

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Gustavo Corbellini Masutti

**COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS  
DE PEQUENO DIÂMETRO EM CAMPO EXPERIMENTAL NA CIDADE  
DE CRUZ ALTA/RS**

Santa Maria, RS  
2020



**Gustavo Corbellini Masutti**

**COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS DE  
PEQUENO DIÂMETRO EM CAMPO EXPERIMENTAL NA CIDADE DE CRUZ  
ALTA/RS**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni

Santa Maria, RS  
2020

Masutti, Gustavo Corbellini

Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em campo experimental na cidade de Cruz Alta/RS / Gustavo Corbellini Masutti.- 2020.

131 p.; 30 cm

Orientador: Magnos Baroni

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2020

1. Prova de carga estática 2. Fundações profundas 3. Capacidade de carga de estacas escavadas 4. Sondagem SPT 5. Métodos semi-empíricos I. Baroni, Magnos II. Título.

**Gustavo Corbellini Masutti**

**COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS DE  
PEQUENO DIÂMETRO EM CAMPO EXPERIMENTAL NA CIDADE DE CRUZ  
ALTA/RS**

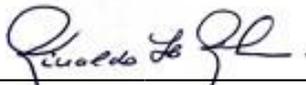
Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

**Aprovado em 22 de julho de 2020:**



---

**Magnos Baroni, Dr. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)



---

**Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)**



---

**Alexandre Duarte Gusmão, Dr. (UPE) - videoconferência**

Santa Maria, RS  
2020



## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu orientador, professor Dr. Magnos Baroni, agradeço pela paciência, atenção, conhecimento acadêmico e profissional compartilhados. Também por ser persistente e acreditar neste trabalho. Tens toda a minha admiração e respeito.

Aos professores doutores José Mário Doleys Soares e Rinaldo José Barbosa Pinheiro, toda a minha gratidão pelos ensinamentos e o tempo dispensado. Seguem como exemplos para a minha formação.

Ao professor Dr. Alexandre Duarte Gusmão pela disponibilidade em participar da Banca Examinadora e pela dedicação na correção do trabalho. Foi uma honra ter sua presença e receber suas considerações.

Ao professor Dr. André Lübeck pelos conhecimentos agregados à pesquisa.

Aos professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, sou grato pela excelência na transmissão do conhecimento.

Aos funcionários, laboratoristas, acadêmicos, mestrandos e doutorandos que integram o Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC/UFSM), representados aqui pelo sr. João, agradeço a colaboração em todas as etapas.

Aos colegas e colaboradores da pesquisa, Patrícia Falcão, Rubens Matheus Côrrea Fagundes e Haline Dugolin Ceccato, pelo comprometimento e dedicação.

Aos colegas Gabriel Queiroz e Eudes Vinícius, muito obrigado pela companhia nas aulas, pelas risadas, lanches e por ser o melhor grupo de trabalho.

Aos colegas professores dos cursos de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, reitoria, pró-reitoria e funcionários da Universidade de Cruz Alta que colaboraram com este trabalho, todo o meu respeito e consideração.

À Universidade de Cruz Alta, pelo apoio à pesquisa mediante disponibilização de espaço para a instalação do campo experimental.

Aos meus colaboradores da empresa, Renato, Rodrigo, Ivan, Fernando, Roque e Luiz, meu agradecimento pelo auxílio na execução dos ensaios de prova de carga e demais demandas.

Aos meus pais, meu irmão, minha cunhada, familiares, Cida, Dudinha, Marina, Robertinho, Cris, pela força e inspiração. Obrigado por tudo. Amo vocês.

Mariela, as cores do teu mundo iluminam o meu. Percorrer todos os caminhos ao teu lado torna a vida fantástica. Obrigado por acreditar sempre e fazer acontecer, amor da minha vida.



## RESUMO

### COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO EM CAMPO EXPERIMENTAL NA CIDADE DE CRUZ ALTA/RS

AUTOR: GUSTAVO CORBELLINI MASUTTI  
ORIENTADOR: MAGNOS BARONI

Neste trabalho avalia-se o comportamento de estacas escavadas curtas e de pequeno diâmetro submetidas a provas de carga estática à compressão, executadas em campo experimental na cidade de Cruz Alta/RS. No local da pesquisa, realizaram-se ensaios de simples reconhecimento (SPT), coletas de amostras deformadas dos horizontes A e B do solo para ensaios de caracterização, curva granulométrica e índices físicos. Foram executadas nove estacas escavadas por trado mecânico com comprimento de 3,00 m, diâmetro de 0,30 m e características construtivas diferentes: três estacas concretadas conforme a prática usual, resistindo por atrito lateral e ponta; três estacas flutuantes, possuindo somente resistência por atrito lateral, executadas com discos de poliestireno expandido na ponta que posteriormente foram dissolvidos e, três estacas com a resistência de ponta melhorada através da inclusão de camada de pedra britada compactada no fundo da perfuração. Os resultados das curvas carga *versus* recalque obtidos nas provas de carga foram interpretados pelo método da NBR 6122 (ABNT, 2019) e pelo método de Van der Veen (1953), para posterior comparação com os valores estimados por métodos semi-empíricos consagrados de cálculo de capacidade de carga. Os resultados demonstraram que as estacas possuem baixa capacidade de carga de ruptura, sendo as estacas convencionais as que apresentaram maiores variações. As estacas flutuantes alcançaram valores de capacidade de carga semelhantes às estacas convencionais, demonstrando a influência da resistência por atrito lateral no solo em questão. As estacas com ponta melhorada alcançaram, em média, cargas 18,9% superiores às estacas convencionais. Apresentaram também homogeneização dos recalques e/ou de seu comportamento quando carregadas. Por sua facilidade de execução, torna-se uma alternativa simples, acessível e eficiente para a obtenção de acréscimo na resistência de estacas curtas. Para a previsão da capacidade de carga através de correlações com ensaios de simples reconhecimento (SPT), o método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou valores 23,7% superiores aos valores médios encontrados nas provas de carga. Quando comparado com a média dos resultados das estacas flutuantes o valor referente à capacidade de carga por atrito lateral foi 4,6% inferior. O estudo apresentado demonstra a importância da execução de provas de carga em estacas para verificação *in loco* das cargas obtidas a partir dos métodos tradicionais de cálculo.

**Palavras-chave:** Prova de carga. Fundações profundas. Capacidade de carga.



## ABSTRACT

### COMPRESSION BEHAVIOR OF SMALL DIAMETER EXCAVED PILES IN EXPERIMENTAL FIELD IN THE CITY OF CRUZ ALTA / RS

AUTHOR: GUSTAVO CORBELLINI MASUTTI  
ADVISOR: MAGNOS BARONI

In this work, the behavior of short and small diameter excavated piles submitted to tests of static load to compression, performed in an experimental field in the city of Cruz Alta / RS, is evaluated. At the research site, simple recognition tests (SPT) were performed, collections of deformed samples from the A and B horizons of the soil for characterization tests, particle size and physical indexes. Nine piles were excavated by a mechanical auger with a length of 3.00 m, diameter of 0.30 m and different construction characteristics: three piles concreted according to the usual practice, resisting by lateral and tip friction; three floating piles, having only resistance by lateral friction, executed with expanded polystyrene discs at the tip that were later dissolved, and three piles with improved tip resistance by including a layer of compacted crushed stone at the bottom of the drilling. The results of the load versus settlement curves obtained in the load tests were interpreted by the method of NBR 6122 (ABNT, 2019) and by the method of Van der Veen (1953), for later comparison with the values estimated by established semi-empirical methods of calculation load capacity. The results showed that the piles have a low breaking load capacity, with conventional piles having the greatest variations. The floating piles reached load capacity values similar to conventional piles, demonstrating the influence of lateral friction resistance in the soil in question. Piles with an improved tip reached, on average, loads 18.9% higher than conventional piles. They also presented homogenization of the settlements and / or their behavior when loaded. Due to its ease of execution, it becomes a simple, affordable and efficient alternative for obtaining an increase in short pile resistance. For the prediction of load capacity through correlations with simple recognition tests (SPT), the method of Décourt and Quaresma (1978) showed values 23.7% higher than the average values found in load tests. When compared with the average of the results of floating piles, the value related to the load capacity by lateral friction was 4.6% lower. The presented study demonstrates the importance of carrying out load tests on piles to verify in loco the loads obtained from traditional calculation methods.

**Keywords:** Load test. Deep foundations. Bearing capacity.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – (a) Perfuratriz motorizada acoplada a chassi de caminhão; (b) Caminhão com redutor hidráulico acoplado em guindaste. ....	31
Figura 2 – (a) Fissura em edificação de um pavimento, pé direito 4,00 m; (b) Fissura em pavilhão pré-moldado resultante de infiltração de água sob a viga baldrame; (c) Fissura em edificação comercial com dois pavimentos. ....	34
Figura 3 – Parcelas de resistência de ponta RP e lateral RL que constituem a capacidade de carga das estacas. ....	35
Figura 4 – Esquema de montagem da prova de carga instrumentada. ....	46
Figura 5 – Esquema de montagem da prova de carga. ....	46
Figura 6 – Carga de ruptura convencional, de acordo com a NBR 6122. ....	48
Figura 7 – Carga de ruptura segundo Van der Veen (1953). ....	50
Figura 8 – Etapas da pesquisa. ....	56
Figura 9 – Mapa de localização de Cruz Alta/RS, Unicruz e área de estudo. ....	57
Figura 10 – (a) Local do estudo; (b) Início da escavação. ....	58
Figura 11 – (a) Perfil do subsolo local; (b) Coleta de amostras deformadas. ....	59
Figura 12 – Localização dos ensaios SPT. ....	60
Figura 13 – Perfil de sondagem SP 01. ....	61
Figura 14 – Perfis de sondagem SP 02, SP 03 e SP 04. ....	62
Figura 15 – Amostras de sondagens SPT. ....	63
Figura 16 – Ábaco para classificação MCT. ....	65
Figura 17 – Localização da área dos ensaios. ....	66
Figura 18 – (a) Equipamento posicionado; (b) Execução da perfuração das estacas. ....	67
Figura 19 – (a) Instalação da armadura da estaca de reação; (b) Armadura da estaca teste. ....	68
Figura 20 – (a) Distribuição das estacas em planta; (b) Perfil longitudinal das estacas de compressão e de reação. ....	69
Figura 21 – Discos de poliestireno expandido das estacas flutuantes. ....	70
Figura 22 – (a) Bloco de poliestireno expandido antes do teste; (b) Solubilidade do bloco em contato com gasolina de alta octanagem; (c) Área do bloco dissolvida. ....	71
Figura 23 – (a) Ancoragem dos tubos de PVC na armadura; (b) Discos de poliestireno expandido condicionados em forma plástica e amarrados com arame recozido; (c) Inserção na base do furo escavado. ....	71
Figura 24 – (a) Soquete mecânico executado com chapas metálicas soldadas em trado helicoidal; (b) Soquete preparado para compactação da camada de brita. ....	72
Figura 25 – (a) Execução da solda no perfil “I” metálico; (b) Reforço estrutural na união das peças. ....	73
Figura 26 – (a) Apoio de madeira para nivelamento e posterior deslocamento da viga de reação; (b) Solda dos pedaços de vergalhão para travamento dos perfis metálicos nas barras de ancoragem dos pilares; (c) Serviço finalizado. ....	74
Figura 27 – (a) Macaco hidráulico, bomba com manômetro e acessórios; (b) Sistema montado com três defletômetros, vigas de referência de madeira, macaco hidráulico e chapas de aço. ....	75
Figura 28 – (a) (b) (c) Preparação para execução dos ensaios. ....	77

Figura 29 – Gráfico de profundidade <i>versus</i> índice de resistência à penetração do solo (NSPT). .....	82
Figura 30 – Mapa de localização da área de estudo. ....	83
Figura 31 – Mapa de declividade do município de Cruz Alta/RS. ....	84
Figura 32 – Mapa tridimensional de elevação. ....	85
Figura 33 – Mapa digital de elevação (MDE) do município de Cruz Alta/RS. ....	85
Figura 34 – Mapa pedológico do município de Cruz Alta/RS. ....	86
Figura 35 – Mapa geológico do município de Cruz Alta/RS. ....	86
Figura 36 – Curva granulométrica de uma amostra coletada a 2 m de profundidade. ....	87
Figura 37 – Curva granulométrica, sem o uso de defloculante. ....	88
Figura 38 – Curva carga <i>versus</i> recalque das três estacas convencionais EC01, EC02 e EC03. ....	92
Figura 39 – Curva carga <i>versus</i> recalque das três estacas reforçadas com brita, EB01, EB02 e EB03. ....	93
Figura 40 – Curva carga <i>versus</i> recalque das três estacas flutuantes EI01, EI02 e EI03. ....	94
Figura 41 – (a) Abertura da trincheira para acesso à estaca flutuante EI03; (b) Vala aberta com auxílio de retroescavadeira; (c) Estaca flutuante EI03 exposta após escavação manual. ....	95
Figura 42 – (a) Estacas flutuantes EI01, EI02 e EI03 exumadas; (b) Estaca convencional EC01 exumada. ....	96
Figura 43 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca reforçada EB01. ....	97
Figura 44 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca reforçada EB01 para o Método de Van der Veen (1953). ....	97
Figura 45 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca reforçada EB02. ....	98
Figura 46 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca reforçada EB02 para o Método de Van der Veen (1953). ....	98
Figura 47 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca reforçada EB03. ....	99
Figura 48 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca reforçada EB03 para o Método de Van der Veen (1953). ....	99
Figura 49 – Cargas de ruptura obtidas pelos ensaios e métodos da NBR 6122/2019 e Van Der Veen (1953). ....	101
Figura 50 – Gráfico com os resultados da capacidade de carga das estacas obtidos pelos métodos de previsão semi-empíricos. ....	105
Figura 51 – Comparativo de resultados da capacidade de carga lateral obtida pelos métodos de previsão semi-empíricos com os valores médios das estacas flutuantes. ....	105
Figura 52 – Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos e as médias dos valores encontrados nas provas de carga. ....	107
Figura 53 – Comparativo entre os resultados dos métodos utilizados no estudo. ...	108
Figura 54 – Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos e as médias dos valores encontrados nas provas de carga. ....	109
Figura 55 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca convencional EC01 para o Método de Van der Veen (1953). ....	119

Figura 56 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca convencional EC01. ....	119
Figura 57 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca convencional EC02 para o Método de Van der Veen (1953). ....	120
Figura 58 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca convencional EC02. ....	120
Figura 59 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca convencional EC03 para o Método de Van der Veen (1953). ....	121
Figura 60 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca convencional EC03. ....	121
Figura 61 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca flutuante EI01 para o Método de Van der Veen (1953). ....	122
Figura 62 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca flutuante EI01. ....	122
Figura 63 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca flutuante EI02 para o Método de Van der Veen (1953). ....	123
Figura 64 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca flutuante EI02. ....	123
Figura 65 – Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque da estaca flutuante EI03 para o Método de Van der Veen (1953). ....	124
Figura 66 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca flutuante EI03. ....	124
Figura 67 – Carga de ruptura para a estaca convencional EC01. ....	125
Figura 68 – Carga de ruptura para a estaca convencional EC02. ....	125
Figura 69 – Carga de ruptura para a estaca convencional EC03. ....	126
Figura 70 – Carga de ruptura para a estaca reforçada EB01. ....	126
Figura 71 – Carga de ruptura para a estaca reforçada EB02 (valor estendido em 3,00 mm para atender ao método). ....	127
Figura 72 – Carga de ruptura para a estaca reforçada EB03 (valor estendido em 3,00 mm para atender ao método). ....	127
Figura 73 – Carga de ruptura para a estaca flutuante EI01 (valor estendido em 6,00 mm para atender ao método). ....	128
Figura 74 – Carga de ruptura para a estaca flutuante EI02 (valor estendido em 6,00 mm para atender ao método). ....	128
Figura 75 – Carga de ruptura para a estaca flutuante EI03 (valor estendido em 6,00 mm para atender ao método). ....	129
Figura 76 - Resultados dos ensaios de três corpos de prova das estacas ensaiadas à compressão (laboratório Supermix). ....	131
Figura 77 - Resultados dos ensaios de quatro corpos de prova, sendo dois das estacas ensaiadas à compressão e dois das estacas de reação (laboratório Unijuí). ....	131



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipo de controles em execução de estacas escavadas com trado mecânico.....	28
Tabela 2 – Critérios para o dimensionamento estrutural de estacas moldadas <i>in loco</i> e tubulões.....	29
Tabela 3 – Cargas de trabalhos típicas dos diferentes tipos de estacas escavadas.	30
Tabela 4 – Coeficientes K e $\alpha$ (Aoki e Velloso, 1975).....	38
Tabela 5 – Coeficientes de transformação F1 e F2.....	39
Tabela 6 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978).....	40
Tabela 7 – Valores de atrito médio ao longo do fuste (Décourt e Quaresma, 1978).	40
Tabela 8 – Coeficientes $\beta$ e $\alpha$ para cada tipo de estaca (Décourt, 1996).....	41
Tabela 9 – Dados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) executadas na cidade de Cruz Alta/RS. ....	80
Tabela 10 – Resultados da composição granulométrica de três amostras para a profundidade de 2,00 m. ....	88
Tabela 11 – Valores dos índices físicos, atividade das argilas e limites de consistência.....	89
Tabela 12 – Metodologia utilizada para acompanhamento da execução dos ensaios, estaca convencional EC01.....	91
Tabela 13 – Valores dos recalques atingidos nas provas de carga. ....	100
Tabela 14 – Valores das cargas de ruptura estimadas e cargas de ruptura experimental das provas de carga. ....	101
Tabela 15 – Comparação das cargas de ruptura estimadas pelos métodos com a carga de ruptura obtida nas provas de carga. ....	102
Tabela 16 – Valores obtidos através das sondagens de simples reconhecimento, SPT. ....	103
Tabela 17 – Resultados da capacidade de carga das estacas obtidos pelos métodos de previsão semi-empíricos.....	104
Tabela 18 – Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos e pelos ensaios de prova de carga.....	106
Tabela 19 - Métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de carga das estacas.....	130



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	Sociedade Americana para Ensaios de Materiais (American Society for Testing and Materials)
CAA	Classe de agressividade ambiental
CPT	Sondagem de penetração estática (Cone Penetration Test)
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
EB	Estaca reforçada
EC	Estaca convencional
EI	Estaca flutuante
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de plasticidade
LL	Limite de liquidez
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria
LP	Limite de plasticidade
MCT	Mini-Compactação-Tropical
MCV	Moisture Condition Value (ensaio de solos)
MDE	Mapa digital de elevação
MIG	Metal Inert Gas (processo de soldagem)
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PCE	Prova de Carga Estática
QM ou QML	Ensaio de carga mantida rápida (Quick Maintained Load Test)
SIRGAS	Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas
SM ou SML	Ensaio de carga mantida lenta (Slow Maintained Load Test)
SPT	Sondagem de simples reconhecimento por penetração dinâmica (Standard Penetration Test)
SPT-T	Sondagem SPT com aplicação de torque (Standard Penetration Test with Torsion)
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solo
TRB	Transportation Research Board
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
UNICRUZ	Universidade de Cruz Alta
UTM	Universal Transversa de Mercator



## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal da estaca (estrutural)
$A_p$	Área da ponta da estaca
$A_L$	Área do fuste da estaca
C	Coefficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo método de Décourt e Quaresma
D	Diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca
E	Módulo de elasticidade do material da estaca
$F_1, F_2$	Fatores de transformação (escala e tipo de estaca)
fck	Resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias (MPa)
la	Atividade coloidal
K	Coefficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária do ensaio de penetração estática CPT e a resistência à penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ )
L	Comprimento da estaca
$N, N_{SPT}$	Número de golpes resultantes do ensaio SPT
$N_L$	Valor médio do $N_{SPT}$ ao longo do comprimento da estaca
$N_p$	Valor de $N_{SPT}$ na ponta da estaca
P	Carga de ensaio aplicada no topo da estaca
$P_r$	Carga de ruptura convencional
$P_u$	Carga de ruptura que se pretende calcular (Van der Veen)
$q_L$	Atrito lateral
$Q_r$	Carga de ruptura da estaca
r	Recalque correspondente à assíntota vertical da curva (Van der Veen)
$R^2$	Coefficiente de determinação
$R_L$	Resistência lateral
$R_p$	Resistência de ponta
U	Perímetro da estaca
$\alpha$	Coefficiente, métodos de previsão de capacidade de carga
$\alpha$	Coefficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária no ensaio de CPT
$\beta$	Coefficiente, métodos de previsão de capacidade de carga
$\delta$	Recalque diferencial ou recalque relativo
$\Delta L$	Espessura de cada camada de solo considerada
$\Delta r$	Recalque de ruptura convencional



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>23</b>
1.1	OBJETIVO GERAL.....	24
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	24
1.3	ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA.....	25
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b> .....	<b>27</b>
2.1	ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO .....	27
2.1.1	<b>Sistema executivo de estacas escavadas</b> .....	<b>30</b>
2.1.2	<b>Aplicação de estacas curtas em obras regionais</b> .....	<b>33</b>
2.2	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS .....	35
2.3	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS .....	37
2.3.1	<b>Método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975)</b> .....	<b>37</b>
2.3.2	<b>Método semi-empírico de Décourt e Quaresma (1978)</b> .....	<b>39</b>
2.4	PROVAS DE CARGA.....	42
2.4.1	<b>Prova de carga estática</b> .....	<b>44</b>
2.4.2	<b>Critérios de extrapolação da curva carga versus recalque</b> .....	<b>47</b>
2.4.3	<b>Método da ABNT (2019)</b> .....	<b>47</b>
2.4.4	<b>Método de Van der Veen (1953)</b> .....	<b>49</b>
2.5	TRABALHOS CORRELATOS .....	50
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>55</b>
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA .....	55
3.2	DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO.....	56
3.2.1	<b>Local do estudo, município de Cruz Alta/RS</b> .....	<b>57</b>
3.2.2	<b>Ensaios de simples reconhecimento (SPT)</b> .....	<b>59</b>
3.3	ETAPA DE LABORATÓRIO .....	63
3.3.1	<b>Ensaios de caracterização</b> .....	<b>63</b>
3.3.2	<b>Classificação dos solos</b> .....	<b>64</b>
3.4	EXECUÇÃO DAS ESTACAS .....	65
3.4.1	<b>Execução das estacas escavadas</b> .....	<b>65</b>
3.4.2	<b>Tipologia das estacas utilizadas na pesquisa</b> .....	<b>68</b>
3.5	PROVAS DE CARGA EM ESTACAS.....	72
3.5.1	<b>Viga metálica utilizada no sistema de reação</b> .....	<b>72</b>
3.5.2	<b>Travamento da viga metálica nas estacas de reação</b> .....	<b>74</b>
3.5.3	<b>Equipamentos utilizados para a realização dos ensaios</b> .....	<b>75</b>
3.5.4	<b>Execução da prova de carga estática</b> .....	<b>76</b>
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> .....	<b>79</b>
4.1	SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO .....	79
4.2	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	87
4.2.1	<b>Ensaios de caracterização</b> .....	<b>87</b>
4.2.2	<b>Classificação pela metodologia MCT</b> .....	<b>89</b>
4.3	PROVA DE CARGA .....	90
4.3.1	<b>Comportamento das curvas carga versus recalque</b> .....	<b>90</b>
4.3.2	<b>Exumação para análise da integridade das estacas</b> .....	<b>95</b>
4.3.3	<b>Interpretação da curva carga versus recalque</b> .....	<b>96</b>
4.4	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS .....	103
4.5	COMPARATIVO DA CAPACIDADE DE CARGA ENTRE OS MÉTODOS ..	107
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>111</b>

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>114</b>
<b>APÊNDICE A – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA <i>VERSUS</i></b>	
<b>RECALQUE E RETA DE AJUSTE DAS ESTACAS CONVENCIONAIS E</b>	
<b>FLUTUANTES PARA O MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953) .....</b>	<b>119</b>
<b>APÊNDICE B – DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DO</b>	
<b>MÉTODO DA NBR 6122 (2019).....</b>	<b>125</b>
<b>APÊNDICE C – RELATÓRIO DE CÁLCULOS DOS MÉTODOS SEMI-</b>	
<b>EMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA.....</b>	<b>130</b>
<b>ANEXO A – ENSAIOS À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA ....</b>	<b>131</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As estacas escavadas com diâmetro menor ou igual a 0,30 m e comprimento de aproximadamente 3,00 m são constantemente utilizadas como base de edificações unifamiliares com até dois pavimentos na região de Cruz Alta/RS. Essas estacas são empregadas empiricamente para cargas de pequenas e médias magnitudes e seu uso está ligado à existência de grande disponibilidade de empresas que fornecem este serviço, ao custo acessível, à rapidez do método executivo e, aos baixos níveis de ruídos e vibrações durante o processo. Para a sua execução são utilizados equipamentos hidráulicos que possuem um trado helicoidal aberto e contínuo, dotado ou não de haste telescópica, a qual possibilita atingir maiores profundidades.

Apesar da constante evolução na área geotécnica, grande parte dos projetos de fundações das obras desta região fundamenta-se em experiências de obras realizadas previamente, através da troca de conhecimentos entre profissionais do ramo. Como exceções, em algumas obras são realizados ensaios de simples reconhecimento (SPT), utilizando seus resultados para a previsão da capacidade de carga de fundações. Esses dados obtidos são, de maneira equivocada, replicados para outras edificações em áreas próximas não possibilitando a correta interpretação do desempenho do solo no local. Também, a quase totalidade das obras que utilizam ensaios de simples reconhecimento contrata apenas um ensaio, não levando em conta a exigência normativa relativa à área do terreno.

Neste trabalho busca-se colaborar com a engenharia geotécnica do município de Cruz Alta e região, para tal, compilaram-se dados de ensaios de simples reconhecimento (SPT) executados em diversos pontos da cidade entre os anos de 2013 e 2020. Um campo geotécnico experimental foi criado na Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ) para estudar o comportamento de estacas de fundações quando submetidas a esforços de compressão, através de ensaio de prova de carga estática.

No local, foram projetadas e executadas nove estacas escavadas, com comprimento de 3,00 m, diâmetro de 0,30 m e características construtivas diversas: três estacas concretadas conforme a prática usual, resistindo por atrito lateral e ponta, três estacas flutuantes, possuindo somente resistência por atrito lateral e três estacas com a resistência de ponta melhorada através da inclusão de camada de

pedra britada compactada mecanicamente na base da escavação. Para o sistema de reação, foram executadas oito estacas com comprimento de 6,00 m e diâmetro de 0,30m.

No campo experimental foram realizadas quatro sondagens de simples reconhecimento (SPT) e retiradas amostras deformadas para ensaios de caracterização dos horizontes A e B do solo. Com os resultados obtidos estimou-se a capacidade de carga do solo com a aplicação de métodos semi-empíricos para, posteriormente, comparar com as cargas de ruptura obtidas nos ensaios de prova de carga.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o comportamento à compressão de estacas escavadas curtas, com 3,00 metros de comprimento e diâmetro de 0,30 m, a partir da execução de provas de carga estática.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para obtenção do objetivo proposto, tem-se como objetivos específicos:

- Demonstrar o comportamento carga *versus* recalque a partir de prova de carga em estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo localizado em área experimental na cidade de Cruz Alta/RS;
- Obter a capacidade da carga geotécnica das estacas executadas com a realização de provas de carga estáticas;
- Estimar a capacidade de carga por atrito lateral, suprimindo o valor obtido da resistência total, também possibilitando a obtenção da capacidade geotécnica de ponta da estaca;
- Verificar a influência da inclusão de camada compactada de pedra britada como melhoria da capacidade de carga de ponta para as estacas escavadas de pequeno diâmetro e;
- Comparar os valores de capacidade geotécnica de carga obtidos em campo, com os valores obtidos a partir de métodos semi-empíricos baseados nos resultados de sondagens SPT.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

Esta dissertação está organizada em capítulos conforme segue.

O Capítulo 1 possui como função introduzir ao tema, apresentar os objetivos e descrever a pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura que embasa os temas em estudo: as estacas escavadas de pequeno diâmetro, a capacidade de carga de fundações por estacas, principais métodos semi-empíricos para sua determinação, materiais e métodos para execução de provas de carga estática e os critérios de interpretação da curva carga *versus* recalque.

O Capítulo 3, além de uma breve caracterização da área do estudo, trata da descrição do planejamento, dos procedimentos e dos métodos utilizados para os ensaios realizados no estudo, visando atingir os objetivos propostos para a execução das provas de carga estáticas.

No Capítulo 4 são dispostos os resultados obtidos pelos ensaios de laboratório e ensaios de campo, através das provas de carga estática. Ainda, o comparativo entre a capacidade de carga estimada através dos métodos de previsão e a obtida no ensaio.

O Capítulo 5 apresenta as considerações finais obtidas por meio dos resultados apresentados.



## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO

As fundações de uma edificação podem ser caracterizadas como um sistema formado pela estrutura e o solo. Este sistema é responsável pela absorção e transferência das solicitações derivadas da superestrutura para o solo onde será executada a obra, com economia e segurança.

Conforme a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), a fundação profunda é aquela que transmite a carga ao terreno por sua base (resistência de ponta) ou por sua superfície de atrito lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas hipóteses, devendo sua base estar assente em profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta, e ao menos 3,00 m de profundidade. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Pode-se justificar a utilização de fundações profundas através das características apresentadas pelo solo onde será instalada, quer seja a pouca resistência ou compressibilidade, sendo inviável o suporte através de uma fundação superficial. Em outros casos, o solo do local pode apresentar a resistência necessária de suporte, mas as cargas dos elementos estruturais são muito elevadas, sendo difícil a obtenção de coeficientes de segurança adequados em camadas superficiais, tornando-se necessária a transmissão dessas cargas para camadas em maior profundidade e com maior resistência.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) caracteriza as estacas como elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem trabalho manual em profundidade. Ainda, caracteriza as estacas de concreto moldadas *in loco* como estacas executadas por perfuração do solo preenchidas com concreto, argamassa ou calda de cimento, podendo ser totalmente ou parcialmente armadas.

As estacas escavadas com trado mecânico são moldadas *in situ*, por meio da concretagem de um furo executado por trado espiral. Este tipo de estaca é empregado onde as características do subsolo permitem que o furo se mantenha estável sem necessidade de revestimento ou fluido estabilizante. Sua profundidade é limitada ao nível do lençol freático e a perfuração é feita com um trado curto acoplado a uma haste (CAPUTO, 2015).

A forma de execução de uma fundação ditará, na maioria das vezes, o comportamento da fundação em um sistema estaca-solo. O método de instalação tem profundos efeitos sob o comportamento das mesmas. O processo de construção inclui a escavação do furo, em geral, feito mecanicamente, provocando um alívio de tensões, o preenchimento do furo com concreto, no qual parcial ou completamente, “restaura” as condições de tensões *in situ* (O’NEILL, 2001 apud ANJOS, 2006).

Da mesma forma, as influências negativas no comportamento de estacas devido a sua execução também são descritas por Branco (2006), que exemplifica a situação da remoção do solo na escavação, acarretando o decréscimo do estado de tensões verticais na cota de apoio, permitindo o deslocamento do material nessa direção. O lançamento do concreto repõe este alívio de tensões, recomprimindo o solo para uma situação próxima do seu estado original. Evita-se tal efeito de alteração do estado de tensões efetuando a concretagem no menor tempo possível, restringindo este deslocamento.

Velloso e Lopes (2010) dissertam sobre a atenção especial que deve ser empregada no momento da execução, após atingir a profundidade prevista em projeto, devendo ser feita a limpeza do fundo do furo para remoção do material acumulado no decorrer da escavação, para posteriormente dar início à concretagem. Ainda, Gusmão (2008 apud Pérez, 2014, p. 11) recomenda os principais controles, antes, durante e depois da execução das estacas escavadas com trado mecânico, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Tipo de controles em execução de estacas escavadas com trado mecânico.

Tipo de Estaca	Tipos de Controle		
	Antes da Execução	Durante a Execução	Após a Execução
Escavada com trado mecânico	Controle dos materiais (cimento, areia, brita e aço)	Controle do concreto (traço, <i>slump</i> )	Ensaio de integridade do fuste
	Verificação da armadura da estaca	Limpeza do fundo da estaca	Ensaio de prova de carga
	Verificação do equipamento de execução	Volume do fuste	

Fonte: (Gusmão, 2008 apud Pérez, 2014).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a concretagem deve ser feita no mesmo dia da perfuração, com o lançamento do concreto através do auxílio de um funil com comprimento mínimo de 1,50 m, de forma que o fluxo de concreto seja direcionado desde o fundo da escavação até o topo. Para as classes de resistência característica do concreto C25 e C40, deverá apresentar abatimento entre 10 cm e 16 cm. Poderá ser aceito, a critério do projetista, concreto com resistência característica inferior à da classe indicada, limitado a 10% do total de estacas da obra, mas nunca inferior à classe C20. De acordo com Velloso e Lopes (2010), as cargas de trabalho usuais para este tipo de estacas são relativamente baixas, resultantes do dimensionamento estrutural apresentado pela norma NBR 6122 (ABNT, 2019) e pelas condições de sustentação oferecidas pelo terreno (Tabela 2).

Tabela 2 – Critérios para o dimensionamento estrutural de estacas moldadas *in loco* e tubulões.

Tipo de Estaca	Classe de agressividade e ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto / resistência característica da argamassa ou concreto	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
			Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado	I, II	C30	0,4	4	6,0
	III, IV	C40			
Escavadas sem fluido	I, II	C25	0,4	2	5,0
	III, IV	C40			
Escavadas com fluido	I, II	C30	0,4	4	6,0
	III, IV	C40			
Strauss	I, II	20 MPa	0,4	2	5,0
Franki	I, II, III, IV	20 MPa	0,4	Integral	-
Raiz	I, II, III, IV	20 MPa	0,4	Integral	-
Microestacas	I, II, III, IV	20 MPa	0,4	Integral	-
Estaca trado vazado segmentado	I, II, III, IV	20 MPa	0,4	Integral	-

Fonte: (Adaptado de NBR 6122, 2019, p. 34).

Na Tabela 3 podem ser visualizadas as cargas de trabalho usuais para os diferentes tipos de estacas escavadas. Observa-se que as cargas não estão vinculadas as profundidades das estacas e, por exemplo, não é usual aplicar cargas de 200 kN em estacas com 0,30 m de diâmetro e 3,00 m de profundidade.

Tabela 3 – Cargas de trabalhos típicas dos diferentes tipos de estacas escavadas.

