U}{F2} \sum_1^n (\alpha K N_l \Delta_l) \quad (8)$$

Em que:

α = coeficiente que q_c em função do tipo de solo (Tabela 7).

U = Perímetro da estaca

F2 = Fatores de escala e execução

K = Fator de correção da resistência de ponta (Tabela 8).

N_l = Índice de resistência a penetração com base no $N_{spt.}$

Δl = Comprimento do trecho analisado.

Tabela 7 - Valores de K e α aplicados ao método de Aoki e Velloso

| Tipo de Solo | K (MPa) | α (%) |
|---------------------|----------------|--------------------------------|
| Areia | 1 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,8 | 2 |
| Areia siltoargilosa | 0,7 | 2,4 |
| Areia argilosiltosa | 0,5 | 2,8 |
| Areia argilosa | 0,6 | 3 |
| Silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| Silte arenoargiloso | 0,45 | 2,8 |
| Silte | 0,4 | 3 |
| Silte argiloarenoso | 0,25 | 3 |
| Silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| Argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| Argila arenosiltosa | 0,3 | 2,8 |
| Argila siltoarenosa | 0,33 | 3 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4 |
| Argila | 0,2 | 6 |

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Tabela 8 - Valores de F1 e F2 em função do tipo de estaca.

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

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Conforme sugestão do método e a ABNT NBR 6122:2010, a carga de ruptura mínima da estaca deve ter fator de segurança global da ordem de pelo menos duas vezes a carga admissível útil da estaca (FS =2) conforme ilustra a Equação 9:

$$R_u = \left(\frac{R_p + R_l}{2} \right) \quad (9)$$

2.3.2.2 Método Decourt e Quaresma

Decourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo de avaliação de capacidade de carga com base nos valores do ensaio SPT. Semelhante ao método Aoki e Velloso (1975) a carga última do método é dado pela soma das parcelas da resistência de ponta (R_p) e resistência por atrito lateral (R_l).

A resistência de ponta é dada pela Equação 10 abaixo:

$$R_p = r_p A_p = K N_p A_p \quad (10)$$

Onde,

K = Coeficiente em função do tipo de solo definidos através da Tabela 9 e 10.

N_p = Média dos valores do valor correspondente a ponta, o imediatamente inferior e o imediatamente superior.

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca.

A resistência por atrito lateral é dado pela Equação 11 abaixo:

$$R_l = U \sum_1^n (r_l \Delta l) \quad (11)$$

Em que o valor de r_p da Equação 11 se dá através da Equação 12:

$$r_p = 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (12)$$

Em que:

N_e = Valor do N_{spt} correspondente a lateral da estaca no trecho analisado

U = Perímetro da estaca

Δl = Comprimento do trecho analisado.

Tabela 9 – Coeficiente K em função do tipo de solo

| Tipo de solo | K (kN/m²) |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Argilas | 100 |
| Siltos argilosos (alteração de rocha) | 120 |
| Siltos arenosos (alteração de rocha) | 140 |
| Areias | 200 |

Fonte: O autor. Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Tabela 10 – Coeficientes K em função do tipo de solo

| Tipo de solo | K (kN/m²) |
|--------------------------------|-----------------------------|
| Argila | 120 |
| Silte argiloso (solo residual) | 200 |
| Silte arenoso (solo residual) | 250 |
| Areia | 400 |

Fonte: Adaptado de HACHICH et al; (1998)

Posteriormente, em 1996, Decourt introduziu os coeficientes α e β na fórmula da capacidade de carga para majorar e minorar as resistências de ponta e de atrito lateral, respectivamente, além de permitir estender a metodologia a outros tipos de estacas. Para estacas cravadas os valores de α e β são iguais a um ($\alpha=\beta=1$). Os valores de α e β sugeridos para os diversos tipos de estacas são apresentados pelas Tabelas 11 e 12, a seguir.

Tabela 11– Valores dos coeficientes α em função do tipo de estaca e tipo de solo

| Tipo de estaca Tipo de solo | Escavada em geral | Escavada (betonítica) | Hélice contínua | Raiz | Injetadas sob altas pressões |
|--|--------------------------|------------------------------|------------------------|-------------|-------------------------------------|
| Argilas | 0,85 | 0,85 | 0,3* | 0,85* | 1,0* |
| Solos intermediários | 0,6 | 0,6 | 0,3* | 0,6* | 1,0* |
| Areias | 0,5 | 0,5 | 0,3* | 0,5* | 1,0* |

Fonte: Adaptado de HACHICH et al; (1998, p. 275)

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

Tabela 12 - Valores dos coeficientes β em função do tipo de estaca e tipo de solo

| Tipo de estaca Tipo de solo | Escavada em geral | Escavada (betonítica) | Hélice contínua | Raiz | Injetadas sob altas pressões |
|--|--------------------------|------------------------------|------------------------|-------------|-------------------------------------|
| Argilas | 0,8 | 0,9 | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| Solos intermediários | 0,65 | 0,75 | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| Areias | 0,5 | 0,6 | 1,0* | 1,5* | 3,0* |

Fonte: HACHICH et al; (1998, p. 276)

Contrário ao método de Aoki e Velloso (1975), o método de Decourt e Quaresma (1978) utiliza fatores de segurança parciais para carga admissível, adotando para resistência de ponta $FS = 4$ e para resistência por atrito lateral um fator de segurança da ordem de $FS = 1,3$. Por fim, através da Equação 13, a carga admissível aplicando seus coeficientes de segurança parciais e coeficientes α e β é definida da seguinte forma:

$$R_{rup} = \frac{\alpha R_{rup}}{FS_p} + \frac{\beta R_L}{FS_L} \quad (13)$$

2.3.2.3 Método Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Desenvolvido por Lobo (2005) através das equações de Odebrecht (2003), o método UFRGS baseia-se em conceitos de energia e trabalho para a determinação da capacidade de carga em estacas, com base na força dinâmica de reação do solo mobilizada durante a cravação do amostrador do ensaio SPT. De forma análoga aos modelos de Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978), a capacidade de carga de uma estaca é obtida pela soma das resistências de ponta (q_p) e por atrito lateral (q_l). A estimativa da capacidade de carga da estaca através da força dinâmica do ensaio SPT é dada através da Equação 14 abaixo:

$$Q_u = \alpha Q_l + \beta Q_p = \alpha \frac{0,2U}{a_l} \sum F_d \Delta L + 0,7\beta F_d \frac{A_p}{a_p} \quad (14)$$

Onde,

U = Perímetro da estaca

ΔL = Comprimento do trecho da estaca a ser calculado

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca

a_p = Área da ponta do amostrador

α = coeficiente de resistência lateral, ilustrados pela Tabela 11

β = coeficiente de resistência de ponta determinados pela Tabela 11

F_d = Valor da reação do amostrador no solo

a_l = Área lateral do amostrador do SPT.

Os coeficientes α e β são fatores empíricos obtidos através de correlações estatísticas para aplicação a outros tipos de estacas (Tabela 13), uma vez que, o método é desenvolvido para estacas metálicas cravadas.

Tabela 13 – Coeficientes α e β – Método UFGRS

| Tipo de estaca | α | β |
|-----------------------|----------------------------|---------------------------|
| Cravada pré-moldada | 1,5 | 1,1 |
| Cravada metálica | 1,0 | 1,0 |
| Hélice contínua | 1,0 | 0,6 |
| Escavada | 0,7 | 0,5 |

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014)

Para o cálculo da força dinâmica do amostrador no solo é utilizada a expressão dada pela Equação 15:

$$F_d = \frac{n_3[n_1(0,75 + \Delta\rho)M_m g + n_2(\Delta\rho M_h g)]}{\Delta\rho} \quad (15)$$

Onde,

n_1 = Coeficiente de eficiência do martelo = 0,76;

n_2 = Eficiência das hastes = 1;

n_3 = Perdas ao longo do sistema (0,907-0,0066 l)

g = Aceleração da gravidade = 9,81m/s²

M_m = Massa do martelo [kg]

M_h = Massa do conjunto de hastes [3,23kg/m]

$\Delta\rho$ = Penetração média permanente do amostrador (30cm/N_{spt}).

2.3.3 FATORES DE SEGURANÇA

A ABNT NBR 6122:2010 menciona que a verificação da segurança pode ser feita por um coeficiente de segurança global ou por fatores de segurança parciais, estes últimos podendo ser determinados conforme a metodologia utilizada por cada autor. O coeficiente de segurança global recomendado pela ABNT NBR 6122:2010 é dado pelo método dos valores admissíveis em que as cargas ou tensões de rupturas são divididas pelo fator de segurança igual a 2,0 tanto para métodos semi-empíricos, quanto para os métodos analíticos.

Outro ítem abordado pela ABNT NBR 6122:2010 é relativo a prova de carga. Através do seu ítem 6.2.1.2.2, recomenda-se a aplicação de fatores de segurança na ordem de FS=1,6 a ser aplicado sobre o valor de ruptura obtido na prova de carga.

2.3.4 INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Segundo a ABNT NBR 6122:2010 o carregamento de uma estaca pode não indicar uma ruptura nítida. Isto ocorre quando não se pretende carregar a estaca até sua capacidade de resistir a uma carga maior ou então quando a estaca é carregada até apresentar recalque considerável, não indicando um valor de ruptura na curva carga-recalque, mas sim um crescimento contínuo do valor do recalque. Nessas duas circunstâncias pode-se extrapolar a curva carga *versus* recalque, afim de se obter uma estimativa da carga máxima.

Para obter uma estimativa da carga máxima, a ABNT NBR 6122:2010 recomenda a extrapolação da curva carga *versus* recalque, ilustrada pela Figura 7, através da Equação 16.

$$\Delta r = \frac{P_r L}{AE} + \frac{D}{30} \quad (16)$$

Em que,

Δr = Recalque de ruptura convencional

P_r = Carga de ruptura convencional

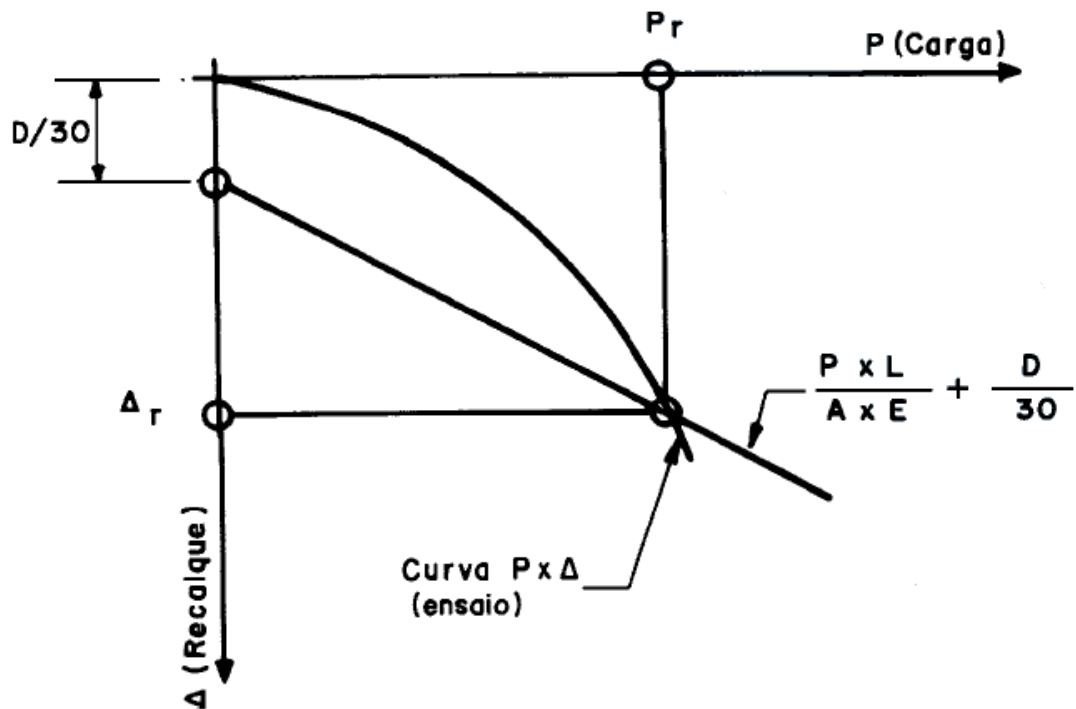
L = Comprimento da estaca

A = Área da seção transversal da estaca

E = Módulo de elasticidade do material da estaca

D = Diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

Figura 7-Estimativa carga de ruptura através da curva carga vs recalque



Fonte: ABNT NBR 6122:2010

Ainda conforme ABNT NBR 6122:2010, na interpretação da prova de carga devem ser consideradas características importantes que, dentre as principais se destacam a velocidade do carregamento que é imposto às estacas, estabilização dos recalques e a natureza do terreno.

3. METODOLOGIA

3.1 DESCRIÇÃO DO LOCAL

O campo experimental onde foram executadas as fundações avaliadas localiza-se na cidade de Araquari, região norte do estado de Santa Catarina, a cerca de 170 km da capital Florianópolis. Na Figura 8 pode-se observar o mapa de Santa Catarina com área do município de Araquari destacada em vermelho.

Figura 8 -Localização de Araquari no estado de Santa Catarina.



Fonte: Wikipédia (2017)

O local de execução das estacas encontra-se às margens da BR 101. Este local foi criado com o principal objetivo de avaliar o desempenho real de uma fundação profunda em um solo tipicamente arenoso.

Segundo o próprio site do campo experimental foram executadas 6 estacas com diferentes tipos de tecnologia de execução (escavada com lama bentonítica ou polímero, e hélice contínua) com profundidades de assentamento que variam de 15

a 24 m e diâmetros variando de 0,7 a 1,0 m, conforme resumo ilustrado na Tabela 14:

Tabela 14 - Características das estacas ensaiadas

| Tipo | Estaca | Diâmetro (m) | Diametro no Topo (m) | Data concretagem | Data do Ensaio | Comprimento total (m) |
|----------------------|--------|--------------|----------------------|------------------|----------------|-----------------------|
| Hélice contínua | ET-01 | 0,70 | 0,94 | 10/12/2014 | 19/01/2015 | 15,07 |
| Escavada c/ polímero | ET-02 | 0,70 | 0,70 | 16/12/2014 | 19/01/2015 | 15,00 |
| Hélice contínua | ET-03 | 1,00 | 1,00 | 11/12/2014 | 20/01/2015 | 19,59 |
| Escavada c/ polímero | ET-04 | 1,00 | 1,20 | 15/12/2014 | 20/01/2015 | 23,30 |
| Escavada c/ lama | ET-05 | 1,00 | 1,20 | 18/12/2014 | 20/01/2015 | 23,90 |
| Escavada c/ polímero | ET-06 | 1,00 | 1,20 | 17/17/2014 | 20/01/2015 | 23,70 |

Fonte: Araquari experimental testig (2017)

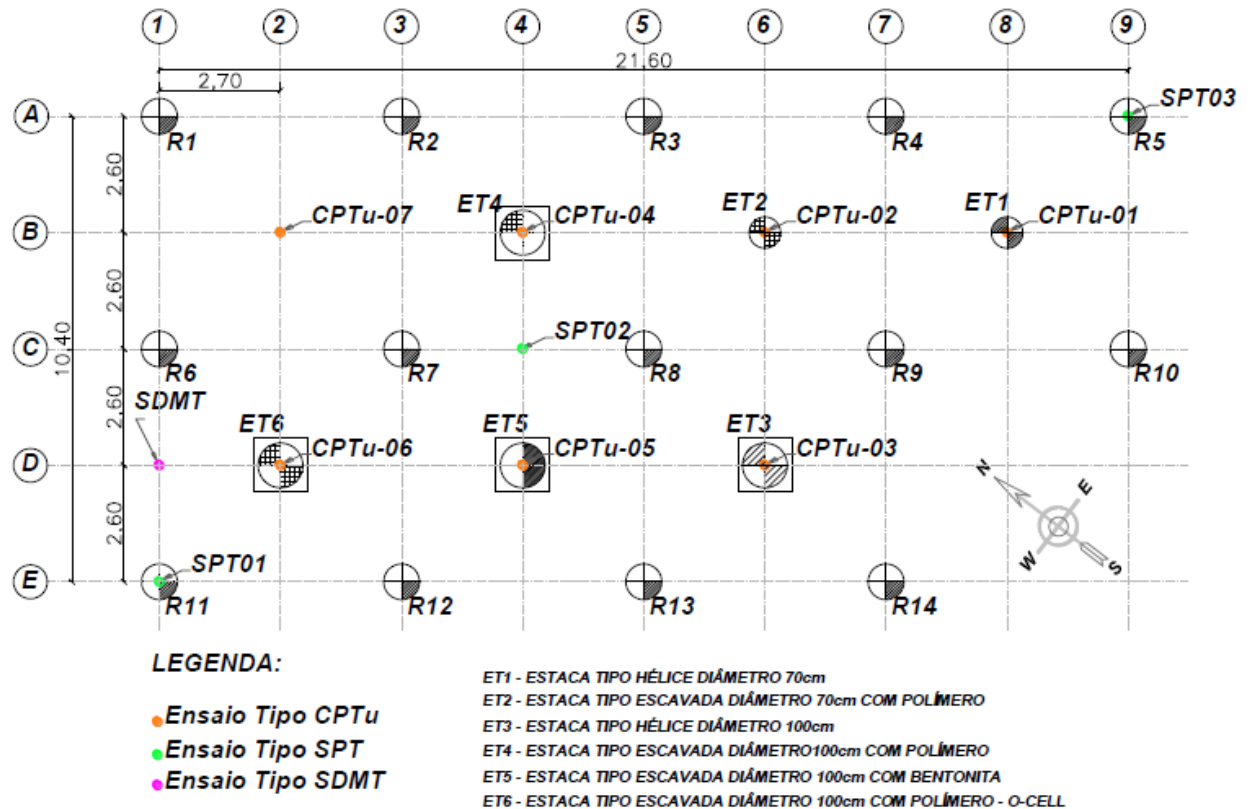
A ET-04 foi a única estaca testada em que os resultados da prova de carga foram disponibilizados para o público em geral. Com 1m de diâmetro a mesma foi executada de forma escavada, utilizando polímero como fluido estabilizante, até aproximadamente 24 m de comprimento. A estaca ET-04 será referência para análise das estimativas de capacidade de carga do presente trabalho.

3.3 ENSAIOS REALIZADOS

No local do experimento um grande número de ensaios geotécnicos foi realizado, compreendendo ensaios de campo e de laboratório, além de ensaios de integridade do tipo PIT e *Crosshole* (CSF). Todos os dados foram disponibilizados pelo endereço eletrônico do campo experimental através de <<https://www.ufrgs.br/araquari-ets/>>.

Os ensaios de campo abrangem um total de 13 CPTUs, 3 SPTs e 2 SDMTs (*Seismic DilatoMeter Test*) executadas pelas empresas Fugro *in situ* Geotecnia e Geoforma Engenharia Ltda. Os dados dos ensaios geotécnicos, utilizados para a análise das metodologias de capacidade de carga, serão baseados nos do ensaio CPT denominado CPTU-04, e SPT denominado SPT-02, por estarem localizados nas proximidades da ET-04. A localização dos pontos de sondagem em relação às estacas é apresentada na Figura 9.

Figura 9 -Planta com localização das estacas e ensaios SPT e CPT.



Fonte: Nienov (2015)

Com os dados das amostras prospectadas, através do ensaio SPT, foram executados alguns ensaios de laboratório afim de caracterizar de uma melhor maneira o material existente no campo experimental de Araquari-SC. Foram realizados ensaios de granulometria (peneiramento, sedimentação e a laser), limites de Atterberg, massa específica dos grãos, densidade aparente seca, além de ensaios triaxiais em algumas profundidades. De modo geral, foram analisados um total de 23 amostras em diferentes profundidades que vão de 3m a 24 m. A quantidade total de cada ensaio está indicado pela Tabela 15.

Tabela 15 - Quantidade de execução de ensaios de laboratório

| Material | Etapa | Ensaio | Realizado |
|-------------------------------------|--|---------------------------------------|------------------|
| Solo extraído do campo experimental | Caracterização dos materiais | Análise granométrica por peneiramento | 23 |
| | | Análise granométrica a laser | 23 |
| | | Limites de Atterberg | 2 |
| | | Massa específica real dos grãos | 8 |
| | | Densidade aparente seca | 23 |
| | Comportamento tensão-deformação, resistência ao cisalhamento | Compressão triaxial CID | 6 |

Fonte: Adaptado de Lavalle (2017)

3.4 METODOLOGIA DE ANÁLISE

Em um primeiro momento, com posse dos dados do ensaio da prova de carga, realizou-se através de gráficos gerados pelo software Excel a interpretação dos resultados da carga de ruptura convencional da estaca ET-04, pelo método padronizado da ABNT NBR 6122:2010.

No referente à análise do perfil geotécnico do local através de ensaios *in situ*, os dados necessários foram obtidos através da interpretação dos boletins de sondagens, tanto o SPT quanto o CPTU, executados no local e disponibilizados pelo próprio site do campo experimental.

Os ensaios de laboratório que compreendem a análise granulométrica, limites de Atterberg, ensaios triaxiais e umidade natural do solo foram realizados por Lavallo (2017).

