UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ISABELLE SEVERO DIONISIO ACIOLI

ESTUDO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO TRACIONADAS EM JOÃO PESSOA - PB

JOÃO PESSOA

2021

ISABELLE SEVERO DIONISIO ACIOLI

ESTUDO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO TRACIONADAS EM JOÃO PESSOA - PB

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Federal da Paraíba, como parte das exigências para conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil pertencente ao Centro de Tecnologia.

Orientador: Prof. Fábio Lopes Soares

João Pessoa

2021

Catalogação na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

A181e Acioli, Isabelle Severo Dionisio.
ESTUDO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO TRACIONADAS EM JOÃO PESSOA – PB / Isabelle Severo Dionisio Acioli. – João Pessoa, 2021.
62 f. : il.

Orientação: Fábio Lopes Soares.
TCC (Graduação) – UFPB/CT.

1. Fundações. 2. Estacas. 3. Efeitos de tração. I. Soares, Fábio Lopes. II. Título.

UFPB/BSCT CDU 624 (043.2)

Elaborado por ROSANGELA GONCALVES PALMEIRA – CRB-216

FOLHA DE APROVAÇÃO

ISABELLE SEVERO DIONISIO ACIOLI

ESTUDO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO TRACIONADAS EM JOÃO PESSOA - PB

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado em 06/12/2021 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Fábio Lopes Soares Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB	APROVADA
Prof. Dr. Clovis Dias Universidade Federal da Paraíba (UFPB)	APROVADA
Profa. Dra. Aline Flávia Nunes Remigio Antunes Universidade Federal da Paraíba (UFPB)	APROVADA

Prof. Andrea Brasiliano Silva

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Dedico este trabalho à minha família, que durante toda a minha vida esteve ao meu lado me incentivando a estudar e a batalhar pelos meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por permitir tamanha realização, por sempre me guiar e me fortalecer em todas as situações.

Ao Prof. Fábio Lopes Soares, pela importante orientação durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu pai, Wellington, minha mãe, Maguicélia, e meu irmão, Davi, pelos quais tenho uma admiração infinita e sou eternamente grata por estarem sempre ao meu lado sendo meu porto seguro.

A toda a minha família, que me incentivou a buscar esse sonho.

Aos meus colegas de curso, com quem vivi momentos de dificuldades e de muita alegria.

Aos funcionários da Engeobase e técnicos de laboratório, por toda a paciência e dedicação para a realização dos ensaios.

A todos aqueles que ajudaram direta ou indiretamente na concretização desse sonho, muito obrigada.

RESUMO

A qualidade das fundações de uma estrutura afeta diretamente a segurança e a estabilidade do restante da edificação. Nesse sentido, diante dos diversos tipos de fundações profundas existentes no mercado atualmente, as estacas moldadas “in loco” possuem grandes vantagens quanto ao custo x benefício e, por isso, são amplamente utilizadas na construção civil. Contudo, não é difícil ver patologias envolvendo esforços horizontais e momentos que resultam em esforços de tração nelas. Com o intuito de verificar a capacidade de carga de estacas submetidas a esses esforços, e assim garantir a estabilidade e a segurança de elementos de fundação, foi desenvolvido o presente estudo. Por meio de estacas de pequeno diâmetro e comprimento, executadas na cidade de João Pessoa-PB, buscou-se, inicialmente, coletar e caracterizar as amostras de solo por meio de ensaios laboratoriais, e, em seguida, analisar a sua resistência quando tracionada. Assim, foram ensaiadas à tração, através de prova de carga estática à tração, duas estacas escavadas moldadas “in loco”, as quais apresentaram resultados da mesma ordem de grandeza. Foi calculado ainda, através dos métodos semi-empíricos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e Ortigão e Palmeira), a capacidade de carga das estacas tracionadas. Ao final realizou-se um comparativo entre os valores obtidos, com os resultados da prova de carga atingindo mais que o triplo dos calculados a depender do método analisado, sendo o de Ortigão e Palmeira o que apresentou menor diferença. Percebe-se, assim, que as previsões de carga costumam apresentar valores bem diferentes dos métodos de cálculo, o que evidencia a necessidade de aprofundar os estudos para melhor conhecer o comportamento dessas estacas.

Palavras-chave: Fundações, Estacas, Efeitos de tração.

ABSTRACT

The quality of a structure's foundations directly affects the safety and stability of the rest of the building. In this sense, given the various types of deep foundations currently on the market, molded piles "in loco" have great cost-benefit advantages and, therefore, are widely used in civil construction. However, it is not difficult to see pathologies involving horizontal efforts and moments that result in traction efforts on them. In order to verify the load capacity of piles subjected to these efforts, and thus guarantee the stability and safety of foundation elements, the present study was developed. Using small diameter and length piles, carried out in the city of João Pessoa-PB, it sought, initially, to collect and characterize the soil samples through laboratory tests, and then analyze their strength when pulled. Thus, two excavated piles molded “in loco” were tested in traction, through a static load test under traction, which presented results of the same order of magnitude. It was also calculated, through the semi-empirical methods (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira and Ortigão and Palmeira), the load capacity of the tensioned piles. At the end, a comparison was made between the values obtained, with the results of the load test reaching more than three times those calculated, depending on the method analyzed, with Ortigão and Palmeira presenting the smallest difference. It can be seen, therefore, that load forecasts usually present values that are very different from the calculation methods, which highlights the need for further studies to better understand the behavior of these piles.

Key-Words: Foundations, Piles, Traction effects.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 12

1.1. Justificativa 13

1.2. Objetivos 13

1.2.1. Objetivos gerais 13

1.2.2. Objetivos específicos 13

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 15

2.1. Fundações profundas 15

2.2. Importância das estacas tracionadas 17

2.3. Capacidade De Carga 17

2.3.1. Métodos Semi-Empíricos 19

2.3.1.1. Método Aoki-Velloso 20

2.3.1.2. Método Décourt-Quaresma 22

2.3.1.3. Método Teixeira 24

2.3.1.4. Método de Ortigão e Palmeira (1997) 25

2.4. Trabalhos correlatos 26

2.4.1. Fundações de construções submetidas a esforços de tração em solo de alta porosidade da região de Campinas – SP (FILHO; CARVALHO, 2010) 26

3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA CIDADE DE JOÃO PESSOA – PB 27

4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS 29

4.1. Ensaios de caracterização do solo 29

4.1.1. Granulometria 30

4.1.2. Limite de Liquidez 31

4.1.3. Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade 33

4.2. Perfuração e concretagem das estacas escavadas 34

4.3. Preparação do concreto e moldagem dos corpos de prova 36

4.4. Ensaio de prova de carga a tração 36

4.5. Ensaio de sondagem à percussão – SPT 38
5. RESULTADOS 39
5.1. Ensaios de caracterização do solo 39
5.2. Ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova 41
5.3. Ensaio de prova de carga a tração 42
5.4. Resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos 43
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS 45
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS 49
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 50
APÊNDICES 53
APÊNDICE A – GRANULOMETRIA 53
APÊNDICE B – LIMITE DE LIQUIDEZ 55
APÊNDICE C – LIMITE DE PLASTICIDADE 58
APÊNDICE D – ENSAIO SPT 59
APÊNDICE E – MEMORIAL DE CÁLCULO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS 60
APÊNDICE F - ENSAIOS DE PROVA DE CARGA A TRAÇÃO 61

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de uma fundação profunda..... 16
Figura 2: Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga..... 18
Figura 3: Estimativa da tensão lateral qs 26
Figura 4: Perfil Geológico de João Pessoa - PB 27
Figura 5: Peneiras usadas para determinação da granulometria 31
Figura 6: Ensaio do limite de liquidez..... 32
Figura 7: Ensaio do limite de plasticidade..... 33
Figura 8: Perfuração de estaca com uso de trado manual..... 34
Figura 9: Esquema de locação das estacas..... 35
Figura 10: Concretagem da estaca..... 35
Figura 11: Sistema para realização do ensaio de prova de carga a tração 37
Figura 12: Posicionamento dos extensômetros..... 38
Figura 13: Curva granulométrica..... 40
Figura 14: Ensaio de compressão axial..... 41
Figura 15: Curva carga x deslocamento: Estaca 1..... 42
Figura 16: Curva carga x deslocamento: Estaca 2..... 43
Figura 17: Carga de ruptura pelo critério de Van Der Veen: Estaca 1 45
Figura 18: Carga de ruptura pelo critério de Van Der Veen: Estaca 2 46
Figura 19: Comparativo dos resultados 47

Figura B - 1: Teor de umidade x Número de golpes: Amostra 1..... 55
Figura B - 2: Teor de umidade x Número de golpes: Amostra 2..... 56
Figura B - 3: Teor de umidade x Número de golpes: Amostra 3..... 57

Figura D - 1: Resultados do ensaio SPT..... 59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatores F1 e F2 21
Tabela 2: Coeficiente K e razão de atrito α 21
Tabela 3: Valores de α e β em função do tipo de estaca e de solo 23
Tabela 4: Valores de Kp em função do tipo de solo 23
Tabela 5: Parâmetro α 24
Tabela 6: Parâmetro β 25
Tabela 7: Resultados dos Ensaios de Caracterização 39
Tabela 8: Classificação de solos segundo o SUCS 40
Tabela 9: Resultados da resistência lateral pelos métodos de cálculo 44
Tabela 10: Comparativo dos resultados 46

Tabela A - 1: Resultados do ensaio por Peneiramento: Amostra 1 53
Tabela A - 2: Resultados do ensaio por Peneiramento: Amostra 2 53
Tabela A - 3: Resultados do ensaio por Peneiramento: Amostra 3 54

Tabela B - 1: Resultados do ensaio de limite de liquidez: Amostra 1 55
Tabela B - 2: Resultados do ensaio de limite de liquidez: Amostra 2 56
Tabela B - 3: Resultados do ensaio de limite de liquidez: Amostra 3 57

Tabela C - 1: Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade: Amostra 1 58
Tabela C - 2: Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade: Amostra 2 58
Tabela C - 3: Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade: Amostra 3 58

Tabela E - 1: Memorial de cálculo 60

Tabela F - 1: Resultados do ensaio de prova de carga a tração na estaca 1 61
Tabela F - 2: Resultados do ensaio de prova de carga a tração na estaca 2 62

1. INTRODUÇÃO

O setor da Construção Civil possui grande importância para o desenvolvimento brasileiro. É um indicador relevante para o crescimento da economia, com uma significativa parcela de participação no PIB do país, além de ser um grande gerador de empregos.

Sua história teve início no período pré-histórico, quando o homem começou a construir as primeiras edificações, bastante primitivas, com o intuito de se proteger contra fatores externos. Com o passar dos anos, o aumento gradativo da taxa populacional e, consequentemente, uma maior demanda por habitações, tornou necessário materiais e técnicas construtivas cada vez mais aprimoradas para suportar edificações mais esbeltas. Assim, surgiu a demanda por um sistema estrutural que resistisse a tais esforços.

É importante destacar que todo o carregamento proveniente dos elementos estruturais da edificação descarrega nas fundações, superficiais ou profundas. Embora seja mais comum que elas trabalhem sob esforços axiais de compressão, há situações em que elas são submetidas aos esforços de tração, como ocorre com as torres de linhas de transmissão elétrica, as estruturas off-shore e os muros de arrimo, por exemplo, onde esses esforços são provenientes, em grande parte, da ação do vento atuante e do baixo peso próprio destas estruturas (FILHO et al., 2008).

Além disso, caso uma estaca seja submetida aos esforços de compressão as tensões cisalhantes do sistema solo-estaca tendem a sofrer um incremento, que ocorre devido ao aumento da tensão vertical efetiva junto à estaca. Já se ela for submetida aos esforços de tração, ocorre o inverso, ou seja, as tensões de cisalhamento provocadas pela estaca no solo tendem a diminuir as tensões efetivas presentes no entorno. Isso possivelmente influenciará na mobilização do atrito lateral (FILHO, 2008).

Nesse sentido, o presente estudo busca estudar o comportamento de estacas escavadas moldadas “in loco”, com pequenos diâmetro e comprimento, submetidas a esforços de tração por meio de ensaios de prova de carga e analisar os resultados encontrados juntamente com os calculados através dos métodos semi-empíricos de capacidade de carga. Todos os ensaios, tanto os laboratoriais quanto os de campo, foram realizados buscando-se seguir às recomendações das normas vigentes.

1.1. Justificativa

Embora a resistência de fundações tracionadas seja um assunto de grande relevância e importância para a construção civil, ele somente começou a ser abordado recentemente, a partir de 1960, e ainda não é tão difundido (FILHO, 2008). Isso faz com que a base de conhecimentos a respeito seja bastante restrita, e, foi visando aumentá-la que se desenvolveu o presente estudo.

Além disso, é comum a necessidade de se determinar a capacidade de carga de estacas submetidas aos esforços de tração, como ocorre em projetos de fundações para estruturas de grandes alturas e porte delgado (FILHO, 2008). Contudo, os métodos de cálculo existentes para isso costumam resultar em valores bem diferentes dos obtidos através dos ensaios prova de carga estática, e essa diferença pode influenciar no custo da obra.

Assim, o presente estudo buscou determinar a carga de ruptura de estacas por meio de ensaios de prova de carga a tração e através das metodologias de cálculo, comparando os resultados e verificando quais métodos apresentam resultados mais próximos dos reais.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos gerais

Este trabalho tem como objetivo geral estudar o comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro tracionadas em um terreno localizado no bairro do Altiplano, em João Pessoa – PB.

1.2.2. Objetivos específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

Realizar a caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório (granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade) e sondagem SPT de um terreno onde seriam desenvolvidas as provas de carga.

Comparar os resultados das provas de carga com os dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e Ortigão e Palmeira.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Fundações profundas

As fundações podem ser superficiais ou profundas, sendo estas mais comumente adotadas em edificações de médio e grande porte já que suportam grandes cargas. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), as fundações profundas tem como objetivo realizar a transmissão de cargas, provenientes das edificações, para o terreno em que estas estão localizadas. Tal transmissão pode se dar pela base, é a chamada resistência de ponta, ou pelo fuste (comprimento da estaca), que é a resistência por atrito lateral. Há ainda a possibilidade de ocorrer pela combinação de ambas.

