

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

COMPORTAMENTO DE ESTACA RÍGIDA EM SOLO TROPICAL SUBMETIDA A
PROVA DE CARGA COM ESFORÇO HORIZONTAL

Camila Galdino Mendes

2013



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

COMPORTAMENTO DE ESTACA RÍGIDA EM SOLO TROPICAL SUBMETIDA A PROVA DE CARGA COM ESFORÇO HORIZONTAL

Camila Galdino Mendes

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Fernando Artur Brasil Danziger

Rio de Janeiro

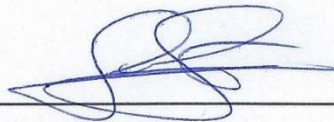
Agosto de 2013

COMPORTAMENTO DE ESTACA RÍGIDA EM SOLO TROPICAL SUBMETIDA A
PROVA DE CARGA COM ESFORÇO HORIZONTAL

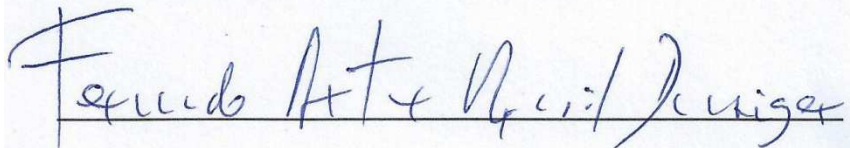
Camila Galdino Mendes

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO
DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Aprovada por:



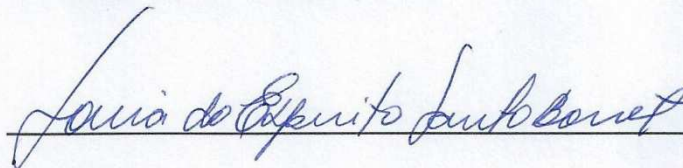
Gustavo Vaz de Mello Guimarães, M.Sc.



Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.



Leonardo De Bona Becker, D.Sc.



Sonia do Espirito Santo Borret, Eng.

Rio de Janeiro, RJ – Brasil

Agosto de 2013

MENDES, CAMILA GALDINO

Comportamento de estaca rígida instalada em solo tropical submetida a prova de carga com esforço horizontal / Camila Galdino Mendes. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

XX, 118 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães e Fernando Artur Brasil Danziger

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 81.

1. Capacidade de Carga 2. Prova de carga horizontal 3. Solo tropical I. Gustavo Vaz de Mello Guimarães et al.. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Comportamento de estaca rígida em solo tropical submetida à prova de carga com esforço horizontal.

À memória do meu amado sobrinho Michel Mendes Mansur,
à quem tive o privilégio de conhecer e
que deixará para sempre em meu coração a saudade.

Agradecimentos

Aos meus pais, José Roberto de Souza Mendes e Margarete Galdino Mendes, que sempre acreditaram em mim e me ensinaram as maiores lições que levarei em meu coração para sempre. Eles foram sempre exemplos de caráter, me mostrando, em seus atos, os princípios cristãos que regem hoje minha vida. E por me ensinarem, acima de tudo, o que é amor.

Aos meus irmãos, Rafael Galdino Mendes e Livia Mendes Mansur, que sempre foram exemplos pra mim, de determinação, dedicação, generosidade e cuidado. Se irmãos fossem escolhidos, não optaria por outros.

Aos meus tios, Jefferson Drilard e Marluce Galdino Drilard, que sempre estiveram presente, nos momentos de alegria e tristeza, apoiando e amando.

Aos meus primos, Silas e Rosana, que me acolheram e orientaram como filha, e contribuíram para que eu chegasse onde estou hoje.

À amiga, Natasha Welikson, ao meu lado há 25 anos, exemplo pra mim de honestidade e alegria, que mesmo com a distância física, esteve perto todos esses anos.

Às amigas, Cecília Daltro, Stephany Cristo, Thais Kronemberger, presentes de Deus na minha vida, sempre prontas para ouvir, aconselhar, chorar e se alegrar comigo.

Agradeço também à Bianca Vollmer, Helena Chaves, Letícia Gonçalves, Liliane Mohr, Mariana Leite, Natália Rodrigues, Paula Loureiro, Tianna Bloise, ao meu namorado Pedro Luiz Sampaio e aos demais amigos que fiz nesses anos na UFRJ. Amigos estes que caminharam junto comigo e me ensinaram que sozinho nada vale a pena.

Aos meus professores e orientadores, Gustavo Vaz de Mello Guimarães e Fernando Artur Brasil Danziger, pela dedicação, paciência e prontidão à ajudar. Por todos os conselhos, e paixão pela engenharia, que me incentivaram na escolha da geotecnia.

Aos colegas de trabalho da Redav, onde pude crescer como profissional e fazer verdadeiros amigos.

Ao meu Deus, único merecedor de toda a glória, quero agradecer por todas essas pessoas que ele colocou na minha vida.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica / UFRJ como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

COMPORTAMENTO DE ESTACA RÍGIDA INSTALADA EM SOLO TROPICAL
SUBMETIDA A PROVA DE CARGA COM ESFORÇO HORIZONTAL

Camila Galdino Mendes

Agosto / 2013

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Fernando Artur Brasil Danziger

Curso: Engenharia Civil

Uma estaca metálica de seção quadrada, com lado de 20 cm, com 3,7 m de comprimento total, sendo 2,7 m enterrados, e instrumentada com inclinômetro, foi submetida a uma prova de carga horizontal até a ruptura. Os resultados obtidos através da instrumentação da prova de carga, ensaios de laboratório e “in situ” realizados em solo tropical (campo experimental de Adrianópolis/R.J) são apresentados e analisados. É realizada também uma comparação entre valores medidos e previstos de deslocamentos para cargas de trabalho e carga de ruptura.

Palavra-chave: Prova de carga horizontal, deslocamentos e capacidade de carga, solo tropical.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

BEHAVIOR OF RIGID PILE IN TROPICAL SOIL UNDER LATERAL LOADING

Camila Galdino Mendes

August / 2013

Advisors: Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Fernando Artur Brasil Danziger

Course: Civil Engineer

An instrumented steel pile, 20 cm in width e 3,7 m in length (2,7 m embedment), and instrumented with inclinometer, was subjected to horizontal loading until failure. The results obtained from the load test instrumentation, laboratory and "in situ" tests carried out in tropical soil (Adrianópolis / RJ) are presented and analyzed. A comparison between measured and predicted values is undertaken, both for working loads as well as failure condition.

Keywords: Horizontal load test, displacements and load capacity, tropical soil.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivo	1
1.3. Justificativas.....	1
1.4. Metodologia	2
1.5. Estrutura do trabalho.....	2
2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS ISOLADAS COM CARREGAMENTO HORIZONTAL.....	3
2.1. Generalidades.....	3
2.2. Dimensionamento para condição de trabalho	4
2.2.1. Hipótese de Winkler.....	4
2.2.1.1. Contribuições à avaliação do coeficiente de reação horizontal	7
a) Areias	9
b) Argilas moles.....	10
c) Argilas rijas	11
2.2.1.2. Estimativa de deslocamentos de estacas	12
2.2.1.3. Curvas p-y.....	15
2.2.2. Meio elástico contínuo	17
2.3. Dimensionamento para a condição de ruptura.....	18
2.3.1. Mecanismos de ruptura	18
2.3.1.1. Ruptura geotécnica.....	20
2.3.1.2. Ruptura estrutural	22
2.3.2. Capacidade de carga de ruptura de estacas.....	23
2.3.2.1. Solos granulares.....	23

a) Broms (1964a).....	23
2.3.2.2. Solos com ângulo de atrito e coesão	27
a) Brinch-Hansen (1961)	27
2.4. Considerações finais	29
3. ENSAIOS REALIZADOS	31
3.1. A Escolha do local	31
3.2. Características geotécnicas.....	31
3.2.1. Retirada de amostras deformadas e indeformadas	31
3.2.2. Ensaio de caracterização em laboratório	32
3.2.3. Ensaio de cisalhamento direto.....	33
3.2.4. Sondagem à percussão	35
3.2.5. Ensaio de dilatômetro	37
3.2.6. Lay out dos ensaios	44
3.3. A prova de carga	45
3.3.1. Generalidades.....	45
3.3.2. As estacas.....	45
3.3.3. Instrumentação	46
3.3.4. Arranjo físico	47
3.3.5. A montagem da prova de carga	48
3.3.6. A realização da prova de carga	50
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	52
4.1. Deslocamentos horizontais	52
4.1.1. Extensômetros	52
4.1.2. Inclinômetros.....	55
4.2. Análise do comportamento da estaca	57
4.2.1. Curvatura da estaca.....	57

4.2.2.	Ponto de rotação.....	58
4.2.2.1.	Carga de F=18,68 kN	60
4.2.2.2.	Cargas de 37,4 kN, 56,0 kN e 74,7 kN.....	63
4.2.3.	Deslocamento no nível do terreno.....	63
4.2.4.	Análise dos resultados.....	65
4.3.	Estimativa dos deslocamentos e capacidade de carga de ruptura da	
estaca	67	
4.3.1.	Estimativa dos deslocamentos para a carga de trabalho.....	67
4.3.1.1.	Características.....	67
4.3.1.2.	Método Russo.....	70
4.3.2.	Determinação da carga de ruptura.....	71
4.3.2.1.	Características.....	71
4.3.3.	Capacidade de carga de ruptura.....	72
4.3.3.1.	Broms (1964 a).....	72
a)	Dimensionamento para um solo arenoso com $\varnothing = 45^\circ$	72
4.3.3.2.	Brinch-Hansen (1961).....	73
a)	Solo com coesão c=5 e ângulo de atrito $\varnothing = 45^\circ$	73
b)	Solo com coesão c=10 e ângulo de atrito $\varnothing = 45^\circ$	76
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS	
PESQUISAS.....	79	
5.1	Considerações finais.....	79
5.2	Sugestões para pesquisas futuras:.....	80
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	81
	ANEXO A.....	86
A.1	Carga F=18,7 kN.....	86
A.2	Carga F=37,4 kN.....	93

A.3 Carga F=56,0 kN	97
A.4 Carga F=74,7 kN	102
ANEXO B	106
B.1 Análise granulométrica	106
a) Amostra deformada retirada entre 0,0 e 2,0 m de profundidade	106
b) Amostra deformada retirada entre 0,0 e 2,0 m de profundidade	109
B.2 Ensaio de cisalhamento direto	111
a) Amostra indeformada retirada em uma profundidade entre 0,50 e 0,70 m. 111	
b) Amostra indeformada retirada em uma profundidade entre 1,00 e 1,20 m. 113	
c) Amostra indeformada retirada em uma profundidade entre 1,00 e 1,20 m. 116	

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comparação hipótese de Winkler e solo elástico. (SANTA MARIA, 2002, por GUIMARÃES, 2012)	5
Figura 2.2 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (Adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010).....	6
Figura 2.3 – Modelos de coeficientes de reação horizontal do solo (real e admitido).....	7
Figura 2.4 – Classificação de Hetenyi para viga em apoio elástico.....	13
Figura 2.5 – Método Russo a) rotação de corpo rígido b) distribuição uniforme de k_h c) distribuição de tensões. (Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações, 2012)	15
Figura 2.6 - Reação do solo x deslocamento da estaca (PRAKASH & SHARMA, 1990).	17
Figura 2.7 - Estaca submetida a ações horizontais: a) deformação e b) distribuição das tensões antes do carregamento e c) depois do carregamento (REESE E VAN IMPE, 2001).	19
Figura 2.8 - Detalhe das trincas e intumescimento do solo na parte frontal da estaca (GUIMARÃES, 2007).....	20
Figura 2.9 - Estacas curta a) mecanismo de ruptura e b) reação do solo (SOUSA, 2006).....	21
Figura 2.10 - Estacas curta a) mecanismo de ruptura e b) reação do solo (VELLOSO E LOPES, 2010).....	21
Figura 2.11 - Várias propostas da distribuição da reação do solo para estacas solicitadas horizontalmente, em solos granulares. (SOUSA, 2006).....	22
Figura 2.12 - Estacas longa a) mecanismo de ruptura e b) reação do solo (SOUSA, 2006).....	23
Figura 2.13 - Mecanismo de ruptura, distribuição de tensões e diagrama de momentos fletores para estacas curtas em solo arenoso (VELLOSO E LOPES, 2010).	24

Figura 2.14 - Método de Broms - Estaca curta em solo arenoso. (Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações, 2012).....	25
Figura 2.15 - Estaca longa a) deformação, b) distribuição de tensões e c) momentos fletores. (SOUSA, 2006).....	26
Figura 2.16 - Estaca vertical sob ação de uma carga horizontal e distribuição de tensão. (VELLOSO E LOPES, 2010).....	27
Figura 2.17 – Ábacos para determinação de k_q e k_z (Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações, 2012).....	29
Figura 3.1 - Retirada de bloco indeformado no campo experimental de Adrianópolis.....	31
Figura 3.2 – Granulometria do solo amostra entre 0,0 e 2,0 m de profundidade (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	32
Figura 3.3 – Granulometria do solo amostra entre 3,0 e 3,5 m de profundidade. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	33
Figura 3.4 – Boletim da sondagem à percussão SP4. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	35
Figura 3.5 - Boletim da sondagem à percussão SP5. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	36
Figura 3.6 - Detalhe da lâmina do DMT sendo inserida no solo e realização do ensaio.....	38
Figura 3.7 - Valores de p_0 e p_1 nos 2 ensaios de dilatômetro.....	39
Figura 3.8 – Valores de E_D nos dois ensaios de dilatômetro (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	40
Figura 3.9 - Valores de K_D nos dois ensaios de dilatômetro (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	41
Figura 3.10 – Valores de I_D nos dois ensaios de dilatômetro (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	42
Figura 3.11 – Ângulo de atrito versus profundidade.....	44
Figura 3.12 - Planta de localização dos ensaios de campo. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	44

Figura 3.13 – Estaca 2, retirada do solo, após prova de carga.	46
Figura 3.14 – Tubo de inclinômetro instalado na estaca 2.....	46
Figura 3.15 – Planta da prova de carga (Adaptado de GUIMARÃES, 2007). ..	47
Figura 3.16 – Corte AA da prova de carga (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).	48
Figura 3.17– Furo realizado para as estaca (GUIMARÃES, 2007).	48
Figura 3.18 – Manuseio e instalação da estaca teste no furo (GUIMARÃES, 2007).	49
Figura 3.19 - Montagem da prova de carga (GUIMARÃES, 2007).....	50
Figura 3.20 – Vista do torpedo de inclinômetro no interior do tubo na estaca 1. (GUIMARÃES, 2007).....	51
Figura 4.1 - Curva carga x deslocamento dos extensômetros 3 e 4 (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).	53
Figura 4.2 - Curva carga x deslocamento médio dos extensômetros 3 e 4. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	54
Figura 4.3 - Deslocamento para diversos estágios de carga. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	56
Figura 4.4 - Equações das curvas obtidas pelos inclinômetros (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	58
Figura 4.5 - Croquis para determinação do ponto de rotação utilizando os valores medidos pelos extensômetros e inclinômetro.	59
Figura 4.6 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).....	61
Figura 4.7 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 1º ciclo e t=0 min, após translação e prolongamento.....	62
Figura 4.8 – Curva carga versus deslocamento no nível do terreno.	64
Figura 4.9 – Curvas profundidade versus deslocamentos nos 4 estágios de carregamento.....	65
Figura 4.10 – Comparação entre as profundidades dos pontos de rotação.....	66

Figura 4.11 – Variação do coeficiente de reação horizontal até a profundidade L.	69
Figura 4.12 – P_{zu} versus profundidade para $c=5$ kPa.....	73
Figura 4.13 – Distribuição do empuxo passivo na estaca 2 para $c=5$ kPa.	75
Figura 4.14 – P_{zu} versus profundidade para $c=10$ kPa.....	76
Figura 4.15 – Distribuição do empuxo passivo na estaca 2 para $c=10$ kPa.	78
Figura A. 1 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)	86
Figura A. 2 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 1º ciclo e $t=0$ min, após translação e prolongamento.....	88
Figura A. 3 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 1º ciclo e $t=5$ min, após translação e prolongamento.....	89
Figura A. 4 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 2º ciclo e $t=0$ min, após translação e prolongamento.....	90
Figura A. 5 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 2º ciclo e $t=5$ min, após translação e prolongamento.....	91
Figura A. 6 - Curva final para carga de 18,7 kN, no recarregamento e $t=0$ min, após translação e prolongamento.	92
Figura A. 7 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)	93
Figura A. 8 - Curva final para carga de 37,4 kN, $t=0$ min, após translação e prolongamento.....	95
Figura A. 9 - Curva final para carga de 37,4 kN, $t=5$ min, após translação e prolongamento.....	96
Figura A. 10 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)	97
Figura A. 11 - Curva final para carga de 56,0 kN, $t=0$ min, após translação e prolongamento.....	99

Figura A. 12 - Curva final para carga de 56,0 kN, t=15 min, após translação e prolongamento.....	100
Figura A. 13 - Curva final para carga de 56,0 kN, t=25 min, após translação e prolongamento.....	101
Figura A. 14 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)	102
Figura A. 15 - Curva final para carga de 74,7 kN, t=15 min, após translação e prolongamento.....	104
Figura A. 16 - Curva final para carga de 74,7 kN, t=25 min, após translação e prolongamento.....	105
Figura B. 1 – Diagrama de Feret (Curso de engenharia civil, PUC Minas)	106
Figura B. 2 - Granulometria do solo da amostra entre 0,0 e 2,0 m de profundidade (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).	107
Figura B. 3 - Diagrama de Feret para amostra entre 0,0 e 2,0m com o uso de deflocutante.	108
Figura B. 4 - Diagrama de Feret para amostra entre 0,0 e 2,0m sem o uso de deflocutante.	108
Figura B. 5 – Granulometria do solo da amostra entre 3,0 e 3,5 m de profundidade. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)	109
Figura B. 6 - Diagrama de Feret para amostra entre 3,0 e 3,5m com o uso de deflocutante.	110
Figura B. 7 - Diagrama de Feret para amostra entre 3,0 e 3,5m sem o uso de deflocutante.	110
Figura B. 8 – Envoltórias de alta e baixa tensão em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.....	111
Figura B. 9 - τ versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.....	112
Figura B. 10 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.	113

Figura B. 11 - Envoltórias de alta e baixa tensão em uma profundidade entre 1,0 e 1,2m.....	114
Figura B. 12 - τ versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7m	115
Figura B. 13 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.....	115
Figura B. 14 - Envoltórias de alta e baixa tensão o bloco 3 em uma profundidade entre 1,5 e 1,7 m.....	116
Figura B. 15 τ versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m	117
Figura B. 16 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.....	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.I – Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para areias, válidos para estaca de 30 cm de lado ¹ (VELLOSO E LOPES, 2010).....	9
Tabela 2.II - Valores de n_h (MN/m ³) em função da compactidade relativa do solo. (REESE ET AL., 1974 adaptado de SOUSA, 2006).....	9
Tabela 2.III – Faixa de valores de n_h para argilas moles. (adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010).....	11
Tabela 2.IV – Valores de k_{v1} em kN/m ³ . (THERZAGHI, 1955)	12
Tabela 3.I – Características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto. (Relatório técnico COPPETEC).....	34
Tabela 3.II - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para as amostras indeformadas retirada.....	34
Tabela 3.III – Tabela dos estados de compactidade e de consistência (Anexo A da NBR 6484).....	37
Tabela 3.IV - Média dos parâmetros dos ensaios DMT 3 e DMT 4 (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)	43
Tabela 4.I - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida curva para a carga de 18,68 kN.....	60
Tabela 4.II - Deslocamentos do nível do terreno para os dois primeiros ciclos.....	63
Tabela 4.III - Deslocamentos do nível do terreno para os dois últimos ciclos. .	64
Tabela 4.IV - Tabela de valores de k_{v1} em kgf/cm ³ (TERZAGHI, 1955)	68
Tabela 4.V – Valores deslocamento horizontal (v) e a rotação da fundação (α) para os diferentes propostas e cargas de trabalho.	70
Tabela 4.VI – Determinação do ponto de rotação pelo método de Brinch-Hasen para $c=5$ kPa.	74
Tabela 4.VII – Determinação do ponto de rotação pelo método de Brinch-Hasen para $c=10$ kPa.	77
Tabela A. I - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 18,7 kN.	87

Tabela A. II - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 37,35 kN	94
Tabela A. III - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 56,03 kN.	98
Tabela A. IV - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 74,70 kN.	103
Tabela B. I – Distribuição granulométrica do solo da amostra entre 0,0 e 2,0 m de profundidade.....	107
Tabela B. II - Distribuição granulométrica do solo da amostra entre 3,0 e 3,5 m de profundidade.....	110
Tabela B. III - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para amostra na profundidade entre 0,50 m e 0,70 m.....	112
Tabela B. IV - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para amostra na profundidade entre 1,0 m e 1,2 m.....	114
Tabela B. V - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para amostra na profundidade entre 1,5 e 1,7 m.	116

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

Culturalmente, no Brasil, não se tem o costume de realizar provas de carga em projetos. Em geral, o dimensionamento geotécnico das fundações é realizado apenas com sondagens à percussão. Quando os esforços preponderantes são horizontais, a carga de ruptura não é bem definida e, geralmente, os critérios existentes para estimativa da capacidade de carga apresentam uma faixa muito grande de variação nos resultados. Além disso, a estimativa de deslocamentos depende de correlações com coeficientes de reação horizontal de trabalhos das décadas de 1950 e 1960. Com isso, para o caso de fundações carregadas transversalmente, é recomendado que se realizassem provas de carga envolvendo as fundações, se possível, em verdadeira grandeza, além de outras investigações geotécnicas, como ensaios de laboratório (por exemplo os ensaios de caracterização e cisalhamento direto) e ensaios de campo (por exemplo os ensaios de dilatômetro ou pressiômetro).

1.2. Objetivo

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento de uma estaca metálica instrumentada de seção quadrada, lado de 20 cm com 3,7 m de comprimento total, sendo 2,7 m enterrados, submetida a uma prova de carga horizontal até a ruptura.

1.3. Justificativas

GUIMARÃES (2007) em sua dissertação de mestrado planejou e realizou a caracterização geotécnica através de ensaios de campo e laboratório, além de uma prova de carga horizontal, no campo experimental de Adrianópolis em Nova Iguaçu/R.J.

A prova de carga horizontal realizada na ocasião era composta de duas estacas metálicas de seção quadrada reagindo uma contra a outra. Ambas as estacas foram instrumentadas, mas apenas o comportamento da estaca teste instrumentada (assim denominada naquele trabalho) foi analisado pelo respectivo autor.

O presente trabalho propõe fazer uma análise do comportamento da outra estaca, também instrumentada, durante a prova de carga horizontal realizada. Os resultados dos ensaios de caracterização em laboratório, cisalhamento direto, SPT e DMT também foram utilizados na análise.

Diferente de GUIMARÃES (2007), onde são adotados os nomes de estaca teste e estaca de reação, serão usadas as expressões estaca 1 e estaca 2 respectivamente.

1.4. Metodologia

A metodologia constitui-se na apresentação dos principais métodos existentes para o dimensionamento de estacas carregadas transversalmente, apresentação dos resultados de uma prova de carga horizontal, seguida da comparação entre previsão e desempenho da estaca 2.

A interpretação de ensaios de laboratório e campo forneceu os parâmetros geotécnicos utilizados na previsão dos resultados com os métodos de cálculo.

1.5. Estrutura do trabalho

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos, o primeiro com considerações iniciais.

No capítulo 2, são apresentados alguns dos métodos existentes para dimensionamento em relação às cargas de trabalho e ruptura de uma estaca carregada horizontalmente. De acordo com o tipo de solo local, ênfase foi dada aos métodos aplicáveis aos solos puramente granulares ($c=0$) e aos solos com coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ).

No capítulo 3, é apresentado o local de realização dos ensaios, além de uma caracterização geotécnica do local realizada através de ensaios de campo e de laboratório. As características da estaca e da prova de carga também são descritas nesse capítulo.

No capítulo 4, são apresentadas o comportamento da estaca teste 2 durante a prova de carga horizontal além das análises realizadas pelos métodos de cálculo.

No capítulo 5, são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS ISOLADAS COM CARREGAMENTO HORIZONTAL

2.1. Generalidades

As estacas não estão apenas sujeitas a cargas verticais, sendo frequentemente solicitadas por carregamentos horizontais. Geralmente as cargas verticais são significativamente maiores que as horizontais. Sendo assim, essas últimas são facilmente absorvidas pela resistência e rigidez dos elementos e, por isso, sua consideração específica no dimensionamento é desprezada na maioria dos casos.

Entretanto, existem situações em que estas cargas não podem ser desprezadas, pois seus valores elevados determinam as condições de carregamento, como por exemplo, estruturas portuárias, torres de linhas de transmissão, estruturas off-shore, pontes, viadutos, entre outras, devido ao impacto de navios, ação do vento, das ondas e das correntes.

Quando se inicia um projeto de uma grande estrutura solicitada com carga horizontal, podem-se adotar duas soluções: estacas inclinadas ou estacas verticais. Na primeira delas, as estacas trabalham, predominantemente, como elementos de treliça, resistindo apenas a cargas axiais (compressão ou tração). Embora seja uma solução desejável, em alguns casos, principalmente com a presença de água, a execução oferece muitas dificuldades. Na segunda, as cargas horizontais são absorvidas por flexão das estacas. Neste caso, projetam-se fundações que estarão submetidas a situações de flexo-compressão ou flexo-tração. Por ser de execução mais simples, em muitos casos, é a solução mais adotada.

Alguns métodos desenvolvidos analisam a condição de trabalho e verificam se os deslocamentos previstos, e esforços internos na estaca, são compatíveis com a estrutura. Nesses métodos, o solo é representado através de dois modelos. O primeiro é uma extensão da hipótese de Winkler do estudo das vigas de fundação, em que o solo é substituído por molas, independentes entre si. O segundo considera o solo como um meio elástico contínuo.

Outros métodos analisam a estaca na condição de ruptura ou equilíbrio plástico, fornecendo a força horizontal que levaria à ruptura do solo e/ou da estaca. Os chamados métodos de ruptura normalmente não fornecem deslocamentos para as cargas de serviço.

O dimensionamento deve ser abordado de duas formas: dimensionamento para as cargas de trabalho (compatibilidade dos deslocamentos) e dimensionamento para a carga de ruptura (geotécnica e estrutural).

2.2. Dimensionamento para condição de trabalho

Em estacas sujeitas a cargas horizontais, os movimentos são significativos e por isso, na maioria dos casos, seu dimensionamento é condicionado por esses deslocamentos. Assim foram desenvolvidos vários métodos que permitem avaliar os deslocamentos e os esforços a que os elementos de fundação estão sujeitos. Duas vias são normalmente utilizadas para modelar o comportamento do solo, os modelos discretos e os modelos contínuos.

Nos modelos discretos, o solo é caracterizado por uma série de molas independentes, desprezando-se a natureza contínua do solo, o que implica que os deslocamentos de um ponto não são afetados por ações sobre outros pontos do meio. Nesse modelo o comportamento tensão-deformação é conhecido. Nos modelos contínuos, o solo é considerado como um meio elástico contínuo caracterizado por um módulo de elasticidade e um coeficiente de Poisson.

2.2.1. Hipótese de Winkler

Estes modelos têm como base um meio fictício introduzido por Winkler em 1867, onde ele admitiu que a reação do solo que atua num determinado ponto é unicamente dependente do deslocamento desse ponto e independente dos deslocamentos dos pontos vizinhos, conforme apresentado na Figura 2.1. A hipótese admite ainda a existência de proporcionalidade entre a reação do solo e o deslocamento. O problema assim descrito pode ser estudado admitindo uma viga assente numa série de molas isoladas com comportamento elástico linear, que simulam o comportamento do solo.

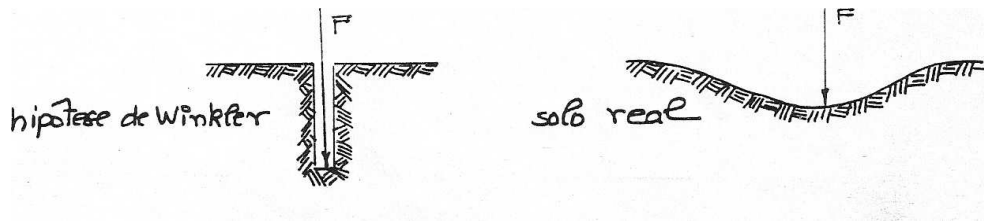


Figura 2.1 - Comparação hipótese de Winkler e solo elástico. (SANTA MARIA, 2002, por GUIMARÃES, 2012)

Desde cedo, o modelo de Winkler foi adotado no problema de estacas com solicitação horizontal, dada a sua analogia com o problema de uma viga assente em meio elástico. Este método sofreu vários desenvolvimentos, ao longo de décadas de utilização, acompanhados pela experiência acumulada e pela evolução dos programas computacionais.

Qualquer que seja a forma da seção transversal, o solo resiste ao deslocamento horizontal da estaca por tensões normais na frente da estaca e por tensões cisalhantes que atuam nas laterais, conforme ilustrado na Figura 2.2. Na parte de trás da estaca quase não há resistência. Considera-se que a resultante dessas tensões atua numa área correspondente à frente da estaca. Assim, a reação do solo é suposta uma tensão normal (geralmente chamada de p), atuando numa faixa de largura B , perpendicular à qual ocorre o deslocamento horizontal.

Pela hipótese de Winkler, pode-se escrever:

$$p = k_h y \quad (2.1)$$

Onde,

p é a tensão normal horizontal [FL^{-2}] atuando na frente da estaca em uma faixa de largura B igual ao diâmetro ou largura da estaca;

k_h é o coeficiente de reação horizontal [FL^{-3}];

y é o deslocamento horizontal.

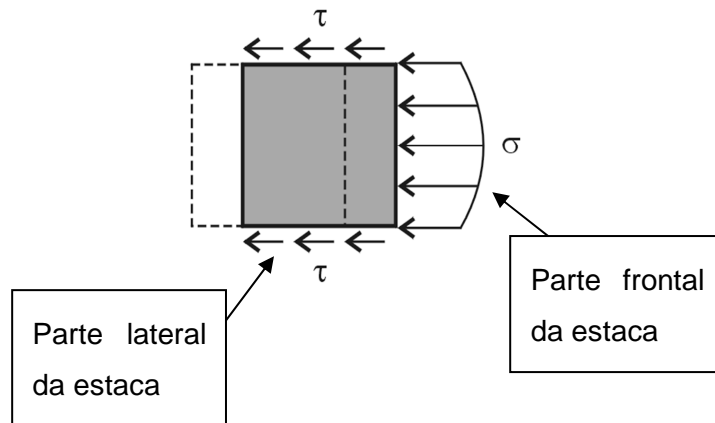


Figura 2.2 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (Adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010).

VELLOSO E LOPES (2010) fazem importante menção que é preciso atentar para a forma como o coeficiente de reação horizontal é expresso nos diferentes trabalhos sobre o assunto. Além do coeficiente descrito na equação anterior, há o coeficiente de reação incorporando a dimensão transversal da estaca B , $K [FL^{-2}]$ ¹.

$$K = k_h B \quad (2.2)$$

Lembrando que o sentido da reação do terreno é sempre oposto ao do deslocamento horizontal sofrido pela estaca.

¹Este cuidado deve se estender também a tensão horizontal p , que, dependendo do método, incorpora a dimensão transversal da estaca. Os autores recomendam que antes da aplicação de algum método se faça uma análise dimensional das equações para se obter os parâmetros e suas unidades.

2.2.1.1. Contribuições à avaliação do coeficiente de reação horizontal

O coeficiente de reação horizontal k_h pode ser constante ou variar com a profundidade. A Figura 2.3 apresenta os modelos reais e admitidos para os tipos de coeficiente de reação horizontal do solo k_h .



Figura 2.3 – Modelos de coeficientes de reação horizontal do solo (real e admitido).

Para o caso de solos com coeficientes de reação horizontal crescente com a profundidade pode-se exprimir seu valor em uma dada profundidade z , da seguinte forma:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (2.3)$$

Onde,

n_h é a taxa de variação do coeficiente de reação horizontal com a profundidade [FL-3].

TERZAGHI (1955) analisou o coeficiente de reação horizontal tanto para fundações superficiais como para estacas. O autor menciona em seu trabalho que para areias e argilas normalmente adensadas k_h pode ser considerado crescendo linearmente com a profundidade; para argilas muito sobreadensadas, k_h poderia ser considerado constante com a profundidade.

Considerando que os deslocamentos a uma distância da estaca maiores que $3B$ não tem influência sobre o comportamento da estaca, sendo E o módulo de elasticidade do solo e B a dimensão transversal da estaca, o trabalho de TERZAGHI (1955) propõe:

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad (2.4)$$

Outros autores como BROMS (1964a), sugerem relações diferentes entre o módulo de elasticidade do solo e a dimensão transversal da estaca, sugerindo:

$$k_h \cong \frac{E}{B} \quad (2.5)$$

No entanto há que se lembrar de que o módulo de elasticidade depende das condições de drenagem e do tipo e nível do carregamento.

De modo geral, nos solos argilosos saturados, admite-se uma condição não-drenada num carregamento rápido. Se a carga for mantida, deverá ocorrer drenagem ao longo do tempo e os deslocamentos provavelmente crescerão. Sendo assim os deslocamentos de longo prazo devem ser calculados com parâmetros drenados. É importante mencionar também que em estacas carregadas horizontalmente, dependendo do perfil do terreno, podem ser atingidos elevados níveis de mobilização de resistência, ou até ruptura, dos solos superficiais. Assim, na escolha do coeficiente de reação horizontal, é preciso levar em conta o nível de mobilização de resistência e verificar se o carregamento atuante pode ser cíclico, pois pode haver degradação dos módulos utilizados.

Se E_u e ν_u ($\cong 0,5$) são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson não-drenados, e E' e ν' estes parâmetros na condição drenada, tem-se:

$$E_u = \frac{3E'}{2(1+\nu')} \quad (2.6)$$

Sendo 0,2 um valor típico de ν' , tem-se $E_u \cong 1,3 E'$. Daí se conclui que os deslocamentos ao longo do tempo deverão ser pelo menos, 30% maiores que os deslocamentos iniciais. Na prática, adota-se um coeficiente de reação drenado cerca de 50% a 60% do não-drenado.

Para a condição drenada dos solos, para um nível maior de deformações, observou-se redução no coeficiente de reação horizontal à metade ou um terço do valor de pequenas deformações (POULOS E DAVIS, 1980).

a) Areias

Para areias, admite-se a condição drenada e a hipótese adotada, de que o coeficiente de reação horizontal cresce com a profundidade, deve ser verificada de acordo com perfil do terreno com o auxílio do SPT, CPT ou DMT. O perfil pode apresentar camadas com compacidades distintas e, nesse caso, adota-se um coeficiente de reação horizontal para cada camada.

Os valores da taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade, segundo TERZAGHI (1955), estão apresentados na Tabela 2.I.

Tabela 2.I – Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para areias, válidos para estaca de 30 cm de lado¹ (VELLOSO E LOPES, 2010)

Compacidade	n_h (MN/m ³)	
	Acima do NA	Abaixo do NA
Fofo	2,3	1,5
Medianamente compacta	7,1	4,4
Compacta	17,8	11,1

Outro trabalho que propõe valores para n_h é o de REESE ET AL. (1974). A Tabela 2.II apresenta os valores propostos pelos autores.

Tabela 2.II - Valores de n_h (MN/m³) em função da compacidade relativa do solo. (REESE ET AL., 1974 adaptado de SOUSA, 2006)

Compacidade relativa	Fofa	Média	Compacta
Abaixo do NA	5,4	16,3	33,9
Acima do NA	6,8	24,4	61

Pode-se lançar mão da correlação entre o módulo de elasticidade do solo e os resultados do SPT. LOPES ET AL. (1994) apresentam a correlação (2.6) válida para carregamentos de baixa mobilização de resistência.

$$E' \sim 2N \quad (\text{para } E' \text{ em MN/m}^3) \quad (2.7)$$

¹ Para uma estaca com dimensão transversal B, multiplicar os valores acima por b/B, com b = 30 cm.

Combinando as equações (2.5) e (2.7) temos:

$$k_h = \frac{E'}{B} \sim \frac{2N}{B} \quad (\text{para } B \text{ em } m \text{ e } k_h \text{ em } MN/m^3) \quad (2.8)$$

Para uma elevada mobilização de resistência e o primeiro carregamento, esse valor deve ser reduzido, pelo menos, à metade. A equação (2.8) fica da forma:

$$k_h \sim \frac{N}{B} \quad (\text{para } B \text{ em } m \text{ e } k_h \text{ em } MN/m^3) \quad (2.9)$$

b) Argilas moles

Para o caso de argilas moles (normalmente adensadas), geralmente assume-se a condição não-drenada, e a hipótese de que o k_h cresce com a profundidade também deve ser verificada de acordo com perfil do terreno com o auxílio do CPTU ou DMT. TERZAGHI (1955) não fornece valores típicos para argilas moles.