Para a análise dos métodos semi-empíricos de capacidade de carga, foram testados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1979), além do Método UFRGS (2005) com a aplicação de fórmulas específicas de cada metodologia, utilizando planilhas do software Excel e dados dos ensaios SPT e CPTU realizados.

Já os métodos teóricos desenvolvidos por Terzaghi (1943) e Vésic (1972) foram avaliados em forma de equacionamento simples e os resultados, mostrados em forma de tabela, para as profundidades correspondentes aos resultados dos ensaios triaxiais, realizados por Lavallo (2017).

Por fim, comparou-se os valores das três metodologias semi-empíricas e os dois métodos teóricos com o resultado da prova de carga analisando-se os valores de tensões de ruptura e admissíveis obtidos em cada caso.

4. RESULTADOS E ANÁLISES DA PESQUISA

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de campo (SPT e CPTU) e de laboratório (granulometria, limites de Atterberg, umidade natural e ensaios triaxiais) utilizados para a caracterização do perfil geotécnico encontrado no campo experimental de Araquari-SC. Cada resultado será analisado separadamente e ao seu final será realizado um resumo com a descrição do perfil geotécnico, que servirá como base para a determinação das estimativas de capacidade de carga, tanto para as metodologias semi-empíricas quanto as metodologias teóricas.

4.1.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT-02 foi realizado pela empresa Geoforma Engenharia Ltda, conforme boletim de sondagem mostrado pelo Anexo 1. O perfil é composto basicamente por areia em toda sua extensão, com exceção de uma camada, na parte central do perfil, em que há presença de argila arenosa. O nível de água está na profundidade de 2,77 m.

A camada inicial apresenta uma areia fina de pouca compactidade até 4m de profundidade, onde inicia-se uma camada de areia fina compacta a muito compacta, até 10m de profundidade. Na camada seguinte, entre 10m e 19m, há uma redução da compactidade da areia em função da presença de finos. Nos dois metros seguintes, entre 19m e 21m, há a presença de uma argila arenosa mole seguida de uma areia siltosa, de média compactidade, até 23 m de profundidade. Por fim, ao término do perfil encontra-se uma areia de média compactidade nas profundidades iniciais da camada (entre 23m e 26m), aumentando sua resistência com a profundidade, devido a presença de pedregulhos.

O ensaio é finalizado na profundidade de 30,45m seguindo o item 6.4.3.3 da ABNT NBR 6484:2001, em que a sondagem deve ser finalizada quando o avanço da perfuração por circulação da água obtiverem valores inferiores a 50 mm, em intervalos de tempo de 10 minutos. Para os cálculos dos métodos teóricos e semi-empíricos o perfil apresentado pelo SPT-02 será revisado e analisado com base também nos resultados obtidos nos ensaios de laboratório.

4.1.2 Ensaio CPTU

Os ensaios foram realizados pelas empresas Geoforma Engenharia Ltda. e Fugro *in situ* Engenharia Ltda. em um total de 13 CPTus executados no terreno onde foi criado o campo experimental de Araquari-SC. Por estar localizado bem próximo à estaca ET-04, o ensaio denominado CPTU-04 mostrado pelo Anexo 2 será o ensaio analisado. Os resultados do ensaio CPTU-04 são expostos em forma de gráficos que apresentam o registro contínuo da resistência de ponta corrigida (q_t), atrito lateral (f_s), poropressão (u_2), parâmetro de poropressão (B_q) além da razão de atrito (R_f) até a profundidade de 30 m.

Em geral, até 10 m de profundidade, a resistência de ponta do cone corrigida situa-se em valores médios próximos a 15MPa, e a partir da profundidade de 10m seus valores apresentam uma redução considerável. Entre as profundidades de 11 m e 18 m os valores ficam próximos aos 4MPa. Até a profundidade final do ensaio os valores médios variam entre 5MPa e 10Mpa, com exceção das profundidades entre 18m e 19m e 25m e 26m em que o gráfico apresenta um pico de resistência de ponta com valores próximos a 15MPa.

Os valores de poropressão indicam de forma predominante, a presença de solos arenosos (poropressões próximas a hidrostática) e numa pequena camada ocorre geração de poropressões, indicando a presença de finos no perfil. Essa característica torna válida a análise tátil-visual do ensaio SPT entre 19m e 21m em que essa camada é classificada como uma argila arenosa.

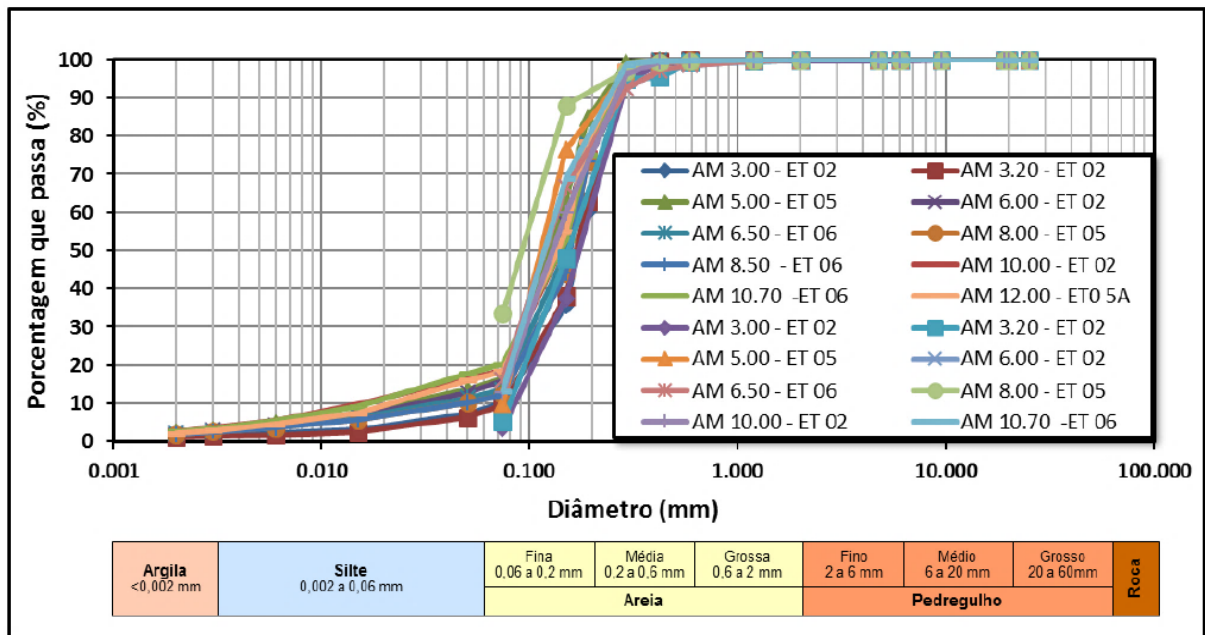
4.1.3 Ensaios de Granulometria

Em paralelo aos ensaios de campo realizados no campo experimental de Araquari-SC, foram elaborados ensaios de laboratório que incluem, entre todos os

realizados, o ensaio de granulometria. Foram realizados dois tipos de ensaios granulométricos, o de granulometria tradicional (peneiramento e sedimentação), com base nos procedimentos estabelecidos na ABNT NBR 7181:1984 em amostras na superfície e ao longo da sua profundidade, e o ensaio de granulometria a laser, este realizado no LACER (Laboratório de Cerâmica da UFRGS). Os ensaios de granulometria foram executados nas amostras retiradas no ensaio SPT e os resultados foram apresentados em forma de gráficos, com auxílio do software Excel. Os gráficos foram criados com os valores dos diâmetros característicos dos materiais no eixo das abcissas e o percentual passante nas peneiras no eixo das ordenadas.

Os resultados das análises granulométricas foram apresentados de forma fracionada, considerando 5 camadas distintas do perfil geotécnico do local. A primeira porção contempla os resultados obtidos para as amostras de solo das profundidades de 3 a 10,7 m, conforme apresentado pela Figura 10.

Figura 10-Curva granulométrica entre as profundidades de 3m a 10,7m.



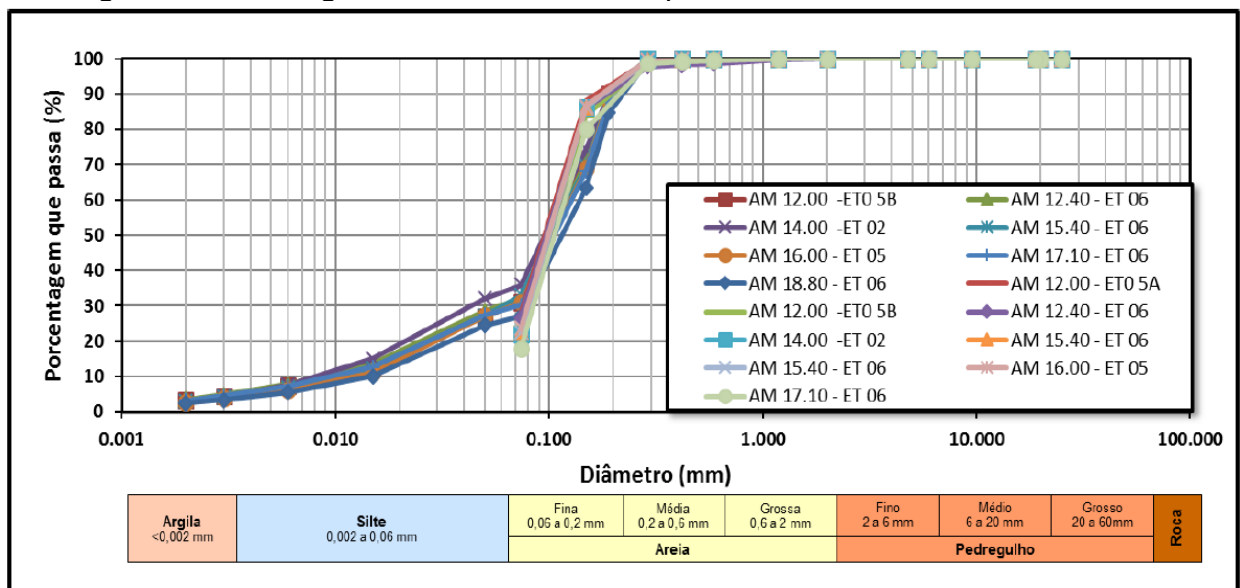
Fonte: Lavallo (2017)

Conforme pode-se observar através da curva granulométrica, o solo característico desta camada apresenta uma pequena porção de areia média e maior concentração de partículas do tamanho de areias finas, condizendo, assim, com a

avaliação tátil-visual do ensaio SPT. Pode-se, ainda, perceber que há a presença de finos, em sua maioria ou quase total de siltes, em um percentual de aproximadamente 15%. O ensaio a laser possibilitou determinar de forma mais objetiva o percentual de finos, acarretando em 15% de siltes, de forma análoga ao ensaio granulométrico tradicional, além de aproximadamente 5% de argilas. Por apresentar, de certa forma, uma alta porcentagem de siltes, para o cálculo da capacidade de carga, através do método de Aoki e Velloso (1975), toda a camada será considerada como areia siltosa. Para o método de Decourt e Quaresma (1979), o tipo de solo será em sua totalidade definida como areia, uma vez que o método tem restrições quanto a sua classificação (areia, silte ou argila). A metodologia proposta pela UFRGS (2005) não leva em conta o tipo de solo, mas sim o conceito de energia do amostrador com base no N_{spt} do ensaio SPT.

Para a segunda porção de camada analisada, dos 12m aos 17m aparece uma areia fina com percentual de finos, conforme mostra a Figura 11.

Figura 11 -Curva granulométrica entre as profundidades de 12,0m a 17,0m.



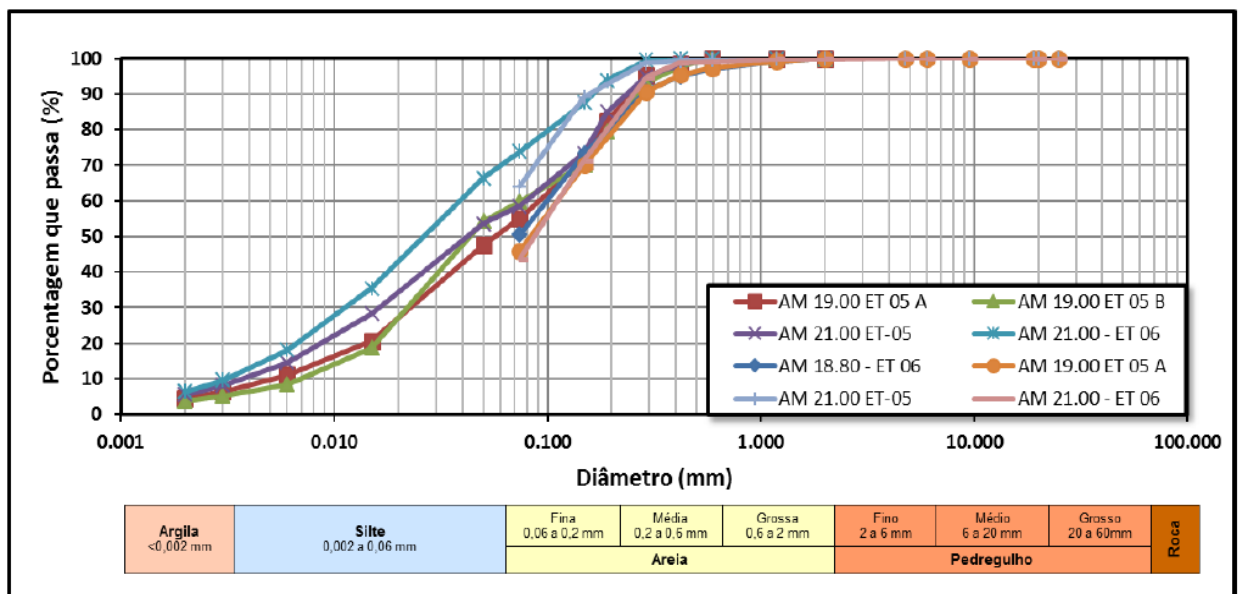
Fonte: Lavallo (2017).

Novamente é nítido que o maior percentual passante nas peneiras se encontra na porção de areia fina, porém, há um valor considerável de finos em aproximadamente 25%, quase que em sua totalidade de silte. A quantidade de argila encontra-se repetidamente próximo dos 5%. Novamente, por apresentar valores consideráveis de silte, o solo dessa camada será considerado como areia siltosa

para o método de Aoki e Velloso (1975), e considerada como uma areia para o método de Decourt e Quaresma (1979), de forma análoga ao ensaio granulométrico da camada anterior.

Para a camada entre as profundidades de 18,8m a 21m há uma grande presença de finos. Na amostra coletada em 19m há aproximadamente 50% de finos aumentando para até cerca de 75% em 21m conforme mostra a Figura 12.

Figura 12-Curva granulométrica entre as profundidades de 18,8m a 21,0m



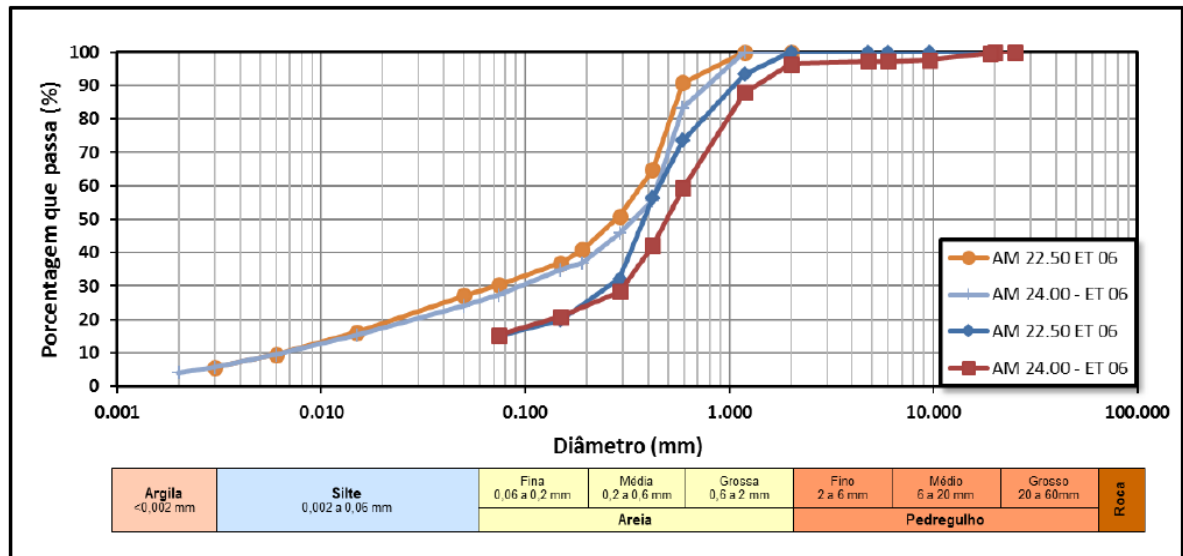
Fonte: Lavalle (2017)

Do ensaio SPT, através de sua análise tátil-visual, o material dessa camada foi caracterizado como uma argila arenosa. Com o ensaio de granulometria pode-se verificar que há um alto percentual de siltes e areia presente no material coletado, ocasionando, assim, uma incerteza quanto a sua classificação. A definição do material dessa camada será analisada em conjunto com os ensaios de limites de Atterberg.

A última camada analisada pela granulometria se dá entre as profundidades de 22,4m e 24m. As curvas indicam uma presença de pedregulhos com valores em torno de 5% seguido de um percentual elevado de areia, sendo em sua maioria de granulometria grossa e média. Nas profundidades de 22,5m e 24m foi detectada a presença de finos, em sua maioria de siltes, com percentual chegando próximos dos 20%, conforme demonstra a Figura 13. Também foi detectado a presença de argila

na amostra, em valor relativamente baixo, em torno de 5% novamente. Para o cálculo das metodologias semi-empíricas o tipo de solo será caracterizado como areia em toda a camada.

Figura 13-Curva granulométrica entre as profundidades de 22,4m e 24m.



Fonte: Lavallo (2017).

Os ensaios de granulometria, tanto peneiramento e sedimentação, quanto a laser, foram encerrados em de 24m.

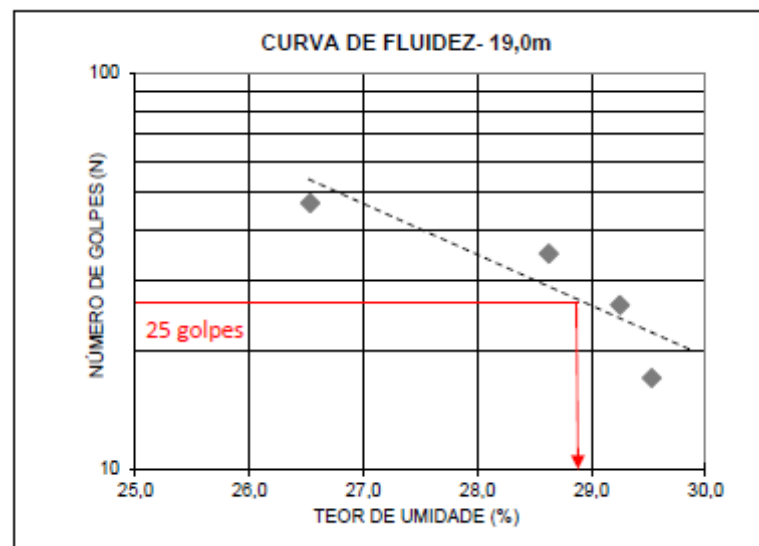
4.1.4 Limites de Atterberg

Para a camada supostamente argilosa, presente entre 18,9 e 21m de profundidade, Lavallo (2017) realizou ensaios para determinação dos Limites de Atterberg afim de se identificar as propriedades de plasticidade. O ensaio foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7180:1984 para o limite de plasticidade e a ABNT NBR 6459:84 para a determinação do limite de liquidez em duas profundidades, 19m e 21m.

No ensaio de limite de liquidez a amostra coletada em 19,0m obteve um teor de umidade aos 25 golpes em torno de 28,8% conforme mostra a Figura 14. O valor do limite de plasticidade segundo Lavallo (2017) ficou em torno de 16%, resultando num índice de plasticidade, que é a subtração dos valores dos teores de umidade dos dois ensaios (LL-LP), IP = 12,8%.