Tipo de Estaca	Dimensões (cm)	Carga Usual (kN)	Carga Máx. (kN)	Observações
Escavadas circulares sem revestimento ou fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 Mpa	Ø 20*	100	120	* = "estaca broca"
	Ø 25*	150	200	
	Ø 30*	200	250	
	Ø 60	1000	1400	Não indicadas abaixo do NA.
Strauss $\sigma = 3$ a 4 Mpa	Ø 25	150	200	Não são indicadas na ocorrência de argilas muito moles e abaixo do NA.
	Ø32	250	350	
	Ø 38	350	450	
	Ø 45	500	600	
Escavadas com revestimento ou com fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 Mpa	Ø 60	1100	1400	Escavação estabilizada com fluido (lama) ou camisa de aço.
	Ø 80	2000	2500	
	Ø 100	3100	3900	
	Ø 120	4500	5600	
Estacas Hélice $\sigma = 5$ a 6 Mpa	Ø 40	600	800	
	Ø 60	1400	1800	
	Ø 80	2500	3000	
	Ø 100	4000	4700	
Estacas Raiz $\sigma = 11$ a 12,5 Mpa	Ø 17	250	300	Ø acabado = 20 cm
	Ø 22	400	500	Ø acabado = 25 cm
	Ø 27	600	700	Ø acabado = 30 cm
	Ø 32	850	1000	Ø acabado = 35 cm
	Ø 33	1200	1400	Ø acabado = 40 cm

$\sigma$  = tensão de trabalho

Fonte: (Adaptado de Velloso e Lopes, 2010, p. 205).

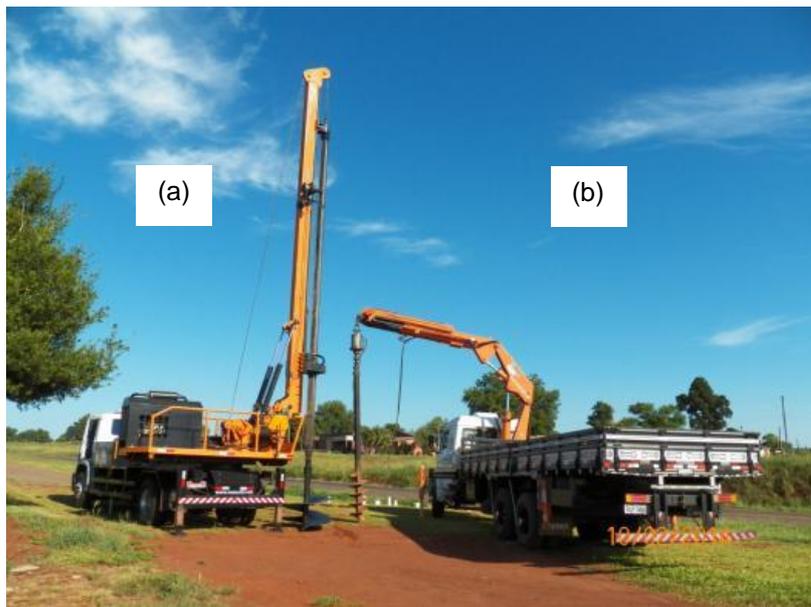
### 2.1.1 Sistema executivo de estacas escavadas

As estacas escavadas de pequeno diâmetro são definidas neste trabalho como estacas escavadas com trado mecanizado, diâmetro de 0,30 m e 3,00 m de profundidade. As mesmas destacam-se pela simplicidade de execução, pela

facilidade com que o equipamento pode acessar diferentes terrenos e pela alta produtividade, tornando este tipo de fundação um dos mais comuns para aplicação em habitações unifamiliares.

Este tipo de estaca pode ser executadas com a utilização de equipamento hidráulico de perfuração rotativa acoplado sobre caminhão, com alta capacidade de torque na execução das escavações. Os trados mecânicos são uma alternativa ao sistema de escavação manual, possibilitando maior produtividade e qualidade na execução. Na Figura 1 estão ilustrados dois exemplos de equipamentos utilizados para a execução de estacas escavadas com trado mecânico.

Figura 1 – (a) Perfuratriz motorizada acoplada a chassi de caminhão; (b) Caminhão com redutor hidráulico acoplado em guindaste.



Fonte: (AUTOR, 2016).

O processo de execução no sistema com redutor acoplado em guindaste veicular consiste na sequência de procedimentos descrita a seguir, após a devida marcação das estacas na obra:

- a) Estacionamento do caminhão e nivelamento do equipamento através dos patolamentos hidráulicos, posicionando o trado helicoidal no centro da estaca;
- b) Inicia-se a execução da perfuração com trado helicoidal, com movimentos de subida e descida do trado, controlados pelos comandos hidráulicos;
- c) O solo é escavado na descida do trado, removendo o mesmo na subida;

- d) Após a elevação do trado, o solo depositado neste pode ser limpo através de sucessivos movimentos em sentido contrário, ocasionando o descolamento da camada de solo agregada ao trado como também, auxílio de um funcionário com a utilização de uma enxada;
- e) Ao atingir o nível determinado em projeto, faz-se a limpeza e proteção do furo, para posterior concretagem do mesmo.

Milititsky (2004) relata que se deve prever a possibilidade de problemas de integridade ou continuidade, os quais podem afetar diretamente o desempenho das estacas, com atenção especial no momento do lançamento do concreto através de supervisão do processo para garantia da execução conforme projeto. Evitando também a ocorrência de desmoronamentos das paredes de escavação não protegidas e a presença de água, pois são fatores que podem comprometer o desempenho das estacas.

Tomlinson (1977 apud Scallet, 2011, p. 41) apresenta uma relação de vantagens e desvantagens das estacas escavadas. Como vantagens podem-se citar:

1. Podem ser feitas alterações no comprimento das estacas durante a execução, possibilitando a sua adequação ao tipo de terreno;
2. Os solos removidos durante a escavação podem ser inspecionados para comparação com ensaios de campo, anteriormente executados;
3. Podem ser executadas em profundidades variáveis, podendo atingir comprimentos longos;
4. Provoca pouco barulho e vibrações na sua execução;
5. Não ocasiona risco de levantamento do terreno;

Como desvantagens, podem ser destacadas:

1. Durante o processo de concretagem em solos moles, pode acontecer o estreitamento ou estrangulamento do fuste;
2. Não há possibilidade de se inspecionar o concreto após a concretagem;
3. Não devem ser executadas abaixo do nível d'água.

### 2.1.2 Aplicação de estacas curtas em obras regionais

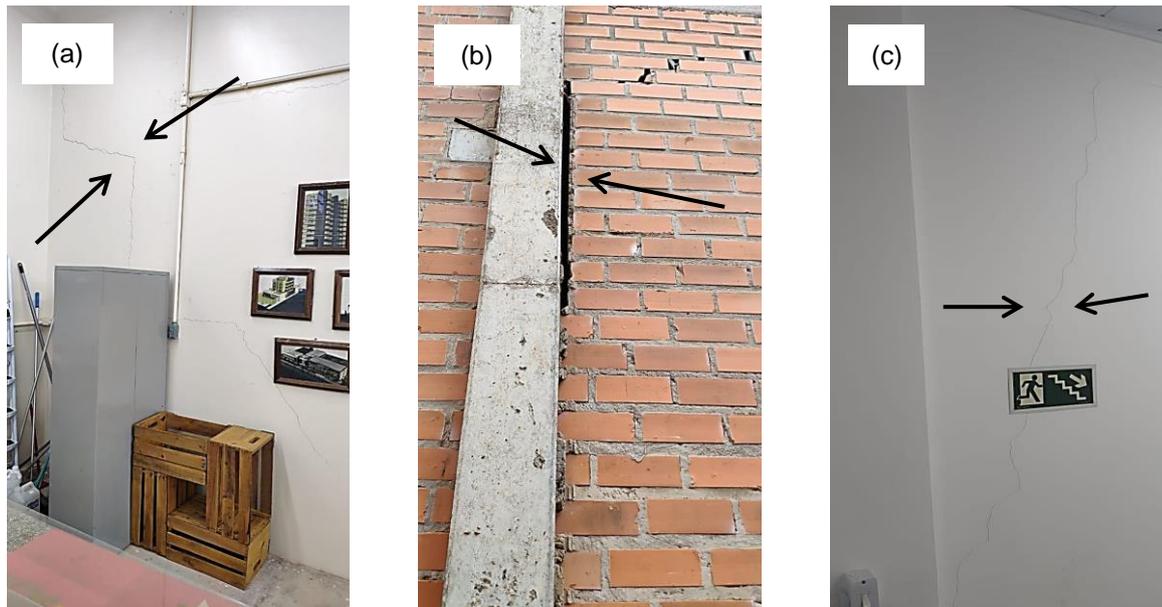
A utilização de estacas escavadas de pequeno diâmetro em engenharia de fundações pode ser justificada por ser uma solução de baixo custo, facilidade de contratação dos serviços e rápida execução. Além disso, na cidade de Cruz Alta/RS e sua região, a maior parte das obras de habitações unifamiliares utilizam estacas escavadas de pequeno diâmetro e curtas. A maioria dessas obras são executadas com estacas escavadas com trado mecânico, sem fluído estabilizante, com fuste totalmente embutido na camada superficial, de modo que o desempenho dessas fundações está ligado às propriedades mecânicas dos solos que compõem esta camada.

São utilizadas, principalmente, em projetos de edificações residenciais térreas onde as estacas são executadas baseando-se apenas na utilização de valores empíricos, estabelecidos pela prática de profissionais regionais, sem estudo técnico ou econômico, com pouco ou nenhum controle de execução da concretagem e tampouco investigações geotécnicas. Então, sua escolha leva em conta a facilidade de execução e o conhecimento adquirido em outras obras, as quais podem ou não terem utilizados métodos de investigação do subsolo.

Através de obras que utilizaram técnicas de investigações geotécnicas como os ensaios de sondagem de simples reconhecimento (SPT), sabe-se que, na maioria das áreas da cidade de Cruz Alta, a camada superficial do solo não é suficientemente compacta/densa/resistente para a utilização de fundação do tipo sapata, sendo formada por solos constituídos, em grande parte, de argilas de consistência média. Diversas obras da cidade apresentam patologias decorrentes de escolha incorreta das fundações, quer seja pela utilização de sapatas em região onde o solo não possui o suporte necessário ou pela utilização de estacas curtas mal dimensionadas, as quais proporcionam resistência inferior ao necessário. São erros comuns e recorrentes, onde o projetista superestima a capacidade de carga do solo ocasionando, principalmente, recalques diferenciais. A falta de conhecimento da capacidade de carga geotécnica das estacas faz com que projetos sejam superestimados, ou seja, são executadas em alguns casos, mais estacas que o necessário. Outra característica comumente encontrada em obras que apresentam patologias são locais com infiltrações ou impermeabilização mal executada,

proporcionando o acúmulo de água no solo, influenciando na sua resistência. Na Figura 2 podem-se observar algumas patologias apresentadas em obras da cidade.

Figura 2 – (a) Fissura em edificação de um pavimento, pé direito 4,00 m; (b) Fissura em pavilhão pré-moldado resultante de infiltração de água sob a viga baldrame; (c) Fissura em edificação comercial com dois pavimentos.



Fonte: (AUTOR, 2020).

O equipamento mais utilizado nos serviços de escavação é composto por redutor hidráulico acoplado em guindaste veicular, com trado helicoidal curto acoplado a uma haste retrátil. Ainda, são executados serviços com equipamentos de perfuração adaptados localmente, acoplado em outros veículos, tais como retroescavadeiras e tratores, como também com a utilização de equipamentos manuais de perfuração, onde o torque necessário para vencer a resistência do terreno é aplicado por motores de motocicleta, motosserra ou motor elétrico.

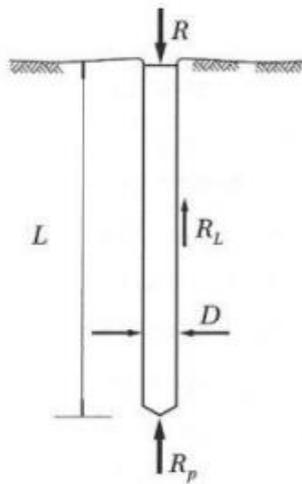
A concretagem dessas obras é feita com a utilização de concreto plástico, produzido no local da obra ou concreto usinado, lançado da superfície com a utilização de funil. Cabe salientar que nas obras realizadas na região não se observa com frequência a limpeza do fundo do furo, o que pode ocasionar uma minoração da resistência de ponta, pois pode haver camadas de solo solto na extremidade inferior da perfuração. Esta falta de cuidado na execução pode resultar em uma capacidade

de carga geotécnica oriunda apenas de resistência do fuste da estaca e aumentar o recalque vertical.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS

A capacidade de carga do elemento isolado de fundação segundo Cintra e Aoki (2010) corresponde à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou a carga que provoca a ruptura do sistema composto pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve. A capacidade de carga de uma fundação profunda submetida a um carregamento vertical é composta de duas parcelas: a parcela da resistência lateral que atua ao longo do fuste da estaca e a resistência da ponta, como especificado na Figura 3. Portanto, a capacidade de carga é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas por essas resistências.

Figura 3 – Parcelas de resistência de ponta  $R_p$  e lateral  $R_L$  que constituem a capacidade de carga das estacas.



Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010).

Para a NBR 6122 (ABNT, 2019) a capacidade de carga de um elemento de fundação ou carga de ruptura, é o valor da carga aplicada a esse elemento, provocando um deslocamento que pode comprometer a segurança e/ou desempenho da estrutura.

Como metodologia para a obtenção da estimativa da capacidade de carga em fundações profundas existem atualmente os métodos teóricos (racionais), semi-empíricos e empíricos. Na engenharia nacional é comum a utilização dos métodos semi-empíricos que relacionam medidas de ensaio *in situ* como CPT, SPT e SPT-T, diretamente com a capacidade de carga das estacas (BELINCANTA et al., 2015).

Para Aoki (2000) a determinação da carga admissível de fundações por estacas envolve o aspecto estrutural, ou seja, a verificação da segurança à ruína do elemento estrutural, e o aspecto geotécnico, constituído pela verificação da segurança à ruptura do maciço de solo e aos recalques excessivos. Salaria ainda que a capacidade de carga do elemento isolado de fundação é a carga que provoca a ruptura do elo mais fraco desse sistema, geralmente o maciço de solo. Segundo o autor, não se deve dizer capacidade de carga da estaca, pois esta grandeza não é intrínseca à estaca, mas depende do tipo de maciço de solo e seus parâmetros de resistência, entre outros aspectos. Também não se deve considerar como capacidade de carga do solo, pois seu valor depende do processo executivo ou de instalação da estaca e da sua geometria.

Milititsky et al.(2005) disserta sobre os métodos utilizados para previsão da capacidade de carga de fundações, os quais são resultado de experiências e práticas regionais, relacionados com variáveis ou aspectos, tais como:

- Propriedades características dos materiais locais;
- Métodos de investigação do subsolo;
- Métodos de detalhes executivos dos diferentes tipos de estacas;
- Efeitos desses métodos executivos nas propriedades e condições dos solos anteriores à execução das estacas;
- Tipo de ensaio de carregamento e definição de carga de ruptura adotada (os quais podem apresentar diferenças conforme normas e práticas usuais).

Ainda, quaisquer que sejam os métodos utilizados incluem fatores de ajuste empíricos (MILITITSKY et al., 2005). Segundo Alonso (2012), a capacidade de carga de uma estaca pode ser obtida como o menor dos dois valores:

- a) Resistência estrutural do material da estaca (normas NBR 6118 e NBR 6122);

- b) Resistência do solo que lhe confere suporte (método de cálculo por Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma, etc).

## 2.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

No Brasil, em meados da década de 70, não existia uma metodologia oficial para o cálculo da capacidade de carga de uma estaca a compressão. Estas estimativas eram feitas mediante as fórmulas teóricas que conduziam a valores discrepantes entre si (ALONSO, 2004).

Atualmente, no meio geotécnico brasileiro, os métodos semi-empíricos mais difundidos e utilizados são o método de Aoki e Velloso (1975) e o método de Décourt e Quaresma (1978). Estes métodos serão resumidos a seguir e utilizados para a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca, neste trabalho.

### 2.3.1 Método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975)

Segundo Velloso e Lopes (2010), o método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e investigações geotécnicas. O método pode ser utilizado tanto com dados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) como também com dados do ensaio CPT. Através de correlações entre o CPT e  $N_{SPT}$  por meio de um coeficiente de proporcionalidade K. Portanto, a carga de ruptura ( $Q_r$ ) é estimada pela Equação 1:

$$Q_r = A_p \frac{K \times N_p}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \times \Delta L \quad (1)$$

Onde:  $A_p$  = área da ponta da estaca;

$N_p$  = valor de  $N_{SPT}$  na ponta da estaca;

U = perímetro da estaca;

$N_L$  = valor médio do  $N_{SPT}$  na camada de solo de espessura  $\Delta L$ ;

$\Delta L$  = espessura de cada camada de solo considerada, em metros;

$\alpha$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária no ensaio de CPT;

$K$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária do ensaio de penetração estática CPT e a resistência à penetração dinâmica  $N_{SPT}$ ;

$F_1$  e  $F_2$  = fatores de transformação (escala e tipo de estaca).

Os valores de  $K$  e  $\alpha$  adotados por Aoki e Velloso constam na Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficientes  $K$  e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975).

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010, p. 264).

$F_1$  e  $F_2$  são coeficientes de transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo) cujos valores para alguns tipos de estacas existentes estão apresentados na Tabela 5. Foram obtidos a partir da retroanálise dos resultados de cerca de 100 provas de carga em diversos

tipos de estacas Como não se dispunha de provas de carga instrumentadas que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores. Assim, adotou-se  $F2 = 2F1$ .

Tabela 5 – Coeficientes de transformação F1 e F2.

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0
Raiz*	2,0	4,0
Hélice Contínua*	2,0	4,0
Omega*	2,0	4,0

\*Valores estimados por estudos posteriores.

Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010, p. 264).

### 2.3.2 Método semi-empírico de Décourt e Quaresma (1978)

Este método considera a capacidade de carga da fundação como a soma de duas parcelas, uma da ponta ( $R_p$ ) e outra da resistência lateral ( $R_l$ ). Décourt (1996) recomenda a utilização de fatores de correção para as parcelas de resistência de ponta ( $\alpha$ ) e resistência lateral ( $\beta$ ) para o método de Décourt e Quaresma (1978), sendo então a capacidade de carga das estacas definida na Equação 2 por:

$$Q_r = C \times N_p \times A_p + A_L \times q_L \quad (2)$$

Onde: C = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo (Tabela 5);  
 $N_p$  = valor médio do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;  
 $A_p$  = área da ponta da estaca;

$A_L$  = área do fuste da estaca;

$q_L$  = atrito lateral;

$N_L$  = valor médio do  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca.

Para a parcela da resistência ao fuste, considera-se o  $N_{SPT}$  ao longo da profundidade, sem levar em conta àqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Tira-se a média e na Tabela 6 obtém-se o atrito médio ao longo do fuste. Nenhuma distinção é feita quanto ao tipo de solo. Consideram-se os valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, sem levar em conta àqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Tira-se a média, e na Tabela 7, obtém-se o atrito médio ao longo do fuste (em  $tf/m^2$ ).

Tabela 6 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978).

<b>Tipo de solo</b>	<b>C (<math>tf/m^2</math>)</b>
Areia	40
Silte arenoso	25
Silte argiloso	20
Argila	12

Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010, p. 267).

Tabela 7 – Valores de atrito médio ao longo do fuste (Décourt e Quaresma, 1978).

<b>SPT (médio ao longo do fuste)</b>	<b>Atrito lateral (<math>tf/m^2</math>)</b>
$\leq 3$	2
6	3
9	4
12	5
$> 15$	6

Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2010).

Em 1982, Décourt e Quaresma aperfeiçoaram o método (no que diz respeito à resistência lateral; a resistência de ponta não foi alterada). Desde então, a resistência lateral unitária (em tf/m<sup>2</sup>) é dada pela Equação 3;

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

Onde:

N = valor médio de N ao longo do fuste desconsiderando aqueles utilizados no cálculo de ponta, sendo que, caso N seja menor que 3, considera-se 3, e caso N maior que 50, considera-se 50.

Décourt et al. (1996) sugeriu a introdução de dois coeficientes ( $\alpha$  e  $\beta$ ) para correção da reação de ponta e a parcela do atrito lateral, possibilitando assim, a análise de outros tipos de estacas, além das cravadas.

De tal modo, a expressão geral para determinação da carga de ruptura de uma estaca é dada pela Equação 4.

$$Q_{ult} = \alpha CN \frac{\pi D^2}{4} + \beta U \sum 10 \left[ \left( \frac{N}{3} \right) + 1 \right] \Delta L \quad (4)$$

Os valores atribuídos aos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , sugeridos para os diversos tipos de estacas estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Coeficientes  $\beta$  e  $\alpha$  para cada tipo de estaca (Décourt, 1996).

ESTACA	CRAVADA (estaca padrão)		ESCAVADA (em geral)		ESCAVADA (com bentonita)		HÉLICE CONTÍNUA		RAIZ	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
SOLO										
Argilas	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*
Solos intermediários	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*
Areias	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*

\* Valores para os quais a correlação inicial foi desenvolvida.

\* Valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: (Adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010).

## 2.4 PROVAS DE CARGA

Conforme supracitado, a prática nacional utiliza rotineiramente métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de carga geotécnica de estacas. De forma equivocada, não são comumente utilizadas as provas de carga, reduzindo-se sua aplicação a empresas com procedimentos técnicos internos normatizados, obras públicas importantes, ou em caso de obras que possam apresentar problemas na execução do estaqueamento ou alguma patologia. É observado que a NBR 6122 (ABNT, 2019), desde a revisão realizada no ano de 2010, obriga a realização de provas de carga estáticas ou ensaios de carregamento dinâmico em obras com mais de 100 estacas, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior a 100, deverá ser executado um número de provas de carga igual a, no mínimo, 1% da quantidade total de estacas, com arredondamento para mais.

De acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006), a prova de carga tem como princípio básico a aplicação de cargas no topo da estaca e o registro dos deslocamentos correspondentes a essas aplicações. Para Ramires (1993), as provas de carga instrumentadas são decisivas para avaliar o comportamento real das estacas executadas, devendo-se assegurar uma referência fixa para a avaliação da deformação durante a execução.

As provas de carga podem ser realizadas com o intuito de fornecer dados para projetos bem como para avaliar se as fundações executadas em uma determinada obra estão de acordo com o projeto. Também, pode-se valer do ensaio para analisar as características de comportamento do conjunto estaca-solo.

Na realização dos ensaios de prova de carga, deve-se atentar para a aplicação das cargas do ensaio, são rotineiros problemas na execução das provas de carga causados por erros relativos, por exemplo, as excentricidades. Um erro crítico, em se tratando de estacas de pequeno diâmetro, é o de centralização, onde pequenos erros podem produzir grande excentricidade e diferenças significativas na interpretação dos resultados (RAMIRES, 1993).

Ainda, Ramires (1993) apresenta os principais objetivos da execução de provas de carga em estacas, sejam eles:

- a) Comprovação da capacidade de carga da estaca, comparando com o resultado estimado;

- b) Determinação da carga de trabalho considerando as condições de recalque admissível e fator de segurança.

Para Scallet (2011), mesmo que a prova de carga seja considerada uma metodologia muito confiável para a previsão da capacidade de carga em estacas, o investimento elevado necessário para a sua execução proporciona limitação no número de ensaios, proporcionando pouca representatividade. Milititsky (1991) descreve a prova de carga como o procedimento mais apropriado para a determinação do comportamento de fundações profundas sob carregamento axial, apresentando resultados muito semelhantes aos encontrados nas condições de trabalho que serão submetidas. Ainda, Craig (2014) descreve que é uma prática comum em projetos de estacas verificar a capacidade de uma estaca usando a prova de carga, pois reduz a incerteza associada ao uso de propriedades empíricas em cálculos; pode-se verificar se a técnica de construção proposta é aceitável e permite verificar a integridade das estacas moldadas no local construídas de acordo com o método proposto.

Velloso e Lopes (2010) relatam que, de acordo com o modo de aplicação da carga, as provas de carga podem ser divididas em três categorias:

- Carga controlada (carga incremental lenta; rápida e carga cíclica);
- Deformação (deslocamento) controlada;
- Método do equilíbrio.

Para os ensaios de carga controlada os mais comuns são os de carga incremental, sendo suas variantes aquelas em que os incrementos de carga são mantidos até a estabilização (ensaio lento), e aquele em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo preestabelecido, normalmente 15 minutos (ensaio rápido - QML). Os ensaios de carga cíclica são ensaios especiais onde o projetista antecipa determinado padrão para o ensaio, prevendo certo tipo de carregamento. O ensaio de carga incremental lenta (SML) é o que melhor se assemelha ao carregamento que a estaca terá em obras correntes, tais como edificações, silos, tanques, pontes, etc. (VELLOSO E LOPES, 2010).

Cintra et al. (2013) descreve que deixar de executar ensaios de provas de carga estática é considerar que os cálculos de projeto comandam o comportamento da fundação, os quais podem ignorar valores legítimos de capacidade de carga, levando ao desconhecimento do fator de segurança real da fundação.

De acordo com Nienov (2006), os insucessos são frequentes nesses ensaios devido ao deslocamento excessivo ou diferencial do sistema de reação. Os cuidados no dimensionamento e execução, a criteriosa escolha dos equipamentos e sua montagem, e finalmente, o controle do comportamento e deformação do sistema de reação e de transmissão de cargas durante o ensaio, garantem a eliminação da maior parte das causas canceladas ou prematuramente interrompidas.

#### **2.4.1 Prova de carga estática**

Segundo Caputo (2015), a prova de carga estática constitui-se como o processo mais seguro para fornecer um valor incontestável da capacidade de carga de uma estaca, considerada individualmente.

A prova de carga estática em estaca tem como metodologia a aplicação de carregamentos conhecidos no topo da estaca, em controle de aplicação da carga (incrementos sucessivos e iguais), com monitoração dos possíveis recalques da cabeça da estaca, até atingir a ruptura ou carga máxima pré-estabelecida, seguida do descarregamento. A ocorrência de recalque anterior à aplicação da carga máxima ocasionará a interrupção do carregamento, seguida de descarga (CINTRA et al.; 2013).

A metodologia do ensaio de prova de carga estática em estaca está normatizada pela NBR 12131/2006, Estacas – Prova de carga estática – Método de Ensaio. Essa norma aplica-se a quaisquer tipos de estacas, independente do tipo de execução e instalação no terreno. A sua obrigatoriedade é descrita na norma NBR 6122/2019 – Projeto e execução de fundações (item 9.2.2), Fundações em estacas.

Para a NBR 12131 (ABNT, 2006), como metodologia de ensaios, as provas de cargas estáticas podem ser realizadas por ensaio lento, rápido ou misto:

- Ensaio lento: o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos de carga aplicada com incrementos de no máximo 20% da carga admissível prevista (mínimo de 10 estágios se não houver ruptura). As leituras de recalque em cada estágio de carregamento devem ser realizadas após a aplicação da carga e até se atingir a estabilização do mesmo, sendo no mínimo durante o tempo de 30 minutos. Os tempos de leituras recomendados pela norma brasileira são: 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120 min. A estabilização do recalque durante os carregamentos é admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos  $t$  e  $t/2$

corresponder a no máximo 5% do deslocamento total do referido estágio. O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios, e mantido até a estabilização dos deslocamentos, obedecendo para isso o mesmo critério de estabilização do carregamento;

- Ensaio rápido: o carregamento é realizado em estágios iguais e sucessivos de carga aplicada em cada estágio não devendo ser superior a 10% da carga admissível prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio a carga deve ser mantida por 10 min, independente da estabilização dos deslocamentos, e os recalques devem ser lidos no início e no fim de cada estágio. O descarregamento deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um mantido por 10 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos. O descarregamento total deve ser feito com mais duas leituras adicionais a 30 min e a 60 min;
- Ensaio misto: inicia-se conforme os carregamentos do ensaio lento até 1,2 vezes a carga admissível prevista com os mesmos tempos de leitura de carregamento, previsto na norma vigente, e em seguida o carregamento é realizado conforme o ensaio rápido. O descarregamento é feito conforme o ensaio rápido.

Os objetivos de um ensaio de carga em estaca ou provas de carga estática, podem ser definidos, segundo Velloso e Lopes (2010) e Budhu (2013), como:

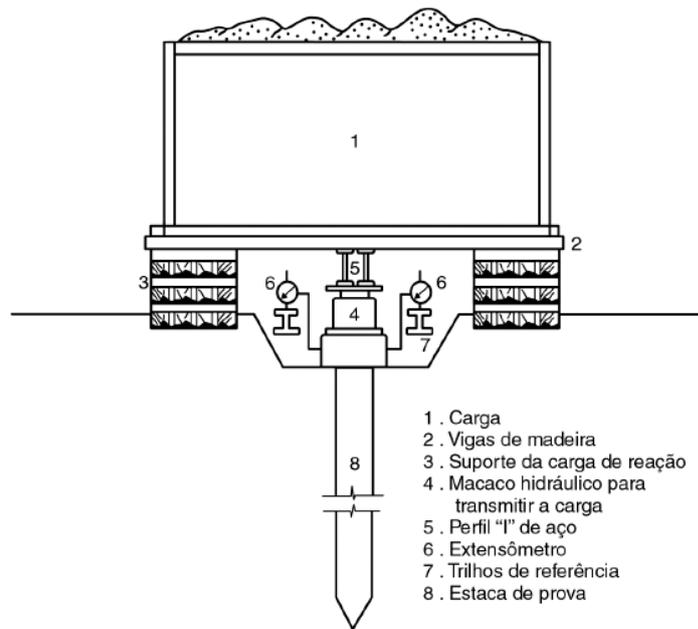
- Determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada;
- Verificação da capacidade de carga de serviço estimada a partir da estática;
- Determinação do recalque de uma estaca isolada para cargas de serviço;
- Análise de dados sobre a transferência de carga de atrito lateral e ponta;
- Verificação do comprimento da estaca;
- Análise da integridade estrutural da estaca, especialmente os efeitos do método proposto para instalação.

Caputo (2015) apresenta dois tipos de sistemas para execução das provas e carga estáticas. Na Figura 4 está representado um exemplo de sistema de provas de carga instrumentado, possibilitando acesso aos resultados das parcelas de ponta e do atrito lateral da estaca. Na Figura 5 observa-se outra técnica adotada para sua execução, com estacas de reação (submetidas à tração) e viga metálica que transfere a carga para a estaca a ser ensaiada à compressão.

A NBR 12131 (ABNT, 2006) apresenta as referências quanto aos dispositivos para aplicações de carga e medições, bem como os procedimentos para a execução

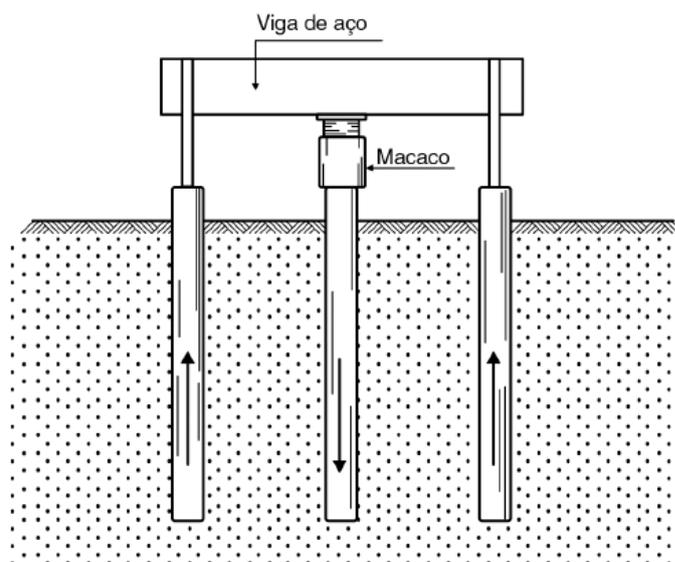
do ensaio e preparação da prova de carga. Ainda, relata como os resultados devem ser apresentados.

Figura 4 – Esquema de montagem da prova de carga instrumentada.



Fonte: (CAPUTO, 2015).

Figura 5 – Esquema de montagem da prova de carga.



Fonte: (CAPUTO, 2015).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) prevê um número mínimo de ensaios de provas de carga, de acordo com o tipo de estaca executada. Especificamente para estacas com diâmetro menor de 70 cm é obrigatória uma prova de carga para cada 100 estacas. A norma recomenda que deverá ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, com arredondamento sempre para mais.

#### **2.4.2 Critérios de extrapolação da curva carga versus recalque**

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a capacidade de carga de um elemento de fundação profunda, ensaiada em prova de carga, deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida (ruptura física). Ainda, existem casos onde a prova de carga não indica uma carga de ruptura nítida; isso ocorre quando a capacidade de carga da estaca ou tubulão é superior à carga que se pretende aplicar; e quando a estaca ou tubulão é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida como descrito.

Quando a carga máxima aplicada na prova de carga não atinge a ruptura, é possível extrapolar a curva carga *versus* recalque para avaliação da carga de ruptura, utilizando-se métodos de estimativa da capacidade de carga, sendo o de Van der Veen (1953), um dos mais utilizados. Nas provas de carga, dificilmente atinge-se a ruptura estrutural das estacas, mas sim a ruptura geotécnica. Na sequência, apresentam-se o Método da ABNT e o Método de Van der Veen (1953), ambos utilizados na extrapolação das curvas carga *versus* recalque das provas de carga para a obtenção da capacidade de carga ( $P_u$ ).

#### **2.4.3 Método da ABNT (2019)**

A definição da carga de ruptura pelo método da NBR 6122 (ABNT, 2019) segue a norma canadense e se dá através da soma de duas parcelas de deformação da estaca: uma elástica e uma plástica (solo). Quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga *versus* recalque (Figura 6) não indica uma carga de ruptura nítida, a NBR 6122 (ABNT, 2019), prescreve, conforme as Equações 5 e 6.

$$\Delta_r = \frac{P_r \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (5)$$

Onde:

$\Delta_r$  é o recalque de ruptura convencional;

$P_r$  é a carga de ruptura convencional;

$L$  é o comprimento da estaca;

$A$  é a área da seção transversal da estaca (estrutural);

$D$  é o diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca.