Na prática, pode-se tentar estimá-los a partir da razão E_u/S_u (tipicamente 300 para carregamentos distantes da ruptura e 100 para mais próximos da ruptura) e da razão S_u/σ'_{vo} (tipicamente 0,25 para argilas sedimentares de elevada plasticidade, normalmente adensadas). A tensão vertical efetiva original (σ'_{vo}) é função do peso específico submerso, que depende da idade do sedimento (“envelhecimento” ou “aging” do sedimento) e do teor de areia.

Supondo que o depósito tem uma idade considerável e que a argila, submersa, apresenta $\gamma_{sub} = 5 \text{ kN/m}^3$, ter-se-ia

$$S_u = 1,2 z \quad (2.10)$$

(para z em m e S_u em kN/m^2)

Combinando a equação anterior com a razão E_u/S_u e com (2.5) obtém-se, para uma baixa mobilização de resistência:

$$k_h \cong \frac{300 S_u}{B} \cong \frac{360 z}{B} \quad (2.11)$$

(para z e B em m e k_h em kN/m^3)

Para uma elevada mobilização de resistência, deve-se adotar a metade ou um terço deste valor. Para incorporar a drenagem, devem-se reduzir, ainda, a 50%.

Sedimentos orgânicos recentes, permanentemente submersos em baías e estuários (“lodo” ou “vasa”), podem apresentar γ_{sub} da ordem de 2 kN/m³. Nesses casos, valores ainda menores da taxa do coeficiente de reação devem ser usados:

$$n_h \sim 60 \text{ kN/m}^3 \quad (2.12)$$

Na literatura há algumas poucas sugestões de valores de n_h para solos argilosos moles, das quais se extraiu a Tabela 2.III:

Tabela 2.III – Faixa de valores de n_h para argilas moles. (adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010)

Tipo de solo	Faixa de valores de n_h (kN/m ³)*
Solos orgânicos recentes (vasa, lodo, turfa, etc.)	10
Argila orgânica, sedimentos recentes	60
Argila siltosa mole, sedimentos consolidados (norm. adensados)	80

c) Argilas rijas

De acordo com TERZAGHI (1955), para as argilas rijas (muito sobre adensada), k_h é constante com a profundidade. Os valores sugerindo são os mesmos obtidos para o coeficiente de reação vertical (k_v) com placas horizontais de 1'x1'.

Estes valores foram obtidos com uma placa quadrada de 30 cm e, portanto, para estacas de dimensões maiores, cabe uma correção de dimensão (multiplicar esses valores por b/B , onde $b = 30$ cm e B é o diâmetro da estaca).

A Tabela 2.IV apresenta os valor de k_h baseados na proposta de TERZAGHI (1955) para k_v .

* Adaptado de Davisson (1970), suposto válido para estacas de 0,3m de lado.

Tabela 2.IV – Valores de k_{v1} em kN/m^3 . (THERZAGHI, 1955)

Resistência à compressão simples (kgf/cm^2)	Faixa de valores de k_h (kN/m^3)	Valores sugeridos para k_h (kN/m^3)
1-2 (rija)	160-320	240
2-4 (muito rija)	320-640	480
>4 (dura)	>640	960

2.2.1.2. Estimativa de deslocamentos de estacas

As soluções analíticas dos métodos possuem diversas limitações, sendo viáveis para casos muito específicos, pela grande complexidade dos cálculos envolvidos.

A maioria das soluções analíticas parte da hipótese da consideração das características da estaca (tipo de material e momento de inércia) e de módulo de reação horizontal do solo (constante ou variável com a profundidade).

As soluções desenvolvidas, normalmente, dividem-se em três casos: estacas rígidas, semi-flexíveis e flexíveis

No caso de estacas rígidas, pode-se desprezar a deformação por flexão da própria estaca por ser desprezível comparada com o deslocamento da própria fundação. Assim, neste caso, a solução do problema pode ser resolvida pela consideração de equilíbrio estático.

Nas estacas semi-flexíveis (vigas finitas), uma força atuante numa das extremidades da estaca afeta o outro lado enterrado no solo. Conseqüentemente, no estudo de uma estaca com estas características, efetuado com base no comportamento de uma viga infinita assente em meio elástico, o efeito das condições de fronteira na ponta da estaca é importante para a avaliação do seu desempenho.

Por fim, nas estacas flexíveis (vigas semi-infinitas), uma força atuante em um dos lados da estaca não interfere na outra extremidade enterrada no solo.

Após essas considerações, recomenda-se que a escolha de parâmetros para a utilização dos métodos de estimativa de deslocamentos deve ser dirigida aos solos superficiais, já que estes são os mais solicitados pelo carregamento horizontal das estacas. VELLOSO E LOPES (2010) observam que, abaixo de 4 ou 5 vezes o comprimento característico, os acréscimos de tensões horizontais devido ao

carregamento são praticamente nulos. Deve-se então estimar o comprimento característico (equação 2.13) para verificar quais solos serão solicitados.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I}{n_h}} \quad (2.13)$$

Onde,

T é o comprimento característico;

E_p é o módulo de elasticidade da estaca;

I é o momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal normal ao plano da flexão;

A solução, proposta por HETENYI (1946), considera uma viga assente em apoio elástico e carregada por uma força em qualquer ponto do seu eixo. Aplicável assim, ao caso particular de uma estaca solicitada horizontalmente com comprimento semi-infinito. O autor apresentou a classificação da rigidez relativa estaca-solo (λ) conforme Figura 2.4, onde L é o comprimento enterrado da estaca em metros.

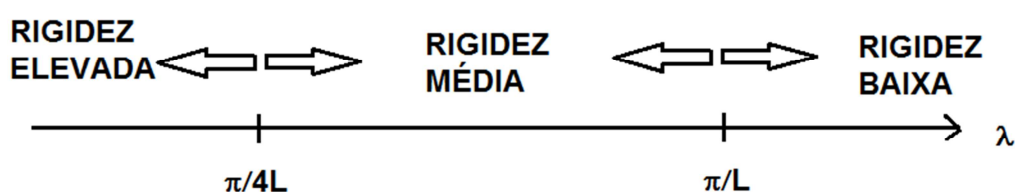


Figura 2.4 – Classificação de Hetenyi para viga em apoio elástico.

Sendo,

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4 E_p I}} \quad (2.14)$$

Por comparar a estaca a uma viga assente em solo com apoio elástico, a solução, na condição de serviço, só é válida para coeficientes de reação constantes com a profundidade e estacas cujo comprimento é tal que podem ser tratadas como vigas flexíveis semi-infinitas.

Para o caso do módulo de reação variar linearmente em profundidade, não existem soluções analíticas exatas, sendo necessário recorrer a desenvolvimentos em

séries. Segundo VELLOSO E LOPES (2010), MICHE (1930) foi o primeiro autor a resolver este problema. Na hipótese de Miche admite-se uma estaca vertical submetida a uma força horizontal aplicada no topo, coincidente com a superfície do terreno e k_h variando linearmente com a profundidade. No entanto, nesse método as estacas também tem que se comportar como vigas flexíveis semi-infinitas

Ainda segundo VELLOSO E LOPES (2010), outro método utilizado para estimativa de deslocamentos com base em coeficientes de reação horizontal variando linearmente com a profundidade é o método retirado da norma russa. Neste caso, é admitido que a estaca funcione como corpo rígido. Também é adotado o conceito de molas da hipótese de Winkler para o solo. O método considera também o suporte da base tipo Winkler com k_v constante. A distribuição de tensões ao longo da estaca é apresentada na Figura 2.5.

Através das condições de equilíbrio da fundação são calculados os deslocamentos vertical w e horizontal v no topo da fundação, a rotação α , e os diagramas de tensões laterais e verticais, estas últimas devem ser compatíveis com as características do solo no nível da base. Esses valores serão determinados a partir das seguintes expressões.

$$w = \frac{V}{k_v A_b} \quad (2.15) \quad Z_0 = \frac{v}{\alpha} \quad (2.16)$$

$$v = \frac{2H}{k_L L b} + \frac{2}{3} L \alpha \quad (2.17) \quad \sigma_h = \frac{k_L}{L} Z v + \frac{k_L}{L} Z^2 \alpha \quad (2.18)$$

$$\alpha = \frac{2 H L + 3 M}{\frac{1}{12} k_L L^3 b + \frac{3}{16} k_v A_b B_b^2} \quad (2.19) \quad \sigma_v = \frac{V}{A_b} \pm \frac{k_v B_b}{2} \alpha \quad (2.20)$$

Onde,

α é a rotação da fundação em radianos;

A_b é área da base da fundação;

b é lado da fundação;

B_b é o diâmetro da base da fundação;

H é a força horizontal aplicada no topo da fundação;

k_h é o coeficiente de reação horizontal;

k_v é o coeficiente de reação vertical [FL^{-3}];

k_L é o valor do coeficiente de reação horizontal na profundidade L [FL^{-3}];

L é a profundidade da fundação;

M é o momento aplicado no topo da fundação;

V é a força vertical aplicada no topo fundação;
 v é o deslocamento horizontal no topo da fundação;
 w é o deslocamento vertical no topo da fundação;
 Z_0 é a profundidade em que a tensão horizontal é nula;
 σ_h é a tensão horizontal na profundidade z ;
 σ_v é a tensão vertical.

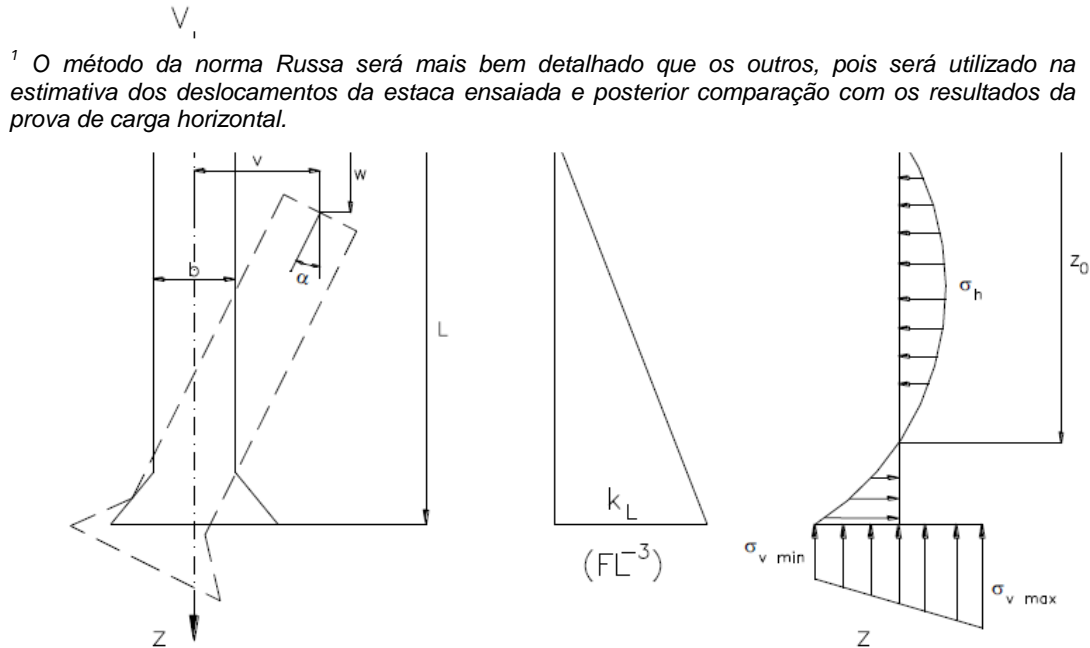


Figura 2.5 – Método Russo a) rotação de corpo rígido b) distribuição uniforme de k_h c) distribuição de tensões. (Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações, 2012)

2.2.1.3. Curvas p-y

O método das curvas p-y apresenta-se como uma extensão do modelo de Winkler. No entanto, a relação existente entre a reação desenvolvida pelo solo p [FL^{-1}] e o deslocamento da estaca y [L] é não linear. Elas são frequentemente utilizadas para dimensionamento de estacas carregadas transversalmente e relacionam as reações do solo e os deslocamentos horizontais da estaca, ao longo da profundidade, sendo o modelo levado até a ruptura.

Em uma análise de estacas sob cargas laterais, dois parâmetros de rigidez são necessários: a rigidez à flexão da estaca (EI) e a “rigidez horizontal do solo” E_s , G_s ou k_h . Se a teoria da elasticidade é usada, a rigidez do solo é expressa em termos do módulo de elasticidade E_s e o módulo de cisalhamento G_s . Entretanto, no modelo discreto de Winkler, a rigidez do solo pode ser definida pelo módulo de reação horizontal K [FL^{-2}].

$$K = \frac{p}{y} \quad (2.21)$$

onde:

p = reação do solo em um ponto qualquer da estaca por unidade de comprimento ao longo do seu fuste. Representa a resultante sobre a largura B de uma face carregada [FL^{-1}], ou seja, já incorpora o lado da estaca B ;

y = deslocamento horizontal da estaca nesse ponto [L].

A Figura 2.6 mostra uma reação típica, em função do seu deslocamento y , do solo circunvizinho a uma estaca carregada lateralmente. Para reações do solo menores que 30% da sua reação última, a relação p - y pode ser expressa satisfatoriamente pelo módulo tangente. A inclinação da linha tangente representa o coeficiente de reação horizontal k_h do solo para a estaca. Para reações do solo acima daqueles limites o módulo secante pode ser considerado, e, neste caso, o módulo se torna função do deslocamento da estaca (PRAKASH & SHARMA, 1990).

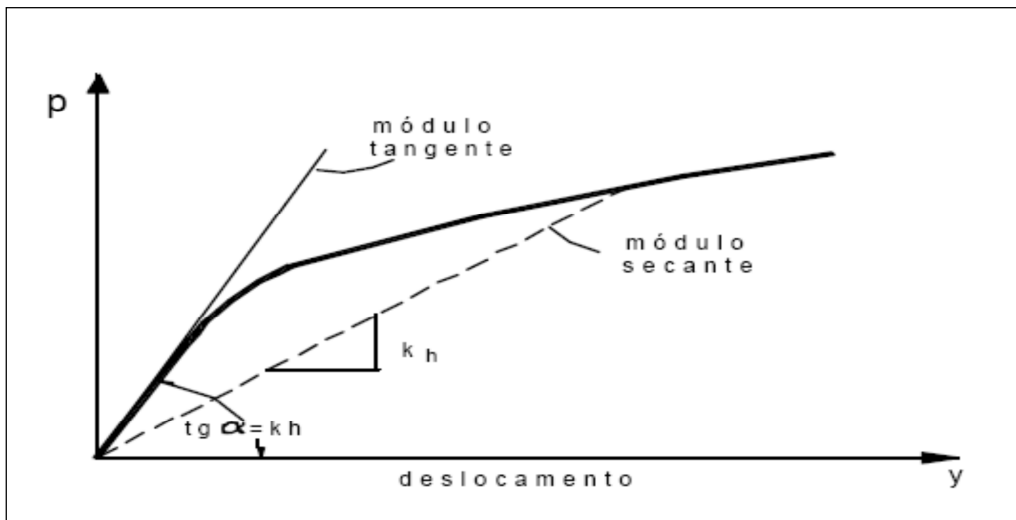


Figura 2.6 - Reação do solo x deslocamento da estaca (PRAKASH & SHARMA, 1990).

2.2.2. Meio elástico contínuo

De um ponto de vista teórico, a representação do solo através de uma modelação de meio elástico contínuo está mais próxima da realidade, pois, apesar do solo ser um meio particulado, a transmissão de forças entre as partículas existe de fato. Este modelo, além de permitir a aplicação de parâmetros deduzidos de ensaios de caracterização geotécnica, permite a sua extensão à análise de grupos de estacas, uma vez que, o efeito de interação entre elas através do terreno pode ser considerado.

A análise de estacas solicitadas horizontalmente admitindo o solo como um meio elástico contínuo pode ser feita de dois modos diferentes: o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos.

No método das diferenças finitas o domínio em estudo é tratado considerando a existência de dois meios distintos: o solo e a estaca. O comportamento do solo é analisado tradicionalmente a base de soluções do tipo Mindlin e, relativamente à estaca, é usual recorrer à teoria da flexão de peças lineares. No entanto, é possível a aplicação de algoritmos mais gerais nos quais, quer a estaca, quer o solo, são idealizados como sólidos elásticos tridimensionais.

No método dos elementos finitos (MEF) o domínio em análise é assimilado como um meio único, mas com propriedades físicas distintas para o solo e para a

estaca e a solução do problema é conseguida à custa da Teoria da Elasticidade. Essa é a técnica numérica mais poderosa para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Pela grande complexidade dos cálculos, o uso desse método era limitado. Com o aumento das capacidades de cálculo dos computadores, as análises planas vêm sendo substituídas por análises tridimensionais.

2.3. Dimensionamento para a condição de ruptura

2.3.1. Mecanismos de ruptura

Quando uma carga horizontal é aplicada na cabeça de uma estaca, que é livre para se mover em qualquer direção, a carga é inicialmente equilibrada pelo solo existente perto da superfície. Como consequência do carregamento, o solo situado na face posterior da estaca no sentido do carregamento sofre um acréscimo de tensão ao contrário do que acontece na sua face anterior, onde há um alívio de tensão. Conforme o carregamento aumenta, há uma transferência de carregamento para zonas cada vez mais profundas. Dependendo do tipo de solo, o solo existente na face anterior da estaca tende a separar-se dela abrindo-se uma fenda e no solo existente na sua face posterior começa a formar-se uma cunha de ruptura que tende a deslocar-se verticalmente, como representado na Figura 2.7 e na Figura 2.8. Para profundidades maiores, devido a um maior confinamento do solo, a sua ruptura dá-se por escoamento do solo da face posterior da estaca para a sua face anterior.

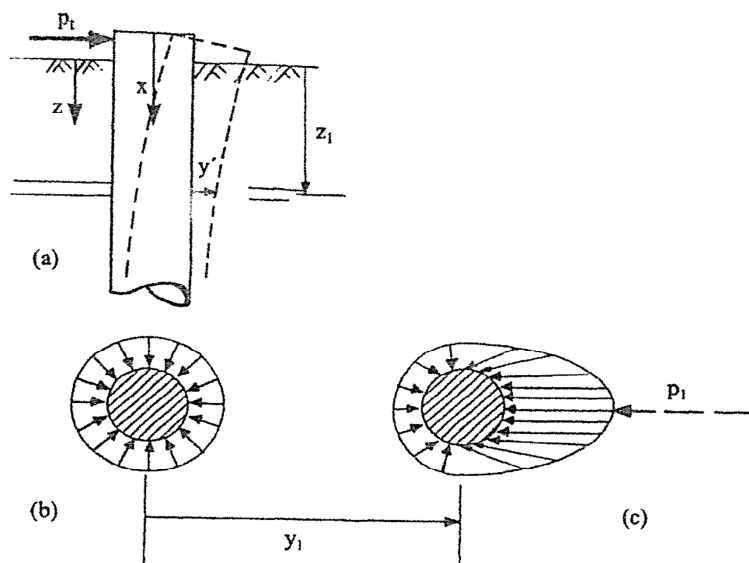


Figura 2.7 - Estaca submetida a ações horizontais: a) deformação e b) distribuição das tensões antes do carregamento e c) depois do carregamento (REESE E VAN IMPE, 2001).

São determinadas duas hipóteses, uma onde a estaca é considerada rígida e o solo plástico, nesse caso a ruptura se dá quando a resistência do solo é esgotada. A outra onde a estaca é considerada flexível e a ruptura se dá quando a resistência do material, em uma dada seção, é esgotada. Há então, nessa hipótese, a formação de uma rótula plástica em um ou mais pontos do fuste da estaca.



Figura 2.8 - Detalhe das trincas e intumescimento do solo na parte frontal da estaca (GUIMARÃES, 2007).

2.3.1.1. Ruptura geotécnica

Broms classifica as estacas de acordo com o seu comportamento na ruptura. Esse mecanismo da primeira hipótese, onde ocorre uma ruptura geotécnica, é típico de estacas curtas ou rígidas.

Nas estacas curtas ou rígidas, como se vê na Figura 2.9, a resistência lateral última do solo é superada pela distribuição de tensões ao longo de todo o comprimento da estaca, ocasionando uma rotação em torno de um ponto situado próximo a base da estaca até que os empuxos passivos de terra sejam mobilizados, de modo a encontrar uma situação de equilíbrio. Esse é um movimento de corpo rígido. Tipicamente o ponto de rotação fica a uma distância da superfície entre 70% a 80% do comprimento enterrado da estaca.

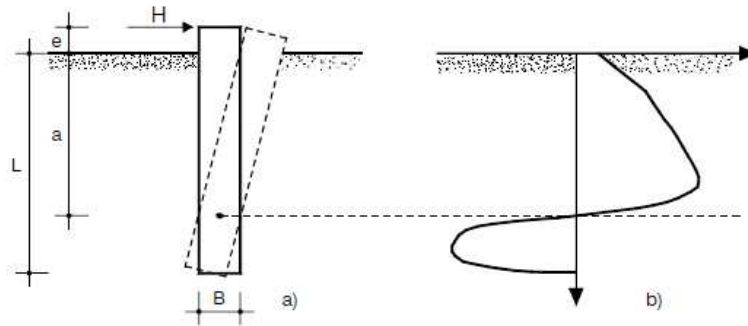


Figura 2.9 - Estacas curta a) mecanismo de ruptura e b) reação do solo (SOUSA, 2006)

Brinch-Hansen considera o mesmo comportamento do corpo rígido em meio elástico, no entanto ele adota outra forma para o diagrama de tensões, conforme Figura 2.10.

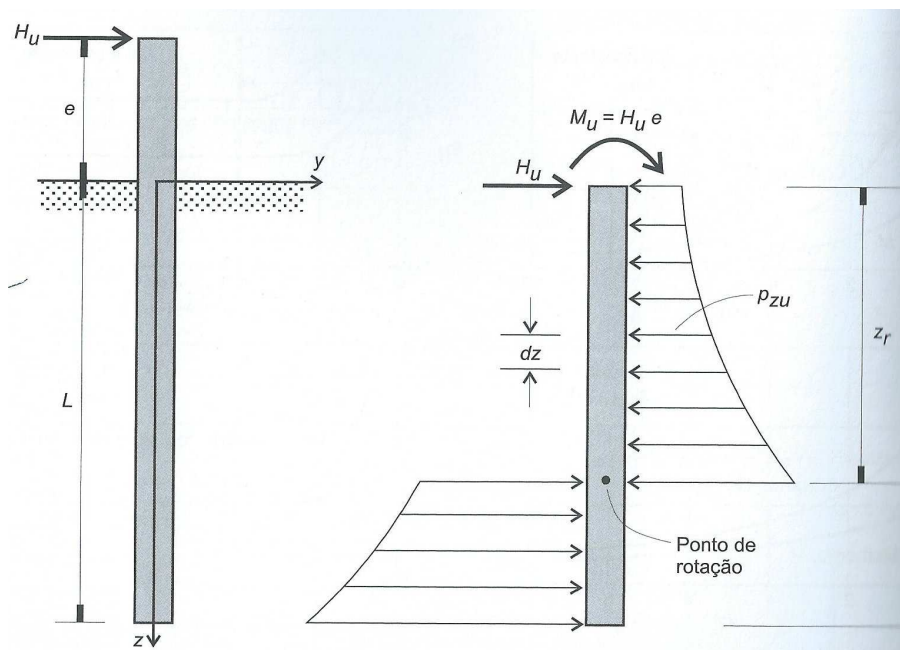


Figura 2.10 - Estacas curta a) mecanismo de ruptura e b) reação do solo (VELLOSO E LOPES, 2010)

Outros autores, partindo da mesma hipótese, propõem outras formas para este diagrama em solos granulares. Como ilustra a Figura 2.11, existem ainda propostas,

mais próximas da realidade, como, as de MEYERHOF ET AL. (1981) e PRASAD E CHARI (1999) que consideram que o solo exibe um comportamento elasto-plástico.

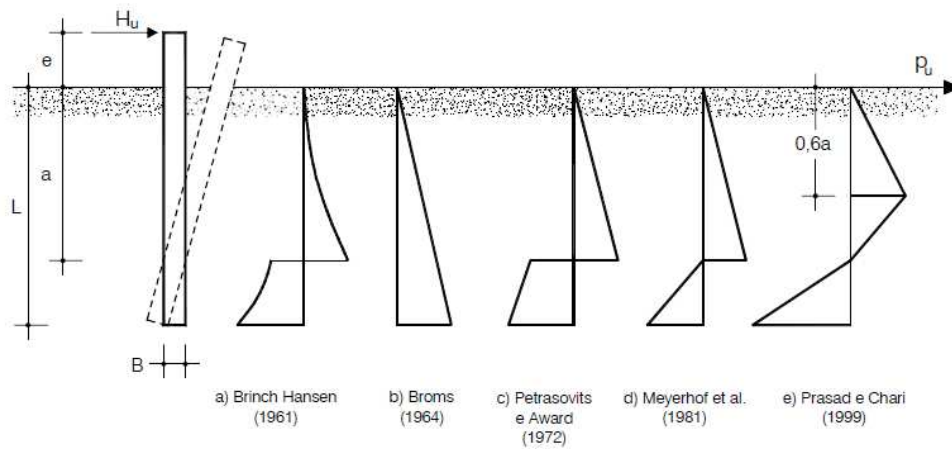


Figura 2.11 - Várias propostas da distribuição da reação do solo para estacas solicitadas horizontalmente, em solos granulares. (SOUSA, 2006)

2.3.1.2. Ruptura estrutural

A outra classificação dada por Broms é relativa a segunda hipótese, acima citada no item 2.3.1, cujo mecanismo de ruptura é típico das estacas longas ou flexíveis.

No caso de estacas longas ou flexíveis a ruptura da seção transversal ocorre pelo surgimento de uma rótula plástica na seção de momento máximo, como mostra a Figura 2.12. Neste caso o empuxo passivo que atua na face posterior da estaca até à rótula plástica equilibra o conjunto solo-estaca e os empuxos restantes atuantes no fuste se equilibram.

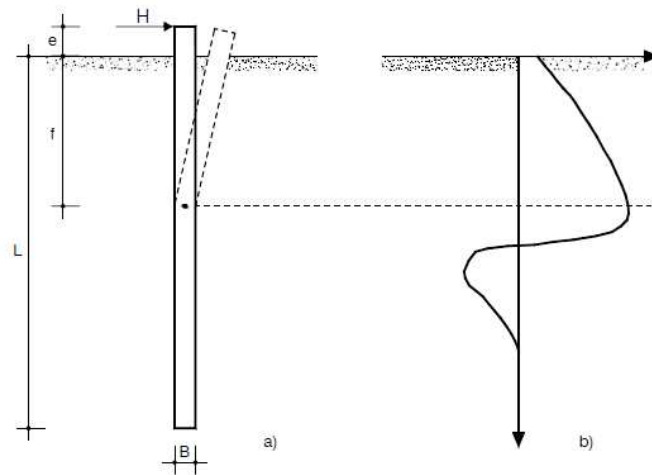


Figura 2.12 - Estacas longa a) mecanismo de ruptura e b) reação do solo (SOUSA, 2006)

2.3.2. Capacidade de carga de ruptura de estacas

Foram várias as metodologias desenvolvidas com o intuito de estimar a capacidade de carga de uma estaca solicitada horizontalmente. Estes métodos, divergindo na definição da resistência última do solo e da sua distribuição ao longo do fuste da estaca, conduzem a uma gama de valores relativamente grande.

O dimensionamento em relação a cargas últimas retrata o colapso do sistema estaca-solo onde já se considera o solo em estado plástico. Dentre as metodologias existentes as de, BROMS (1964a, 1964b e 1965) e BRINCH-HANSEN (1961), que serão abordadas neste trabalho.

2.3.2.1. Solos granulares

a) Broms (1964a)

Broms propõe uma distribuição do empuxo passivo ao longo da face posterior da estaca igual a três vezes a pressão passiva de Rankine. Esta hipótese de distribuição da reação máxima do terreno é baseada em comparações efetuadas entre o comportamento previsto e observado por Broms em resultados experimentais de diversas fontes e é justificável pela natureza tridimensional da distribuição das tensões laterais (POULOS E DAVIS, 1980).

No caso de estacas curtas, a ruptura ocorre pela rotação da estaca sobre um ponto que se encontra perto da extremidade inferior da estaca. Broms define a forma do diagrama de tensões como linearmente crescente, partindo da premissa que o solo se comporta plasticamente conforme Figura 2.13.

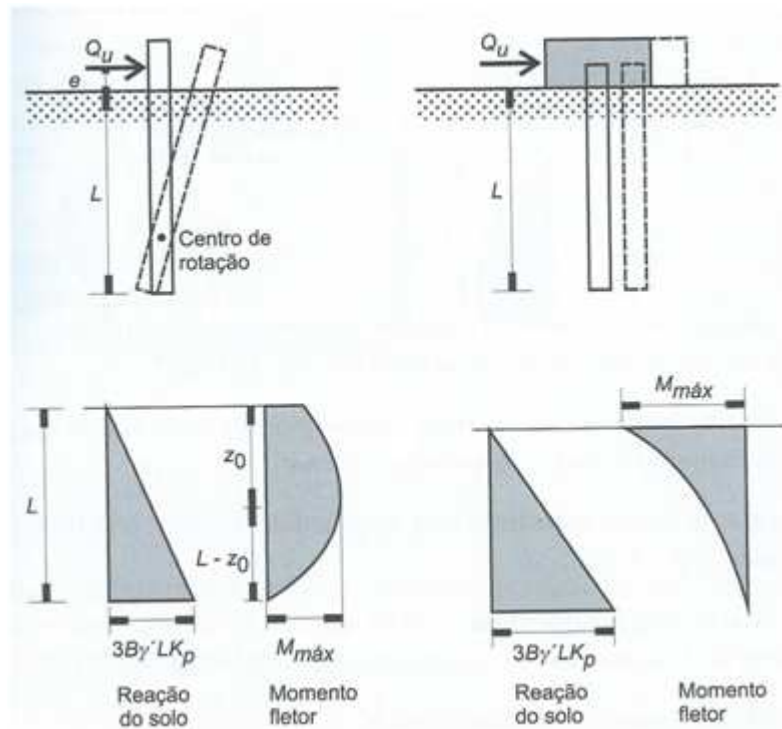


Figura 2.13 - Mecanismo de ruptura, distribuição de tensões e diagrama de momentos fletores para estacas curtas em solo arenoso (VELLOSO E LOPES, 2010).

Desta forma, a resistência do solo a uma dada profundidade z é:

$$p_z = 3 B \gamma z k_p \quad (2.22) \quad k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.23)$$

onde,

B é a dimensão transversal da estaca;

γ é a o peso específico do solo;

k_p é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

ϕ' é o ângulo de atrito;

A capacidade última da estaca é determinada pela expressão (2.24), impondo para a resultante de momentos em relação à ponta da estaca um valor nulo.

$$P_{ult} = \frac{0,5 \gamma D L^3 K_p}{(e+L)} \quad (2.24)$$

A carga última também pode ser estimada com o auxílio do ábaco da Figura 2.14.

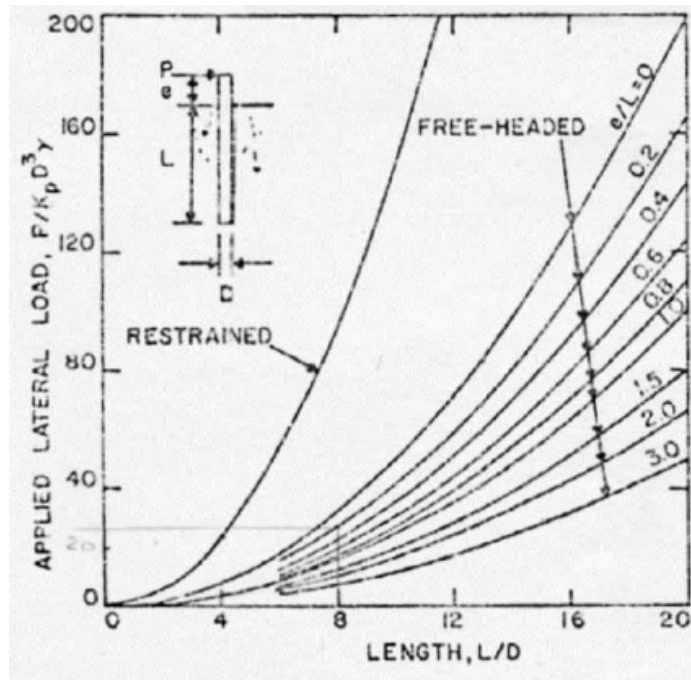


Figura 2.14 - Método de Broms - Estaca curta em solo arenoso. (Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações, 2012)

O momento fletor máximo da estaca ocorre a uma distância f da superfície e a sua determinação pode ser efetuada a partir das equações (2.25) e (2.26).

$$M_{m\acute{a}x} = P_{ult} \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (2.25) \quad f = \sqrt{\frac{2P_{ult}}{3 \gamma D K_p}} \quad (2.26)$$

Se o momento máximo determinado for superior ao momento de plastificação da seção da estaca, então ela se comportará como longa e sua capacidade última é calculada substituindo o momento máximo pelo momento M_y .

$$P_{ult} = \frac{My}{e + 0,54 \sqrt{\frac{P}{\gamma D k_p}}} \quad (2.27)$$

Neste caso admite-se que é mobilizada a totalidade da resistência última do solo até à profundidade f onde se forma a rotula plástica (ver Figura 2.15) e que as reações do terreno para profundidades superiores se equilibram.

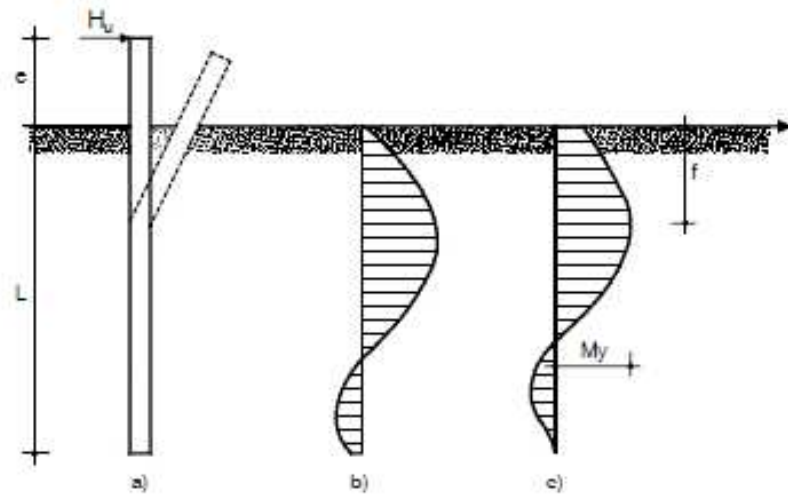


Figura 2.15 - Estaca longa a) deformação, b) distribuição de tensões e c) momentos flectores. (SOUSA, 2006)

O momento fletor máximo da estaca longa também ocorre a uma distância f da superfície e a sua determinação pode ser efetuada recorrendo à expressão abaixo.

$$M_{máx}^+ = P (e + 0,67 f) \quad (2.28)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{P}{\gamma D k_p}} \quad (2.29)$$

2.3.2.2. Solos com ângulo de atrito e coesão

a) Brinch-Hansen (1961)

O método de Brinch-Hansen é baseado na teoria do empuxo de terra. Oferece como vantagem aplicabilidade aos solos com resistência ao cisalhamento expressa pela coesão e ângulo de atrito, e aos solos estratificados. No entanto sua aplicação está restrita a estacas rígidas e é uma solução iterativa.

Aplicando este princípio a uma estaca vertical submetida a uma força horizontal aplicada em sua cabeça o diagrama de tensão é representado na Figura 2.16.