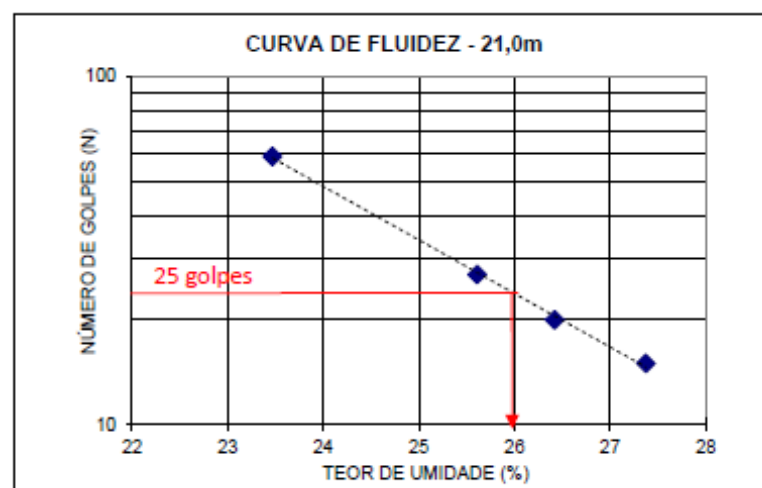
Na profundidade de 21m o teor de umidade aos 25 golpes, do aparelho de Casagrande, ficou em torno de 26%, conforme mostra a Figura 15. Lavallo (2017) aferiu o limite de plasticidade em torno de 20% e com isso, o índice de plasticidade (IP) do material resultou em 6%. A Tabela 16 demonstra um resumo dos limites de Atterberg em 19m e 21m de profundidade.

Figura 14 -Curva de fluidez na amostra de 19m de profundidade



Fonte: Lavallo (2017)

Figura 15 - Curva de fluidez na amostra de 21m de profundidade



Fonte: Lavallo (2017)

Tabela 16 - Resumo limites de Atterberg em 19m e 21m

| Profundidade (m) | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|------------------|--------|--------|--------|
| 19,0 | 28,8 | 16 | 12,8 |
| 21,0 | 26 | 20 | 6,0 |

Fonte: O autor. Adaptado de Lavallo (2017).

Com estes valores é possível realizar a classificação do material através do sistema unificado. Desta forma, o solo da profundidade de 19m pode ser definido como CL (argila de baixa compressibilidade) e em 21m classificado como CL-ML (Argila e silte de baixa compressibilidade), indicando uma transição entre argilas e siltes. Mesmo com essa análise de classificação, o solo presente nessa camada será refinado com dados de outros ensaios realizados no local.

4.1.5 Ensaios Triaxiais

A análise dos métodos teóricos propostos por Terzaghi (1943) e Vésic (1972), levam em conta fatores adimensionais de capacidade de carga que devem ser obtidos em função do ângulo de atrito do solo. Em razão disso, os ângulos de atrito do solo contido no campo experimental de Araquari-SC foram obtidos através do trabalho realizado por Lavallo (2017), que executou ensaios triaxiais do tipo CID (consolidado isotopicamente drenado) em corpos de prova moldados com amostras coletadas em 3m, 5m, 9m, 12m, 15,4m e 24m de profundidade.

A determinação desse parâmetro é estabelecida através da envoltória de ruptura por meio de três ensaios em diferentes tensões de confinamento (50kPa, 100kPa e 150kPa) para cada amostra. Para essas tensões aplicadas foram plotados gráficos t versus s' , deformação horizontal (ϵ_h) versus deformação vertical (ϵ_v) (Figura 16), e q versus deformação (ϵ) (Figura 17), ambas para a profundidade de 3m. Da mesma maneira, foram mostrados os resultados dos ensaios em 5m (Figuras 18 e 19), em 9m (Figuras 20 e 21), em 12m (Figuras 22 e 23), em 15,4m (Figuras 24e 25) e finalmente em 24m (Figuras 26 e 27).

Segundo Lavallo (2017), os gráficos do tipo t versus s' são originários nas tensões principais ao desenhar seu círculo de Mohr com raio $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ e o centro

$(\sigma_1 + \sigma_3/2)$. Esses parâmetros são conhecidos como invariantes de tensão e são representados pelos símbolos t e s' , sendo suas definições dadas pelas Equações 17 e 18.

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (17)$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (18)$$

Em que,

σ'_1 = tensão principal maior.

σ'_3 = tensão principal menor.

Para os gráficos do tipo q versus ε , a parcela da tensão desvio (q) é dado pela Equação 19:

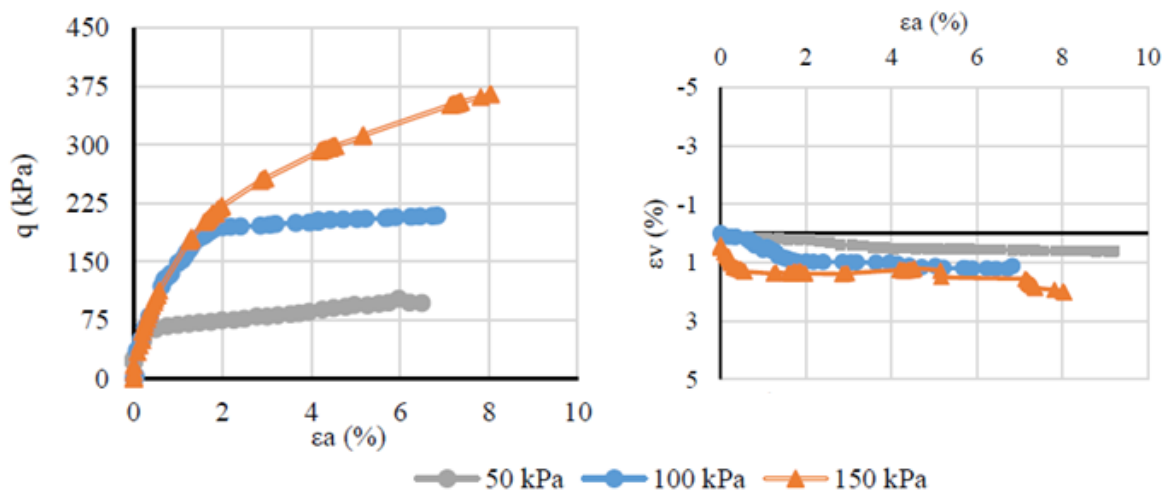
$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (19)$$

Em que,

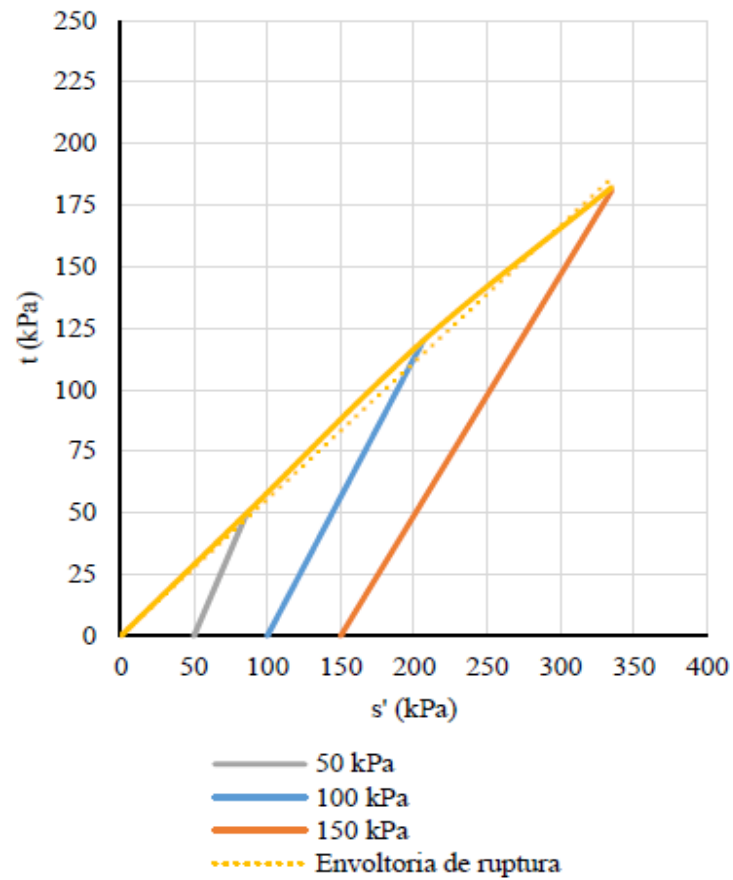
σ'_a = tensão efetiva axial

σ'_r = tensão efetiva radial

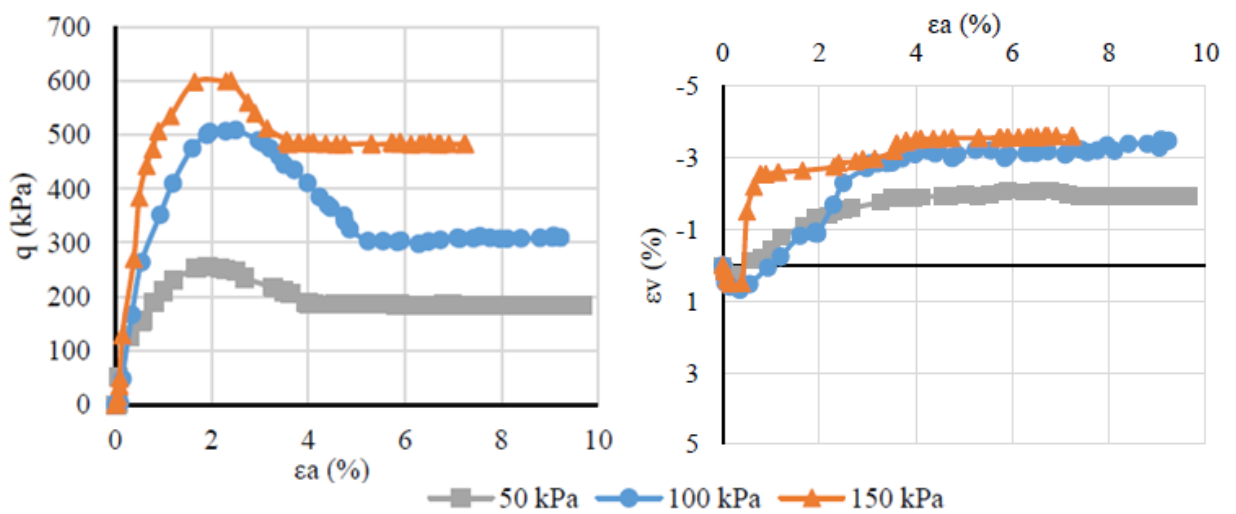
Figura 16- Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 3m



Fonte: Adaptado de Lavalley (2017).

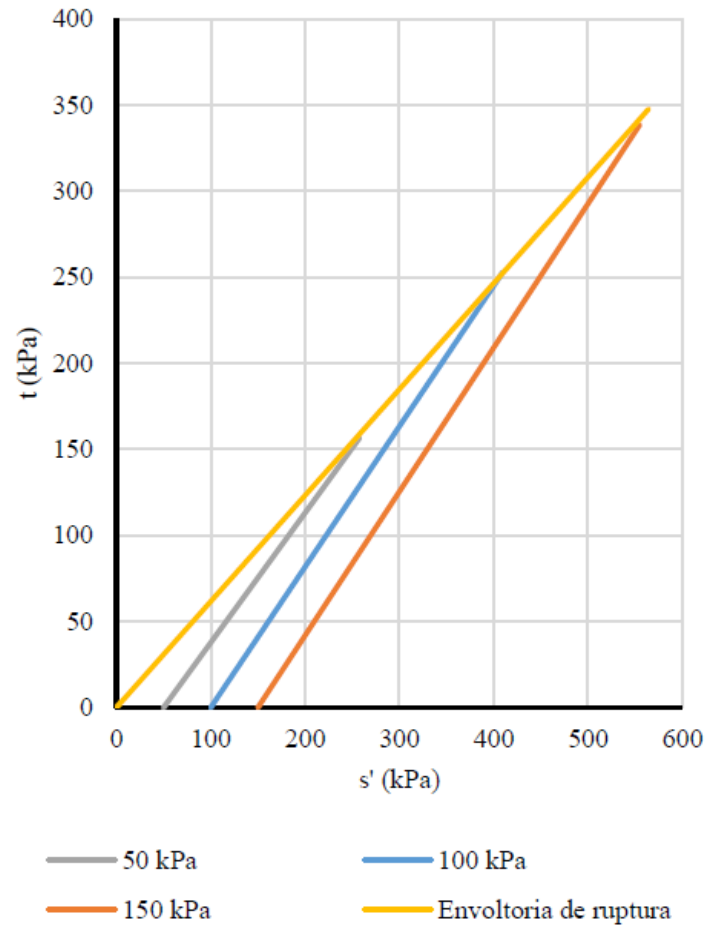
Figura 17 - Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 3m

Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 18- Gráfico $q \times \varepsilon$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_h$ para a profundidade de 5m

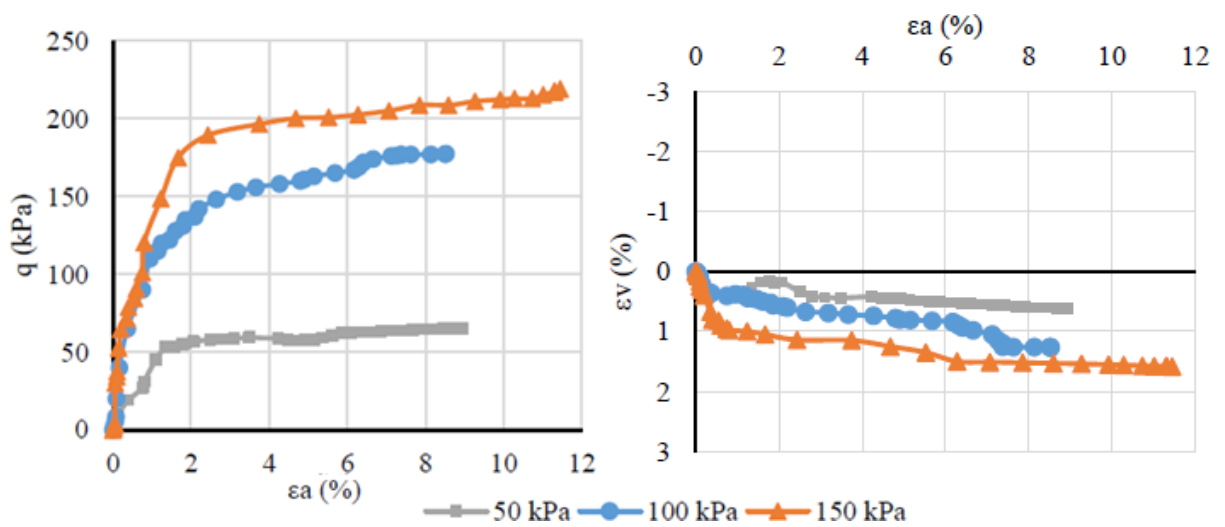
Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 19 - Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 5m



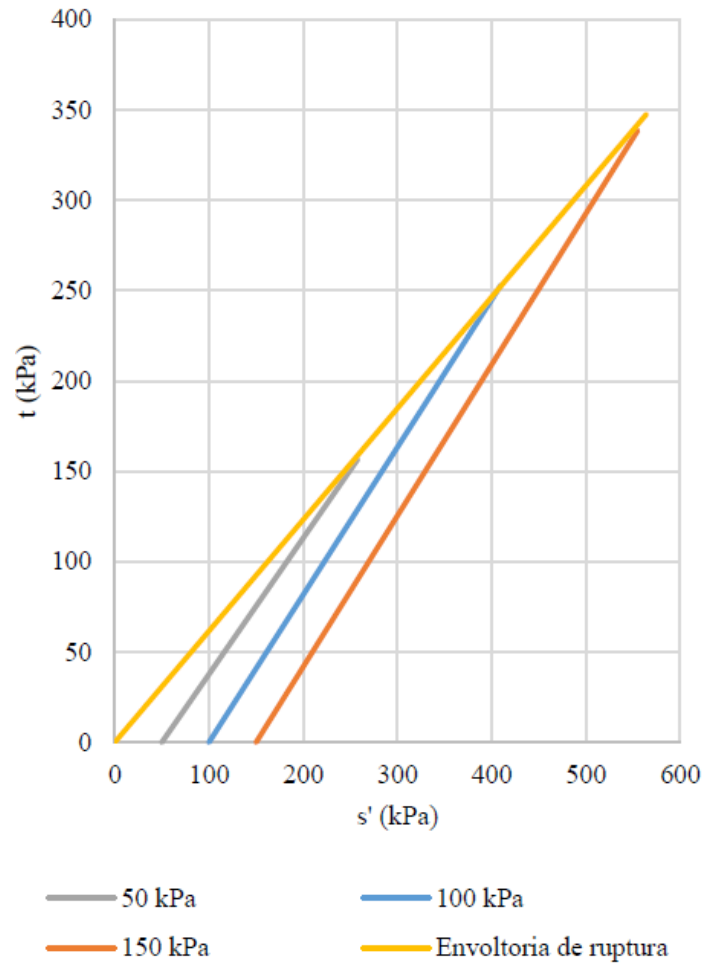
Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 20 - Gráfico $q \times \epsilon$ e $\epsilon_v \times \epsilon_h$ para a profundidade de 9m



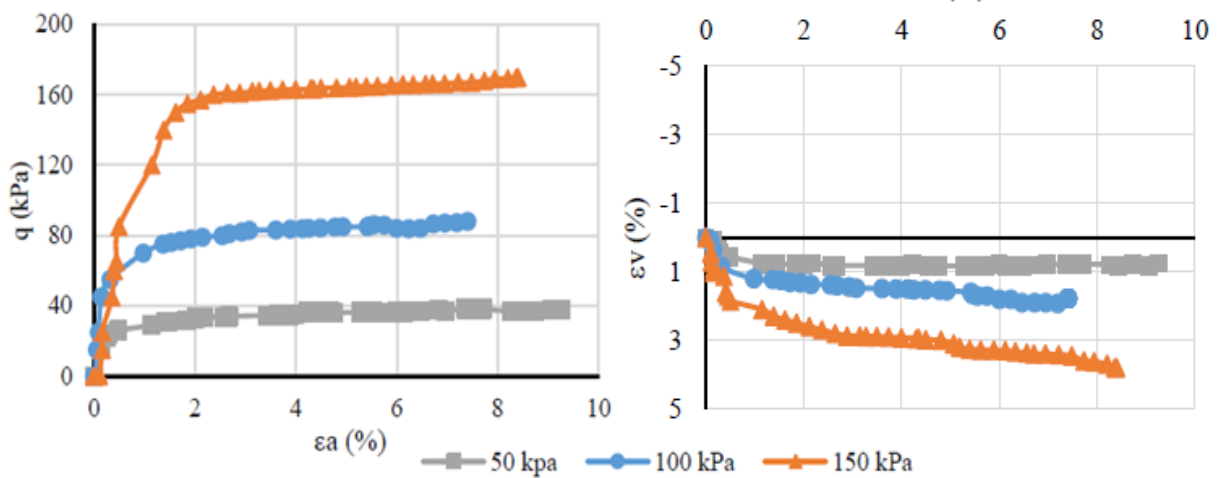
Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 21- Gráfico q x s' para a profundidade de 9m



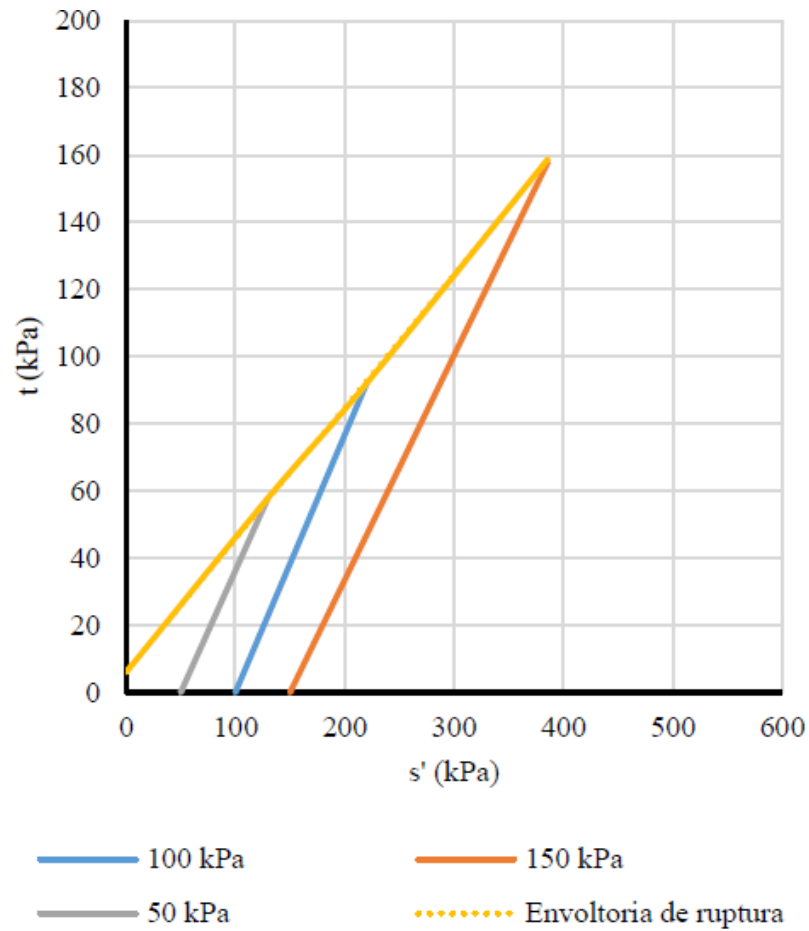
Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 22 - Gráfico q x ϵ e ϵ_v x ϵ_h para a profundidade de 12m