$E$  é o módulo de elasticidade do material da estaca, calculado segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), por meio da Equação 6;

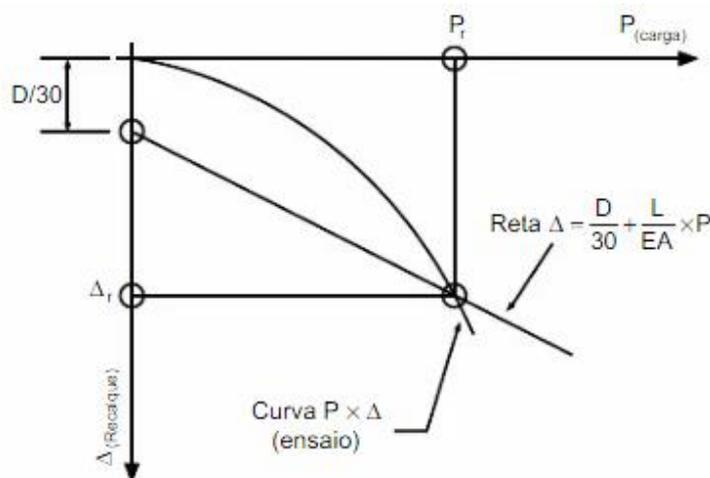
$$E = 5600 f_{ck} \quad (6)$$

Onde:

$f_{ck}$ : resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias (MPa);

$D$  = diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de estacas barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal.

Figura 6 – Carga de ruptura convencional, de acordo com a NBR 6122.



Fonte: (ABNT, 2019, p. 27).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), para a interpretação da prova de carga devem ser levadas em consideração a natureza do terreno, a velocidade de

carregamento, a estabilização dos recalques, entre outras características, conforme previsto na NBR 12131 (ABNT, 2006).

#### 2.4.4 Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) é um dos métodos mais utilizados no Brasil para interpolação e extrapolação da curva carga *versus* recalque. O método propõe que a carga e o deslocamento no topo de uma estaca apresentem uma relação exponencial, que representa a curva carga *versus* recalque, como visto na Equação 7:

$$P = P_u \times (1 - e^{-\alpha \times r}) \quad (7)$$

Sendo:

$P$  = carga de ensaio aplicada no topo da estaca;

$P_u$  = é a carga de ruptura que se pretende calcular;

$r$  = recalque correspondente à assíntota vertical da curva (deslocamento causado pela carga  $P$ );

$\alpha$  é um coeficiente que define a forma da curva.

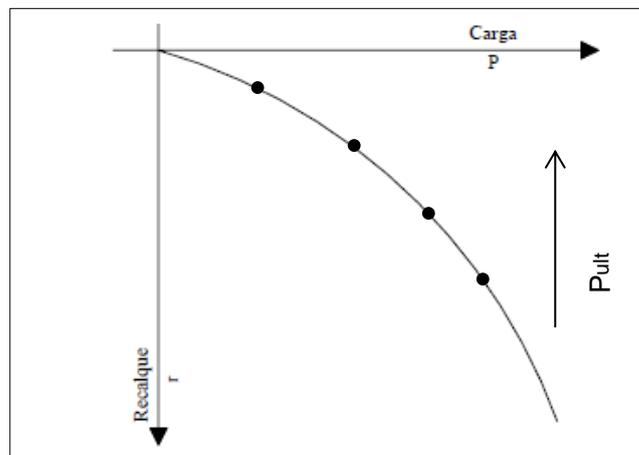
O valor de  $P_u$  corresponde à assintótica da equação, conforme observado na Figura 7. O método consiste em deduzir a carga de ruptura ( $P_u$ ) que conduz à melhor regressão linear pelos pontos  $[r; -\ln(1 - \frac{P}{P_u})]$ . Desta maneira, partindo-se de um valor  $P_u$  qualquer, calculam-se os valores correspondentes de  $-\ln(1 - \frac{P}{P_u})$ , valores estes que serão plotados de acordo com o recalque. São aplicados outros valores de  $P_u$  até que o gráfico apresente característica linear. O valor linear apresentado no gráfico será a carga de ajuste  $P_u$ , adotado como a carga de ruptura da estaca.

Este método, originalmente gráfico, passou por algumas modificações e evoluções. De acordo com Velloso e Lopes (2010), Aoki (1976), observando que, na maioria dos casos, o trecho inicial da curva poderia ser desprezado na determinação da capacidade de carga, sugeriu uma modificação da Equação 7 para a Equação 8.

$$P \equiv Pu \times (1 - e^{-(\alpha \times r + b)}) \quad (8)$$

Dessa forma, a regressão pode ser melhorada, uma vez que a reta, plotada em escala semilogarítmica, deixou de passar obrigatoriamente pela origem e passou a interceptar o eixo dos recalques em um ponto “b”.

Figura 7 – Carga de ruptura segundo Van der Veen (1953).



Fonte: (Adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010).

## 2.5 TRABALHOS CORRELATOS

A seguir, apresentam-se análises de resultados de trabalhos correlatos, desenvolvidos no PPGEC/UFSC: Emmer (2004), Nienov (2006), Gonçalves (2008) e Pereira (2012). E também outros dois trabalhos desenvolvidos na Universidade Estadual de Campinas: Scallet (2011) e Schulze (2013).

No trabalho de Emmer (2004), foram comparados os valores estimados de capacidade de carga da estaca com os valores obtidos no ensaio de prova de carga, utilizando o método da norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Nos métodos de extrapolação, o método de Davisson (1972) apresentou carga de ruptura inferior (9,57 %) quando comparada com a proposta da NBR 6122 (ABNT, 1996). Os outros métodos analisados, Van Der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Massad (1986), apresentaram valores idênticos e tiveram um pequeno acréscimo (na ordem de 10%) em relação ao valor efetivo. O autor constatou que os métodos de extrapolação da

curva carga *versus* recalque de Van Der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Massad (1986) apresentaram um bom desempenho na previsão da carga de ruptura, enquanto que o de Davisson (1972) foi insatisfatório. Com relação aos métodos de previsão semi-empíricos, quanto à resistência lateral, todos forneceram valores inferiores ao valor efetivo, apresentando diferenças entre 23,52% (Décourt e Quaresma, 1978 e Décourt, 1982) a 84,62% no procedimento Aoki e Velloso (1975) modificado por Alonso (1981). Quanto à parcela de resistência de ponta, alguns métodos obtiveram valores estimados superiores ao efetivo, máximo de 12,66% para o critério Aoki e Velloso (1975) modificado por Fontoura; Velloso; Pedrosa (1982), mas na maioria dos processos apresentaram resultados inferiores com reduções de até 44,44%, como é o caso da técnica proposta por Milititsky e Alves (1988). Na resistência total foi verificado que o método Décourt e Quaresma (1978) apresentou o melhor desempenho obtendo um valor de 12,44% abaixo do valor efetivo, os demais métodos apresentam resultados inferiores ao efetivo com diferenças de até 53,54% para o método Milititsky e Alves (1988).

Nienov (2006) analisou o comportamento das provas de carga, concluindo que na fase de descarregamento, no final de cada prova de carga as estacas apresentaram deslocamentos permanentes e não reversíveis, caracterizando a ruptura do solo. Quanto à determinação da carga de ruptura pela análise da curva carga *versus* recalque, os métodos que apresentam valores menores de estimativa de carga foram os métodos gráficos de Mansure e Kaufman (1956), Kulhawy (1983), Butlter e Hoy apud Aoki et al. (1998), e Beer (1967 – 1968). Os métodos de Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972), Massad (1986), Chin (1970), Décourt (1996) e Brinch Hansen (1963) adotam algum critério de extrapolação da curva carga *versus* recalque, sendo que apresentaram os valores mais elevados de carga de ruptura. Os métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico da estaca (NBR 6122/1996, Prática Inglesa BSI – CP2004, e Davisson - 1972), apresentaram valores um pouco superiores aos métodos gráficos. Quanto aos métodos de previsão da capacidade de carga total para as estacas apoiadas na camada superior do solo constituída por argila-arenosa, os métodos teóricos que apresentaram o melhor desempenho foram Chandler (1968) e Burland modificado (1973), tendo como parcela da carga de ponta prevista por Terzaghi e Peck (1967) na ruptura geral. Os métodos semi-empíricos que apresentaram melhor desempenho nos ensaios foram:

Laprovitera (1988), Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1978), Décourt (1996), Teixeira, 1996 e UFRGS (2006).

Gonçalves (2008) utilizou os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1982, com correlações para Décourt, 1996) e Lobo (2006). Foram adotados os valores médios dos resultados das sondagens já realizadas em outros trabalhos devido à proximidade do local das estacas ensaiadas. As análises propostas pelos métodos estáticos semi-empíricos de capacidade de carga utilizados mostraram-se muito próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga. Com destaque para o desempenho dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Lobo-UFRGS (2006) que tiveram seus resultados com uma variação máxima de 15% superior ou inferior aos resultados de ensaio. O método de Décourt (1996) estimou os resultados sempre maiores do que os observados, em até 35%. Nas provas de carga foram adotados métodos de extrapolação para verificar sua utilização, facilidade e adequação às provas de carga realizadas. O método da NBR 6122 (ABNT, 1996) e o método da interseção das tangentes de Mansur e Kaufman (1956) tiveram seus resultados coincidentes com os dos ensaios. O método de Van der Veen (1953) obteve resultados muito próximos aos dos ensaios, porém um pouco superiores. Para o Método da Rigidez (Décourt, 1996) foram obtidos resultados na ordem de 20% superiores aos de campo.

Scallet (2011) relatou que a capacidade de carga da fundação ensaiada foi estimada utilizando os métodos da NBR 6122 (ABNT, 1996), de Van der Veen (1953) e também o Método de Rigidez de Décourt (2002). Nas provas de carga a maior contribuição de capacidade de carga foi devido à resistência ao atrito lateral. As estacas escavadas com melhoria da ponta, por meio do lançamento de um volume equivalente a 18 litros de brita nº 1 na sua base, antes da concretagem, foram executadas para obtenção de incremento na resistência de ponta da estaca, mas, após análises das provas de carga, verificou-se que os valores de capacidade de carga, de resistência ao atrito lateral e ponta apresentaram-se muito similares aos valores apresentados nas fundações sem essa melhoria de ponta.

No trabalho de Pereira (2012), as estacas foram executadas com profundidade de aproximadamente 3,00 metros e a sua carga de ruptura foi estimada por métodos teóricos e semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Entre os métodos que determinam a carga de ruptura, adotaram-se os métodos propostos pela NBR 6122 (ABNT, 2010), Davisson (1972),

interseção das tangentes (1983), inclinação das tangentes (1983), Van der Veen (1956), Mazurkiewicz (1972) e Método da rigidez (1996). Os métodos que mais se aproximaram da média foram os métodos que limitam o recalque ou encurtamento elástico da estaca (NBR 6122/2010 e Davisson, 1972), sendo o método de Davisson (1972) o que mais se aproximou. Os métodos da extrapolação da curva carga *versus* recalque (Van der Veen, 1953, Mazurkiewicz, 1972 e Rigidez, 1996) apresentaram um valor de carga de ruptura em torno de 23% acima da média. Considerando os métodos teóricos e semi-empíricos, o método de Décourt (1996) foi o que resultou na carga de ruptura mais próxima da média dos métodos utilizados para interpretação da curva carga *versus* recalque.

No trabalho de Schulze (2013), a autora salientou que a prova de carga apresentará uma boa leitura do comportamento real do sistema solo-estaca quando o ensaio for levado à ruptura, em razão de que a maneira utilizada para analisar e interpretar seus resultados pode gerar erros, por ser necessária a consideração de hipóteses que descrevam o comportamento de ruptura do mesmo. O valor da carga de ruptura do sistema solo-estaca adotado como sendo mais próximo do real foi o resultado da média aritmética dos valores estimados através do critério de rigidez de Décourt (1998) e dos métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque de Van der Veen (1953) e de Chin e Kondner (1971). Entre os métodos semi-empíricos que apresentaram melhor aproximação para a carga de ruptura do sistema solo-estaca, destacou-se o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996), com margem de  $\pm 20\%$  do valor obtido na prova de carga estática. Dos 30 métodos semi-empíricos utilizados para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca analisado, apenas 7% apresentaram valores superiores ao valor de referência obtido da prova de carga. Assim, a autora concluiu que a maioria dos métodos de estimativa utilizados apresentou resultados a favor da segurança.



### 3 METODOLOGIA

Este capítulo aborda o planejamento da pesquisa, a definição e caracterização do local de estudo e os procedimentos de coleta das amostras deformadas, além de um item destinado a apresentar a etapa laboratorial com os ensaios de caracterização e classificação dos materiais em estudo. Por fim, apresentam-se os procedimentos para a escavação e concretagem das estacas *in situ* como também para a realização das provas de carga estáticas.

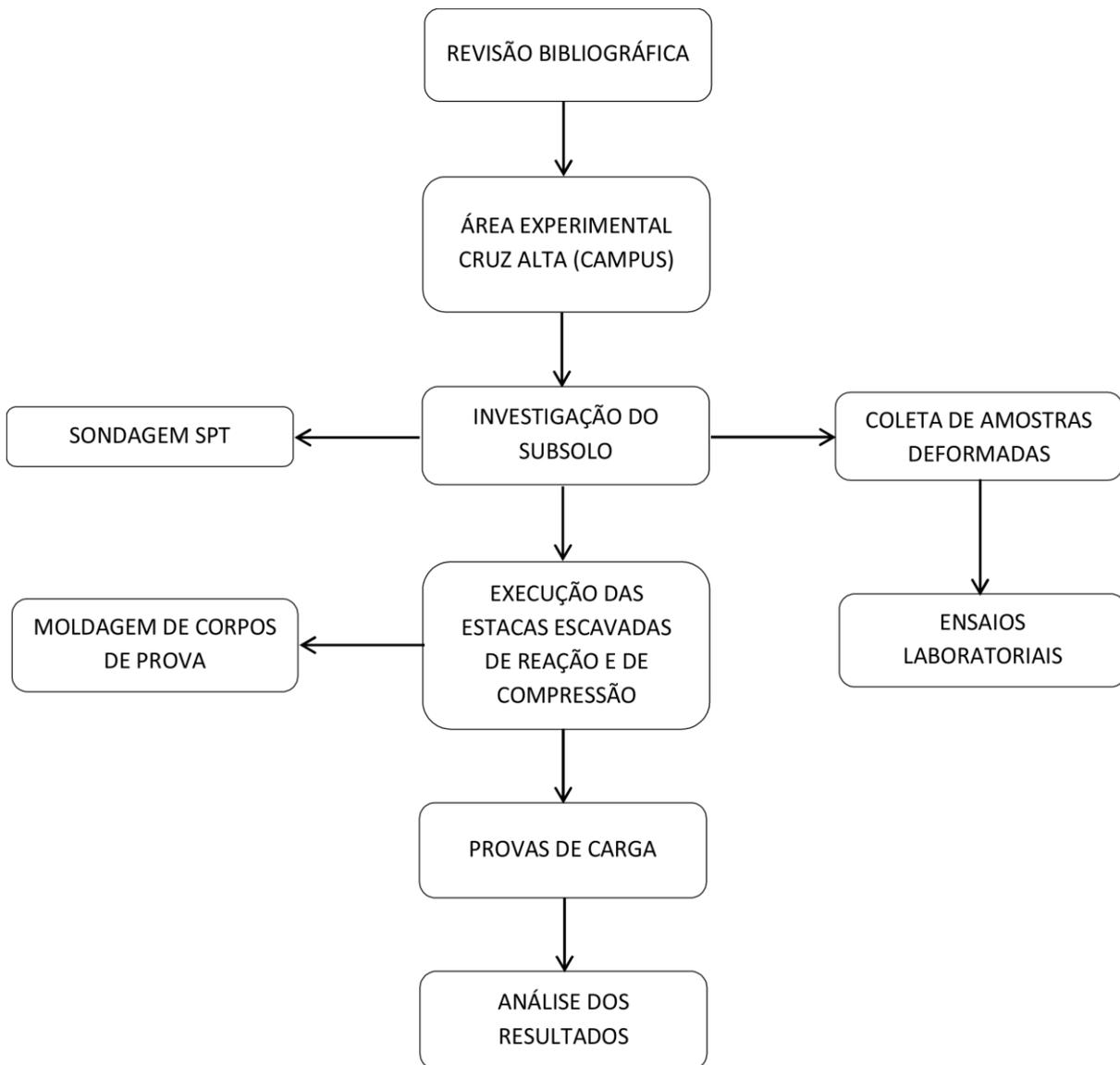
#### 3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

Para atingir os objetivos deste trabalho a metodologia de pesquisa utilizada seguiu as seguintes etapas:

- a) Definição e caracterização do local de estudo: foi definido como local de estudos o campus da Universidade de Cruz Alta, na cidade de Cruz Alta/RS. No local foram realizados ensaios de simples reconhecimento (SPT) e coletadas amostras deformadas dos horizontes A e B do solo para realização de ensaios de caracterização no laboratório;
- b) Etapa de laboratório: no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria – LMCC/UFSM foram realizados ensaios de caracterização, obtenção da curva granulométrica e índices físicos, além de ensaios de classificação MCT;
- c) Etapa de campo: no campo experimental executaram-se as estacas escavadas e os ensaios de prova de carga estática;
- d) Etapa de análises: a última etapa consiste na análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo, e a comparação com os valores obtidos nas provas de carga com os resultados dos métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Os procedimentos metodológicos desenvolvidos estão resumidos no fluxograma apresentado na Figura 8.

Figura 8 – Etapas da pesquisa.

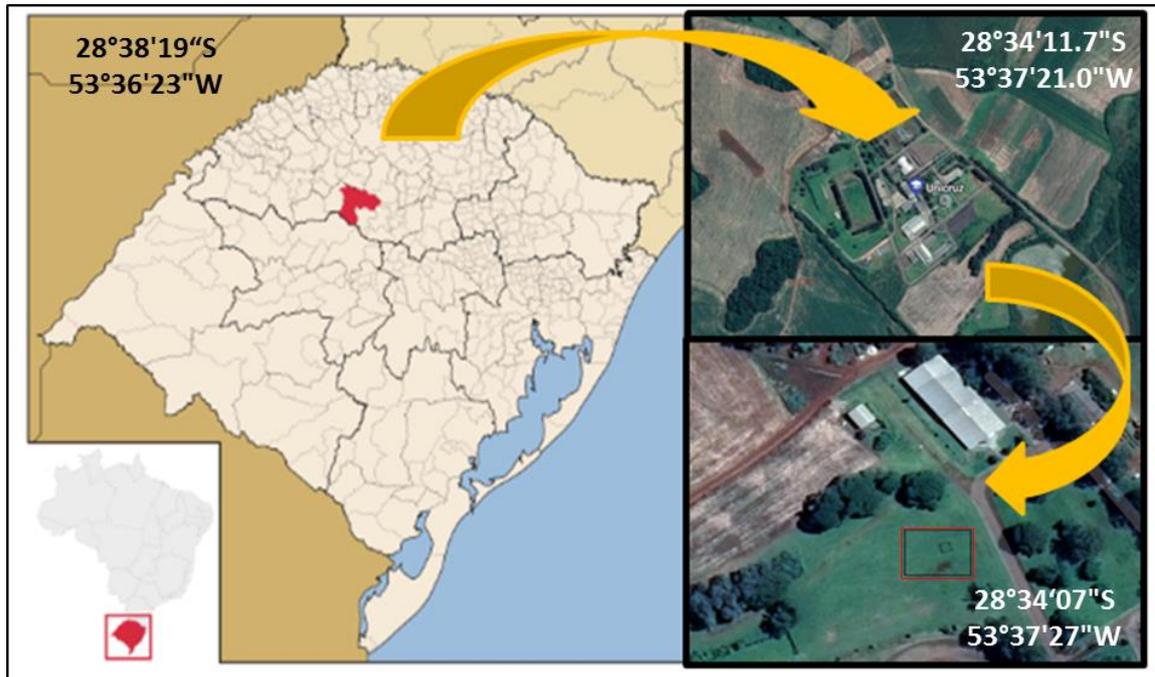


Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.2 DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

Para o presente estudo definiu-se que o campo experimental seria localizado no município de Cruz Alta, região noroeste do estado do Rio Grande do Sul. Na Figura 9 podem-se observar os mapas com a localização da cidade de Cruz Alta, a área da Universidade e a área de estudo. A seguir, são explanados sobre a localização, clima e geologia local.

Figura 9 – Mapa de localização de Cruz Alta/RS, Unicruz e área de estudo.



Fonte: (AUTOR, adaptado de GOOGLE MAPS, 2019).

### 3.2.1 Local do estudo, município de Cruz Alta/RS

Cruz Alta é um município que está localizado na mesorregião Noroeste Rio-Grandense, a uma altitude média de 452 metros do nível do mar e possui uma população estimada de 62.821 habitantes (IBGE, 2018). O município apresenta um clima subtropical com as quatro estações bem definidas e grande amplitude térmica. Está situado sobre o divisor de águas das bacias dos rios Jacuí e Uruguai, apresentando pequenas bacias fluviais e afluentes. A escolha da cidade de Cruz Alta como um dos objetos de estudo se justifica pelo perfil do subsolo local e pela oportunidade de implantar no Campus da Universidade de Cruz Alta um campo experimental de estacas escavadas rotativas.

Os solos de Cruz Alta têm origem a partir do arenito Botucatu ou da mistura do arenito Botucatu com basalto. São profundos, bem drenados, com coloração vermelha escura e textura média, com menos de 35% de argila (LEMOS, 1973). Esse solo é classificado como Latossolo Vermelho Aluminoférrico Húmico, apresentando sequência de horizontes A, B e C, com transição difusa entre eles. Este material costuma ser suscetível a erosão, apresentando uma ligeira

podzolização, que é a migração de alumínio e matéria orgânica, seja com ou sem presença de ferro, até o horizonte B (MUSEU DE SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL, 2018).

Para inspeção tátil e visual do subsolo local, no mês de março de 2019 foi aberta, com o auxílio de retroescavadeira, uma trincheira com 3,00 m de profundidade, a qual está localizada nas coordenadas 28°34'07.1" Sul e 53°37'27.5" Oeste. Na Figura 10 mostra-se o processo de escavação da trincheira, onde foram coletados os solos dos horizontes A e B para a realização dos ensaios no laboratório. Após a escavação, foi verificado visualmente que até a profundidade de 3,00 m o solo não apresenta nível de água, tendo coloração típica vermelho escuro. Visualmente, foi possível identificar dois horizontes distintos, definidos como horizontes A e B (Figura 11).

Figura 10 – (a) Local do estudo; (b) Início da escavação.



Fonte: (AUTOR, 2019).

Figura 11 – (a) Perfil do subsolo local; (b) Coleta de amostras deformadas.



Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.2.2 Ensaio de simples reconhecimento (SPT)

Para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo e investigação do subsolo local, foram utilizados dados de um ensaio de simples reconhecimento SPT executado em 2018, nas proximidades da área de estudo. Tal estudo atingiu a profundidade de 30,45 m, não sendo encontrado o impenetrável, mostrando que o solo local é profundo, com coloração vermelha escura, típica caracterização dos solos classificados por Lemos (1973) como Latossolo Vermelho. O ensaio está localizado a cerca de 50 m de onde foram executadas as estacas e provas de carga, sendo o relevo plano.

Com o intuito de verificar a homogeneidade do local e atendendo ao preconizado na NBR 12131 (ABNT, 2006), foram realizadas três (3) novas sondagens de simples reconhecimento (SPT) na área onde se executaram os ensaios de provas de carga, denominadas SP 02, SP 03 e SP 04. Contudo, a profundidade máxima foi de 6,00 m. Durante a execução dos ensaios foi feita a

análise tátil e visual das amostras extraídas, sendo as amostras encaminhadas ao laboratório para a identificação do perfil geotécnico, caracterizado como argila siltosa para a profundidade atingida. Tais ensaios foram localizados conforme apresentado na Figura 12.

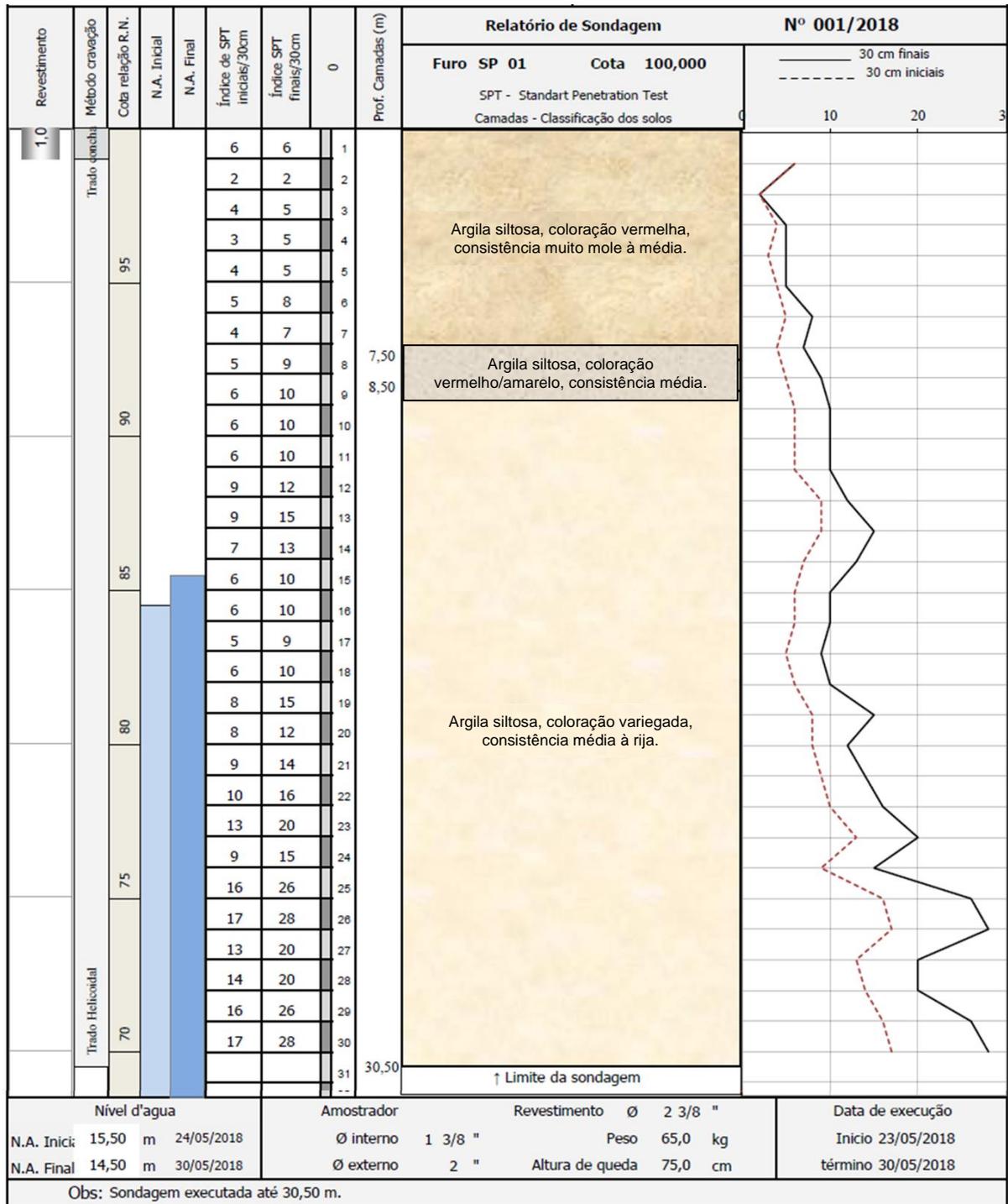
Figura 12 – Localização dos ensaios SPT.



Fonte: (AUTOR, adaptado de GOOGLE EARTH, 2020).

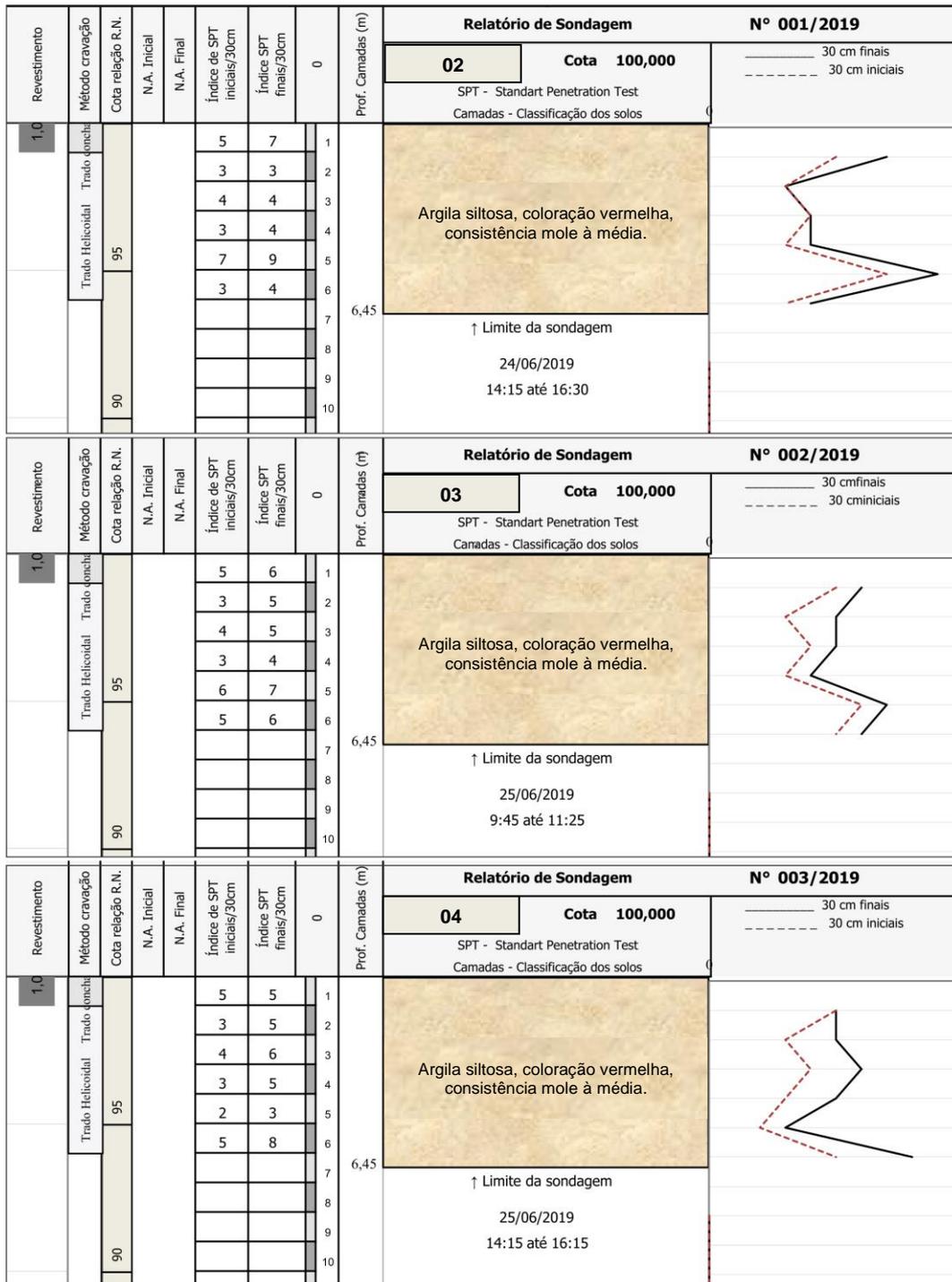
Na Figura 13 apresenta-se o boletim de sondagem SPT do primeiro ensaio, denominado SP 01, onde os valores de resistência  $N_{SPT}$  variam entre 2 e 28, estando o solo subdividido em três camadas de argila siltosa e o nível d'água encontrado em 15,50 m de profundidade. Ainda, são apresentados os boletins de sondagem SPT onde os valores de resistência  $N_{SPT}$  variam entre 3 e 9, o perfil geotécnico do local apresenta uma camada de argila siltosa de consistência mole à média, coloração vermelho escuro e o nível d'água não foi encontrado (Figura 14).

Figura 13 – Perfil de sondagem SP 01.



Fonte: (AUTOR, 2018).

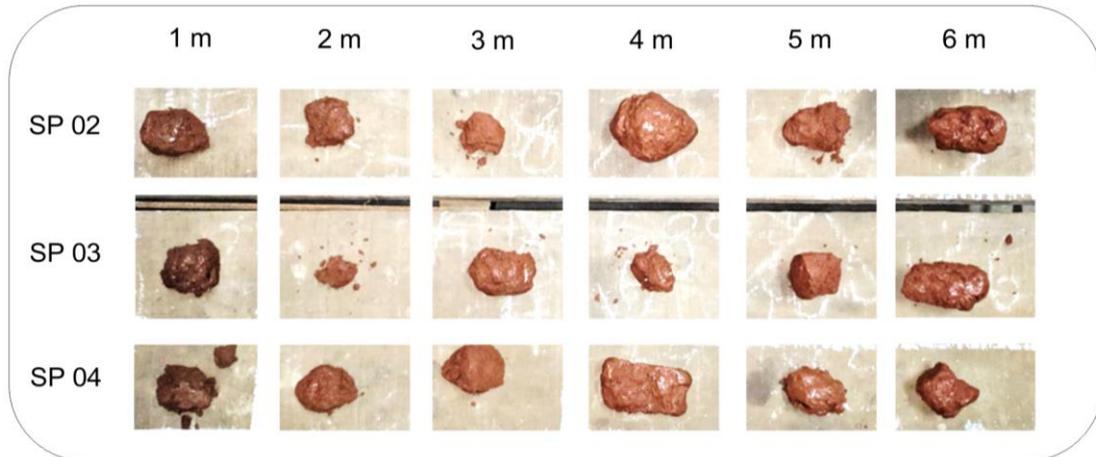
Figura 14 – Perfis de sondagem SP 02, SP 03 e SP 04.



Fonte: (AUTOR, 2019).

Podem ser observadas na Figura 15 as diferentes amostras retiradas do interior do amostrador no decorrer dos três ensaios, comprovando novamente a textura e coloração do solo em estudo.

Figura 15 – Amostras de sondagens SPT.



Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO

Neste item, são apresentadas as etapas realizadas em laboratório, que compreenderam os ensaios de caracterização, envolvendo granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de Atterberg e massa específica real dos grãos. Ainda, os procedimentos utilizados para classificar os materiais quanto à metodologia MCT, classificação do SUCS e do TRB.

#### 3.3.1 Ensaios de caracterização

Para caracterizar os solos foram realizados os seguintes ensaios:

- Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, com e sem defloculante;
- Limites de Atterberg;
- Massa específica real dos grãos.

O preparo das amostras para os ensaios de caracterização e compactação seguiu as recomendações da norma da ABNT NBR 6457/2016 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Para cada solo, foram realizadas três repetições do mesmo ensaio, a fim de obter os resultados médios, buscando uma maior precisão.

Após preparo das amostras, os materiais foram classificados granulometricamente, conforme as dimensões dos seus grãos, seguindo os preceitos da ABNT NBR 6502/1995 – Rochas e solos. Na sequência, realizaram-se as análises granulométricas para obtenção das diferentes percentagens de ocorrência de cada fração de solo. Para isso, foram obedecidos os preceitos da ABNT NBR 7181/2016 – Solo – Análise granulométrica, sendo o ensaio realizado por peneiramento e sedimento, utilizando defloculante (hexametáfosfato de sódio) e na também na condição sem defloculante, empregando a água em substituição ao produto químico.