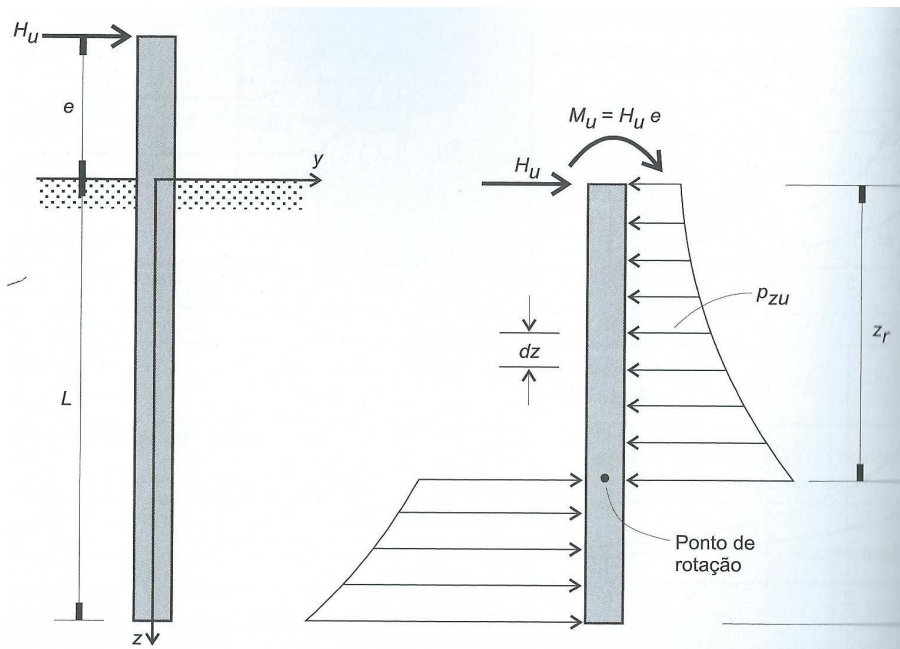


Figura 2.16 - Estaca vertical sob ação de uma carga horizontal e distribuição de tensão. (VELLOSO E LOPES, 2010)

Através das condições de equilíbrio obtemos,

$$\Sigma F_y = 0 \quad (2.30)$$

$$H_u - \int_0^{z_r} p_{zu} B dz + \int_{z_r}^L p_{zu} B dz = 0$$

$$\Sigma M = 0 \quad (2.31)$$

$$H_u e - \int_0^{z_r} p_{zu} B z dz + \int_{z_r}^L p_{zu} B z dz = 0$$

Onde,

B é o lado da fundação;

e é a excentricidade vertical;

H é a força horizontal aplicada no topo da fundação;

H_u é o esforço horizontal último no topo do terreno;

L é a profundidade enterrada da fundação;

M_u é o momento último aplicado no topo do terreno;

p_{zu} é a distribuição de tensões horizontais;

z é a profundidade;

z_r é a profundidade do ponto de rotação

Conhecida a distribuição de tensões p_{zu} , essas duas equações permitem, por tentativas, determinar os valores de z_r e H_u .

BRINCH-HANSEN (1961) fornece,

$$p_{zu} = \sigma'_{vz} k_q + c k_c \quad (2.32)$$

Onde,

σ'_{vz} é a tensão vertical efetiva na profundidade z;

k_q e k_c são os coeficientes que dependem de f e de z/B conforme ábaco da Figura 2.17.

O valor máximo de z/B a ser adotado é de 20. Além disso, por se tratar de um método usado para solos com coesão e ângulo de atrito, para carregamentos lentos deve-se usar c' e ϕ e para carregamentos rápidos usar S_u .

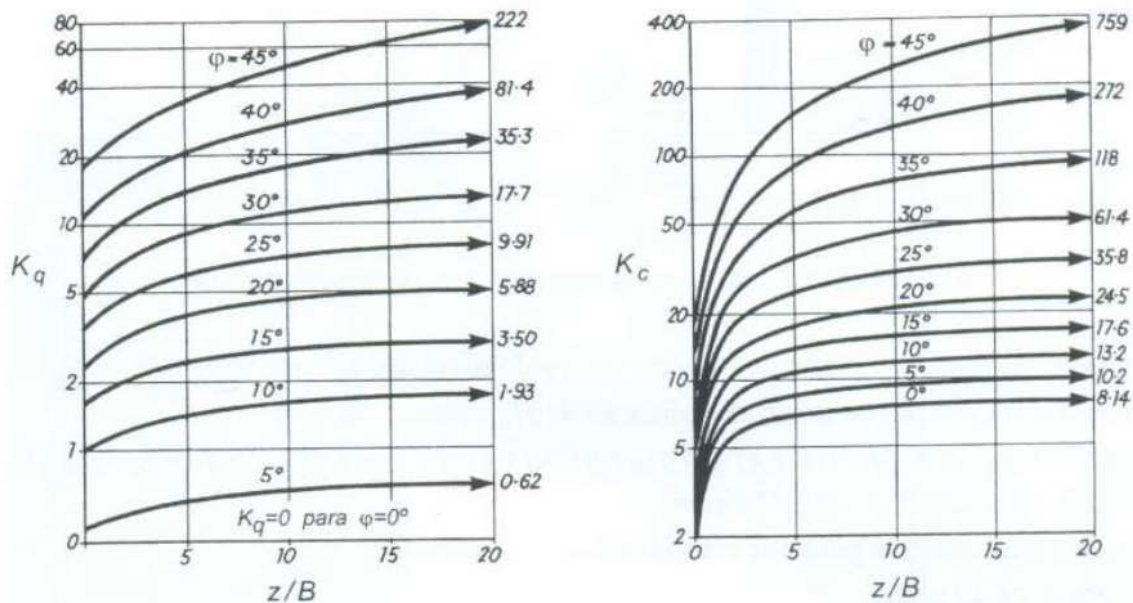


Figura 2.17 – Ábacos para determinação de k_q e k_z (Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações, 2012)

2.4. Considerações finais

O dimensionamento de uma estaca isolada, solicitada horizontalmente na sua cabeça, é normalmente efetuado em duas fases. Na primeira é analisada a capacidade resistente da estaca, avaliando-se numa segunda fase os deslocamentos e esforços ao longo do seu fuste. Alguns métodos existentes para a análise deste problema foram apresentados neste capítulo.

Na maioria dos casos, a análise do problema é condicionada pela limitação dos deslocamentos e pela verificação da resistência à flexão das seções transversais da estaca.

Na análise das deformações, os modelos distinguem-se principalmente pela forma como se modela o comportamento do solo, dividindo-se as análises em modelos baseados na hipótese de Winkler, modelos elásticos contínuos e curvas p-y.

Na análise da capacidade de carga de ruptura das estacas, foram expostas algumas propostas para a resistência última do solo, para solos granulares e/ou coesivos.

Assim, cada tipo de análise tem a sua utilidade e domínio de aplicação, sendo então discutível recomendar o uso de métodos extremamente refinados, suportados por valores relativamente grosseiros dos parâmetros de cálculo, em vez de manter o uso de métodos aproximados, baseados em valores de parâmetros igualmente grosseiros, mas que a experiência tem mostrado conduzirem a resultados razoavelmente satisfatórios.

CAPÍTULO 3

3. ENSAIOS REALIZADOS

3.1. A Escolha do local

Para a escolha do local da realização dos ensaios era desejável uma área com solo homogêneo, superfície do terreno horizontal e nível do lençol freático o mais profundo possível, além de acessibilidade e uma estrutura de apoio logístico.

O local escolhido para realização dos ensaios foi uma área no Centro de Pesquisas de Energia Elétrica, CEPEL, em Adrianópolis – Nova Iguaçu/RJ.

3.2. Características geotécnicas

3.2.1. Retirada de amostras deformadas e indeformadas

Foram retiradas amostras deformadas a trado obtidas em diversas profundidades e encaminhadas para laboratório para os ensaios de caracterização. Além disso, também foram retirados três blocos de amostras indeformadas (ver Figura 3.1): O primeiro bloco entre 0,5 m e 0,7 m de profundidade, o segundo entre 1,0 m e 1,2 m de profundidade e o terceiro entre 1,5 m e 1,7 m de profundidade. Com as amostras foram realizados ensaios de laboratório: caracterização e parâmetros de resistência ao cisalhamento.



Figura 3.1 - Retirada de bloco indeformado no campo experimental de Adrianópolis.

3.2.2. Ensaio de caracterização em laboratório

No Laboratório de Geotecnia da COPPE foram realizados os ensaios de caracterização. Para maiores detalhes sobre esses ensaios ver GUIMARÃES (2007).

A Figura 3.2 e a Figura 3.3 mostram os resultados dos ensaios de caracterização realizados em amostras retiradas na área mais próxima ao local. Nos ensaios de granulometria, dois foram os procedimentos adotados: O primeiro conforme norma brasileira NBR 6457 (curva superior da Figura 3.2 e da Figura 3.3), e o segundo sem a utilização de defloculante e aparelho dispersor (curva inferior da Figura 3.2 e da Figura 3.3).

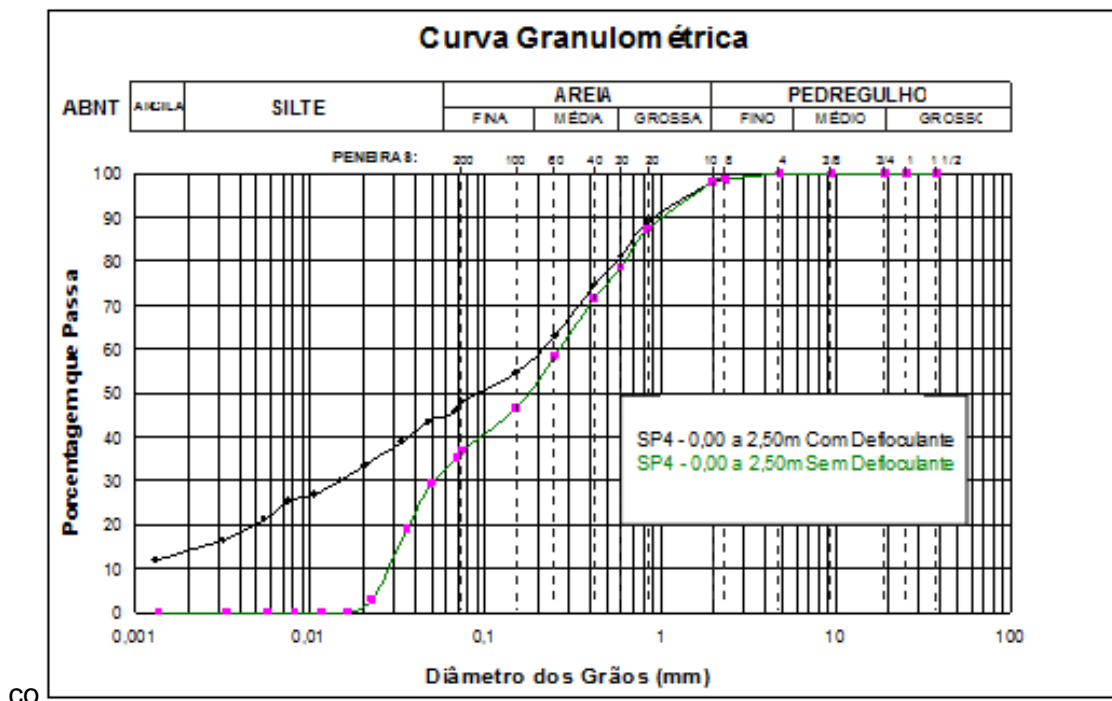


Figura 3.2 – Granulometria do solo amostra entre 0,0 e 2,0 m de profundidade (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

Analisando as curvas granulométricas a partir do triângulo de Ferret, o material é classificado como uma areia siltosa. Para mais detalhes ver Anexo B.

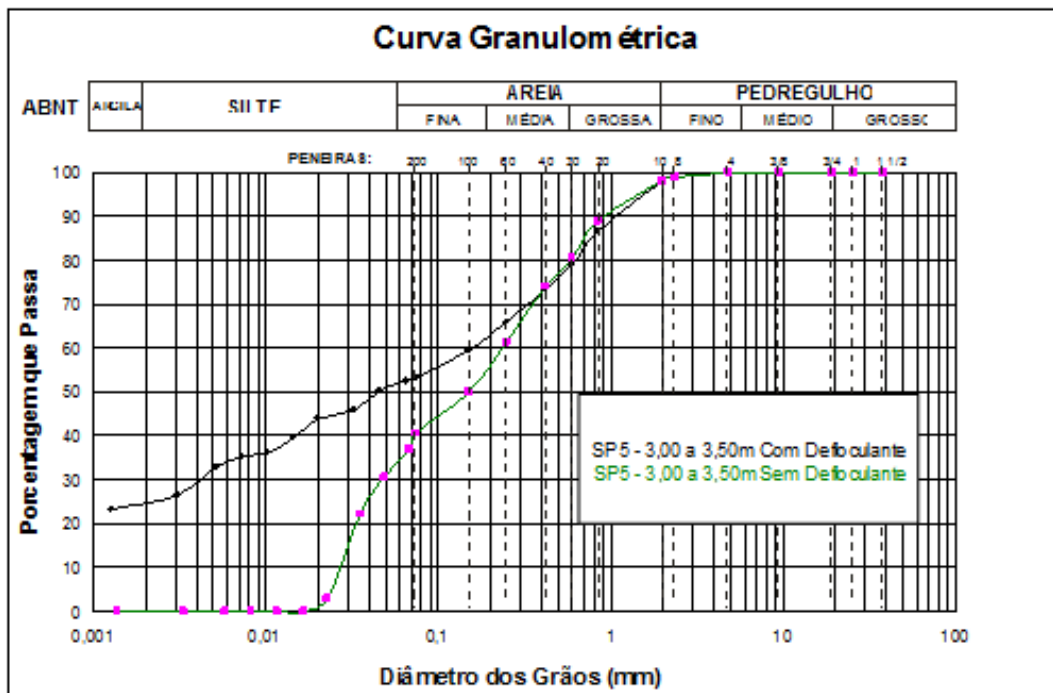


Figura 3.3 – Granulometria do solo amostra entre 3,0 e 3,5 m de profundidade.
(Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

Analisando as curvas granulométricas com o uso de defloculante, a partir do triângulo de Ferret, o material é classificado como uma areia argilosa. Já a curva do ensaio sem a utilização de defloculante indica um material com comportamento de uma areia silteosa. Para mais detalhes ver Anexo B.

Cabe ressaltar que em ambas as amostras, observa-se que sem o uso de defloculante o solo não apresenta parcelas de argila, já com a utilização de defloculante, na Figura 3.2 a amostra apresenta cerca de 15% de argila e na Figura 3.3 cerca de 25% de argila. Essa diferença evidencia um solo com comportamento laterítico.

3.2.3. Ensaio de cisalhamento direto

Com as amostras indeformadas retiradas, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, nas condições de umidade natural, e a determinação do peso específico natural. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE. No anexo B estão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

As características dos corpos de prova ensaiados se encontram na Tabela 3.I.

Tabela 3.I – Características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto. (Relatório técnico COPPETEC)

Amostra	Prof. (m)	CP	σ_n (kPa)	h_{nat} (%)	γ_s (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	δ_v (cm)	G_s
BL - 1	0,50 a 0,70	1	25	23,2	15,15	0,707	87	0,033	2,637
		2	50	22,4	15,86	0,631	94	0,045	
		3	100	22,5	15,62	0,656	91	0,082	
		4	150	21,5	15,41	0,679	83	0,170	
BL - 2	1,00 a 1,20	1	25	27,7	14,33	0,763	93	0,024	2,575
		2	100	23,5	14,60	0,731	83	0,115	
		3	200	24,0	14,94	0,690	90	0,141	
		4	300	24,9	14,82	0,704	91	0,148	
BL - 3	1,50 a 1,70	1	25	25,2	14,52	0,721	89	0,022	2,547
		2	50	25,3	13,96	0,790	82	0,054	
		3	100	25,6	15,06	0,659	99	0,133	
		4	200	24,8	15,10	0,654	96	0,173	

Foram feitas duas análises: a primeira para níveis de tensões reduzidos (entre 25 kPa e 50 kPa) e a segunda para tensões mais elevadas (entre 100 kPa e 300 kPa). A velocidade de deformação para os ensaios foi de 0,0975 mm/min.

As envoltórias consideradas para os três blocos de amostras indeformadas se encontram no anexo B e a Tabela 3.II apresenta a faixa de valores dos ângulos de atrito e interceptos de coesão considerados para essas amostras.

Tabela 3.II - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para as amostras indeformadas retirada.

	Intercepto de coesão	Ângulo de atrito
bloco entre 0,5 e 0,7 m	5 kPa a 40 kPa	45° a 20°
bloco entre 1,0 e 1,2 m	10 kPa a 60 kPa	45° a 20°
bloco entre 1,5 e 1,7 m	10 kPa a 40 kPa	45° a 20°

3.2.4. Sondagem à percussão

Foram executadas 10 sondagens à percussão nas áreas estudadas inicialmente. As mais próximas do local de realização dos ensaios são os furos designados SP-4 e SP-5. Os respectivos boletins são apresentados na Figura 3.4 e na Figura 3.5.

Durante a realização das sondagens não foi detectada a presença do lençol freático. Os resultados obtidos foram semelhantes, caracterizando um perfil de solo homogêneo naquela área.

Para maiores detalhes sobre o planejamento das sondagens além dos procedimentos utilizados ver trabalho de GUIMARÃES (2007).

SONDAGEM Nº SP-4						REVESTIMENTO: Ø 2 1/2"	PROF.: 3,00 m		
COTA DA BOCA DO FURO: -0,04						AMOSTRADOR: Øi = 1 3/8" Øe = 2"			
PENETRAÇÃO: GOLPES/30 cm				COTAS	AMOSTRA	PROFUND.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
— 1ª e 2ª PENETRAÇÃO - - - - - 2ª e 3ª PENETRAÇÃO									
GRÁFICO		Nº GOLPES		N.A	PERFIL AMOSTRA	PROFUND.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
10	20	30	40					INICIAL	FINAL
				5	8	*27.04.2006	1 2 3 4 5 6 7	SILTE ARGILOSO, COM AREIA, MÉDIO, VERMELHO. SILTE ARGILOSO, COM AREIA, MÉDIO E RIJO, CINZA CLARO E AMARELO. AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTOSA, COM PEDREGULHOS DE QUARTZO, COMPACTA, CINZA CLARO E AMARELA.	
				5	8				2,20
				4	8				
				7	8				
				10	14				4,70
				5	10				5,30
				22	13/15				
TENGEL TÉCNICA DE ENGENHARIA 									
OBSERVAÇÕES: * NÃO FOI ENCONTRADO O LENÇOL FREÁTICO, ATÉ A PROF. PERFURADA. SONDAGEM INTERROMPIDA, POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE.									
CLIENTE: FUNDAÇÃO CORREDAÇÃO DE PROJETOS, PESQUISAS E ESTUDOS TECNOLÓGICOS - FUNDAÇÃO COPPETEC				REL Nº 0356/06		TENGEL TÉCNICA DE ENGENHARIA Rua Goiás, 528 - Piedade Tels.: (021) 2595-4627 / 2295-2579 Email: gerencia.comercial@tengel.com.br			
OBRA: CENTRO DE PESQUISA CLETROBRÁS - KM. 180 - VIA DUTRA - ADRIANÓPOLIS				DES Nº 10					
DES: RENATA		DATA: 9/5/2006		ESCALA: 1:100					

Figura 3.4 – Boletim da sondagem à percussão SP4. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

O boletim de sondagem SP-4, apresentado na Figura 3.5, classificou o material como um silte argiloso com areia, médio, vermelho até a profundidade de 2,2 m. Entre 2,2 m e 4,7 m o material foi classificado como silte argiloso, com areia, médio, rijo, cinza claro e amarelo. Entre 4,7 m e 5,3 m a classificação do material foi de areia média e grossa, siltosa, com pedregulhos de quartzo, compacta, cinza claro e amarelo – solo residual. A sondagem foi paralisada com 5,3 m de profundidade.

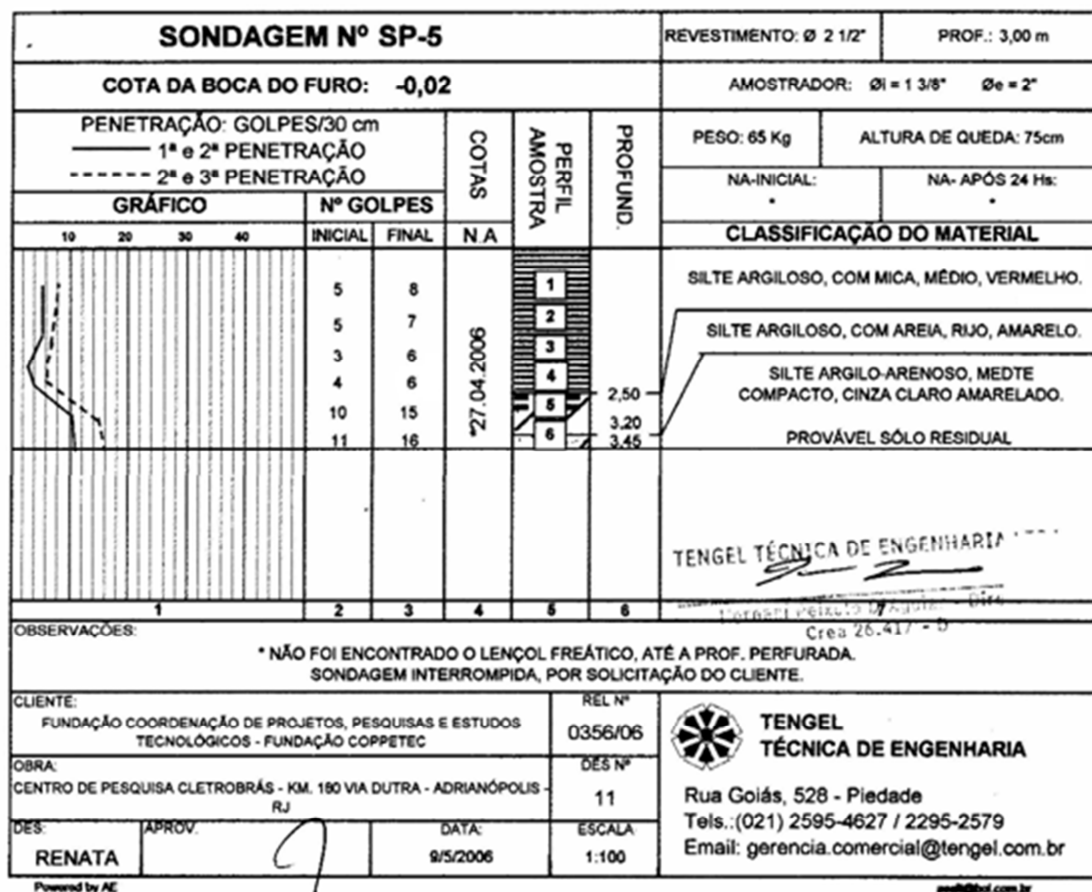


Figura 3.5 - Boletim da sondagem à percussão SP5. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

O boletim de sondagem SP-5 classificou o material como um silte argiloso com mica, médio, vermelho até a profundidade de 2,5 m. Entre 2,5 m e 3,2 m o material foi classificado como silte argiloso, com areia, rijo, amarelo. Entre 3,2 m e 3,45 m a classificação do material foi de silte argilo-arenoso, siltosa, medianamente compacto, cinza claro amarelado. A sondagem foi paralisada com 3,45 m de profundidade.

De acordo com a NBR 6484, o solo pode ser classificado pelo índice de resistência a penetração N (ver Tabela 3.III). Considerando que a estaca analisada tem 2,7 metros enterrados, os N_{SPT} considerados foram aqueles até 3 metros de profundidade. Os valores determinados pelo ensaio se encontram entre 6 e 8, classificando então o solo como silte arenoso pouco compacto.

Tabela 3.III – Tabela dos estados de compactidade e de consistência (Anexo A da NBR 6484)

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

3.2.5. Ensaio de dilatômetro

Guimarães (2007) realizou quatro ensaios de dilatômetro. Os ensaios DMT 03 e DMT 04 foram utilizados para as análises no trabalho, pois foram executados bem próximos do local de realização das provas de carga com as estacas.

O ensaio de dilatômetro é um ensaio relativamente recente e foi desenvolvido por Marchetti na Universidade de L'Aquila na Itália a partir de meados da década de 70 (MARCHETTI, 1975). O objetivo é determinar as deformações horizontais no solo assim como obter valores do módulo de elasticidade do solo E_s associado ao comportamento de estacas cravadas submetidas a esforços horizontais. A ideia é realizar uma cravação estática semelhante a das estacas, com velocidade constante,

no caso 2 cm/s, e aplicar pressão de ar nas membranas a cada 20 cm ao longo da penetração.

A Figura 3.6 mostra em detalhe a lâmina do DMT utilizada nos ensaios e a mesma lâmina, conectada a hastes metálicas sendo inserida no terreno.

Para maiores detalhes sobre os ensaios realizados ver GUIMARAES (2007).



Figura 3.6 - Detalhe da lâmina do DMT sendo inserida no solo e realização do ensaio.

A Figura 3.7 apresenta o resultado dos valores das pressões p_0 e p_1 dos ensaios DMT 03 e DMT 04 realizados na ocasião.

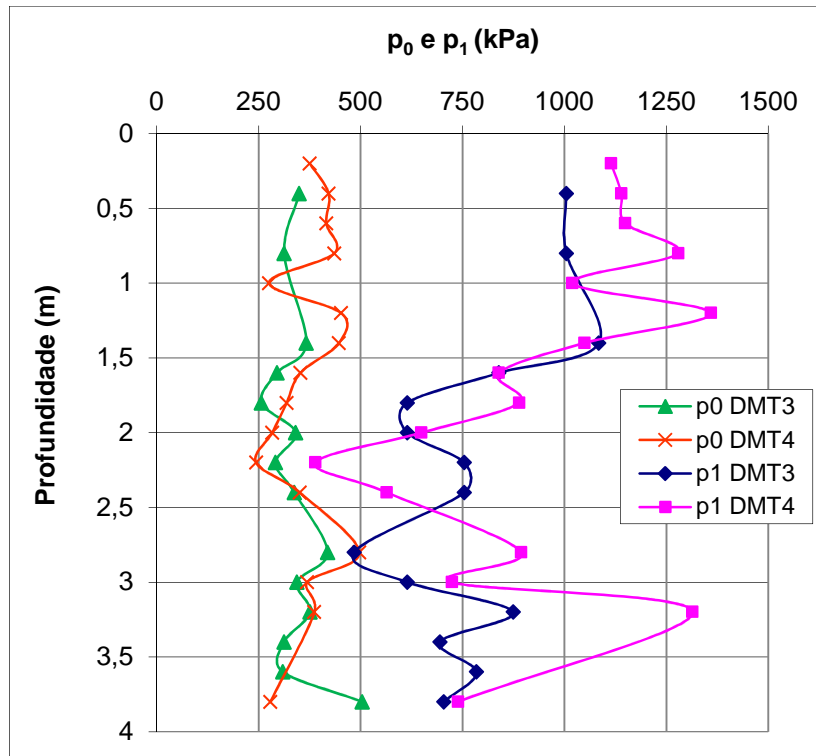


Figura 3.7 - Valores de p_0 e p_1 nos 2 ensaios de dilatômetro.

Através dos valores de p_0 e p_1 medidos observa-se que os dois ensaios de dilatômetro realizados evidenciam uma boa concordância em praticamente toda a profundidade ensaiada. Isto demonstra uma homogeneidade entre os perfis do solo na região.

A seguir são apresentados os gráficos dos parâmetros: módulo dilatométrico E_D , índice dilatométrico I_D , índice da tensão horizontal K_D , que são obtidos através das pressões p_0 e p_1 . As equações (3.1), (3.2) e (3.3) são utilizadas para calcular os parâmetros citados.

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_0) \quad (3.1)$$

$$I_D = \frac{\Delta p}{(p_0 - u_0)} \quad (3.2)$$

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (3.3)$$

Onde,

$$\Delta p = p_1 - p_0$$

U_0 é a poro-pressão hidrostática antes da inserção do dilatômetro.

σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva antes da inserção do dilatômetro.

Na Figura 3.8, são apresentados os valores do módulo dilatométrico (E_D) para os dois ensaios.

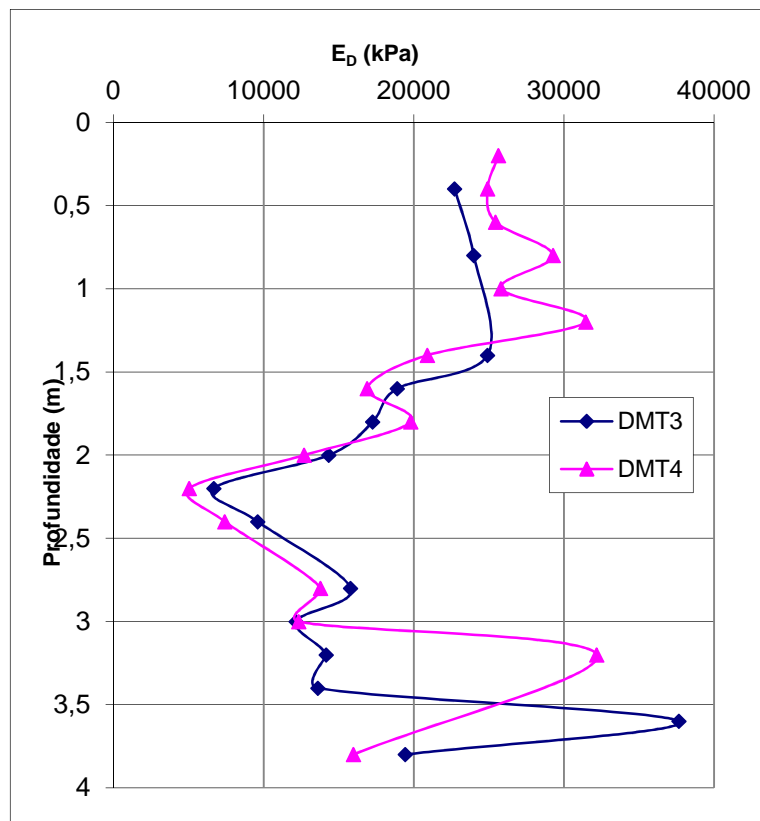


Figura 3.8 – Valores de E_D nos dois ensaios de dilatômetro (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

Observa-se uma boa concordância entre os valores de E_D para os dois ensaios realizados. Pode-se adotar um valor constante de 25 MPa para o módulo para uma profundidade de até 1,5 m. A partir daí ele decresce até cerca de 6 MPa para uma profundidade de aproximadamente 2,3 m.

Na Figura 3.9, são apresentados os valores do índice da tensão horizontal (k_D) para os dois ensaios de dilatômetro.

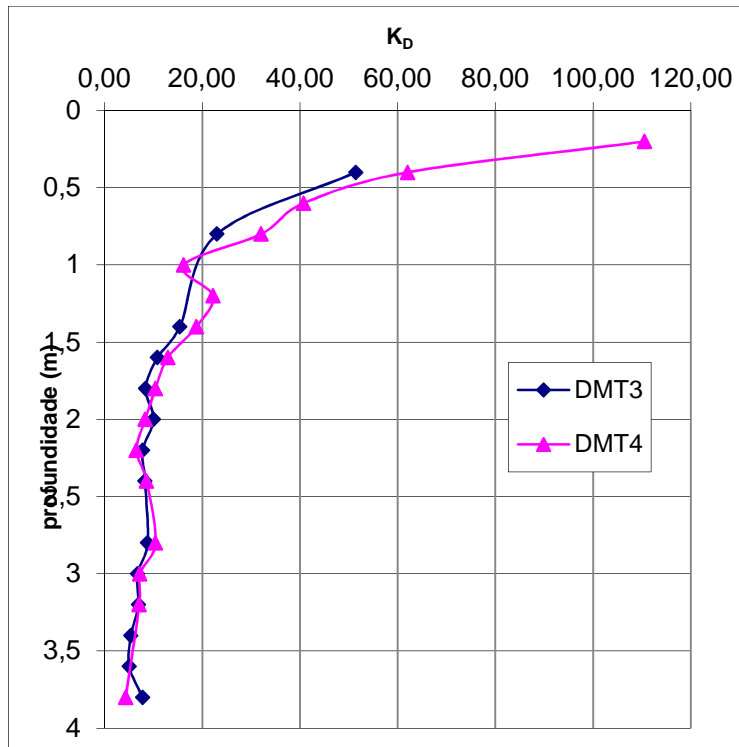


Figura 3.9 - Valores de K_D nos dois ensaios de dilatômetro (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

Os valores de K_D mostram uma ótima concordância. Pode-se observar que estes são decrescentes até uma profundidade de aproximadamente 1,5 m, variando entre 120 e 10. A partir desta profundidade assumem um valor próximo a 10 até o final dos ensaios.

Na Figura 3.10, são apresentados os valores do índice do material (I_D) para os dois ensaios de dilatômetro.

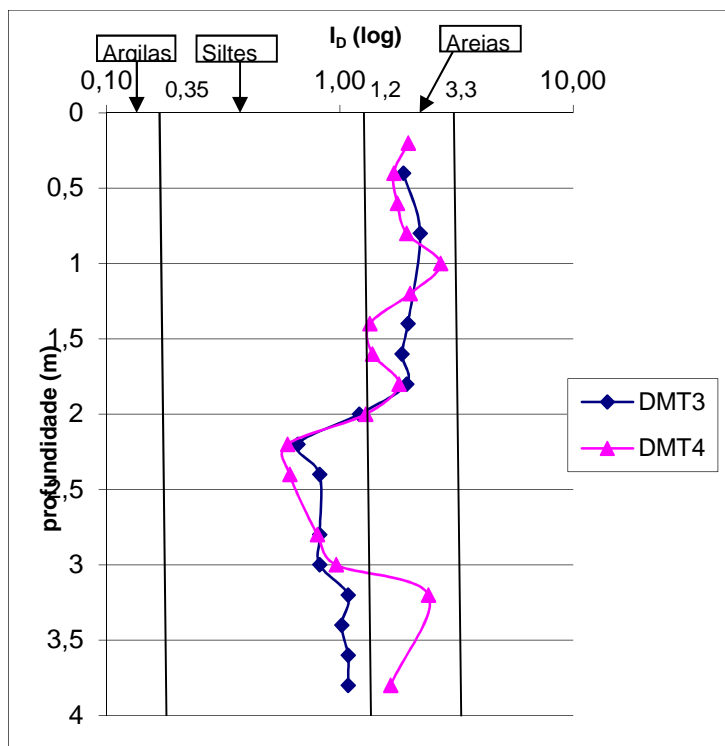


Figura 3.10 – Valores de I_D nos dois ensaios de dilatômetro (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

Os valores de I_D obtiveram uma boa concordância. O comportamento observado para o I_D foi bem parecido com o comportamento do módulo dilatométrico. Fica nítido, através da classificação de Marchetti e Crapps (1981) também apresentada na figura, identificar que o material tem um comportamento de areia até uma profundidade em torno de 2 m e a partir daí o material se comporta como silte.

A seguir estão apresentados, na Tabela 3.IV, um resumo das médias dos índices dilatométricos entre os dois ensaios realizados.

Tabela 3.IV - Média dos parâmetros dos ensaios DMT 3 e DMT 4 (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

Média dos 2 ensaios			
z (m)	E_D (MPa)	I_D	K_D
0,2	25,6	1,97	110,5
0,4	23,8	1,79	56,7
0,6	25,5	1,76	40,8
0,8	26,6	2,07	27,5
1	25,8	2,70	16,2
1,2	31,5	2,00	22,2
1,4	22,9	1,65	17,1
1,6	17,9	1,61	11,9
1,8	18,5	1,86	9,4
2	13,5	1,25	9,2
2,2	5,9	0,63	7,2
2,4	8,5	0,71	8,4
2,6	-	-	-
2,8	14,8	0,94	9,6
3	12,2	0,99	7,0
3,2	23,2	1,74	7,0
3,4	13,6	1,26	5,4
3,6	37,7	3,51	5,1
3,8	17,7	1,38	6,1
4	-	-	-

Segundo Marchetti et al., (2001) pode-se estimar o ângulo de atrito (ϕ') através do DMT apenas com valor do índice de tensão horizontal (K_D). O limite inferior para o ângulo de atrito é, então determinado pela expressão (3.4).

$$\phi'_{Lim. inf.} = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ \log^2 K_D \quad (3.4)$$

Os valores dos ângulos de atrito obtidos através dos ensaios DMT 3 e DMT 4 utilizando o trabalho de Marchetti et al. (2001) são apresentados na Figura 3.11.

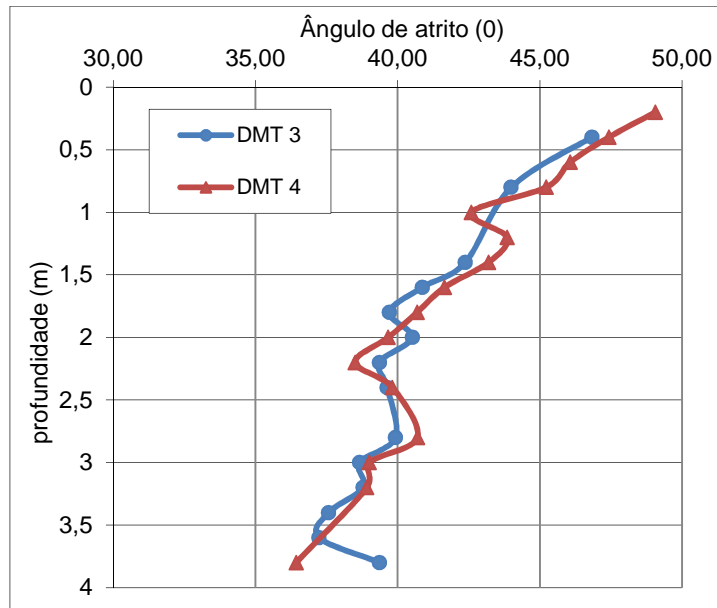


Figura 3.11 – Ângulo de atrito versus profundidade.