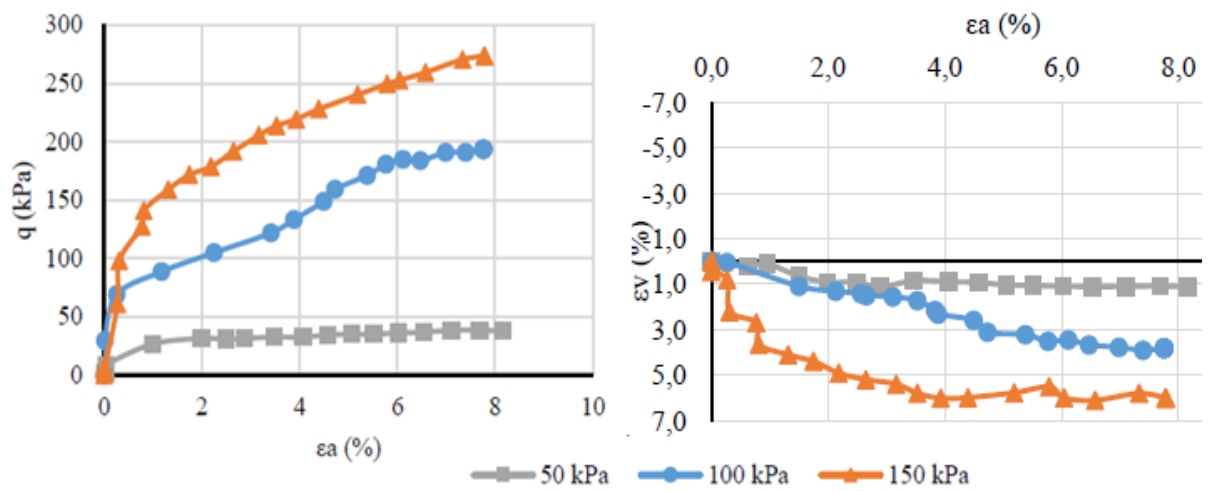
Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 23 - Gráfico t x s' para a profundidade de 12m



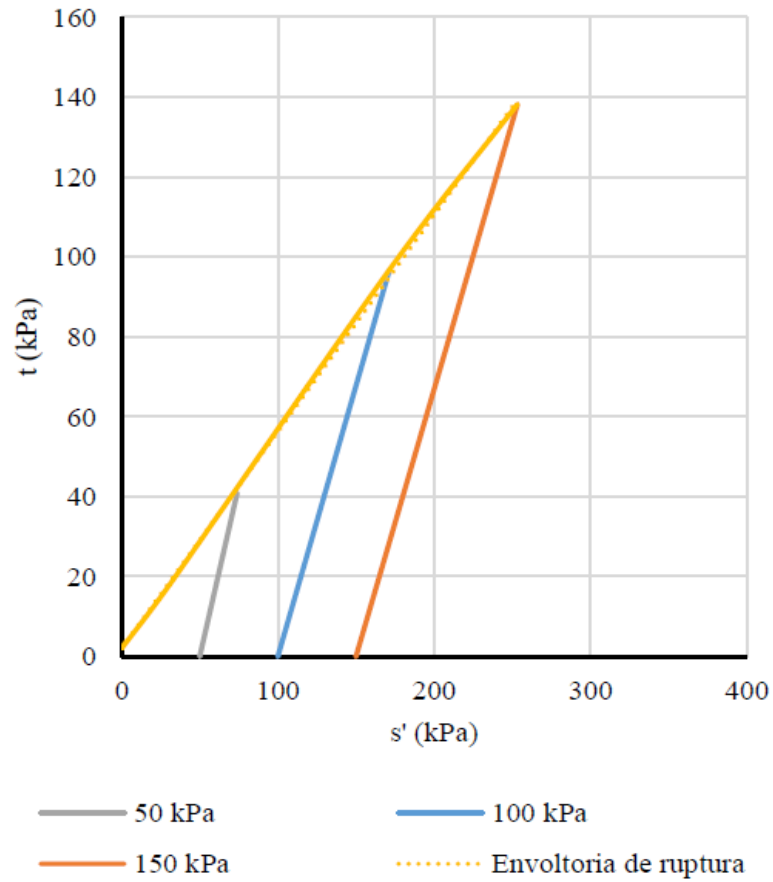
Fonte: Adaptado de Lavalley (2017).

Figura 24- Gráfico q x ϵ e ϵ_v x ϵ_h para a profundidade de 15,4m



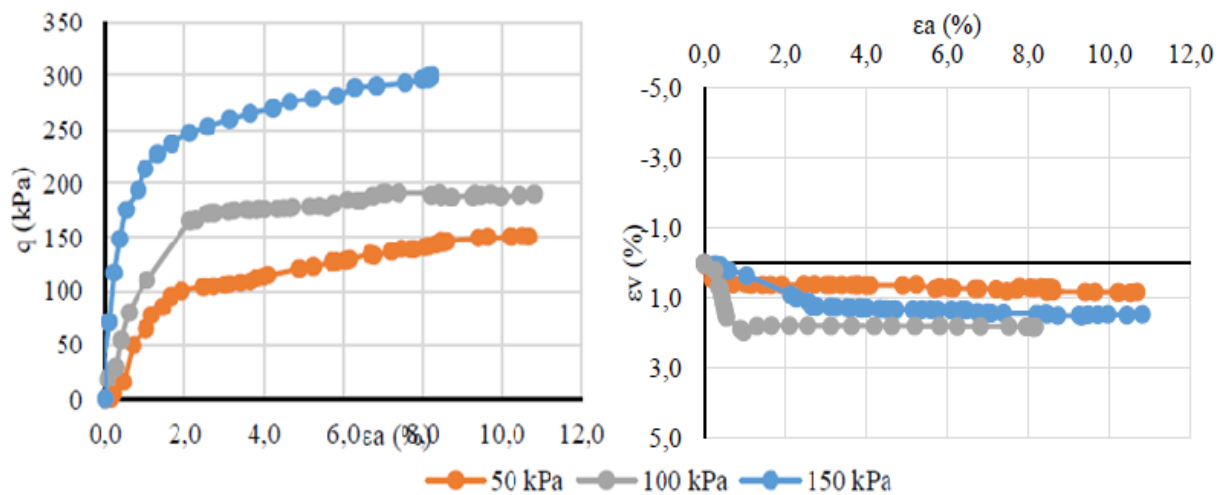
Fonte: Adaptado de Lavalley (2017).

Figura 25- Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 15,4m

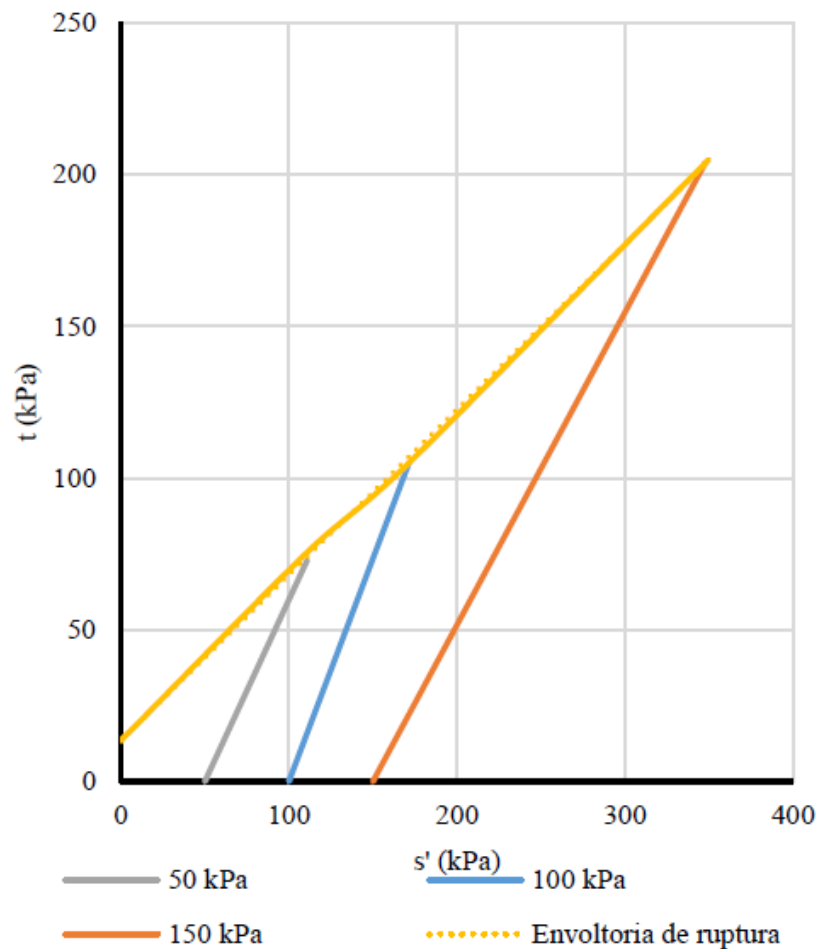


Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 26 - Gráfico $q \times \epsilon$ e $\epsilon_v \times \epsilon_h$ para a profundidade de 24m



Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Figura 27- Gráfico $t \times s'$ para a profundidade de 24m

Fonte: Adaptado de Lavalley (2017).

Com base nos ensaios realizados foi possível obter uma estimativa do valor do ângulo de atrito crítico e coesão contida nas amostras coletadas. A Tabela 17 apresenta um resumo com esses resultados.

Tabela 17 - Resumo dos ensaios triaxiais

| Profundidade (m) | Parâmetros de Resistência | |
|------------------|---------------------------|------------|
| | ϕ cs' (°) | c' (kPa) |
| 3,0 | 32,98 | 0,00 |
| 5,0 | 35,95 | 0,00 |
| 9,0 | 33,66 | 3,00 |
| 12,0 | 22,8 | 6,53 |
| 15,4 | 32,52 | 2,42 |
| 24,0 | 32,98 | 16,09 |

Fonte: Adaptado de Lavalley (2017).

Pinto (2006) afirma que a areia é definida como um material não-coesivo pela impossibilidade de se moldar um corpo de prova. Ao se analisar os resultados dos ensaios triaxiais, observa-se que em alguns deles foram encontrados valores para a coesão. Tendo em vista que as areias não apresentam coesão verdadeira, para o cálculo das capacidades de carga propostas pelas metodologias teóricas, os valores das coesões apresentados serão considerados nulas.

Além disso, Hachich et. al (1998) apresenta através da Tabela 18 os ângulos de atrito efetivos típicos de uma areia e pode-se perceber que o valor encontrado de 22,8° para o ensaio realizado em 12m está bastante distante dos valores esperados para este tipo de material. Diante disto, possivelmente este valor esteja incorreto, podendo ter ocorrido algum erro durante o ensaio. Para a aplicação dos métodos teóricos nesta profundidade será adotado um ângulo de atrito baseado em dados da literatura.

Tabela 18- Valores típicos de ângulo de atrito para areias

| | fofo | Compacidade | |
|-----------------------------|------|-------------|----------|
| | | a | compacto |
| Areias bem-graduadas | | | |
| de grãos angulares | 37° | a | 47° |
| de grãos arredondados | 30° | a | 40° |
| Areias mal graduadas | | | |
| de grãos angulares | 35° | a | 43° |
| de grãos arredondados | 28° | a | 35° |

Fonte: O autor. Adaptado de Hachich et. al (1998)

A comparação do valor crítico obtido pelo ensaio com o apresentado por Hachich et. al (1998) é válida para areias, uma vez que os ângulos críticos e efetivos são muito similares.

4.1.6 Umidade natural

Os valores da umidade natural foram obtidos através de amostras de solo coletadas durante a execução do ensaio SPT. Sua variação será descrita na definição do perfil geotécnico mostrado no item 4.1.8 deste trabalho.

4.1.7 Peso específico do solo

As metodologias teóricas baseiam-se em equações que levam em conta fatores adimensionais de capacidade de carga e valores característicos, tanto do solo (peso específico natural), quanto das dimensões da estaca (comprimento). Para os valores correspondentes ao peso específico seco, os mesmos foram obtidos por meio de Lavallo (2017) e corrigidos para peso específico natural através de Equação 20 de índices físicos do solo.

$$\gamma_s = \frac{\gamma_n}{(1 + w)} \quad (20)$$

Em que,

γ_s = peso específico do solo seco

γ_n = peso específico natural

w = umidade natural

4.1.8 Definição do perfil geotécnico da área

Com base na descrição dos ensaios de campo e de laboratório define-se, então, o perfil geotécnico da área. A Tabela 19 apresenta um resumo com as características das camadas definidas através dos ensaios.

Para a camada entre 18m e 21m em especial, apesar da granulometria apresentar uma grande predominância de silte com parcelas de areia, não deve-se descartar a plasticidade do solo apresentado através dos ensaios de consistência (limites de Atterberg). Tendo vista o comportamento definido através da classificação unificada (transição entre silte e argila), o tipo de solo foi classificado como silte argilo-arenoso. A definição siltosa se dá pela sua maior presença na granulometria. A parte argilosa é caracterizada através de sua plasticidade e presença na análise tátil-visual do ensaio SPT. Já a parte arenosa é devido ao percentual considerável na análise granulométrica. Essa definição do solo será usada para a metodologia de Aoki e Velloso (1975). Para a metodologia proposta por Decourt e Quaresma (1979) o tipo de solo será classificada como silte-argiloso, em função dos parâmetros definidos por estes autores.

Dos ensaios triaxiais pode-se perceber que na profundidade de 12m o ângulo de atrito dessa camada apresenta um valor não esperado para uma areia. Por esse motivo, será adotada o mínimo proposto pela Tabela 17, ou seja, será considerado um ângulo de atrito de 28° para uma areia mal graduada de grãos arredondados para o cálculo das metodologias teóricas. O valor da coesão aferido nessa profundidade será considerado nulo, uma vez que um solo granular teórico não apresenta coesão verdadeira.

Tabela 19 - Descrição do perfil geotécnico

| Profundidade | Descrição do solo |
|--------------|--|
| 0m – 10m | Areia fina siltosa pouco compacta de coloração cinza clara com valores de N_{spts} entre 3 e 24 e q_t entre 15MPa e 20MPa nas camadas iniciais até 4m, aumentando sua resistência ao final da camada com N_{spts} variando entre 24 e 43 e q_t com valores médios de 15MPa. A umidade natural média varia entre 12% e 32%, com ângulo de atrito crítico (ϕ) variando entre 32,98° a 35,95° e γ_n em torno de 16,5kN/m ³ . |
| 10m – 18 | Areia fina siltosa fofa de coloração cinza escura e valores de N_{spts} variando de 1 a 6 e q_c com valores médios de 4MPa. A umidade natural média varia entre 29% e 38% com ângulo de atrito crítico (ϕ) variando entre 28° e 32,52° e γ_n próximos de 16 kN/m ³ . |
| 18m – 21m | Silte argilo-arenoso de coloração cinza clara a escura com N_{spts} variando entre 4 e 5 e q_c variando entre 2,0MPa e 15,0MPa. A umidade natural para essa camada varia entre 24% e 68%. Seu γ_n ficou próximo de 14 kN/m ³ . |
| 21m – 24m | Areia fina siltosa cinza de coloração cinza média medianamente compacta com N_{spts} variando de 5 a 10 e q_c variando entre 7,0MPa e 10,0MPa. A umidade natural encontra-se em torno de 28%. O ângulo de atrito crítico (ϕ) foi aferido apenas na profundidade de 24m e seu valor é de 32,98°. O valor de γ_n próximos de 16 kN/m ³ . |
| 24m – 30m | Areia grossa cinza média com pedregulho medianamente compacta com N_{spts} variando entre 10 e 20 e q_c entre 2,0MPa e 16,0MPa. Não foram avaliados os valores de umidade natural e angulo de atrito para essa camada. |

Fonte: O autor.

4.2 RESULTADO DA PROVA DE CARGA

Com posse das leituras dos dados do ensaio da prova de carga estática, pode-se, então, criar a curva carga *versus* recalque da estaca ET-04. Durante a execução do ensaio da prova de carga ocorreu a ruptura de um tirante que ocasionou uma descontinuidade nas leituras da curva, e por esse motivo, foi necessário extrapolar a curva nesse trecho.

A determinação da carga de ruptura da estaca ET-04 foi baseada na metodologia proposta pela ABNT NBR 6122:2010 levando em conta valores da geometria da estaca (comprimento, área da seção transversal e diâmetro) e características do concreto executado (f_{ck} e módulo de elasticidade). Com esses valores, através da Equação 15 do item 2.3.4 e a Tabela 20 pode-se, então, criar a extrapolação da curva carga *versus* recalque até a intersecção com a curva da prova de carga.

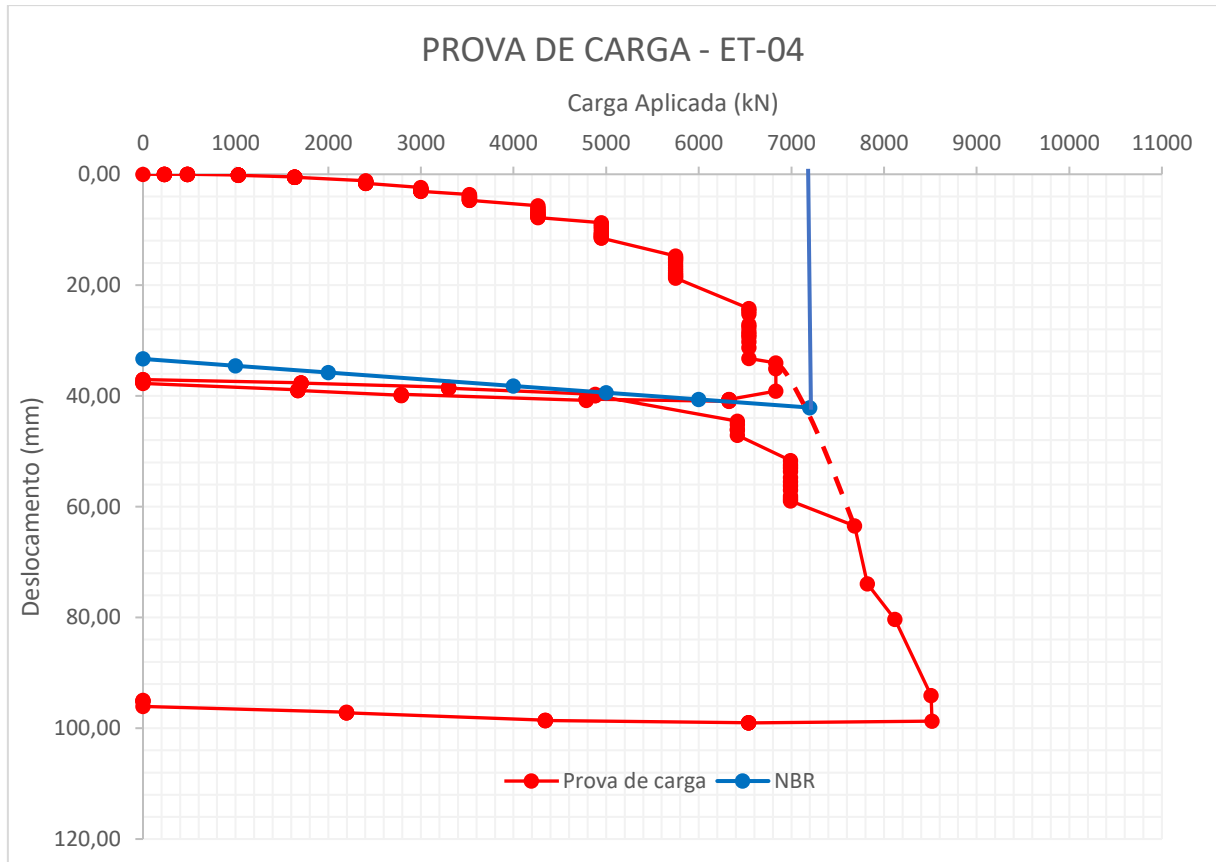
Os resultados, tanto da curva carga *versus* recalque quanto da estimativa da carga de ruptura pelo método da ABNT NBR 6122:2010, são ilustrados pela Figura 28.

Tabela 20 - Procedimento para definição da carga de ruptura

| Dados NBR 6122:2010 | |
|----------------------------|-----------|
| Ruptura - NBR 6122 | |
| f_{ck} (MPa) = | 20 |
| E (Mpa) = | 25044,0 |
| D (mm) = | 1000 |
| A (m ²) = | 0,7854045 |
| L (m) = | 24,00 |
| Δr (mm) | P (kN) |
| 33,33 | 0 |
| 34,55 | 1000 |
| 35,77 | 2000 |
| 38,21 | 4000 |
| 39,43 | 5000 |
| 40,65 | 6000 |
| 42,12 | 7200 |

Fonte: O autor.

Figura 28 - Prova de carga ET-04



Fonte: O autor

Como se pode observar através da Figura 28, o valor da carga de ruptura convencional da ET-04 através do método da ABNT NBR 6122:2010 é de aproximadamente 7.200 kN.

A determinação da carga admissível da estaca pode ser obtida conforme item 6.2.1.2.2 da ABNT NBR 6122:2010, aplicando-se ao resultado da carga de ruptura um fator de segurança de 1,6. Com isso, a carga admissível da estaca ET-04 é de aproximadamente 4.500 kN.