Para determinação da massa específica real dos grãos foi empregado o picnômetro, de acordo com os procedimentos descritos na norma ABNT NBR 6508/1984 – Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica.

Os limites de Atterberg foram obtidos seguindo os procedimentos descritos na ABNT NBR 6459/2016 – Solos – Determinação do limite de liquidez, e pela norma ABNT NBR 7180/2016 – Solos – Determinação do limite de plasticidade.

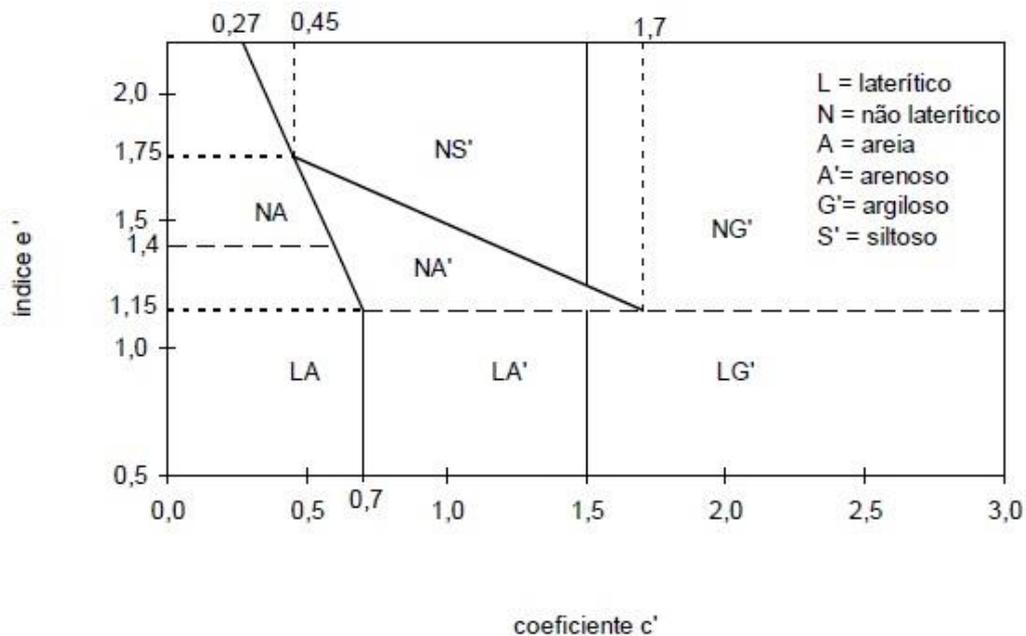
### **3.3.2 Classificação dos solos**

As classificações SUCS e TRB são baseadas nas características plásticas e na granulometria dos materiais. Com base nos resultados da granulometria e dos limites de Atterberg, torna-se possível realizar as classificações geotécnicas dos solos quanto a essas metodologias. Essas duas classificações tradicionais foram desenvolvidas para solos originários de clima temperado. Dessa forma, a partir dessas metodologias podem-se obter resultados que não reproduzem o desempenho real de alguns materiais. Para tanto, realizou-se a classificação para solos tropicais. Com a metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) torna-se possível classificar o comportamento do solo para comprovar ou não o seu comportamento laterítico. Tal classificação baseia-se em propriedades obtidas em corpos de prova cilíndricos compactados em equipamento miniatura, conforme a norma do DNER-CLA 259/1996 – Classificação de solos tropicais com finalidade rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura. As normativas rodoviárias que regem o procedimento de classificação de solo MCT são DNER-ME 256/1994 – Solos compactados com equipamento Miniatura –

Determinação da perda de massa por imersão e DNER-ME 258/1994 – Solos compactados em equipamento Miniatura – Mini-MCV.

A partir dos procedimentos descritos nas normas citadas anteriormente, torna-se possível obter os índices  $c'$  e  $d'$  que são dados pela inclinação das curvas de deformabilidade e pelo coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação a 12 golpes, respectivamente. Com o valor de  $d'$  é possível determinar o índice  $e'$ , para posteriormente, identificar a classificação do solo a partir do ábaco apresentado na Figura 16 (DNER,1994).

Figura 16 – Ábaco para classificação MCT.



Fonte: (DNER, 1994).

### 3.4 EXECUÇÃO DAS ESTACAS

#### 3.4.1 Execução das estacas escavadas

Nessa pesquisa foram executadas dezessete (17) estacas com diâmetro nominal de 0,30 m, sendo oito (8) estacas de reação, com comprimento de 6,00 m e nove (9) estacas testes com 3,00 m de comprimento, ensaiadas à compressão. O espaçamento entre eixos das estacas foi fixado em 1,50 m, conforme recomendação da norma ABNT NBR 12131/2006 – Estacas – Prova de carga estática – Método de

ensaio. Na Figura 17 apresenta-se a localização da área onde foram executadas as estacas.

Figura 17 – Localização da área dos ensaios.



Fonte: (AUTOR, adaptado de GOOGLE EARTH, 2020).

Para a escavação das estacas foi utilizado um caminhão com sistema de trado helicoidal conectado a um redutor hidráulico acoplado ao guindaste, conforme se pode observar na Figura 18. As estacas de reação foram armadas com seis (6) barras de aço CA-50, diâmetro nominal de 10 mm e 6,00 m de comprimento, cintadas por estribos horizontais circulares de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 0,20 m. Sua função é resistir a esforços de tração provocados pelo sistema de reação. A armadura de espera dos blocos sobre as estacas de reação foi executada com quatro (4) barras de aço CA-50 com 20 mm de diâmetro e 3,00 m de comprimento cada, sendo 1,20 a 1,40 m ancoradas nas estacas. Os blocos de concreto armado (prolongamento das estacas) possuem dimensões 0,30 x 0,30 m, com alturas variando entre 0,60 e 0,80 m, conforme a necessidade para nivelamento do sistema de reação.

Figura 18 – (a) Equipamento posicionado; (b) Execução da perfuração das estacas.



Fonte: (AUTOR, 2019).

As estacas de compressão foram armadas com seis (6) barras de aço CA-50, diâmetro nominal de 10 mm e 3,30 m de comprimento, cintadas por estribos horizontais retangulares de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 0,20 m. Sobre as estacas executaram-se blocos de coroamento com dimensões de 0,40 x 0,40 x 0,40 m, utilizando armadura do tipo gaiola, composta de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro, dimensões 0,30 x 0,30 m e espaçamento entre barras de aproximadamente 7,5 cm. A armadura da estaca foi embutida dentro do bloco em 0,30 m, sendo executada sua amarração com a armadura tipo gaiola dos blocos.

Após a escavação procedeu-se a inserção das armaduras para as estacas de reação e estacas teste. As armaduras das estacas de reação foram instaladas com auxílio do guindaste e a armadura das estacas testes foi instalada manualmente (Figura 19). Para a confecção das estacas, blocos e pilares utilizou-se concreto usinado com  $f_{ck}$  20 MPa (28 dias). A concretagem foi executada em duas etapas, sendo a primeira etapa para as estacas de reação e pilares, e a segunda etapa para as estacas de compressão e os blocos de coroamento. Em ambas as concretagens

foram realizados ensaios de abatimento do concreto bem como moldados corpos de prova cilíndricos, com dimensões 0,10 x 0,20 m para posterior ensaio à compressão. A metodologia utilizada seguiu o determinado pela ABNT NBR 5738/2016 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Foram moldados dois corpos de prova para as estacas de reação e cinco para as estacas de compressão, sendo três rompidos no laboratório da empresa concreteira e quatro no laboratório da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (UNIJUÍ). Os laudos dos ensaios dos corpos de prova estão no Anexo A.

Figura 19 – (a) Instalação da armadura da estaca de reação; (b) Armadura da estaca teste.

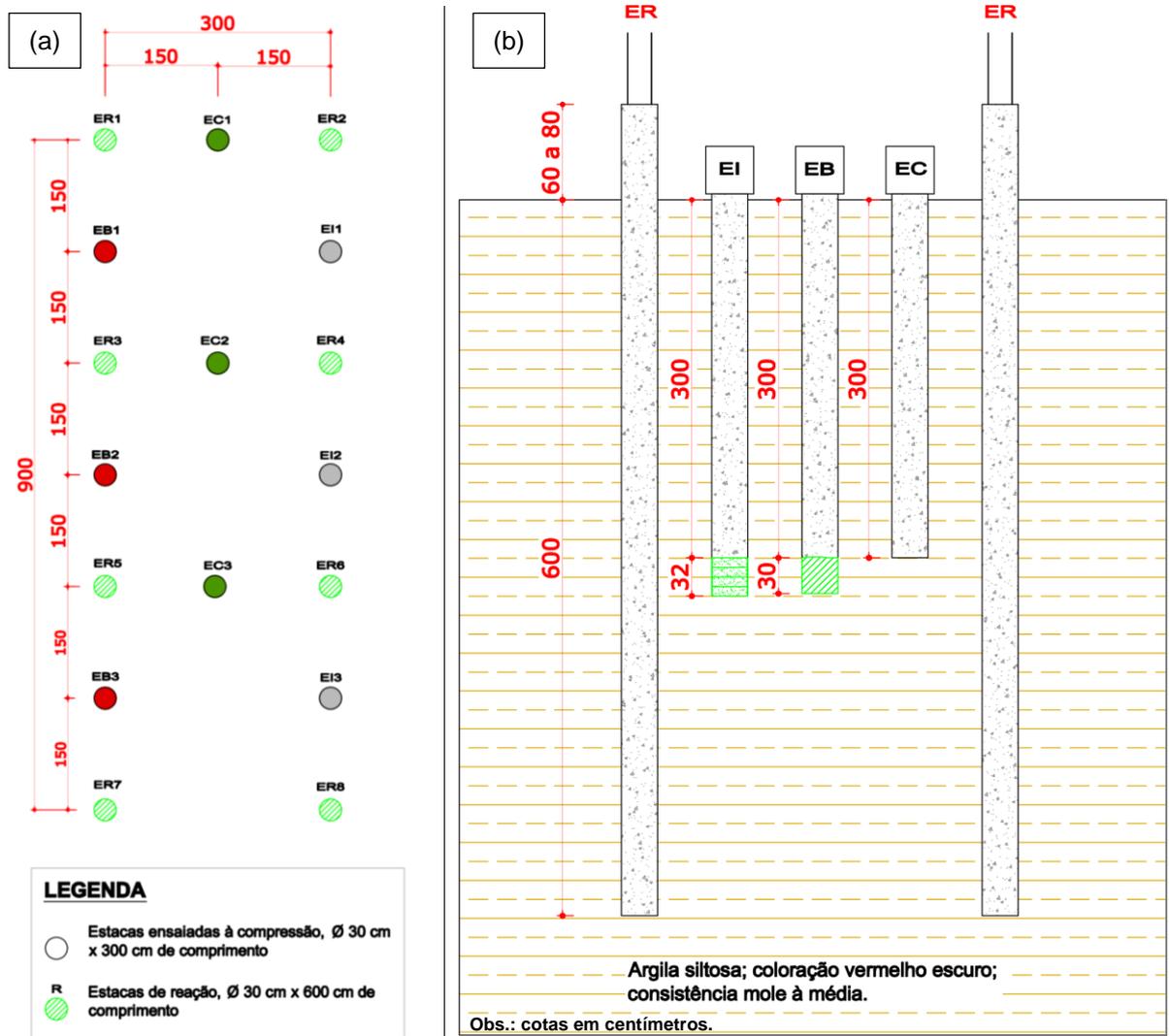


Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.4.2 Tipologia das estacas utilizadas na pesquisa

As nove (9) estacas testes ensaiadas possuem três (3) características construtivas diferentes e sua representação em planta bem como seu perfil longitudinal são apresentados na Figura 20.

Figura 20 – (a) Distribuição das estacas em planta; (b) Perfil longitudinal das estacas de compressão e de reação.

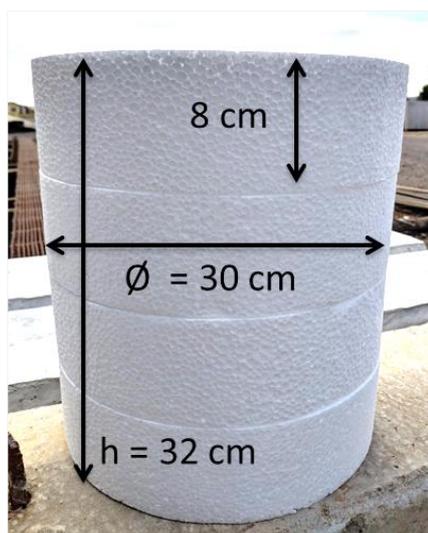


Fonte: (AUTOR, 2019).

Três (3) estacas foram concretadas conforme prática usual, possuindo resistência por atrito lateral e ponta. Tais estacas foram identificadas pela palavra “convencional” e pela sigla (EC).

Outras três (3) estacas foram caracterizadas como estacas flutuantes, possuindo somente resistência por atrito lateral. Para tal, depois da escavação, introduziram-se quatro (4) discos de poliestireno expandido no fundo da perfuração, para posterior dissolução. Os discos possuem diâmetro de 0,30 m e espessura de 0,08 m cada, totalizando 0,32 m de altura (Figura 21).

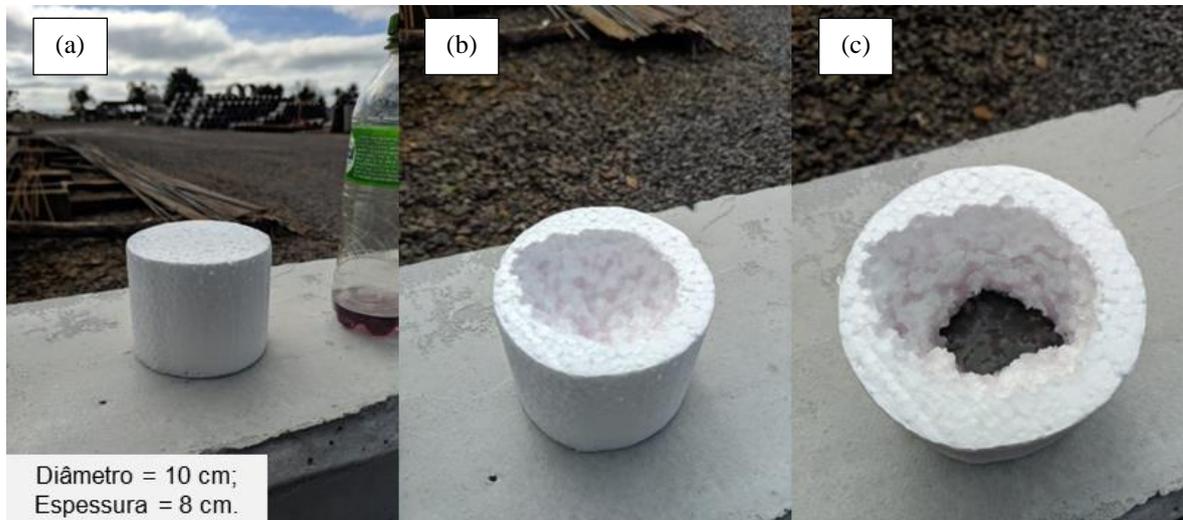
Figura 21 – Discos de poliestireno expandido das estacas flutuantes.



Fonte: (AUTOR, 2019).

Para o teste de dissolução do poliestireno expandido foi utilizado um disco com diâmetro de 0,10 m e espessura de 0,08 m, com a mesma composição dos discos de 0,30 m. Foram utilizados diversos produtos químicos com o intuito de escolha daquele que obtivesse o melhor desempenho com o uso da menor quantidade de produto e, principalmente, a maior eficiência. Nos testes utilizaram-se querosene, acetona, thinner, gasolina comum (coloração amarela) e gasolina de alta octanagem (coloração roxa), conforme apresentado na Figura 22. O produto responsável pelo melhor desempenho na dissolução foi a gasolina de alta octanagem (gasolina *podium*), a qual foi utilizada nos ensaios. Essas estacas foram identificadas pela palavra “Isopor®” e pela sigla (EI). Para a sua execução, foram ancorados nas armaduras das estacas teste dois tubos de PVC (Policloreto de Vinila) com diâmetro de 20 mm e comprimento de 3,70 m, com suas pontas inseridas no primeiro disco de poliestireno expandido. Os discos foram condicionados em uma forma circular plástica e instalados antes da execução da concretagem, sendo previamente travados com pedaços de malha POP Q92 4.2 mm, 0,15 x 0,15 m, objetivando manter a integridade do conjunto durante o seu posicionamento e o lançamento do concreto. Após a concretagem, inseriu-se a gasolina *podium* pela extensão dos tubos de PVC, com o auxílio de funil plástico, dissolvendo o poliestireno expandido de forma que a estaca não mais obtivesse suporte em sua ponta, apresentando apenas resistência por atrito lateral.

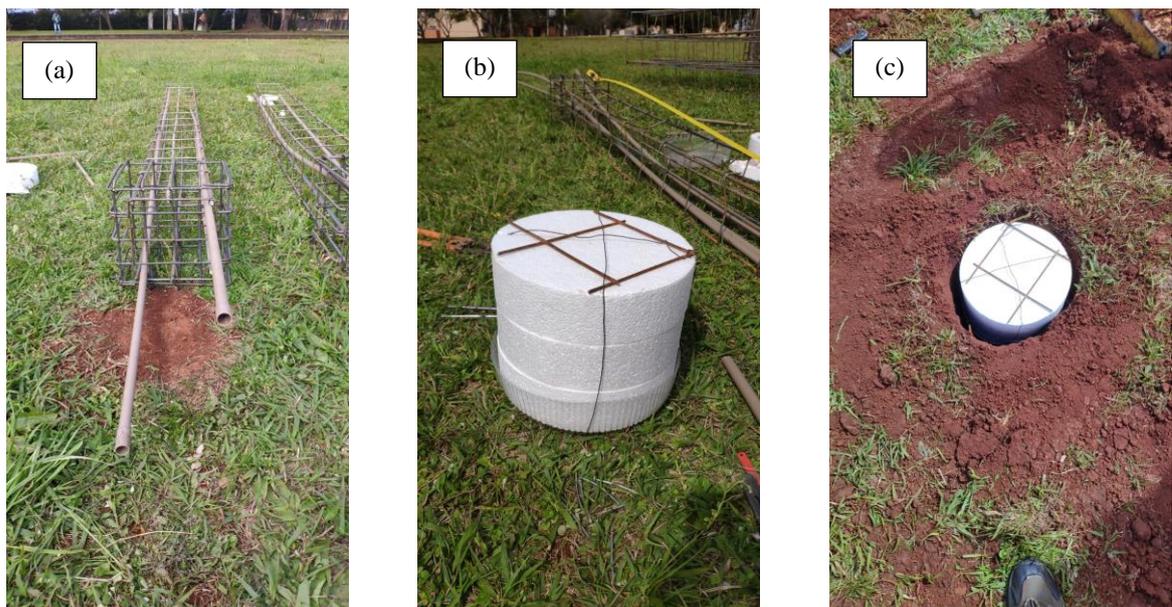
Figura 22 – (a) Bloco de poliestireno expandido antes do teste; (b) Solubilidade do bloco em contato com gasolina de alta octanagem; (c) Área do bloco dissolvida.



Fonte: (AUTOR, 2019).

Na Figura 23 é apresentado o sistema utilizado nos ensaios, antes do lançamento de concreto.

Figura 23 – (a) Ancoragem dos tubos de PVC na armadura; (b) Discos de poliestireno expandido condicionados em forma plástica e amarrados com arame recozido; (c) Inserção na base do furo escavado.



Fonte: (AUTOR, 2019).

Ainda, executaram-se três (3) estacas com a ponta melhorada através da inclusão de camada de pedra britada nº 1 compactada no fundo da perfuração, com 0,30 m de altura totalizando 0,02 m<sup>3</sup>, sendo a mesma compactada com soquete mecânico, como apresentado na Figura 24. Objetivou-se a obtenção de um incremento de resistência de ponta da estaca. Essas estacas reforçadas foram identificadas pela palavra “brita” e pela sigla (EB).

Figura 24 – (a) Soquete mecânico executado com chapas metálicas soldadas em trado helicoidal; (b) Soquete preparado para compactação da camada de brita.



Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.5 PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

#### 3.5.1 Viga metálica utilizada no sistema de reação

Para a realização da prova de carga nas estacas escavadas com 30 cm de diâmetro e 3,00 m de comprimento, foi utilizado um sistema de reação que permitiu aplicar as cargas de compressão. Esse sistema constituiu-se de duas estacas de

reação com 30 cm de diâmetro e 6,00 m de comprimento, localizadas entre a estaca a ser ensaiada, porém, no mesmo alinhamento e unidas por uma viga metálica de reação formada por dois perfis metálicos na forma “I” sobrepostos. Foram utilizados perfis estruturais em aço ASTM A 572 Grau 50, tensão de escoamento 3,45 tf/cm<sup>2</sup> do tipo “I”, laminados, bitola W 250 x 44,8, com 266 mm de altura e 148 mm de largura da aba, representados na Figura 25.

Figura 25 – (a) Execução da solda no perfil “I” metálico; (b) Reforço estrutural na união das peças.



Fonte: (AUTOR, 2019).

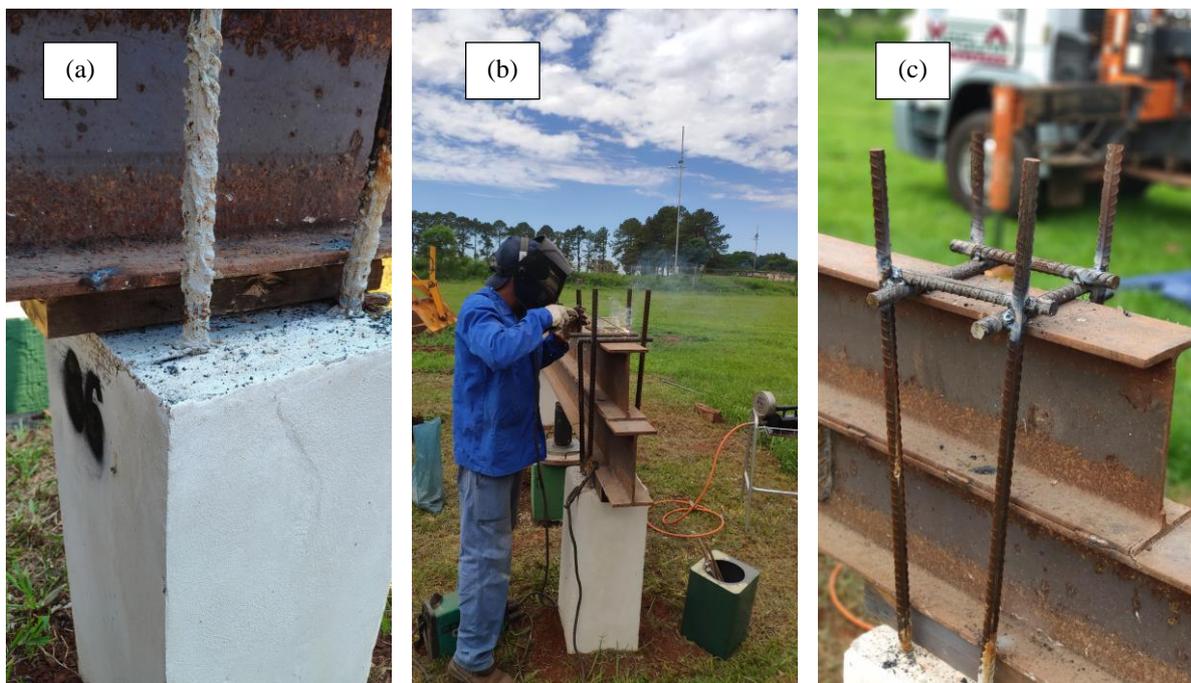
O perfil superior é composto por duas peças com aproximadamente 1,89 m cada, unidas com solda do tipo MIG, além de reforço central executado com chapa metálica de espessura ½” soldada no ponto de união entre os perfis. O perfil inferior é composto por três peças com aproximadamente 1,31 m cada, unidas por solda do tipo MIG. O conjunto possui comprimento total de 3,78 m (superior) e 3,93 m (inferior).

### 3.5.2 Travamento da viga metálica nas estacas de reação

Conforme descrito anteriormente, as armaduras de tração foram executadas de forma que se prolonguem acima do nível do bloco, devidamente ancoradas na armadura das estacas e niveladas de maneira que não influenciem nos resultados dos ensaios. A viga metálica foi travada nas barras da armadura de tração das estacas de reação através de soldagem por arco elétrico. Para tanto, foi utilizada uma barra de aço CA-50 com diâmetro nominal de 20 mm, cortada em pedaços.

Os espaços existentes entre a viga metálica e o bloco de concreto foram preenchidos com pedaços de madeira de espessuras variadas, de acordo com a necessidade de nivelamento do sistema. Com a utilização dos apoios de madeira foi possível movimentar a viga entre as estacas de reação, sem necessidade de corte do sistema de travamento, apenas removendo o apoio inferior e deslocando a viga com o auxílio de guindaste veicular, como se pode observar na Figura 26.

Figura 26 – (a) Apoio de madeira para nivelamento e posterior deslocamento da viga de reação; (b) Solda dos pedaços de vergalhão para travamento dos perfis metálicos nas barras de ancoragem dos pilares; (c) Serviço finalizado.

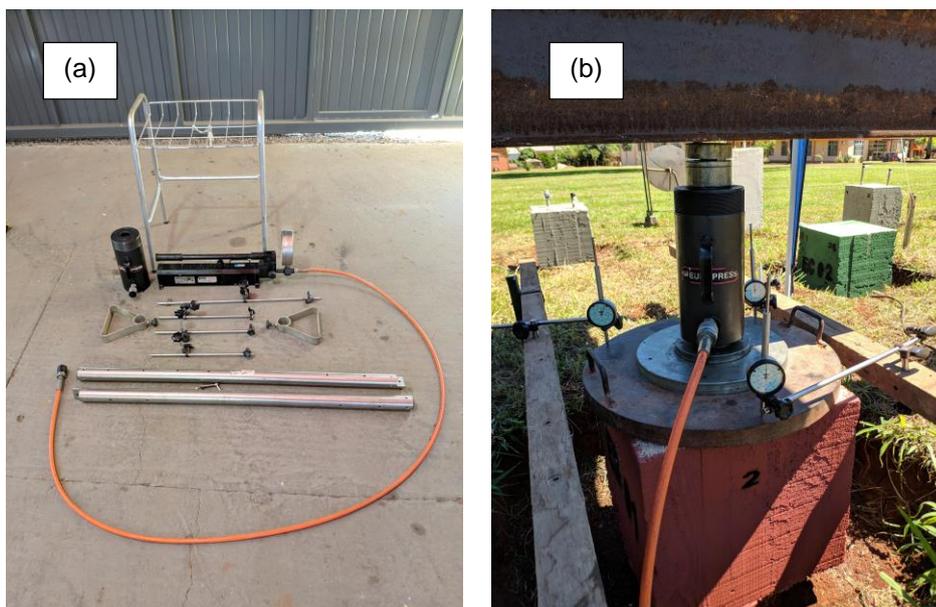


Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.5.3 Equipamentos utilizados para a realização dos ensaios

Os principais equipamentos utilizados para a realização do ensaio de prova de carga são patrimônio do LMCC/UFSM. Para o sistema de transmissão de carga foi utilizado o conjunto de equipamentos composto por macaco hidráulico com capacidade para 500 kN marca Europress; bomba hidráulica com manômetro, capacidade de até 700 MPa da marca Wille Geotechnik®; conjunto de apoios metálicos cilíndricos e placa metálica para apoio dos defletômetros com diâmetro de 50 cm. Para o sistema de leitura (deslocamentos) utilizaram-se três defletômetros da marca Insize, analógicos, de base magnética, com precisão de  $10^{-3}$  mm e curso de 50 mm, que foram instalados em três pontos na face superior da placa, com disposição triangular, conforme exposto na Figura 27. Para sustentação dos defletômetros foram utilizadas vigas de referência de madeira de cedro de 245 cm de comprimento, 5 cm de altura e 6 cm de largura, instaladas transversalmente à viga de reação e fixadas com parafusos em suportes soldados nos perfis metálicos do tipo cantoneira, ancorados no solo. Optou-se pela utilização de vigas de madeira para minimizar os efeitos da dilatação térmica, pois os ensaios foram realizados no mês de dezembro de 2019.

Figura 27 – (a) Macaco hidráulico, bomba com manômetro e acessórios; (b) Sistema montado com três defletômetros, vigas de referência de madeira, macaco hidráulico e chapas de aço.



Fonte: (AUTOR, 2019).

### 3.5.4 Execução da prova de carga estática

O ensaio de prova de carga foi executado de acordo com as recomendações descritas na norma NBR 12131/2006 – Estacas – Provas de carga estática – Métodos de ensaio, sendo utilizada a metodologia convencional ou prova de carga de carregamento lento (SML).

Inicialmente posicionou-se a viga metálica entre as estacas de reação, sobre a estaca a ser ensaiada e executou-se o processo de travamento. Após, montou-se uma tenda com lona de proteção sobre os componentes, posicionando-se sobre o bloco da estaca o conjunto de equipamentos para a transmissão de cargas composto pela placa de apoio devidamente nivelada e o macaco hidráulico com seus acessórios. Na sequência instalaram-se as vigas de referência e o sistema de leitura.

Com todo o sistema instalado e nivelado, iniciava-se o ensaio, com incrementos de carga. Imediatamente após a aplicação da carga foi efetuada a leitura inicial nos três defletômetros, seguindo-se de leituras decorridos 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos contados a partir do início do estágio e, quando necessário, aos 45 e 60 minutos. Na maioria das estacas ensaiadas, para os estágios iniciais de carregamento ocorreu uma estabilização rápida dos deslocamentos, sendo suficiente um intervalo de 30 minutos.

De acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006), a estabilização dos deslocamentos é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas não ultrapassar 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual). Na fase de descarregamento cada estágio foi mantido até a estabilização dos recalques e até o tempo máximo de 15 minutos. Na sequência, efetuou-se a retirada da carga conferindo a leitura inicial e, posteriormente, as leituras dos defletômetros em 1, 2, 4, 8 e 15 minutos.

Na Figura 28 pode-se visualizar a preparação dos equipamentos para a realização dos ensaios.

Figura 28 – (a) (b) (c) Preparação para execução dos ensaios.



Fonte: (AUTOR, 2019).



## 4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos após a realização dos ensaios descritos no Capítulo 3 bem como a sua análise e discussão no intuito de cumprir os objetivos estabelecidos.

### 4.1 SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO

Os três ensaios de simples reconhecimento (SPT) localizados na área em estudo foram executados em julho de 2019 e utilizaram-se os seus resultados na previsão da capacidade de carga a partir dos métodos semi-empíricos. Ainda, dados de outro ensaio executado em 2018 no campus da Universidade de Cruz Alta complementaram a caracterização geotécnica do local.

No intuito de contribuir com o trabalho, compilaram-se dados de outros 41 ensaios de simples reconhecimento (SPT) executados na cidade de Cruz Alta/RS, entre os anos de 2013 e 2020. Para a elaboração da planilha foram lançados os dados da localização geográfica, a profundidade máxima atingida (limitada até 15,00 m), a posição do nível de água (caso encontrado) e o  $N_{SPT}$  metro a metro dos 45 ensaios, como pode ser observado na Tabela 9.

O índice de resistência à penetração do solo ( $N_{SPT}$ ) médio dos 45 ensaios é de 4,5 até 3,00 metros de profundidade, e de 6 entre 4,00 e 6,00 metros, valores semelhantes aos encontrados nos ensaios executados na área de estudo. Na Figura 29 pode-se avaliar o gráfico que apresenta a variação de  $N_{SPT}$  com a profundidade, onde a linha de tendência exibe a equação de variação em função da profundidade. O valor de  $R^2=0,27$  mostra que apesar dos baixos valores de resistência obtidos, não é possível adotar uma equação para descrever a resistência do solo. As linhas vermelhas apresentam os intervalos de valores julgados mínimos e máximos para a região.

De posse dos dados, foram gerados mapas utilizando o Sistema de Coordenadas UTM: DATUM SIRGAS 2000 – Fuso 22S. Na Figura 30 pode-se observar o mapa de localização dos 45 pontos e sua inserção na mancha urbana da cidade, além da drenagem e principais sistemas viários que interceptam o município.

Tabela 9 – Dados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) executadas na cidade de Cruz Alta/RS.