As fundações profundas são representadas por construções do tipo estacas, tubulões e caixões, sendo as estacas as mais comumente adotadas no Brasil. Elas podem ser definidas como um elemento estrutural esbelto, ou seja, de grande comprimento e pequena espessura, e que é introduzido ou moldado no solo, por cravação ou perfuração, com a finalidade de transmitir cargas para ele. Já o tubulão é um elemento cilíndrico, em que é necessária a descida de um trabalhador pelo menos na sua etapa final de escavação. Ele pode ser executado a céu aberto ou a ar comprimido (pneumático), e ter ou não base alargada. Por fim, o caixão é um elemento de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Pode ser executado usando ar comprimido ou não, e ter ou não alargamento de base (YAZIGI, 1999).

Para as estacas e os tubulões, a NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que além da sua ponta estar assentada em profundidade maior que o dobro de sua menor dimensão em planta, esta altura deve ser no mínimo três metros.

As estacas podem ser pré-moldadas ou moldadas “in loco”, confeccionadas em madeira, concreto pré-moldado ou em aço, e podem ser de diferentes tipos, como o tipo Franki, o tipo Strauss, a estaca escavada, a estaca raiz, a estaca hélice e a microestaca injetada, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019). As moldadas “in loco” apresentam uma grande vantagem em relação as pré-moldadas, uma vez que possibilitam que a concretagem seja realizada no comprimento estritamente necessário (VELLOSO; LOPES, 2010).

É possível classificar as estacas ainda conforme o seu processo executivo, em que os diferentes tipos provocam diferentes efeitos durante a sua execução. São eles: de deslocamento,

em que o solo sofre um deslocamento horizontal no espaço ocupado por ela; de substituição, onde o solo, no espaço ocupado pela estaca, é removido, reduzindo as tensões horizontais geostáticas; e sem deslocamentos, que é considerada uma categoria intermediária em que há pouca remoção do solo, e, durante a concretagem, o procedimento é feito de forma a reestabelecer as tensões geostáticas. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Este trabalho estudará as estacas escavadas moldadas “in loco”, nas quais o concreto é o material que as compõe. A Figura 1 apresenta um esquema de funcionamento de uma estaca, em que o seu mecanismo de ruptura de base atinge, acima dela, duas vezes sua menor dimensão.

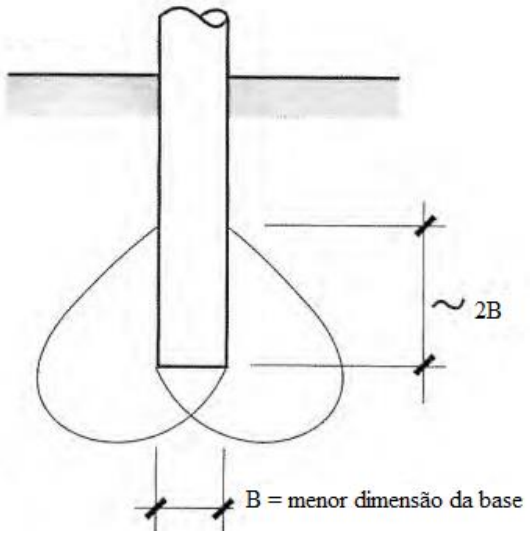


Figura 1: Esquema de uma fundação profunda

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

As estacas escavadas possuem uma grande capacidade de produção, de execução rápida e mais econômica quando comparada com outras soluções de fundações. Além disso, quando moldadas “in loco”, possibilitam ainda que sejam atingidas, sem emendas, maiores profundidades (ZAGONEL, 2017).

Esse tipo de estaca tem a sua capacidade de carga proveniente da resistência de ponta e de atrito lateral, e, segundo Décourt (1998), este atrito está diretamente associado ao comprimento e a forma da estaca. Barros (2012) aponta que, para em uma certa consistência de areia analisada, o atrito lateral é sempre maior em estacas que possuem seção circular do que nas seções retangulares.

2.2. Importância das estacas tracionadas

Existem diversas situações na execução de fundações em que se faz uso de estacas tracionadas. Orlando (1999) aponta algumas delas: fundações de blocos de ancoragem de tubulações que transportam líquidos sobre pressão; fundações de plataformas marítimas e de petróleo; fundações de estruturas leves industriais, submetidas a esforços de vento; obras de contenção submetidas a empuxos laterais de água ou de solo; fundações de estruturas leves submetidas a subpressão de água, como exemplo: piscinas, estações elevatórias de esgoto, galerias; fundações de ancoragens para navios e fundações que transpassam solos expansivos.

Ainda segundo o autor, há alguns fatores que influenciam na resistência das estacas a esforços de tração, como o tipo de solo, as propriedades geomecânicas de cada uma das camadas do maciço, o processo de execução da estaca e o tipo de carregamento a que a estrutura será solicitada.

Além disso, os esforços de tração podem ocorrer em função de causas acidentais, como é o caso das solicitações provocadas pelo vento, ou em função de causas permanentes, como aquelas que decorrem principalmente dos empuxos de terra e de água (FILHO, 2008). É importante levar esses fatores em consideração quando se dimensiona as fundações, tanto para a análise de recalques como para a adoção de coeficientes de segurança (ORLANDO, 1999).

Assim, fica evidente a importância desse tipo de estaca para as obras de engenharia, visto que caso não sejam aplicadas e dimensionadas corretamente, ou tenham sua execução falha em algum ponto, podem acarretar em patologias ou acidentes, como o interrompimento da energia elétrica no caso das torres de linhas de transmissão.

2.3. Capacidade De Carga

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6122, a carga admissível de uma estaca isolada pode ser entendida como a força que, quando exercida sobre a estaca, resulta apenas em recalques que podem ser suportados pela edificação, oferecendo segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação (ABNT, 2019).

A capacidade de carga de fundações profundas, também conhecida como carga de ruptura, está associada às características geotécnicas do solo que envolve a estaca, e, de acordo com a mesma norma, pode ser estudada por meio de métodos estáticos, provas de carga e métodos dinâmicos.

Velloso e Lopes (2010) entendem que os métodos estáticos podem ser subdivididos em racionais e semi-empíricos. Os racionais apresentam uma metodologia clássica, utilizando soluções teóricas de capacidade de carga por meio de parâmetros do solo, tais como ângulo de atrito e coesão. Já os semi-empíricos fazem uso de resultados de ensaios “in situ” de penetração, como o CPT e o SPT. Teria, ainda, os métodos empíricos, nos quais a capacidade de carga da estaca é obtida usando como base apenas a classificação das camadas atravessadas, e, portanto, servem somente para uma estimativa grosseira.

Ao se analisar a capacidade de carga, percebe-se o desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste e próximo a ponta. Devido a isso, a resistência é separada, para fins de cálculo, em resistência por atrito lateral (*Rl*) e em resistência de ponta (*Rp*), conforme apresentado na Figura 2 (AOKI; CINTRA, 2010).

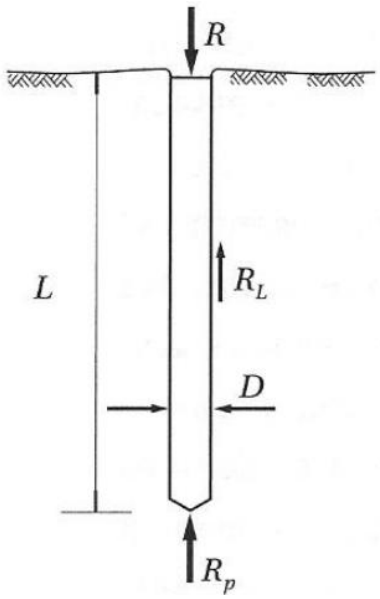


Figura 2: Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga

Fonte: Aoki e Cintra (2010)

Para os autores, ao ser aplicada uma carga no topo da estaca, ocorre ao longo do fuste uma mobilização máxima do atrito lateral. Dessa forma, caso a mobilização da resistência de ponta não existisse, o atrito da estaca com o solo seria superado e esta permaneceria deslizando no solo.

Para as estacas submetidas a esforços de tração, há duas metodologias comumente utilizadas quando se busca determinar a carga máxima suportada por elas. A primeira é baseada em métodos teóricos próprios para solicitações de tração, que muitas vezes resultam em valores contra a segurança. A segunda, adotada neste trabalho, baseia-se na utilização dos métodos semi-empíricos já mencionados.

Os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira são próprios para esforços compressivos, e consideram que a máxima resistência de uma estaca tracionada seja igual, ou equivalente a uma porcentagem, a resistência lateral no instante de ruptura de uma estaca com as mesmas dimensões submetida a esforços de compressão (FILHO et al. 2006). Ou seja, para o cálculo dos esforços de tração, é desconsiderada a resistência de ponta das estacas. Com relação a esse percentual ainda não existe um consenso entre os projetistas, sendo o valor de 70% comumente adotado (FILHO et al.,2008).

Já o método de Ortigão e Palmeira costuma ser adotado para o cálculo da resistência lateral de grampos. Vale salientar que o grampo pode ser considerado uma estaca escavada executada com pequeno ângulo em relação à horizontal.

2.3.1. Métodos Semi-Empíricos

Como as fórmulas teóricas não são muito precisas na previsão da capacidade de carga, muitos autores adotam outros métodos, utilizando os resultados de ensaios realizados “in situ” e ajustados com provas de carga (AOKI; CINTRA, 2010). A sondagem à percussão, com realização do SPT, é no Brasil a mais difundida forma de investigar o solo e suas características, o que faz com que esses métodos de cálculo utilizem como base os resultados desse tipo de ensaio (LOBO, 2005). A seguir estão apresentados quatro métodos de previsão da capacidade de carga bastante utilizados no país: o método Aoki-Velloso (1975), o método Décourt-Quaresma (1978), o método Teixeira (1996) e o método Ortigão e Palmeira (1997).

2.3.1.1. Método Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso foi desenvolvido em 1975 por meio de um estudo comparativo envolvendo resultados de provas de cargas em estacas e resultados de ensaios SPT. É importante destacar que esse método pode ser usado tanto com dados do SPT como do CPT (VELLOSO; LOPES, 2010).

Retomando a Figura 2, é possível deduzir que a equação da capacidade de carga é igual a:

$$R = Rl + Rp \quad (1)$$

Em que, *Rl* é a resistência lateral e *Rp* a resistência de ponta. Essas parcelas são dadas, respectivamente, por:

$$Rl = U\ x\ \sum(rl\ x\ \Delta l) \quad (2)$$

e

$$Rp = rp\ x\ Ap \quad (3)$$

Sendo *U* o perímetro do fuste da estaca, que pode ser calculado por $U = \pi$ x D ou $U =$ 4 x D, a depender se a seção da estaca for circular ou quadrada. Ainda, *rl* é a força resistente por atrito lateral, *rp* é a força resistente pela ponta, Δl são os comprimentos ao longo da extensão da estaca e *Ap* é a área da ponta da estaca. Dessa forma, a capacidade de carga *R* é igual a:

$$R = U\ x\ \sum(rl\ x\ \Delta l) + rp\ x\ Ap \quad (4)$$

As incógnitas *rl* e *rp* estão relacionadas com ensaios CPT, através dos valores da resistência de ponta do cone (*qc*) e do atrito lateral (*fs*):

$$rp = \frac{qc}{F1} \quad (5)$$

e

$$rl = \frac{fs}{F2} \quad (6)$$

Sendo *F1* e *F2* fatores de correção para considerar a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo). Seus valores, os quais passaram ao longo dos anos por diversas análises e sofreram alterações, estão na Tabela 1.

Tabela 1: Fatores *F1* e *F2*

Tipo de estaca	Original (1975)		Modificado (1988)	
	F1	*F2*	*F1*	*F2*
Franki	2,50	5,00	*2,50*	2,00
Metálica	1,75	3,50	1,70	3,00
Pré-moldada (D ≤ 0,6 m)	1,75	3,50	1,90	1,40
Pré-moldada (D > 0,6 m)	-	-	2,50	1,40
Escavada (D ≤ 1,0 m)	3,0	6,0	-	-
Escavada (D > 1,0 m)	-	-	6,10	5,20
Strauss	-	-	4,20	3,80

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

Contudo, como mencionado anteriormente, no Brasil o ensaio CPT não é muito empregado, e, portanto, pode-se substituir o valor da resistência de ponta (qc) por uma relação entre o índice de resistência à penetração (Nspt) e um coeficiente (K) que varia de acordo com o tipo de solo:

$$qc = K\ x\ Nspt \tag{7}$$

Essa substituição possibilita também a determinação do atrito lateral em função do Nspt. Para isso faz-se uso da razão de atrito (α), que depende do tipo de solo e pode ser determinada por:

$$\alpha = \frac{fs}{qc} \tag{8}$$

Os valores de K e de α, originalmente propostos por Aoki e Velloso em 1975 e modificados em 1988, estão na Tabela 2.

Tabela 2: Coeficiente K e razão de atrito α

	Original (1975)		Modificado (1988)	
Tipo de solo	K (MPa)	α (%)	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4	0,6	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9
Areia argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0
Argila siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

Com isso:

$$fs = \alpha \; x \; qc = \; \alpha \; x \; K \; x \; Nspt \tag{9}$$

Reescrevendo, então, as expressões anteriores para *rp* e *rl*:

$$rp = \frac{K \; x \; Np}{F1} \tag{10}$$

e

$$rl = \frac{\alpha \; x \; K \; x \; Nl}{F2} \tag{11}$$

Sendo *Np* a média aritmética dos valores de Nspt na ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo; e *Nl* a média aritmética do Nspt na camada de solo de espessura Δl**.** Assim, é possível determinar a capacidade de carga de um elemento de fundação isolado por meio da equação a seguir:

$$R = \frac{K \; x \; Np \; x \; Ap}{F1} + \frac{U}{F2} \; x \; \sum_{1}^{n} (\alpha \; x \; K \; x \; Nl \; x \; \Delta l) \tag{12}$$

2.3.1.2. Método Décourt-Quaresma

O método foi desenvolvido em 1978, quando Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram um método para calcular a capacidade de carga de estacas usando como base resultados do ensaio SPT. O estudo foi realizado utilizando-se estacas pré-moldadas de concreto, mas pode-se considerar que seja válido também para estacas tipo Franki, tipo Strauss e estacas escavadas. O método foi aperfeiçoado em 1982, com um aprimoramento na estimativa da carga lateral, enquanto a resistência de ponta continuou sendo calculada da mesma forma (VELLOSO; LOPES, 2010). Em 1996, Décourt introduziu os parâmetros α e β nas parcelas de resistência de ponta e resistência lateral, respectivamente (AOKI; CINTRA, 2010).