3.2.6. Lay out dos ensaios

Todos os ensaios e as retiradas de amostras foram realizados o mais próximo possível do local da realização da prova de carga. A Figura 3.12 apresenta um esquema com as distâncias entre os ensaios realizados.

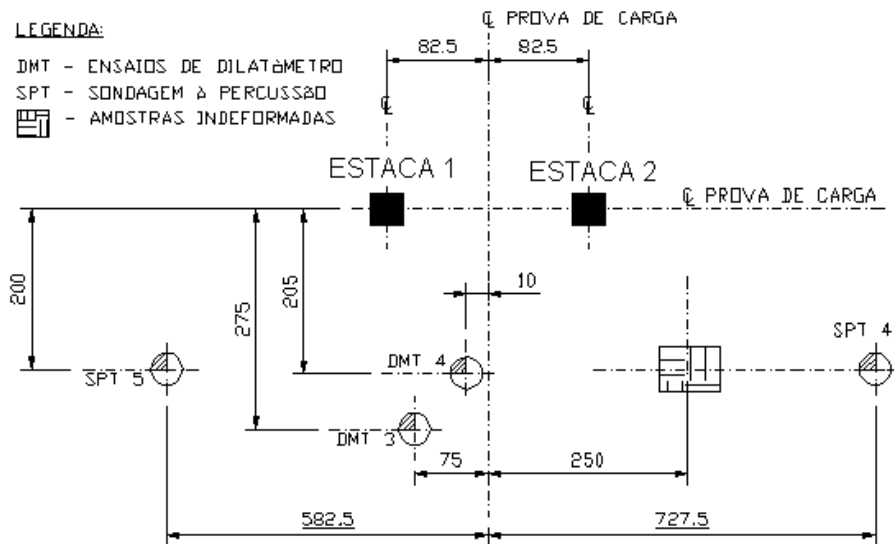


Figura 3.12 - Planta de localização dos ensaios de campo. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

3.3. A prova de carga

3.3.1. Generalidades

Uma prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos (crescentes e decrescentes) em uma fundação registrando os deslocamentos correspondentes, fornecendo assim elementos para avaliar seu comportamento e estimar sua capacidade de carga.

O trabalho de GUIMARÃES (2007) tem como premissa básica que as estacas submetidas à prova de carga horizontal sofressem um movimento aproximado de corpo rígido.

A seguir serão apresentadas características básicas do planejamento e execução da prova de carga realizada. Para maiores detalhes sobre a referida prova de carga, ver GUIMARÃES (2007).

3.3.2. As estacas

A escolha da seção do elemento estrutural foi influenciada pela utilização da instrumentação. Em função das disponibilidades de mercado e facilidade de manuseio optou-se por utilizar um tubo estrutural vazado, de seção quadrada com lado de 20cm e parede de 6,4 mm de espessura.

Conforme mencionado anteriormente, as estacas serão designadas de estaca 1 e estaca 2. A estaca 1 possui 3,0 metros de comprimento total (~2,0 m enterrada) e a estaca 2 possui 3,7 metros de comprimento total (~2,7 m enterrada). No presente trabalho será analisado o comportamento da estaca 2.

Após a prova de carga, a estaca foi retirada do solo e não apresentou rótula plástica (ver Figura 3.13).



Figura 3.13 – Estaca 2, retirada do solo, após prova de carga.

3.3.3. Instrumentação

Para monitorar os deslocamentos da estaca 2, foram utilizados extensômetros mecânicos e inclinômetro. A carga do macaco foi acompanhada por um manômetro analógico.

A Figura 3.14(a) apresenta tubo de aço soldado no interior da estaca 2. O tubo de inclinômetro foi centralizado e concretado em seu interior, Figura 3.14(b).



Figura 3.14 – Tubo de inclinômetro instalado na estaca 2

3.3.4. Arranjo físico

A seguir, na Figura 3.15, é apresentado um esquema em planta com a locação das estacas instrumentadas, extensômetros, sistema de aplicação de forças e vigas de referência, projetado em madeira para minimizar efeitos de temperatura.

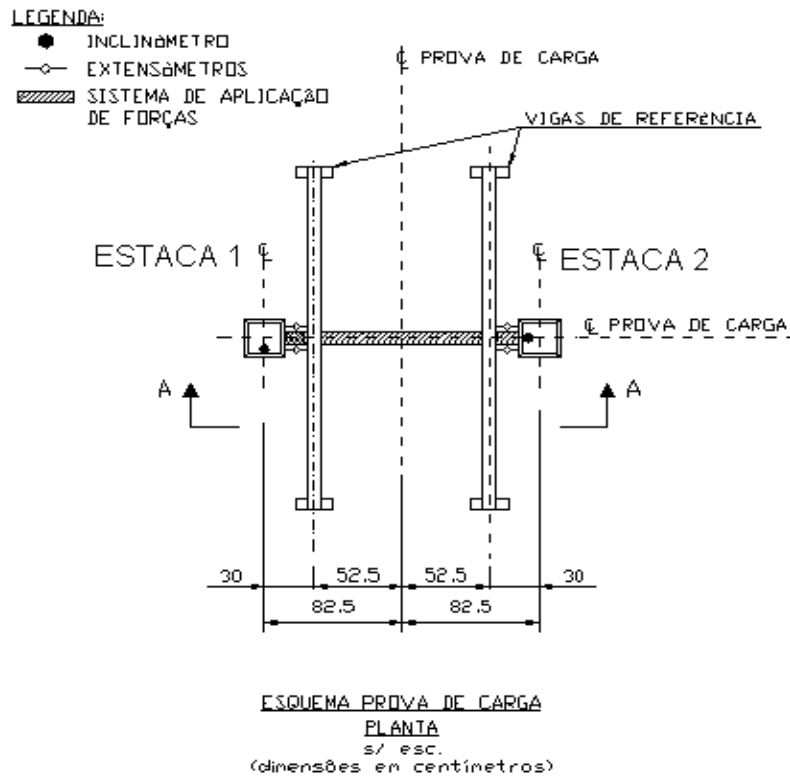


Figura 3.15 – Planta da prova de carga (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

A Figura 3.16 apresenta um corte AA, indicando as elevações em que cada elemento foi instalado na prova de carga.

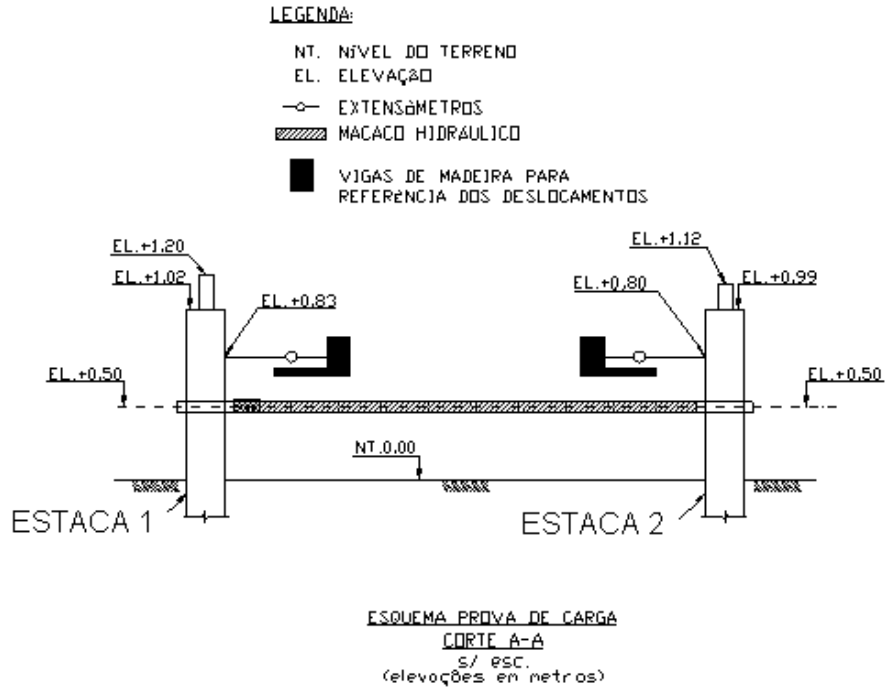


Figura 3.16 – Corte AA da prova de carga (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

3.3.5. A montagem da prova de carga

As estacas foram inseridas no terreno a partir de furos realizados com trado manual e mecânico, além de uma ferramenta de corte. Os espaços vazios entre as estacas e a escavação foram preenchidos com areia. A Figura 3.17 Figura 3.5 ilustra o processo de realização de um dos furos para instalação das estacas.



Figura 3.17– Furo realizado para as estaca (GUIMARÃES, 2007).

A distância entre os furos foi de 1,65 m, ou seja, o equivalente a aproximadamente 8 vezes o lado da estaca. Esta distância foi adotada de modo a não haver interferência entre as estacas durante a realização da prova de carga. A Figura 3.18 mostra o processo de instalação da estaca.



Figura 3.18 – Manuseio e instalação da estaca teste no furo (GUIMARÃES, 2007).

A Figura 3.19 apresenta a prova de carga praticamente pronta para ser iniciada. Em detalhe pode-se observar: As estacas 1 e 2; a instrumentação (tubos de inclinômetros); o sistema de medida de deslocamentos (extensômetros); o sistema de aplicação de carga (macaco hidráulico); o sistema de medida de carga (célula de carga); o sistema de vigas de referência em madeira.

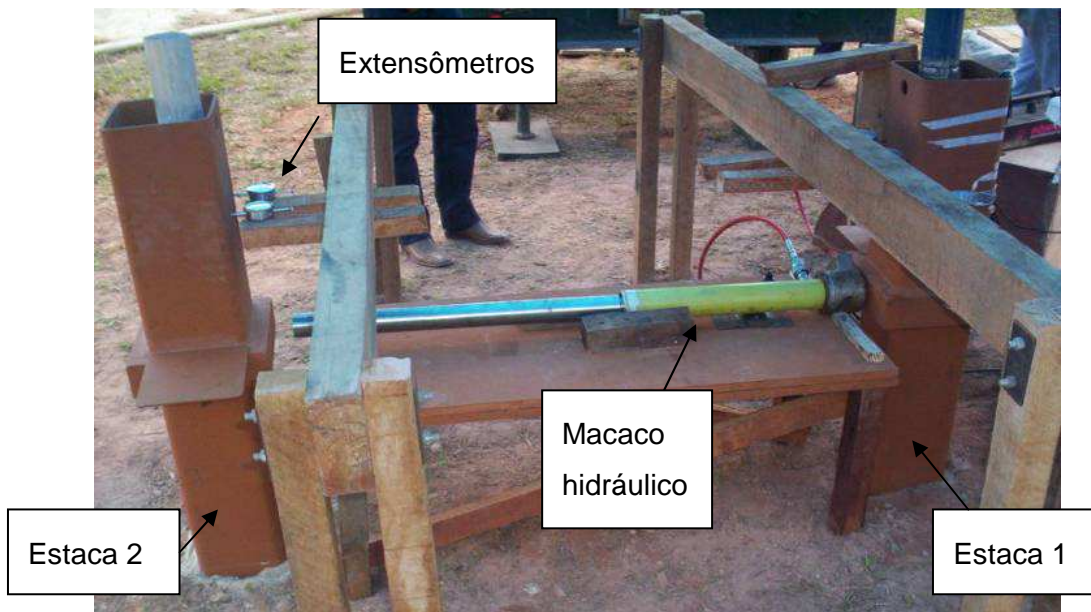


Figura 3.19 - Montagem da prova de carga (GUIMARÃES, 2007).

É importante lembrar que durante a montagem da prova de carga verificou-se que os planos verticais contendo as faces das estacas 1 e 2 não eram paralelos. A aplicação de carga pelo macaco seria então excêntrica. Ressalte-se, que na ocasião da prova de carga, optou-se por atribuir a excentricidade para a estaca 2. No presente trabalho essa excentricidade não será considerada na análise da curva carga deslocamento.

3.3.6. A realização da prova de carga

A realização da prova de carga consistiu-se em aplicar a carga horizontal através do macaco hidráulico, fazendo com que uma estaca reaja contra a outra.

Foi realizada uma prova de carga tipo rápida dividida em 3 etapas: A primeira associada a ciclos de carregamento e descarregamento, a segunda ao carregamento até a ruptura e a terceira ao descarregamento. A carga de 18,7 kN foi definida como limite superior nos ciclos de carga e descarga, relacionada a uma solicitação esperada de condição de trabalho da estaca. As leituras dos extensômetros foram efetuadas duas ou mais vezes para cada estágio.

Inicialmente foram realizadas todas as leituras zero da instrumentação. Em seguida, foram realizados dois ciclos de carga e descarga até 18,7 kN. Em ambos os ciclos, foram realizadas leituras de inclinômetro para a carga máxima.

Em seguida, deu-se procedimento à prova de carga, carregando o sistema até a carga final determinada de 74,7 kN. O descarregamento contou com sete estágios até se atingir o descarregamento integral da prova de carga. Foram realizadas então as leituras finais na instrumentação.

Outras três leituras de inclinômetro, quando o carregamento horizontal era de 37,4 kN, 56,0 kN e 74,7 kN, foram realizadas. A Figura 3.20 apresenta uma das leituras sendo realizada.



Figura 3.20 – Vista do torpedo de inclinômetro no interior do tubo na estaca 1.
(GUIMARÃES, 2007).

CAPITULO 4

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Deslocamentos horizontais

4.1.1. Extensômetros

As curvas correspondentes aos dois extensômetros (3 e 4) localizados na estaca 2, encontram-se representadas na Figura 4.1. Ressalta-se que a carga não foi aplicada no mesmo ponto em que os extensômetros foram instalados.

Ambas as curvas apresentaram um comportamento bem definido, assim como os dois ciclos de carga e descarga.

A diferença observada entre as medidas dos extensômetros cresce com o aumento do carregamento. A diferença é mais visível ao final dos ciclos de carga e descarga, quando os deslocamentos nos extensômetros já são da ordem de 10 mm e a carga já atingiu cerca de 20 kN. Esse aumento progressivo da diferença entre os deslocamentos é devido à excentricidade da aplicação da carga horizontal em relação ao eixo da estaca. Observa-se pelo gráfico que essa excentricidade provocou uma rotação da estaca. A diferença entre os valores dos extensômetros para a carga máxima de 74,7 kN é da ordem de 2,4 mm no carregamento e 2,6 mm no descarregamento.

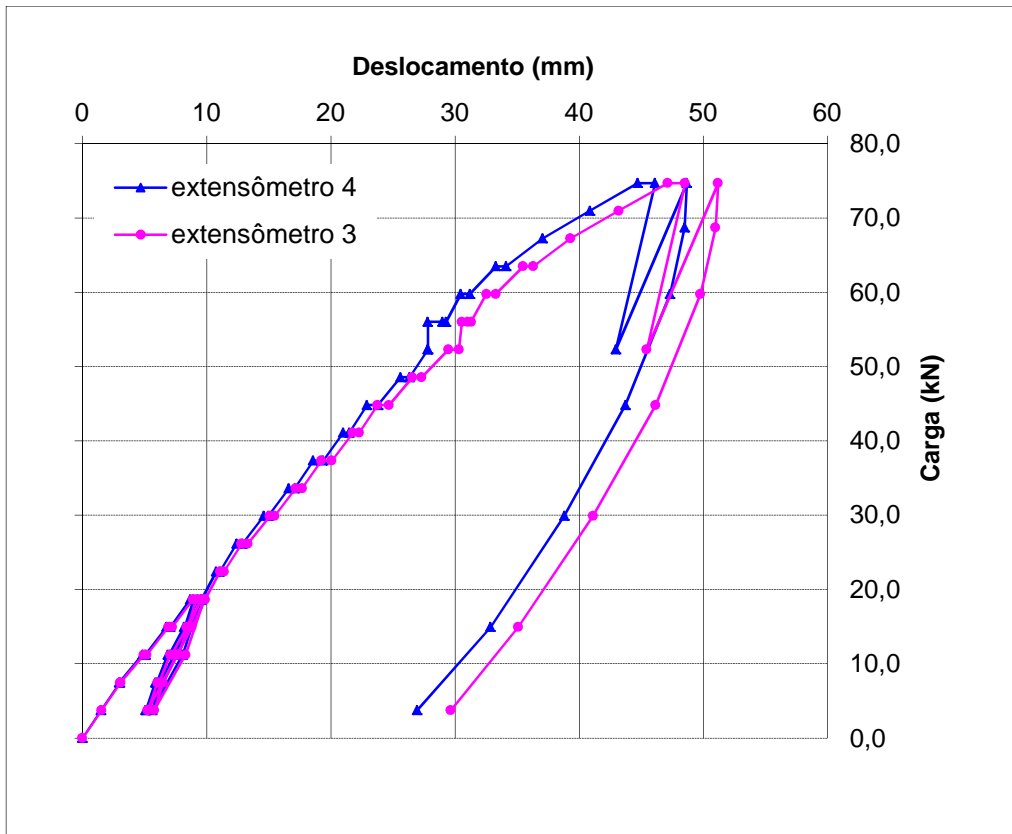


Figura 4.1 - Curva carga x deslocamento dos extensômetros 3 e 4 (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

Para as análises a seguir, será utilizado um valor médio dos deslocamentos dos dois extensômetros apresentado na Figura 4.2.

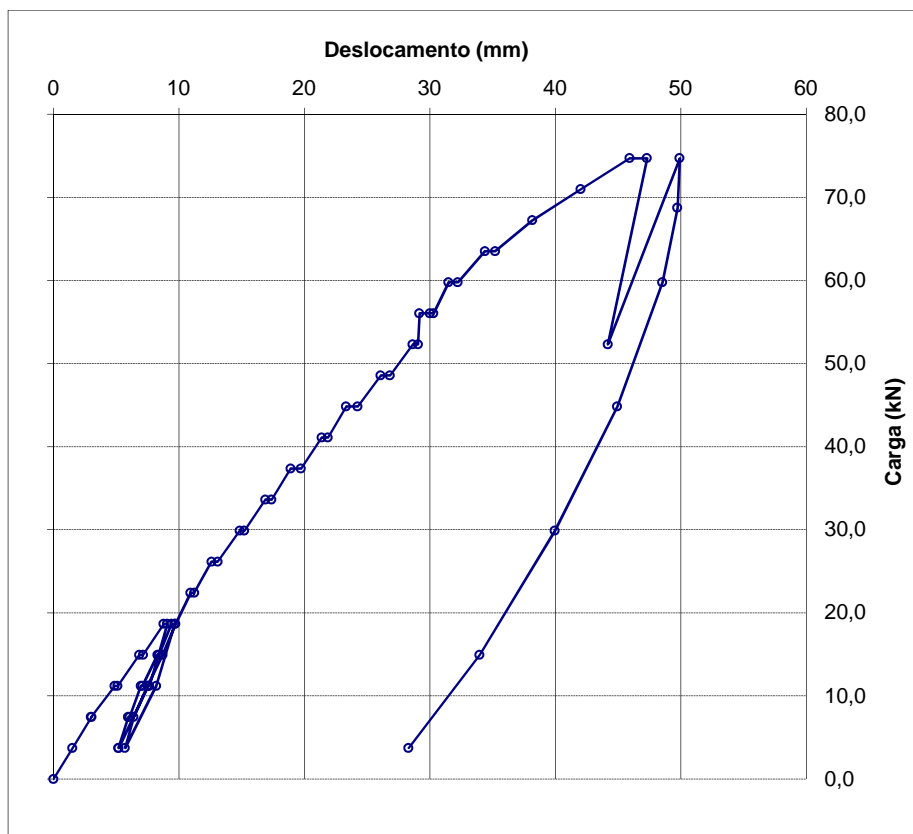


Figura 4.2 - Curva carga x deslocamento médio dos extensômetros 3 e 4. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

Para o valor de carga máxima de 74,7 kN, o valor médio dos deslocamento dos extensômetros de 50 mm, ou seja, em torno de 25% da largura da estaca (200 mm). A prova de carga foi então paralisada e a carga mantida por 12 horas aproximadamente. Uma perda de carga no sistema pode ser observada, provavelmente devido à estanqueidade do sistema hidráulico do macaco. No dia seguinte a carga foi reaplicada e o descarregamento realizado em cinco estágios.

Após o descarregamento total um deslocamento residual da ordem de 30 mm, foi observado.

Foram observadas, na estaca 1, trincas para um carregamento da ordem de 50 kN. Além disso, também ficou visível a formação de uma cunha de solo na face anterior da estaca e a abertura de uma fenda na face posterior. Outro fato observado foi o recalque do solo entre as estacas, ocasionando o recalque da mesa de apoio do macaco. Mesmo a curva carga versus deslocamento não apresentando um

comportamento bem definido, ou seja, um patamar de escoamento bem definido para determinação da carga de ruptura, pode-se concluir então que houve ruptura do sistema estaca-solo.

4.1.2. Inclinômetros

A instrumentação com o inclinômetro visa acompanhar o comportamento das estacas sob esforços horizontais. A Figura 4.3 apresenta seu comportamento em diversos estágios de carga durante a realização da prova de carga. A análise será feita no eixo principal do movimento (eixo A), coincidente com o sentido da aplicação de carga.

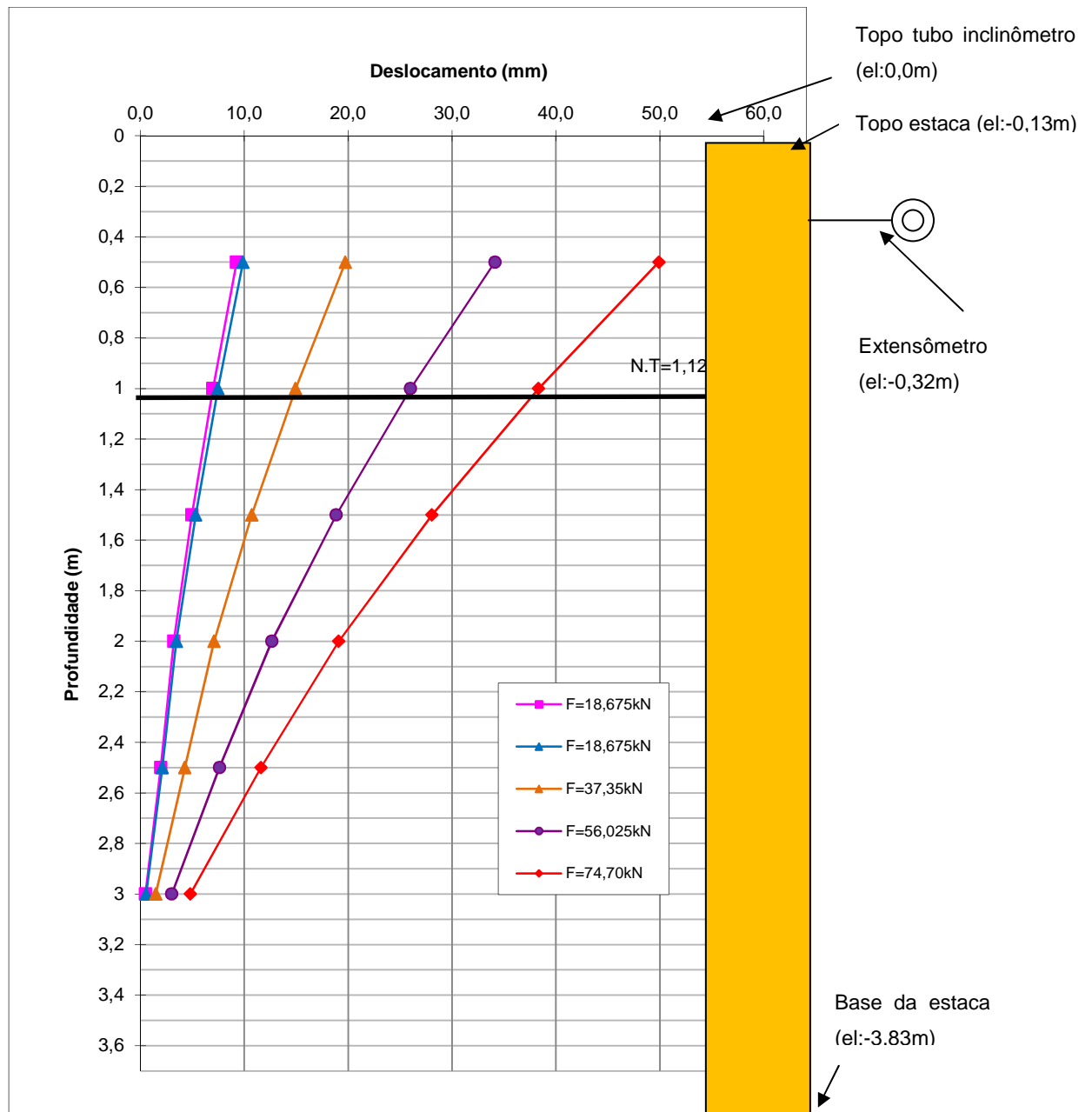


Figura 4.3 - Deslocamento para diversos estágios de carga. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

A estaca não sofreu deformação em sua estrutura no primeiro estágio de aplicação de carga (18,7 kN). Nos estágios seguintes, ela apresentou uma leve curvatura, no entanto, sem formação de rótula plástica, podendo então ter seu comportamento definido como estaca curta.

Os deslocamentos no eixo perpendicular à aplicação da carga (eixo B) foram pequenos (da ordem de 6 mm), cerca de 12% dos deslocamentos no eixo principal. Isso se explica pela existência de uma excentricidade da aplicação do carregamento. Estes deslocamentos não foram considerados nas análises feitas neste trabalho.

É importante ressaltar que a base do inclinômetro não estava engastada em uma região indeslocável. Por esse motivo, as curvas obtidas não registram a rotação da estaca em torno de um ponto e terão de ser ajustadas.

4.2. Análise do comportamento da estaca

4.2.1. Curvatura da estaca

Foi determinada uma equação das curvas obtidas pelo inclinômetro utilizadas para determinar os pontos de rotação a seguir e extrapolar os deslocamentos para todo o comprimento da estaca. O ajuste foi feito usando uma função polinomial de 2ª ordem conforme Figura 4.4.

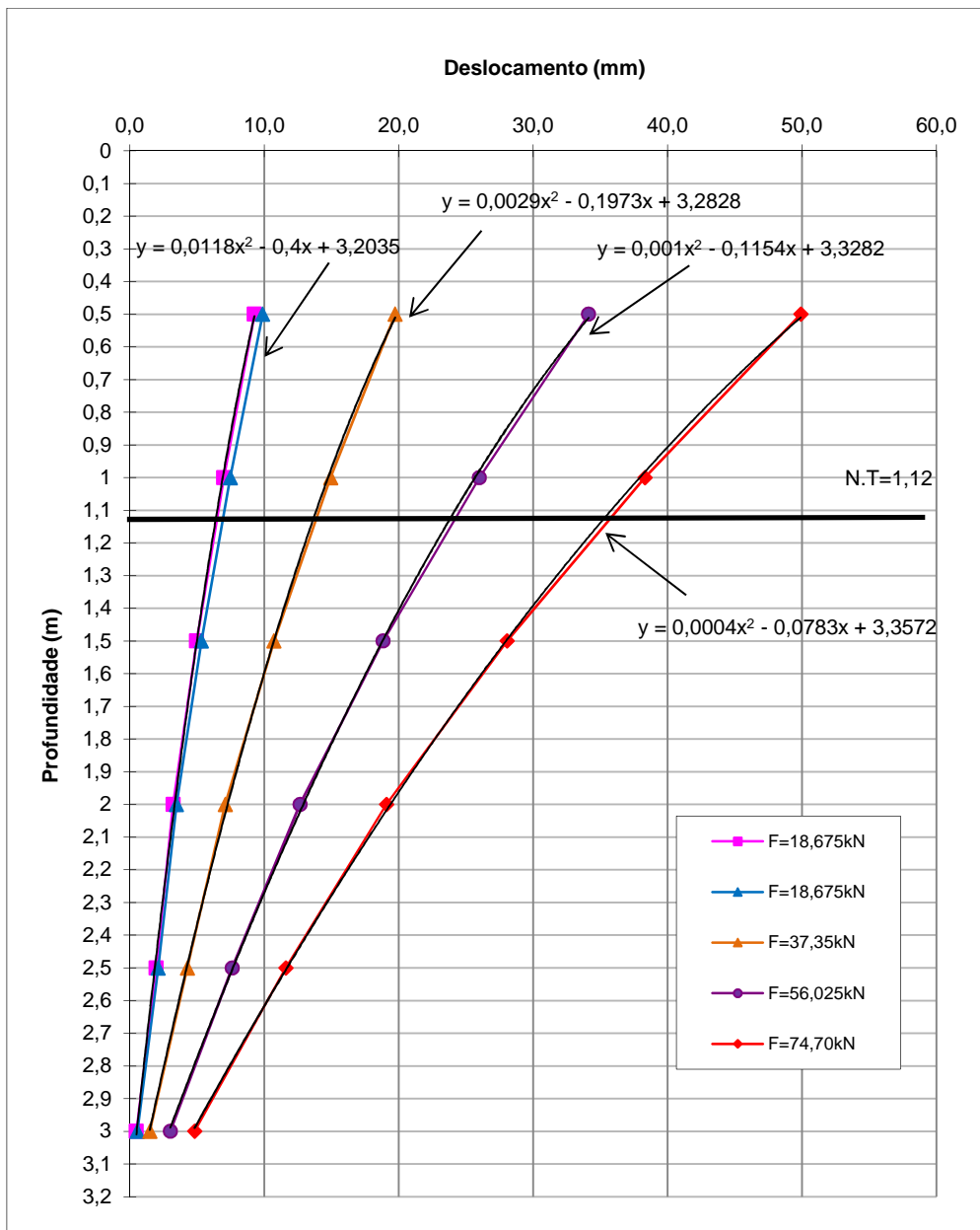


Figura 4.4 - Equações das curvas obtidas pelos inclinômetros (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

4.2.2. Ponto de rotação

Para determinar o ponto de rotação da estaca 2, foram utilizados os valores dos deslocamento médios medidos pelos extensômetros 3 e 4 e as curvas de deslocamento versus profundidade do inclinômetro.

Como a base do inclinômetro não estava engastada em uma região indeslocável, as curvas obtidas pelo inclinômetro foram prolongadas e em seguida transladas de maneira que os deslocamentos a 80 cm acima do nível do terreno (posição dos extensômetros) fossem os mesmos que aqueles determinados pelos extensômetros. O ponto de rotação foi então determinado na interseção da curva com o eixo vertical. A figura 4.5 ilustra o procedimento descrito.

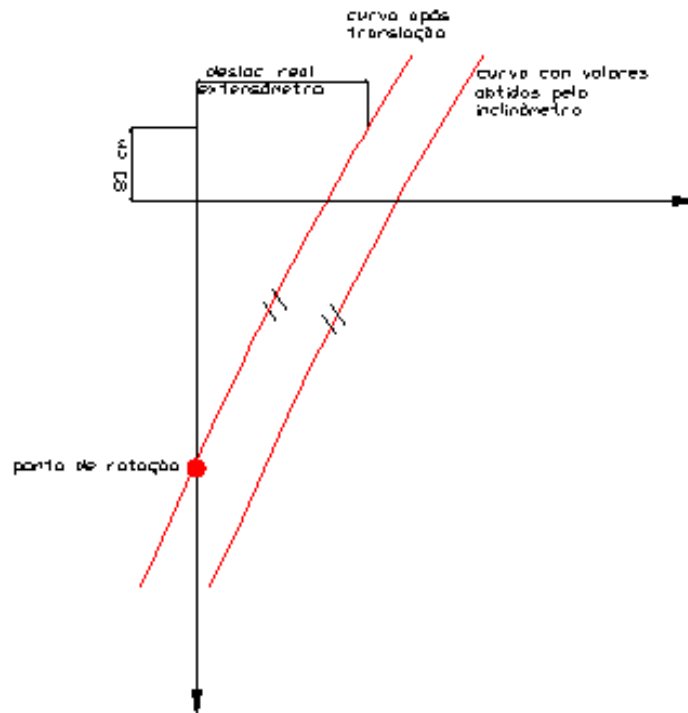


Figura 4.5 - Croquis para determinação do ponto de rotação utilizando os valores medidos pelos extensômetros e inclinômetro.

Os ajustes foram realizados em todas as leituras obtidas dos extensômetros para os quatro estágios de carga citados.

Uma equação de segundo grau é da forma $y = ax^2 + bx + c'$. Os coeficientes a e b foram determinados, no traçado da linha de tendência a partir de dados colocados em planilha, e o coeficiente c' foi ajustado para transladar a curva de maneira a coincidir com os valores medidos nos extensômetros.

Com cada valor de c' corrigido, um gráfico da curva profundidade versus deslocamento foi gerado para determinação do ponto de rotação e prolongado de maneira a apresentar o comprimento total da estaca 2.

4.2.2.1. Carga de F=18,68 kN

A equação da curva foi ajustada para o primeiro ciclo de carregamento (ver Figura 4.6) e 5 pontos de rotação foram determinados com base nessa equação transladada. Foram 2 pontos referentes ao primeiro ciclo de carregamento (em $t=0$ min e $t=5$ min), 2 pontos referentes segundo ciclo de carregamento ($t=0$ min e $t=5$ min) e 1 ponto referente ao descarregamento ($t=0$ min).

As equações corrigidas estão apresentadas na Tabela 4.I.

Tabela 4.I - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida curva para a carga de 18,68 kN.