4.3 SEMI-EMPÍRICOS

Nesse item serão apresentados os resultados das metodologias semi-empíricas de capacidade de carga propostas por Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1979), e pelo Método UFRGS Lobo (2005). Serão apresentados os resultados propostos por cada metodologia nas profundidades em que se obteve o ensaio triaxial (3m, 5m, 9m, 12m, 15m e 24m). Esses resultados serão

posteriormente avaliados através de um comparativo com os métodos teóricos e a prova de carga.

Ademais, após a definição da resistência mobilizada pelo solo, foi avaliada a condição proposta pelo item 8.2.1.2 da ABNT NBR 6122:2010 em que a carga admissível deve ser no máximo 1,25 vezes a resistência de atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, a carga admissível da estaca deve ser no máximo 20% suportada pela ponta da estaca.

4.3.1 Aoki e Velloso (1975)

A presente metodologia foi desenvolvida relacionando a capacidade de carga com a resistência de ponta e atrito lateral do ensaio CPTU. A partir dessa análise foram adicionados fatores de correlações e seus cálculos foram deduzidos para o ensaio SPT. Para esse capítulo, a análise da metodologia de capacidade de carga proposta por Aoki e Velloso (1975) será calculada para ambos os ensaios de campo.

4.3.1.1 Aoki e Velloso (1975) – Ensaio CPTU

Tomando como base o ensaio CPTU e partindo das formulações apresentadas no item 2.3.2.1 e pelo Apêndice A, pode-se, então, calcular sua capacidade de carga. Os resultados para as profundidades analisadas estão demonstrados pela Tabela 21. Destaca-se que o valor de q_c foi determinado através de médias, já que o ensaio fornece medidas de 2 em 2 cm.

Tabela 21 - Resultados Aoki e Velloso (1975) para CPTU

| Prof. (m) | Tipo de solo | q_c (MPa) | α | R_p (kN) | RI acum. (kN) | RT rupt (kN) | RT adm (kN) | Rtadm <1,25RI | RT adm corr. (kN) |
|-----------|---------------|-------------|----------|------------|---------------|--------------|-------------|---------------|-------------------|
| 3 | Areia siltosa | 4,65 | 2 | 1217,4 | 67,3 | 1284,7 | 642,4 | NÃO | 310,8 |
| 5 | Areia siltosa | 14,21 | 2 | 3720,2 | 370,7 | 4090,9 | 2045,4 | NÃO | 1114,7 |
| 9 | Areia siltosa | 19,83 | 2 | 5191,5 | 1085,2 | 6276,7 | 3138,3 | NÃO | 2123,5 |
| 12 | Areia siltosa | 1,67 | 2 | 437,2 | 1206,2 | 1643,4 | 821,7 | OK | 821,7 |
| 15 | Areia siltosa | 3,88 | 2 | 1015,8 | 1316,3 | 2332,1 | 1166,1 | OK | 1166,1 |
| 24 | Areia siltosa | 8,51 | 2 | 2227,9 | 1850,7 | 4078,6 | 2039,3 | OK | 2039,3 |

Fonte: O autor

Suas resistências, tanto de ruptura quanto admissível sem a correção proposta pela ABNT NBR 6122:2010, apresentam em 5 m e em 9 m de profundidade seus maiores valores. Isso se dá pelo fato de estarem presentes em uma camada mais resistente conforme se pode perceber pela resistência de ponta (q_c) do ensaio CPTU.

No que tange à condição proposta pelo item 8.2.1.2 da ABNT NBR 6122:2010, a partir de 12 m de profundidade essa condição é satisfeita. Os demais valores foram necessários recalcular a resistência admissível considerando apenas 20% da contribuição da ponta para o seu total.

4.3.1.2 Aoki e Velloso (1975) – Ensaio SPT

Conforme formulações apresentadas pelo item 2.3.2.1 e pelo Apêndice B, pode-se calcular a capacidade de carga com base nos resultados do ensaio SPT. Seus valores foram calculados com base no N_p , sendo esse valor a média dos valores dos N_{spts} correspondentes a ponta, o imediatamente superior e o imediatamente inferior, além de parâmetros característicos de cada tipo de solo nas camadas. Os resultados para as profundidades analisadas são apresentados pela Tabela 22.

Tabela 22- Resultados Aoki e Velloso (1975) para SPT

| Prof. (m) | Nspt | Tipo de solo | N_p | R_p (kN) | RI acum. (kN) | RT rupt (kN) | RT adm (kN) | Rtadm <1,25RI | RT adm corr. (kN) |
|-----------|------|---------------|-------|------------|---------------|--------------|-------------|---------------|-------------------|
| 3 | 4 | Areia siltosa | 10,3 | 2164,21 | 117,29 | 2281,49 | 1140,75 | NÃO | 550,13 |
| 5 | 20 | Areia siltosa | 23,0 | 4817,11 | 485,90 | 5303,01 | 2651,50 | NÃO | 1449,32 |
| 9 | 43 | Areia siltosa | 34,7 | 7260,57 | 1658,76 | 8919,33 | 4459,67 | NÃO | 3110,87 |
| 12 | 2 | Areia siltosa | 2,3 | 488,69 | 1876,58 | 2365,27 | 1182,64 | OK | 1182,64 |
| 15 | 6 | Areia siltosa | 4,7 | 977,38 | 1960,35 | 2937,74 | 1468,87 | OK | 1468,87 |
| 24 | 13 | Areia siltosa | 11,7 | 2443,46 | 2366,67 | 4810,13 | 2405,06 | OK | 2405,06 |

Fonte: O autor.

Nas profundidades iniciais a maior contribuição para resistência total de ruptura se dá pela ponta da estaca (3m, 5 m e 9 m). A partir dessa profundidade esse cenário se inverte e a maior contribuição passa a ser dado pelo atrito lateral até a profundidade de 24 m, em que essa contribuição praticamente se equivale.

Nas profundidades iniciais a condição estabelecida pela ABNT NBR 6122:2010 não é satisfeita. Fez-se então o cálculo novamente dos valores admissíveis considerando parcela da ponta com 20% de contribuição. Para as demais profundidades (12m, 15m e 24m) os valores admissíveis não necessitaram correções.

4.3.2 Decourt e Quaresma (1979)

Os resultados da capacidade de carga foram realizados de acordo com as formulações e parâmetros da metodologia proposta pelo item 2.3.2.2 e do Apêndice C. Seus resultados são apresentados pela Tabela 23.

Tabela 23- Resultados Decourt e Quaresma (1979)

| Prof. (m) | Nspt | Tipo de solo | Np | Rp (kN) | RI acum. (kN) | RT rupt (kN) | RT adm (kN) | Rtadm <1,25RI | RT adm corr. (kN) |
|-----------|------|--------------|------|---------|---------------|--------------|-------------|---------------|-------------------|
| 3,0 | 4,0 | Areia | 10,3 | 3246,3 | 240,9 | 3487,2 | 996,9 | NÃO | 890,1 |
| 5,0 | 20,0 | Areia | 23,0 | 7225,7 | 764,5 | 7990,1 | 2394,5 | NÃO | 2209,6 |
| 9,0 | 43,0 | Areia | 34,7 | 10890,9 | 2356,2 | 13247,0 | 4535,2 | NÃO | 4534,4 |
| 12,0 | 2,0 | Areia | 2,3 | 733,0 | 2722,7 | 3455,8 | 2277,7 | OK | 2277,7 |
| 15,0 | 6,0 | Areia | 4,7 | 1466,1 | 2921,7 | 4387,8 | 2614,0 | OK | 2614,0 |
| 24,0 | 13,0 | Areia | 11,7 | 3665,2 | 3801,3 | 7466,5 | 3840,4 | OK | 3840,4 |

Fonte: O autor.

Essa metodologia apresenta valores superiores de resistência de ruptura e admissível em comparado ao método de Aoki e Velloso (1975). Além disso, de forma semelhante ao método de Aoki e Velloso (1975), as contribuições de ponta são maiores nas profundidades iniciais (3m, 5m e 9m). Nas demais profundidades analisadas (12m e 15m) esse cenário se inverte e o percentual de maior contribuição passa a ser através do atrito lateral. Novamente, em 24m, os percentuais de contribuição de ponta e lateral são muito semelhantes.

Repetidamente, a condição proposta pela ABNT NBR 6122:2010 não é satisfeita nas primeiras profundidades e suas correções foram efetuadas de forma semelhante a metodologia anterior.

4.3.3 Método UFRGS Lobo (2005)

O método denominado Método UFRGS foi criado por Lobo (2005) e foi desenvolvido através de conceitos físicos com base na energia de penetração do amostrador do ensaio SPT. Seus cálculos foram baseados no item 2.3.2.3 e pelo Apêndice D com seus resultados descritos na Tabela 24.

| Prof. (m) | Nspt | Fd (kN) | ΣFd (kN) | QL(kN) | Qp(kN) | Qp medio (kN) | Qult (kN) | Q adm (kN) | Rtadm < 1,25RI | Q adm corr. (kN) |
|-----------|------|---------|------------------|--------|--------|---------------|-----------|------------|----------------|------------------|
| 3 | 4 | 4,8 | 16,6 | 315,3 | 183,5 | 594,2 | 909,4 | 454,7 | NÃO | 434,1 |
| 5 | 20 | 21,7 | 64,4 | 1222,3 | 834,0 | 932,1 | 2154,4 | 1077,2 | OK | 1077,2 |
| 9 | 43 | 44,7 | 211,5 | 4017,4 | 1719,3 | 1260,9 | 5278,4 | 2639,2 | OK | 2639,2 |
| 12 | 2 | 2,4 | 239,3 | 4544,9 | 94,0 | 74,5 | 4619,4 | 2309,7 | OK | 2309,7 |
| 15 | 6 | 6,3 | 250,4 | 4756,1 | 242,7 | 223,0 | 4979,2 | 2489,6 | OK | 2489,6 |
| 24 | 13 | 12,2 | 307,2 | 5833,9 | 469,7 | 415,7 | 6249,6 | 3124,8 | OK | 3124,8 |

Fonte: O autor.

Em uma breve análise dos resultados, pode-se perceber que o método da UFRGS (2005) apresenta valores admissíveis intermediários em relação às metodologias anteriores.

4.4 MÉTODOS TEÓRICOS

A presente seção abordará a análise dos métodos teóricos propostos por Terzaghi (1943) e Vésic (1972) para capacidade de carga de ponta da estaca, além de uma estimativa de sua capacidade de carga lateral. Como essas metodologias necessitam dos valores de ângulo de atrito do solo, os resultados serão avaliados nas profundidades de 3m, 5m, 9m, 12m, 15m e 24m, onde foi possível obter esses parâmetros através do ensaio triaxial. No referente ao coeficiente de empuxo K_s , necessário para os cálculos da solução de Vésic (1972), Velloso e Lopes (2012) afirma que para estacas escavadas, K_s é menor ou igual ao coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Em função disso, seu valor foi calculado utilizando a fórmula de Jacky (1944) apud Odebrecht e Schnaid (2012) relacionando seu valor à seguinte equação: $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$. Para os valores das tensões efetivas, quando se é necessário seu cálculo, os mesmos foram obtidos considerando os pesos

específicos médios naturais do solo, descritos na Tabela 20, e considerando a posição do lençol freático em 2,77m de profundidade.

4.4.1 Resistência Lateral

Conforme item 2.3.1.4 e a Equação 6, a resistência lateral foi calculada e seus resultados constam na Tabela 25.

Tabela 24 - Resistência lateral

| Prof. (m) | δ (°) | K_s | σ_v' | $\tau_{l, ult}$ (kN) |
|-----------|--------------|-------|-------------|----------------------|
| 3,0 | | | 47,2 | 41,88 |
| 5,0 | | | 60,2 | 89,03 |
| 9,0 | 33,04 | 0,45 | 86,2 | 229,47 |
| 12,0 | | | 104,7 | 371,63 |
| 15,0 | | | 122,7 | 544,39 |
| 24,0 | | | 164,7 | 1169,18 |

Fonte: O autor.

Devido ao solo ser granular, o valor da aderência solo-estaca foi definido como nulo ($a=0$). As tensões verticais foram calculadas baseando-se em pesos específicos naturais médios contidos na Tabela 19 e com nível do lençol freático em 2,77m de profundidade. O valor do ângulo de atrito solo-estaca (δ) foi definido por Lavalle (2017), que conforme seu estudo, o ângulo de atrito entre estaca e solo pode ser considerado o ângulo de atrito crítico do solo.

Nos resultados obtidos, serão adicionadas as resistências de ponta propostas pelos métodos teóricos, para ao seu final, determinar a carga de ruptura e admissível da estaca, em cada uma das profundidades avaliadas.

4.4.2 Resistência de ponta pela metodologia de Terzaghi (1943)

Os resultados da metodologia proposta por Terzaghi (1943) foram desenvolvidos através da Equação 2, contida no item 2.3.1.1 do presente trabalho, e os valores dos fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_γ) obtidos por meio de

interpolação linear dos dados apresentados pela Tabela 3. Os resultados encontrados para a capacidade de carga de ponta da estaca do método de Terzaghi (1943) estão contidos na Tabela 26.

Tabela 25- Capacidade de carga de ponta proposta por Terzaghi (1943)

| Prof. (m) | φ (°) | c (kPa) | γ (KN/m ³) | Nc | Nq | N γ | Qp últ. (kPa) | Qp últ. (kN) |
|-----------|---------------|---------|-------------------------------|------|------|------------|---------------|--------------|
| 3,0 | 32,98 | 0,0 | 16,5 | 49,5 | 33,8 | 33,2 | 1835,6 | 1441,7 |
| 5,0 | 35,95 | 0,0 | 16,5 | 65,0 | 49,0 | 53,4 | 4305,3 | 3381,4 |
| 9,0 | 33,66 | 0,0 | 16,5 | 52,3 | 36,3 | 36,3 | 5574,8 | 4378,4 |
| 12,0 | 28 | 0,0 | 16,0 | 32,4 | 18,6 | 15,7 | 3642,7 | 2861,0 |
| 15,0 | 32,52 | 0,0 | 16,0 | 47,6 | 32,0 | 31,1 | 7836,7 | 6154,9 |
| 24,0 | 32,98 | 0,0 | 16,0 | 49,5 | 33,8 | 33,2 | 13123,3 | 10307,1 |

Fonte: O autor.

O valor admissível proposto pela metodologia será calculado posteriormente a adição da contribuição da resistência lateral, calculados na Tabela 25, e aplicando-lhes um fator de segurança conforme definição no item 2.3.2 do presente trabalho. A Tabela 27 apresentam os resultados obtidos para a metodologia.

Tabela 26 - Resultados método de Terzaghi (1943)

| Terzaghi (1943) | | | | |
|-----------------|---------|--------|---------|--------|
| Prof. (m) | Rp | RI | Rrup | Radm |
| 3,0 | 1441,7 | 41,9 | 1483,6 | 741,8 |
| 5,0 | 3381,4 | 89,0 | 3470,4 | 1735,2 |
| 9,0 | 4378,4 | 229,5 | 4607,9 | 2304,0 |
| 12,0 | 2861,0 | 371,6 | 3232,6 | 1616,3 |
| 15,0 | 6154,9 | 544,4 | 6699,3 | 3349,7 |
| 24,0 | 10307,1 | 1169,2 | 11476,2 | 5738,1 |

Fonte: O autor

4.4.3 Resistência de ponta pela metodologia de Vésic (1979)

A solução proposta por Vésic (1979) foi avaliada com base na Equação 4 do item 2.3.1.3 deste trabalho. Em suas formulações, para a determinação dos fatores de capacidade de carga adimensionais (Nc e N σ), seus cálculos levam em conta os

valores representativos do módulo de elasticidade (E) do solo. Esses dados possuem uma variação dos seus valores que podem influenciar diretamente no resultado da capacidade de carga final da metodologia. Para isso, foram realizados os cálculos da capacidade de carga do método de Vésic (1972) avaliando três possibilidades, considerando valores inferiores, intermediários e superiores dos módulos de elasticidade (Tabela 4). Os resultados das análises paramétricas das três possibilidades são mostrados pela Tabela 29.

Nas três análises os resultados dos fatores de capacidade de carga (N_c e N_σ) foram obtidos através de interpolações lineares da Tabela 6. A Tabela 28 mostra o procedimento de obtenção da resistência de ruptura proposta pela metodologia nas profundidades analisadas, considerados os valores intermediários dos módulos de elasticidade, propostos pela Tabela 4.

Tabela 27 - Capacidade de carga de ponta proposta por Vésic (1979)

| Prof. (m) | φ (°) | c (kPa) | σ' (kPa) | K_0 | E (MPa) | G (MPa) | I_r | N_c | N_σ | σ_0 | Q último (kPa) | Q último (kN) |
|-----------|---------------|---------|-----------------|-------|---------|---------|-------|-------|------------|------------|----------------|---------------|
| 3,0 | 33,0 | 0 | 47,2 | 0,46 | 10,0 | 4 | 125,6 | 118,8 | 78,2 | 30,1 | 2351,6 | 1843,6 |
| 5,0 | 36,0 | 0 | 60,2 | 0,41 | 10,0 | 4 | 88,1 | 119,0 | 89,6 | 36,6 | 3282,8 | 2573,7 |
| 9,0 | 33,7 | 0 | 86,2 | 0,45 | 75,0 | 29 | 502,5 | 239,1 | 128,0 | 54,3 | 6956,6 | 5454,0 |
| 12,0 | 28,0 | 0 | 104,7 | 0,53 | 10,0 | 4 | 69,1 | 60,0 | 30,4 | 71,9 | 2186,7 | 1714,4 |
| 15,0 | 32,5 | 0 | 122,7 | 0,46 | 10,0 | 4 | 49,2 | 73,5 | 51,0 | 78,7 | 4015,0 | 3147,7 |
| 24,0 | 33,0 | 0 | 164,7 | 0,46 | 75,0 | 29 | 269,9 | 154,4 | 102,0 | 104,9 | 10702,9 | 8391,1 |

Fonte: O autor.

Tabela 28 - Resultados com análises paramétricas

| Prof (m) | Vésic (E inf) | | | | Vésic (E int) | | | | Vésic (E sup) | | | |
|----------|---------------|--------|--------|--------|---------------|--------|--------|--------|---------------|--------|---------|--------|
| | Rp | RI | Rrup | Radm | Rp | RI | Rrup | Radm | Rp | RI | Rrup | Radm |
| 3m | 1343,8 | 41,9 | 1385,7 | 461,9 | 1843,6 | 41,9 | 1885,5 | 942,8 | 2565,1 | 41,9 | 2606,9 | 1303,5 |
| 5m | 1321,3 | 89,0 | 1410,4 | 470,1 | 2573,7 | 89,0 | 2662,8 | 1331,4 | 3538,9 | 89,0 | 3627,9 | 1814,0 |
| 9m | 5454,0 | 229,5 | 5683,4 | 1894,5 | 5454,0 | 229,5 | 5683,4 | 2841,7 | 6928,2 | 229,5 | 7157,7 | 3578,9 |
| 12m | 1466,2 | 371,6 | 1837,9 | 612,6 | 1714,4 | 371,6 | 2086,0 | 1043,0 | 2898,6 | 371,6 | 3270,3 | 1635,1 |
| 15m | 2160,2 | 544,4 | 2704,6 | 901,5 | 3147,7 | 544,4 | 3692,1 | 1846,1 | 4073,5 | 544,4 | 4617,9 | 2309,0 |
| 21m | 7239,4 | 1169,2 | 8408,6 | 2802,9 | 8391,1 | 1169,2 | 9560,3 | 4780,1 | 9526,4 | 1169,2 | 10695,6 | 5347,8 |

Fonte: O autor.

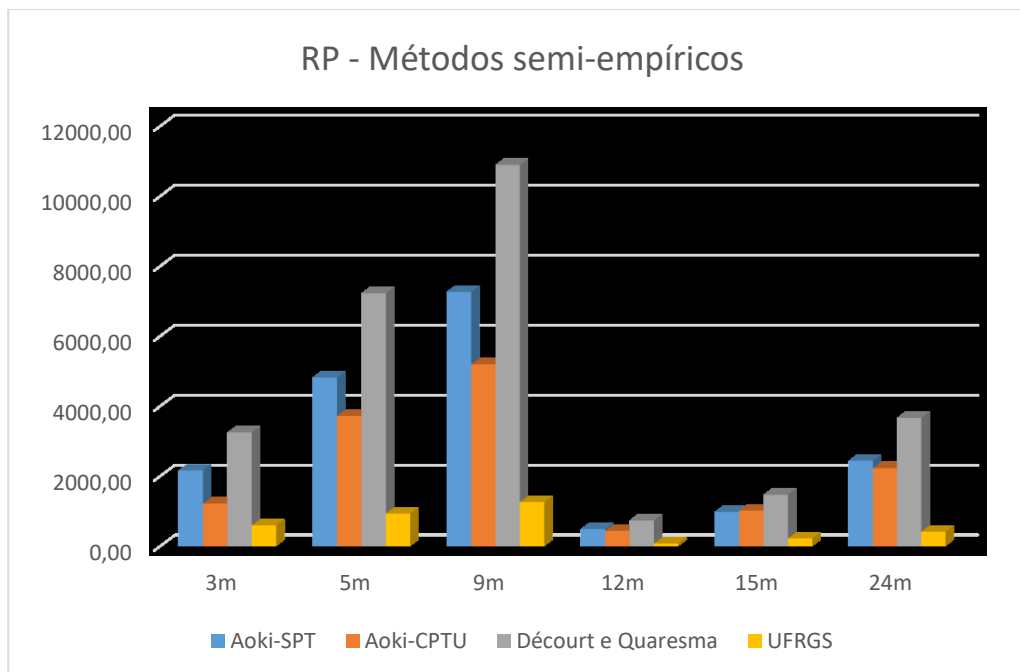
Os valores de ruptura foram originários da soma das parcelas de ponta e lateral. Para a obtenção dos valores admissíveis foi aplicado aos resultados dos

valores da ruptura um fator de segurança de $FS = 2$, conforme definido no item 2.2.2 deste trabalho.