Semelhante ao método anterior, a equação da capacidade de carga é igual a:

$$R = Rl + Rp \tag{13}$$

Sendo *Rl* a resistência lateral e *Rp* a resistência de ponta. Essas parcelas são dadas, respectivamente, por:

$$Rl = rl\ x\ U\ x\ L\ x\ \beta \quad (14)$$

e

$$Rp = rp\ x\ Ap\ x\ \alpha \quad (15)$$

Em que *U* é o perímetro do fuste da estaca, *L* é o comprimento da estaca, *rl* é a força resistente por atrito lateral, *rp* é a força resistente pela ponta e *Ap* é a área da seção da ponta da estaca. Já α e β são fatores em função do tipo de estaca e de solo, apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Valores de α e β em função do tipo de estaca e de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca									
	Escavada em geral		Escavada (Bentonita)		Hélice contínua		Estaca raiz		Injetada sob altas pressões	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80*	0,85	0,90*	0,3*	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Solos intermediários	0,6	0,65*	0,6	0,75*	0,3*	1,0*	0,6*	1,5*	1,0*	3,0*
Areias	0,5	0,50*	0,5	0,60*	0,3*	1,0*	0,5*	1,5*	1,0*	3,0*

* Valores apenas orientativos devido ao pequeno número de dados disponíveis

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

As incógnitas *rl* e *rp* podem ser calculadas, respectivamente, por:

$$rl = 10\ x\ \left(\frac{Nl}{3} + 1\right) \quad (16)$$

e

$$rp = Kp\ x\ Np \quad (17)$$

Sendo *Nl* a média aritmética do Nspt ao longo do comprimento da estaca, adotando-se 3 para Nspt menores que 3 e 50 para valores maiores que 50 no caso de estacas de deslocamento e escavadas com bentonita. Para estacas do tipo Strauss e tubulões a céu aberto deve-se adotar valores menores ou iguais a 15. Já o *Np* é a média aritmética dos valores de Nspt na ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo, e o *Kp* é dado em função do tipo de solo em que a ponta da estaca fica situada. Os valores de *Kp* estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Valores de Kp em função do tipo de solo

Tipo de solo	Kp (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

Desse modo, é possível calcular a capacidade de carga de uma estaca isolada através da equação a seguir:

$$R = \alpha \; x \; Kp \; x \; Np \; x \; Ap + \beta \; x \; 10 \; x \left(\frac{Nl}{3} + 1 \right) x \; U \; x \; L \qquad (18)$$

2.3.1.3. Método Teixeira

O método foi desenvolvido em 1996, quando Teixeira, para determinar a capacidade de carga, propôs uma equação unificada em função dos parâmetros α e β. O fator α diz respeito à resistência de ponta e seus valores dependem do solo e do tipo de estaca adotada. Já o β está associado à resistência lateral, e seus valores dependem apenas do tipo de estaca (AOKI; CINTRA, 2010).

A referida equação está apresentada a seguir.

$$R = Rp + Rl = \alpha \; x \; Np \; x \; Ap + \beta \; x \; Nl \; x \; U \; x \; L \qquad (19)$$

Sendo *Np* a média aritmética dos valores de Nspt na ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo. Ainda, *Ap* é a área da ponta da estaca, *Nl* é a média aritmética do Nspt ao longo do seu comprimento, *U* é o perímetro do fuste dela e *L* o seu comprimento.

Os valores de α e β estão dispostos nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5: Parâmetro α

Tipo de solo (4<N<40)	$\alpha \; (tf/m^2)$			
	Pré-moldadas de concreto e metálicas	Franki	Escavada a céu aberto	Estaca raiz
Areia com pedregulho	44	38	31	29
Areia	40	34	27	26
Areia Siltosa	36	30	24	22
Areia Argilosa	30	24	20	19
Silte Arenoso	26	21	16	16
Silte Argiloso	16	12	11	11
Argila Arenosa	21	16	13	14
Argila Siltosa	11	10	10	10

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

Tabela 6: Parâmetro β

Tipo de estaca	β (tf/m²)
Pré-moldadas e metálicas	0,4
Franki	0,5
Escavada a céu aberto	0,4
Estacas raiz	0,6

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

2.3.1.4. Método de Ortigão e Palmeira (1997)

A técnica de solo grampeado teve sua origem associada à execução de suportes de galerias e túneis chamada NATM ("New Austrian Tunneling Method"), muito usada na engenharia de Minas. Ela foi sendo adaptada e aplicada em rochas duras, e, posteriormente, em materiais menos resistentes, como rochas brandas, solos (principalmente os compostos de siltes), pedregulhos e areia. Surgiu então o método do solo grampeado ou pregado, desenvolvido por Ortigão e Palmeira (ORTIGÃO; PALMEIRA, 1997).

Esse grampeamento do solo é feito inserindo-se elementos passivos semi-rígidos, os chamados grampos. Estes podem ser barras, cantoneiras, tubos de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, microestacas, ou em alguns casos estacas. Esses grampos são posicionados no maciço quase que horizontalmente, introduzindo esforços resistentes de tração e cisalhamento (ORTIGÃO; PALMEIRA, 1997).

Em outras palavras, o grampo consiste em uma perfuração no solo sub-horizontal a introdução de uma barra e o preenchimento do furo com argamassa ou concreto.

A metodologia de cálculo para determinar a resistência lateral à tração em grampos escavados, *Rl*, faz uso de uma tensão lateral *qs*, do diâmetro *D* da estaca e do seu comprimento *L*, conforme apresentado na equação abaixo.

$$Rl = qs\ x\ \pi \text{ x D x L} \tag{20}$$

Para a determinação do valor de *qs*, faz-se uso do valor do Nspt do solo e da Figura 3.

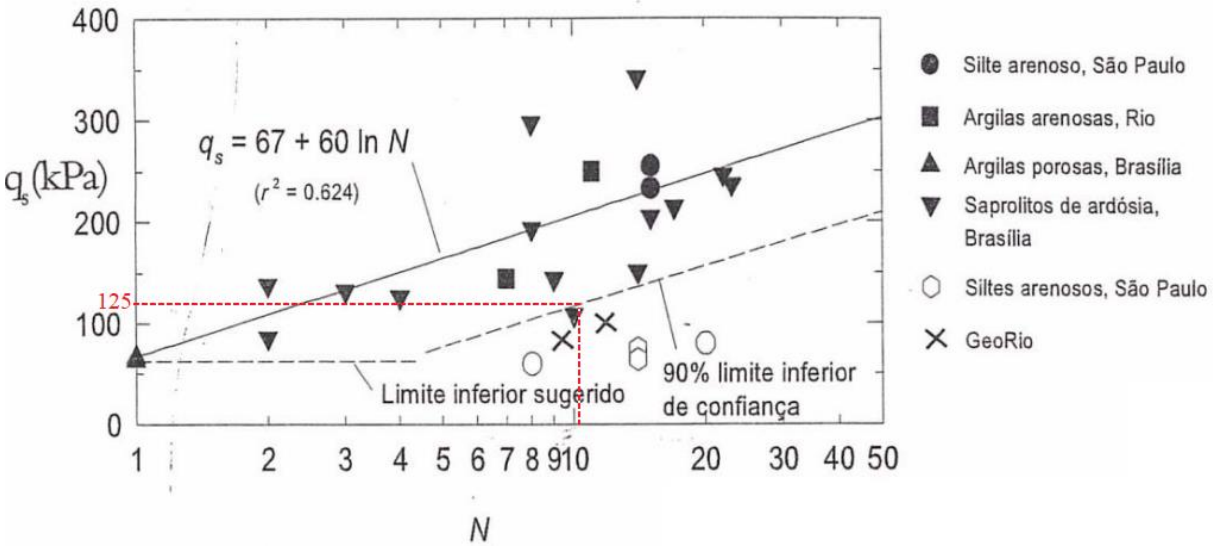


Figura 3: Estimativa da tensão lateral *qs*

Fonte: Adaptado de Ortigão e Palmeira (1997)

2.4. Trabalhos correlatos

2.4.1. Fundações de construções submetidas a esforços de tração em solo de alta porosidade da região de Campinas – SP (FILHO; CARVALHO, 2010)

Este trabalho, realizado por Filho e Carvalho, buscou analisar o comportamento de três estacas, com 12 m de profundidade e 0,40 m de diâmetro, submetidas a esforços verticais de tração. Após a concretagem dessas estacas, com concreto de 15 MPa, foram realizados ensaios de prova de carga estática do tipo lenta.

Ainda, foi prevista a capacidade de carga destas estacas através de métodos teóricos próprios para esforços de tração e de métodos semi-empirícos próprios para esforços de compressão, em que se considera apenas a parcela de resistência lateral e superfície de ruptura no contato solo-estaca. Ao final, comparou-se os resultados obtidos por esses métodos, entre eles o de Aoki-Velloso e o de Décourt-Quaresma, com os das provas de carga.

Tais resultados mostraram que a razão resistência lateral sobre prova de carga (RL/PC), para o método de Aoki-Velloso, por exemplo, apresentou valores de 0,21, 0,24 e 0,23 para as três estacas, enquanto que para o método de Décourt-Quaresma esses foram iguais a 0,38, 0,45 e 0,43, respectivamente.

3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA CIDADE DE JOÃO PESSOA – PB

O substrato geológico do estado da Paraíba é composto por rochas Pré-Cambrianas, que ocupam mais de 80% do seu território, além de bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais paleógenas/neógenas e formações superficiais quaternárias (BRASIL, 2002).

A cidade de João Pessoa faz parte do contexto geológico da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, que compreende uma parte do litoral dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte (MABESOONE; ALHEIROS, 1988).

De acordo com Furrier et al. (2006), uma parte significativa de João Pessoa está localizada sobre a unidade lito-estratigráfica denominada Formação Barreiras, que possui em sua composição sedimentos areno-argilosos mal consolidados, que repousam de forma discordante, de oeste para leste, respectivamente, sobre o embasamento cristalino Pré-Cambriano e sobre os sedimentos da Bacia Marginal da Paraíba. Este domínio é bastante propício para o desenvolvimento de cidades, e nele, é necessário comumente o uso de fundações profundas.

Arai (2006) defende que a Formação Barreiras é de idade miocênica, e que pertence à uma longa faixa que vai desde o norte do Rio de Janeiro até o Amapá. A Figura 4 apresenta um croqui do perfil geológico de João Pessoa, delimitado pela Formação Barreiras.

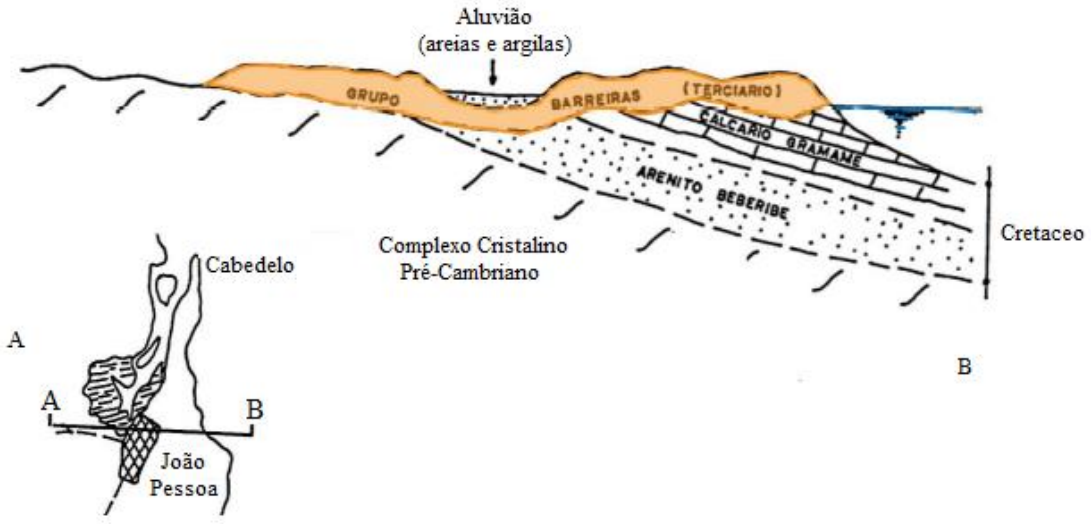


Figura 4: Perfil Geológico de João Pessoa - PB

Fonte: Adaptado de Gusmão Filho (1982)

Analisando a região litorânea de João Pessoa, onde se concentra grande parte das edificações de grande porte da cidade, Conciani et al. (1999) percebeu que esta apresenta um solo arenoso, composto de sedimentos marinhos. São basicamente camadas de areias sobrepostas, com diversos graus de compacidade. Segundo o autor, tal formação possivelmente tem sua origem proveniente do processo de transgressão e regressão do mar ocorrido ao longo dos anos. Nessa região o lençol freático não possui grande profundidade, o que resultou em sua ocupação, bem como verticalização, ocorrendo em paralelo com o avanço da engenharia (DUARTE, 2016).

A presente pesquisa foi desenvolvida em um terreno localizado no bairro do Altiplano (João Pessoa – PB), o qual faz parte da Formação Barreiras, e contou com ensaios de laboratório e de campo para sua caracterização.