		Tempo	Deslocamento dos extensômetros (mm)	Equação da curva corrigida
18,68 kN	1º ciclo de carregamento	t=0	8,795	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9252$
		t=5	9,070	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9773$
	2º ciclo de carregamento	t=0	9,420	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0409$
		t=5	9,655	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0820$
	Descarregamento	t=0	9,740	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0966$

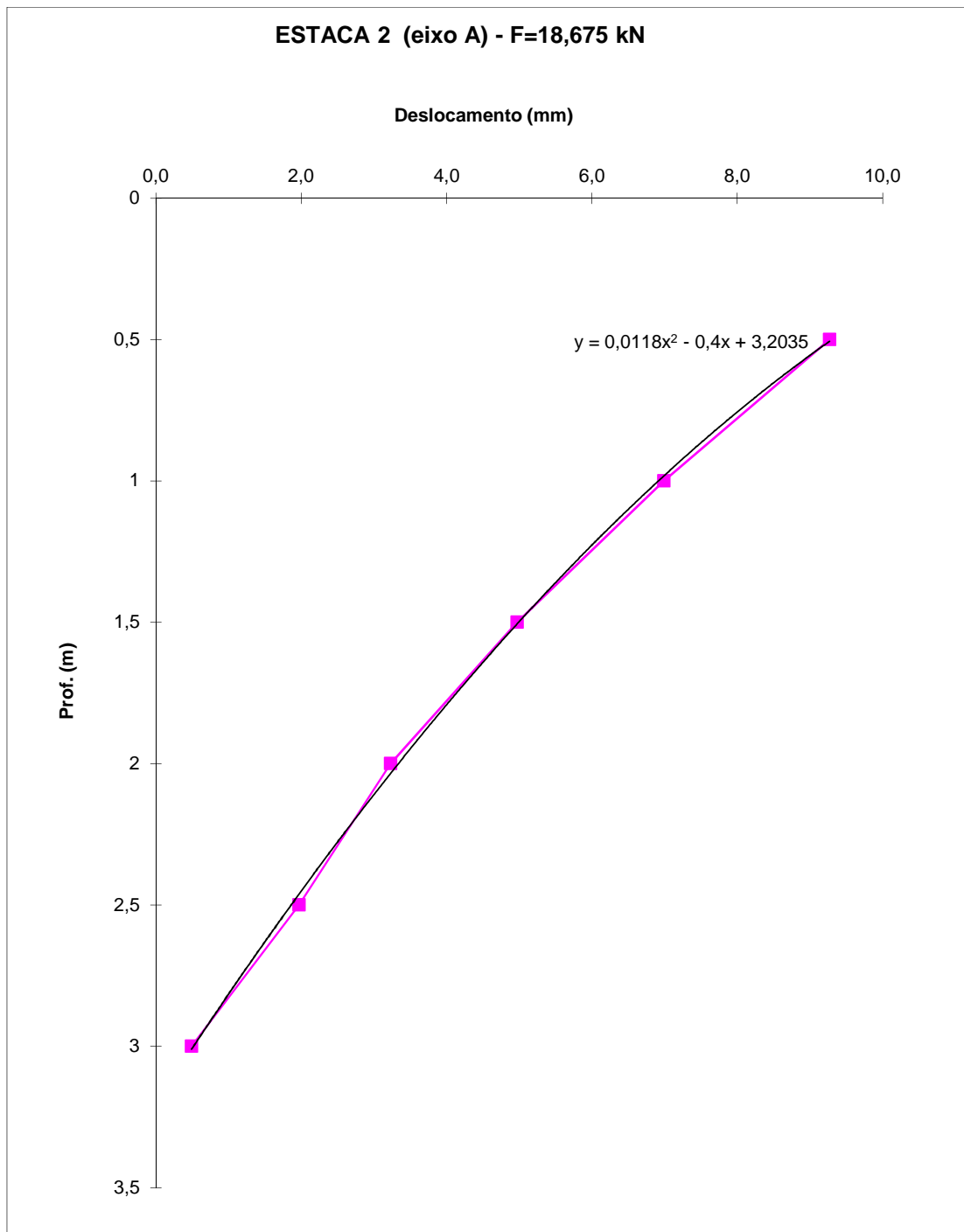


Figura 4.6 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

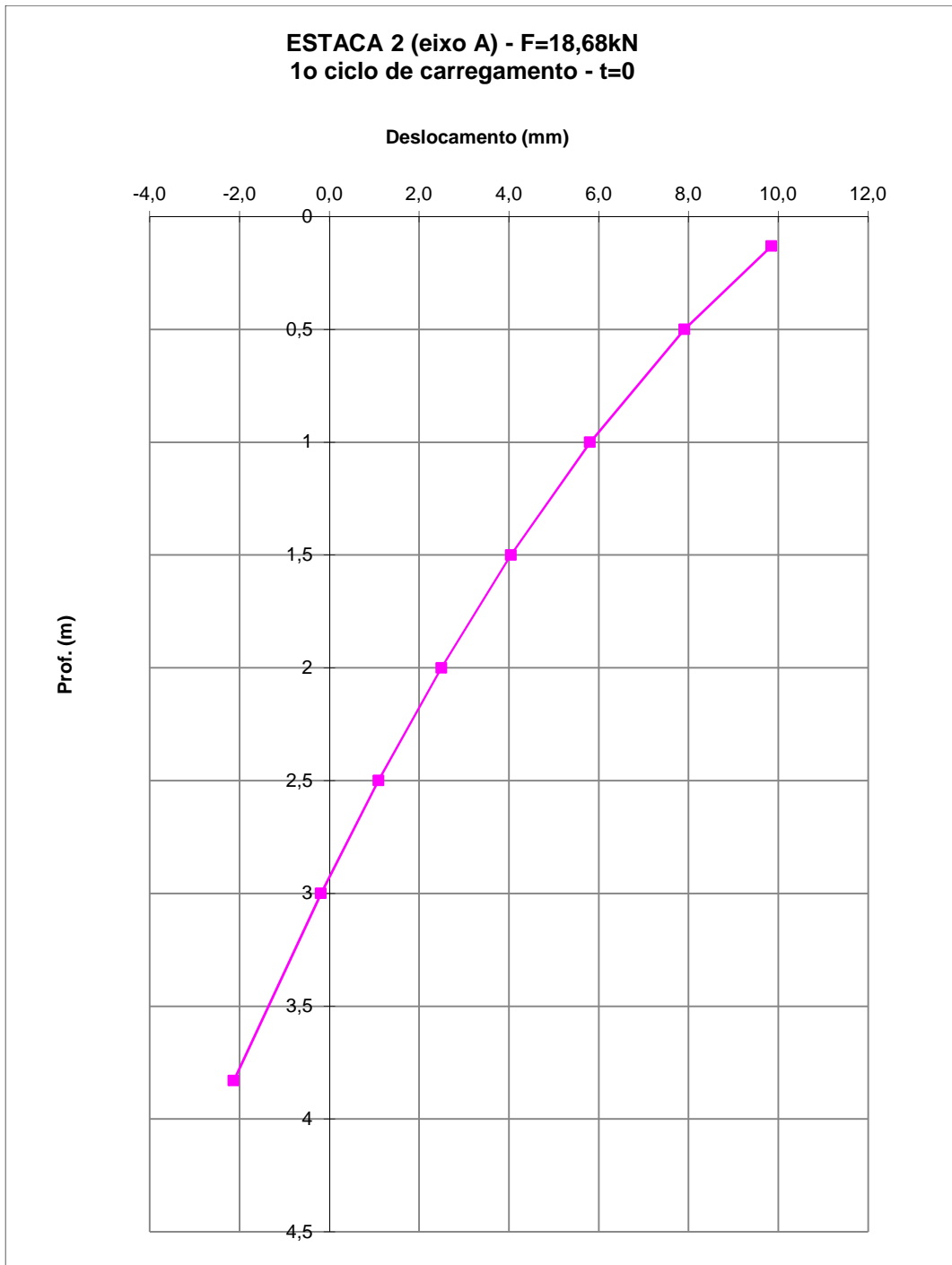


Figura 4.7 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 1º ciclo e t=0 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9252$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 2,9252\text{m}$ para o primeiro ciclo de carregamento e $t=0$ min como ilustrado na Figura 4.7.

O mesmo método foi utilizado para os demais pontos. Ver resultados no Anexo A.

4.2.2.2. Cargas de 37,4 kN, 56,0 kN e 74,7 kN

Usando o mesmo procedimento utilizado para a carga de 18,7 kN, as equações das curvas foram ajustadas para 2 pontos ($t=0$ min e $t=5$ min) na carga de 37,4 kN; para 3 pontos ($t=0$ min, $t=15$ min e $t=25$ min) na carga de 56,0 kN; e para 2 pontos ($t=15$ min e $t=25$ min) para o estágio final de 74,7 kN.

Os resultados são apresentados no Anexo A.

4.2.3. Deslocamento no nível do terreno

Como os métodos de dimensionamento determinam deslocamentos no nível do terreno, com as equações corrigidas das curvas profundidade versus deslocamentos, os deslocamentos no nível do terreno puderam ser determinados através das equações corrigidas das curvas e estão apresentados na Tabela 4.II e Tabela 4.III.

Tabela 4.II - Deslocamentos do nível do terreno para os dois primeiros ciclos.

	Tempo		Deslocamento no nível do terreno (mm)
18,68 kN	1º ciclo de carregamento	t=0	5,4
		t=5	5,6
	2º ciclo de carregamento	t=0	5,8
		t=5	6,0
	Descarregamento	t=0	6,0
	37,35 kN	t=0	
t=5		12,1	

Tabela 4.III - Deslocamentos do nível do terreno para os dois últimos ciclos.

	Tempo	Deslocamento no nível do terreno (mm)
56,03 kN	t=0	17,5
	t=15	18,1
	t=25	18,3
74,70 kN	t=15	29,3
	t=25	30,4

A partir dos valores determinados, foi ajustada uma curva carga versus deslocamento no nível do terreno, conforme pode ser observado na Figura 4.8.

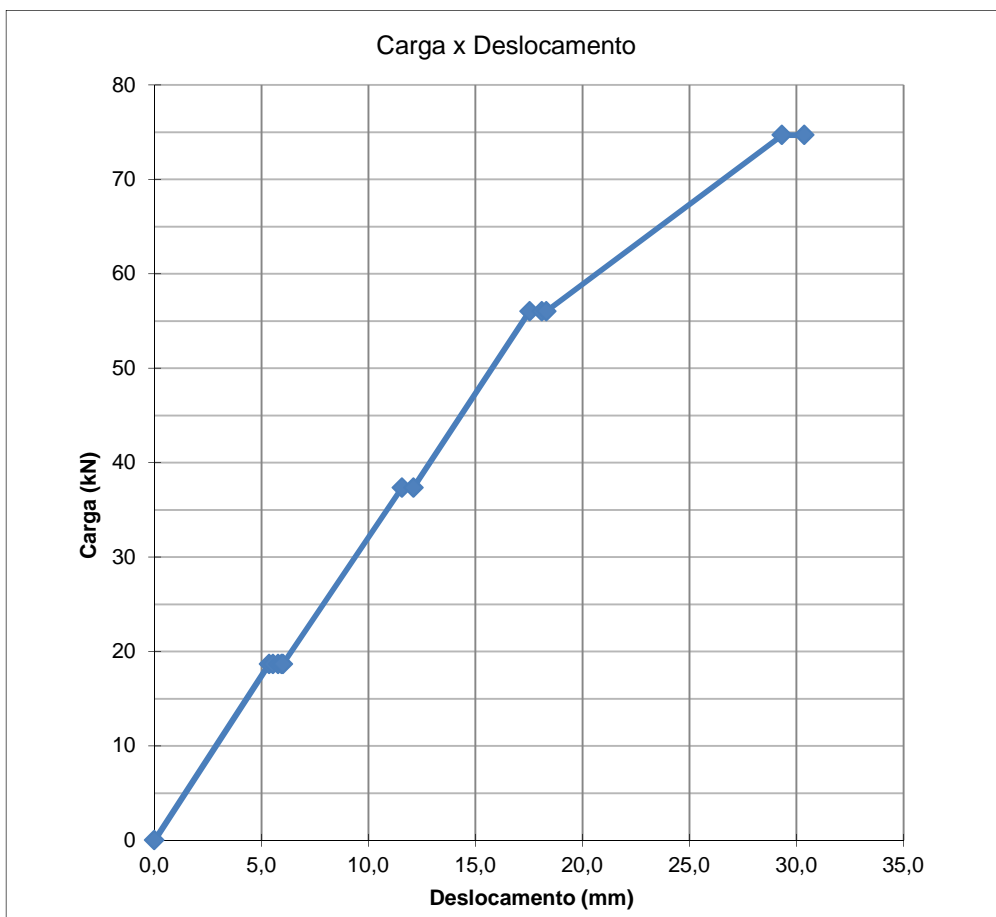


Figura 4.8 – Curva carga versus deslocamento no nível do terreno.

A partir da análise da Figura 4.8 observa-se a curva não apresenta uma ruptura bem definida, no entanto há uma mudança de comportamento da curva carga versus deslocamento quando a carga horizontal é da ordem de 55 kN. Além disso, a estaca apresenta um deslocamento igual a 10% B para uma carga de 58 kN. Com base nessas observações a carga de ruptura foi determinada em 55kN.

4.2.4. Análise dos resultados

Na Figura 4.9 foi traçado, para cada estágio, uma curva profundidade versus deslocamento para o primeiro deslocamento registrado.

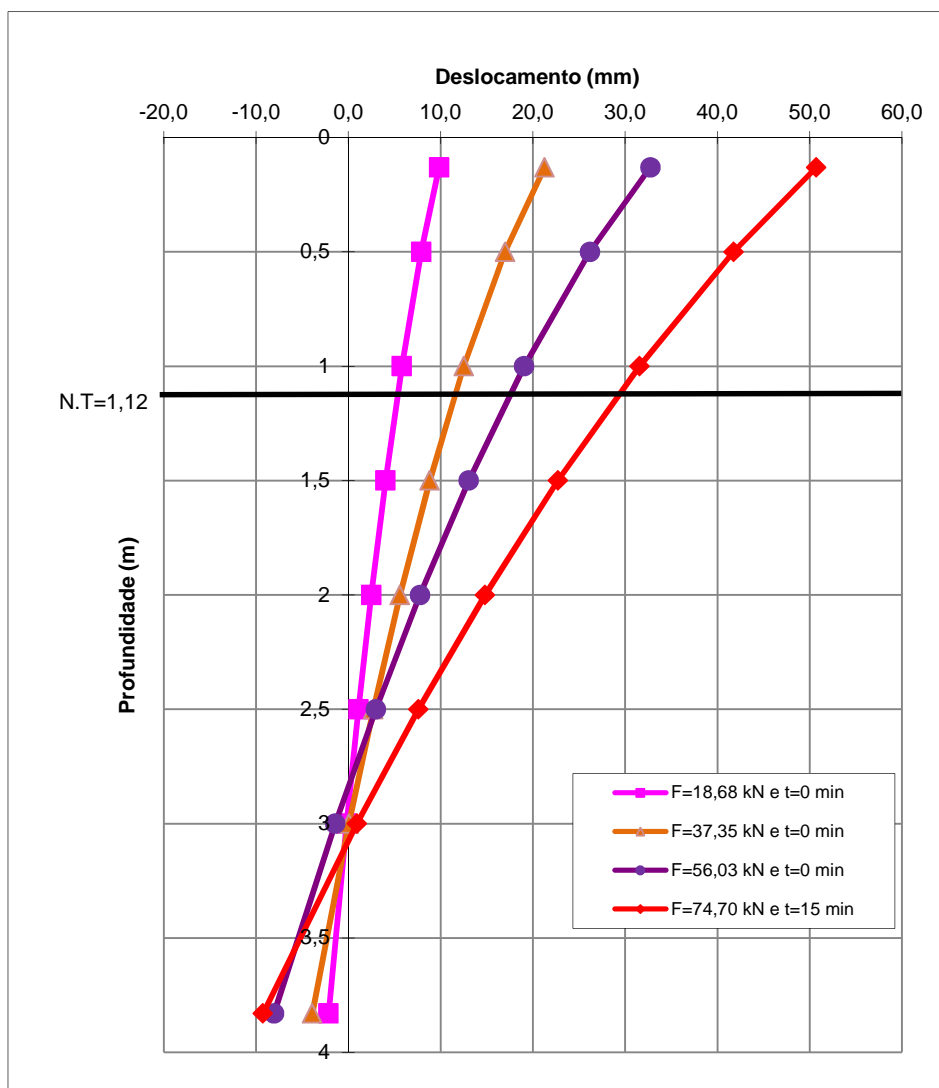


Figura 4.9 – Curvas profundidade versus deslocamentos nos 4 estágios de carregamento.

A Figura 4.10 apresenta o comportamento do ponto de rotação da estaca 2 ao longo de carregamentos definidos durante a realização da prova de carga.

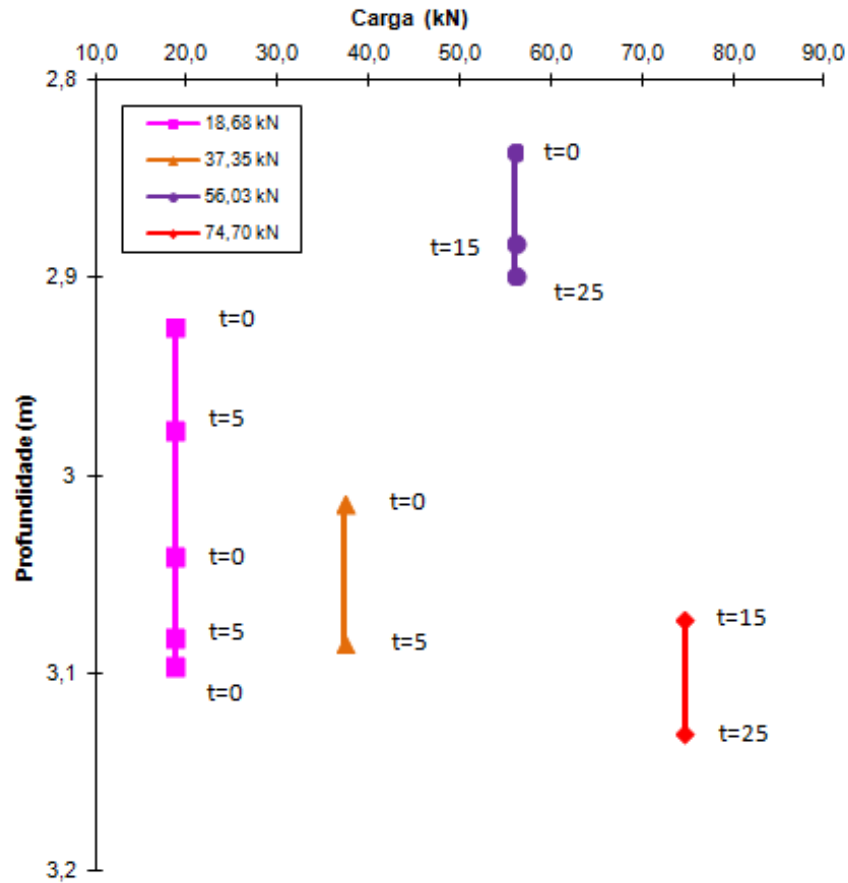


Figura 4.10 – Comparação entre as profundidades dos pontos de rotação.

Ao comparar o comportamento da estaca para as diferentes cargas, observa-se, com exceção dos valores obtidos para a carga de 56,0 kN, uma mesma tendência de aumento de profundidade do ponto de rotação à medida que a carga cresce.

4.3. Estimativa dos deslocamentos e capacidade de carga de ruptura da estaca

Neste trabalho foi observado que a estaca se comportou como curta. A partir dessa premissa e dos valores de carga de trabalho adotados, prosseguiu-se a realização dos dimensionamentos a seguir.

Estimou-se o peso específico através das amostras indeformadas retiradas. O valor adotado foi de 15 kN/m^3 , média dos valores determinados na Tabela 3.1. O ângulo de atrito foi determinado através dos ensaios de cisalhamento direto, o valor adotado foi de 45° .

4.3.1. Estimativa dos deslocamentos para a carga de trabalho

Considerando a carga de ruptura estimada anteriormente de 55 kN e, que a NBR 6122 (2010) estabelece que um fator de segurança global a ser utilizado para determinação da carga admissível de $1,6$, no caso de resistências obtidas por provas de carga, pode ser utilizada, a carga de trabalho de $34,4 \text{ kN}$.

Considerando esta carga de trabalho serão utilizados os dados da carga de $18,68 \text{ kN}$ e $37,35 \text{ kN}$ fins de determinação dos deslocamentos.

O método adotado será aquele proposto pela norma russa, que admite um comportamento de corpo rígido e coeficiente de reação horizontal que cresce linearmente com a profundidade, além de ser amplamente utilizado.

4.3.1.1. Características

Carregamento

Força horizontal aplicada no topo da fundação: $H_1 = 18,6 \text{ kN}$

$$H_2 = 37,4 \text{ kN}$$

Excentricidade vertical: $e = 0,5 \text{ m}$

Momento gerado na estaca no nível do terreno: $M_1 = 18,63 \times 0,5 = 9,3 \text{ kN.m}$

$$M_2 = 37,35 \times 0,5 = 18,7 \text{ kN.m}$$

Dados da estaca

Comprimento enterrado da estaca: $L = 2,7 \text{ m}$

Área da base da fundação: $A_b = 0,04 \text{ m}^2$

Diâmetro da base da fundação e lado da fundação: $B_b = b = 0,2 \text{ m}$

Dados do solo:

De acordo com a Tabela 4.IV, para areia pouco compacta ou fofa acima do NA, temos:

Tabela 4.IV - Tabela de valores de k_{v1} em kgf/cm^3 (TERZAGHI, 1955)

Areias	Fofa	Med. Compacta	Compacta
faixa de valores	0,6 - 1,9	1,9 - 9,6	9,6 - 32
areia acima N.A.	1,3	4,2	16
areia submersa	0,8	2,6	9,6

$$k_{v1} = 1,3 \text{ kgf/cm}^3 = 13.000 \text{ kN/m}^3 \quad (4.1)$$

$$k_v = k_{v1} \left(\frac{B+0,305}{2B} \right)^2 = 33,15 \text{ kN/m}^3 \quad (4.2)$$

k_L é o valor do coeficiente de reação horizontal na profundidade L

$$k_L = n_h \frac{L}{B} = n_h \frac{2,7}{0,2} \quad (4.3)$$

De acordo com TERZAGHI (1955), o valor de n_h pode ser determinado pela Tabela 2.I. Para o solo em que foi realizada a prova de carga, classificado como areia fofa e acima do NA, n_h é igual a $2,3 \text{ MN/m}^3$, logo temos:

$$k_L(\text{Terzaghi}) = 2300 \times \frac{2,7}{0,2} = 31.050 \text{ kN/m}^3 \quad (4.4)$$

Outra proposta, feita por REESE ET AL. (1974) e apresentada na Tabela 2.II, determina n_h igual a $6,8 \text{ MN/m}^3$ para areias fofas e acima do NA.

Logo, para a profundidade L

$$k_L(\text{Reese et al.}) = 91.800 \text{ kN/m}^3 \quad (4.5)$$

LOPES ET AL. (1994) propõe uma correlação entre o k_h e o ensaio de SPT. Conforme equação (2.8) apresentada no capítulo 2, para baixa mobilização de resistência, temos:

$$k_L(\text{Lopes et al.}) = \frac{2N}{B} = 60.000 \text{ kN/m}^3 \quad (4.6)$$

De acordo com os resultados do ensaio do dilatômetro, para o cálculo dos deslocamentos no nível do terreno, considerou-se uma primeira aproximação em que o módulo dilatométrico é igual ao produto do coeficiente de reação horizontal do solo pelo lado da estaca. Tem-se, portanto:

$$E_D = k_h B \quad (4.7)$$

Adotando um E_D médio, na superfície do terreno, de 24.000 kPa, temos:

$$k_L(\text{Dilatômetro}) = \frac{E_D}{B} = 120.000 \text{ kN/m}^3 \quad (4.8)$$

As quatro propostas apresentam valores muito diferente de coeficiente de reação horizontal e estão representados, em relação a profundidade, na Figura 4.11.

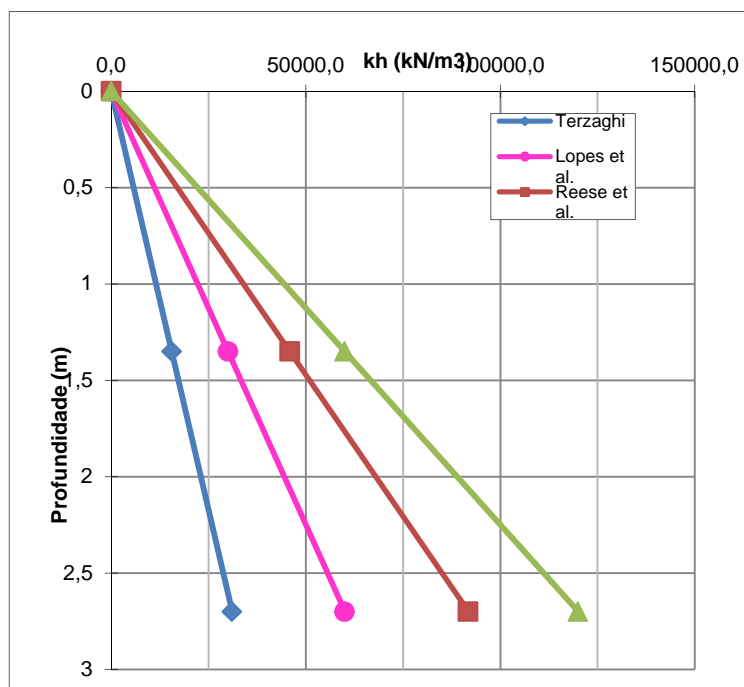


Figura 4.11 – Variação do coeficiente de reação horizontal até a profundidade L.

4.3.1.2. Método Russo

O deslocamento horizontal e a rotação da fundação foram determinados para todos os valores de n_h apresentados acima e se encontram na Tabela 4.V.

Tabela 4.V – Valores deslocamento horizontal (v) e a rotação da fundação (α) para os diferentes propostas e cargas de trabalho.

H (kN)	k_L (kN/m ³)	α (rad)	v (mm)	$v_{méd}$ inclinometro (mm)	Método
18,68	31.050,0	1,27E-02	25,0	5,7	Terzaghi (1955)
	60.000,0	6,55E-03	12,9		Lopes et al.(1994)
	91.800,0	4,28E-03	8,5		Reese et al. (1974)
	120.000,0	3,27E-03	6,5		Dilatometro
37,35	31.050,0	2,53E-02	50,0	11,8	Terzaghi (1955)
	60.000,0	1,31E-02	25,9		Lopes et al.(1994)
	91.800,0	8,56E-03	16,9		Reese et al. (1974)
	120.000,0	6,55E-03	12,9		Dilatometro

Para uma carga de 18,7 kN, os deslocamentos estimados pelas propostas de THERZAGHI (1955), LOPES ET AL. (1994), REESE ET AL. (1974) e dilatômetro foram, respectivamente, de 25,0 mm; 13,0 mm, 8,5 mm e 6,5 mm.

Já para uma carga de 37,4 kN, os deslocamentos estimados de acordo com as mesmas propostas foram, respectivamente, de 50,00 mm; 25,9 mm, 16,9 mm e 13,0 mm.

A proposta de TERZAGHI (1955) apresentou um deslocamento no nível do terreno cerca de quatro vezes maior que o deslocamento observado pela instrumentação, mostrando que, para este caso, os resultados são conservadores.

No entanto, segundo LOPES ET AL. (1994), os deslocamentos foram, aproximadamente, duas vezes superiores aos medidos.

Para a proposta de REESE ET AL. (1974) os valores dos deslocamentos foram 50% maiores.

E por último, a proposta que relaciona o módulo dilatométrico com coeficiente de reação horizontal, apresentou resultados semelhantes aos determinados pela

instrumentação. Foi observada uma diferença, de apenas 11% entre previsão e desempenho.

4.3.2. Determinação da carga de ruptura

4.3.2.1. Características

Carregamento

Excentricidade vertical: $e = 0,5 \text{ m}$

Dados da estaca

Profundidade enterrada da estaca: $L = 2,7 \text{ m}$

Diâmetro da estaca: $B = 0,2 \text{ m}$

Dados do solo

Foi adotado um valor médio do peso específico natural do solo a partir das amostras indeformadas retiradas e utilizadas na realização do ensaio de cisalhamento direto. Sendo então:

$$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$$

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto existem duas possibilidades para a definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento: a envoltória de baixas tensões e a envoltória de altas tensões (ver anexo B).

Considerando que o esforço vertical atuante na prova de carga é desprezível conclui-se que as tensões verticais atuantes são referentes somente ao peso próprio de solo. Sendo assim, para o dimensionamento, será considerada a envoltória de baixas tensões.

O ângulo de atrito adotado foi:

$$\phi = 45^\circ$$

Em relação a coesão, dois foram os valores obtidos. E o dimensionamento será feito para ambos.

As coesões adotadas foram de:

$$c = 5 \text{ e } 10 \text{ kPa}$$

4.3.3. Capacidade de carga de ruptura

Os métodos adotados para cálculo da capacidade de carga de ruptura serão o de BRINCH-HANSEN (1961) para solos com coesão e ângulo de atrito e os de BROMS (1964 a e b) para solos argilosos e arenosos.

4.3.3.1. Broms (1964 a)

a) Dimensionamento para um solo arenoso com $\phi = 45^\circ$

Coeficiente de empuxo passivo:

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{45}{2} \right)$$

Como,

$$\theta = 45 + \frac{45}{2} = 67,5^\circ$$

$$\theta = \frac{67,5^\circ \times \pi}{180} = 1,1775 \text{ rad}$$

Então,

$$k_p = \tan^2(1,1775) = 5,81$$

Para determinar a carga última, temos,

$$P_{ult} = \frac{0,5 \times 15 \times 0,2 \times 2,7^3 \times K_p}{(0,5 + 2,7)} = 53,6 \text{ kN}$$

A carga última determinada pelo método de Broms é de 53,6 kN.

4.3.3.2. Brinch-Hansen (1961)

a) Solo com coesão $c=5$ e ângulo de atrito $\phi = 45^\circ$

Determinou-se primeiramente o gráfico com os valores de p_{zu} versus profundidade apresentado na Figura 4.12.

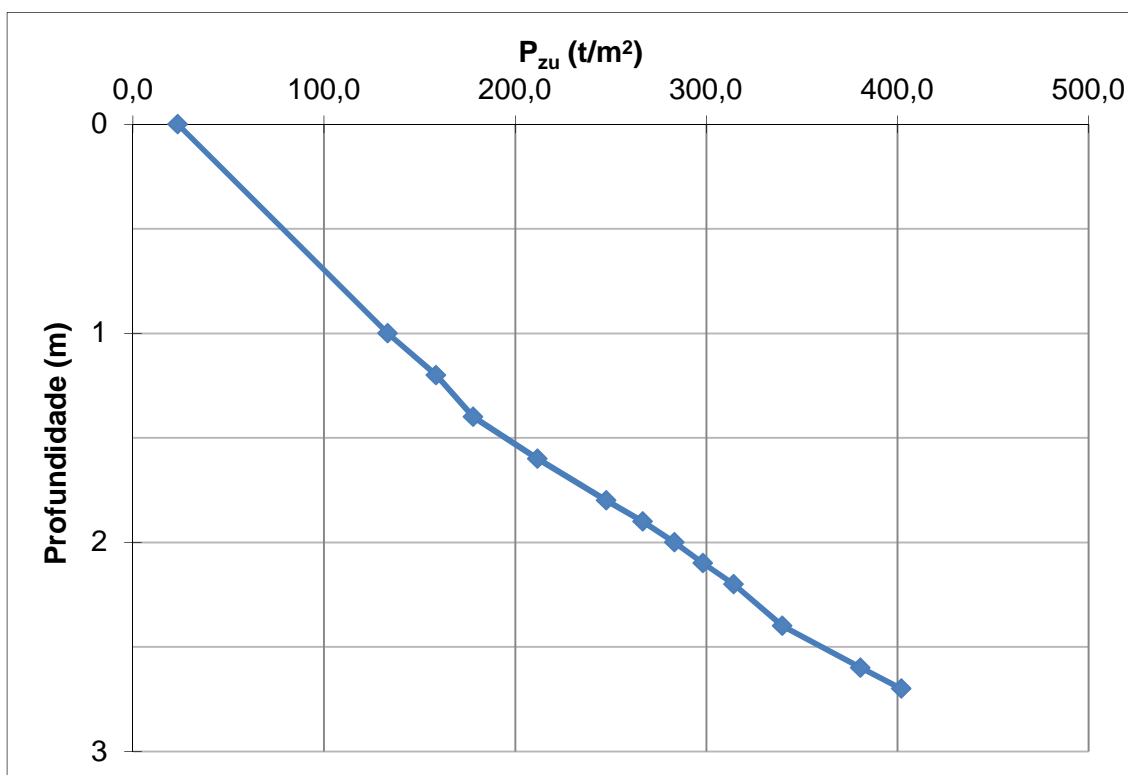


Figura 4.12 – P_{zu} versus profundidade para $c=5$ kPa.

A partir de uma primeira análise pode-se determinar que o ponto de rotação se encontra entre 2,1 e 2,2 metros de profundidade, abaixo no nível do terreno conforme está apresentado na Tabela 4.VI.

Tabela 4.VI – Determinação do ponto de rotação pelo método de Brinch-Hasen para $c=5\text{kPa}$.

z	z/B	ϕ	Kq	c (tf/m ²)	Kc	γ (tf/m ³)	pzu (tf/m ²)	ΣM (tf m/m)
0,00	0,0	45	17,1	0,5	47,1	1,50	23,53	
1,00	5,0	45	36,0	0,5	158,8	1,50	133,41	-1013,71
1,20	6,0	45	38,3	0,5	179,4	1,50	158,62	-920,26
1,40	7,0	45	40,0	0,5	188,2	1,50	178,12	-799,03
1,60	8,0	45	44,0	0,5	212,1	1,50	211,66	-643,12
1,80	9,0	45	48,0	0,5	236,4	1,50	247,78	-440,97
1,90	9,5	45	50,0	0,5	248,5	1,50	266,74	-320,06
2,00	10,0	45	51,0	0,5	260,6	1,50	283,30	-185,29
2,10	10,5	45	52,0	0,5	269,1	1,50	298,35	-36,97
2,20	11,0	45	53,0	0,5	278,8	1,50	314,29	125,38
2,40	12,0	45	54,0	0,5	290,9	1,50	339,85	491,70
2,60	13,0	45	58,0	0,5	309,1	1,50	380,75	924,06
2,70	13,5	45	60,0	0,5	318,2	1,50	402,09	1047,36

Uma nova análise foi feita entre 2,1 e 2,2 metros e o ponto de rotação foi determinado em 2,17 metros de profundidade, abaixo no nível do terreno. A distribuição do empuxo passivo na estaca 2, é representada na Figura 4.13.

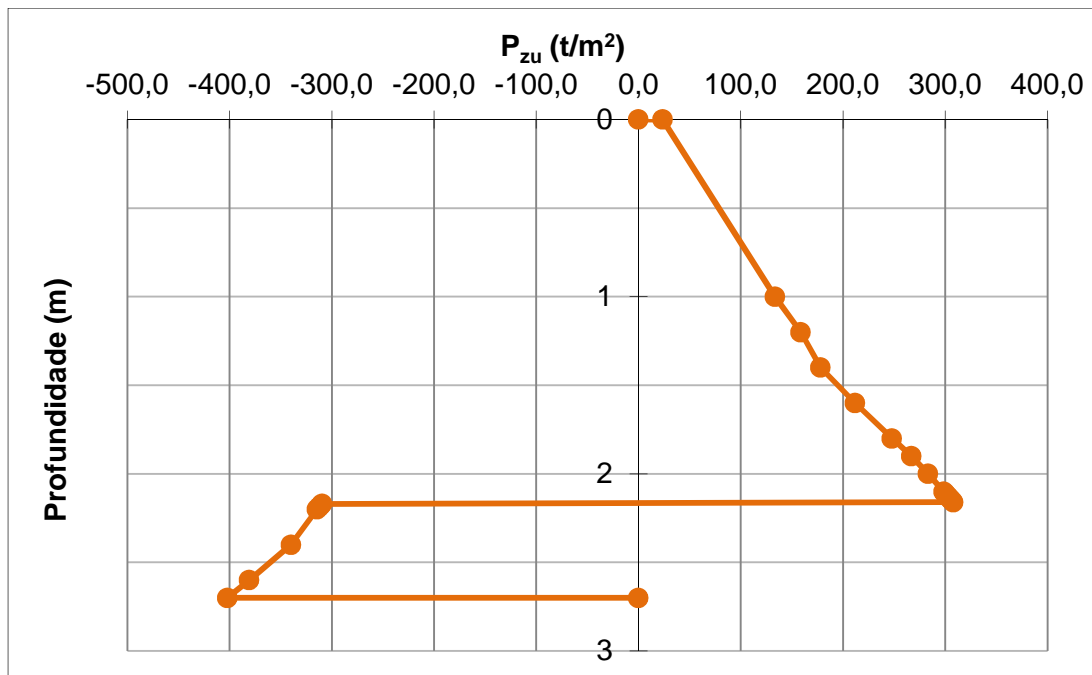


Figura 4.13 – Distribuição do empuxo passivo na estaca 2 para $c=5$ kPa.

Com os momentos em relação ao ponto de rotação determinado acima, e resolvendo as equações de equilíbrio:

Então para $z_r = 2,17$

$$H_u(0,5 + 2,17) = 333,24 - 185,98$$

$$H_u = 55,15 \text{ tf/m}$$

Para a estaca de 0,2 m de lado temos:

$$H_u = 55,15 \times 0,2 \times 10 = 110,3 \text{ kN}$$

A carga última determinada pelo método de Brinch-Hansen, para $c=5$ kPa, é de 110,3 kN.

b) Solo com coesão $c=10$ e ângulo de atrito $\phi = 45^\circ$

Determinou-se novamente o gráfico com os valores de p_{zu} versus profundidade apresentado na Figura 4.12 e Figura 4.14.

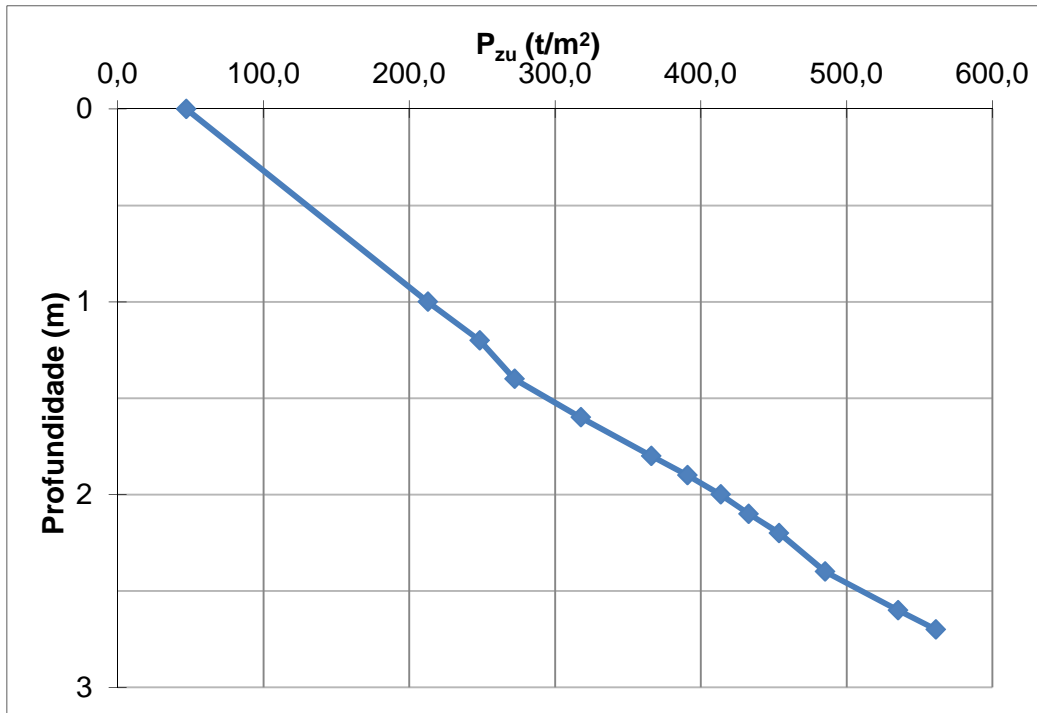


Figura 4.14 – P_{zu} versus profundidade para $c=10$ kPa.