(continua)

SPT	LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA		PROF. MÁX (m)	PROFUNDIDADES (m) / N <sub>SPT</sub>															NA
	LATITUDE (S)	LONGITUDE (W)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
SP.01	28°34'05.1"	53°37'28.6"	30,45	6	2	5	5	5	8	7	9	10	10	10	12	15	13	10	15,50
SP.02	28°34'06.9"	53°37'27.7"	6,45	7	3	4	4	9	4										NÃO
SP.03	28°34'06.6"	53°37'27.6"	6,45	6	5	5	4	7	6										NÃO
SP.04	28°34'06.8"	53°37'27.8"	6,45	5	5	6	5	3	8										NÃO
SP.05	28°40'20.6"	53°35'38.8"	10,45	7	4	4	7	6	16	8	11	10	5						NÃO
SP.06	28°37'39.3"	53°37'32.0"	11,45	5	4	6	6	7	6	11	13	12	6	10					NÃO
SP.07	28°38'26.1"	53°36'29.7"	12,50	0	1	5	3	6	4	3	8	10	14	10	10				1,50
SP.08	28°38'31.9"	53°36'28.6"	20,00	3	2	4	7	8	10	10	9	11	9	9	11	9	10	11	4,50
SP.09	28°38'22.6"	53°35'56.1"	11,50	0	9	7	7	6	14	12	33	15	33	50					1,00
SP.10	28°37'53.8"	53°36'26.5"	20,45	4	5	6	4	6	6	4	5	6	5	4	5	5	4	10	11,45
SP.11	28°38'43.5"	53°36'19.7	10,45	4	5	6	7	10	13	11	11	8	8						NÃO
SP.12	28°38'42.9"	53°35'55.6"	10,45	3	2	2	6	13	7	5	6	6	9						5,45
SP.13	28°38'44.9"	53°35'54.2"	10,45	1	3	5	7	6	9	6	8	10	15						NÃO
SP.14	28°38'56.6"	53°34'40.5"	20,45	4	4	4	4	5	6	6	10	13	13	16	10	10	15	16	14,50
SP.15	28°38'47.6"	53°34'03.9"	20,45	5	3	5	5	13	9	12	13	10	7	7	12	8	10	19	12,50
SP.16	28°37'46.5"	53°35'26.8"	9,45	4	5	8	12	15	12	15	19	25							6,50
SP.17	28°40'58.3"	53°36'48.2"	12,45	4	4	4	4	5	6	8	9	6	10	15	13				10,50
SP.18	28°37'46.2"	53°34'54.2"	6,45	9	14	6	14	8	6										4,45
SP.19	28°38'41.7"	53°36'06.6"	10,45	3	2	3	5	7	6	8	8	8	14	11	8	13	14		4,45
SP.20	28°38'42.8"	53°35'50.2"	12,00	6	6	5	7	8	9	7	7	6	9	19	23	8	7	15	10,50
SP.21	28°38'46.2"	53°35'15.2"	26,45	2	3	4	3	3	11	8	14	7	12	11	9	11	11	11	11,45
SP.22	28°38'48.4"	53°35'16.7"	12,45	5	5	6	4	5	7	11	13	14	11	13	12				NÃO
SP.23	28°38'52.8"	53°35'18.1"	10,45	4	4	5	5	9	7	7	7	7	7						6,45
SP.24	28°38'10.8"	53°34'43.6"	13,50	0	4	3	2	4	4	3	10	8	8	6	10	11	16		NÃO

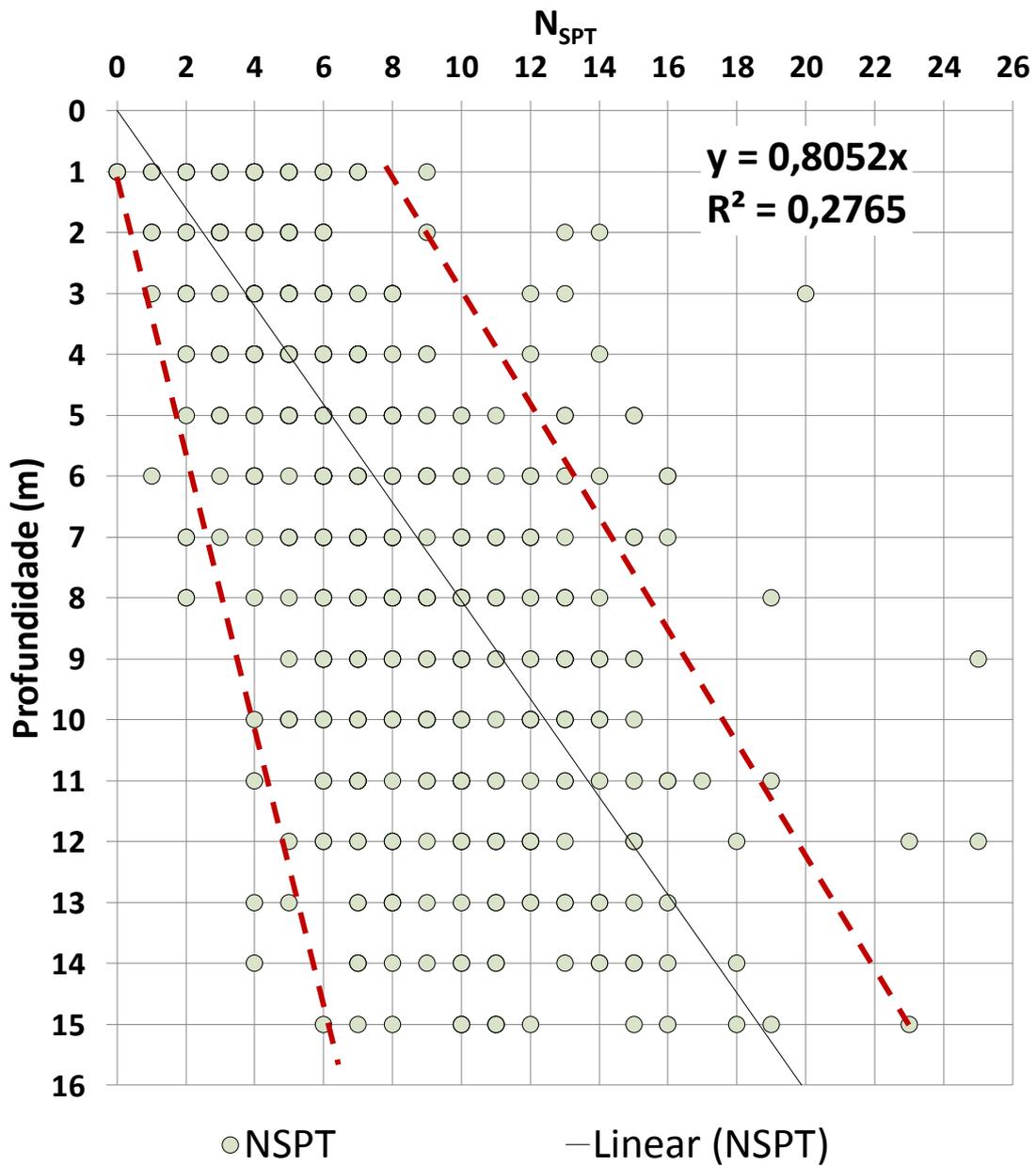
Tabela 9 – Dados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) executadas na cidade de Cruz Alta/RS.

(conclusão)

SPT	LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA		PROF. MÁX (m)	PROFUNDIDADES (m) / N <sub>SPT</sub>															NA
	LATITUDE (S)	LONGITUDE (W)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
SP.25	28°38'01.5"	53°34'52.7"	30,50	7	4	8	2	2	1	2	2	9	6	6	6	7	7	7	10,00
SP.26	28°38'12.0"	53°36'09.8"	10,45	4	3	5	8	7	9	10	10	13	14						NÃO
SP.27	28°38'45.3"	53°36'39.3"	12,45	1	1	1	3	6	7	5	9	7	10	14	15				NÃO
SP.28	28°39'40.8"	53°36'23.7"	10,45	4	4	2	4	5	6	6	6	14	12						NÃO
SP.29	28°38'30.9"	53°36'19.7"	27,30	5	4	5	5	15	16	16	9	10	9	9	8	8	7	11	7,50
SP.30	28°38'28.7"	53°36'00.0"	13,30	4	3	6	9	11	10	13	6	14	8	17	25	50			3,45
SP.31	28°38'26.0"	53°35'58.6"	10,45	2	3	5	4	8	12	15	23	35	50						1,00
SP.32	28°39'01.6"	53°35'01.5"	10,45	0	1	2	4	4	5	8	10	13	8						1,00
SP.33	28°37'50.9"	53°35'11.6"	20,45	4	6	8	3	3	4	2	2	7	8	6	6	7	9	6	12,00
SP.34	28°39'14.8"	53°38'19.3"	4,70	2	6	22	50												1,50
SP.35	28°38'40.0"	53°36'10.8"	12,00	2	4	13	9	8	8	12	9	9	12	12	18	12	16	18	1,00
SP.36	28°38'34.1"	53°36'13.6"	14,50	6	5	12	6	6	7	5	4	7	7	7	7	11	15		3,50
SP.37	28°38'35.4"	53°36'52.3"	17,50	2	5	5	7	6	7	6	8	9	4	8	11	12	18	23	10,00
SP.38	28°38'29.0"	53°36'19.6"	22,45	2	4	8	7	10	10	8	10	11	9	10	12	14	14	12	7,50
SP.39	28°38'07.5"	53°36'29.9"	12,45	1	3	3	4	8	4	7	7	12	12	13	7				11,45
SP.40	28°38'21.9"	53°37'37.4"	5,30	4	3	13	20	50											2,40
SP.41	28°38'52.3"	53°36'26.1"	12,45	6	5	4	5	4	6	7	8	5	5						8,45
SP.42	28°39'02.2"	53°36'08.9"	10,45	7	6	5	2	5	9	7	12	8	13						NÃO
SP.43	28°40'01.6"	53°36'52.9"	15,45	3	4	5	6	5	6	9	11	15	13	7	10	13	11	10	NÃO
SP.44	28°39'13.2"	53°35'07.5"	13,45	4	6	7	6	8	7	10	12	13	12	16	15	14			11,00
SP.45	28°38'25.26"	53°36'8.76"	15,45	5	6	8	8	8	6	6	8	13	7	7	8	8	8	8	7,50

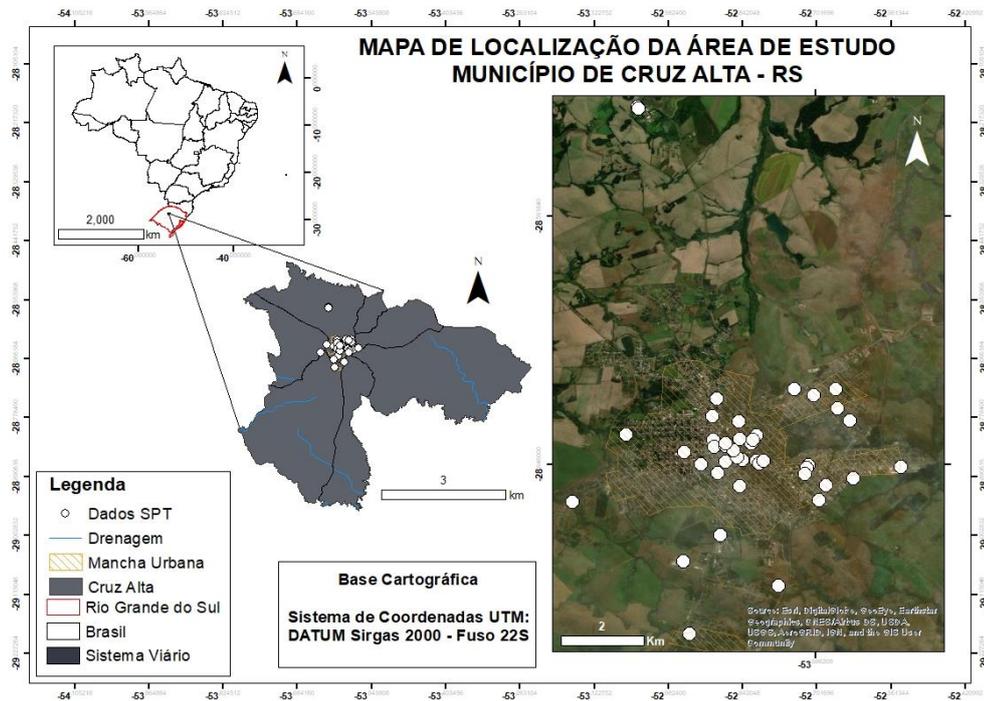
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 29 – Gráfico de profundidade *versus* índice de resistência à penetração do solo (NSPT).



Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 30 – Mapa de localização da área de estudo.

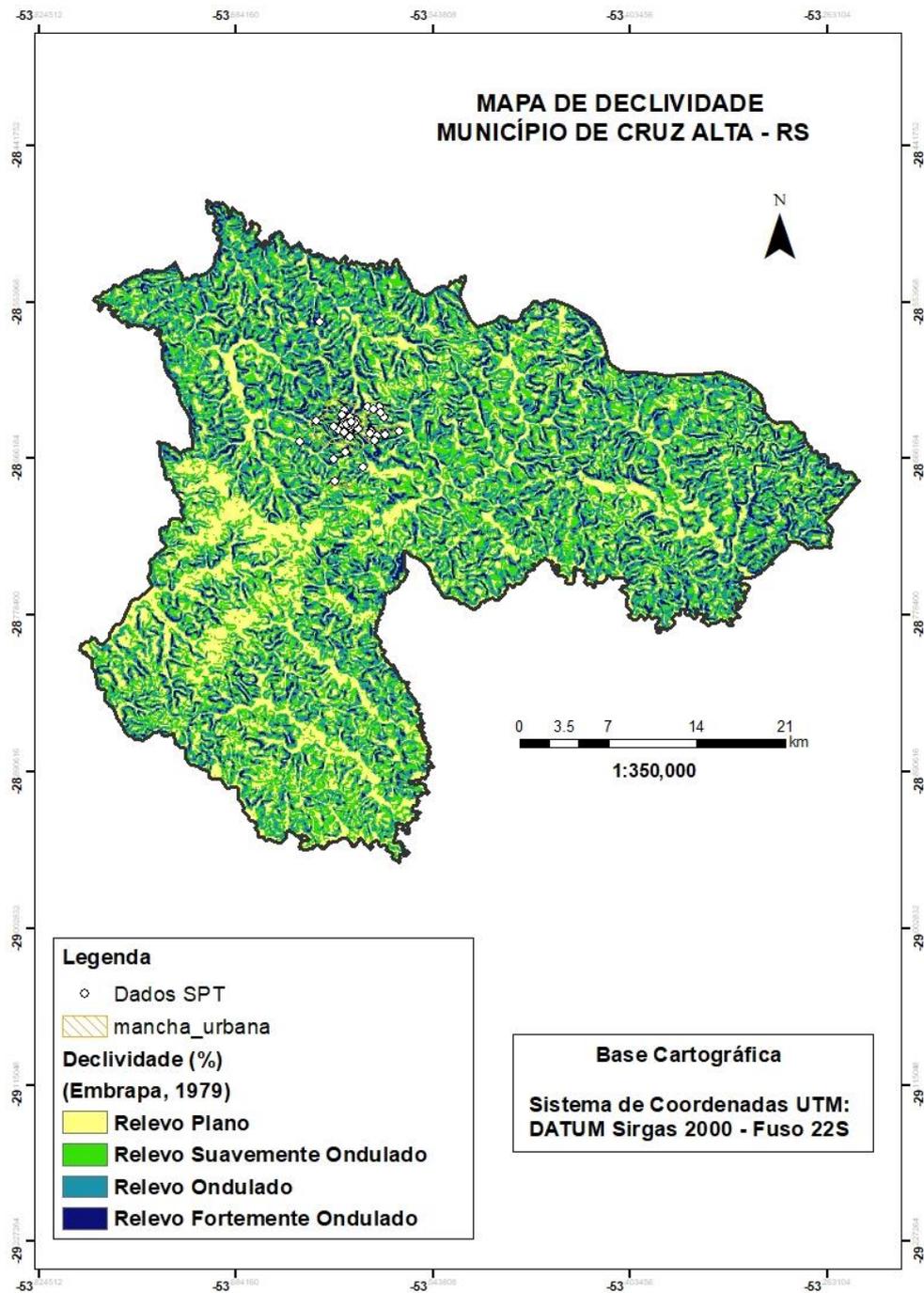


Fonte: (AUTOR, 2020).

O mapa de declividade do município está representado na Figura 31, onde fica caracterizado o relevo como plano a suavemente ondulado. No mapa tridimensional de elevações podem-se perceber os pontos de amostragem e os locais onde foi encontrado o nível de água, inseridos nas curvas de nível da região (Figura 32). No mapa digital de elevação (MDE) percebe-se que a grande maioria dos pontos está localizada em regiões com variação de elevação entre 430 e 490 m (Figura 33).

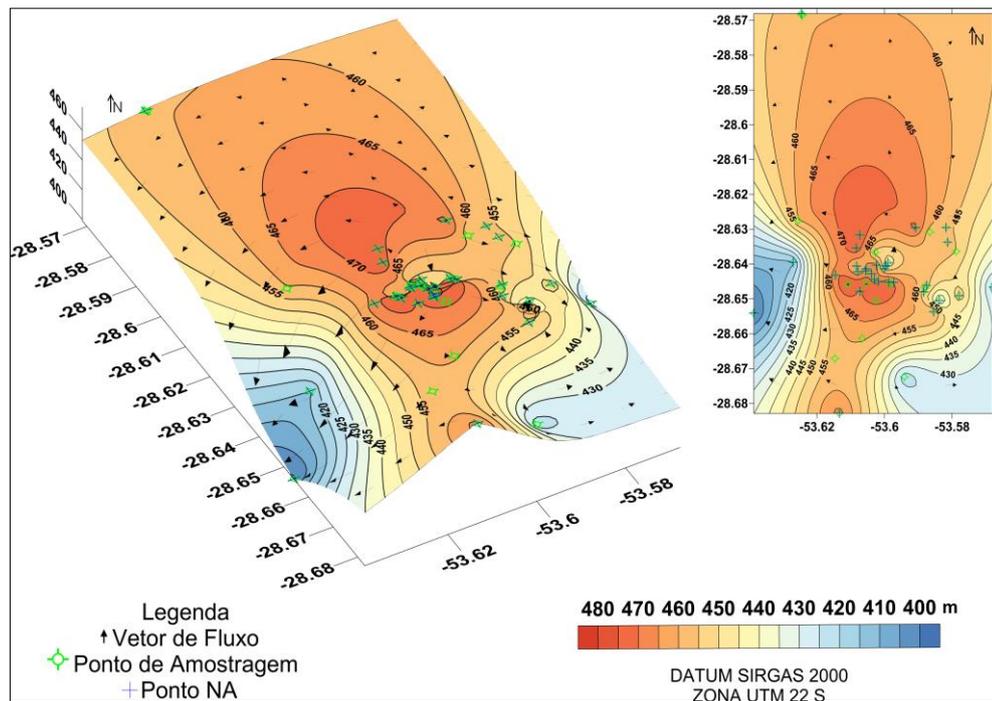
Os pontos também foram inseridos no mapa pedológico e geológico da região, sendo o solo caracterizado como Latossolo Vermelho Aluminoférrico Húmico e a quase totalidade dos ensaios foram executados em solo da Formação Serra Geral, Fácies Gramado (Figuras 34 e 35).

Figura 31 – Mapa de declividade do município de Cruz Alta/RS.



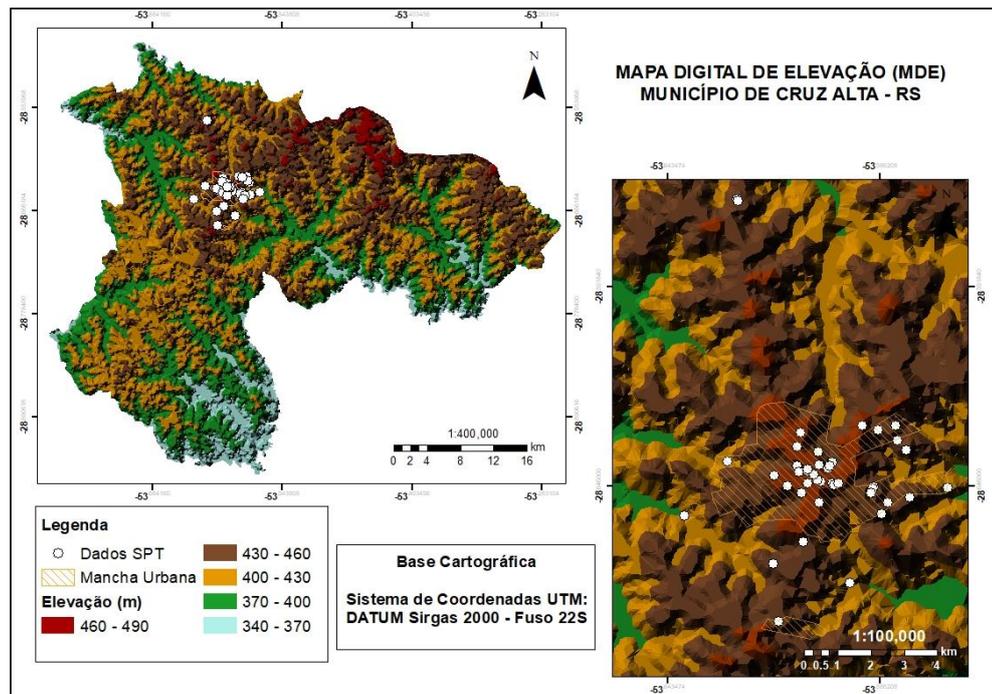
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 32 – Mapa tridimensional de elevação.



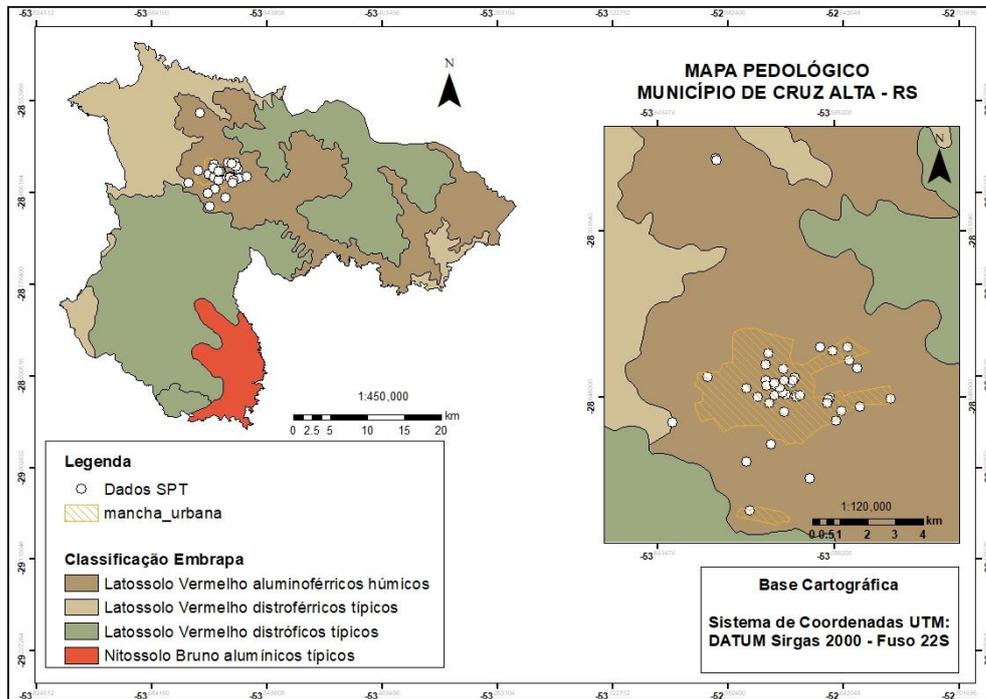
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 33 – Mapa digital de elevação (MDE) do município de Cruz Alta/RS.



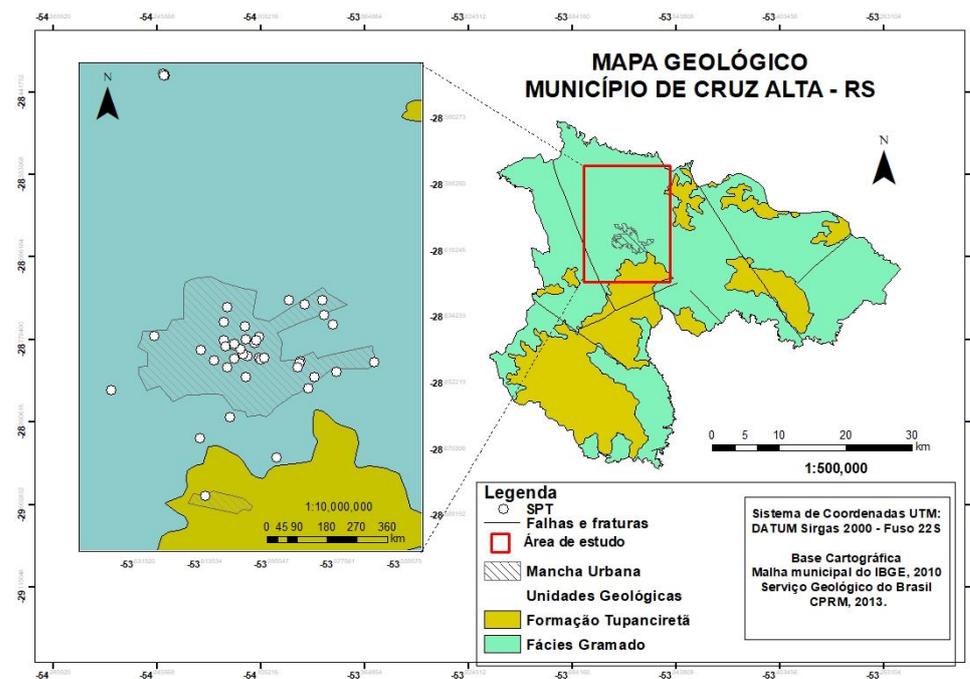
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 34 – Mapa pedológico do município de Cruz Alta/RS.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 35 – Mapa geológico do município de Cruz Alta/RS.



Fonte: (AUTOR, 2020).

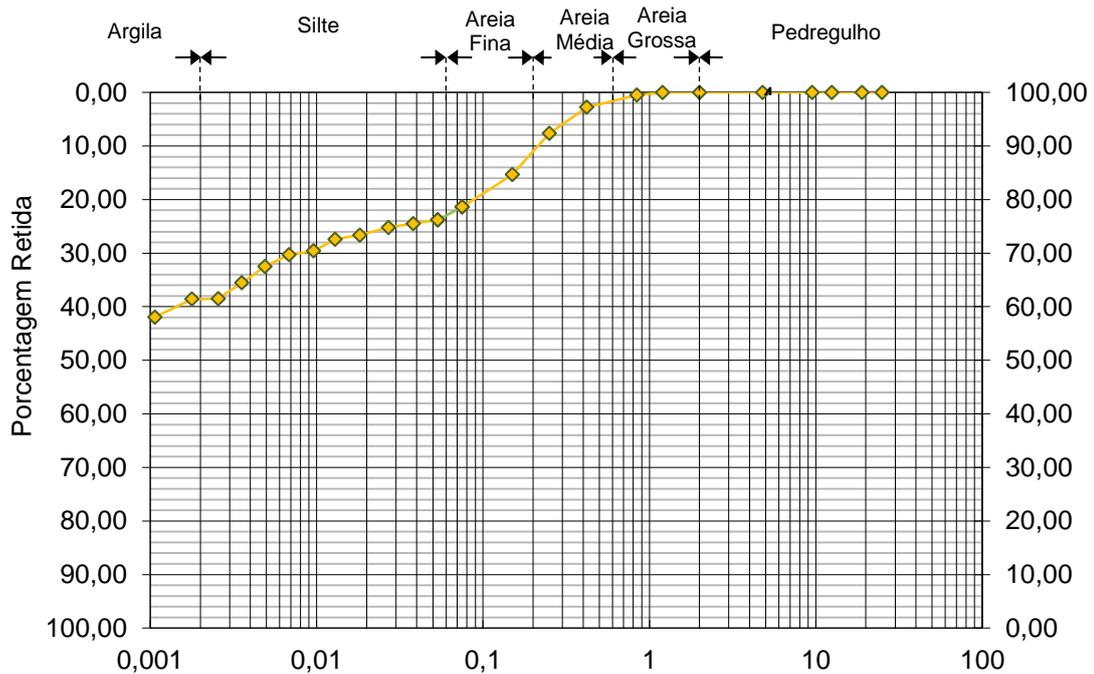
## 4.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Neste item apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica.

### 4.2.1 Ensaios de caracterização

A Figura 36 demonstra a curva granulométrica proveniente do ensaio realizado a 2 m de profundidade, com a utilização de defloculante.

Figura 36 – Curva granulométrica de uma amostra coletada a 2 m de profundidade.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Já a Tabela 10 apresenta os resultados das frações granulométricas. Conforme apresentado, a fração fina (argila e silte) apresenta uma porcentagem superior a 75%, sendo composta por 62% de argila, 15% de silte, 11% de areia fina e 1% de areia grossa.

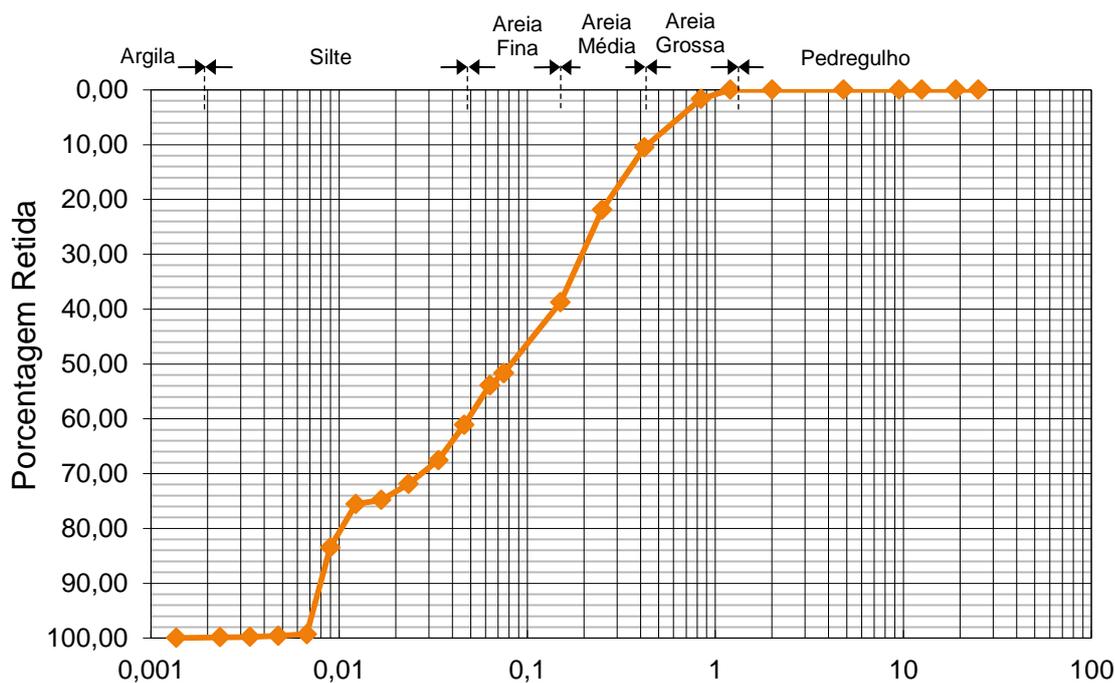
Tabela 10 – Resultados da composição granulométrica de três amostras para a profundidade de 2,00 m.

Prof. (m)	Amostra (nº)	Composição Granulométrica (%) - com Defloculante					
		Argila	Silte	Areia			Pedregulho
				Fina	Média	Grossa	
2	1	62	15	11	11	1	0

Fonte: (AUTOR, 2020).

Os resultados dos ensaios granulométricos realizados sem o uso de defloculante são apresentados na Figura 37.

Figura 37 – Curva granulométrica, sem o uso de defloculante.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Em comparação, com a curva granulométrica apresentada na Figura 36, é perceptível a diminuição da porcentagem da fração fina, indicando assim um alto grau de floculação. A diferença entre os resultados com e sem a utilização de defloculante ressaltam a sua importância para a dispersão de partículas. Quando o

ensaio é realizado de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016) a sedimentação das partículas ocorre de maneira isolada resultando na detecção dos diâmetros equivalentes. Sem a utilização de defloculante a sedimentação ocorre rapidamente, pois as partículas estão em seu estado natural, sendo os diâmetros maiores encontrados resultantes das agregações e não das partículas.

Na Tabela 11 são expressos os valores do teor de umidade natural e dos índices físicos (peso específico real dos grãos, peso específico natural, índice de vazios, grau de saturação e porosidade). Ainda, o valor da atividade coloidal e os limites de liquidez (LL), plasticidade (LP) e índice de plasticidade (IP).

Tabela 11 – Valores dos índices físicos, atividade das argilas e limites de consistência.

Índices físicos e atividade coloidal						Limites de Atterberg			
Teor de umidade (%)	Peso específico real (kN/m <sup>3</sup> )	Peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )	Índice de vazios	Grau de saturação (%)	Porosidade (%)	Ia	LL	LP	IP
33,50	27,96	15,19	1,456	64,33	59	0,45	49%	32%	18%

Fonte: (AUTOR, 2020).

Considerando os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg pode-se verificar que o índice de plasticidade (IP) indica um solo de comportamento altamente plástico. A análise quanto à atividade da fração argilosa para o solo em estudo indicou a argila como inativa. Ainda, a densidade dos grãos é próxima a 28 kN/m<sup>3</sup>, indicando um solo de comportamento laterítico.

#### 4.2.2 Classificação pela metodologia MCT

Os ensaios referentes à classificação MCT foram realizados tendo em vista as normativas rodoviárias do DNER. As amostras foram preparadas com material passante na peneira n° 10, sendo devidamente misturadas e ensacadas por um período de 24 horas, para homogeneização das amostras. Posteriormente, a moldagem dos corpos de provas foi realizada por intermédio de cilindros de 50 mm

de diâmetro e 130 mm de altura, atendendo ao número de golpes e os critérios de parada indicados em norma. Após a etapa da compactação, as amostras foram submersas em água durante 24 horas para determinação da perda de massa por imersão.

A partir da classificação MCT, o solo em estudo apresentou comportamento laterítico argiloso e foi identificado como pertencente ao grupo LG'.

## 4.3 PROVA DE CARGA

### 4.3.1 Comportamento das curvas carga versus recalque

Neste item apresentam-se os resultados dos ensaios de prova de carga para as nove estacas escavadas ensaiadas à compressão em forma de gráficos com as curvas carga *versus* recalque, definição do tipo de carregamento utilizado no ensaio e descrição do seu comportamento. Os recalques indicados nos gráficos representam a média aritmética dos deslocamentos registrados pelos três defletômetros instalados sobre o bloco de coroamento de cada estaca. Na Tabela 12 pode-se analisar um exemplo da metodologia adotada para acompanhamento da execução dos ensaios, com a leitura dos valores de deslocamentos dos defletômetros em função da carga e do tempo, para dois estágios de carregamento.

A estaca convencional EC01 foi ensaiada no dia 03/12/2019. Os incrementos de carga foram estimados de acordo com as recomendações da ABNT NBR 12131/2006. Por conseguinte, os estágios realizados foram de 30 kN, pois o carregamento inicial calculado foi de 150 kN. Logo, os estágios de carga, para a estaca em questão, contemplaram os seguintes valores: 0, 30, 60 e 75 kN. A prova de carga foi encerrada para o carregamento de 75 kN, carga na qual as leituras de deformação não estabilizavam, indicando a provável ruptura da mesma. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EC01 foi de 75 kN para um recalque médio de 21,04 mm.

A estaca EC02 foi ensaiada no dia 04/12/2019. Após a experiência com o carregamento da estaca EC01, os incrementos de carga utilizados foram ajustados para 10 kN, possibilitando a análise de maior número de pontos no gráfico. Os estágios de carga foram os seguintes: 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60 e 70 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EC02 foi de 70 kN, para um recalque médio

de 50,13 mm, indicando a sua ruptura. Esses valores de recalque máximo foram limitados pelo tamanho do cursor dos defletômetros utilizados no ensaio. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 40, 20 e 0 kN.

Tabela 12 – Metodologia utilizada para acompanhamento da execução dos ensaios, estaca convencional EC01.