4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A escavação das estacas e os ensaios de campo foram realizados em um terreno pertencente a um condomínio fechado no Altiplano (João Pessoa – PB), onde estava sendo construída uma casa e foi cedido parte do espaço para o estudo pela engenheira responsável pela obra. Todo o equipamento usado nas provas de carga e no SPT foi cedido pela Engeobase, responsável também pela sua devida instalação e execução dos procedimentos.

Já os ensaios de laboratório para a caraterização do solo foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UFPB (LAPAV), e contaram com o auxílio dos técnicos em todas as etapas.

4.1. Ensaios de caracterização do solo

Esses ensaios foram realizados tomando como base a NBR 6457 (ABNT, 2016), que apresenta diretrizes e recomendações acerca de como as amostras devem ser preparadas. A norma estabelece ainda que para caracterizar um solo são necessárias diversas análises, como a definição da umidade, limite de liquidez e de plasticidade, índice de plasticidade, massa específica dos sólidos e granulometria.

O solo usado para os ensaios de caracterização foi proveniente do bairro do Altiplano, em João Pessoa – PB. Foram retiradas três amostras, de diferentes profundidades, obtidas através das escavações das estacas, sendo recolhidos aproximadamente 2,5 kg para cada tipo de solo encontrado. Essas amostras foram identificadas como: amostra 1 a mais superficial, amostra 2 a de profundidade intermediária e amostra 3 a mais profunda.

Os substratos coletados foram armazenados em sacos plásticos, devidamente fechados, e, posteriormente, guardados em recipiente de isopor até que fossem realizados os ensaios, a fim de que não perdessem a umidade natural.

No laboratório, todo o solo foi secado em estufa, à 110 ^{o}C durante 24 horas. Após esse período, foi separado 2 kg de cada amostra, e esse material foi passado na peneira #10. O que ficou retido foi colocado em uma bandeja de alumínio, coberto com água, onde ficou em descanso durante alguns minutos, para posteriormente ser lavado em outra peneira #10. Já do

que passou nessa peneira foi separado 100g e colocado numa bandeja de alumínio, também coberto com água e deixado em descanso, para, em seguida, ser lavado na peneira #200. Em seguida, essas amostras foram colocadas em estufa à 110 ^{o}C.

Do material passante na peneira #10, uma parte é passada também na peneira #40 até completar uma quantidade de cerca de 250g, suficiente para os ensaios de limite de liquidez e de plasticidade. O restante do material que não possuía utilidade foi descartado.

4.1.1. Granulometria

A NBR 7181 (ABNT, 2016) caracteriza o ensaio de granulometria como sendo a determinação de quantidade de partículas da massa total do ensaio, identificando a porcentagem do peso de cada faixa de solo. A norma apresenta duas formas de determinar a granulometria de uma amostra de solo: por peneiramento ou por peneiramento e sedimentação, sendo a primeira a adotada para esse estudo. Por meio dos resultados traça-se a curva de distribuição granulométrica, que possibilita classificar o solo.

A norma apresenta ainda a metodologia para esse ensaio, que consiste basicamente em preparar a amostra de solo seguindo os critérios apresentados na NBR 6457 (ABNT, 2016), para, em seguida, serem executados procedimentos tais como o peneiramento grosso e o peneiramento fino.

Esses peneiramentos foram realizados usando uma sequência padrão de peneiras com diferentes aberturas. O peneiramento grosso foi executado com as peneiras de abertura 38,1 mm, 28,4 mm, 19,1mm, 9,5 mm, 4,8 mm e 2,0 mm, e utilizando o material retido na peneira #10 para o processo. Já o peneiramento fino usou as de abertura 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,30 mm, 0,15 mm e 0,074 mm, com o material retido na peneira #200. Para cada peneira adotada foi pesada a quantidade de material retido para identificar as frações de cada tipo de solo.

A Figura 5 apresenta as peneiras utilizadas, em sequência, em cada tipo de peneiramento, sendo as do lado esquerdo usadas para o peneiramento fino e as do direito para o peneiramento grosso.

Figura 5: Peneiras usadas para determinação da granulometria

Fonte: Arquivo pessoal

4.1.2. Limite de Liquidez

De acordo com o teor de umidade de um solo, este poderá se apresentar nos estados líquido, plástico, semissólido ou sólido. O limite superior do estado plástico chama-se limite de liquidez (Wl), enquanto que o inferior, limite de plasticidade (Wp). Quando um solo está acima do limite de liquidez ele tende a fluir como um líquido, já quando está abaixo do limite de plasticidade pode quebrar-se facilmente (CRAIG; KNAPPETT, 2015).

A NBR 6459 (ABNT, 2016) determina que o limite de liquidez representa o teor de umidade no qual há passagem do estado plástico para o líquido, além de apresentar as regras de execução desse ensaio. Assim como no ensaio de granulometria, a amostra também foi preparada seguindo as diretrizes da NBR 6457 (ABNT, 2016). Parte da amostra foi passada em uma peneira #40, de modo que se obtivesse aproximadamente 250 g de material para execução dos ensaios de limite de liquidez e plasticidade.

Inicialmente, com cerca de 70g da amostra em uma capsula de porcelana, foi-se adicionando água destilada até que a mistura se tornasse uma pasta homogênea. Em seguida, essa combinação foi colocada no aparelho de Casagrande, que consiste basicamente em uma concha de latão sobre uma base de madeira.

Após colocada na concha, a mistura foi moldada buscando-se obter uma espessura de aproximadamente 1 centímetro na região central, onde posteriormente foi feita uma ranhura com o cinzel, conforme apresentado na Figura 6.

Figura 6: Ensaio do limite de liquidez

Fonte: Arquivo pessoal

Por fim, iniciou-se a aplicação e contagem dos golpes, com a concha sofrendo quedas de uma altura de 10 mm com intensidade constante, até que as bordas da ranhura se unissem num comprimento de aproximadamente 13 mm.

O material nas proximidades das bordas que se uniram foi recolhido e levado para a estufa em uma capsula de alumínio. Com isso, foi possível determinar a umidade, e obter o primeiro ponto no gráfico umidade (abcissa, em escala linear) x número de golpes (ordenadas, em escala logarítmica). A umidade é calculada através da equação apresentada a seguir.

$$w = \frac{Pw}{Ps} x\ 100 = \frac{M1 - M2}{M2 - M3}\ x\ 100 \tag{21}$$

Em que é M1 o peso da capsula + solo úmido, M2 o peso da capsula + solo seco e M3 o peso da capsula, todos expressos em gramas. O valor da umidade deve ser expresso em porcentagem.

Para esse primeiro ponto, buscou-se deixar a mistura com uma consistência que permitisse a união das bordas da ranhura com 8 a 12 golpes. Para o ponto seguinte, a quantidade de golpes deveria estar no intervalo [x + 8; x + 12], em que x é o número de golpes do ponto anterior. Isso foi feito com o objetivo de obter o menor erro possível.

O processo foi repetido até fossem obtidos 5 pontos para cada amostra de solo, sendo traçados assim, três gráficos (um para cada amostra). O limite de liquidez é justamente o teor de umidade para que a ranhura se feche com 25 golpes, obtido através dos gráficos.

4.1.3. Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade

O teor de umidade que faz com que o solo passe do estado plástico para o semissólido, tornando-se quebradiço é o limite de plasticidade. Já o índice de plasticidade é equivalente à diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Esse ensaio é realizado seguindo as diretrizes da NBR 7180 (ABNT, 2016), enquanto que a preparação das amostras segue, novamente, a NBR 6457 (ABNT, 2016).

Iniciou-se o ensaio de forma semelhante ao do limite de liquidez, tomando uma amostra de solo e adicionando água destilada até que a mistura virasse uma pasta homogênea, com consistência plástica. Em seguida, buscou-se moldar com a palma da mão, um cilindro com diâmetro aproximado de 3 mm sobre uma placa de vidro, usando como base um gabarito metálico de 10 cm, como mostra a Figura 7.

Figura 7: Ensaio do limite de plasticidade

Fonte: Arquivo pessoal

Com o cilindro fragmentado, ele foi colocado em capsulas de alumínio, pesado e levado para a estufa. Esse processo foi repetido para que se obtivesse cinco valores de umidade para cada uma das três amostras de solo. O limite de plasticidade é justamente o resultado da média aritmética desses cinco teores de umidade. É importante que sejam verificados esses

valores, de forma que não apresentem um desvio, tanto para mais quanto para menos, de 5% da média encontrada.

Caso haja uma variação além desse intervalo permitido de ± 5%, esse valor será desprezado e será calculada uma nova média, a qual deverá contar com pelo menos três valores, conforme determinado pela norma. Por fim, o índice de plasticidade foi obtido subtraindo-se o valor final de limite de plasticidade do limite de liquidez, como mostra a equação abaixo.

$$IP = LL - LP \tag{22}$$

4.2. Perfuração e concretagem das estacas escavadas

As estacas foram escavadas utilizando-se um trado manual, conforme ilustra a Figura 8, e concretadas usando-se betoneira, carrinho de mão e pá. O solo superficial encontrava-se bastante consistente, e como forma de amolecê-lo e facilitar a escavação foi adicionada água em pouca quantidade.

Figura 8: Perfuração de estaca com uso de trado manual

Fonte: Arquivo pessoal

Foram executadas duas estacas de diâmetro 20 cm e 2 m de profundidade, distanciadas de aproximadamente 2 metros entre elas.

A locação e a identificação das estacas estão esquematizadas na Figura 9. Durante a perfuração, foi constantemente realizada a conferência das profundidades, até que estas atingissem os 2 metros. Também foi durante a escavação que foram retiradas as amostras de solo, que posteriormente seriam utilizadas para os ensaios de caracterização.

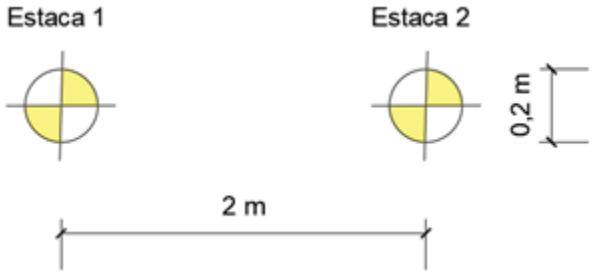


Figura 9: Esquema de locação das estacas

Fonte: Elaborado pelo autor

Por fim, foi inserido nas estacas, até o nivelamento com o terreno, o concreto, conforme ilustra a Figura 10. Por se tratar de um modelo de estaca, a carga de ruptura não era elevada, e, portanto, não foi dimensionada a sua armadura, sendo apenas, em cada uma delas, introduzida no seu centro, uma barra de Tirante Threadbolt THB16. Essa barra foi colocada de modo que não permanecesse em contato direto com o solo, e ao final foi amarrada para que não se deslocasse.

Figura 10: Concretagem da estaca

Fonte: Arquivo pessoal

4.3. Preparação do concreto e moldagem dos corpos de prova

O concreto utilizado nas estacas foi feito na própria obra em que estas foram locadas, situada em um condomínio residencial no bairro do Altiplano. Este foi preparado em betoneira conforme a NBR 12655 (ABNT, 2015) e obedeceu ao traço 1:1,5:3 para as duas estacas. O cimento, a areia e a brita para a sua preparação foram cedidos pelo mestre de obras responsável pela construção.

Com o concreto pronto, foram concretadas as estacas e moldados os corpos de prova cilíndricos para posterior verificação da sua resistência. Como na obra em questão não havia o molde comumente utilizado pelas concreteiras, foram utilizados canos de PVC com diâmetro de 100 mm, cortados com 200 mm de altura. O enchimento dos moldes foi feito em três camadas, com cada uma delas sendo adensada uniformemente com uma haste a fim de evitar os vazios. Após preenchido, foi feita a rasadura do topo dos corpos de prova.

Foram moldados dois corpos, identificados e deixados na obra para o processo de cura do concreto durante alguns dias, quando foram levados pela Engeobase para serem desmoldados, e posteriormente rompidos.

4.4. Ensaio de prova de carga a tração

Os materiais necessários para a realização do teste das provas de carga foram duas vigas metálicas principais de perfil “I”, com 3,0 m de comprimento, 0,2 m de largura e 0,2 m de altura; quatro vigas metálicas secundárias de perfil “I”, com 0,5 m de comprimento, 0,3 m de largura e 0,3 m de altura; quatro apoios de madeira; dois tubos metálicos onde foram fixados os extensômetros; quatro extensômetros para aferição dos deslocamentos com precisão de centésimos de milímetros; um macaco hidráulico com capacidade de 60 tf, altura de 0,35 m e diâmetro de 0,18 m; uma bomba hidráulica com manômetro acoplado; chapas de aço perfuradas no centro, rosca de aço, luva para aumento do comprimento da barra da estaca e pedaços de cerâmica para apoiar os extensômetros.

O sistema consiste basicamente em um macaco hidráulico usado em sentido contrário ao convencional adotado para os testes à compressão em estruturas. A preparação para o ensaio envolveu alguns procedimentos iniciais importantes, como a limpeza e o nivelamento do

terreno, a preparação do topo da estaca, a aferição dos extensômetros e a calibração do macaco hidráulico utilizado para aplicação da carga. Além disso, aumentou-se o comprimento da barra de tirante da estaca usando-se uma luva a fim de que ela tivesse altura suficiente para a montagem do sistema corretamente.

Os apoios de madeira foram colocados sobre o solo, e neles foram encaixados os tubos metálicos. Em seguida, colocou-se as vigas secundárias sobrepostas, também em contato direto com o solo, duas de cada lado. Acima delas, foram apoiadas as duas vigas principais, com a barra da estaca entre elas, e, depois, sobre uma chapa de aço, colocou-se o macaco hidráulico, preso à estaca por meio de chapas de aço e rosca. Por fim, alocou-se os extensômetros sobre as cerâmicas acima da estaca, para que permanecessem nivelados, e conectados também aos tubos metálicos. A Figura 11 apresenta o sistema montado para a realização do ensaio.