A partir de uma primeira análise pode-se determinar que o ponto de rotação se encontra entre 2,0 e 2,1 metros de profundidade, abaixo no nível do terreno conforme está apresentado na Tabela 4.VII.

Tabela 4.VII – Determinação do ponto de rotação pelo método de Brinch-Hasen para $c=10$ kPa.

z	z/B	ϕ	Kq	c (tf/m ²)	Kc	γ (tf/m ³)	pzu (tf/m ²)	ΣM (tf m/m)
0,00	0,0	45	17,1	1	47,1	1,50	47,06	
1,00	5,0	45	36,0	1	158,8	1,50	212,82	-1460,64
1,20	6,0	45	38,3	1	179,4	1,50	248,33	-1313,08
1,40	7,0	45	40,0	1	188,2	1,50	272,24	-1125,67
1,60	8,0	45	44,0	1	212,1	1,50	317,72	-889,69
1,80	9,0	45	48,0	1	236,4	1,50	365,96	-588,87
1,90	9,5	45	50,0	1	248,5	1,50	390,98	-410,99
2,00	10,0	45	51,0	1	260,6	1,50	413,61	-213,86
2,10	10,5	45	52,0	1	269,1	1,50	432,89	2,00
2,20	11,0	45	53,0	1	278,8	1,50	453,69	236,94
2,40	12,0	45	54,0	1	290,9	1,50	485,31	762,78
2,60	13,0	45	58,0	1	309,1	1,50	535,29	1375,14
2,70	13,5	45	60,0	1	318,2	1,50	561,18	1547,83

Uma nova análise foi feita entre 2,0 e 2,1 metros e o ponto de rotação foi determinado em 2,1 metros de profundidade, abaixo no nível do terreno. A distribuição do empuxo passivo na estaca 2, é representada na Figura 4.15.

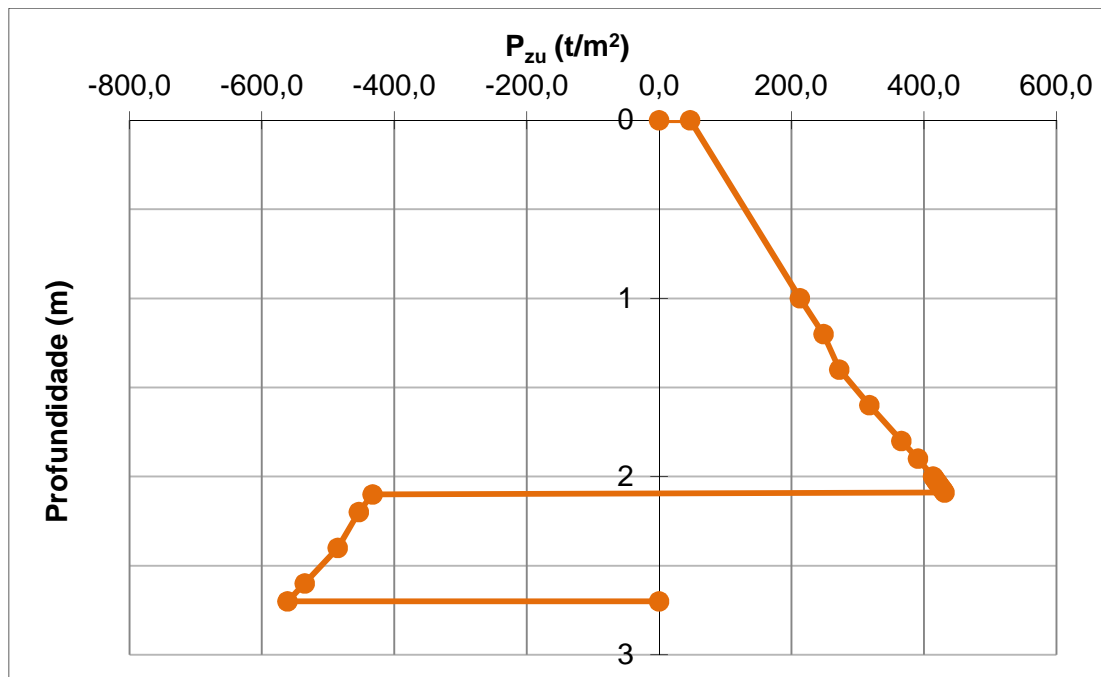


Figura 4.15 – Distribuição do empuxo passivo na estaca 2 para $c=10$ kPa.

Com os momentos em relação ao ponto de rotação determinado acima, e resolvendo as equações de equilíbrio:

Então para $z_r = 2,1$

$$H_u(0,5 + 2,17) = 482,6 - 295,12$$

$$H_u = 72,1 \text{ tf/m}$$

Para a estaca de 0,2 m de lado temos:

$$H_u = 72,11 \times 0,2 \times 10 = 144,2 \text{ kN}$$

A carga última determinada pelo método de Brinch-Hansen para um coesão de 10 kPa é de 144,2 kN.

CAPÍTULO 5

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 Considerações finais

Com o intuito de comparar diferentes métodos de dimensionamento em uma estaca submetida a um carregamento horizontal, uma estaca metálica de seção quadrada vazada com lado de 20 centímetros e 2,7 metros enterrados, foi instalada em um solo tropical, instrumentada com inclinômetro, e solicitada horizontalmente até a ruptura.

No que se refere à prova de carga, a curva carga versus deslocamento não mostrou ruptura bem caracterizada, mas teve a inclinação do seu traçado alterada a partir da carga de 55 kN. Considerando, que a estaca 2 possui 70 cm a mais de comprimento enterrado que a estaca 1 e ainda que, durante a prova de carga, para a estaca 1 foram observadas trincas quando a carga era da ordem de 50 kN, pode-se então determinar, em primeira aproximação, a carga de ruptura como 55 kN.

As investigações geotécnicas consistiram de ensaios de caracterização em laboratório, ensaio de cisalhamento direto, sondagens à percussão e ensaios de dilatômetro. Os resultados são apresentados e são utilizados como base para parâmetros de dimensionamento utilizados no trabalho.

Para estimativa dos deslocamentos, utilizou-se o critério da NBR 6122/2010 para fatores de segurança globais em estacas com provas de carga, determinando assim uma carga de trabalho. A partir daí aplicou-se o método retirado da norma russa, por se tratar de uma estaca curta. Para a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, quatro foram as propostas adotadas.

A proposta de TERZAGHI (1955) apresentou resultados conservadores. Os deslocamentos no nível do terreno foram quatro vezes superiores à média daqueles determinados pelos inclinômetros.

Com proposta que relaciona o módulo dilatométrico com coeficiente de reação horizontal, foram obtidos resultados satisfatórios, semelhantes aos determinados pela instrumentação, com uma diferença de 11% dos deslocamentos medidos.

As outras duas propostas, de REESE ET AL. (1974) e LOPES ET AL. (1994), apresentaram, respectivamente, valores intermediários entre as propostas do Dilatômetro e TERZAGHI (1955).

Os métodos utilizados para determinar as cargas últimas da estaca foram os de Broms (1964) e Brinch-Hansen (1961). Ambos tiveram como entrada os dados do solo obtidos pelo ensaio de dilatômetro e ensaio de cisalhamento direto em amostras indeformadas. Através do método de Broms a carga última foi de 53,6 kN. O resultado foi satisfatório e a favor da segurança diferindo do valor medido (de 55 kN) em 3%. Já a carga última obtida através do método de Brinch-Hansen apresentou um valor contra a segurança de 110,3 kN para uma coesão de 5 kPa e 144,2 kN para uma coesão de 10kPa, 2 a 2,6 vezes maiores que o valor medido respectivamente. Logo, no caso estudado, o método de Broms foi o que obteve o melhor resultado, mesmo em um solo tropical.

Em relação a determinação do ponto de rotação, o resultados obtidos através do método de Brinch-Hansen, para o caso estudado, foram contra a segurança. Sendo de 2,17 m e 2,10 m abaixo do nível do terreno para um solo com coesão de 5 kPa e 10 kPa, e tiveram uma variação de 15% e 10%, respectivamente, do valor medido através dos inclinômetro de 1,9 m abaixo do nível do terreno.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras:

- a) Dimensionamento considerando o meio elástico contínuo;
- b) Analisar a torção da estaca devido à excentricidade da carga aplicada;
- c) Utilizar outros critérios para dimensionamento;
- d) Aplicar os critérios relativos às curvas p-y;
- e) Instrumentar, com células de tensão total de diferentes diâmetros e materiais, a estaca 2 e realizar novas provas de carga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Artigos, Livros, Dissertações, Teses

Analysis and Design of pile foundations, ASCE, J.R. Meyer, ed., pp. 174-191.

Broms, B.B. (1964a), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, SM3, pp. 123-157.

Broms, B.B. (1964b), "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, SM2, pp. 27-63.

BROMS, B.B., 1965, "Design of Laterally Loaded Piles," Journal of Soil Mechanics e Foundations Division. ASCE. Vol. 91(3), pp. 79-99.

Brinch-Hansen, J. (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", Dansk Geotechnisk Institut, Copenhagen, Bulletin nº12, pp. 5-9.

Cox, W.R.; Reese, L.C. e Grubbs, B.R. (1974), "Field testing of laterally loaded piles in sand", Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper nº 2079.

Décourt, L. (1989), "The standard penetration test", State of the Art Report, Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416.

Francis, A.J. (1964), "Analysis of pile groups with flexural resistance", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, SM3, pp. 1-32.

GUIMARÃES, G.V. de M., 2007, "A Utilização do ensaio de Dilatômetro para o dimensionamento de estacas rígidas carregadas transversalmente", Dissertação de mestrado, UFRJ.

Habibagahi, K e Langer, J.A. (1984), "Horizontal subgrade modulus of granular soils", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP 835, pp. 21-34.

Johnson, M.S. e Kavanagh, C.T. (1968), "The Design of Foundations for Buildings", McGraw Hill, New York.

Marchetti, S. (1975), "A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability", In-Situ Measurement of Soils Properties, ASCE, Speciality Conference, Raleigh, Vol. II, pp. 255-259.

Marchetti, S. (1980), "In situ tests by flat dilatometer", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, GT3, pp. 299-321.

Marchetti, S. (1985), "On the field determination of K_0 in sand", Panel Presentation, Proc. XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. Francisco, Vol. 5, pp. 2667-2672.

Marchetti, S.; Totani, G.; Calabrese, M. e Monaco, P. (1991), "p-y curves from DMT data for piles driven in clay", 4th International DFI Conference, Stresa, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 263-272.

Marchetti, S. (1997), "The flat dilatometer: design applications", Proc. 3th International Geotechnical Engineering Conference, Keynote lecture, Cairo University, pp. 421-448.

Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G. e Calabrese, M. (2001), "The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations", A report by the ISSMGE Committee TC16, Proc. 2th International Flat Dilatometer Conference, Washington.

Matlock, H. (1970), "Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay", Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC 1204.

Meyerhof, G.G.; Mathur, S.K. e Valsangkar, A.J. (1981), "Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18, n° 2, pp. 159-170.

Miche, R.J. (1930), "Investigations of piles subjected to horizontal forces. Application to quay walls.", Journal of the School of Engineering, nº 4, Ciza.

Murchison, J.M. e O'Neil, M.W. (1984), "Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils".

Prasad, Y.V.S.N. e Chari, T.R. (1999), "Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils", Soils Found, 39(2), pp. 21-29.

Peck, R.B.; Hanson, W.E. e Thornburn, T.H. (1974), "Foundation Engineering", Wiley, New York.

Petrasovits, G. e Award, A. (1972), "Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil", Proc. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid.

Portugal, J. (1992), "Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais", Tese de Mestrado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

POULOS, H.G.e DAVIS, E.H., 1980, "Pile Foundation Analysis e Design", Wiley, New York.

PORTUGAL, F., 2007, "A Utilização do Programa LPILE para a Estimativa de Deslocamentos de Estacas Curtas Carregadas Transversalmente em Solos Tropicais", Projeto Final Graduação, UFRJ.

Reese, L.C.; Cox, W.R. e Koop, F.D. (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", Proc., 6th Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, pp. 473-483.

REESE, L.C., e WILLIAM, F.V.I., 2001. "Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading," Proceedings., Taylor & Francis Group plc, London, UK.

ROBERTSON, P.K., DAVIS M.P., e CAMPANELLA R.G., 1989, "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer". ASTM Geotechnical Testing Journal, 12(1), pp. 31-38.

Scott, R.F. (1981), "Foundation Analysis", Prentice-Hall, Inc.

Skempton, A.W. (1986), "Standard penetration testing procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", Géotechnique, Vol. 36, nº3, pp. 425-443.

SOUSA, C.T. de, 2006, "Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais", Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Da Universidade do Porto.

Teng, W. (1962), "Foundation Design", Prentice-Hall, Inc.

TERZAGHI K., (1955), "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". Geotèchnique, London, Engle, 5(4), pp. 297-326.

Varatojo, A.P.C. (1986), "Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais.", Tese de Mestrado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

Varatojo, A.P.C. (1995), "Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento.", Tese de Doutoramento da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

VELLOSO, D. de A. e LOPES, F. de R., "Fundações Profundas - Volume 2", Nova Ed. – São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Normas Técnicas

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 12131 [2006] - Estacas - Prova de Carga estática.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122 [2010] – Projeto e execução de fundações.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6484 [2001] – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT.

Notas de aula

Santa Maria (2002) – Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações

Guimarães (2012) – Notas de aula de Aspectos Estruturais de Fundações

ANEXO A

A.1 Carga F=18,7 kN

A equação da curva foi ajustada para o primeiro ciclo de carregamento (ver Figura A. 1) e 5 pontos de rotação foram determinados com base nessa equação transladada. Foram 2 pontos referentes ao primeiro ciclo de carregamento (em t=0 min e t=5 min), 2 pontos referentes segundo ciclo de carregamento (t=0 min e t=5 min) e 1 ponto referente ao recarregamento (t=0 min).

As equações corrigidas estão apresentadas na Tabela A. I

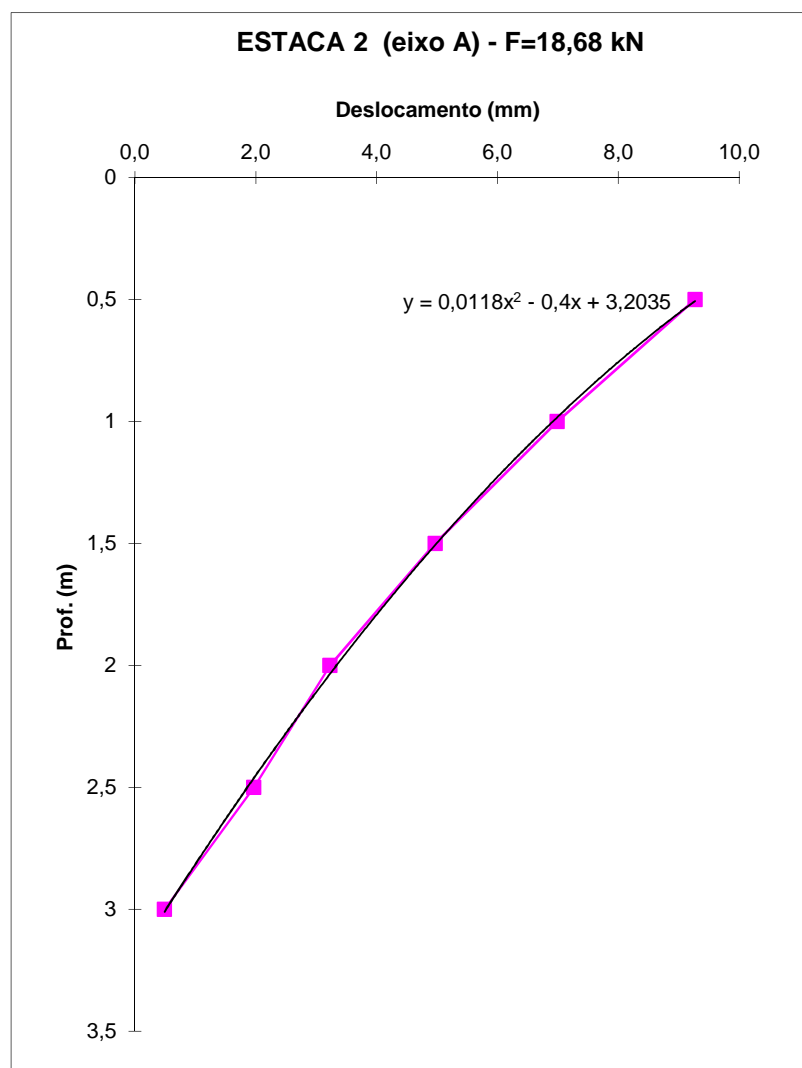


Figura A. 1 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)

Tabela A. I - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 18,7 kN.

		Tempo	Deslocamento dos extensômetros (mm)	Equação da curva corrigida
18,68 kN	1º ciclo de carregamento	t=0	8,795	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9252$
		t=5	9,07	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9773$
	2º ciclo de carregamento	t=0	9,42	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0409$
		t=5	9,655	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0820$
	Descarregamento	t=0	9,74	$y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0966$

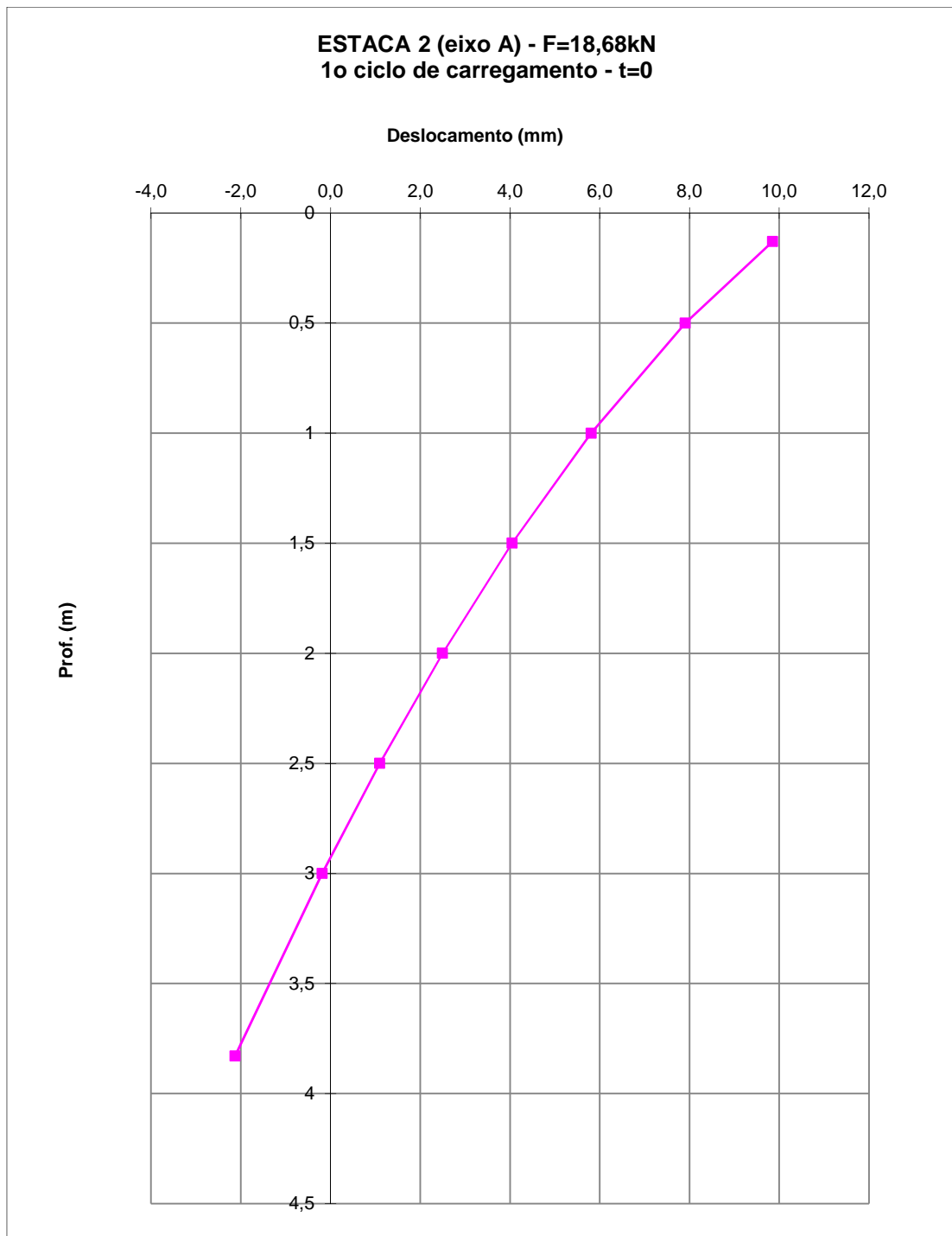


Figura A. 2 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 1º ciclo e t=0 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9252$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 2,9252\text{m}$ (ver Figura A. 2).

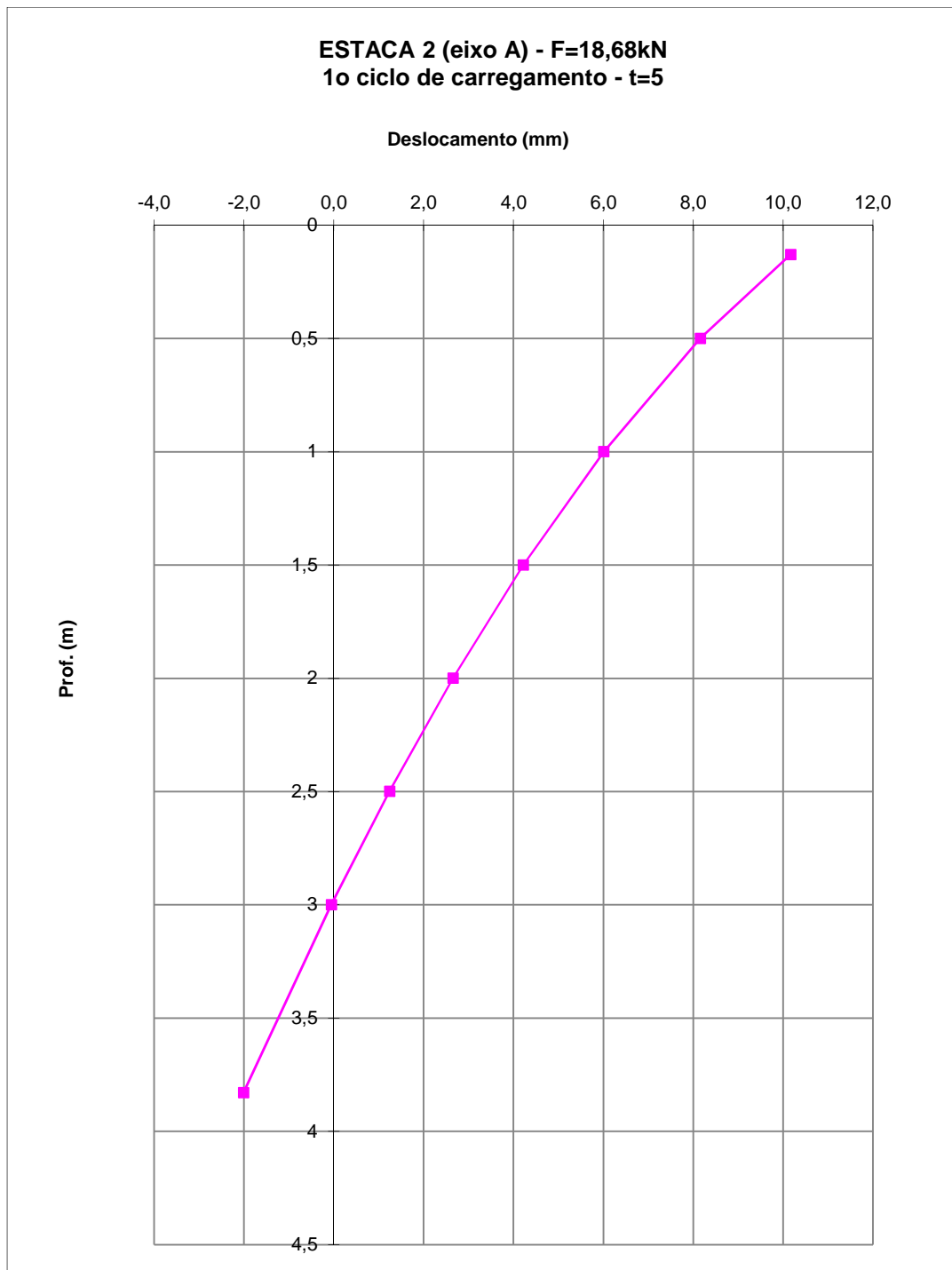


Figura A. 3 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 1º ciclo e t=5 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0118x^2 - 0,4x + 2,9773$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 2,9773\text{m}$ (ver Figura A. 3)

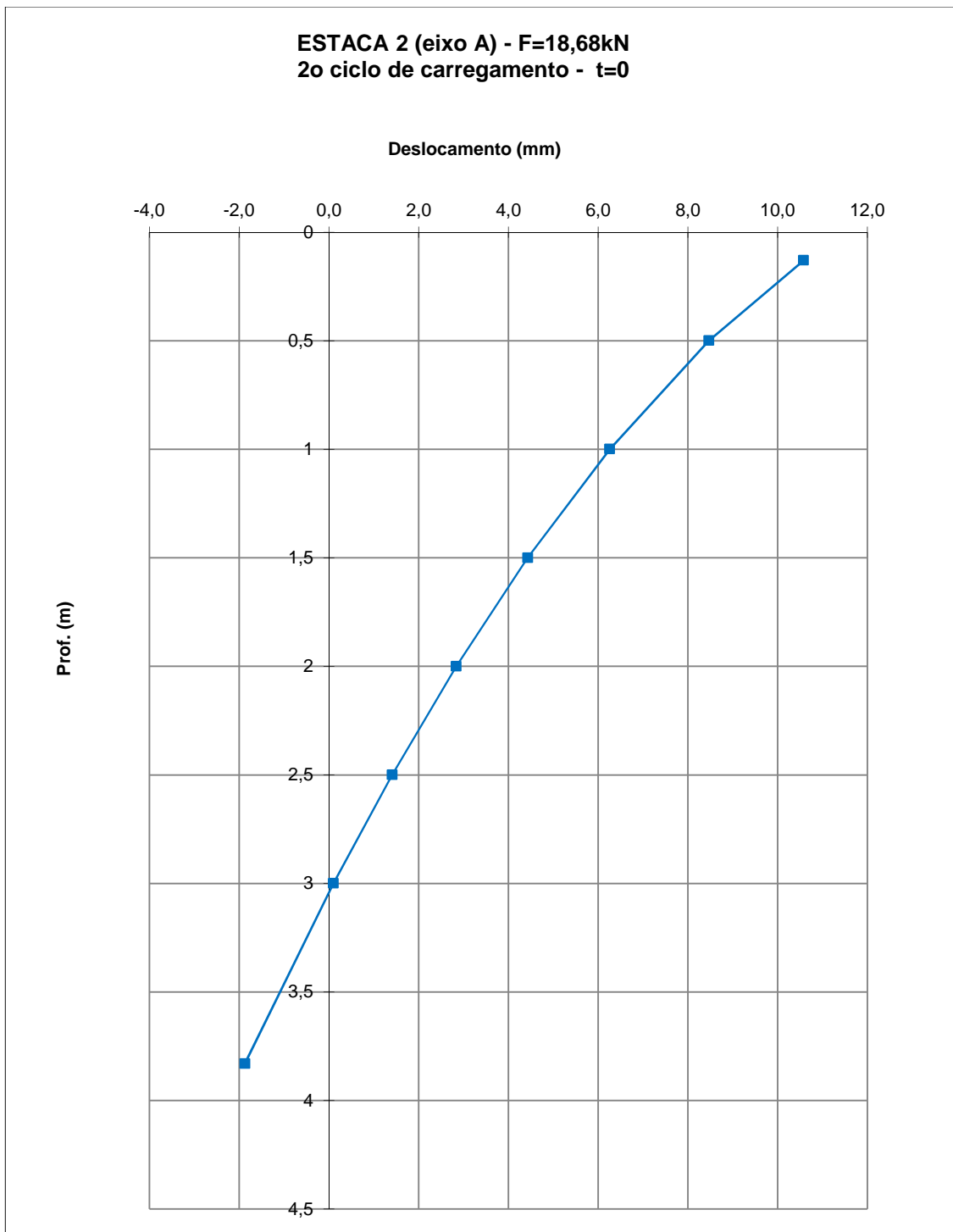


Figura A. 4 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 2º ciclo e t=0 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva $y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0409$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,0409\text{m}$ (ver Figura A. 4).

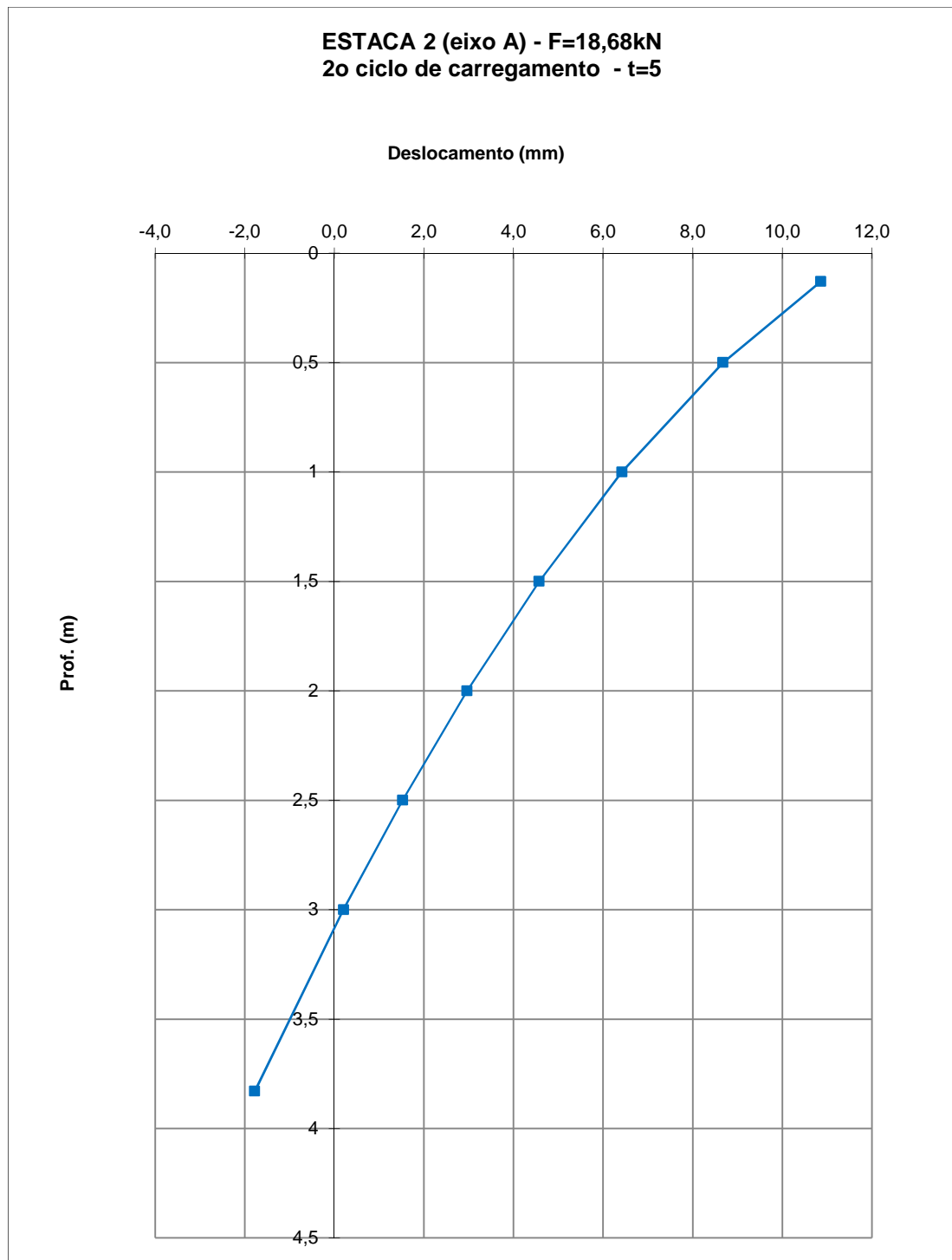


Figura A. 5 - Curva final para carga de 18,7 kN, no 2º ciclo e t=5 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0820$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,0820\text{m}$ (ver Figura A. 5).

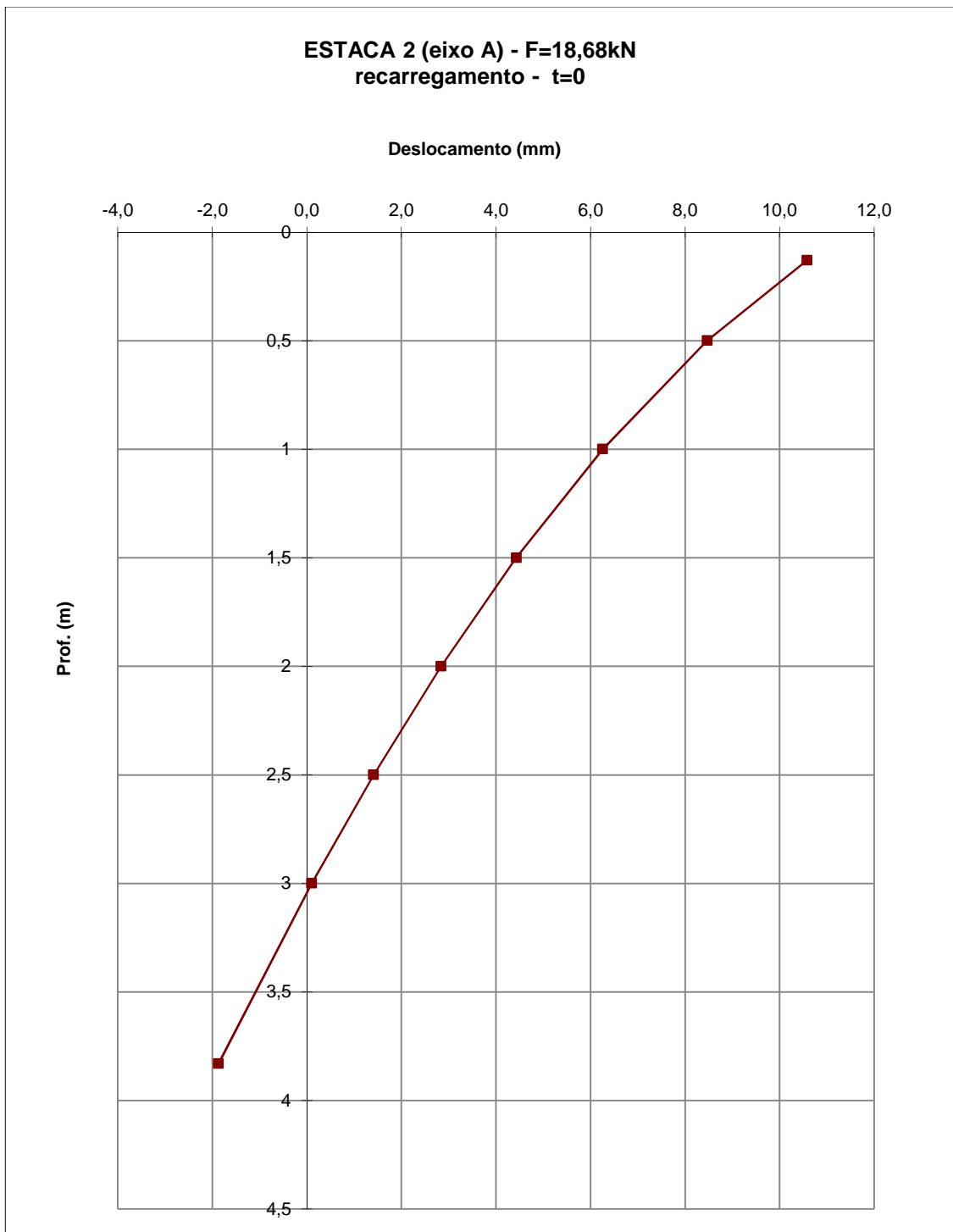


Figura A. 6 - Curva final para carga de 18,7 kN, no recarregamento e t=0 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0118x^2 - 0,4x + 3,0966$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,0966\text{m}$ (ver Figura A. 6).

A.2 Carga F=37,4 kN

A equação da reta foi ajustada para o primeiro ciclo de carregamento (ver Figura A. 7) e 2 pontos de rotação foram determinados com base nessa equação transladada. Esses 2 pontos são referentes a t=0 min e t=5 min.

As equações corrigidas estão apresentadas na Tabela A. II.