4.5 COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS

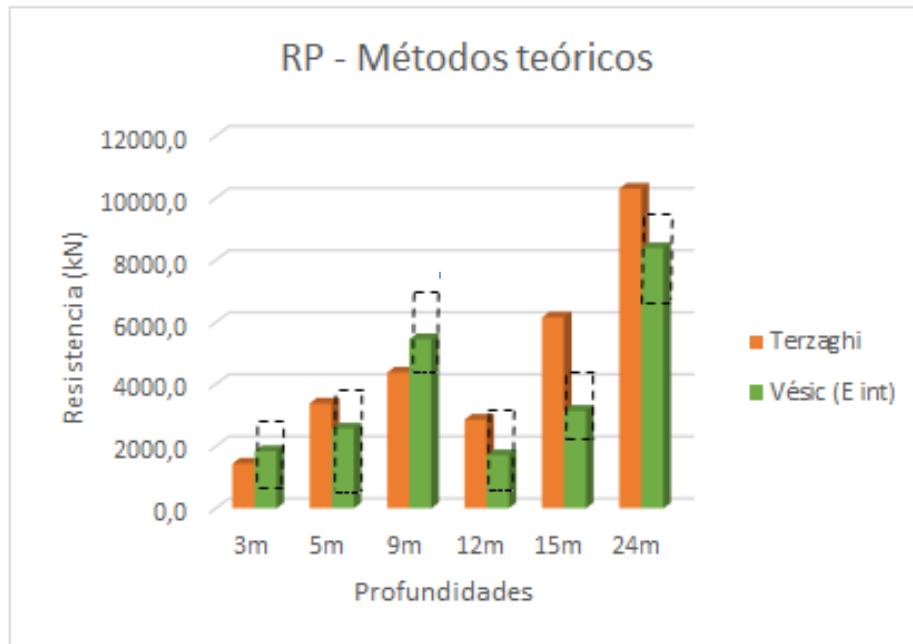
Neste item são apresentados os comparativos das metodologias de capacidade de carga. Para a metodologia de Vésic (1972), por ter sido realizada uma análise paramétrica dos seus resultados (diferentes valores de índices de rigidez), os gráficos serão apresentados com os valores intermediários dessas análises e sua variação (valores superiores e inferiores) demonstrada por linhas tracejadas. Inicia-se o comparativo entre as metodologias através dos valores obtidos pelas resistências de ponta através dos métodos semi-empíricos e teóricos, estes avaliados separadamente pelas Figuras 29 e 30 e posteriormente de forma conjunta através da Figura 31.

Figura 29 - Comparativo de resistência de ponta entre semi-empíricos



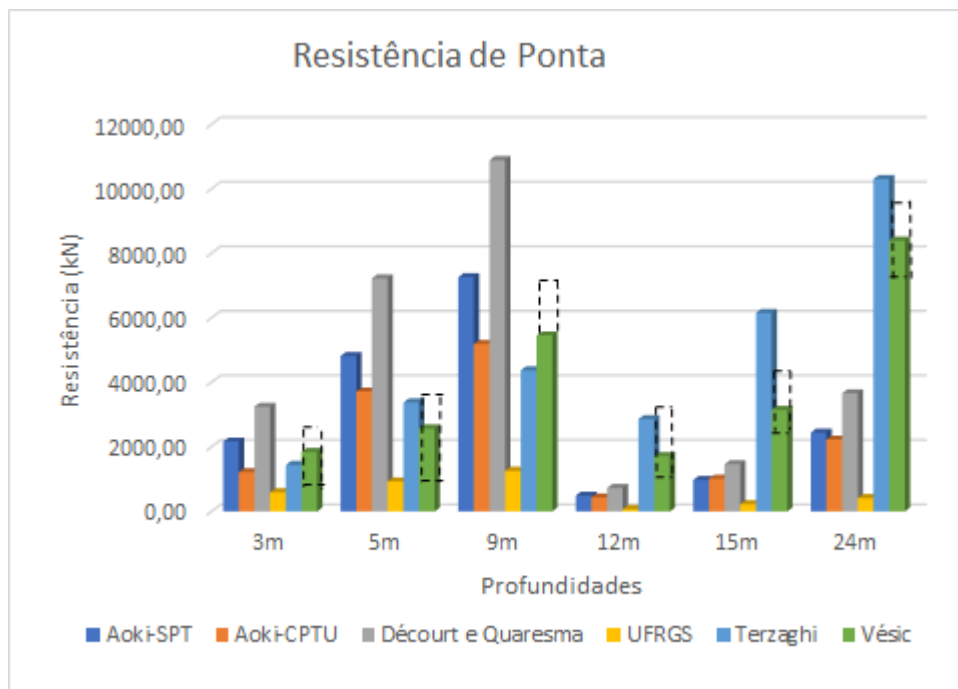
Fonte: O autor.

Figura 30 - Comparativo de resistência de ponta entre os métodos teóricos



Fonte: O autor.

Figura 31 - Comparativo de resistência – Métodos semi-empíricos e teóricos.



Fonte: O autor

Analisando a Figura 29, nitidamente os valores de capacidade de ponta para as metodologias semi-empíricas decrescem com as profundidades analisadas. Esse

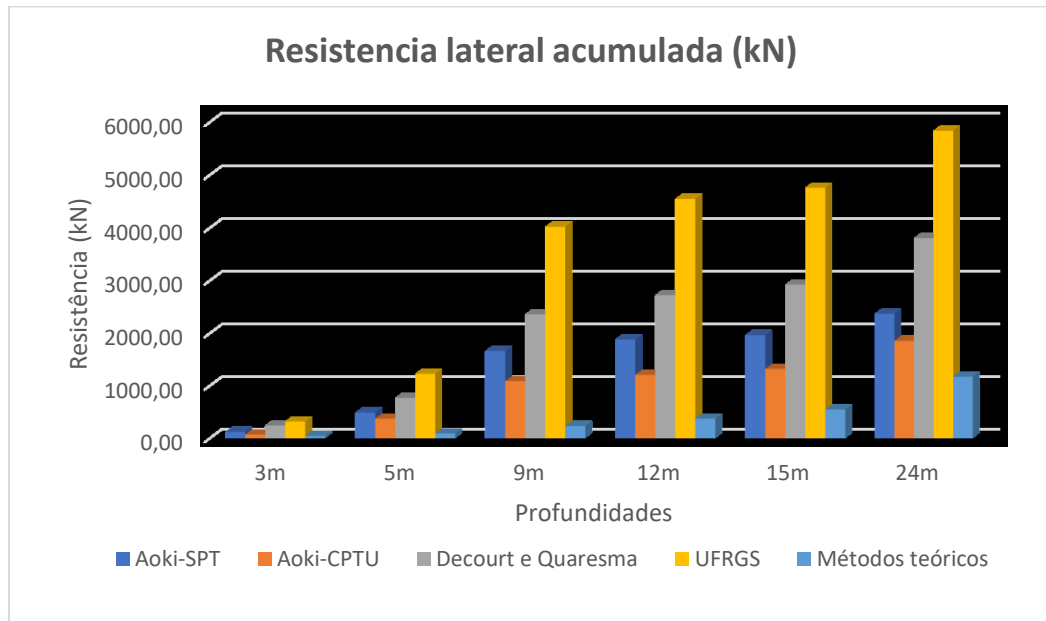
decréscimo pode ser explicado pelo perfil geotécnico que apresenta altos valores até a profundidade de 10m, e partir dessa profundidade, apresenta uma redução significativa nas resistências. Nos cálculos das tensões admissíveis, esses valores tendem a baixar caso a condição proposta pelo item 8.2.1.2 da ABNT NBR 6122:2010 não seja satisfeita. Para esta condição, a resistência de ponta será considerada como 20% do seu valor para a contribuição da carga admissível total.

Observando a Figura 30, percebe-se que nas profundidades de 5m, 12m, 15m e 24m os maiores valores de capacidade de carga pela ponta se dá pela metodologia proposta por Terzaghi (1943) e nas demais profundidades (3m e 9m), os valores de Vésic (1972) apresentam os maiores valores em comparativo com Terzaghi (1943). Realizando o comparativo entre o método de Terzaghi (1943) e o método de Vésic (1972) considerando os valores inferiores dos módulos de elasticidades da análise paramétrica, em todas as profundidades destacam-se os propostos por Terzaghi (1943). Esse cenário se inverte caso fosse levado em conta os valores superiores dos módulos de elasticidade da análise paramétrica do método de Vésic (1972), em que nas profundidades de 3m, 5m, 9m e 12m, os maiores valores se apresentariam por essa metodologia. Mesmo com essa consideração, nas demais profundidades analisadas (15m e 24m) seus resultados não ultrapassariam os apresentados por Terzaghi (1943).

Conforme figura 31, de maneira geral, os métodos semi-empíricos se destacam nas primeiras profundidades analisadas (3m, 5m e 9m), especialmente com os valores do método de Decourt e Quaresma (1978), que apresentam valores bem superiores aos demais. Isto se deve muito pelo fato de que seus resultados não foram apresentados pela condição de redução de seus valores propostos pela ABNT NBR 6122:2010. O cenário se inverte nas outras profundidades seguintes (12m e 24m) destacando-se os valores propostos pelas metodologias teóricas.

Outro item analisado foi a resistência lateral acumulada. Por apresentarem os mesmos valores, os métodos de Terzaghi (1943) e Vésic (1972) foram caracterizados como métodos teóricos na análise da resistência lateral. O comparativo entre as metodologias pode ser observado através da Figura 32.

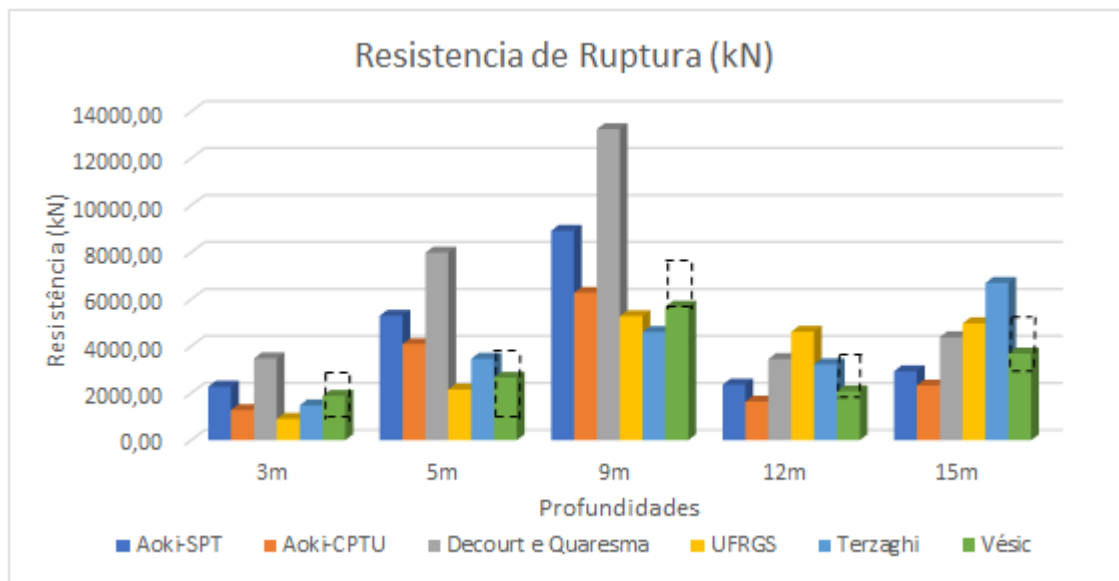
Figura 32 - Resistência lateral – métodos semi-empíricos e analíticos.



Notoriamente os maiores valores das resistências laterais acumuladas se dão pela metodologia proposta pela UFRGS (2005). Seus valores apresentam um crescimento na medida que as profundidades analisadas são maiores, chegando próximos aos 6.000kN em 24m. Isso se dá pelo fato de considerar em suas formulações o conceito de energia de penetração do amostrador do SPT, o que eleva sua resistência lateral quando alcançadas maiores profundidades. Já a metodologia de menor contribuição de capacidade de carga lateral se dá por Aoki e Velloso (1975), este devido ao alto valor do coeficiente de fator de escala e execução em função do tipo de estaca (Tabela 8), aplicado ao seu valor do atrito lateral um $F2 = 6$.

Foram avaliadas também as resistências de ruptura propostas pelos métodos. Esses valores foram analisados nas profundidades de 3m, 5m, 9m, 12m e 15m. A Figura 33 apresenta os resultados das resistências de ruptura para as profundidades citadas.

Figura 33 - Resistências de ruptura nas profundidades descritas

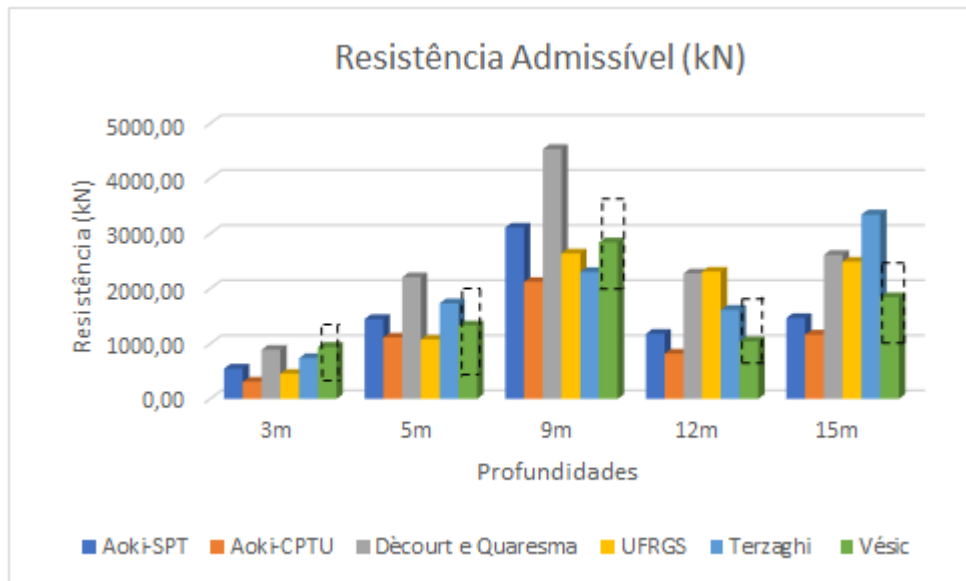


Fonte: O autor.

Observando a Figura 33 percebe-se nitidamente que para as profundidades iniciais (3m, 5m e 9m) os maiores valores apresentados são provenientes das metodologias semi-empíricas de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975) e na metodologia teórica de Vésic (1972). Este último podendo alcançar valores ainda maiores (linha superior tracejada) caso fossem considerados os valores superiores do módulo de elasticidade da Tabela 4. Como os valores de ruptura são calculados pela soma das contribuições de ponta e lateral, era previsível que o valores de maior evidência seriam aqueles definidos pela metodologia proposta por Décourt e Quaresma (1978), visto que suas resistências de ponta e lateral sempre apresentaram maiores valores. Nas profundidades de 12m, a metodologia proposta pela UFRGS (2005) aparece em evidência. Isso se dá muito em razão da parcela de sua contribuição lateral. Na profundidade de 15m, o valor proposto por Terzaghi (1943) é o valor de maior visibilidade pelo fato de que, como já citado, seus resultados muito se dão pelo valor da parcela da sobrecarga em suas formulações.

De maneira semelhante aos resultados de ruptura, foi desenvolvido o comparativo entre todas as metodologias levando em conta seus valores admissíveis. Estes resultados estão mostrados na Figura 34.

Figura 34 - Resistências admissíveis nas profundidades descritas

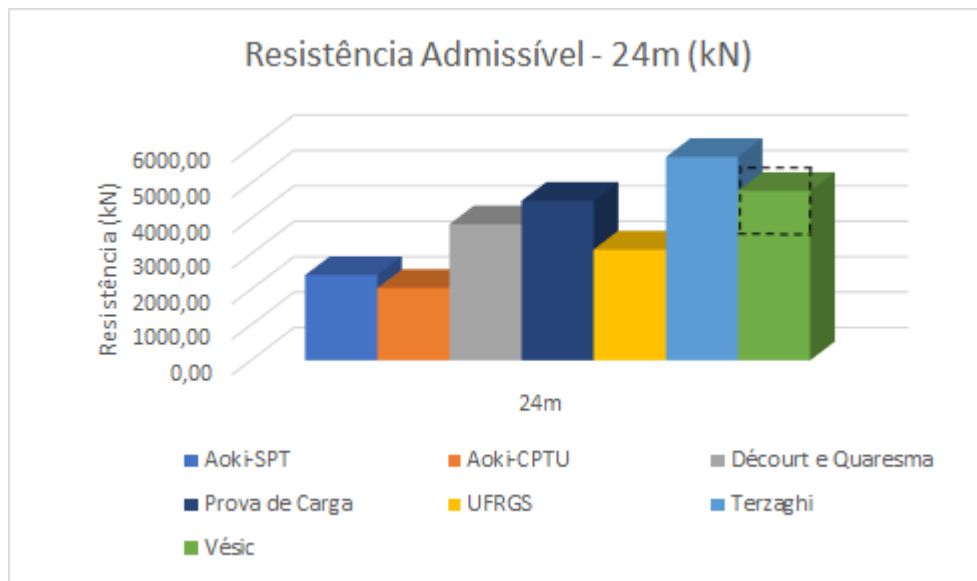


Fonte: O autor.

Percebe-se na Figura 34, que nas profundidades iniciais (3m, 5m e 9m), os valores continuam, de certa maneira, com as mesmas proporções apresentados pela Figura 33. Nas profundidades seguintes (12m e 15m) esses valores apresentam menores discrepâncias, principalmente entre os métodos de Decourt e Quaresma (1978) e UFRGS (2005) que apresentam valores semelhantes, juntamente com os valores superiores da análise paramétrica do método de Vésic (1972). Isso se dá pelo fato da metodologia de Decourt e Quaresma (1978) apresentar fatores de segurança parciais na ordem de $FS = 4$ para a resistência de ponta e $FS = 1,3$ para atrito lateral, enquanto que a metodologia UFRGS (2005) e o método de Vésic (1972) utilizam um $FS = 2$ para a ruptura total. Outro ponto perceptível foram os resultados propostos por na profundidade de 15m, em que se destacam os valores propostos por Terzaghi (1943) seguido de um emparelhamento dos valores de 3 metodologias apresentadas por UFRGS (2005), Decourt e Quaresma (1978) e o método de Vésic (1972), se considerado com valores superiores dos módulos de elasticidade da análise paramétrica.

Por fim, na profundidade de 24m, foram avaliados os valores admissíveis das metodologias teóricas e semi-empíricas juntamente com os valores da prova de carga. Seus resultados constam na Figura 35.

Figura 35 - Resistências admissíveis em 24m.



Fonte: O Autor.

Percebe-se que, para o método de Terzaghi (1943) o valor da resistência admissível ultrapassou o apresentado pela prova de carga. Avaliando o método teórico de Vésic (1972) com as três análises paramétricas realizadas, apenas o resultado considerando os valores inferiores do módulo de elasticidade, apresentados pela Tabela 4, se demonstrou abaixo do resultado admissível da prova de carga. Os demais, valores superiores e intermediários da análise paramétrica, ultrapassaram o resultado admissível da prova de carga, chegando em aproximadamente 19% no valor superior da análise paramétrica.

Na análise dos métodos semi-empíricos, todas as metodologias apresentaram valores abaixo dos apresentados pela prova de carga. Destacam-se os métodos de Decourt e Quaresma (1978) e UFRGS (2005) a quem apresentaram valores mais próximos aos admissíveis da prova de carga. Já o método de Aoki e Velloso (1975) foi o que se mostrou mais conservador. Seus valores foram bem inferiores e próximos a 45% abaixo dos admissíveis pela prova de carga.

5. CONCLUSÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise dos resultados de uma vasta campanha de ensaios de campo e laboratório, realizados no Campo Experimental de Araquari-SC, foi realizada para a correta definição do perfil geotécnico da área. O estudo permitiu caracterizar o perfil como predominantemente arenoso, com uma camada, entre as profundidades 18m e 21m, de caráter siltooso, embora a curva granulométrica indique a presença de um pequeno percentual de areia e os índices de plasticidade indiquem um comportamento silto-arenoso para as partículas finas presentes na amostra avaliada.