Figura 11: Sistema para realização do ensaio de prova de carga a tração

Fonte: Arquivo pessoal

O macaco hidráulico foi conectado à bomba, a qual continha duas alavancas manuais por meio das quais foi sendo aplicada a força. O ensaio realizado foi do tipo carregamento rápido, em que foi-se acrescentando 2 tf a cada intervalo de cinco minutos, totalizando-se uma aplicação de 10 tf em cada uma das estacas. Esse carregamento era mantido durante o mencionado tempo.

As aferições dos deslocamentos verticais do topo da estaca foram feitas através dos quatro extensômetros simultaneamente, para a situação sem aplicação de carregamento e para

cada vez que foram acrescentadas as 2 tf. A Figura 12 mostra como os extensômetros foram fixados.

Figura 12: Posicionamento dos extensômetros

Fonte: Arquivo pessoal

Processo semelhante foi feito durante o descarregamento, verificando-se os deslocamentos para as cargas de 8 tf, 6 tf, 2 tf e 0 tf.

4.5. Ensaio de sondagem à percussão – SPT

O ensaio SPT é um sistema de investigação do solo bastante simples, que implica baixo custo com equipamentos e faz com que ele seja o mais utilizado pela engenharia de fundações no Brasil. Ele consiste em, basicamente, medir a resistência de uma camada de solo através do número de golpes realizados com um martelo para penetrar 30 cm de profundidade (Nspt). A metodologia e as recomendações para esse ensaio estão presentes na NBR 6484 (ABNT, 2020).

O martelo, pesando 65 kg, foi posicionado a 0,75 m do solo, e seguiu sendo lançado continuamente em queda livre até que fossem cravados os primeiros 45 cm. Foi anotada a quantidade de golpes para penetração a cada 15 cm, sendo o Nspt a soma do número de golpes dos últimos 30 cm. O processo foi repetido até que fosse atingida a profundidade das estacas.

O boletim de sondagem com a curva do perfil geotécnico do solo e a classificação do material encontra-se no Apêndice D.

5. RESULTADOS

5.1. Ensaios de caracterização do solo

A Tabela 7 mostra, de forma resumida, os resultados dos ensaios de caracterização desse solo, coletado no bairro do Altiplano, onde foram executadas as estacas escavadas.

Tabela 7: Resultados dos Ensaios de Caracterização

Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização do solo			
Amostra	1	2	3
Limite de liquidez	34,8%	32,9%	37,5%
Limite de plasticidade	24,6%	21,4%	22,7%
Índice de plasticidade	10,2%	11,5%	14,8%
Granulometria	Areia Fina=45%	Areia Fina=43%	Areia Fina=43%
	Areia Grossa=28%	Areia Grossa=31%	Areia Grossa=30%
	Argila + Silte=25%	Argila + Silte=25%	Argila + Silte=25%
	Pedregulho=1%	Pedregulho=2%	Pedregulho=2%

Fonte: Elaborado pelo autor

O limite de liquidez, caracterizado pela separação entre o estado plástico e o estado líquido de um solo, foi encontrado nos exatos 25 golpes. Já o limite de plasticidade foi dado através da média aritmética dos teores de umidade de cada cápsula, respeitando-se a variação máxima de 5% acima ou abaixo dessa média. Por sua vez, o índice de plasticidade é obtido pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

Para a obtenção da granulometria dos solos foram realizados os peneiramentos grosso e fino. Com isso foi possível traçar a curva granulométrica do solo em estudo nas três profundidades analisadas, apresentada na Figura 13. Analisando a curva nota-se que ela é bastante semelhante para as três amostras, o que já era esperado visto que estas foram retiradas do mesmo local, e a profundidade foi curta para se obter grandes variações de solo.

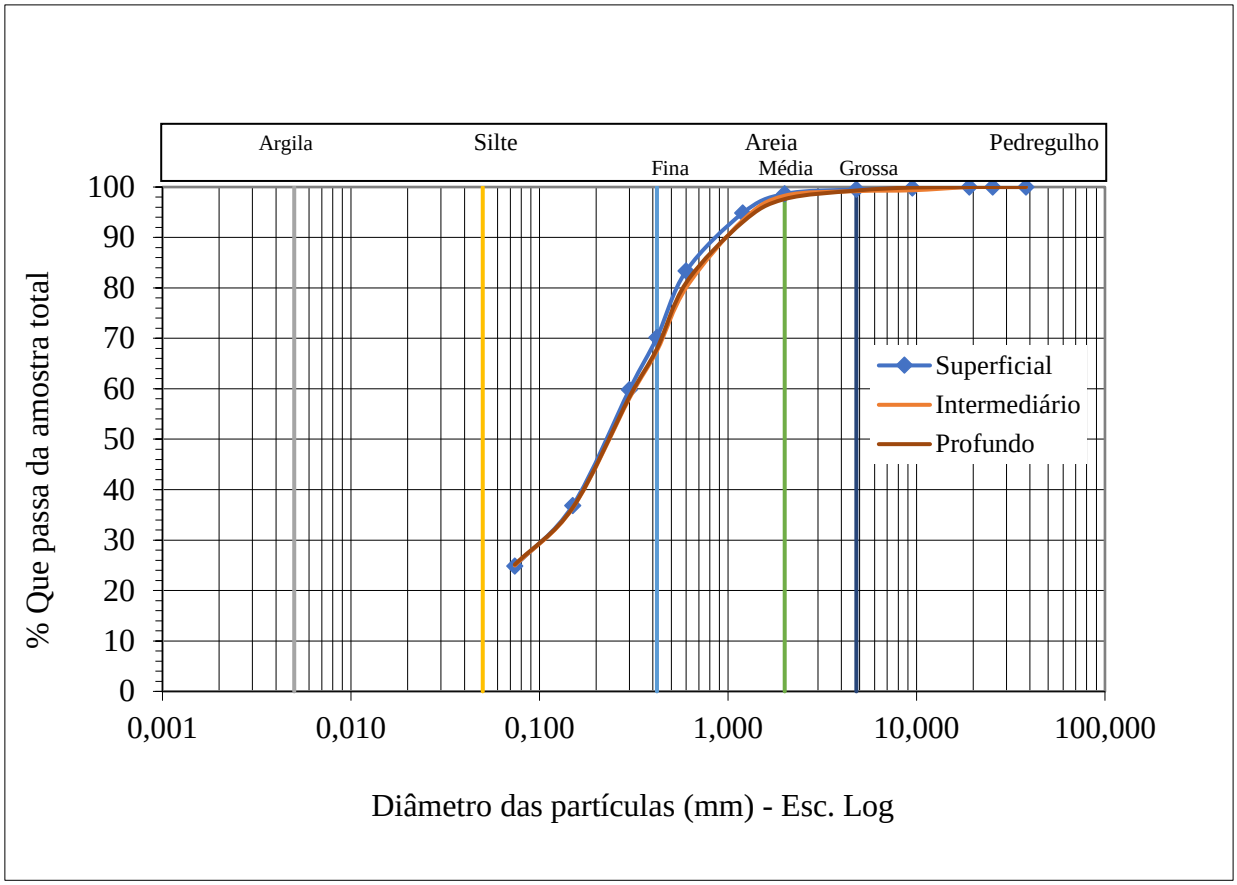


Figura 13: Curva granulométrica

Fonte: Elaborado pelo autor

Para a sua classificação foi adotado o SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos), presente na Tabela 8. Por meio dos resultados de IP, LL e porcentagem passante na peneira nº 200 foi possível perceber que o solo das três amostras pertence ao grupo de símbolo SC, sendo, portanto, classificado como Areia Argilosa.

Tabela 8: Classificação de solos segundo o SUCS

SUCS					
Solos de granulação grossa				Solos de granulação fina	
Mais de 50% retido na #200				50% ou mais passando na #200	
Pedregulho		Areias		Siltes e argilas	Siltes e argilas
50% ou mais retida na #4		50% ou mais passando na #4		LL ≤ 50	LL ≥ 50
Sem finos	Com finos	Areia sem finos	Areia com finos	ML	MH
GW	GM	SW	SM	CL	CH
GP	GC	SP	SC	OL	OH

Fonte: Elaborado pelo autor

Os resultados completos desses ensaios encontram-se nos Apêndices A, B e C, respectivamente para a granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade.

5.2. Ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova

Os dois corpos de prova foram, primeiramente, desmoldados pela Engeobase, e foi necessário a serragem dos canos de PVC para que estes saíssem intactos. Antes de serem rompidos, os corpos foram capeados para que as suas superfícies ficassem planas e não provocassem alterações nos resultados.

Em seguida, eles foram submetidos ao ensaio de compressão axial, para verificação da resistência do concreto após 26 dias.

Esse ensaio consiste basicamente na aplicação de uma força de compressão de forma gradual sobre o corpo de prova até que ele se rompa, e foi realizado no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LABEME) da UFPB, seguindo as orientações dos técnicos e da norma NBR 5739 (ABNT, 2018).

Sua execução foi realizada em uma prensa para compressão com capacidade de 100 toneladas, onde os corpos de prova foram posicionados de modo que seu eixo coincidisse com o da máquina para que a resultante das forças passasse pelo centro. A Figura 14 ilustra esse processo.

Figura 14: Ensaio de compressão axial

Fonte: Arquivo pessoal

O primeiro corpo de prova rompeu após ser aplicada uma carga de 7,418 toneladas. Já o segundo sofreu o rompimento com uma carga de 11,615 toneladas. Assim, o concreto apresentou uma resistência igual a 12,12 MPa.

5.3. Ensaio de prova de carga a tração

De acordo com os valores obtidos, foi possível notar que a estaca 1 apresentou maior deslocamento total, igual a 3,703 mm, ao passo que a estaca 2 obteve esse deslocamento igual a 3,630 mm. Ou seja, o deslocamento total da estaca 1 foi cerca de 2,01% maior do que a 2.

Ainda, o deslocamento permanente, proveniente do descarregamento das estacas, foi igual a 1,408 mm para a primeira estaca, e 1,375 mm para a segunda. Por fim, o deslocamento elástico, resultado da diferença entre o total e o permanente, foi de 2,295 mm para a estaca 1 e 2,225 mm para a estaca 2.

Os resultados desse ensaio estão apresentados nas Figuras 15 e 16, para cada uma das estacas, com o carregamento aplicado de 2 tf em cada estágio.

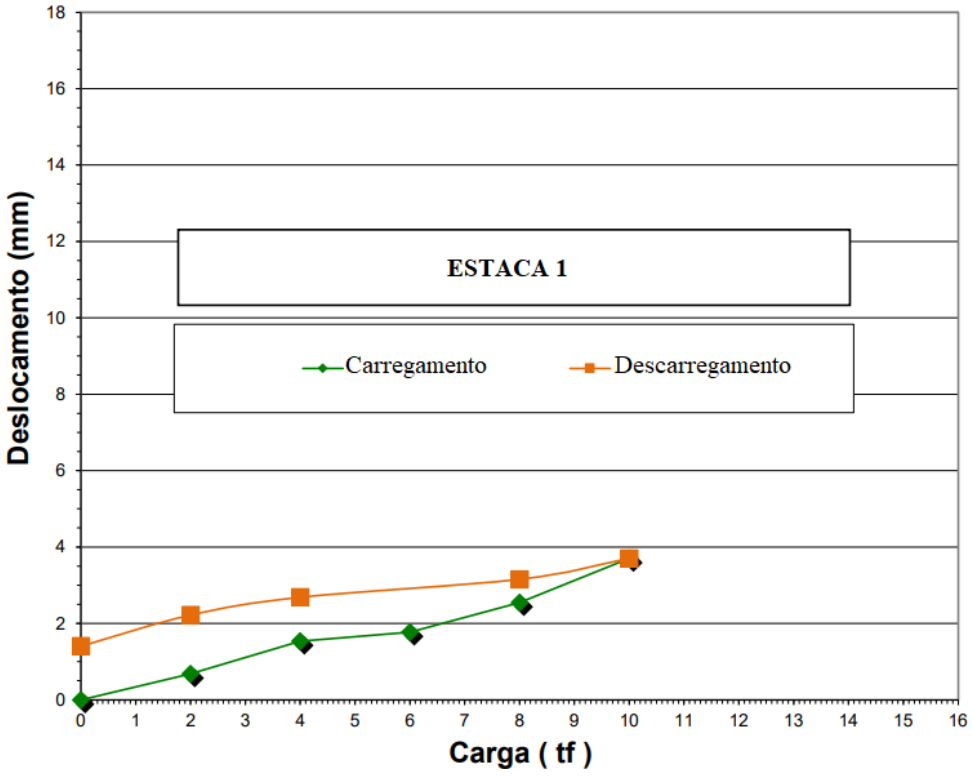


Figura 15: Curva carga x deslocamento: Estaca 1

Fonte: Elaborado pelo autor

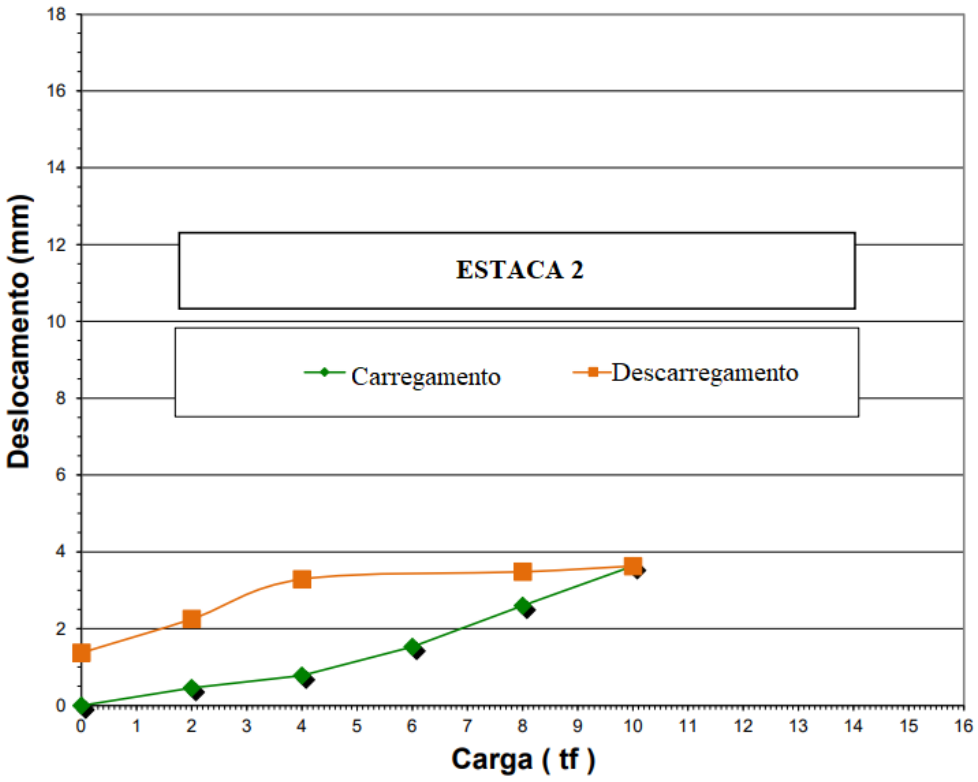


Figura 16: Curva carga x deslocamento: Estaca 2

Fonte: Elaborado pelo autor

No Apêndice F estão presentes as tabelas com os resultados completos, onde constam as leituras dos deslocamentos de cada um dos quatro extensômetros separadamente.