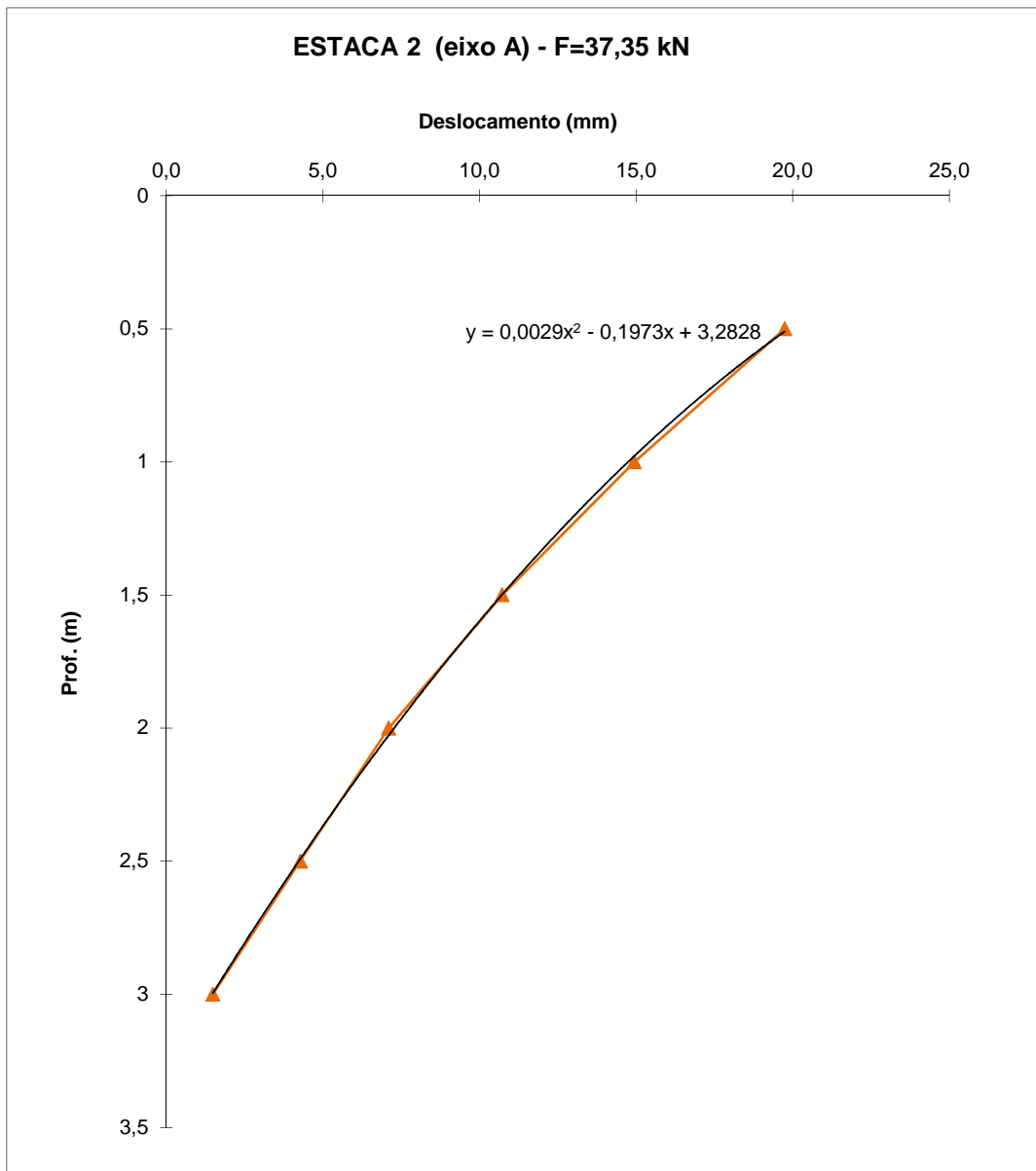


Figura A. 7 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)

Tabela A. II - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 37,35 kN

	Tempo	Deslocamento dos extensômetros (mm)	Equação da curva corrigida
37,35 kN	t=0	18,915	$y = 0,0029x^2 - 0,1973x + 3,0144$
	t=5	19,735	$y = 0,0029x^2 - 0,1973x + 3,0843$

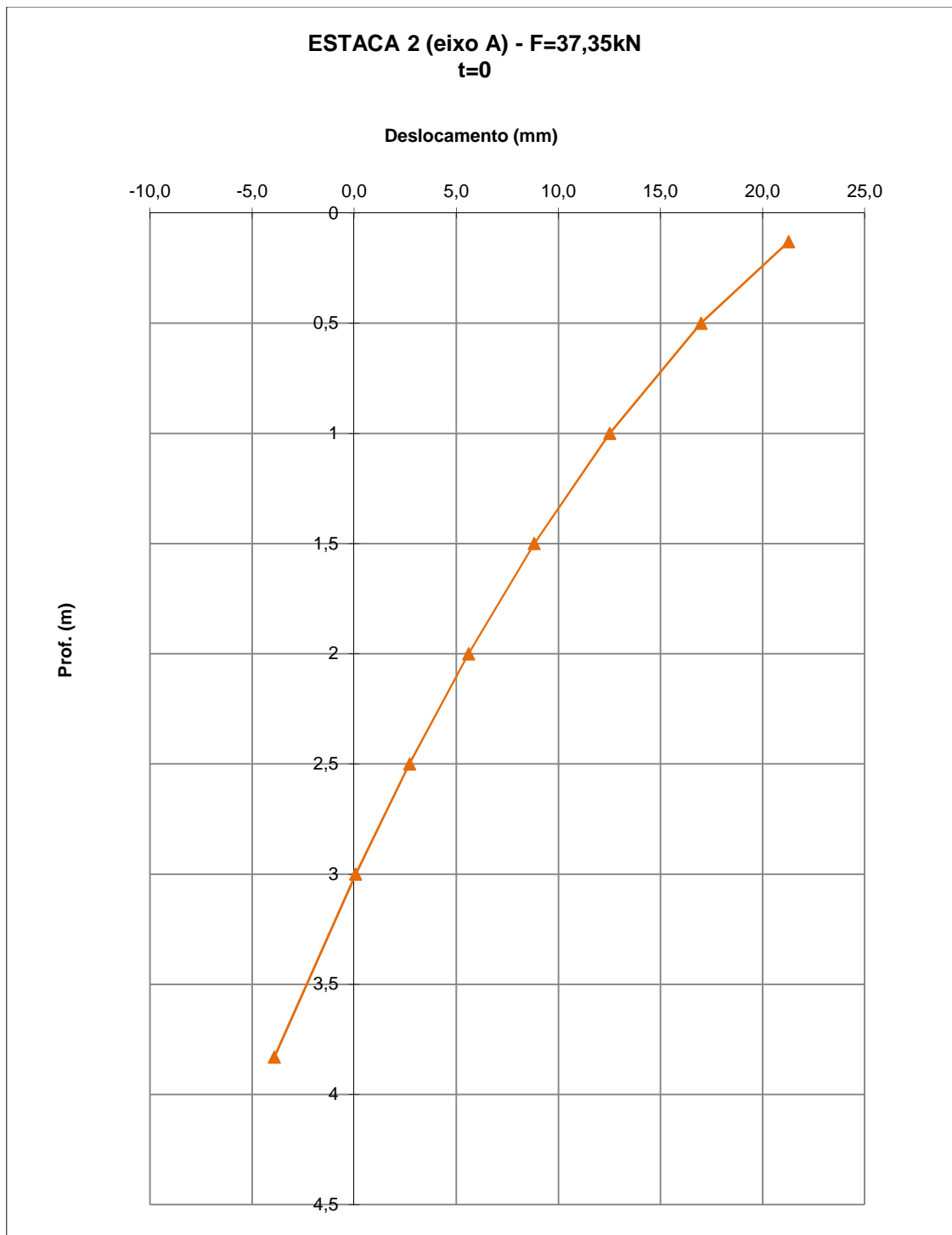


Figura A. 8 - Curva final para carga de 37,4 kN, t=0 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0029x^2 - 0,1973x + 3,0144$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,0144m$ (ver Figura A. 8).

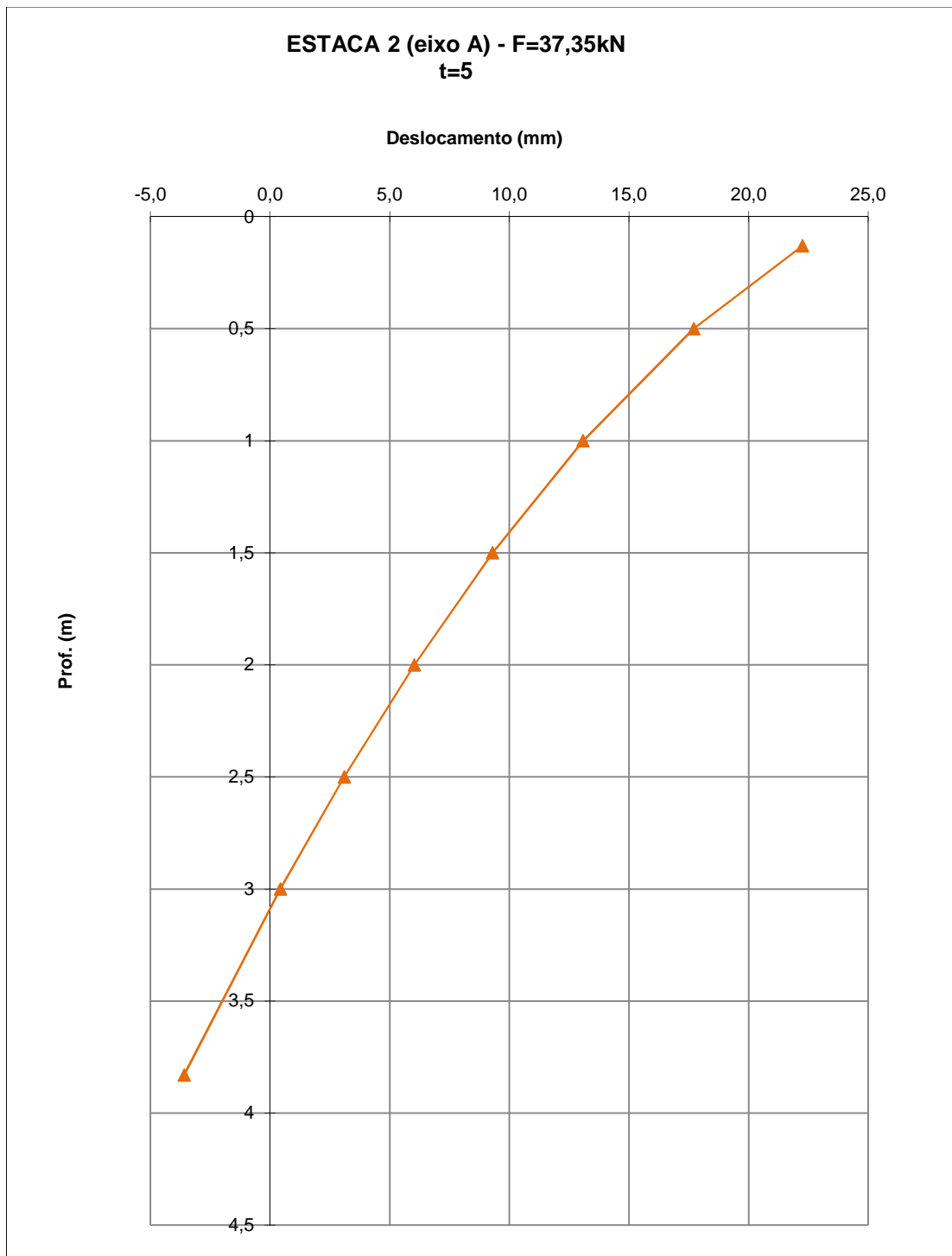


Figura A. 9 - Curva final para carga de 37,4 kN, t=5 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0029x^2 - 0,1973x + 3,0843$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,0843m$ (ver Figura A. 9).

A.3 Carga F=56,0 kN

A equação da curva foi ajustada para o primeiro ciclo de carregamento (ver Figura A. 10) e 3 pontos de rotação foram determinados com base nessa equação transladada. Esses 3 pontos são referentes a t=0 min, t=15 min e t=25 min.

As equações corrigidas estão apresentadas na Tabela A. III.

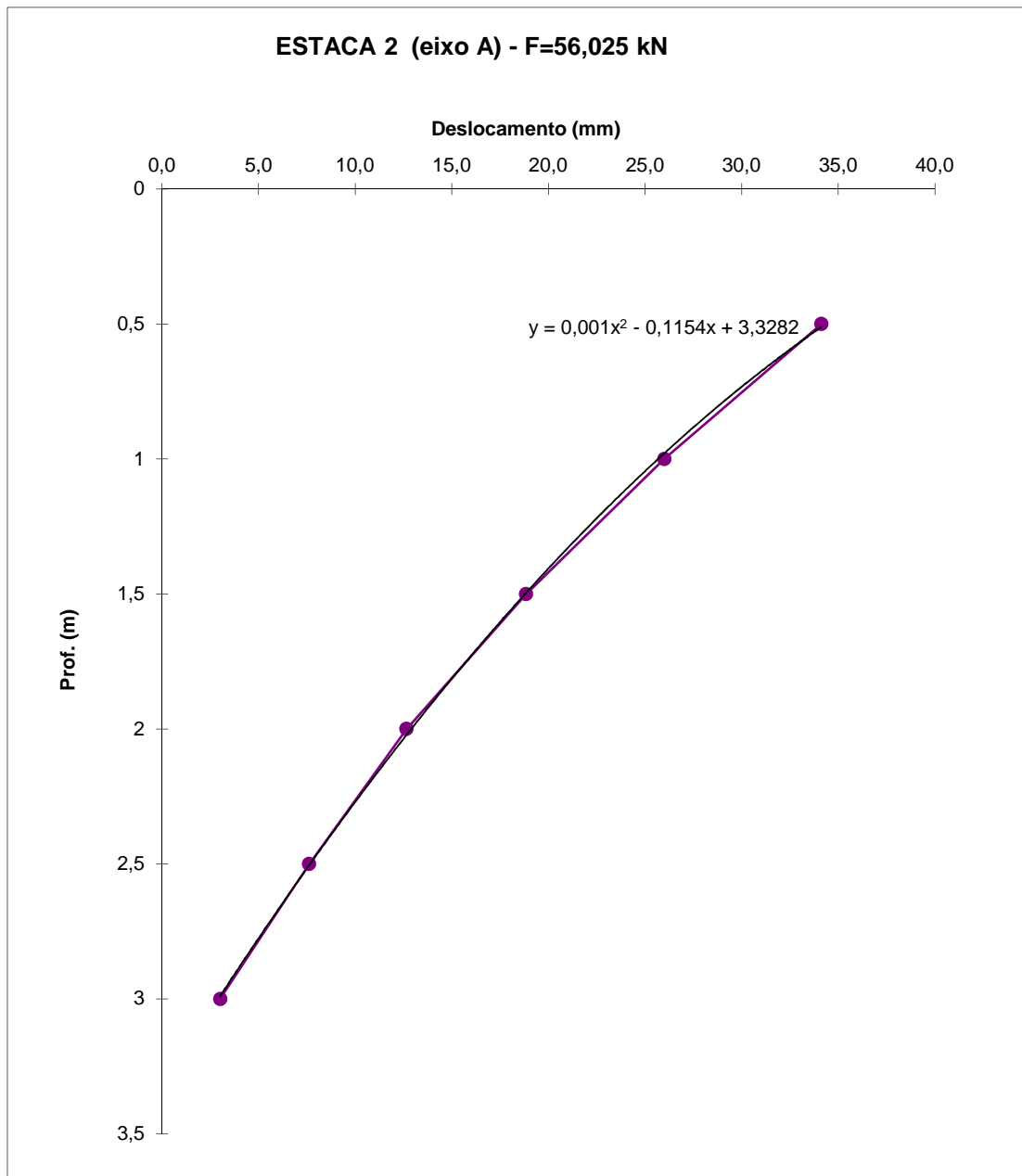


Figura A. 10 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)

Tabela A. III - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 56,03 kN.

	Tempo	Deslocamento dos extensômetros (mm)	Equação da curva corrigida
56,03 kN	t=0	29,185	$y = 0,001x^2 - 0,1154x + 2,8362$
	t=15	30,005	$y = 0,001x^2 - 0,1154x + 2,8823$
	t=25	30,295	$y = 0,001x^2 - 0,1154x + 2,8983$

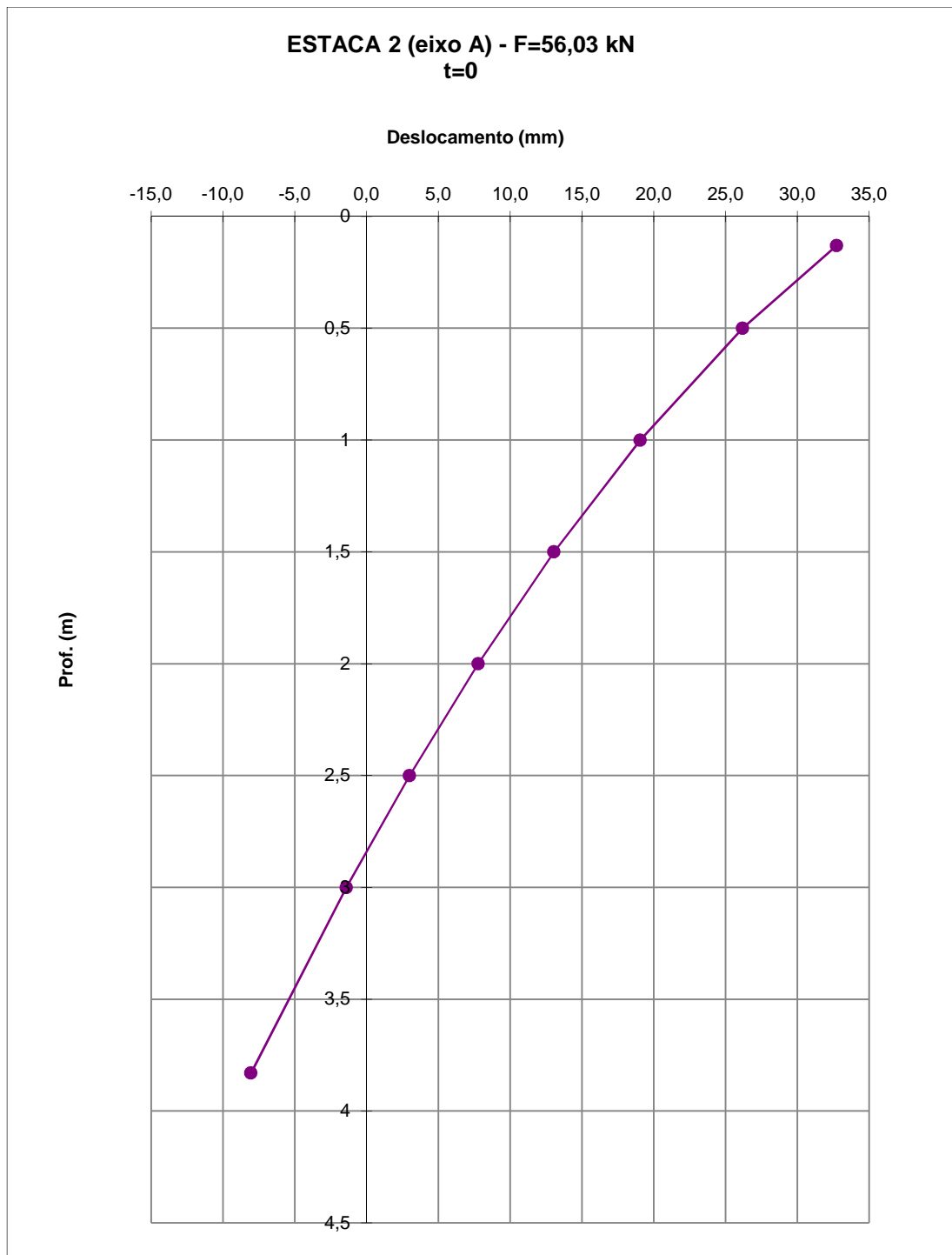


Figura A. 11 - Curva final para carga de 56,0 kN, t=0 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,001x^2 - 0,1154x + 2,8362$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 2,8362$ m (ver Figura A. 11).

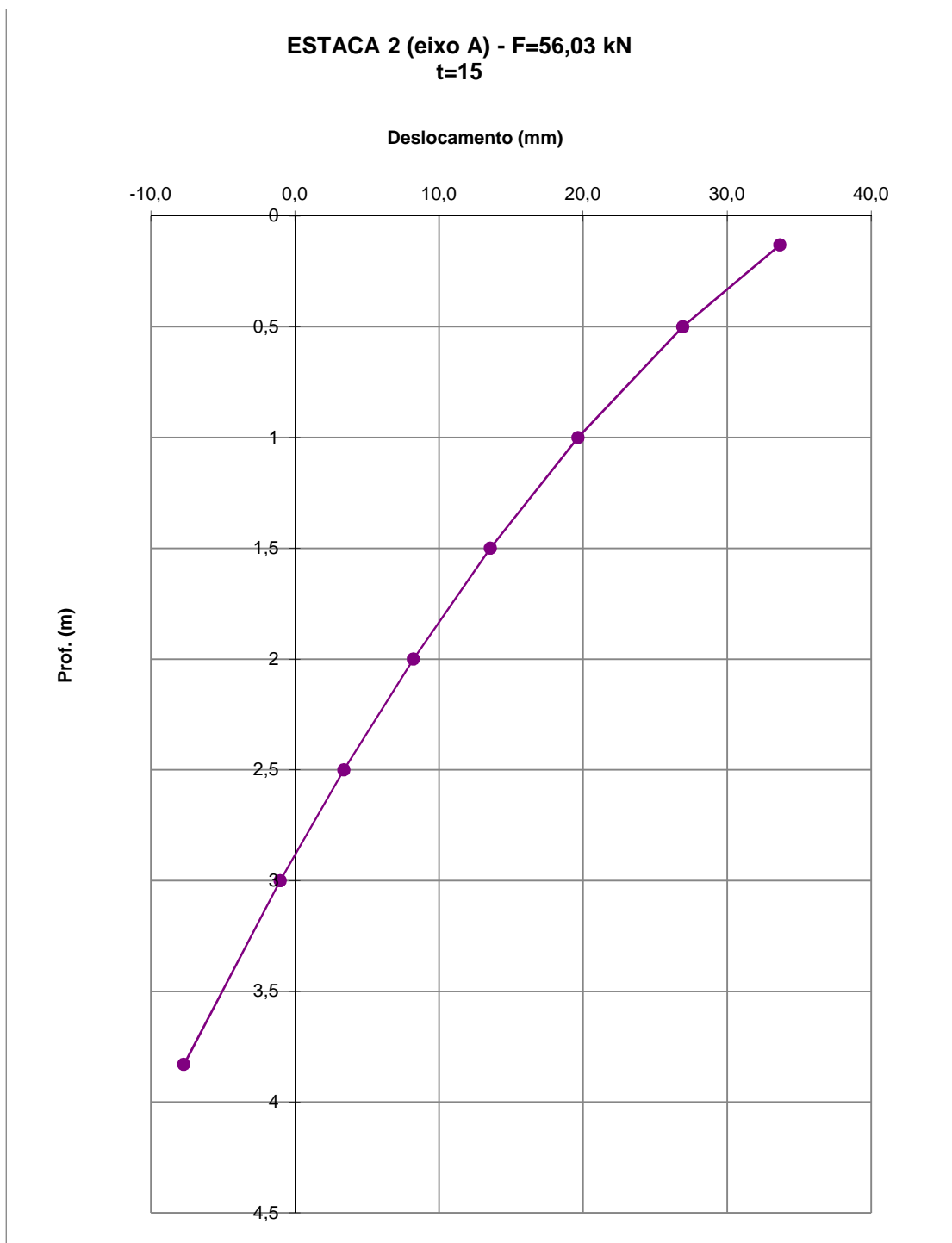


Figura A. 12 - Curva final para carga de 56,0 kN, t=15 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,001x^2 - 0,1154x + 2,8823$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 2,8823$ m (ver Figura A. 12).

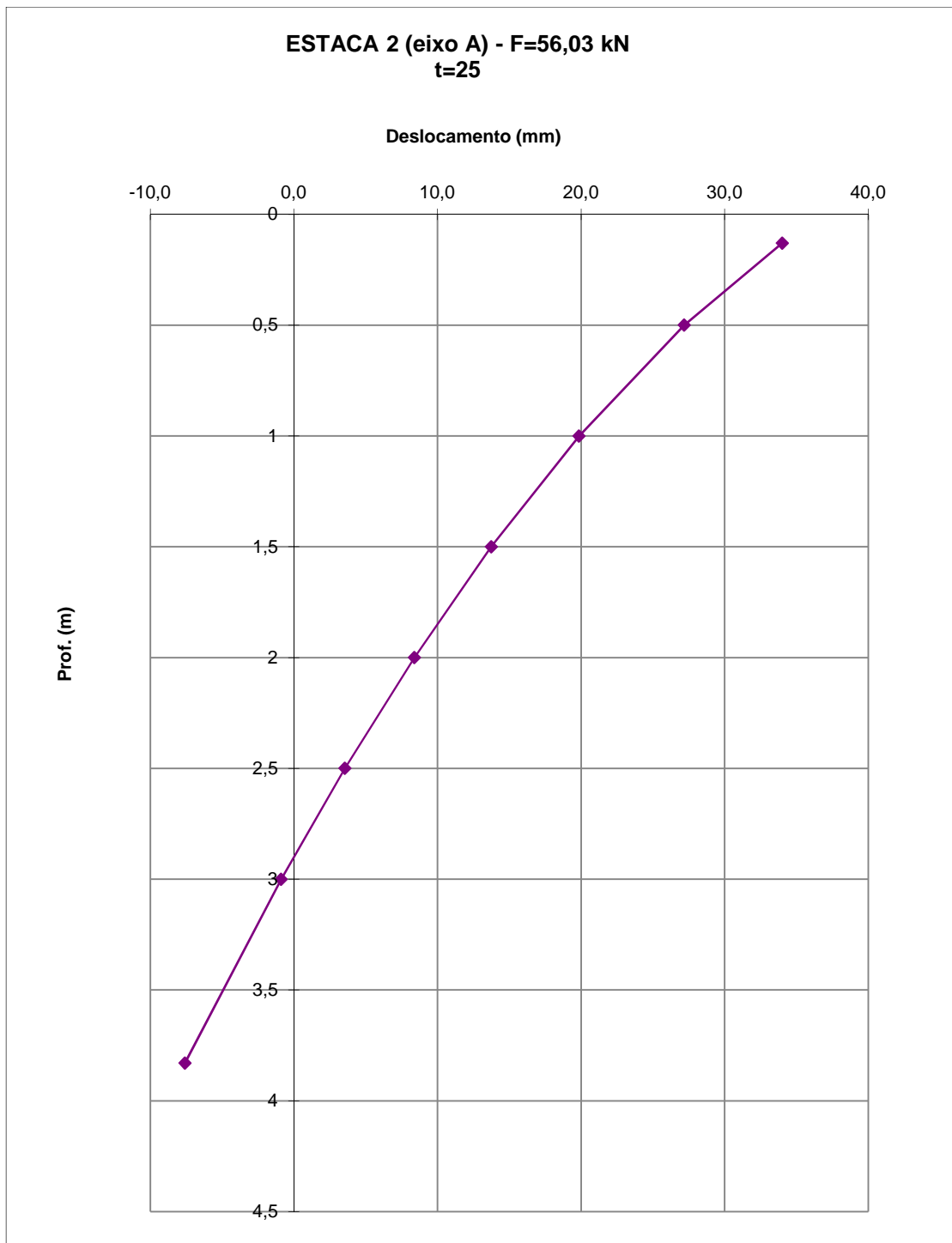


Figura A. 13 - Curva final para carga de 56,0 kN, t=25 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,001x^2 - 0,1154x + 2,8983$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 2,8983$ m (ver Figura A. 13).

A.4 Carga F=74,7 kN

A equação da reta foi ajustada para o primeiro ciclo de carregamento (ver Figura A. 14) e 2 pontos de rotação foram determinados com base nessa equação transladada. Esses 2 pontos são referentes a t=15 min e t=25 min.

As equações corrigidas estão apresentadas na Tabela A. IV.

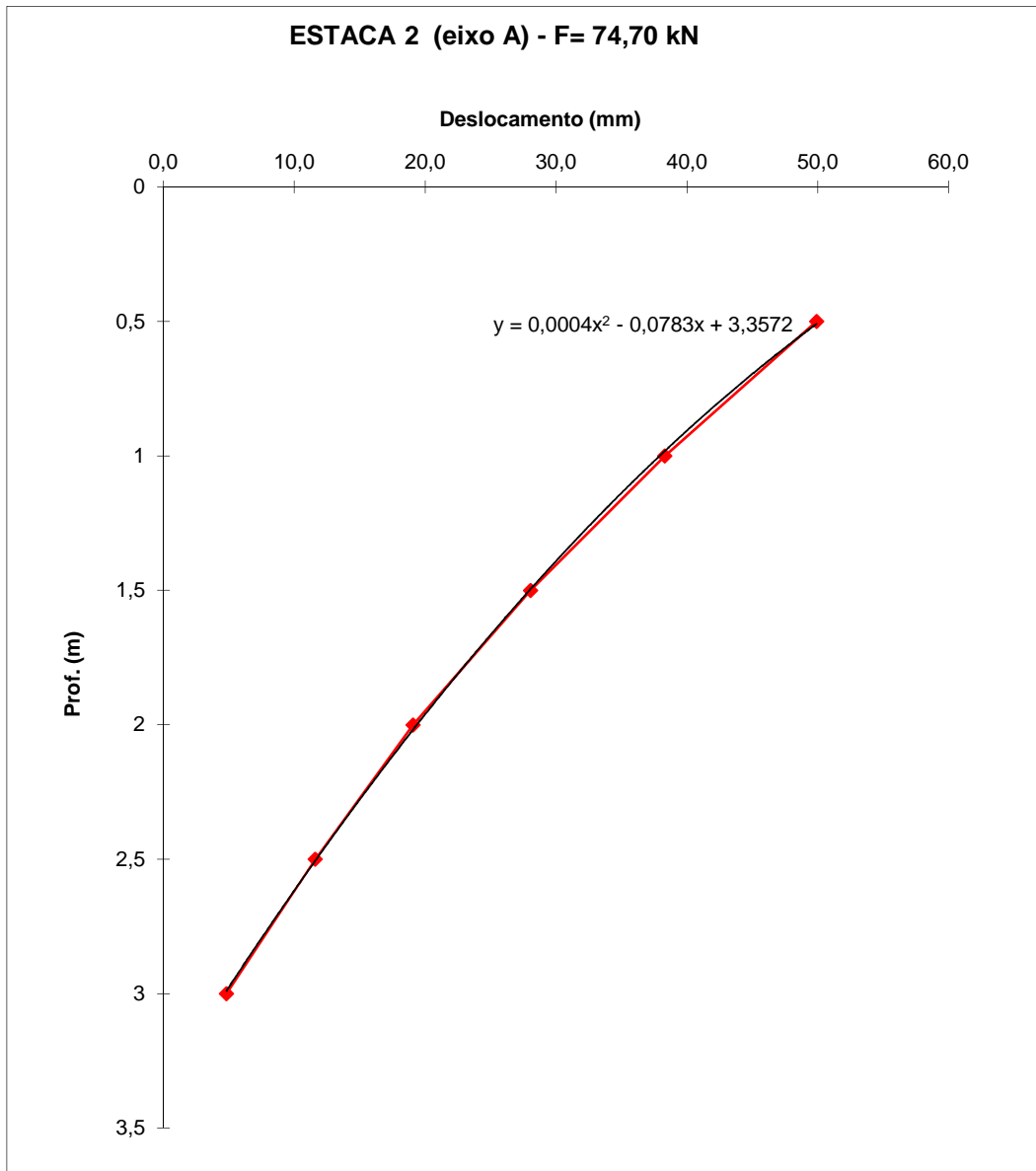


Figura A. 14 – Equação da curva utilizada na determinação dos pontos de rotação. (Adaptado de Guimarães, 2007)

Tabela A. IV - Deslocamentos dos extensômetros e equação corrigida da curva para a carga de 74,70 kN.

	Tempo	Deslocamento dos extensômetros (mm)	Equação da curva corrigida
74,70 kN	t=15	45,93	$y = 0,0004x^2 - 0,783x + 3,0725$
	t=25	47,325	$y = 0,0004x^2 - 0,783x + 3,1297$

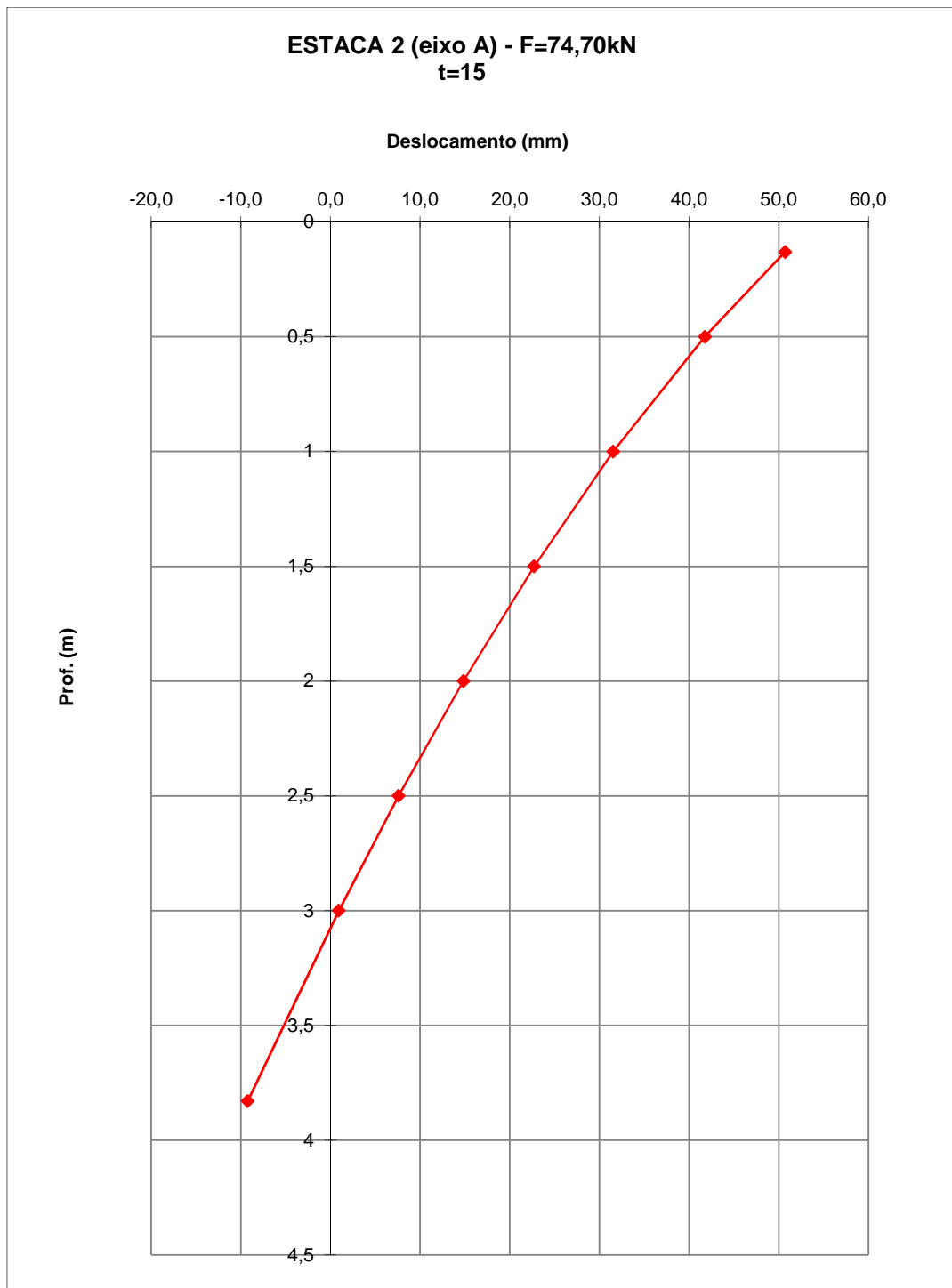


Figura A. 15 - Curva final para carga de 74,7 kN, t=15 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0004x^2 - 0,783x + 3,0725$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,0725$ m (ver Figura A. 15).