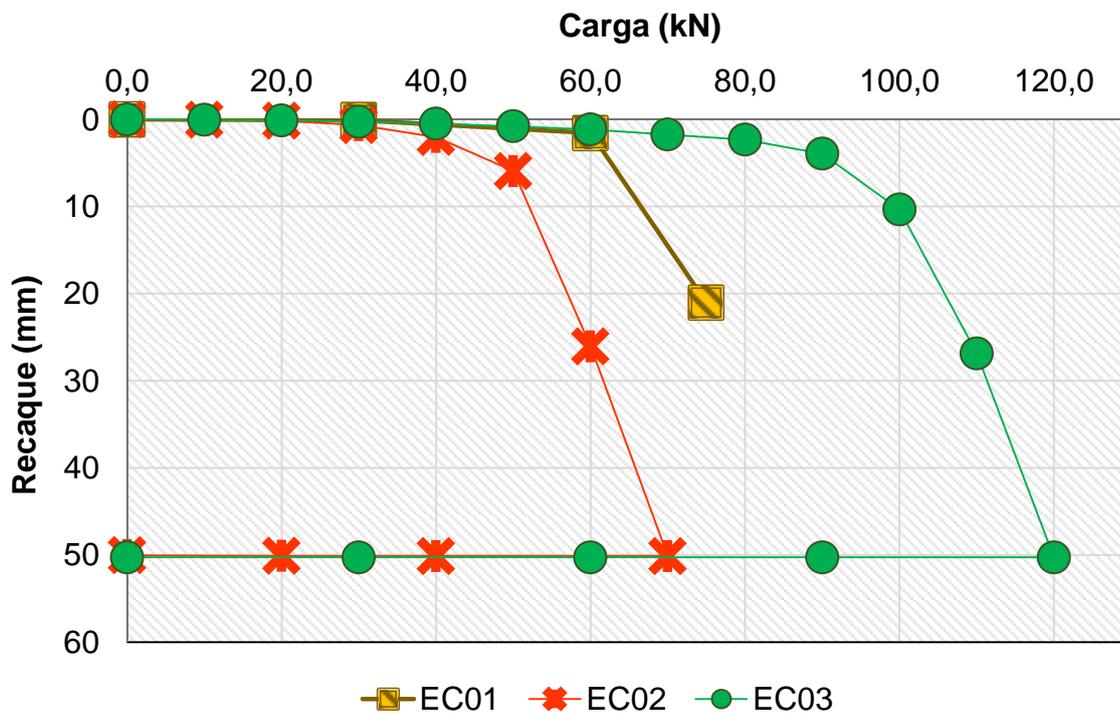
Estágio nº	Tempo do estágio (min)	Carga (kN)	Recalque (mm)			
			Defletômetros			Valores médios
			D1	D2	D3	
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0:00	30	0,00	-0,29	0,00	-0,10
1	0:01	30	0,00	-0,29	-0,02	-0,10
1	0:02	30	0,00	-0,24	-0,02	-0,09
1	0:04	30	0,00	-0,24	-0,01	-0,08
1	0:08	30	0,00	-0,25	0,00	-0,08
1	0:15	30	0,00	-0,26	0,00	-0,09
1	0:30	30	0,00	-0,24	0,00	-0,08
1	0:45	30	0,00	-0,24	0,00	-0,08
2	0:00	60	0,00	-1,78	-1,25	-1,01
2	0:01	60	-0,09	-1,76	-1,26	-1,04
2	0:02	60	-0,10	-1,74	-1,29	-1,04
2	0:04	60	-0,16	-1,85	-1,35	-1,12
2	0:08	60	-0,27	-1,97	-1,46	-1,23
2	0:15	60	-0,40	-2,15	-1,62	-1,39
2	0:30	60	-0,49	-2,31	-1,74	-1,51
2	0:45	60	-0,55	-2,36	-1,80	-1,57
2	1:00	60	-0,56	-2,36	-1,80	-1,57

Fonte: (AUTOR, 2020).

A estaca EC03 foi ensaiada no dia 05/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 10 kN. Os estágios de carga foram os seguintes: 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110 e 120 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EC03 foi de 120 kN, para um recalque médio de 50,27 mm. Esses valores de recalque máximo foram limitados pelo tamanho do cursor dos defletômetros utilizados no ensaio. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 90, 60, 30 e 0 kN. Na Figura 38 é apresentado o resultado comparativo das curvas carga *versus* recalque das três estacas convencionais, EC01, EC02 e EC03. Pode-se perceber a diferença entre os resultados das estacas com o mesmo sistema executivo, sendo que a estaca EC03 apresentou maior resistência que as

demais. A estaca EC02 apresentou capacidade de carga 6,67% inferior à estaca EC01 e 41,67% inferior à estaca EC03.

Figura 38 – Curva carga *versus* recalque das três estacas convencionais EC01, EC02 e EC03.



Fonte: (AUTOR, 2020).

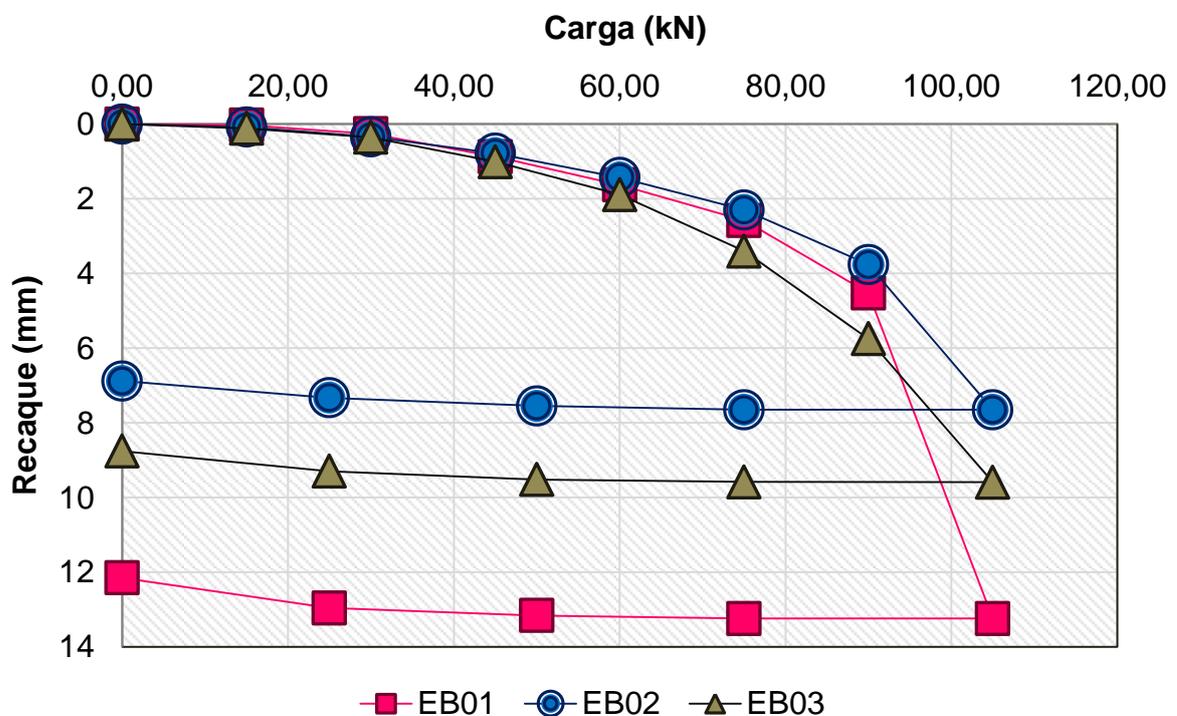
A estaca reforçada EB01 foi ensaiada no dia 06/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 15 kN. Os estágios de carga foram os seguintes: 0, 15, 30, 45, 60, 75, 90 e 105 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EB01 foi de 105 kN, para um recalque máximo de 13,24 mm. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 75, 50, 25 e 0 kN.

A estaca reforçada EB02 foi ensaiada no dia 07/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 15 kN. Os estágios de carga foram os seguintes: 0, 15, 30, 45, 60, 75, 90 e 105 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EB02 foi similar à estaca EB01, totalizando 105 kN, para um recalque máximo de 7,65 mm. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 75, 50, 25 e 0 kN.

A estaca reforçada EB03 foi ensaiada no dia 10/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 15 kN. Os estágios de carga foram os

seguintes: 0, 15, 30, 45, 60, 75, 90 e 105 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EB03 foi similar as outras duas estacas reforçadas, totalizando 105 kN, para um recalque máximo de 9,59 mm. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 75, 50, 25 e 0 kN. Na Figura 39 é apresentado o resultado comparativo das curvas carga *versus* recalque das três estacas reforçadas, EB01, EB02 e EB03. As estacas com essa configuração apresentaram capacidades de carga próximas, além de possuírem comportamentos semelhantes em relação a suas curvas.

Figura 39 – Curva carga *versus* recalque das três estacas reforçadas com brita, EB01, EB02 e EB03.



Fonte: (AUTOR, 2020).

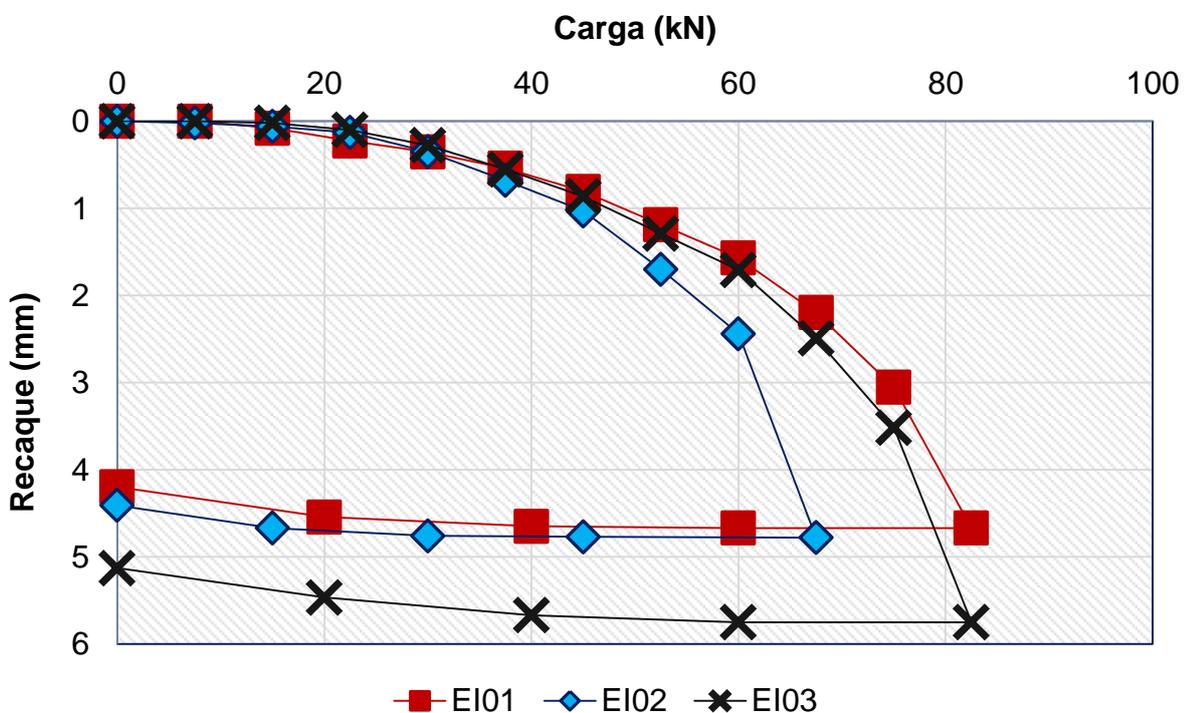
A estaca flutuante EI01 foi ensaiada no dia 11/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 7,5 kN. Os estágios de carga foram os seguintes: 0, 7,5; 15; 22,5; 30; 37,5; 45; 52,5; 60; 67,5; 75 e 82,5 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EI01 foi de 82,5 kN, para um recalque máximo de 4,67 mm. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 60, 40, 20 e 0 kN.

A estaca flutuante EI02 foi ensaiada no dia 12/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 7,5 kN. Os estágios de carga foram os

seguintes: 0; 7,5; 15; 22,5; 30; 37,5; 45; 52,5; 60; 67,5 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EI02 foi de 67,5 kN, para um recalque máximo de 4,78 mm. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 45, 30, 15 e 0 kN.

A estaca flutuante EI03 foi ensaiada no dia 13/12/2019. Para essa estaca os incrementos de carga utilizados foram de 7,5 kN. Os estágios de carga foram os seguintes: 0; 7,5; 15; 22,5; 30; 37,5; 45; 52,5; 60; 67,5; 75 e 82,5 kN. A carga máxima aplicada no ensaio da Estaca EI03 foi similar à estaca EI01, totalizando 82,5 kN, para um recalque máximo de 5,75 mm. O descarregamento foi feito nos seguintes estágios: 60, 40, 20 e 0 kN. Na Figura 40 é apresentado o resultado comparativo das curvas carga *versus* recalque das três estacas flutuantes, EI01, EI02 e EI03. As estacas com essa configuração apresentaram recalques inferiores. A estaca EI02 apresentou capacidade de carga 18,18% inferior às outras duas estacas.

Figura 40 – Curva carga *versus* recalque das três estacas flutuantes EI01, EI02 e EI03.



Fonte: (AUTOR, 2020).

### 4.3.2 Exumação para análise da integridade das estacas

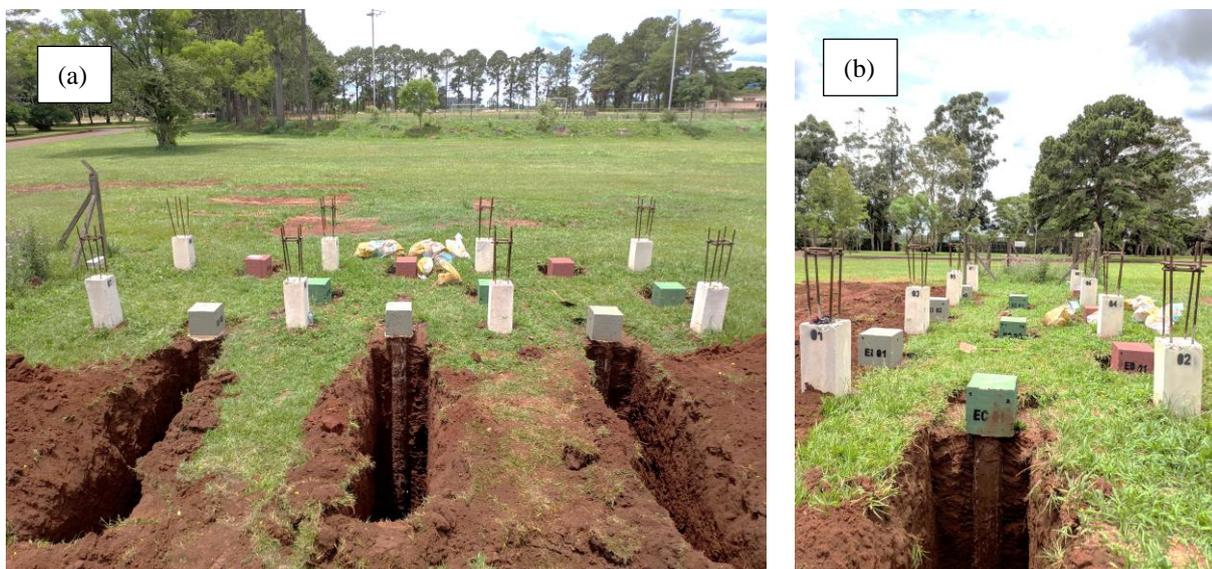
Para fins comprobatórios, no dia 15/01/2020 foi realizada a exumação das três estacas flutuantes e também à estaca convencional EC01. O processo foi executado com a abertura de trincheiras individuais com o auxílio de uma retroescavadeira. Após abertura foi possível o acesso e prosseguiu-se com escavação manual, retirando parte do solo da região periférica da estaca (Figura 41). Com a exumação foi possível comprovar a dissolução do poliestireno expandido de todas as estacas flutuantes, atestando o funcionamento do sistema de dutos para lançamento do diluente. Ainda, possibilitou-se avaliar a integridade do fuste das estacas exumadas, evidenciando-se a qualidade na execução das mesmas (Figura 42).

Figura 41 – (a) Abertura da trincheira para acesso à estaca flutuante EI03; (b) Vala aberta com auxílio de retroescavadeira; (c) Estaca flutuante EI03 exposta após escavação manual.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 42 – (a) Estacas flutuantes EI01, EI02 e EI03 exumadas; (b) Estaca convencional EC01 exumada.



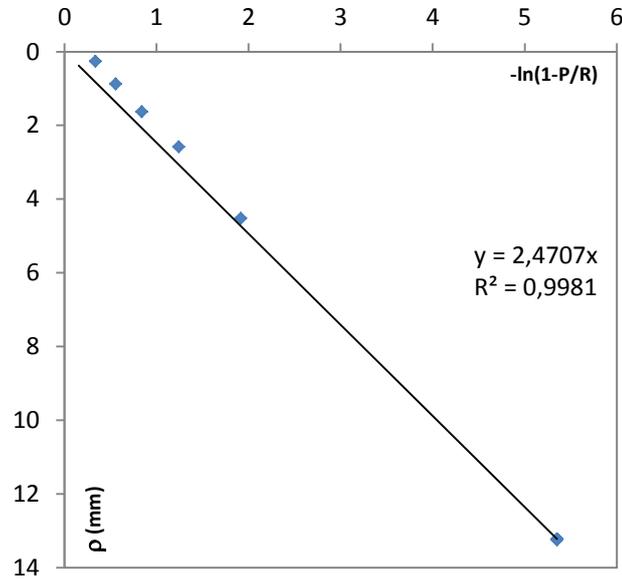
Fonte: (AUTOR, 2020).

### 4.3.3 Interpretação da curva carga versus recalque

Com base nas curvas carga *versus* recalque obtidas através das provas de carga, avaliaram-se os critérios de interpretação da curva carga *versus* recalque descritos no Capítulo 2: critério da NBR 6122 (ABNT, 2019), baseado em análise da curva, e o Método de Van der Veen (1953), baseado na extrapolação da curva.

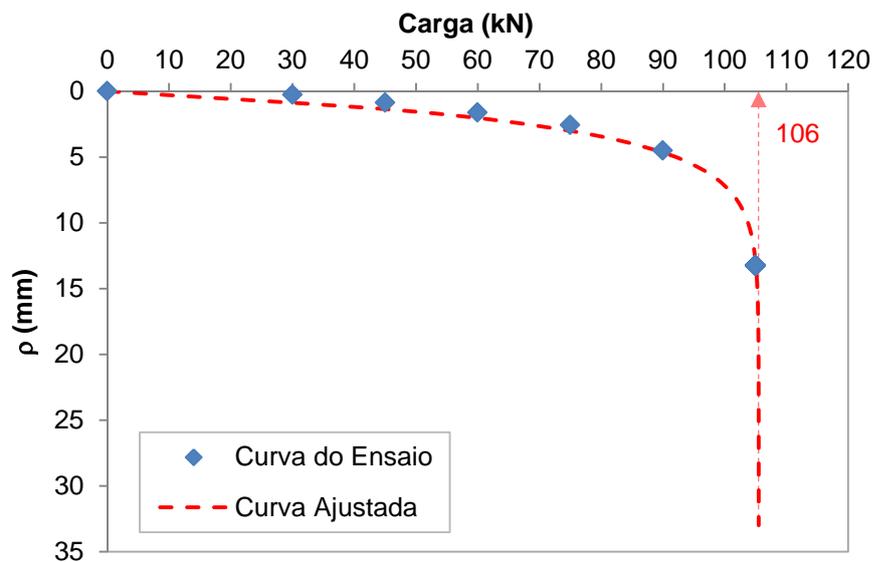
Nas Figuras 43, 45 e 47 apresentam-se as retas de ajuste correspondentes à aplicação do Método de Van der Veen (1953) à prova de carga das estacas com reforço na ponta EB01, EB02 e EB03. Complementarmente, nas Figuras 44, 46 e 48 estão representadas as curvas correspondentes à carga *versus* recalque extrapoladas. Os resultados encontrados para as demais estacas podem ser observados no Apêndice A.

Figura 43 – Retas de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca reforçada EB01.



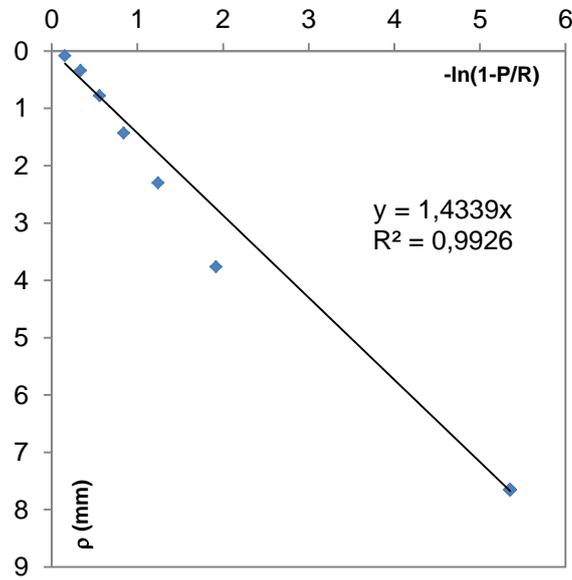
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 44 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca reforçada EB01 para o Método de Van der Veen (1953).



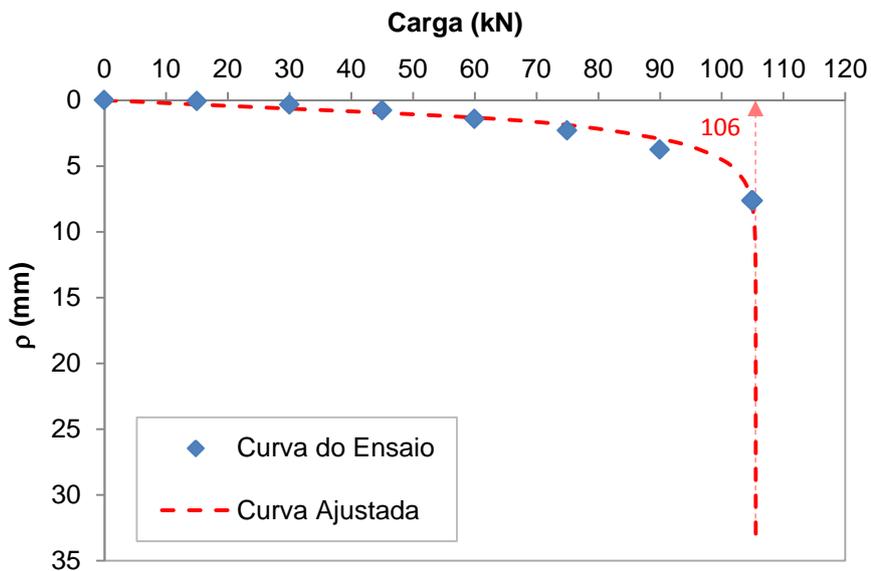
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 45 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca reforçada EB02.



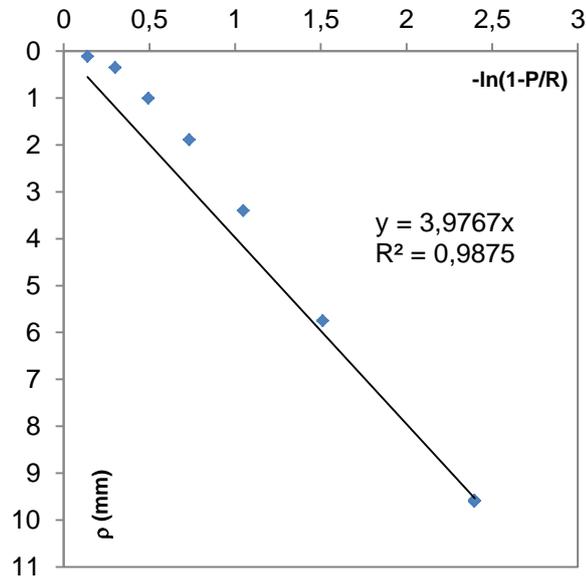
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 46 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca reforçada EB02 para o Método de Van der Veen (1953).



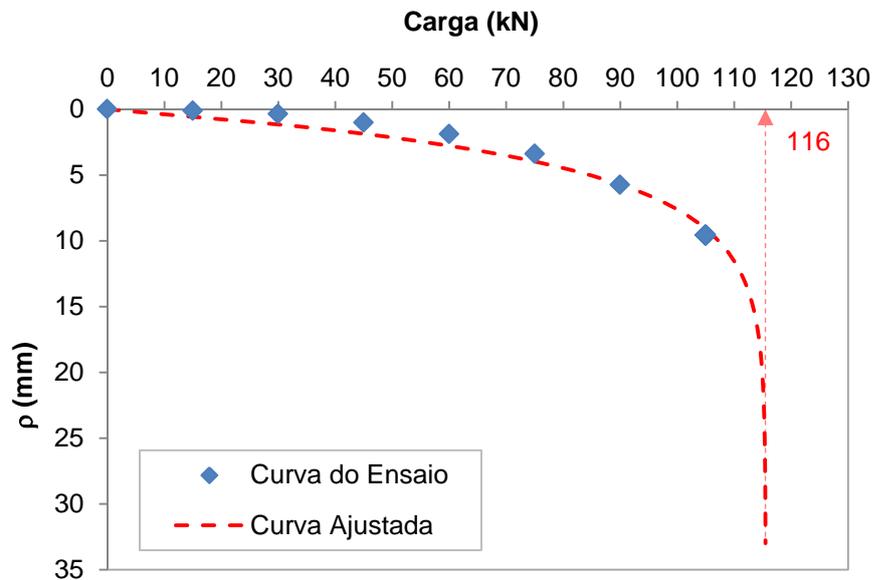
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 47 – Retas de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca reforçada EB03.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 48 – Extrapolação da curva carga versus recalque da estaca reforçada EB03 para o Método de Van der Veen (1953).



Fonte: (AUTOR, 2020).

A Norma Brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece como critério para sua aplicação a carga de ruptura da estaca corresponder a um recalque igual ao diâmetro da estaca (D) dividido por 30, mais a sua deformação elástica. Nem todas as provas de carga analisadas atingiram níveis de recalques suficientes para a utilização deste critério, alcançando a ruptura com recalques inferiores a D/30. Nestes casos as curvas foram extrapoladas, de forma a atingir deslocamentos suficientes para atender ao critério. Na Tabela 13 são representados os valores dos recalques máximos atingidos em cada prova de carga e também a porcentagem do recalque máximo em relação ao diâmetro, destacando as estacas que não atingiram os níveis de recalque suficientes para aplicação do critério da NBR 6122.

Tabela 13 – Valores dos recalques atingidos nas provas de carga.

Prova de carga	Recalque máximo (mm)	D/30 (mm)	$\delta_{\text{máx}}/D$ (%)
EC01	21,04	10,00	7,01
EC02	50,13	10,00	16,71
EC03	50,27	10,00	16,76
EB01	13,24	10,00	4,41
<b>EB02</b>	<b>7,65</b>	10,00	2,55
<b>EB03</b>	<b>9,59</b>	10,00	3,20
<b>EI01</b>	<b>4,67</b>	10,00	1,56
<b>EI02</b>	<b>4,78</b>	10,00	1,59
<b>EI03</b>	<b>5,75</b>	10,00	1,92

\*Recalques inferiores a 10 mm.

Fonte: (AUTOR, 2020).

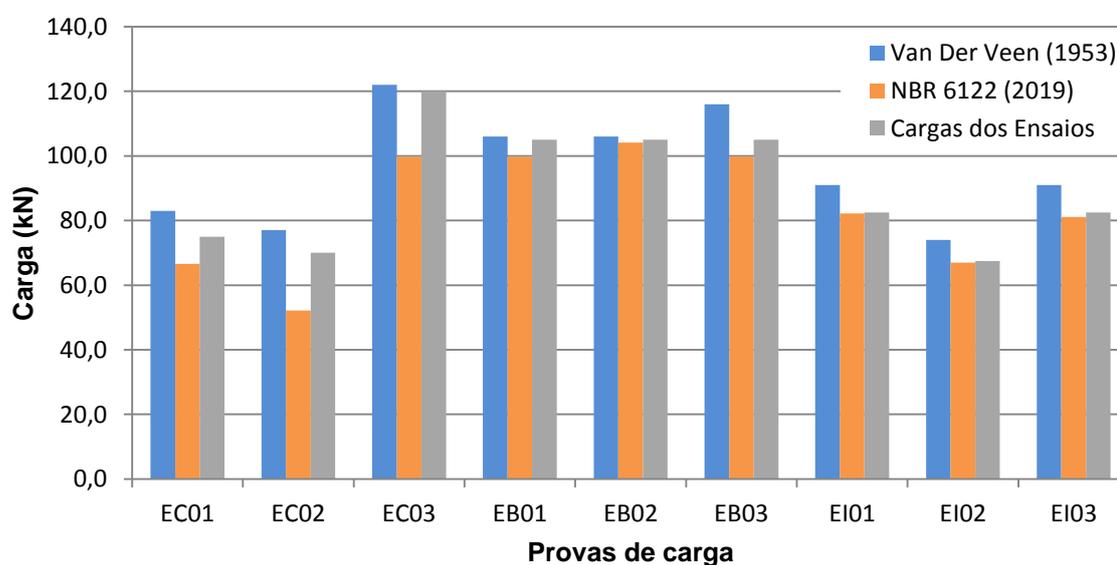
Na Tabela 14 são apresentados os valores de carga de ruptura determinados através da utilização dos métodos descritos ( $Q_{\text{NBR}}$  e  $Q_{\text{VDV}}$ ) em conjunto com os valores de carga de ruptura obtidos nos ensaios de prova de carga estática ( $Q_{\text{PCE}}$ ), bem como a média dos valores. Ainda, estão inclusos os resultados obtidos através da extrapolação dos recalques das estacas EB02, EB03, EI01, EI02 e EI03, com um acréscimo de 3,00 mm ao recalque máximo das estacas reforçadas e 6,00 mm para as estacas flutuantes. Na Figura 49 tais valores estão representados de forma gráfica.

Tabela 14 – Valores das cargas de ruptura estimadas e cargas de ruptura experimental das provas de carga.

Prova de carga	Cargas dos Ensaios	NBR 6122 (2019)	Van Der Veen (1953)	MÉDIA POR ESTACA
	QPCE (kN)	QNBR (kN)	QVDV (kN)	QMED (kN)
EC01	75,0	66,6	83,0	74,9
EC02	70,0	52,1	77,0	66,4
EC03	120,0	99,7	122,0	113,9
<b>Média EC</b>	<b>88,3</b>	<b>72,8</b>	<b>94,0</b>	<b>85,0</b>
EB01	105,0	99,7	106,0	103,6
EB02	105,0	104,1	106,0	105,0
EB03	105,0	99,8	116,0	106,9
<b>Média EB</b>	<b>105,0</b>	<b>101,2</b>	<b>109,3</b>	<b>105,2</b>
EI01	82,5	82,2	91,0	85,2
EI02	67,5	67,0	74,0	69,5
EI03	82,5	81,1	91,0	84,9
<b>Média EI</b>	<b>77,5</b>	<b>76,8</b>	<b>85,3</b>	<b>79,9</b>

Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 49 – Cargas de ruptura obtidas pelos ensaios e métodos da NBR 6122/2019 e Van Der Veen (1953).



Fonte: (AUTOR, 2020).

Na Tabela 15 podem ser observados os valores estimados de carga de ruptura pela NBR 6122 (ABNT, 2019) e pelo Método de Van der Veen (1953) para cada estaca, comparando-os com os valores encontrados nas provas de carga.

Tabela 15 – Comparação das cargas de ruptura estimadas pelos métodos com a carga de ruptura obtida nas provas de carga.

Prova de carga	NBR 6122 (2019)	Van Der Veen (1953)
	Q <sub>NBR</sub> (kN)	Q <sub>VDV</sub> (kN)
<b>EC01</b>	66,6	83,0
Ruptura	75,0	75,0
Variação (%)	-11,2%	10,7%
<b>EC02</b>	52,1	77,0
Ruptura	70,0	70,0
Variação (%)	-25,6%	10,0%
<b>EC03</b>	99,7	122,0
Ruptura	120,0	120,0
Variação (%)	-16,9%	1,7%
<b>Média EC</b>	<b>72,8</b>	<b>94,0</b>
Ruptura	88,3	88,3
Variação média EC (%)	-17,6%	6,5%
<b>EB01</b>	99,7	106,0
Ruptura	105,0	105,0
Variação (%)	-5,0%	1,0%
<b>EB02</b>	104,1	106,0
Ruptura	105,0	105,0
Variação (%)	-0,9%	1,0%
<b>EB03</b>	99,8	116,0
Ruptura	105,0	105,0
Variação (%)	-5,0%	10,5%
<b>Média EB</b>	<b>101,2</b>	<b>109,3</b>
Ruptura	105,0	105,0
Variação média EB (%)	-3,6%	4,1%
<b>EI01</b>	82,2	91,0
Ruptura	82,5	82,5
Variação (%)	-0,4%	10,3%
<b>EI02</b>	67,0	74,0
Ruptura	67,5	67,5
Variação (%)	-0,7%	9,6%
<b>EI03</b>	81,1	91,0
Ruptura	82,5	82,5
Variação (%)	-1,7%	10,3%
<b>Média EI</b>	<b>76,8</b>	<b>85,3</b>
Ruptura	77,5	77,5
Variação média EI (%)	-0,9%	10,1%
<b>Variação média total (%)</b>	<b>-7,4%</b>	<b>6,9%</b>

Avaliando os dados, percebe-se que os valores obtidos pelo Método da NBR 6122 (2019) apresentaram resultados próximos aos valores das cargas de rupturas experimentais, sendo em média 7,4% inferiores. Para o Método de Van der Veen (1953) os resultados apresentaram-se em média 6,9% superiores aos resultados dos ensaios.

#### 4.4 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Para a estimativa da capacidade de carga foram utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), apresentados no Capítulo 2. Para esses métodos, empregaram-se valores de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), resultantes das sondagens de simples reconhecimento. Adotaram-se os valores médios das sondagens SP 02, SP 03 e SP 04, as quais foram executadas na área dos ensaios, como se pode observar na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores obtidos através das sondagens de simples reconhecimento, SPT.

<b>Profundidade (m)</b>	<b>SP 02</b>	<b>SP 03</b>	<b>SP 04</b>	<b>MÉDIA</b>
1	7	6	5	<b>6</b>
2	3	5	5	<b>4</b>
3	4	5	6	<b>5</b>
4	4	4	5	<b>4</b>
5	9	7	3	<b>6</b>
6	4	6	8	<b>6</b>

Fonte: (AUTOR, 2019).