5.4. Resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos

De acordo com a metodologia de cálculo que foi apresentada anteriormente, e com os resultados do SPT realizado, foi possível determinar a capacidade de carga através dos valores de resistência por atrito lateral (*Rl*) usando os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e Ortigão e Palmeira. Conforme já mencionado, em se tratando de estacas tracionadas, a resistência de ponta (*Rp*) foi desconsiderada.

Para o método de Décourt-Quaresma foi calculada ainda a resistência lateral considerando-se as estacas como sendo microestacas, dado o seu pequeno diâmetro e comprimento.

A Tabela 9 mostra, de forma resumida, os resultados da resistência lateral, e consequentemente das cargas de ruptura a tração, calculados para os métodos mencionados. A tabela com os parâmetros adotados para esses cálculos está apresentada no Apêndice E.

Tabela 9: Resultados da resistência lateral pelos métodos de cálculo

Método	Carga de ruptura (tf)
Aoki-Velloso	2,37
Décourt-Quaresma (escavada)	3,63
Décourt-Quaresma (microestaca)	16,76
Teixeira	5,19
Ortigão e Palmeira	15,71

Fonte: Elaborado pelo autor

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para se obter a carga de ruptura das estacas foram extrapoladas pelo método de Van Der Veen as curvas carga x deslocamento apresentadas anteriormente. De acordo com os valores obtidos, e apresentados nas Figuras 17 e 18, foi possível notar que a estaca 2 obteve maior carga de ruptura, igual a 14,38 tf, enquanto a estaca 1 teve esse valor igual a 13,48 tf. Ou seja, a carga de ruptura da estaca 2 foi cerca de 6,67% maior do que a 1.

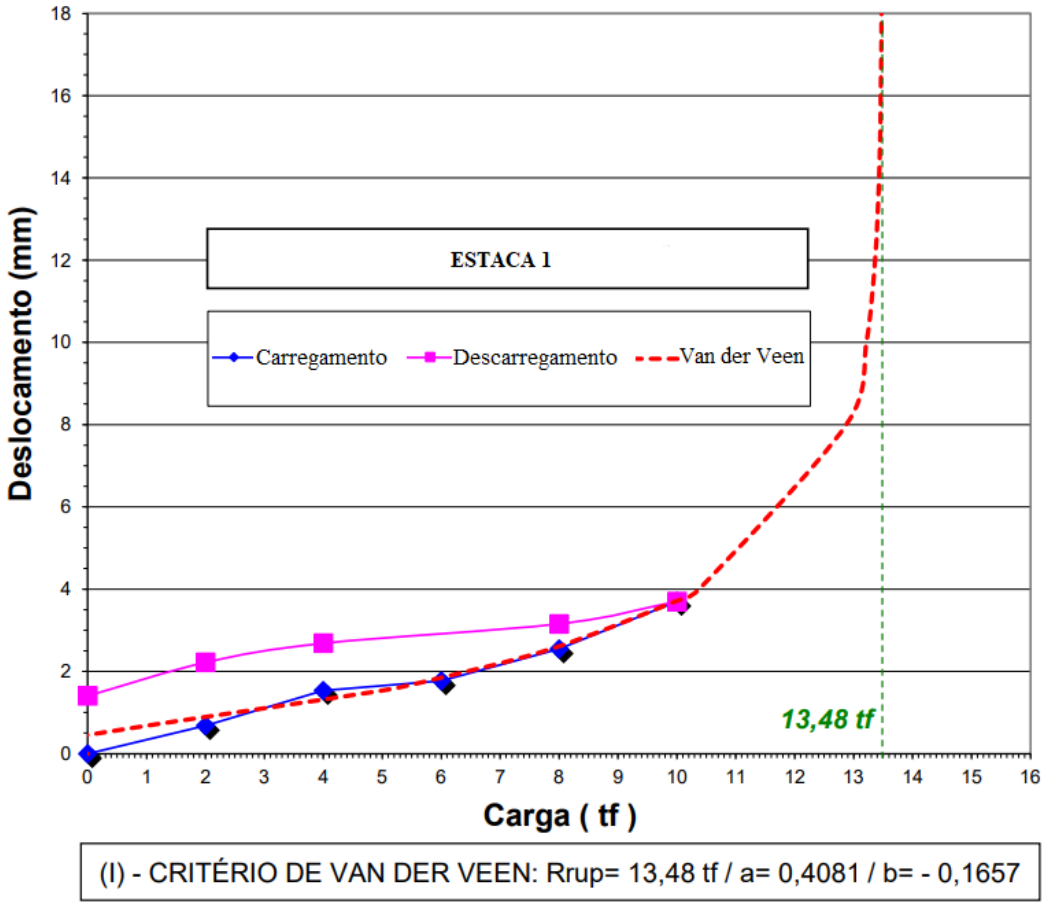


Figura 17: Carga de ruptura pelo critério de Van Der Veen: Estaca 1

Fonte: Elaborado pelo autor

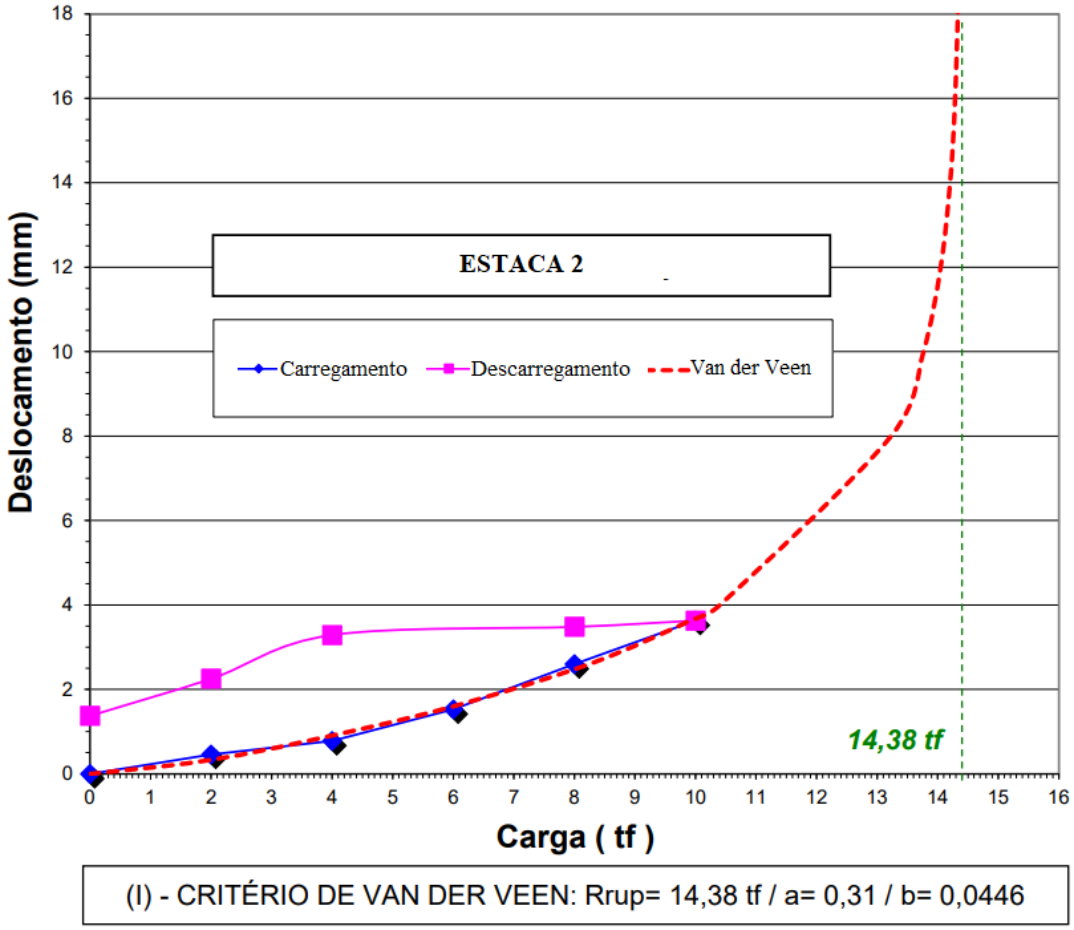


Figura 18: Carga de ruptura pelo critério de Van Der Veen: Estaca 2

Fonte: Elaborado pelo autor

Está disposto na Tabela 10, resumidamente, os resultados encontrados para as cargas de ruptura por meio dos métodos de cálculo, comparados com os obtidos através do ensaio de prova de carga a tração, para as duas estacas.

Tabela 10: Comparativo dos resultados

Prova de carga a tração	
Estaca	Carga de ruptura (tf)
1	13,48
2	14,38
Métodos de cálculo	
Método	Carga de ruptura (tf)
Aoki-Velloso	2,37
Décourt-Quaresma (escavada)	3,63
Décourt-Quaresma (microestaca)	16,76
Teixeira	5,19
Ortigão e Palmeira	15,71

Fonte: Elaborado pelo autor

A Figura 19 apresenta esses valores, com o valor da prova de carga sendo igual a média aritmética das duas estacas.

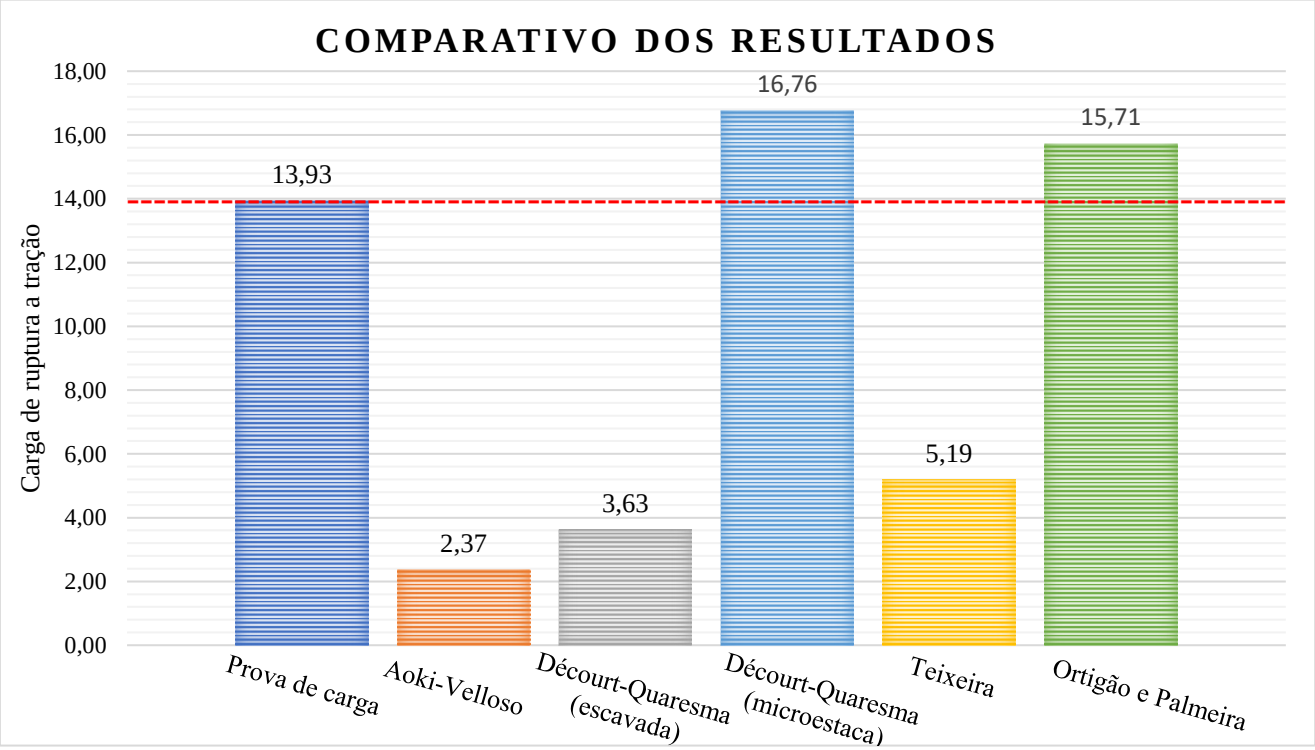


Figura 19: Comparativo dos resultados

Fonte: Elaborado pelo autor

É possível perceber uma considerável variação entre os resultados, com a carga de ruptura média das estacas variando cerca de 11,56 tf com relação ao método Aoki-Velloso, 10,30 tf com relação ao Décourt-Quaresma para estacas escavadas e 8,74 tf com relação ao Teixeira.

Um dos fatores que pode justificar essa diferença nos valores é o efeito escala, uma vez que esses métodos não consideram diâmetros compatíveis com os das estacas escavadas nesse estudo.