Com os dados da definição do perfil geotécnico estabelecidos e os resultados dos ensaios triaxiais, as metodologias de capacidade de carga foram avaliadas. De início, as profundidades intermediárias foram avaliadas e pode-se perceber como é o comportamento das metodologias ao longo das profundidades analisadas, sendo a metodologia semi-empírica de Decourt e Quaresma (1978), que juntamente com os métodos teóricos de Terzaghi (1943) e Vésic (1972) apresentaram valores de maior destaque nas análises admissíveis. Nas análises de ponta destacaram-se, novamente, o método de Decourt e Quaresma (1978) nas profundidades iniciais analisadas e nas profundidades finais destacaram-se os valores propostos pelos métodos teóricos de Terzaghi (1943) e Vésic (1972). No que tange a capacidade de carga lateral, quem apresentou valores relevantes foi a metodologia da UFRGS (2005).

Por fim, na análise da profundidade de 24m em que se obteve o resultado admissível da prova de carga, através da análise dos resultados pode-se perceber que as metodologias teóricas ultrapassaram os valores propostos pela prova de carga. O método de Terzaghi (1943) superou em aproximadamente 28% o valor da prova de carga e o método de Vésic (1972) superou os valores da prova de carga avaliando os valores intermediários (aproximadamente 7%) e superiores (aproximadamente 19%) da análise paramétrica realizada. Para essa metodologia, apenas os valores inferiores dos módulos de elasticidade da análise paramétrica

realizada apresentou valores inferiores aos admissíveis pela prova de carga, valor este próximo dos 7%. Tanto para o método de Terzaghi (1943), como para o método de Vésic (1972) os maiores valores de contribuição para o resultado final se deu pela resistência de ponta, já que a resistência lateral pouco auxilia no seu resultado final, conforme se pode observar na Tabela 25.

No que se refere aos métodos semi-empíricos, destaca-se a metodologia de Decourt e Quartesma (1978) o qual apresentou um equilíbrio de contribuições (ponta e lateral) para o resultado final. Esse equilíbrio ocasionou na metodologia que mais se aproximou do resultado da prova de carga, com seu valor próximo aos 15% abaixo da carga admissível da ET-04.

Para o método proposto pela UFRGS (2005) seu resultado se apresentou conservador e com valor de aproximadamente 30% abaixo do valor da resistência admissível da ET-04. A metodologia que mais se apresentou conservadora foi a proposta por Aoki e Velloso (1975). Estes, para ambos os ensaios utilizados, apresentaram variações em relação a prova de carga com valores próximos a 48% com base no ensaio SPT e próximos a 55% utilizando o ensaio CPTU como análise.

5.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como recomendação para trabalhos futuros sugere-se:

- A realização de mais ensaios triaxiais em outras profundidades
- Avaliação de outros tipos de estacas escavadas em areia.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA NETO, José Albuquerque de. **Análise do comportamento de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**. 2002. 112 p. Dissertação (Mestrado) – Escola politécnica, Universidade de São Paulo (UNESP), São Paulo, 2002.

ARAQUARI EXPERIMENTAL TESTING. Disponível em:
<<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/>>. Acesso em: 20 fev. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1993.

_____. **NBR 12069**: Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12131**: Prova de carga estática – método do ensaio. Rio de Janeiro, 2006

_____. **NBR 6457**: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização . Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento de solos. Rio de Janeiro, 1982.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, V.1**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros técnicos e Científicos, 2006.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LAVALLE, Laura V. A. **Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari**. 2017. 137 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2017.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas**: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. 2005. 139 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2005.

NIENOV, F. A. **Desempenho de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro em Solo Arenoso sob Carregamento Vertical**. 2016. 267 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS – Porto Alegre, 2016.

NOVAGEO. **Provas de carga em fundação**. Disponível em: <http://www.novageo.com.br/Solotecgeo.com.br/iframe/servicos/fundacoes/provas_de_carga.htm/>. Acesso em: 10 mar. 2017.

NUERNBERG, Marcos Felipe. **Dimensionamento de fundação profunda do tipo hélice contínua através do método semi-empíricos**. 2014. 170 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, (UFSC), Florianópolis, 2014.

ODEBRECHT, Edgar. **Medidas de energia no ensaio SPT**, 2003. 232 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2005, 2003.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SCHNAID, Fernando.; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, Nelson U.P. da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura**. 2006. 123 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, 2006.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R.– **Fundações - critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R.– **Fundações, V.2**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WIKIPÉDIA. **Araquari**. Disponível em <<https://pt.wikipedia.org/wiki/Araquari/>>. Acesso em: 25 mar. 2017.

APÊNDICES

- A. Planilha de Cálculo método Aoki e Velloso (1975) – Ensaio CPTU
- B. Planilha de Cálculo método Aoki e Velloso (1975) – Ensaio SPT
- C. Planilha de Cálculo método Decourt e Quaresma (1978)
- D. Planilha de Cálculo método UFGRS (2005)

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | |
|---|----------------------|----------|--|---------|----------------------------|---------------|--------------|-------------|----------------|-------------------|
| DADOS NECESSÁRIOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA | | | | | | | | | | |
| Tipo de estaca = Escavada | | | Diâmetro (ϕ) = 100 cm | | Autor: | | | | | |
| F1 = 3 | | | Área da estaca = 0,7854 m ² | | Willian Francisco Bertuzzi | | | | | |
| F2 = 6 | | | Perímetro = 3,142 m | | | | | | | |
| Coeficiente de Segurança = 2 | | | | | | | | | | |
| RESULTADOS | | | | | | | | | | |
| Prof. (m) | Tipo de solo | qc (Mpa) | α | Rp (kN) | RI (kN) | RI acum. (kN) | RT rupt (kN) | RT adm (kN) | Rtadm < 1,25RI | RT adm corr. (kN) |
| 2 | Areia siltosa | 1,78 | 2 | 466,00 | 18,64 | 18,64 | 484,64 | 242,32 | NÃO | 111,84 |
| 3 | Areia siltosa | 4,65 | 2 | 1217,37 | 48,69 | 67,33 | 1284,70 | 642,35 | NÃO | 310,81 |
| 4 | Areia siltosa | 14,76 | 2 | 3864,16 | 154,57 | 221,90 | 4086,06 | 2043,03 | NÃO | 994,73 |
| 5 | Areia siltosa | 14,21 | 2 | 3720,17 | 148,81 | 370,71 | 4090,88 | 2045,44 | NÃO | 1114,74 |
| 6 | Areia siltosa | 7,49 | 2 | 1960,88 | 78,44 | 449,14 | 2410,02 | 1205,01 | NÃO | 841,32 |
| 7 | Areia siltosa | 18,98 | 2 | 4968,95 | 198,76 | 647,90 | 5616,85 | 2808,43 | NÃO | 1641,69 |
| 8 | Areia siltosa | 21,93 | 2 | 5741,26 | 229,65 | 877,55 | 6618,81 | 3309,41 | NÃO | 2025,80 |
| 9 | Areia siltosa | 19,83 | 2 | 5191,48 | 207,66 | 1085,21 | 6276,69 | 3138,35 | NÃO | 2123,51 |
| 10 | Areia siltosa | 8,04 | 2 | 2104,87 | 84,19 | 1169,41 | 3274,27 | 1637,14 | NÃO | 1590,38 |
| 11 | Areia siltosa | 1,84 | 2 | 481,71 | 19,27 | 1188,67 | 1670,38 | 835,19 | OK | 835,19 |
| 12 | Areia siltosa | 1,67 | 2 | 437,20 | 17,49 | 1206,16 | 1643,37 | 821,68 | OK | 821,68 |
| 13 | Areia siltosa | 2,75 | 2 | 719,95 | 28,80 | 1234,96 | 1954,91 | 977,45 | OK | 977,45 |
| 14 | Areia siltosa | 3,89 | 2 | 1018,40 | 40,74 | 1275,70 | 2294,10 | 1147,05 | OK | 1147,05 |
| 15 | Areia siltosa | 3,88 | 2 | 1015,78 | 40,63 | 1316,33 | 2332,11 | 1166,05 | OK | 1166,05 |
| 16 | Areia siltosa | 1,95 | 2 | 510,51 | 20,42 | 1336,75 | 1847,26 | 923,63 | OK | 923,63 |
| 17 | Areia siltosa | 4,84 | 2 | 1267,11 | 50,68 | 1387,43 | 2654,54 | 1327,27 | OK | 1327,27 |
| 18 | Areia siltosa | 4,29 | 2 | 1123,12 | 44,92 | 1432,36 | 2555,48 | 1277,74 | OK | 1277,74 |
| 19 | Silte argilo-arenoso | 1,64 | 3 | 429,35 | 25,76 | 1458,12 | 1887,47 | 943,73 | OK | 943,73 |
| 20 | Silte argilo-arenoso | 1,61 | 3 | 421,50 | 25,29 | 1483,41 | 1904,90 | 952,45 | OK | 952,45 |
| 21 | Silte argilo-arenoso | 4,59 | 3 | 1201,66 | 72,10 | 1555,51 | 2757,17 | 1378,58 | OK | 1378,58 |
| 22 | Silte argilo-arenoso | 7,91 | 3 | 2070,83 | 124,25 | 1679,76 | 3750,59 | 1875,30 | OK | 1875,30 |
| 23 | Areia siltosa | 7,81 | 2 | 2044,65 | 81,79 | 1761,54 | 3806,20 | 1903,10 | OK | 1903,10 |
| 24 | Areia siltosa | 8,51 | 2 | 2227,91 | 89,12 | 1850,66 | 4078,57 | 2039,29 | OK | 2039,29 |
| 25 | Areia siltosa | 10,17 | 2 | 2662,50 | 106,50 | 1957,16 | 4619,66 | 2309,83 | OK | 2309,83 |
| 26 | Areia | 8,19 | 1,4 | 2144,14 | 60,04 | 2017,20 | 4161,33 | 2080,67 | OK | 2080,67 |
| 27 | Areia | 8,37 | 1,4 | 2191,26 | 61,36 | 2078,55 | 4269,81 | 2134,91 | OK | 2134,91 |
| 28 | Areia | 9,14 | 1,4 | 2392,85 | 67,00 | 2145,55 | 4538,40 | 2269,20 | OK | 2269,20 |

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | | |
|---|------|--|------|---------|----------|---------|----------------------------|---------------|--------------|-------------|----------------|-------------------|
| DADOS NECESSÁRIOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de estaca = Escavada | | Diâmetro (ϕ) = 100 cm | | | | | Autor: | | | | | |
| F1 = 3 | | Área da estaca = 0,7854 m ² | | | | | Willian Francisco Bertuzzi | | | | | |
| F2 = 6 | | Perímetro da estaca = 3,142 m | | | | | | | | | | |
| Coeficiente de Segurança = | | | | | | | | | | | 2 | |
| RESULTADOS | | | | | | | | | | | | |
| Prof. (m) | Nspt | Tipo de solo | Np | K (Mpa) | α | Rp (kN) | RI (kN) | RI acum. (kN) | RT rupt (kN) | RT adm (kN) | Rtadm < 1,25RI | RT adm corr. (kN) |
| 1 | 7 | Areia siltosa | 5,0 | 0,8 | 2 | 1047,20 | 58,64 | 58,64 | 1105,84 | 552,92 | NÃO | 268,08 |
| 2 | 3 | Areia siltosa | 4,7 | 0,8 | 2 | 977,38 | 25,13 | 83,78 | 1061,16 | 530,58 | NÃO | 279,25 |
| 3 | 4 | Areia siltosa | 10,3 | 0,8 | 2 | 2164,21 | 33,51 | 117,29 | 2281,49 | 1140,75 | NÃO | 550,13 |
| 4 | 24 | Areia siltosa | 16,0 | 0,8 | 2 | 3351,03 | 201,06 | 318,35 | 3669,38 | 1834,69 | NÃO | 988,55 |
| 5 | 20 | Areia siltosa | 23,0 | 0,8 | 2 | 4817,11 | 167,55 | 485,90 | 5303,01 | 2651,50 | NÃO | 1449,32 |
| 6 | 25 | Areia siltosa | 25,3 | 0,8 | 2 | 5305,80 | 209,44 | 695,34 | 6001,14 | 3000,57 | NÃO | 1756,50 |
| 7 | 31 | Areia siltosa | 32,3 | 0,8 | 2 | 6771,88 | 259,70 | 955,04 | 7726,92 | 3863,46 | NÃO | 2309,42 |
| 8 | 41 | Areia siltosa | 38,3 | 0,8 | 2 | 8028,51 | 343,48 | 1298,52 | 9327,04 | 4663,52 | NÃO | 2904,23 |
| 9 | 43 | Areia siltosa | 34,7 | 0,8 | 2 | 7260,57 | 360,24 | 1658,76 | 8919,33 | 4459,67 | NÃO | 3110,87 |
| 10 | 20 | Areia siltosa | 22,3 | 0,8 | 2 | 4677,48 | 167,55 | 1826,31 | 6503,79 | 3251,90 | NÃO | 2761,81 |
| 11 | 4 | Areia siltosa | 8,7 | 0,8 | 2 | 1815,14 | 33,51 | 1859,82 | 3674,97 | 1837,48 | OK | 1837,48 |
| 12 | 2 | Areia siltosa | 2,3 | 0,8 | 2 | 488,69 | 16,76 | 1876,58 | 2365,27 | 1182,64 | OK | 1182,64 |
| 13 | 1 | Areia siltosa | 2,0 | 0,8 | 2 | 418,88 | 8,38 | 1884,96 | 2303,83 | 1151,92 | OK | 1151,92 |
| 14 | 3 | Areia siltosa | 3,3 | 0,8 | 2 | 698,13 | 25,13 | 1910,09 | 2608,22 | 1304,11 | OK | 1304,11 |
| 15 | 6 | Areia siltosa | 4,7 | 0,8 | 2 | 977,38 | 50,27 | 1960,35 | 2937,74 | 1468,87 | OK | 1468,87 |
| 16 | 5 | Areia siltosa | 5,0 | 0,8 | 2 | 1047,20 | 41,89 | 2002,24 | 3049,44 | 1524,72 | OK | 1524,72 |
| 17 | 4 | Areia siltosa | 4,3 | 0,8 | 2 | 907,57 | 33,51 | 2035,75 | 2943,32 | 1471,66 | OK | 1471,66 |
| 18 | 4 | Silte argilo-arenoso | 3,7 | 0,25 | 3 | 239,98 | 15,71 | 2051,46 | 2291,44 | 1145,72 | OK | 1145,72 |
| 19 | 3 | Silte argilo-arenoso | 3,7 | 0,25 | 3 | 239,98 | 11,78 | 2063,24 | 2303,22 | 1151,61 | OK | 1151,61 |
| 20 | 4 | Silte argilo-arenoso | 4,0 | 0,25 | 3 | 261,80 | 15,71 | 2078,95 | 2340,75 | 1170,37 | OK | 1170,37 |
| 21 | 5 | Silte argilo-arenoso | 5,3 | 0,25 | 3 | 349,07 | 19,63 | 2098,58 | 2447,65 | 1223,82 | OK | 1223,82 |
| 22 | 7 | Areia siltosa | 8,0 | 0,8 | 2 | 1675,52 | 58,64 | 2157,23 | 3832,74 | 1916,37 | OK | 1916,37 |
| 23 | 12 | Areia siltosa | 10,7 | 0,8 | 2 | 2234,02 | 100,53 | 2257,76 | 4491,78 | 2245,89 | OK | 2245,89 |
| 24 | 13 | Areia siltosa | 11,7 | 0,8 | 2 | 2443,46 | 108,91 | 2366,67 | 4810,13 | 2405,06 | OK | 2405,06 |
| 25 | 10 | Areia | 11,3 | 1 | 1,4 | 2967,06 | 73,30 | 2439,97 | 5407,03 | 2703,52 | OK | 2703,52 |
| 26 | 11 | Areia | 10,7 | 1 | 1,4 | 2792,53 | 80,63 | 2520,60 | 5313,13 | 2656,57 | OK | 2656,57 |
| 27 | 11 | Areia | 12,0 | 1 | 1,4 | 3141,59 | 80,63 | 2601,24 | 5742,83 | 2871,42 | OK | 2871,42 |
| 28 | 14 | Areia | 15,0 | 1 | 1,4 | 3926,99 | 102,63 | 2703,86 | 6630,85 | 3315,43 | OK | 3315,43 |
| 29 | 20 | Areia | 18,0 | 1 | 1,4 | 4712,39 | 146,61 | 2850,47 | 7562,86 | 3781,43 | NÃO | 3792,95 |
| 30 | 20 | Areia | 20,0 | 1 | 1,4 | 5235,99 | 146,61 | 2997,08 | 8233,07 | 4116,53 | NÃO | 4044,28 |

| MÉTODO DECOURT & QUARESMA (1979) | | | | | | | | | | | | | |
|---|------|--|------|-----|---|---------|---------|---------|---------------|--------------|-------------|----------------|-------------------|
| DADOS NECESSÁRIOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de estaca = Escavadas | | Diâmetro (φ) = 100 cm | | | Autor: Willian Francisco Bertuzzi | | | | | | | | |
| FSp = 4 | | Área da estaca = 0,7854 m ² | | | | | | | | | | | |
| FSI = 1,3 | | Perimetro da estaca = 3,142 m | | | | | | | | | | | |
| RESULTADOS | | | | | | | | | | | | | |
| Prof. (m) | Nspt | Tipo de solo | Np | C | α | β | Rp (kN) | RI (kN) | RI acum. (kN) | RT rupt (kN) | RT adm (kN) | Rtadm < 1,25RI | RT adm corr. (kN) |
| 1 | 7 | Areia | 5,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 1570,8 | 104,7 | 104,7 | 1675,5 | 473,3 | NÃO | 418,9 |
| 2 | 3 | Areia | 4,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 1466,1 | 62,8 | 167,6 | 1633,6 | 495,4 | NÃO | 460,8 |
| 3 | 4 | Areia | 10,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 3246,3 | 73,3 | 240,9 | 3487,2 | 996,9 | NÃO | 890,1 |
| 4 | 24 | Areia | 16,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 5026,5 | 282,7 | 523,6 | 5550,1 | 1659,4 | NÃO | 1528,9 |
| 5 | 20 | Areia | 23,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 7225,7 | 240,9 | 764,5 | 7990,1 | 2394,5 | NÃO | 2209,6 |
| 6 | 25 | Areia | 25,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 7958,7 | 293,2 | 1057,7 | 9016,4 | 2803,3 | NÃO | 2649,4 |
| 7 | 31 | Areia | 32,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 10157,8 | 356,0 | 1413,7 | 11571,5 | 3626,9 | NÃO | 3445,3 |
| 8 | 41 | Areia | 38,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 12042,8 | 460,8 | 1874,5 | 13917,3 | 4452,6 | NÃO | 4283,0 |
| 9 | 43 | Areia | 34,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 10890,9 | 481,7 | 2356,2 | 13247,0 | 4535,2 | NÃO | 4534,4 |
| 10 | 20 | Areia | 22,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 7016,2 | 240,9 | 2597,0 | 9613,3 | 3751,8 | NÃO | 4000,3 |
| 11 | 4 | Areia | 8,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 2722,7 | 73,3 | 2670,4 | 5393,1 | 2734,8 | OK | 2734,8 |
| 12 | 2 | Areia | 2,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 733,0 | 52,4 | 2722,7 | 3455,8 | 2277,7 | OK | 2277,7 |
| 13 | 1 | Areia | 2,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 628,3 | 41,9 | 2764,6 | 3392,9 | 2283,7 | OK | 2283,7 |
| 14 | 3 | Areia | 3,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 1047,2 | 62,8 | 2827,4 | 3874,6 | 2436,7 | OK | 2436,7 |
| 15 | 6 | Areia | 4,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 1466,1 | 94,2 | 2921,7 | 4387,8 | 2614,0 | OK | 2614,0 |
| 16 | 5 | Areia | 5,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 1570,8 | 83,8 | 3005,5 | 4576,3 | 2704,6 | OK | 2704,6 |
| 17 | 4 | Areia | 4,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 1361,4 | 73,3 | 3078,8 | 4440,1 | 2708,6 | OK | 2708,6 |
| 18 | 4 | Silte argiloso | 3,7 | 200 | 0,6 | 0,65 | 576,0 | 73,3 | 3152,1 | 3728,0 | 2568,7 | OK | 2568,7 |
| 19 | 3 | Silte argiloso | 3,7 | 200 | 0,6 | 0,65 | 576,0 | 62,8 | 3214,9 | 3790,9 | 2617,0 | OK | 2617,0 |
| 20 | 4 | Silte argiloso | 4,0 | 200 | 0,6 | 0,65 | 628,3 | 73,3 | 3288,2 | 3916,5 | 2686,5 | OK | 2686,5 |
| 21 | 5 | Silte argiloso | 5,3 | 200 | 0,6 | 0,65 | 837,8 | 83,8 | 3372,0 | 4209,7 | 2803,3 | OK | 2803,3 |
| 22 | 7 | Areia | 8,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 2513,3 | 104,7 | 3476,7 | 5990,0 | 3302,7 | OK | 3302,7 |
| 23 | 12 | Areia | 10,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 3351,0 | 157,1 | 3633,8 | 6984,8 | 3633,0 | OK | 3633,0 |
| 24 | 13 | Areia | 11,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 3665,2 | 167,6 | 3801,3 | 7466,5 | 3840,4 | OK | 3840,4 |
| 25 | 10 | Areia | 11,3 | 400 | 0,5 | 0,5 | 3560,5 | 136,1 | 3937,5 | 7497,9 | 3918,9 | OK | 3918,9 |
| 26 | 11 | Areia | 10,7 | 400 | 0,5 | 0,5 | 3351,0 | 146,6 | 4084,1 | 7435,1 | 3979,4 | OK | 3979,4 |
| 27 | 11 | Areia | 12,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 3769,9 | 146,6 | 4230,7 | 8000,6 | 4196,8 | OK | 4196,8 |
| 28 | 14 | Areia | 15,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 4712,4 | 178,0 | 4408,7 | 9121,1 | 4569,4 | OK | 4569,4 |
| 29 | 20 | Areia | 18,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 5654,9 | 240,9 | 4649,6 | 10304,4 | 4990,3 | OK | 4990,3 |
| 30 | 20 | Areia | 20,0 | 400 | 0,5 | 0,5 | 6283,2 | 240,9 | 4890,4 | 11173,6 | 5332,7 | OK | 5332,7 |