Apresentam-se, na Tabela 17, as estimativas da capacidade de carga das estacas escavadas para a profundidade de 3,00 m, obtidas pelos métodos de previsão semi-empíricos. Para o Método de Aoki e Velloso (1975) foram utilizados os dados para o solo predominantemente caracterizado como argila siltosa, conforme

ensaios de caracterização. Para tal seleção, os resultados obtidos apresentaram valores muito inferiores aos demais métodos. Optou-se então pela utilização dos coeficientes relativos à argila silto-arenosa, onde os resultados mostraram-se mais coerentes. Na tabela estão discriminadas as parcelas de resistência lateral (RL), resistência de ponta (RP) e a capacidade de carga total (RT). No Apêndice C pode-se avaliar o relatório de cálculos dos métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga utilizados na pesquisa.

Tabela 17 – Resultados da capacidade de carga das estacas obtidos pelos métodos de previsão semi-empíricos.

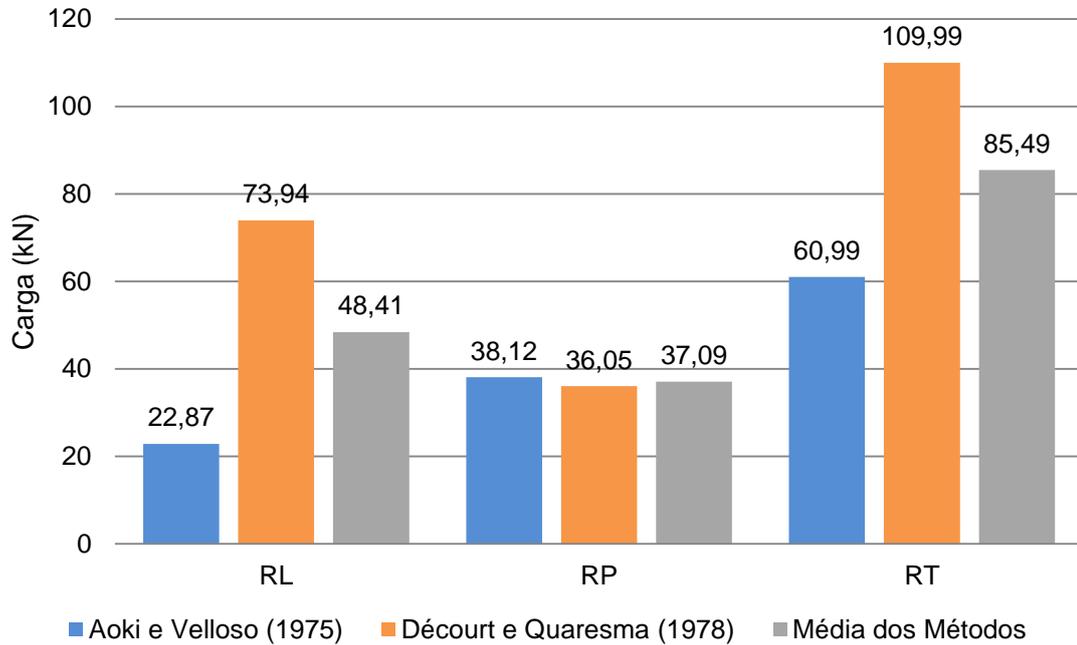
Métodos de previsão semi-empíricos (profundidade de 3,00 m)	Capacidade de carga (kN)		
	R <sub>L</sub>	R <sub>P</sub>	R <sub>T</sub>
Aoki e Velloso (1975) (Argila siltosa)	20,33	25,42	<b>45,75</b>
Aoki e Velloso (1975) (Argila silto-arenosa)	22,87	38,12	<b>60,99</b>
Décourt e Quaresma (1978)	73,94	36,05	<b>109,99</b>

Fonte: (AUTOR, 2020).

Analisando-se as parcelas de atrito lateral e ponta estimadas pode-se perceber que, para a profundidade do estudo, o método de Aoki e Velloso (1975) apresenta capacidade de carga maior devido à resistência de ponta, em relação à parcela de atrito lateral. O inverso ocorre no método de Décourt e Quaresma (1978), com a parcela de ponta sendo inferior ao atrito lateral. Na Figura 50 está representado o gráfico com o comparativo entre os métodos além da média dos valores.

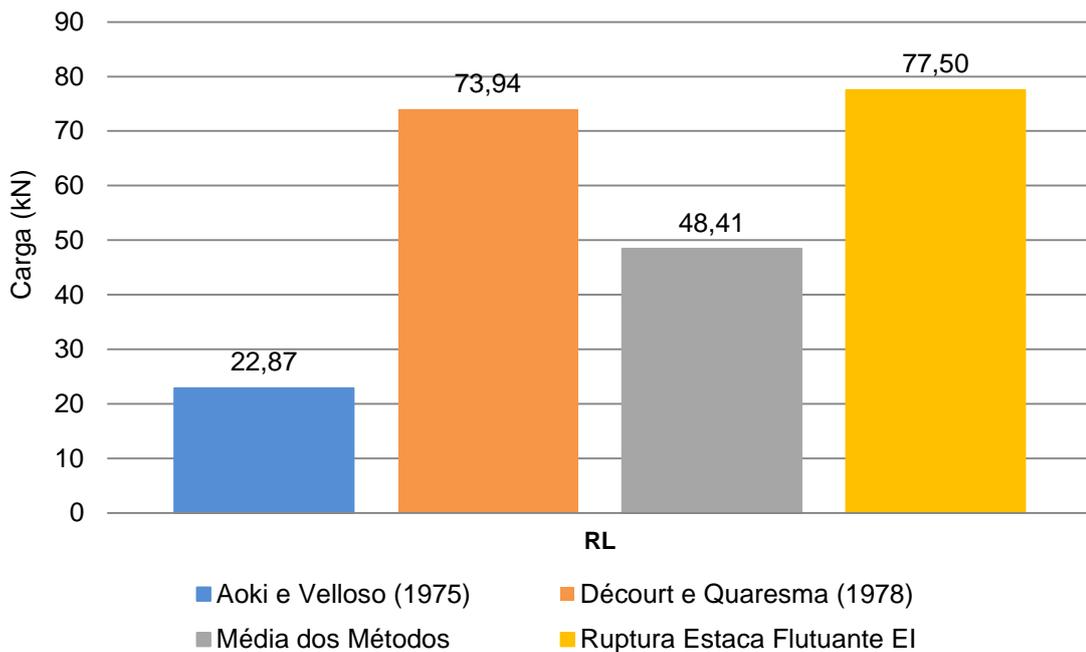
Na Figura 51 pode-se perceber o comparativo das cargas estimadas de ruptura lateral obtidas através da utilização dos métodos semi-empíricos com a média das cargas de ruptura obtidas nos ensaios das estacas flutuantes. O método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou valores semelhantes às provas de carga, com uma variação de 4,6% inferior ao ensaio.

Figura 50 – Gráfico com os resultados da capacidade de carga das estacas obtidos pelos métodos de previsão semi-empíricos.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 51 – Comparativo de resultados da capacidade de carga lateral obtida pelos métodos de previsão semi-empíricos com os valores médios das estacas flutuantes.



Fonte: (AUTOR, 2020).

Na Tabela 18 são apresentadas as comparações das cargas de ruptura estimadas com as cargas de ruptura obtidas nos ensaios. As análises propostas pelos métodos semi-empíricos de capacidade de carga utilizados apresentaram resultados divergentes. Enquanto o método proposto por Aoki e Velloso (1975) apresentou resultados conservadores em relação a todas as configurações de estacas utilizadas atingindo variação média de 31,4% inferior aos ensaios, o método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou valores superiores aos obtidos nas provas de carga, com variação média de 23,7% superior aos ensaios. Quando é feita a média dos resultados dos métodos semi-empíricos e compara-se com a média de todos os ensaios realizados, encontram-se variações de 3,8% inferiores ao encontrado nas rupturas em campo.

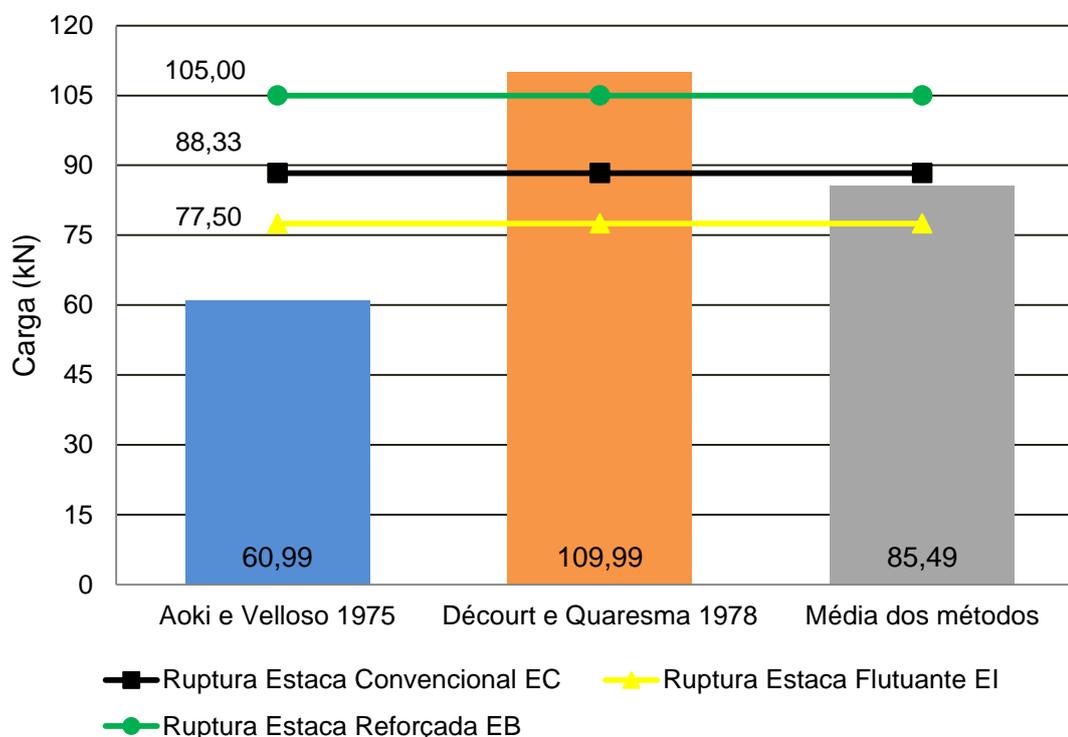
Tabela 18 – Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos e pelos ensaios de prova de carga.

	Capacidade de carga (kN)		
	Aoki e Velloso 1975	Décourt e Quaresma 1978	Média dos métodos
Valores dos métodos	60,99 kN	109,99 kN	<b>85,49 kN</b>
Ruptura Estaca Convencional EC	88,33 kN	88,33 kN	<b>88,33 kN</b>
Variação (%)	<b>-30,95%</b>	<b>24,52%</b>	<b>-3,22%</b>
Ruptura Estaca Flutuante EI	77,50 kN	77,50 kN	<b>77,50 kN</b>
Variação (%)	<b>-21,30%</b>	<b>41,92%</b>	<b>10,31%</b>
Ruptura Estaca Reforçada EB	105,00 kN	105,00 kN	<b>105,00 kN</b>
Variação (%)	<b>-41,91%</b>	<b>4,75%</b>	<b>-18,58%</b>
Variações médias (%)	<b>-31,39%</b>	<b>23,73%</b>	<b>-3,83%</b>

Fonte: (AUTOR, 2020).

Na Figura 52 está apresentado de forma gráfica o comparativo dos resultados.

Figura 52 – Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos e as médias dos valores encontrados nas provas de carga.



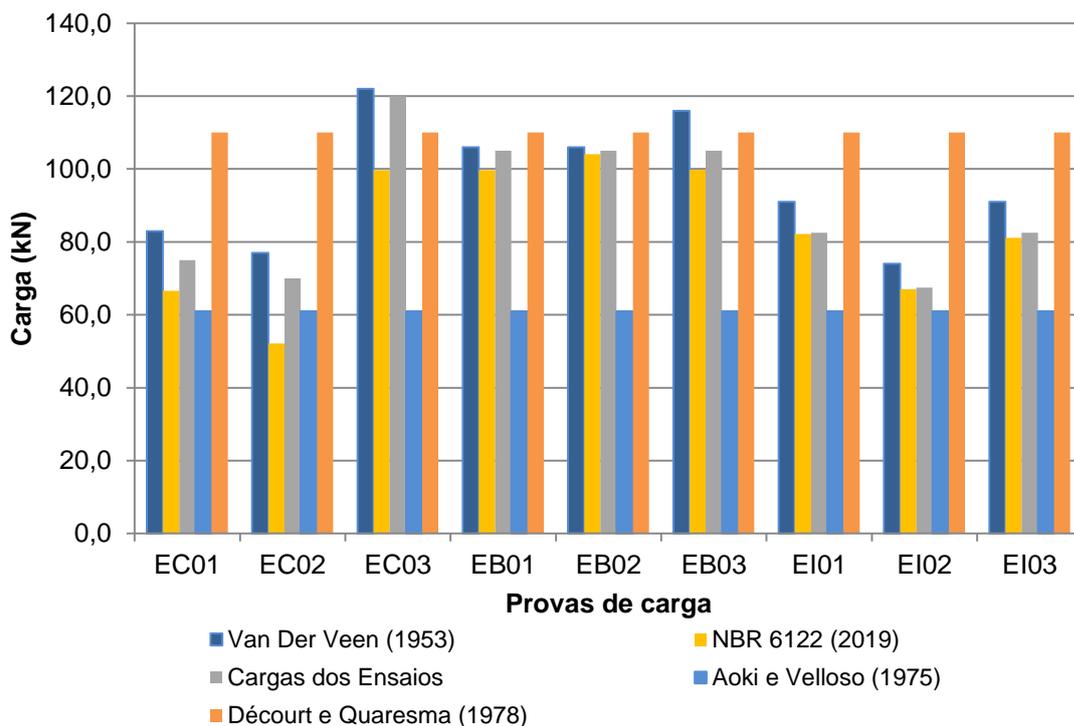
Fonte: (AUTOR, 2020).

#### 4.5 COMPARATIVO DA CAPACIDADE DE CARGA ENTRE OS MÉTODOS

Na Figura 53 foram compilados os valores obtidos nas provas de carga individuais, os valores obtidos pelos métodos de interpretação das curvas carga *versus* recalque e pelos métodos semi-empíricos. Percebem-se, para os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Van der Veen (1953), valores superiores aos encontrados nas provas de carga. Apenas a estaca EC03, a qual atingiu a maior resistência dos ensaios, obteve valores superiores ao Método de Décourt e Quaresma (1978).

O método de Aoki e Velloso (1975) apresentou o menor valor entre os métodos, sendo o mais conservador. O método da NBR 6122 (ABNT, 2019) apresentou valores pouco inferiores ao encontrado nos ensaios.

Figura 53 – Comparativo entre os resultados dos métodos utilizados no estudo.



Fonte: (AUTOR, 2020).

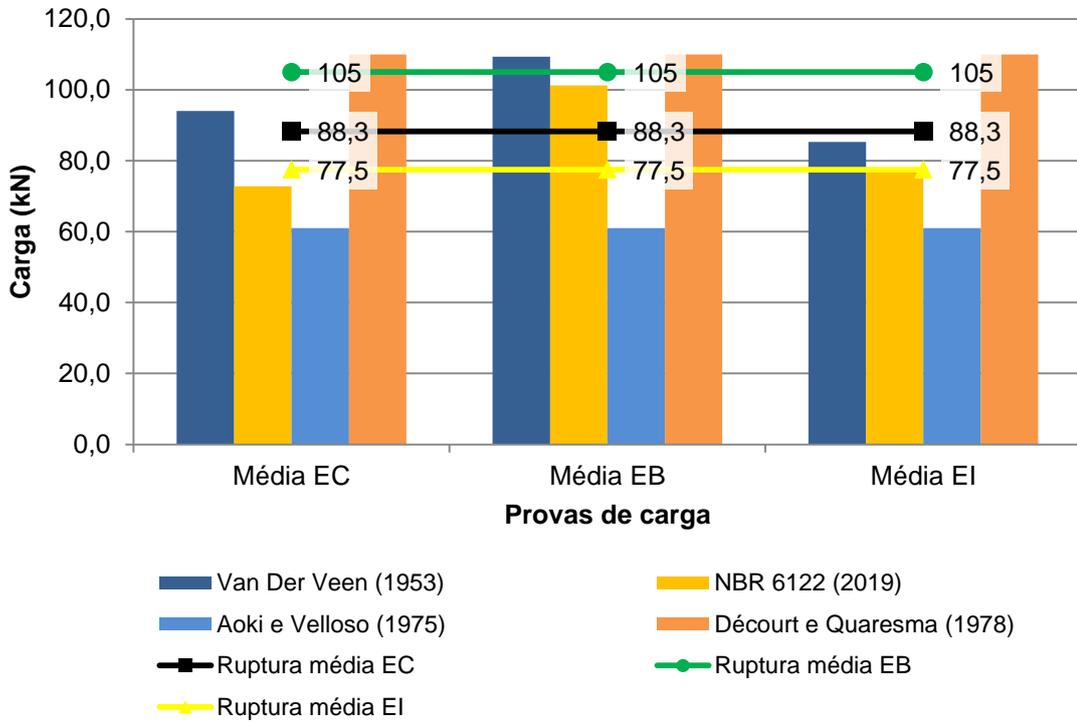
Na Figura 54 são apresentados os valores médios de cada método comparados com a média dos valores obtidos para cada configuração de estacas executadas.

Analisando os resultados das estacas convencionais, as quais são amplamente utilizadas nas fundações profundas, percebe-se que o método da NBR 6122 (ABNT, 2019) teve seu resultado 17,6% inferior ao valor da carga de ruptura.

O método de Van der Veen (1953) alcançou valores semelhantes aos encontrados na carga de ruptura, com um acréscimo de aproximadamente 6,5% nos valores médios encontrados.

O método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou um acréscimo de 24,5% nos valores médios encontrados. O método de Aoki e Velloso (1975) apresentou resultado 31% inferiores.

Figura 54 – Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos e as médias dos valores encontrados nas provas de carga.



Fonte: (AUTOR, 2020).



## 5 CONCLUSÕES

Apresentam-se a seguir as principais conclusões desta dissertação, que foram estabelecidas a partir da análise dos resultados das provas de carga e das estimativas da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos baseados nos resultados das sondagens de simples reconhecimento (SPT).

a) Quanto ao comportamento das provas de carga:

O comportamento das curvas carga *versus* recalque de cada conjunto de estacas ensaiadas foi similar, suportando cargas semelhantes para recalques aproximados.

O conjunto de estacas convencionais foi o que apresentou a maior variação entre a carga máxima suportada. Por ser a tipologia amplamente utilizada em fundações, os resultados causam preocupação, pois se sabe que a metodologia de execução pode contribuir para valores inferiores de resistência, decorrentes de falhas de concretagem, limpeza do fundo do furo, erros na profundidade da escavação, entre outros. Decidiu-se pela exumação da estaca convencional EC01 para verificar a qualidade de sua execução, dada a discrepância entre valores. A estaca estava íntegra, sem quaisquer patologias que pudessem interferir nos resultados.

As estacas flutuantes demonstraram a influência da resistência por atrito lateral para o solo em questão, sendo as estacas com menores recalques máximos. A exumação do conjunto confirmou a integridade de seus fustes.

As estacas com reforço de pedra britada compactada foram executadas com os maiores incrementos de carga durante o ensaio, o dobro, caso comparado com as estacas flutuantes. O conjunto obteve desempenho semelhante e suportou a mesma carga máxima.

Todos os ensaios executados possibilitaram a determinação das cargas de ruptura. Quanto aos descarregamentos, foram verificados deslocamentos permanentes e praticamente irreversíveis, evidenciando a ruptura do solo.

b) Quanto à capacidade de carga por atrito lateral:

Através da utilização dos métodos semi-empíricos foram calculadas as parcelas de resistência decorrente do atrito lateral e também da ponta das estacas. Em campo, foram executadas três estacas flutuantes, as quais apresentavam apenas resistência por atrito lateral. Após os ensaios de prova de carga, a média dos valores de resistência à compressão encontrado foi de 77,5 kN. Comparou-se este valor com os valores calculados por métodos semi-empíricos.

O método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou o melhor desempenho, com o valor de 73,9 kN, muito próximo ao encontrado nas provas de carga. Sua variação em prol da segurança foi da ordem de 4,6% inferior aos valores medidos. O método de Aoki e Velloso (1975) obteve valores de 70,5% inferiores aos ensaios, mostrando-se, neste caso, ser extremamente conservador.

Para a resistência de ponta, ambos os métodos semi-empíricos apresentaram resultados semelhantes, sendo 38,1 kN para Aoki e Velloso (1975) e 36,1 kN para Décourt e Quaresma (1978). A média dos valores das estacas convencionais foi de 88,3 kN e das estacas com reforço de pedra britada foi de 105,0 kN. Comparando-se os valores entre as estacas convencionais e estacas flutuantes, o valor encontrado para resistência de ponta das estacas convencionais foi de 10,8 kN. Para as estacas com reforço o valor atinge 27,5 kN. Ambos os métodos semi-empíricos superestimaram a capacidade de carga da ponta das estacas para o solo em questão.

c) Quanto à influência da inclusão da camada compactada de pedra britada:

A camada compactada de pedra britada no fundo do furo escavado contribuiu para o incremento de resistência da estaca. Analisando as curvas das três estacas com reforço e comparando-as com as estacas flutuantes, percebe-se a semelhança dos recalques para um mesmo carregamento. Após as estacas flutuantes atingirem a ruptura, as estacas com reforço na ponta alcançaram, em média, cargas 35,5% superiores. Em relação às estacas convencionais, as estacas com reforço na ponta alcançaram, em média, cargas 18,9% superiores. Por sua facilidade de execução, é uma maneira simples, acessível e eficiente para a obtenção de acréscimo na

resistência de estacas curtas e também homogeneização dos recalques e/ou comportamento das estacas quando carregadas.

d) Quanto ao desempenho dos métodos de previsão de capacidade de carga:

A aplicação do método de Aoki e Velloso (1975) resultou em valores conservadores, subestimando os valores de capacidade de carga. Os valores estimados pelo método resultaram na média 31,4% inferiores aos valores obtidos nas provas de carga.

O método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou resultados superiores aos valores médios encontrados nas provas de carga, variando 23,7%.

Com a adoção da média dos métodos semi-empíricos, obtiveram-se resultados 3,8% inferiores aos valores médios das provas de carga.

Por fim, os resultados encontrados foram de certa forma, inusitados, pois se esperava que as estacas possuíssem maior capacidade de carga geotécnica. O estudo apresentado demonstra a importância da execução de provas de carga em estacas para verificação *in loco* das cargas obtidas a partir dos métodos tradicionais de cálculo. Mesmo com a homogeneidade do subsolo local e a proximidade de localização das estacas e das sondagens (SPT), foram obtidos valores muito discrepantes de capacidades de carga geotécnica das estacas com a aplicação dos métodos semi-empíricos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações: Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez: Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica: Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade: Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 9603**: Solo – Sondagem a trado: Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 12007**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

\_\_\_\_\_. **NBR 12131**: Prova de carga estática: Rio de Janeiro, 2006.

ABREU, P. S. B. **Execução de estacas em solos lateríticos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília. Brasília, 2013.

ALMADA, J. L. A. et al. Capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo típico da cidade de Maringá – PR. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19-22 Out., Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: COBRAMSEG, 2016. Disponível em: <<https://plataforma.swge.com.br/PROCEEDINGS/>>. Acesso em: 12 abr. 2019.

ALONSO, U.R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Ed. Edgard Blücher Ltda, 2004.

ANJOS, G. J. M. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental)-Universidade de Brasília. Brasília, 2006.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Carga admissível e carga característica de fundações por estacas**. Solos e Rochas, São Paulo, 23, (2): 137-142. São Carlos/SP: EESC/USP, 2000.

BRANCO, C. J. M. da C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada**. Tese (Doutorado em Engenharia – Área Geotecnia)-Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. LTC, 2013.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos e suas aplicações - fundamentos**. Vol. 1, 7ª edição. LTC, 2015.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos e suas aplicações - mecânica das rochas, fundações e obras de terra**. Vol. 2, 7ª edição. LTC, 2015.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos/SP: EESC/USP, 1998.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H.; GIACHETI, H. L. **Fundações – ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo, Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**. São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. EESC/USP, São Carlos/SP, 1999.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos solos**, 8ª edição. LTC: 08/2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER - ME 256/94**: Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER - ME 258/94**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-CLA 259/96**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1996. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Publicação IPR - 719**: Manual de pavimentação. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006.

EDLER, P.; THOMÉ, A.; SILVANI, C.; FREITAS, L. L. **Comportamento de estacas escavadas compostas de solocimento e resíduo de beneficiamento de pedras**

**preciosas a partir de provas de carga estática.** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 12, n. 3, p. 147-157, jul./set. 2012. Porto Alegre, 2012.

EMMER, R. **Implantação do campo experimental de engenharia geotécnica da UFSM.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2004.

FERNAL, F.; SILVA, T. B.; MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A. Provas de carga em estacas escavadas com trado manual em solo colapsível de Londrina/PR. In: IV ENCONTRO TECNOLÓGICO DA ENGENHARIA CIVIL E ARQUITETURA, 2003, Maringá. **Anais...** Maringá, 2003. p. 388-396. Disponível em: <[http://www.dec.uem.br/eventos/enteca\\_2003/Temas/tema5/030.PDF](http://www.dec.uem.br/eventos/enteca_2003/Temas/tema5/030.PDF)>. Acesso em: 12 abr. 2019.

FERNANDES, M. M. **Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica,** volume 2. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

FREITAS, M. C. **Avaliação de técnica de melhoria de solos colapsíveis por meio de colunas de solo laterítico compactado.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de São Paulo. São Carlos, 2016.

GONÇALVES, R. L. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR.** Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento)-Universidade Estadual de Londrina. Londrina, 2006.

GONÇALVES, S. F. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2008.

HÄRTER, A. C. **Análise da capacidade de carga de estacas tipo hélice contínua através de métodos semi-empíricos.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

KUBLIK, C. **Ensaio de placa em solo laterítico na cidade de Santo Ângelo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2010.

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

LEMOS, R. C. de; AZULIN, M. A. D.; ABRÃO, P. U. R.; SANTOS, M. C. L. dos (Coord.). **Levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul.** Recife: MA-DNPA-DPP, 1973. 431 p. (MA-DNPA-DPP. Boletim técnico n. 30). Convênios: MA/DPP-SA/DRNR. INCRA/RS-MA/DPP-SA/DRNR.

LOLLO, J. A. **Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas.** São Paulo: Cultura Acadêmica, 2008.

MIGUEL, M. G.; SILVA, D. F.; CAMPOS, G. G. G.; ALMEIDA, M. C.; BELINCANTA, A. **Adaptação de métodos semi-empíricos para estimar capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro no solo de Londrina, Estado do Paraná.** Acta Sci. Technol. Maringá, v. 27, n. 2, p. 155-165, July/Dec., 2005.

MILITITSKY, J. **Provas de carga estáticas.** In: SEFE, 2, São Paulo. Anais, ABEF/ABMS, v.2, p.203-228, 1991.

MORAES, L. S. **Estacas escavadas com base injetada.** Tese (Doutorado em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia)-Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

MUSEU DE SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL. **Perfil de solo e paisagem da unidade Cruz Alta.** 2018. Disponível em: <<http://w3.ufsm.br/msrs/index.php/2-uncategorised/122-um-cruz-alta>> Acesso em: 24 jul. 2019.

NETO, J. B. S. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo e previsão de recalques devido à inundação (colapso).** Tese (Doutorado – Programa de Pós-Graduação de Engenharia)-Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2004.

NOVAS, L. A. **Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da Formação “Libertad”, Uruguai.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

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

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2013.

PASCOAL, P. T. et al. Classificação do solo utilizado no aterro rodoviário de acesso norte do município de Cruz Alta via RS 342. In: X SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 2019, Santa Maria. **Anais...** Santa Maria: GEORS, 2019. Disponível em: <<http://docs.geors2019.com.br/?dir=pavimentos>>. Acesso em: 19 nov. 2019.

PASSOS, M. C. F. **Metodologia MCT aplicada aos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul visando pavimentação.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

PEREIRA, J. S. **Avaliação do comportamento de estacas escavadas moldadas com resíduos de construção civil.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria: 2012.

PÉREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo)-Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2014.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos: São Paulo, 2006.

POPP, J. H. **Geologia geral.** LTC, 2017.

RAMIRES, M. C. P. **Estudo do comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1993.

REINERT, J. **Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Construção Civil)-Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2011.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental)-Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria: 2007.

SANTOS, P. R.; DAIBERT, J. D.; **análise dos solos - formação, classificação e conservação do meio ambiente.** Érica, 2014.

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP.** 2011. 166p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo)-Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2011.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** Oficina de Textos: São Paulo, 2000.

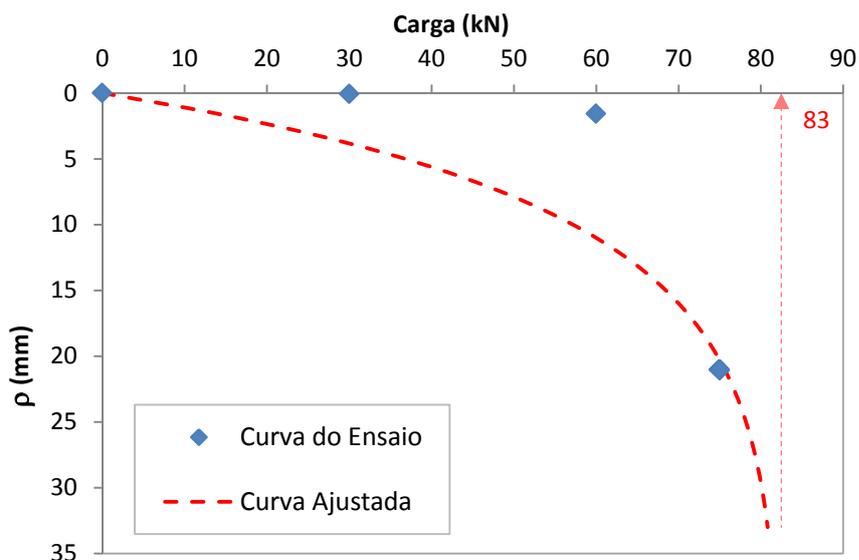
SCHULZE, T. 2013 - **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos.** 2013. 168p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo)-Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2013.

TEIXEIRA, Cornélio Zampier. **comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de São Paulo. São Carlos, 1993.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

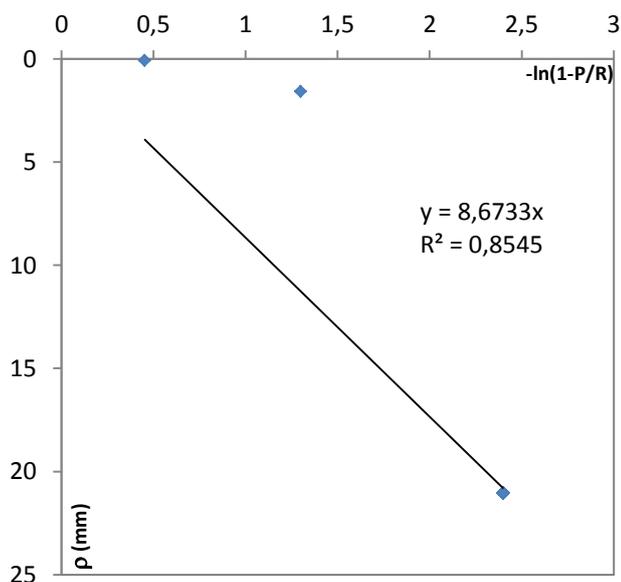
**APÊNDICE A – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA *VERSUS* RECALQUE E  
RETA DE AJUSTE DAS ESTACAS CONVENCIONAIS E FLUTUANTES PARA O  
MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)**

Figura 55 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca convencional EC01 para o Método de Van der Veen (1953).



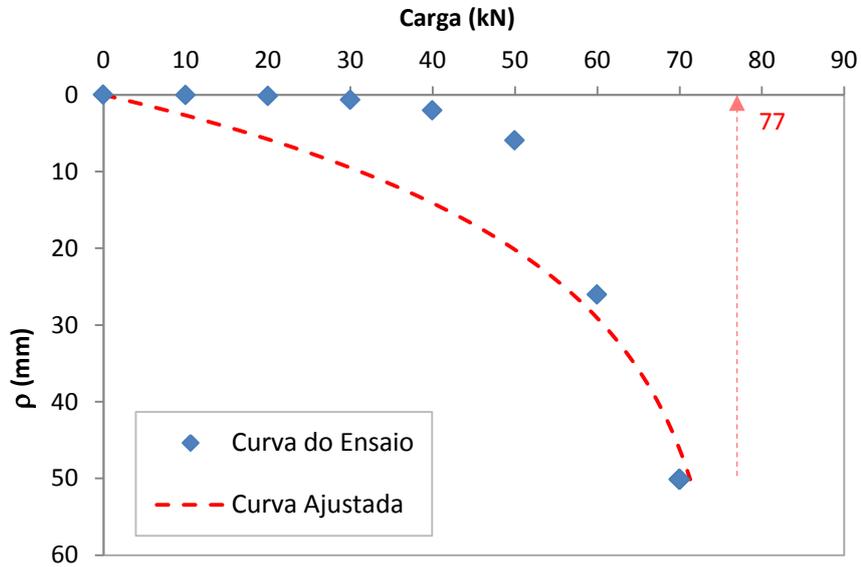
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 56 – Retas de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca convencional EC01.



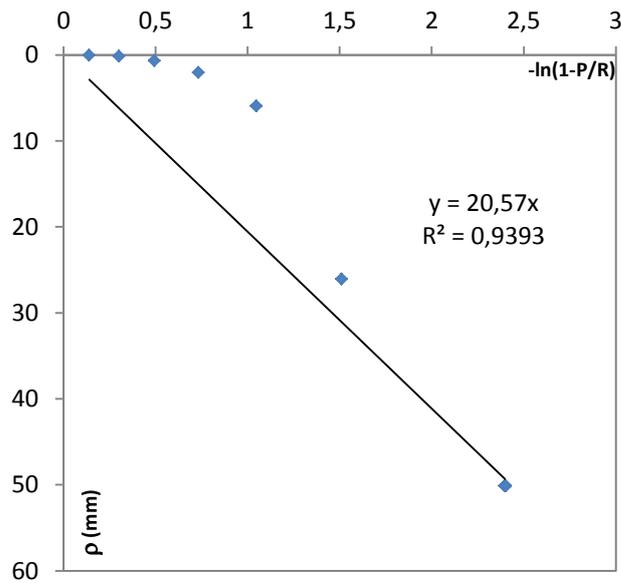
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 57 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca convencional EC02 para o Método de Van der Veen (1953).