Analisando-se ainda a razão RL/PC (resistência lateral sobre prova de carga) tem-se que esta foi igual a 0,17 para Aoki-Velloso, 0,26 para Décourt-Quaresma para estacas escavadas e 0,37 para Teixeira. Tais resultados foram semelhantes aos obtidos por Filho e Carvalho (2010) em seu estudo apresentado anteriormente.

O método Décourt-Quaresma para microestacas, por sua vez, visto que é determinado para estacas de pequeno diâmetro, assim como as que foram executadas nesse trabalho,

apresentou resultados bastante próximos aos reais, com variação de 2,83 tf para a média das estacas.

O mesmo ocorreu para o método do solo grampeado de Ortigão e Palmeira, que ao considerar o cálculo para grampos, os quais também possuem pequeno diâmetro, apresentou valor próximo aos das estacas, com uma variação de 1,78 tf.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no que foi apresentado nesse trabalho, pode-se concluir que, de maneira geral, ao se utilizar o valor de resistência a tração como sendo igual à resistência lateral à compressão obtida pelos métodos semi-empíricos, resultam em valores conservadores quando comparados com os obtidos pela prova de carga.

Ao se analisar os resultados da prova de carga das duas estacas percebe-se que tanto os deslocamentos quanto as cargas de ruptura foram bastante parecidos entre elas. Contudo, essas cargas de ruptura foram bem diferentes quando comparadas aos valores calculados pelos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma para estacas escavadas e Teixeira, e isso se justifica pelo fato de que estes são próprios para esforços de compressão em estacas com maiores diâmetros, e ao serem adaptados para os de tração em estacas menores podem não ser tão eficientes.

Já o método de Ortigão e Palmeira e o de Décourt-Quaresma para microestacas apresentaram resultados próximos aos da prova de carga, com o primeiro variando cerca de 13% da média dos valores encontrados para as estacas, e o segundo com uma variação de aproximadamente 20%. Essas variações são tidas como satisfatórias dada a grande heterogeneidade dos solos.

Assim, evidencia-se neste trabalho que durante o dimensionamento de estacas submetidas aos esforços de tração é comum que as previsões de carga de ruptura apresentem resultados diferentes dos obtidos na prática, possivelmente devido à essa adaptação da metodologia de cálculo. Ressalta-se, então, a necessidade do aprofundamento de estudos que abordem o tema, com o aprimoramento dos métodos de forma a contribuir para avanços no conhecimento de estacas escavadas de pequeno diâmetro tracionadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5739:** Concreto - Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

-- ABNT. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro (RJ), 2019.

-- ABNT. **NBR 6457:** Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro (RJ), 2016.

-- ABNT. **NBR 6459:** Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro (RJ), 2016.

-- ABNT. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro (RJ), 2020.

-- ABNT. **NBR 7180:** Peneira de ensaio e ensaio de peneiramento - Vocabulário. Rio de Janeiro (RJ), 2016.

-- ABNT. **NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro (RJ), 2016.

-- ABNT. **NBR 12655:** Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2015.

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos A. **Fundações: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina e Textos, 2010.

ARAI, M. **A grande elevação eustática do Mioceno e sua influência na origem do Grupo Barreiras**. Geologia USP. Série Científica, v. 6, n. 2, 2006.

BARROS, Mércia. **Apostila de revisão da escola politécnica da Universidade de São Paulo**. São Paulo (SP), 2012.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. CPRM. **Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba**. Recife (PE), 2002.

CRAIG, R.F.; KNAPPETT, J.A. **Craig Mecânica dos Solos**. Tradução Amir Elias Abdalla Kurban. 8. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CONCIANI. W. et al. **Características de deformação de uma areia de praia obtidas por pressiômetro**. Solos e Rochas, v.22, n.3. 1999.

DÉCOURT, Luciano. **Análise e execução de estacas profundas**. In W. HACHICH et al. (eds.), Fundações: Teoria e Prática, 2 ed., Editora Pini, São Paulo, 265-302 p, 1998.

DUARTE, Marianna. **Prática das fundações na cidade de João Pessoa**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa (PB), 2007.

FILHO, J.; CARVALHO, D. **Fundações de construções submetidas a esforços de tração em solo de alta porosidade da região de Campinas – SP.** Universidade Nove de Julho. Campinas (SP), 2010.

FILHO, J. A. et al. **Comportamento à tração de estacas tipo hélice-contínua executadas em solo de diabásio.** In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, 13, 2006, Curitiba. Anais...São Paulo (SP), 2006.

FILHO, J. A. et al**. Comportamento à tração de estacas tipo raiz executadas em solo de diabásio, típico da região de Campinas, Brasil**. In: Congresso Luso-Brasileiro De Geotecnia, 4, 2008. Porto/Portugal. Anais...São Paulo (SP), 2008.

FILHO, J. A. **Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/sp.** Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas (SP), 2008.

FURRIER, M. et al. **Geomorfologia e tectônica da formação Barreiras no Estado da Paraíba**. Geologia USP Série Científica, São Paulo, v. 6, n. 2, 2006.

LOBO, Bianca. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), 2005.

MABESOONE, J. M.; ALHEIROS, M. M. **Origem da bacia sedimentar costeira Pernambuco –Paraíba**. Revista Brasileira de Geociências. São Paulo v. 18, n. 4, p. 476-482, 1988.

ORLANDO, C. **Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão.** 332p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 1999.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. **Solo grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações.** In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992, Rio de Janeiro Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1997. p. 57-74.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações Volume Completo - critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo (SP): Oficina e Textos, 2010.

YAZIGI, Walid. **A técnica de edificar**. 2 ed São Paulo (SP). Pini: SINDUSCON, 1999.

ZAGONEL, Taís. Cristina. **Viabilidade da aplicação de aditivo expansor de argamassa para melhoramento da resistência à tração de estacas escavadas**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó (SC), 2017.

APÊNDICES

APÊNDICE A – GRANULOMETRIA

Tabela A - 1: Resultados do ensaio por Peneiramento: Amostra 1

	Amostra 1							
			Material Retido				Material passante	
	Peneira		Massa	% Amostra	% Amostra	% Amostra	% Amostra	% Amostra
	nº	(mm)	(g)	Parcial	Total	Acum.	Parcial	Total
Peneiramento grosso	1 1/2pol	38,1	0,00		0,00	0,00		100,00
	1 pol	28,4	0,00		0,00	0,00		100,00
	3/4pol	19,1	0,00		0,00	0,00		100,00
	3/8pol	9,5	4,69		0,24	0,24		99,76
	4	4,8	4,99		0,25	0,49		99,51
	10	2	17,34		0,87	1,36		98,64
Peneiramento fino	16	1,2	3,80	3,82		3,82	96,18	94,87
	30	0,6	11,61	11,67		15,49	84,51	83,36
	40	0,42	13,30	13,37		28,86	71,14	70,17
	50	0,3	10,45	10,51		39,37	60,63	59,81
	100	0,15	23,17	23,29		62,66	37,34	36,83
	200	0,07	12,11	12,17		74,83	25,17	24,82

Tabela A - 2: Resultados do ensaio por Peneiramento: Amostra 2

	Amostra 2							
			Material Retido				Material passante	
	Peneira		Massa	% Amostra	% Amostra	% Amostra	% Amostra	% Amostra
	nº	(mm)	g	Parcial	Total	Acum.	Parcial	Total
Peneiramento grosso	1 1/2pol	38,1	0,00		0,00	0,00		100,00
	1 pol	28,4	0,00		0,00	0,00		100,00
	3/4pol	19,1	0,00		0,00	0,00		100,00
	3/8pol	9,5	12,72		0,64	0,64		99,36
	4	4,8	3,56		0,18	0,82		99,18
	10	2	17,76		0,90	1,72		98,28
Peneiramento fino	16	1,2	4,87	4,93		4,93	95,07	93,44
	30	0,6	13,46	13,62		18,54	81,46	80,06
	40	0,42	12,59	12,74		31,28	68,72	67,54
	50	0,3	9,48	9,59		40,87	59,13	58,12
	100	0,15	21,91	22,16		63,03	36,97	36,34
	200	0,074	11,44	11,57		74,60	25,40	24,96

Tabela A - 3: Resultados do ensaio por Peneiramento: Amostra 3

	Amostra 3							
			Material Retido				Material passante	
	Peneira		Massa	% Amostra	% Amostra	% Amostra	% Amostra	% Amostra
	nº	(mm)	g	Parcial	Total	Acum.	Parcial	Total
Peneiramento grosso	1 1/2pol	38,1	0,00		0,00	0,00		100,00
	1 pol	28,4	0,00		0,00	0,00		100,00
	3/4pol	19,1	0,00		0,00	0,00		100,00
	3/8pol	9,5	1,15		0,10	0,10		99,90
	4	4,8	7,11		0,60	0,69		99,31
	10	2	20,15		1,69	2,38		97,62
Peneiramento fino	16	1,2	4,62	4,65		4,65	95,35	93,07
	30	0,6	12,25	12,34		16,99	83,01	81,03
	40	0,42	13,31	13,40		30,39	69,61	67,95
	50	0,3	9,73	9,80		40,19	59,81	58,38
	100	0,15	22,34	22,50		62,69	37,31	36,42
	200	0,074	11,47	11,55		74,24	25,76	25,15

APÊNDICE B – LIMITE DE LIQUIDEZ

Tabela B - 1: Resultados do ensaio de limite de liquidez: Amostra 1

Amostra 1					
Cápsula nº	OO1	OO2	OO3	OO4	OO5
Golpes	12,00	20,00	29,00	38,00	49,00
Peso Bruto Úmido (g)	20,20	21,03	17,97	16,72	20,87
Peso Bruto Seco (g)	17,36	17,85	15,55	14,70	17,87
Peso da Cápsula (g)	9,60	8,98	8,53	8,74	8,60
Peso da Água (g)	2,84	3,18	2,42	2,02	3,00
Peso do Solo Seco (g)	7,76	8,87	7,02	5,96	9,27
Umidade (%)	36,60	35,85	34,47	33,89	32,36
LL=	34,8%				

Figura B - 1: Teor de umidade x Número de golpes: Amostra 1

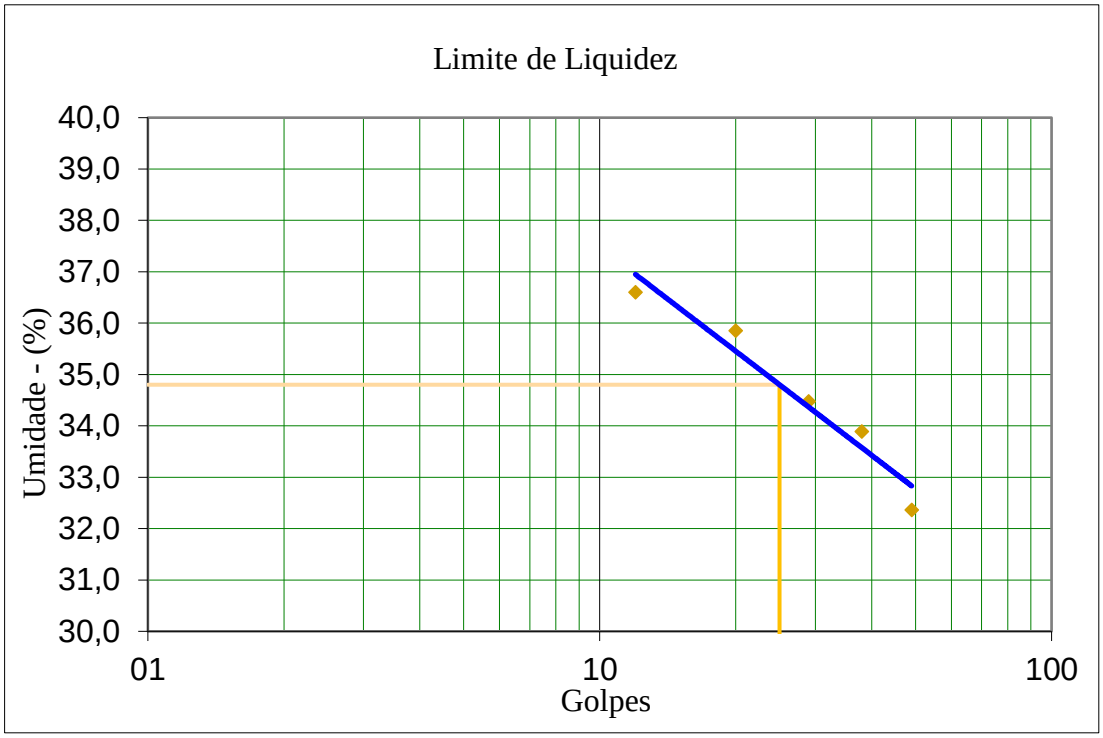


Tabela B - 2: Resultados do ensaio de limite de liquidez: Amostra 2

Amostra 2					
Cápsula nº	O11	O12	O13	O14	O15
Golpes	9,00	19,00	29,00	41,00	53,00
Peso Bruto Úmido (g)	18,60	18,59	19,14	18,02	17,85
Peso Bruto Seco (g)	16,10	16,00	16,55	15,85	15,72
Peso da Cápsula (g)	9,23	8,41	8,63	8,88	8,57
Peso da Água (g)	2,50	2,59	2,59	2,17	2,13
Peso do Solo Seco (g)	6,87	7,59	7,92	6,97	7,15
Umidade (%)	36,39	34,12	32,70	31,13	29,79
LL=	32,9%				