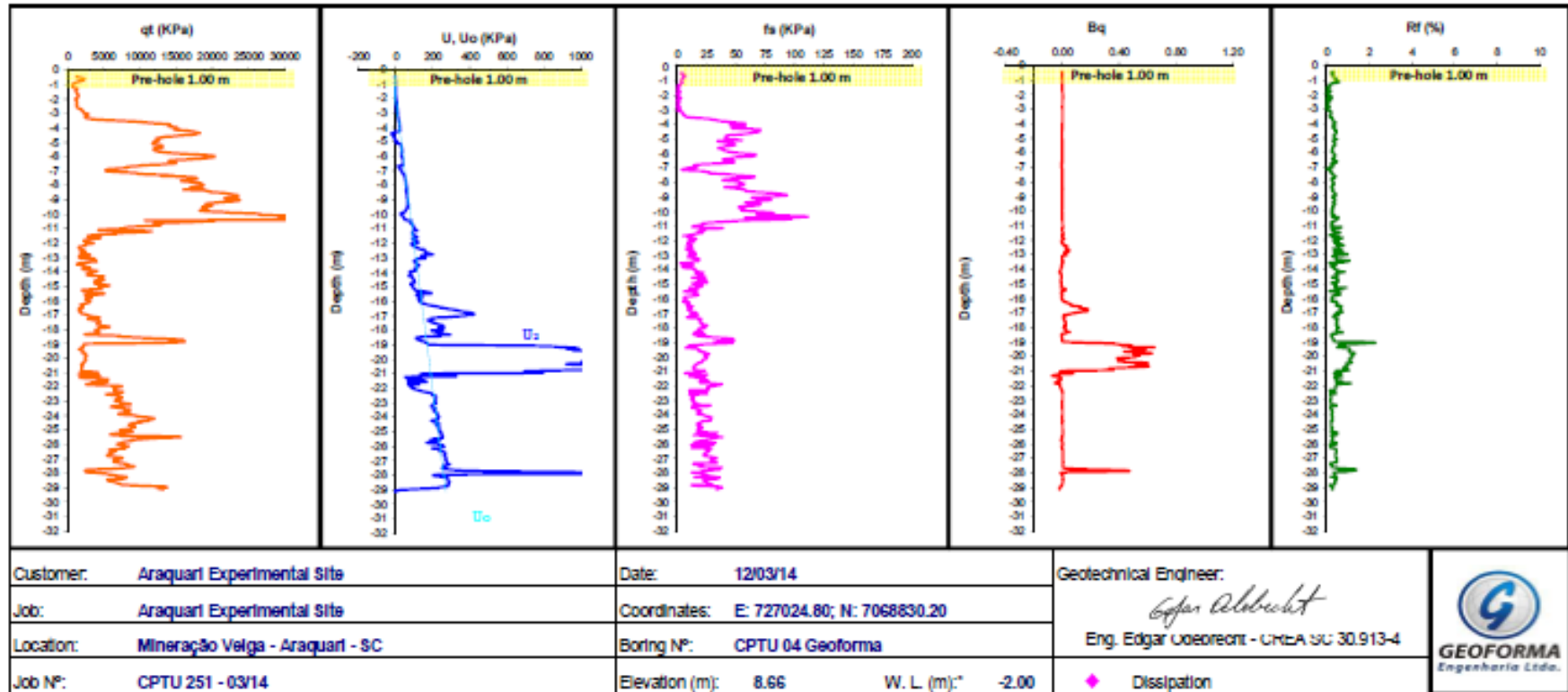
| MÉTODO UFRGS (2005) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|------|------------------------------|--------------------------|---------------------------------|----------|-------------------|---------|------------------|---------|--------|--------|----------|-----------|------------|---------|-------------|
| DADOS NECESSÁRIOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de estaca = Escavada | | Diâmetro (ϕ) = 100 cm | $\eta_1 = 0,761$ | A_i (m ²) = 0,081 | | Mm = 65 Kg | | | | | | | | | | |
| $\alpha = 0,7$ | | Área = 0,7854 m ² | $\eta_2 = 1$ | A_p (m ²) = 0,002 | | H queda = 0,75 m | | | | | | | | | | |
| $\beta = 0,5$ | | U (estaca) = 3,142 m | $\eta_3 = 0,907-0,0066l$ | $A_e/A_p = 385,00$ | | Mh (kg) = 3,23 kg | | | | | | | | | | |
| RESULTADOS | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Prof. (m) | Nspt | Tipo de solo | Pen/golpe | η_1 | η_2 | η_3 | Fd (kN) | ΣFd (kN) | ql (kN) | QL(kN) | Qp(kN) | Qp medio | Quit (kN) | Q adm (kN) | Rtadm < | Q adm corr. |
| 1 | 7 | Areia siltosa | 0,043 | 0,761 | 1 | 0,900 | 8,1 | 8,1 | 314,5 | 154,1 | 312,4 | 227,8 | 381,9 | 191,0 | OK | 191,0 |
| 2 | 3 | Areia siltosa | 0,100 | 0,761 | 1 | 0,894 | 3,7 | 11,8 | 458,6 | 224,7 | 143,2 | 163,3 | 388,1 | 194,0 | OK | 194,0 |
| 3 | 4 | Areia siltosa | 0,075 | 0,761 | 1 | 0,887 | 4,8 | 16,6 | 643,4 | 315,3 | 183,5 | 594,2 | 909,4 | 454,7 | NÃO | 434,1 |
| 4 | 24 | Areia siltosa | 0,013 | 0,761 | 1 | 0,881 | 26,1 | 42,7 | 1655,0 | 810,9 | 1004,8 | 919,4 | 1730,3 | 865,1 | OK | 865,1 |
| 5 | 20 | Areia siltosa | 0,015 | 0,761 | 1 | 0,874 | 21,7 | 64,4 | 2494,6 | 1222,3 | 834,0 | 932,1 | 2154,4 | 1077,2 | OK | 1077,2 |
| 6 | 25 | Areia siltosa | 0,012 | 0,761 | 1 | 0,867 | 26,8 | 91,1 | 3531,7 | 1730,5 | 1030,2 | 1146,9 | 2877,5 | 1438,7 | OK | 1438,7 |
| 7 | 31 | Areia siltosa | 0,010 | 0,761 | 1 | 0,861 | 32,8 | 123,9 | 4803,9 | 2353,9 | 1263,6 | 1458,3 | 3812,2 | 1906,1 | OK | 1906,1 |
| 8 | 41 | Areia siltosa | 0,007 | 0,761 | 1 | 0,854 | 42,9 | 166,9 | 6467,9 | 3169,3 | 1652,9 | 1686,1 | 4855,4 | 2427,7 | OK | 2427,7 |
| 9 | 43 | Areia siltosa | 0,007 | 0,761 | 1 | 0,848 | 44,7 | 211,5 | 8198,9 | 4017,4 | 1719,3 | 1260,9 | 5278,4 | 2639,2 | OK | 2639,2 |
| 10 | 20 | Areia siltosa | 0,015 | 0,761 | 1 | 0,841 | 20,8 | 232,4 | 9006,8 | 4413,3 | 802,5 | 487,6 | 4900,9 | 2450,5 | OK | 2450,5 |
| 11 | 4 | Areia siltosa | 0,075 | 0,761 | 1 | 0,834 | 4,5 | 236,9 | 9180,6 | 4498,5 | 172,7 | 133,4 | 4631,9 | 2315,9 | OK | 2315,9 |
| 12 | 2 | Areia siltosa | 0,150 | 0,761 | 1 | 0,828 | 2,4 | 239,3 | 9275,3 | 4544,9 | 94,0 | 74,5 | 4619,4 | 2309,7 | OK | 2309,7 |
| 13 | 1 | Areia siltosa | 0,300 | 0,761 | 1 | 0,821 | 1,4 | 240,7 | 9330,6 | 4572,0 | 54,9 | 92,7 | 4664,7 | 2332,4 | OK | 2332,4 |
| 14 | 3 | Areia siltosa | 0,100 | 0,761 | 1 | 0,815 | 3,4 | 244,1 | 9462,0 | 4636,4 | 130,6 | 186,7 | 4823,1 | 2411,5 | OK | 2411,5 |
| 15 | 6 | Areia siltosa | 0,050 | 0,761 | 1 | 0,808 | 6,3 | 250,4 | 9706,4 | 4756,1 | 242,7 | 223,0 | 4979,2 | 2489,6 | OK | 2489,6 |
| 16 | 5 | Areia siltosa | 0,060 | 0,761 | 1 | 0,801 | 5,3 | 255,7 | 9911,1 | 4856,5 | 203,3 | 183,9 | 5040,4 | 2520,2 | OK | 2520,2 |
| 17 | 4 | Areia siltosa | 0,075 | 0,761 | 1 | 0,795 | 4,3 | 260,0 | 10076,8 | 4937,6 | 164,6 | 163,9 | 5101,5 | 2550,8 | OK | 2550,8 |
| 18 | 4 | Silte argilo-arenoso | 0,075 | 0,761 | 1 | 0,788 | 4,2 | 264,2 | 10241,1 | 5018,1 | 163,2 | 144,3 | 5162,4 | 2581,2 | OK | 2581,2 |
| 19 | 3 | Silte argilo-arenoso | 0,100 | 0,761 | 1 | 0,782 | 3,3 | 267,5 | 10367,3 | 5080,0 | 125,3 | 142,9 | 5222,9 | 2611,4 | OK | 2611,4 |
| 20 | 4 | Silte argilo-arenoso | 0,075 | 0,761 | 1 | 0,775 | 4,2 | 271,6 | 10528,8 | 5159,1 | 160,5 | 177,8 | 5336,9 | 2668,4 | OK | 2668,4 |
| 21 | 5 | Silte argilo-arenoso | 0,060 | 0,761 | 1 | 0,768 | 5,1 | 276,7 | 10725,2 | 5255,3 | 195,0 | 229,8 | 5485,1 | 2742,6 | OK | 2742,6 |
| 22 | 7 | Areia siltosa | 0,043 | 0,761 | 1 | 0,762 | 6,9 | 283,6 | 10991,5 | 5385,8 | 264,5 | 351,6 | 5737,4 | 2868,7 | OK | 2868,7 |
| 23 | 12 | Areia siltosa | 0,025 | 0,761 | 1 | 0,755 | 11,4 | 295,0 | 11433,0 | 5602,2 | 438,6 | 454,2 | 6056,3 | 3028,2 | OK | 3028,2 |
| 24 | 13 | Areia siltosa | 0,023 | 0,761 | 1 | 0,749 | 12,2 | 307,2 | 11905,9 | 5833,9 | 469,7 | 415,7 | 6249,6 | 3124,8 | OK | 3124,8 |
| 25 | 10 | Areia | 0,030 | 0,761 | 1 | 0,742 | 9,4 | 316,6 | 12270,0 | 6012,3 | 361,6 | 377,2 | 6389,5 | 3194,8 | OK | 3194,8 |
| 26 | 11 | Areia | 0,027 | 0,761 | 1 | 0,735 | 10,2 | 326,8 | 12665,4 | 6206,1 | 392,8 | 391,0 | 6597,1 | 3298,5 | OK | 3298,5 |
| 27 | 11 | Areia | 0,027 | 0,761 | 1 | 0,729 | 10,1 | 336,9 | 13057,3 | 6398,1 | 389,3 | 438,1 | 6836,2 | 3418,1 | OK | 3418,1 |
| 28 | 14 | Areia | 0,021 | 0,761 | 1 | 0,722 | 12,6 | 349,5 | 13547,5 | 6638,3 | 486,9 | 585,0 | 7223,3 | 3611,6 | OK | 3611,6 |
| 29 | 20 | Areia | 0,015 | 0,761 | 1 | 0,716 | 17,7 | 367,3 | 14235,2 | 6975,2 | 683,0 | 679,9 | 7655,1 | 3827,6 | OK | 3827,6 |
| 30 | 20 | Areia | 0,015 | 0,761 | 1 | 0,709 | 17,6 | 384,8 | 14916,5 | 7309,1 | 676,7 | 676,7 | 7985,8 | 3992,9 | OK | 3992,9 |

ANEXOS

Anexo 1 – Boletim de sondagem SPT

Anexo 2 – Boletim de sondagem CPTU

C.P.T.U. PROFILE LOG - According NBR 12069/MB-3406



* Water Level

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

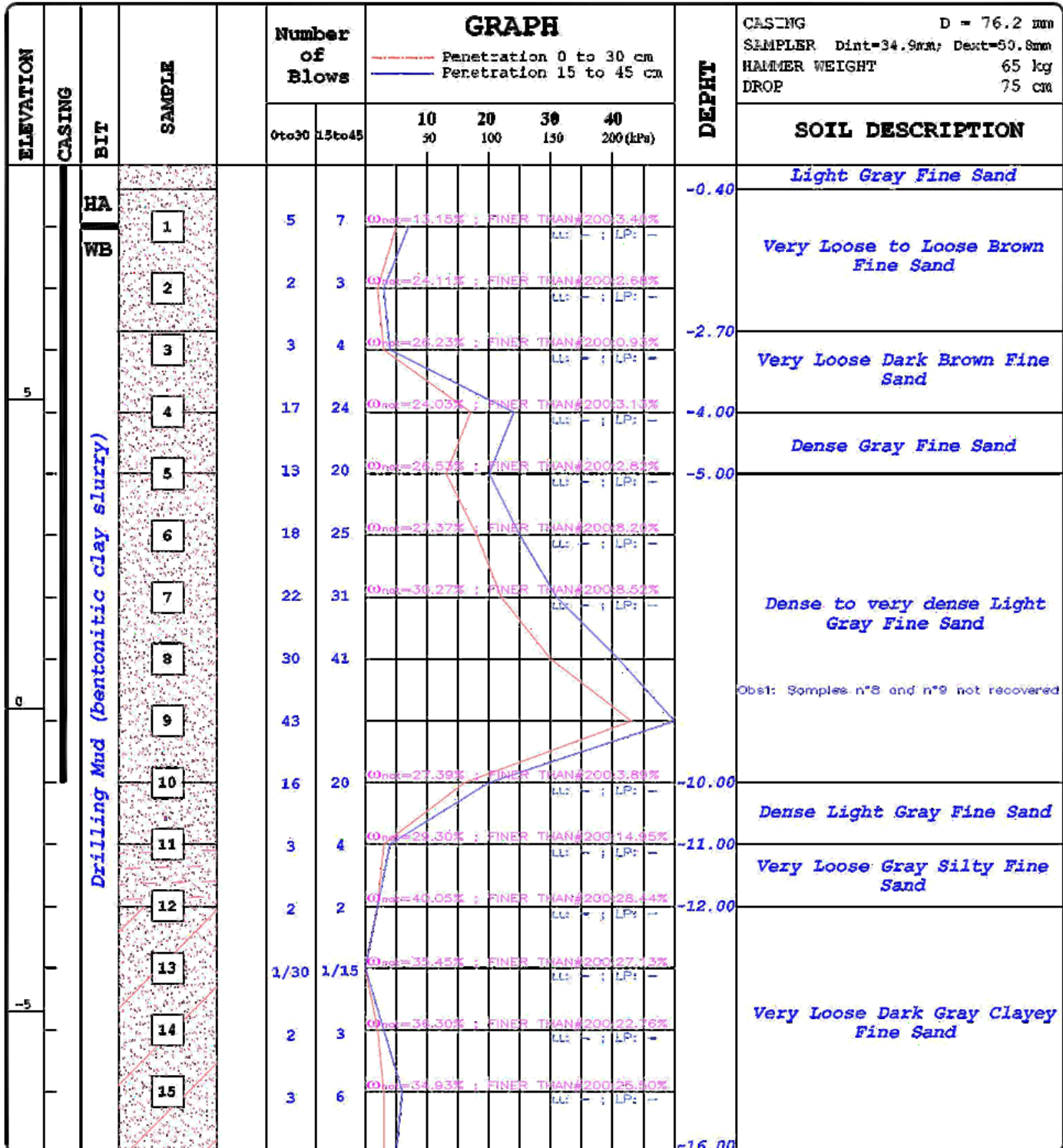
Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3135-1776

CUSTOMER: - _____
JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA
CITY: ARAQUARI SC

BORING N°: SP-02 (GEOFORMA)

SHEET N°: 01/02

REFERENCE EL.: + 8.80 M



JOB BEGINNING: 11/08/2014 **Water Level:** - 2.77 m
JOB END: 14/08/2014
JOB N°: RS 1735 - 08/14

Joinville, August 18th, 2014.

Eng. Edgar Odebrecht
CREA - 030.913-4 - SC

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: _____
JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA
CITY: ARAQUARI - SC

BORING N°: SP-02 (GEOFORMA)

SHEET N°: 02/02

REFERENCE EL.: + 8.80 M

| ELEVATION | CASIGN | BIT | SAMPLE | Number of Blows | | GRAPH | | | | | | DEPTH | SOIL DESCRIPTION |
|-----------|--------|-----|--------|-----------------|-------|---|-----------|-----------|-----------------|---|--|--------|---|
| | | | | 0a30 | 15a45 | 10 50 | 20 100 | 30 150 | 40 200 (kPa) | Penetration 0 to 30 cm Penetration 15 to 45 cm | | | |
| -15.00 | | WB | 16 | 3 | 5 | | | | | | | | Obs2: Sample n°16 not recovered |
| | | | 17 | 4 | 4 | W ₆₀ =31.82% ; FINER THAN#200=15.96% | | | | | | | Very Loose Dark Gray Clayey Fine Sand |
| | | | 18 | 3 | 4 | W ₆₀ =57.78% ; FINER THAN#200=48.89% | | | | | | -18.00 | Very Loose Dark Gray Clayey Sand |
| | | | 19 | 2 | 3 | W ₆₀ =40.03% ; FINER THAN#200=74.37% | | | | | | -19.00 | Soft Dark Gray Sandy Clay |
| | | | 20 | 3 | 4 | W ₆₀ =28.98% ; FINER THAN#200=58.31% | | | | | | -20.00 | Soft Gray Sandy Clay |
| | | | 21 | 4 | 5 | W ₆₀ =24.81% ; FINER THAN#200=25.36% | | | | | | -21.00 | |
| | | | 22 | 5 | 7 | W ₆₀ =22.30% ; FINER THAN#200=19.53% | | | | | | | Loose Gray Silty Medium Sand |
| | | | 23 | 9 | 12 | W ₆₀ =19.90% ; FINER THAN#200=11.51% | | | | | | -23.00 | Medium Dense Gray Medium Sand |
| | | | 24 | 10 | 13 | W ₆₀ =20.73% ; FINER THAN#200=8.18% | | | | | | -24.00 | Medium Dense Gray Gravelly Coarse Sand |
| | | | 25 | 9 | 10 | W ₆₀ =18.47% ; FINER THAN#200=13.44% | | | | | | -25.00 | Medium Dense Gray Gravelly Silty Sand |
| | | | 26 | 9 | 11 | W ₆₀ =18.34% ; FINER THAN#200=7.63% | | | | | | -26.00 | |
| | | | 27 | 10 | 11 | W ₆₀ =20.53% ; FINER THAN#200=9.11% | | | | | | | |
| | | | 28 | 11 | 14 | | | | | | | | Medium Dense to Dense Gray Gravelly Coarse Sand |
| | | | 29 | 13 | 20 | W ₆₀ =17.11% ; FINER THAN#200=11.83% | | | | | | | |
| | | | 30 | 17 | 20 | W ₆₀ =16.48% ; FINER THAN#200=7.17% | | | | | | -30.45 | Obs3: Sample n°28 not recovered |
| | | | | | | | | | | | | | Bottom of boring according to item 6.4.3.3 from NBR 6484/2001 |

JOB BEGINING: 11/08/2014 Water Level: - 2.77 m
 JOB END: 14/08/2014

Joinville, August 18th, 2014.

JOB N° : RS 1735 - 08/14

Eng. Edgar Odebrecht
 CREA - 030.913-4 - SC