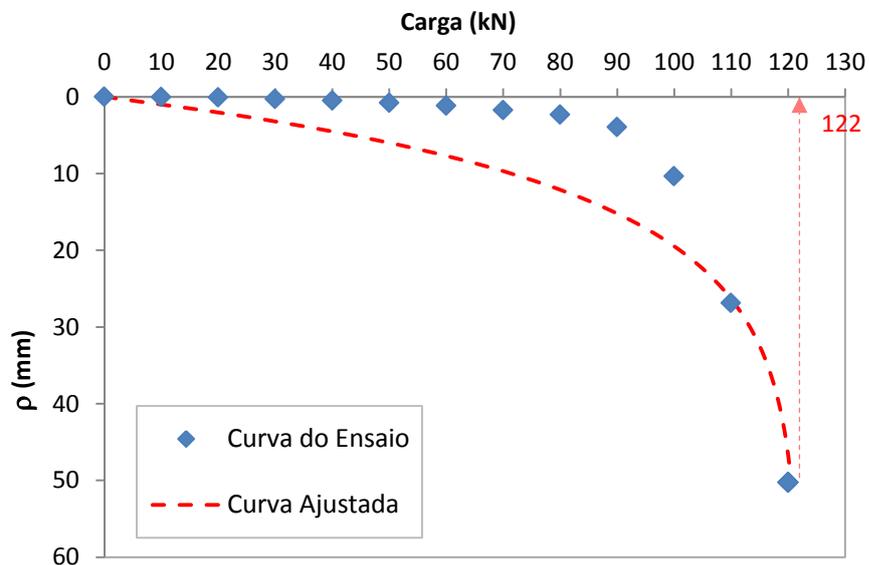
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 58 – Retra de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca convencional EC02.



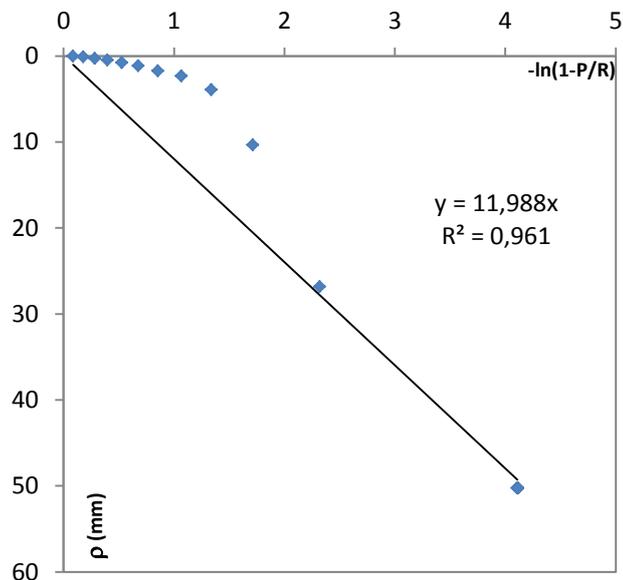
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 59 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca convencional EC03 para o Método de Van der Veen (1953).



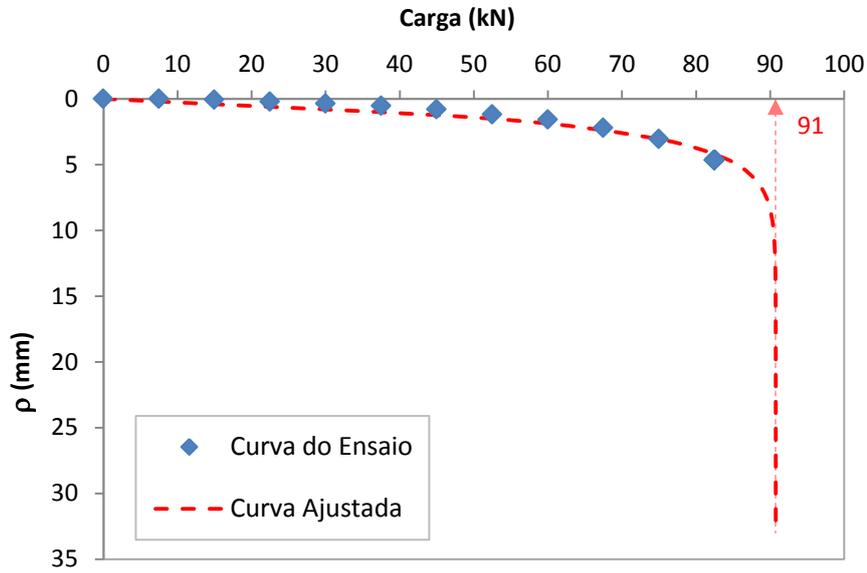
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 60 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca convencional EC03.



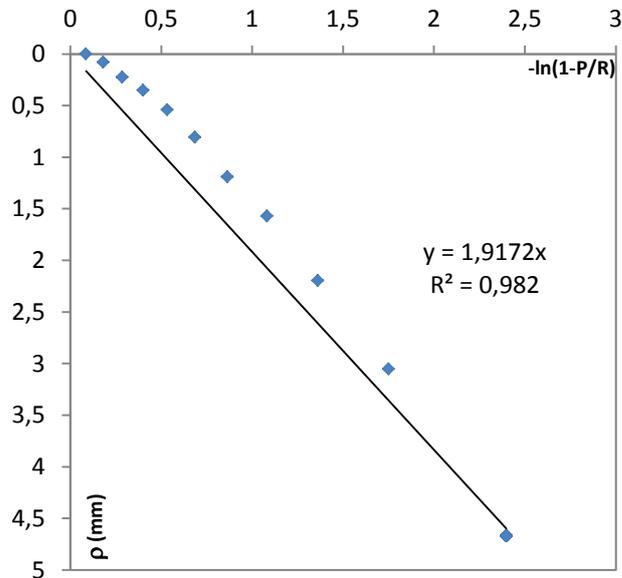
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 61 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca flutuante EI01 para o Método de Van der Veen (1953).



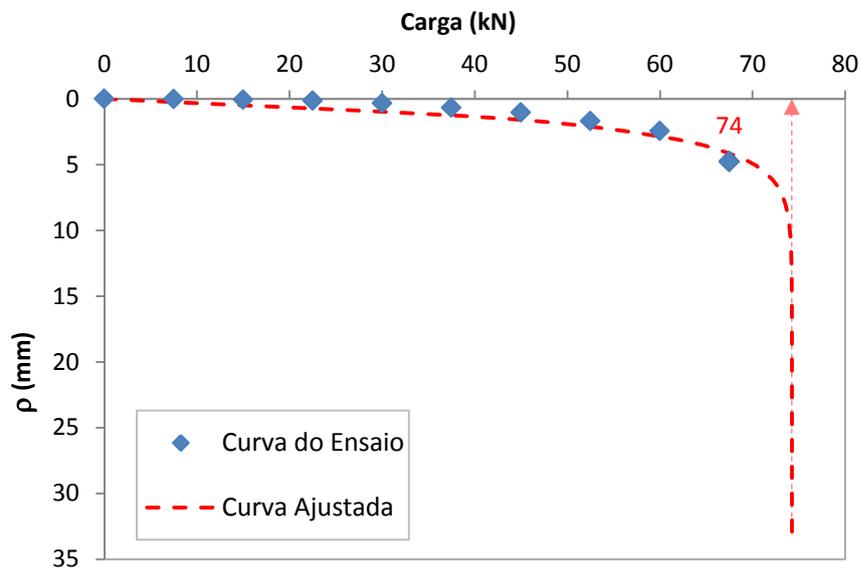
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 62 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca flutuante EI01.



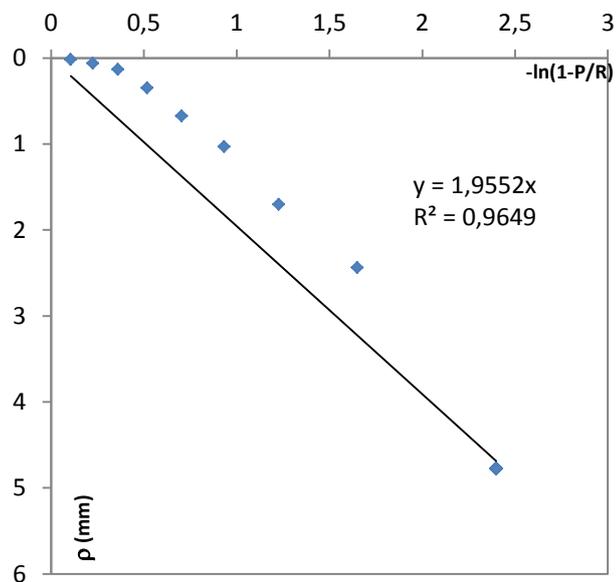
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 63 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca flutuante EI02 para o Método de Van der Veen (1953).



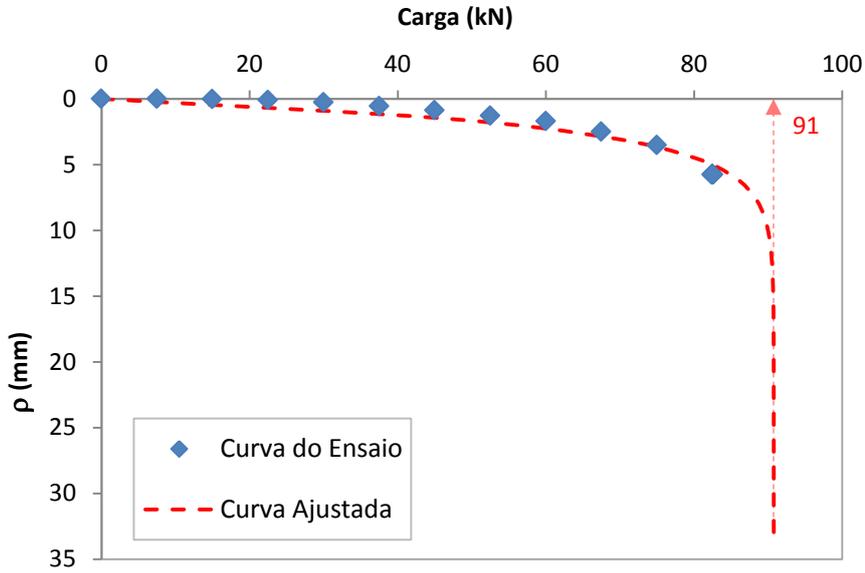
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 64 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca flutuante EI02.



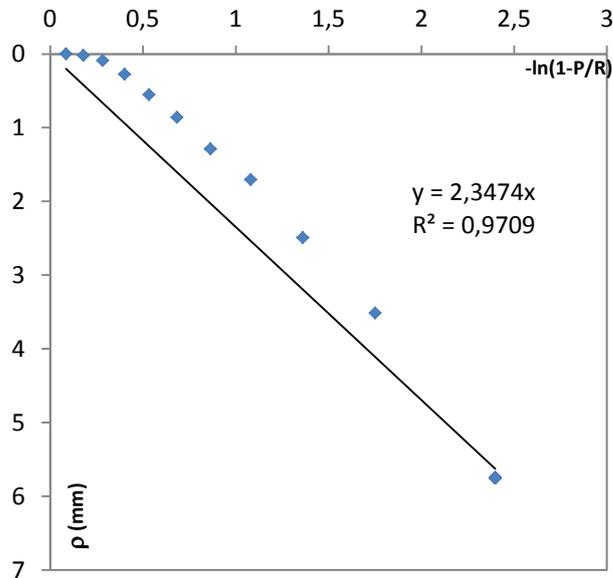
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 65 – Extrapolação da curva carga *versus* recalque da estaca flutuante EI03 para o Método de Van der Veen (1953).



Fonte: (AUTOR, 2020).

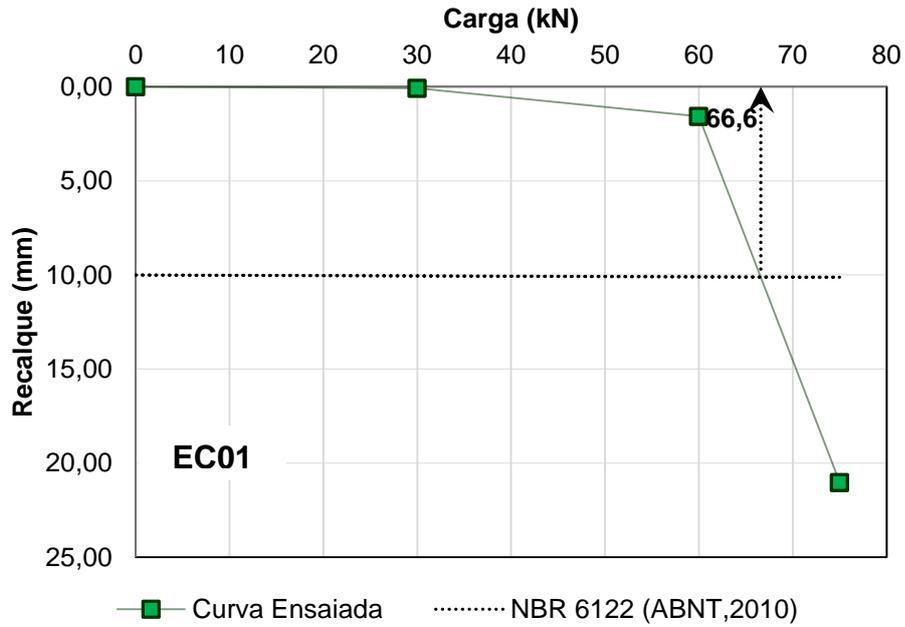
Figura 66 – Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953) para a estaca flutuante EI03.



Fonte: (AUTOR, 2020).

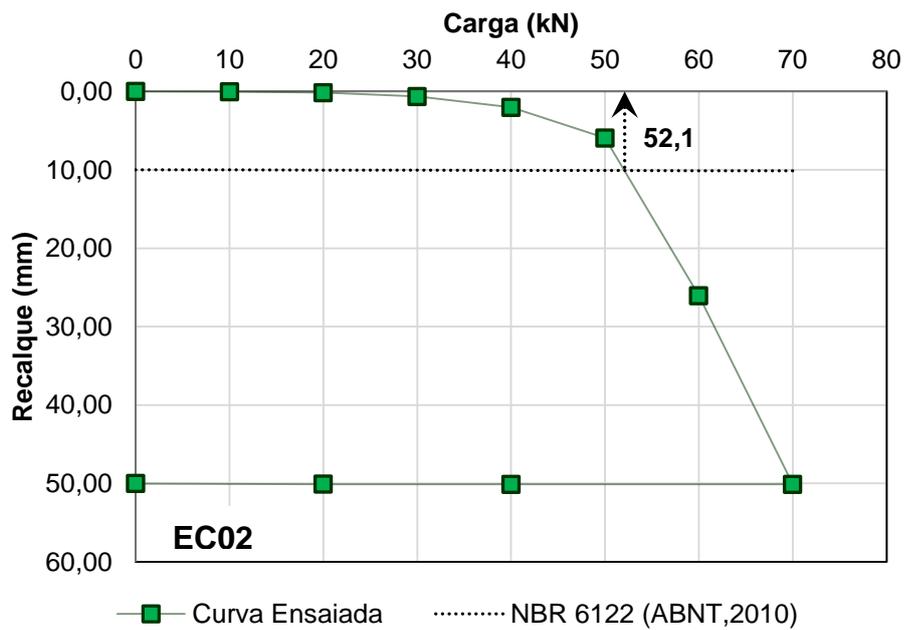
## APÊNDICE B – DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DO MÉTODO DA NBR 6122 (2019)

Figura 67 – Carga de ruptura para a estaca convencional EC01.



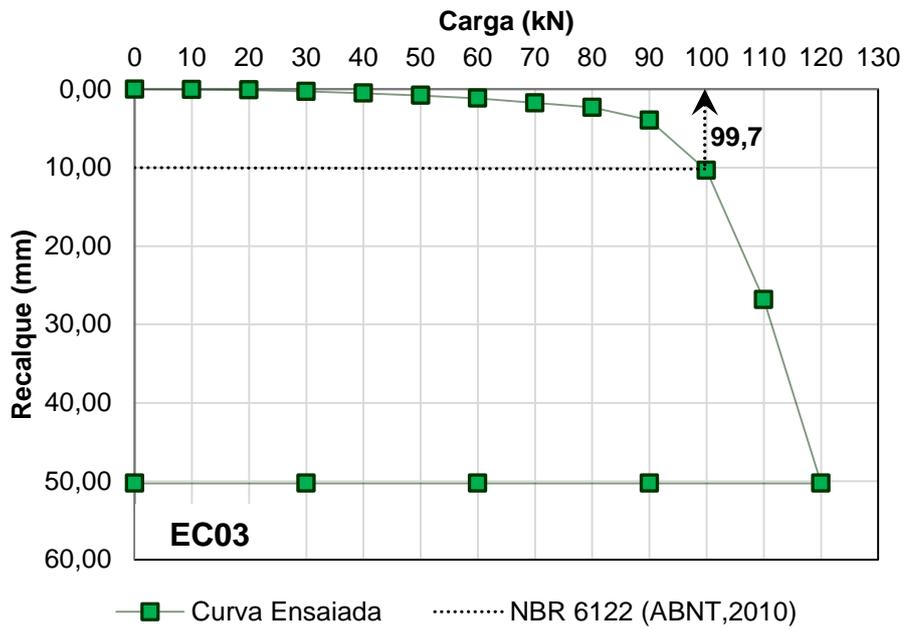
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 68 – Carga de ruptura para a estaca convencional EC02.



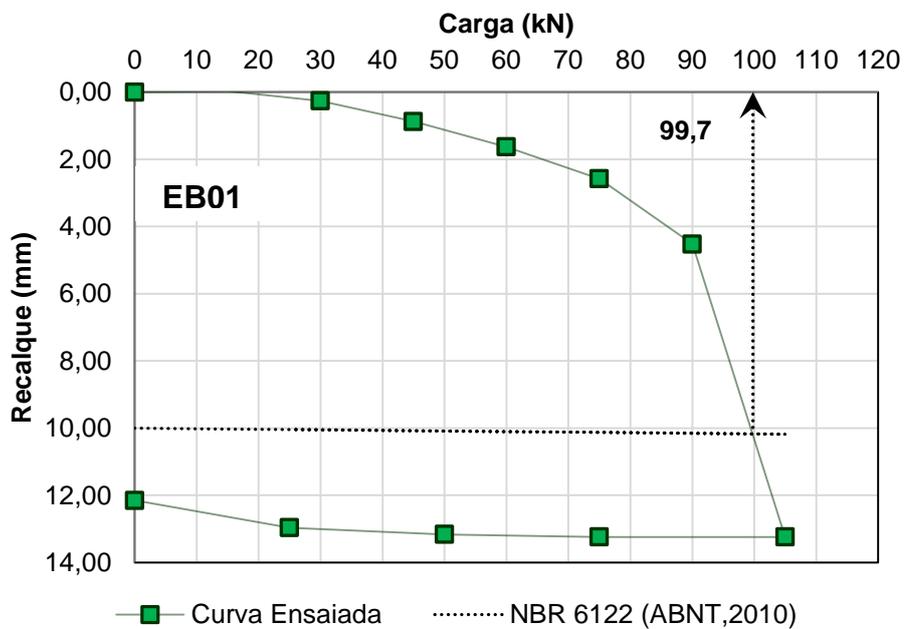
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 69 – Carga de ruptura para a estaca convencional EC03.



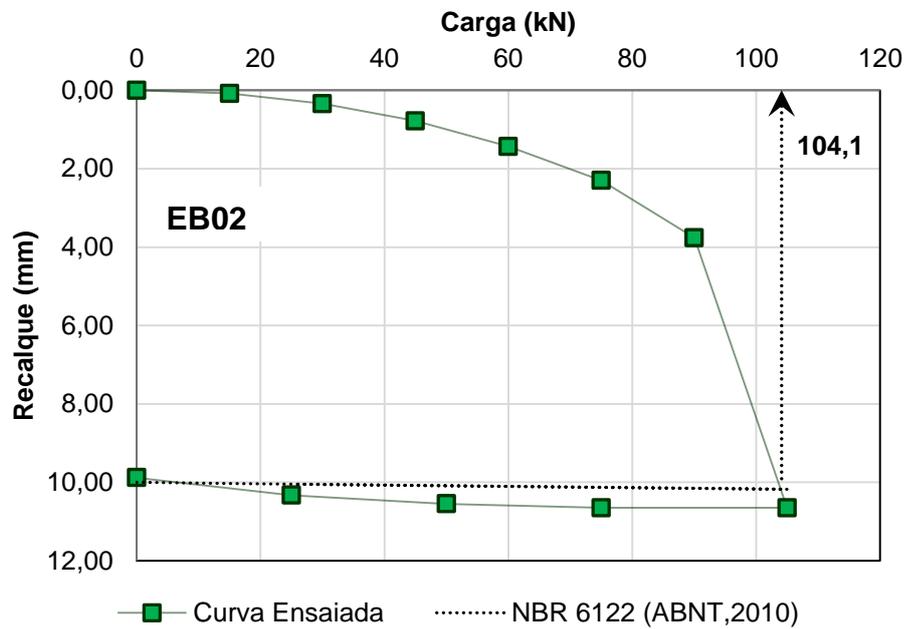
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 70 – Carga de ruptura para a estaca reforçada EB01.



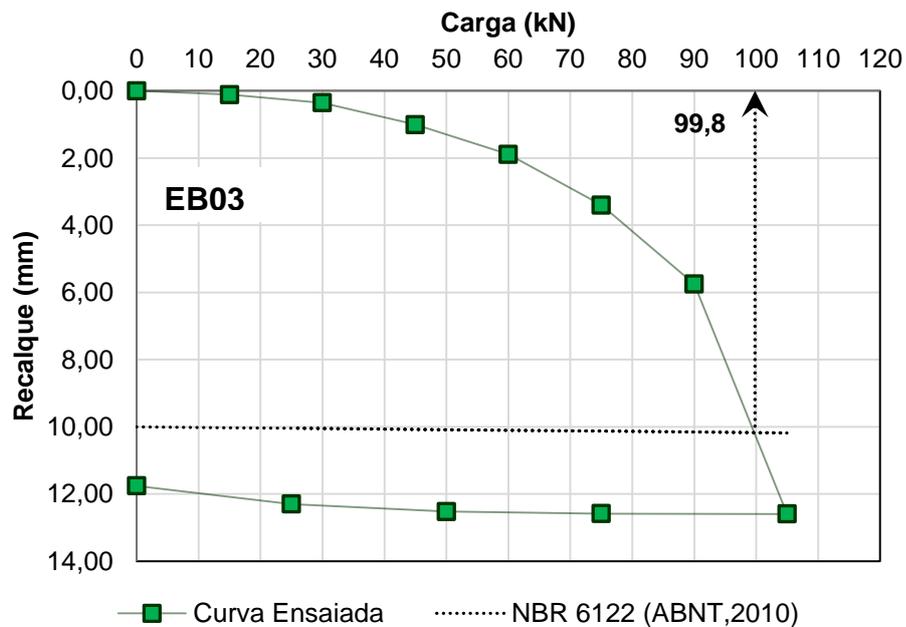
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 71 – Carga de ruptura para a estaca reforçada EB02 (valor estendido em 3,00 mm para atender ao método).



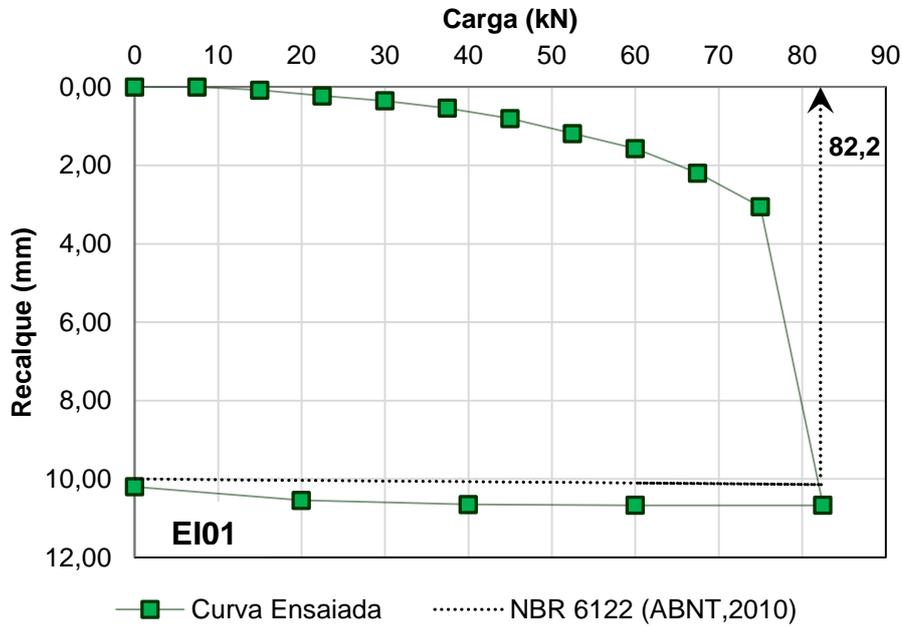
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 72 – Carga de ruptura para a estaca reforçada EB03 (valor estendido em 3,00 mm para atender ao método).



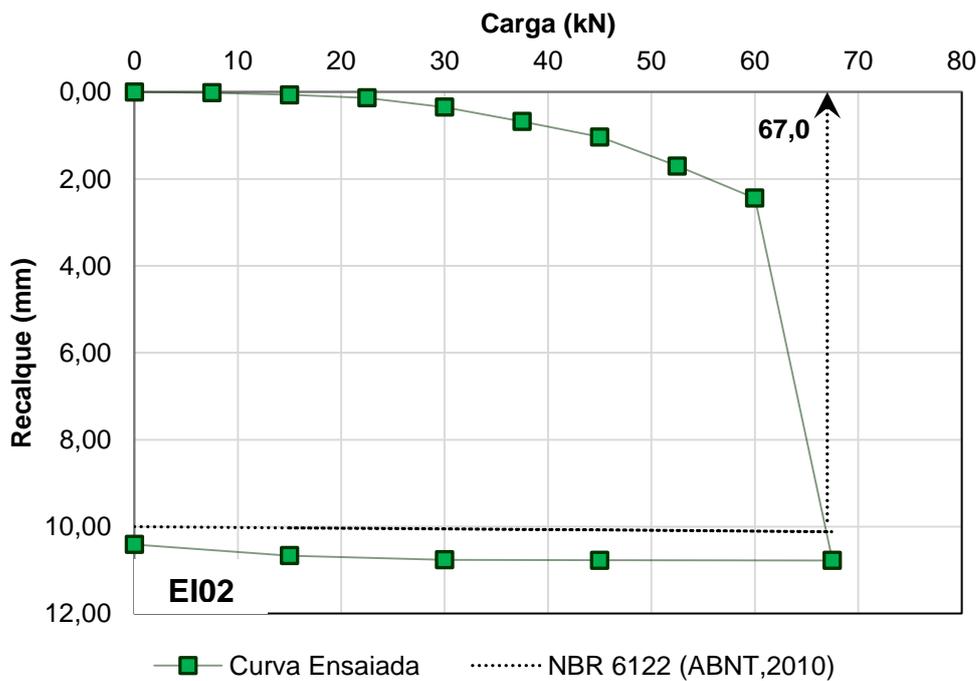
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 73 – Carga de ruptura para a estaca flutuante EI01 (valor estendido em 6,00 mm para atender ao método).



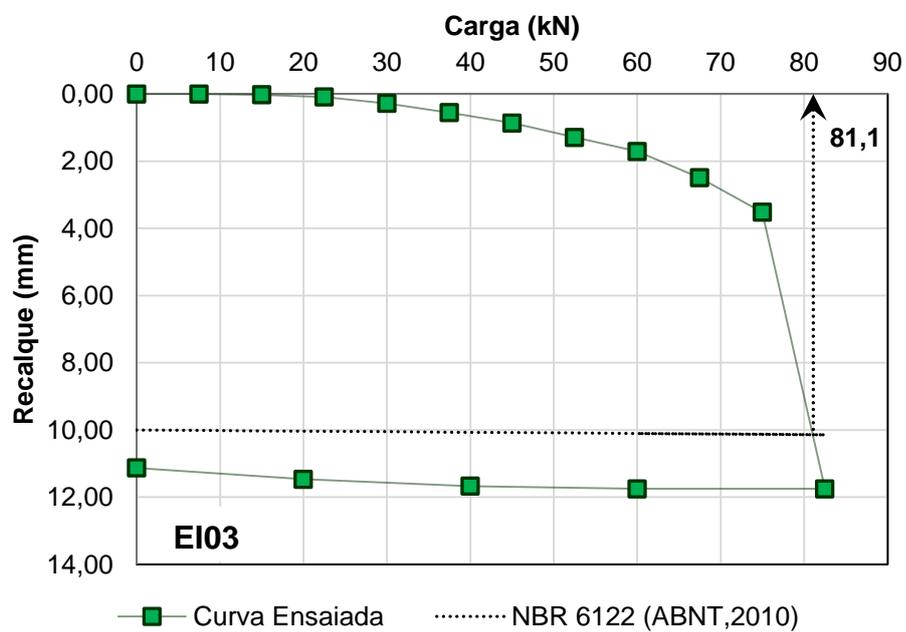
Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 74 – Carga de ruptura para a estaca flutuante EI02 (valor estendido em 6,00 mm para atender ao método).



Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 75 – Carga de ruptura para a estaca flutuante EI03 (valor estendido em 6,00 mm para atender ao método).



Fonte: (AUTOR, 2020).

## APÊNDICE C – RELATÓRIO DE CÁLCULOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Tabela 19 - Métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de carga das estacas.

<b>Aoki-Velloso (1975) - Solo argila siltosa</b>															
Camada	Profundidade (m)	N SPT	Solo	$\alpha$ (%)	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	DI (cm)	rl (kgf/cm <sup>2</sup> )	RI (kgf)	Atrito $\Sigma$ RI (kgf)	<b>Atrito <math>\Sigma</math> RI (kN)</b>	qc (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ponta Rp (kgf)	<b>Ponta Rp (kN)</b>	Total R =RI+Rp (kgf)	<b>Total R =RI+Rp (kN)</b>
1	0,0 - 1,0	6	Argila siltosa	4,00	2,20	100	0,09	829,4	829,4	8,13	13,2	3110,2	30,50	3939,6	38,63
2	1,0 - 2,0	4	Argila siltosa	4,00	2,20	100	0,06	552,9	1382,3	13,56	8,8	2073,5	20,33	3455,8	33,89
<b>3</b>	<b>2,0 - 3,0</b>	<b>5</b>	<b>Argila siltosa</b>	<b>4,00</b>	<b>2,20</b>	<b>100</b>	<b>0,07</b>	<b>691,2</b>	<b>2073,5</b>	<b>20,33</b>	<b>11,0</b>	<b>2591,8</b>	<b>25,42</b>	<b>4665,3</b>	<b>45,75</b>

<b>Aoki-Velloso (1975) - Solo argila silto-arenosa</b>															
Camada	Profundidade (m)	N SPT	Solo	$\alpha$ (%)	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	DI (cm)	rl (kgf/cm <sup>2</sup> )	RI (kgf)	Atrito $\Sigma$ RI (kgf)	<b>Atrito <math>\Sigma</math> RI (kN)</b>	qc (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ponta Rp (kgf)	<b>Ponta Rp (kN)</b>	Total R =RI+Rp (kgf)	<b>Total R =RI+Rp (kN)</b>
1	0,0 - 1,0	6	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,10	933,1	933,1	9,15	19,8	4665,3	45,75	5598,3	54,90
2	1,0 - 2,0	4	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,07	622,0	1555,1	15,25	13,2	3110,2	30,50	4665,3	45,75
<b>3</b>	<b>2,0 - 3,0</b>	<b>5</b>	<b>Argila silto-arenosa</b>	<b>3,00</b>	<b>3,30</b>	<b>100</b>	<b>0,08</b>	<b>777,5</b>	<b>2332,6</b>	<b>22,88</b>	<b>16,5</b>	<b>3887,7</b>	<b>38,13</b>	<b>6220,4</b>	<b>61,00</b>

<b>Décourt-Quaresma (1978)</b>																
Camada	Profundidade (m)	N SPT	Solo	$\Sigma$ N	Nmed	rl (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\Sigma$ L (cm)	Atrito $\Sigma$ RI (kgf)	<b>Atrito RI (kN)</b>	Nponta	C	rp (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ponta Rp (kgf)	<b>Ponta Rp (kN)</b>	Total R =RI+Rp (kgf)	<b>Total R =RI+Rp (kN)</b>
1	0,0 - 1,0	6	Argila siltosa	6	6,0	0,30	100	2827,4	27,73	3,3	120	4,00	2827,4	27,73	5654,9	55,46
2	1,0 - 2,0	4	Argila siltosa	10	5,0	0,27	200	5026,5	49,29	5,0	120	6,00	4241,2	41,59	9267,7	90,89
<b>3</b>	<b>2,0 - 3,0</b>	<b>5</b>	<b>Argila siltosa</b>	<b>15</b>	<b>5,0</b>	<b>0,27</b>	<b>300</b>	<b>7539,8</b>	<b>73,94</b>	<b>4,3</b>	<b>120</b>	<b>5,20</b>	<b>3675,7</b>	<b>36,05</b>	<b>11215,5</b>	<b>109,99</b>

Fonte: (AUTOR, 2020).

## ANEXO A – ENSAIOS À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA

Figura 76 - Resultados dos ensaios de três corpos de prova das estacas ensaiadas à compressão (laboratório Supermix).

Data de Moldagem		Central	Nota Fiscal	FCK TC	Cim	Grad. de Brita	Tipo de Brita	Tipo Cim	Tipo FCK	Dos	Idade	Cód. Traço	Slump	Rompimentos
114 - CRUZ ALTA														
Concreto														
Cliente : CORBELLINI E MASUTTI LTDA														
Contrato : 3313 - 3														
05/09/2019	CRUZ ALTA		24794	20	237	1.00		CP II F 40	N	C	28	815114	12+-2	7:16,7 28:27,8

Fonte: (AUTOR, 2020).

Figura 77 - Resultados dos ensaios de quatro corpos de prova, sendo dois das estacas ensaiadas à compressão e dois das estacas de reação (laboratório Unijuí).

Parâmetro	Seção Inic.	Força Força Max. (N)	Tensão Força Max. (MPa)	Força Força Max. (kgf)
CP 1	7854	157000	19.99	16010
CP 2	7854	124700	15.88	12710
CP 3	7854	137600	17.51	14030
CP 4	7854	142500	18.14	14530
Número CPs	4	4	4	4
Média	7854	140400	17.88	14320
Desv. Padrão	.0000	13360	1.701	1362
Coef. Var. [%]	.0000	9.511	9.511	9.511
Mínimo	7854	124700	15.88	12710
Máximo	7854	157000	19.99	16010

Fonte: (AUTOR, 2020).