Figura B - 2: Teor de umidade x Número de golpes: Amostra 2

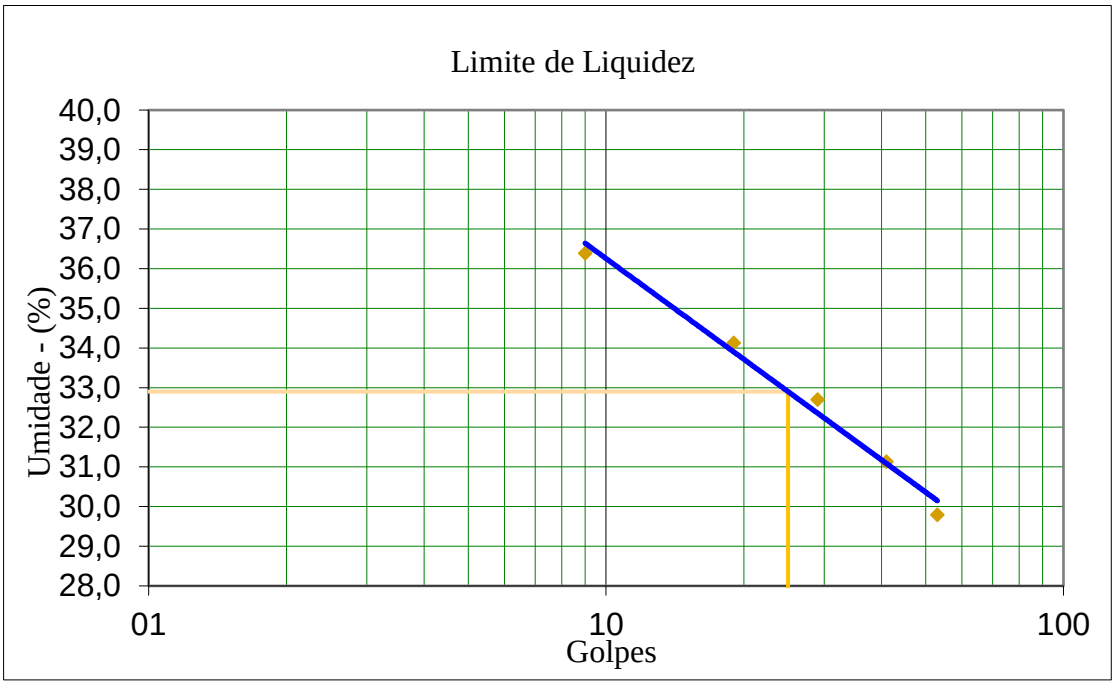
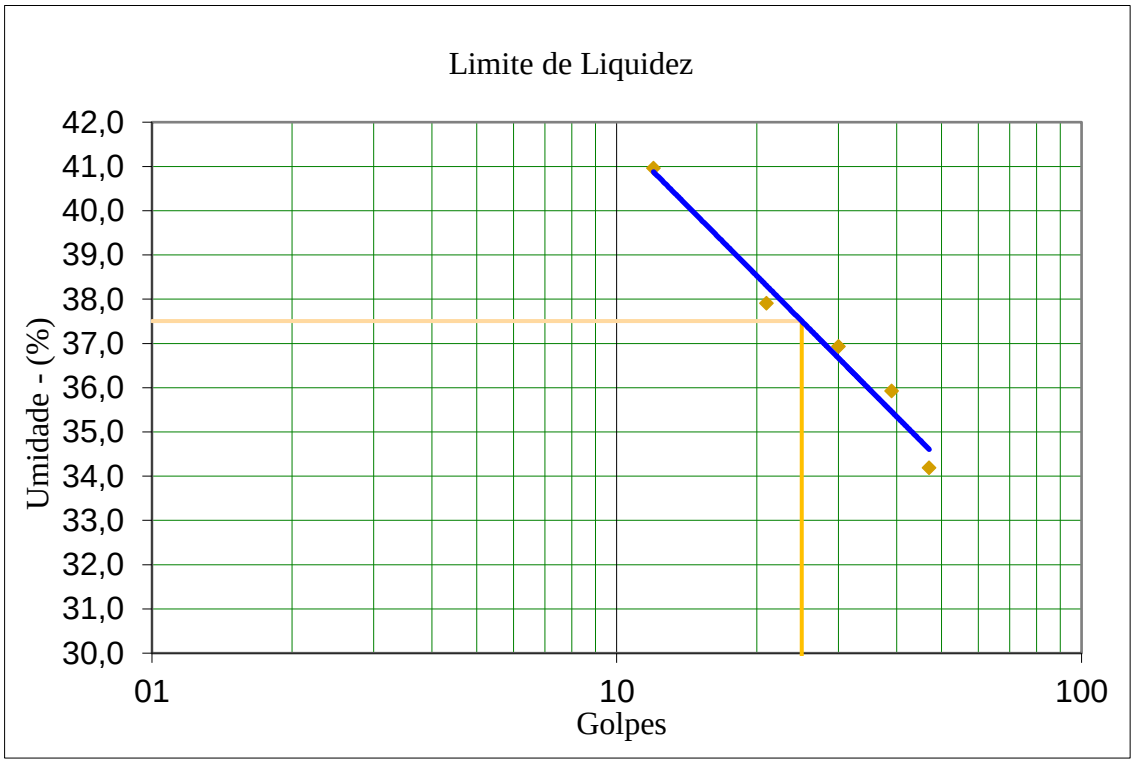


Tabela B - 3: Resultados do ensaio de limite de liquidez: Amostra 3

Amostra 3					
Cápsula nº	O31	O32	O33	O34	O35
Golpes	12,00	21,00	30,00	39,00	47,00
Peso Bruto Úmido (g)	18,81	19,47	18,47	17,99	19,00
Peso Bruto Seco (g)	16,00	16,57	16,04	15,59	16,48
Peso da Cápsula (g)	9,14	8,92	9,46	8,91	9,11
Peso da Água (g)	2,81	2,90	2,43	2,40	2,52
Peso do Solo Seco (g)	6,86	7,65	6,58	6,68	7,37
Umidade (%)	40,96	37,91	36,93	35,93	34,19
LL=	37,5%				

Figura B - 3: Teor de umidade x Número de golpes: Amostra 3



APÊNDICE C – LIMITE DE PLASTICIDADE

Tabela C - 1: Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade: Amostra 1

Amostra 1					
Cápsula nº	OO6	OO7	OO8	OO9	O10
Peso Bruto Úmido (g)	11,07	10,14	10,57	10,65	10,34
Peso Bruto Seco (g)	10,80	9,88	10,31	10,38	10,08
Peso da Cápsula (g)	9,67	8,80	9,37	9,34	8,92
Peso da Água (g)	0,27	0,26	0,26	0,27	0,26
Peso do Solo Seco (g)	1,13	1,08	0,94	1,04	1,16
Umidade (%)	23,89	24,07	27,66	25,96	22,41
	Mantém	Mantém	Descarta	Mantém	Descarta
LP (%)	24,6%				
IP (%)	10,2%				

Tabela C - 2: Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade: Amostra 2

Amostra 2					
Cápsula nº	O16	O17	O18	O19	O20
Peso Bruto Úmido (g)	11,35	10,73	10,47	10,56	10,46
Peso Bruto Seco (g)	11,00	10,37	10,16	10,28	10,12
Peso da Cápsula (g)	9,39	8,71	8,67	8,80	8,52
Peso da Água (g)	0,35	0,36	0,31	0,28	0,34
Peso do Solo Seco (g)	1,61	1,66	1,49	1,48	1,60
Umidade (%)	21,74	21,69	20,81	18,92	21,25
	Mantém	Mantém	Mantém	Descarta	Mantém
LP (%)	21,4%				
IP (%)	11,5%				

Tabela C - 3: Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade: Amostra 3

Amostra 3					
Cápsula nº	O36	O37	O38	O39	O40
Peso Bruto Úmido (g)	10,58	10,89	11,32	10,39	10,74
Peso Bruto Seco (g)	10,29	10,56	10,98	10,11	10,40
Peso da Cápsula (g)	8,99	9,16	9,45	8,85	8,94
Peso da Água (g)	0,29	0,33	0,34	0,28	0,34
Peso do Solo Seco (g)	1,30	1,40	1,53	1,26	1,46
Umidade (%)	22,31	23,57	22,22	22,22	23,29
	Mantém	Mantém	Mantém	Mantém	Mantém
LP (%)	22,7%				
IP (%)	14,8%				

APÊNDICE D – ENSAIO SPT

Figura D - 1: Resultados do ensaio SPT

SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE / OBRA: **Pesquisa UFPB**							SONDADOR: **Cleonilson**	
SP: **01**	LOCALIZAÇÃO DO FURO: **Condomínio Alta Vista, LT. 109, QD. 126 - Altiplano - João Pessoa/PB**						DESENHO: **Gleycielle**	
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST.	MARTELO		COTA DO	REF. DE NÍVEL (RN):	DATA	REFERÊNCIA
Externo	**50,8 mm**	(diâm. nom.)	Peso	Alt. de queda	FURO:	**(0,00 m) Meio fio**	INÍCIO: **08/11/2021** / TÉRMINO: **08/11/2021**	**096/2021**
Interno	**34,9 mm**	**67 mm**	**65 kg**	**75 cm**	**-0,47 m**			

Posição do Revest.	Profund. (m)	Número de Golpes/ Penetração (15 cm)	N SPT	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE (ESCALA: 1/100)	Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO
	0			0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55		0,00	
	1	3/15 4/15 5/15	9		Não encontrado	0,73	Silte areno-argiloso medianamente compacto-cor marrom clara
	2	4/15 5/15 7/15	12				Silte argilo-arenoso de rijo a médio-cor variegada
	3	3/15 4/15 6/15	10			2,45	Limite de sondagem
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
	20						
	21						
	22						

APÊNDICE E – MEMORIAL DE CÁLCULO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Tabela E - 1: Memorial de cálculo

Parâmetros	Métodos semi-empíricos					
	Aoki-Velloso		Décourt-Quaresma		Teixeira	Ortigão e Palmeira
	1ª camada	2ª camada	Escavada	Microestaca		
α	0,030	0,034	-	-	-	-
β	-	-	0,65	3	0,4 tf/m²	-
K	480 kPa	300 kPa	-	-	-	-
U	0,63 m	0,63 m	0,63 m	0,63 m	0,63 m	-
F2	6	6	-	-	-	-
Nl	9	11	10,33	10,33	10,33	10,33
Δl	0,73 m	1,17 m	-	-	-	-
L	-	-	2 m	2 m	2 m	2 m
D	-	-	-	-	-	0,2 m
qs	-	-	-	-	-	125 kPa
rl	21,6 kPa	18,7 Kpa	44,44 kPa	44,44 kPa	4,13 tf/m²	-
Rl	2,37 tf		3,63 tf	16,76 tf	5,19 tf	15,71 tf

APÊNDICE F - ENSAIOS DE PROVA DE CARGA A TRAÇÃO

Tabela F - 1: Resultados do ensaio de prova de carga a tração na estaca 1

Estaca 1															
Carregamento		Tempo	Ext. 1			Ext. 2			Ext. 3			Ext. 4			Desloc. Médio (mm)
Tensão (tf)	% do total	Tf-Ti (min)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
0,00	0,00	0	46,52	0,00	0,00	40,60	0,00	0,00	42,55	0,00	0,00	43,45	0,00	0,00	0,000
2,00	20,00	0	47,04	0,52	0,52	41,55	0,95	0,95	43,15	0,60	0,60	44,10	0,65	0,65	0,680
4,00	40,00	5	47,44	0,40	0,92	42,56	1,01	1,96	44,19	1,04	1,64	45,06	0,96	1,61	1,533
6,00	60,00	5	47,64	0,20	1,12	42,88	0,32	2,28	44,42	0,23	1,87	45,26	0,20	1,81	1,770
8,00	80,00	5	48,41	0,77	1,89	43,50	0,62	2,90	45,30	0,88	2,75	46,09	0,83	2,64	2,545
10,00	100,00	5	49,36	0,95	2,84	44,68	1,18	4,08	46,50	1,20	3,95	47,39	1,30	3,94	3,703
Descarregamento															
8,00	8,00	5	49,24	-0,12	2,72	44,04	-0,64	3,44	46,14	-0,36	3,59	46,33	-1,06	2,88	3,158
6,00	6,00	5	49,13	-0,11	2,61	43,66	-0,38	3,06	45,73	-0,41	3,18	45,35	-0,98	1,90	2,688
2,00	2,00	5	48,03	-1,10	1,51	43,44	-0,22	2,84	45,42	-0,31	2,87	45,12	-0,23	1,67	2,223
0,00	0,00	5	47,39	-0,64	0,87	42,26	-1,18	1,66	44,76	-0,66	2,21	44,34	-0,78	0,89	1,408

Tabela F - 2: Resultados do ensaio de prova de carga a tração na estaca 2

Estaca 2															
Carregamento		Tempo	Ext. 1			Ext. 2			Ext. 3			Ext. 4			Desloc. Médio (mm)
Tensão (tf)	% do total	Tf-Ti (min)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
0,00	0,00	0	46,52	0,00	0,00	40,60	0,00	0,00	42,55	0,00	0,00	43,45	0,00	0,00	0,000
2,00	20,00	0	46,98	0,46	0,46	41,07	0,47	0,47	43,32	0,77	0,77	43,57	0,12	0,12	0,455
4,00	40,00	5	47,32	0,34	0,80	41,40	0,33	0,80	42,97	-0,35	0,42	44,54	0,97	1,09	0,778
6,00	60,00	5	48,12	0,80	1,60	41,92	0,52	1,32	43,69	0,72	1,14	45,51	0,97	2,06	1,530
8,00	80,00	5	48,96	0,84	2,44	42,78	0,86	2,18	45,26	1,57	2,71	46,51	1,00	3,06	2,598
10,00	100,00	5	49,86	0,90	3,34	43,61	0,83	3,01	46,61	1,35	4,06	47,56	1,05	4,11	3,630
Descarregamento															
8,00	80,00	5	49,70	-0,16	3,18	43,41	-0,20	2,81	46,47	-0,14	3,92	47,47	-0,09	4,02	3,483
6,00	60,00	5	49,60	-0,10	3,08	43,23	-0,18	2,63	46,24	-0,23	3,69	47,21	-0,26	3,76	3,290
2,00	20,00	5	48,54	-1,06	2,02	42,28	-0,95	1,68	45,15	-1,09	2,60	46,17	-1,04	2,72	2,255
0,00	0,00	5	47,70	-0,84	1,18	41,35	-0,93	0,75	44,28	-0,87	1,73	45,29	-0,88	1,84	1,375