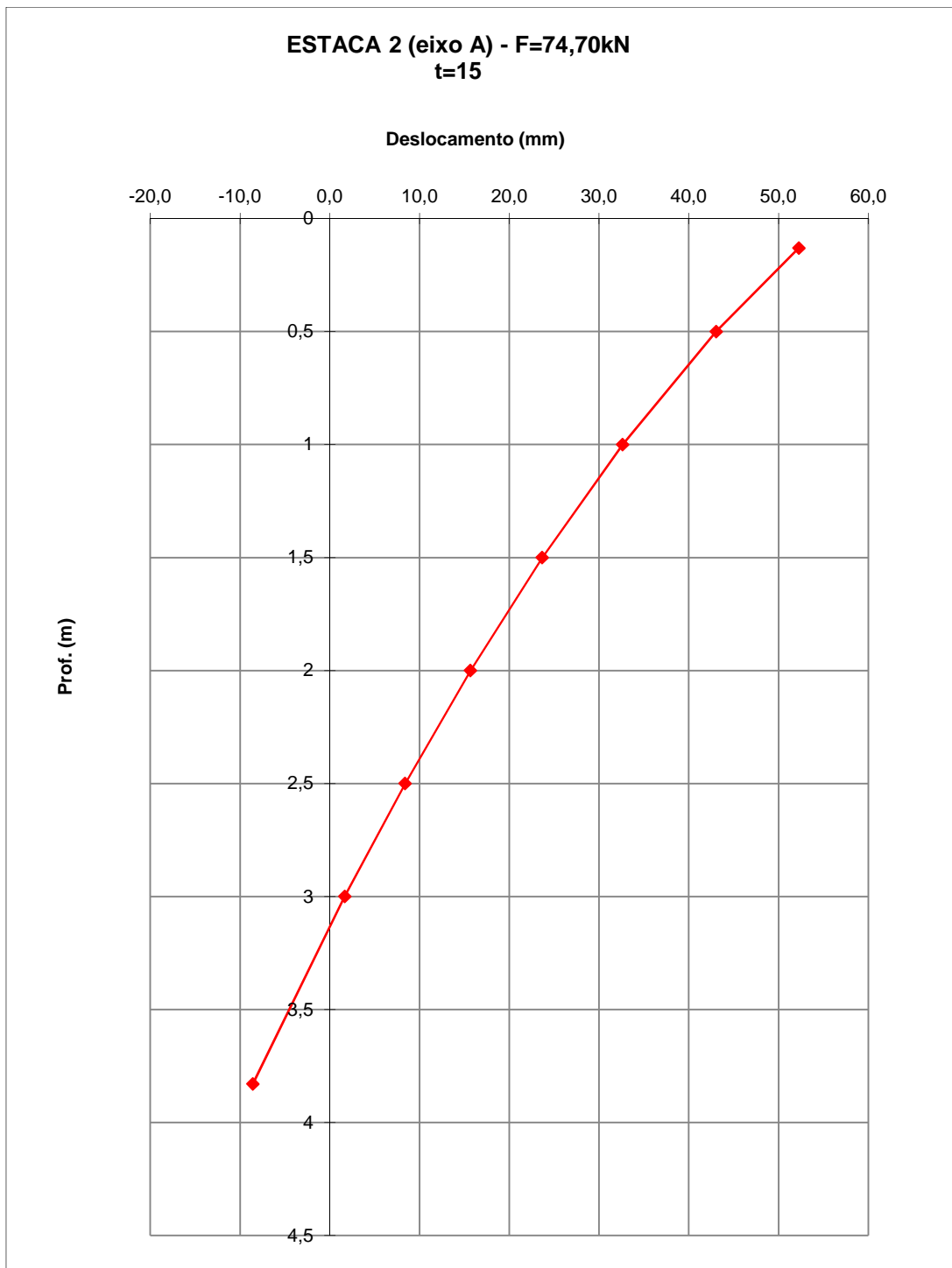


Figura A. 16 - Curva final para carga de 74,7 kN, t=25 min, após translação e prolongamento.

De acordo com a equação da curva, $y = 0,0004x^2 - 0,783x + 3,1297$, obtêm-se o a posição do ponto de rotação na cota $y = - 3,1297$ m (ver Figura A. 16).

ANEXO B

B.1 Análise granulométrica

Os ensaios de caracterização realizados a partir de amostras indeformadas retiradas próximo ao local da realização da prova de carga. Com as curvas granulométricas foram determinadas as classificações do solo para duas profundidades diferentes, com e sem a utilização de defloculante, utilizando o diagrama de Feret (ver Figura B. 1).

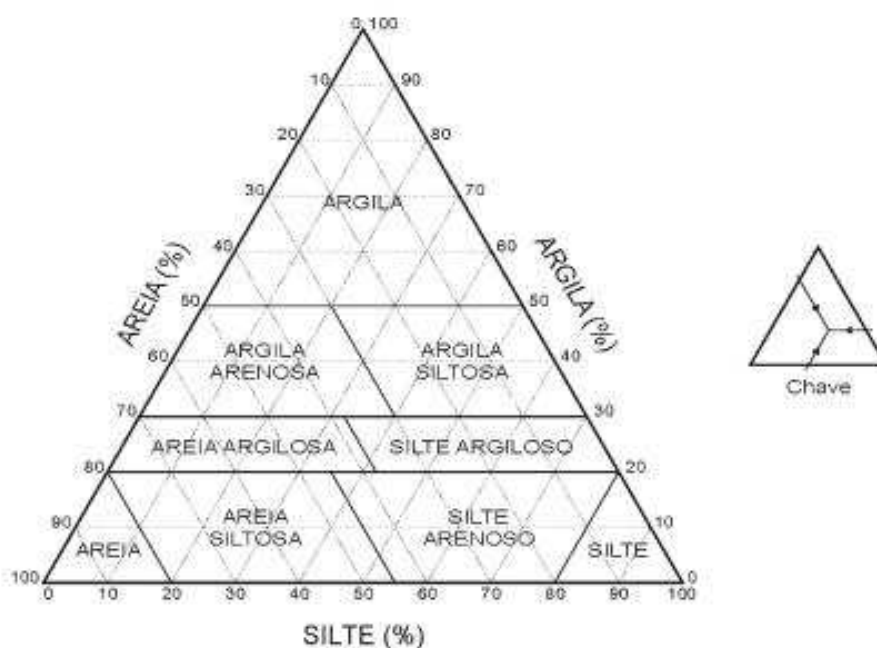


Figura B. 1 – Diagrama de Feret (Curso de engenharia civil, PUC Minas)

a) Amostra deformada retirada entre 0,0 e 2,0 m de profundidade

Segue na Figura B. 2 o resultado do ensaio de caracterização para a amostra obtida a uma profundidade de 0,0 a 2,0 m.

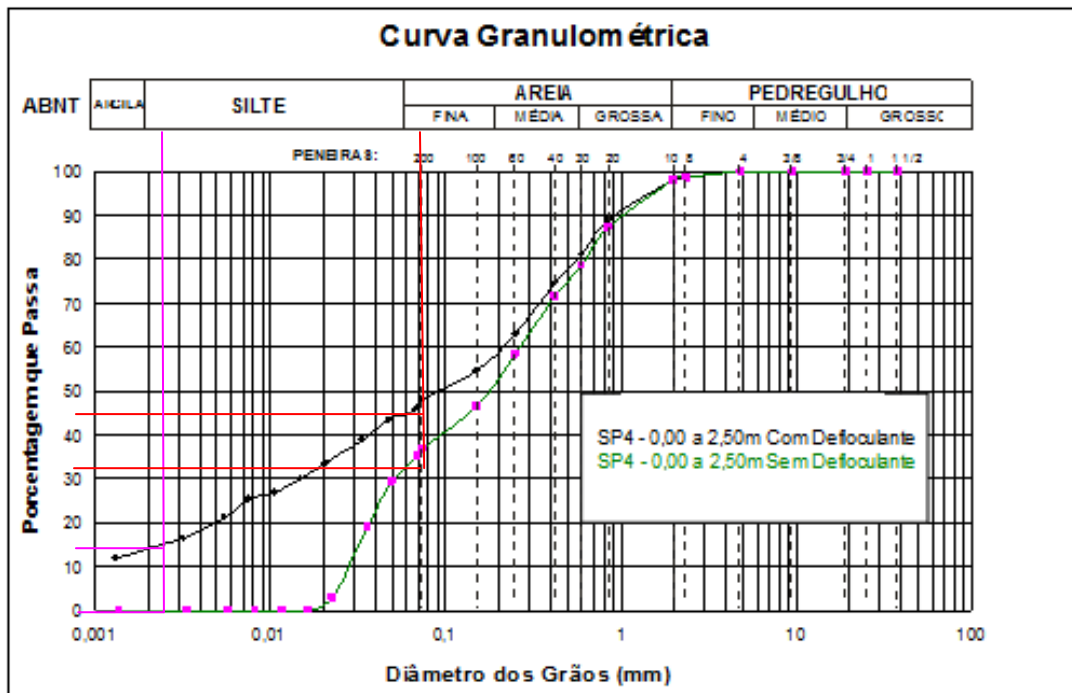


Figura B. 2 - Granulometria do solo da amostra entre 0,0 e 2,0 m de profundidade (Adaptado de GUIMARÃES, 2007).

A partir das curvas granulométricas, determinadas com e sem o uso de defloculante, foram determinadas as porcentagens de areia, silte e argila. Utilizando o triângulo de Feret (ver Tabela B. I, Figura B. 3 e Figura B. 4), ambas as curvas indicam um material com característica e comportamento de areia siltosa.

Tabela B. I – Distribuição granulométrica do solo da amostra entre 0,0 e 2,0 m de profundidade.

Amostra	Procedimento	Areia	Silte	Argila
0,0 a 2,0 m de profundidade	Com defloculante	55%	30%	15%
	Sem defloculante	68%	32%	0%

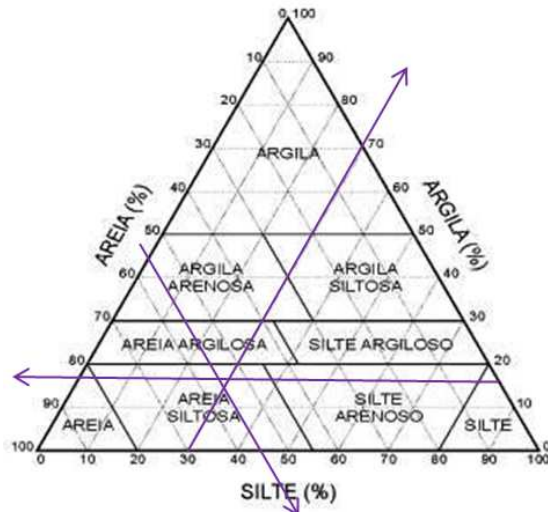


Figura B. 3 - Diagrama de Feret para amostra entre 0,0 e 2,0m com o uso de defloculante.

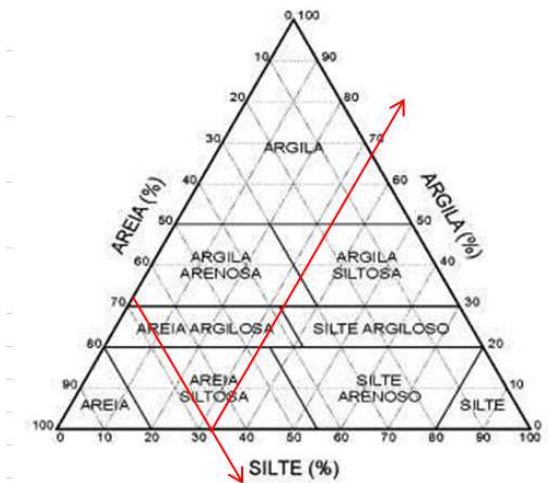


Figura B. 4 - Diagrama de Feret para amostra entre 0,0 e 2,0m sem o uso de defloculante.

b) Amostra deformada retirada entre 0,0 e 2,0 m de profundidade

Segue na Figura B. 5 o resultado do ensaio de caracterização para a amostra obtida a uma profundidade de 3,0 a 3,5 m.

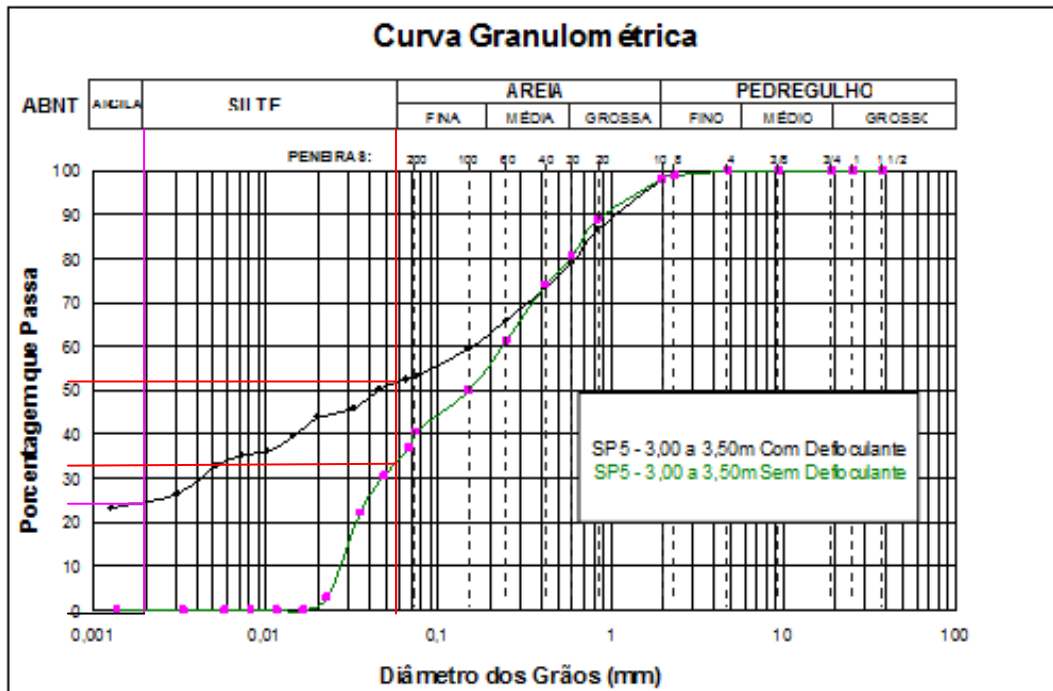


Figura B. 5 – Granulometria do solo da amostra entre 3,0 e 3,5 m de profundidade.
(Adaptado de GUIMARÃES, 2007)

A partir das curvas granulométricas, determinadas com e sem o uso de defloculante, foram determinadas as porcentagens de areia, silte e argila. Utilizando o triângulo de Feret (ver Tabela B. II, Figura B. 6 e Figura B. 7), a curva do ensaio com a utilização de defloculante indica um material características de areia argilosa, já a curva do ensaio sem a utilização de defloculante indica um material com comportamento de areia siltosa.

Tabela B. II - Distribuição granulométrica do solo da amostra entre 3,0 e 3,5 m de profundidade.

Amostra	Procedimento	Areia	Silte	Argila
3,0 a 3,5 m de profundidade	Com defloculante	48%	27%	25%
	Sem defloculante	68%	32%	0%

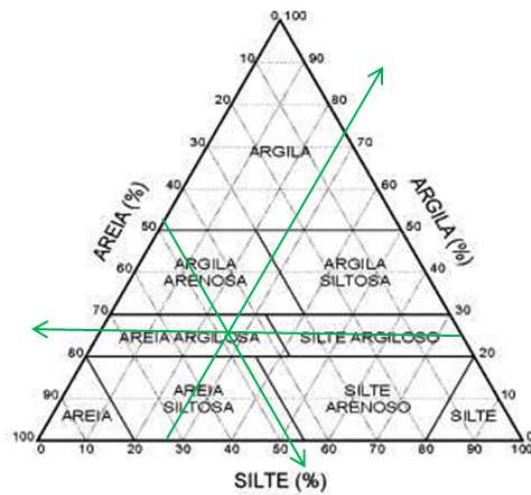


Figura B. 6 - Diagrama de Feret para amostra entre 3,0 e 3,5m com o uso de deflocutante.

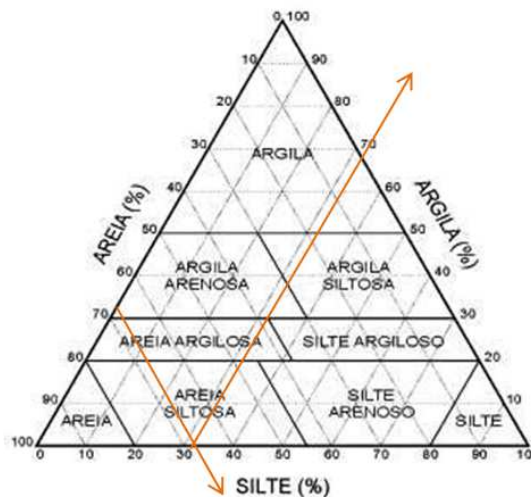


Figura B. 7 - Diagrama de Feret para amostra entre 3,0 e 3,5m sem o uso de deflocutante.

Considerando que o comportamento de engenharia do solo é aquele obtido através da curva sem o uso de defloculante, o comportamento do material pode ser determinado como o de uma areia siltosa.

B.2 Ensaio de cisalhamento direto

a) Amostra indeformada retirada em uma profundidade entre 0,50 e 0,70 m.

A seguir, na Figura B. 8, é apresentada a envoltória considerada para essa amostra indeformada.

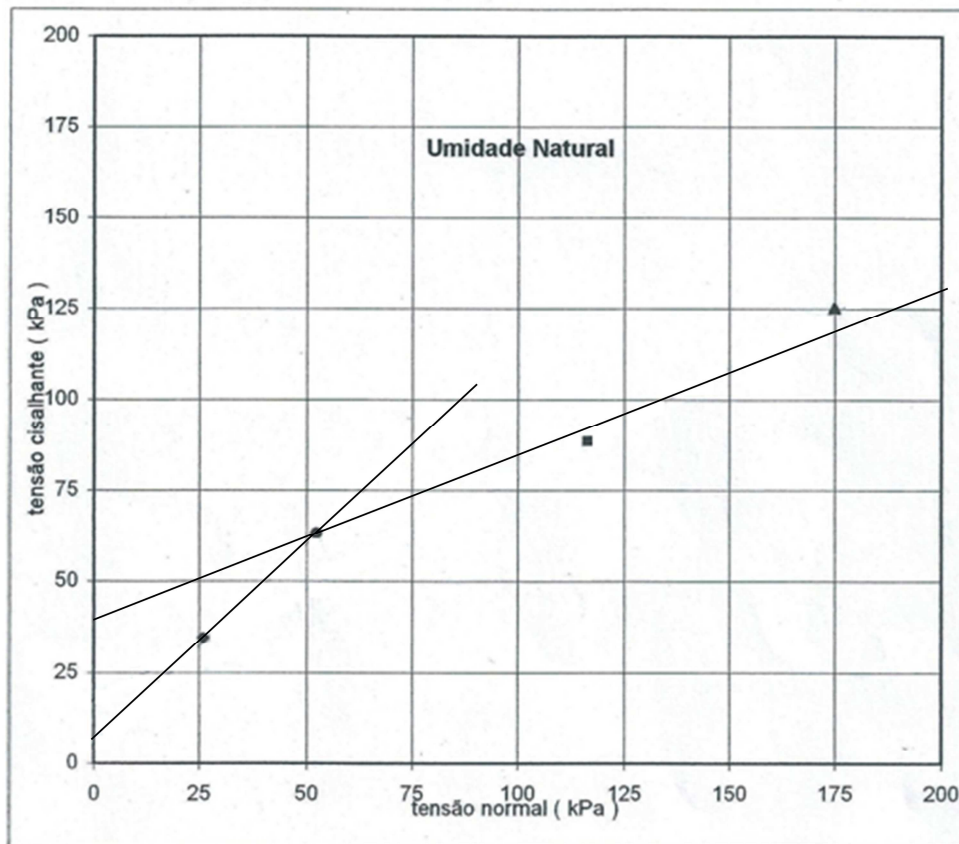


Figura B. 8 – Envoltórias de alta e baixa tensão em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.

A Tabela B. III apresenta a faixa de valores dos ângulos de atrito e interceptos de coesão considerados para a amostra dessa profundidade.

Tabela B. III - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para amostra na profundidade entre 0,50 m e 0,70 m.

Intercepto de coesão	5 kPa a 40 kPa
Ângulo de atrito	45° a 20°

A Figura B. 9 e a Figura B. 10 representam as curvas - τ versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a amostra dessa profundidade.

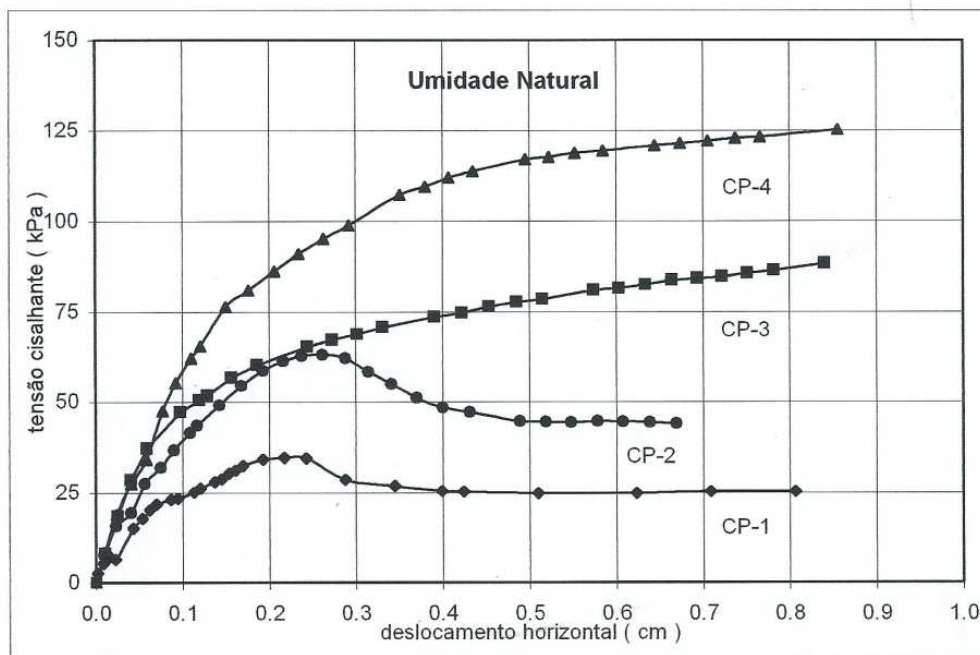


Figura B. 9 - τ versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.

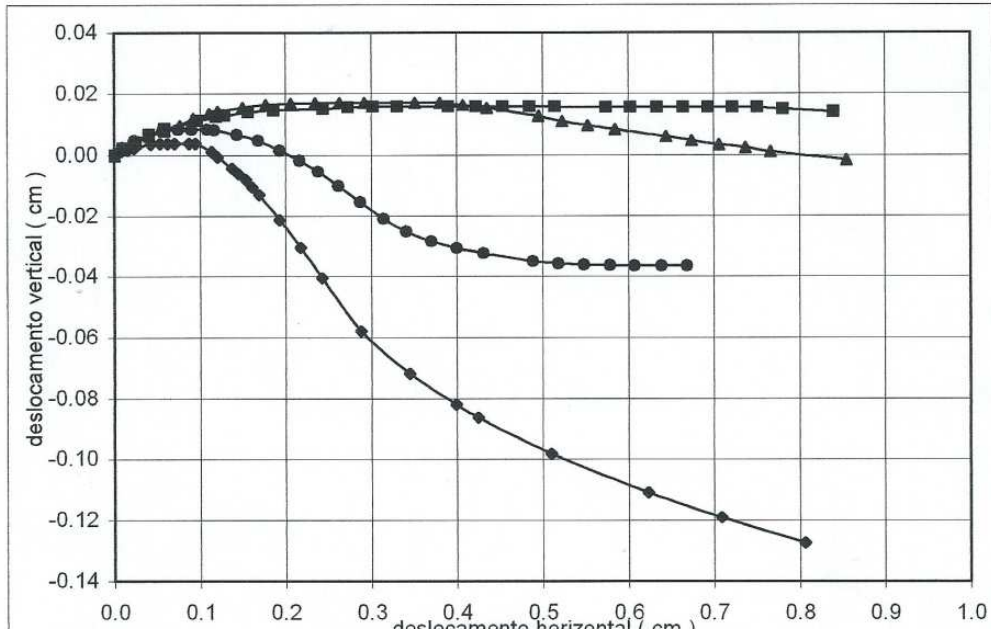


Figura B. 10 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.

b) Amostra indeformada retirada em uma profundidade entre 1,00 e 1,20 m.

A seguir, na Figura B. 11, é apresentada a envoltória considerada para essa amostra indeformada.

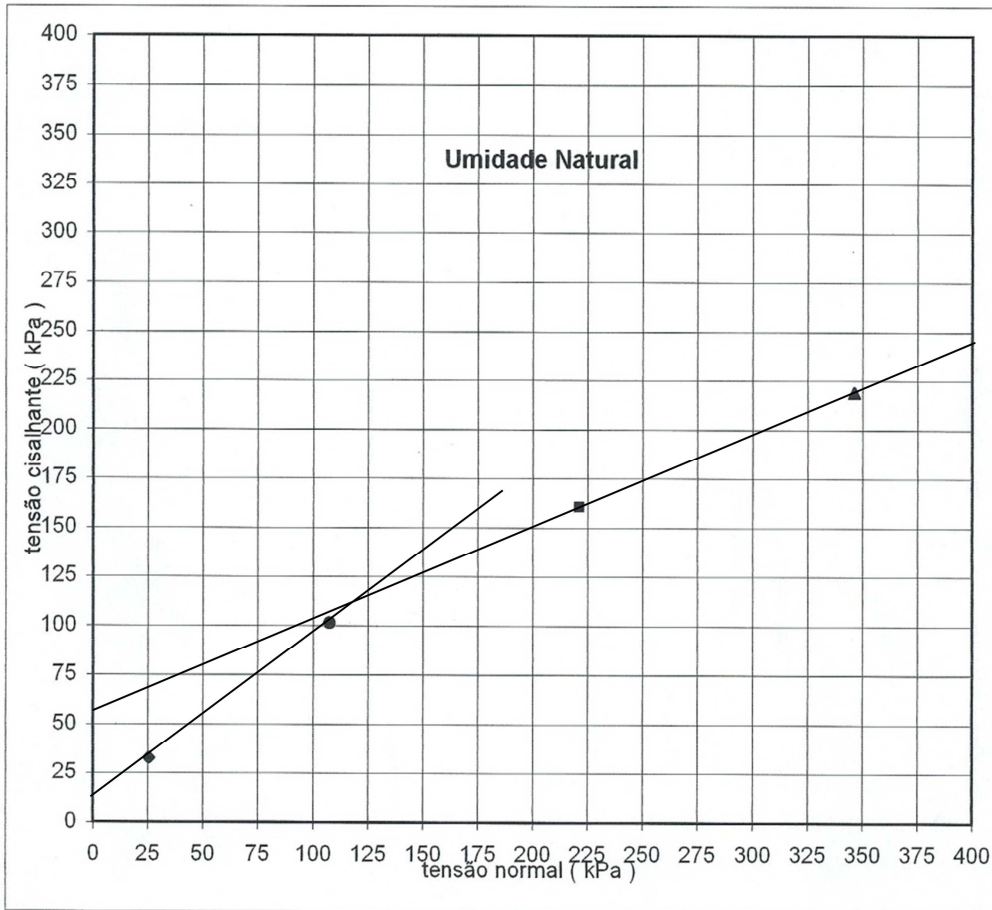


Figura B. 11 - Envoltórias de alta e baixa tensão em uma profundidade entre 1,0 e 1,2m.

A Tabela B. IV apresenta a faixa de valores dos ângulos de atrito e interceptos de coesão considerados para a amostra dessa profundidade.

Tabela B. IV - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para amostra na profundidade entre 1,0 m e 1,2 m.

Intercepto de coesão	10 kPa a 60 kPa
Ângulo de atrito	45° a 20°

A Figura B. 12 e a Figura B. 13 apresentam as curvas - τ versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a amostra dessa profundidade.

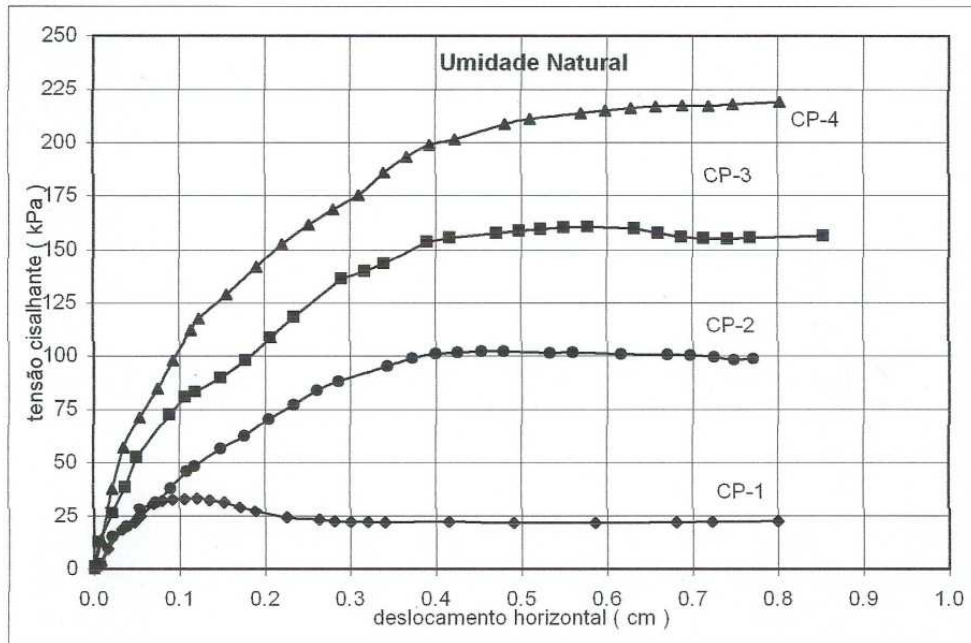


Figura B. 12 - τ versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7m

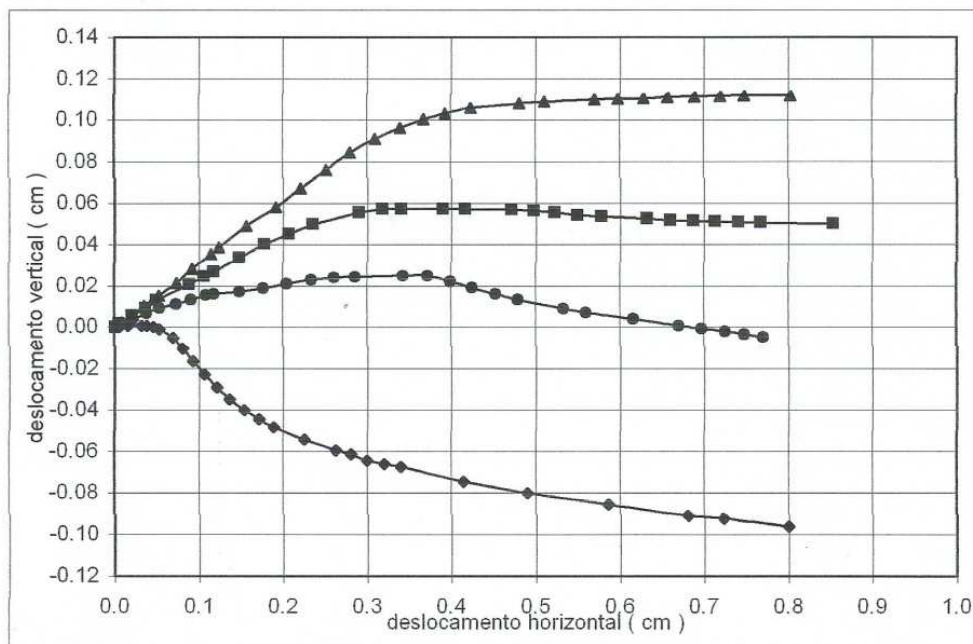


Figura B. 13 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.

c) Amostra indeformada retirada em uma profundidade entre 1,00 e 1,20 m.

A seguir, na Figura B. 14 é apresentada a envoltória considerada para essa amostra indeformada.

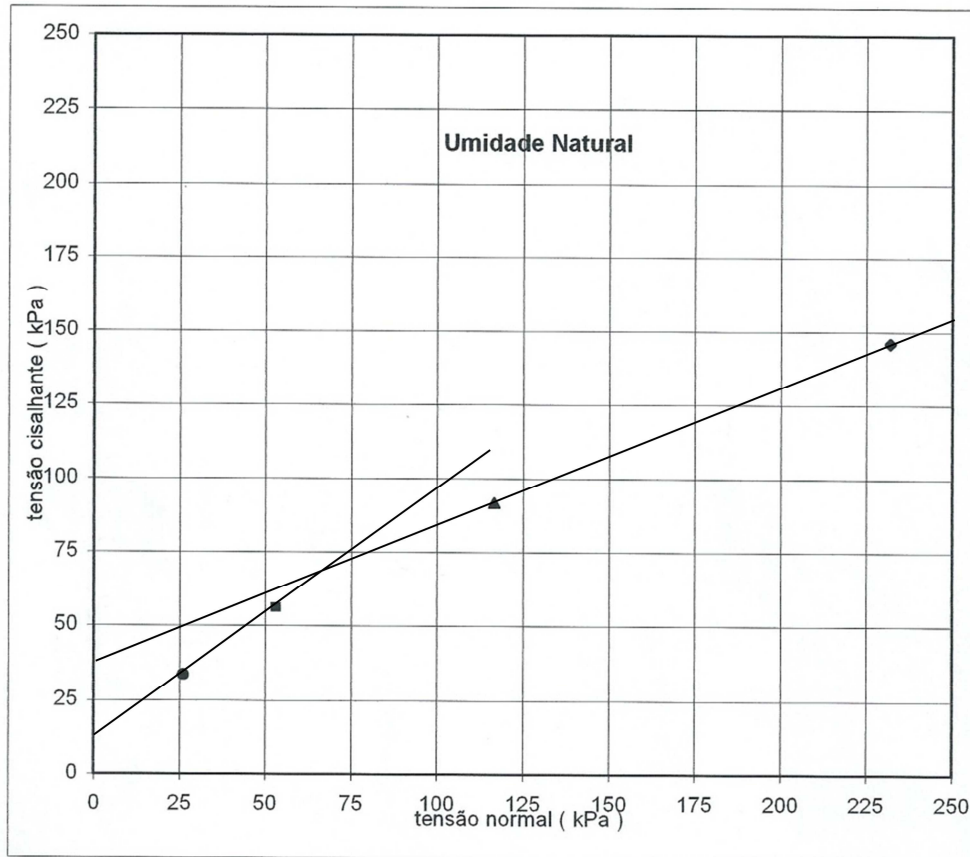


Figura B. 14 - Envoltórias de alta e baixa tensão o bloco 3 em uma profundidade entre 1,5 e 1,7 m.

A Tabela B. V apresenta a faixa de valores dos ângulos de atrito e interceptos de coesão considerados para a amostra dessa profundidade.

Tabela B. V - Faixa de valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão para amostra na profundidade entre 1,5 e 1,7 m.

Intercepto de coesão	10 kPa a 40 kPa
Ângulo de atrito	45° a 20°

A Figura B. 15 e a Figura B. 16 apresentam as curvas - τ versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a amostra dessa profundidade.

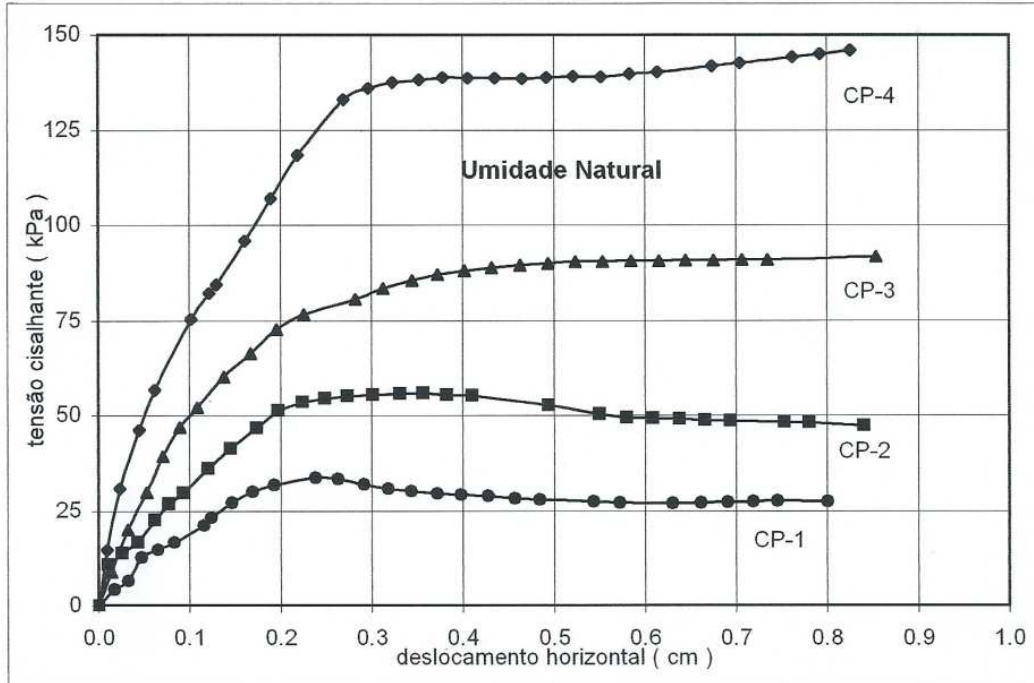


Figura B. 15 τ versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m

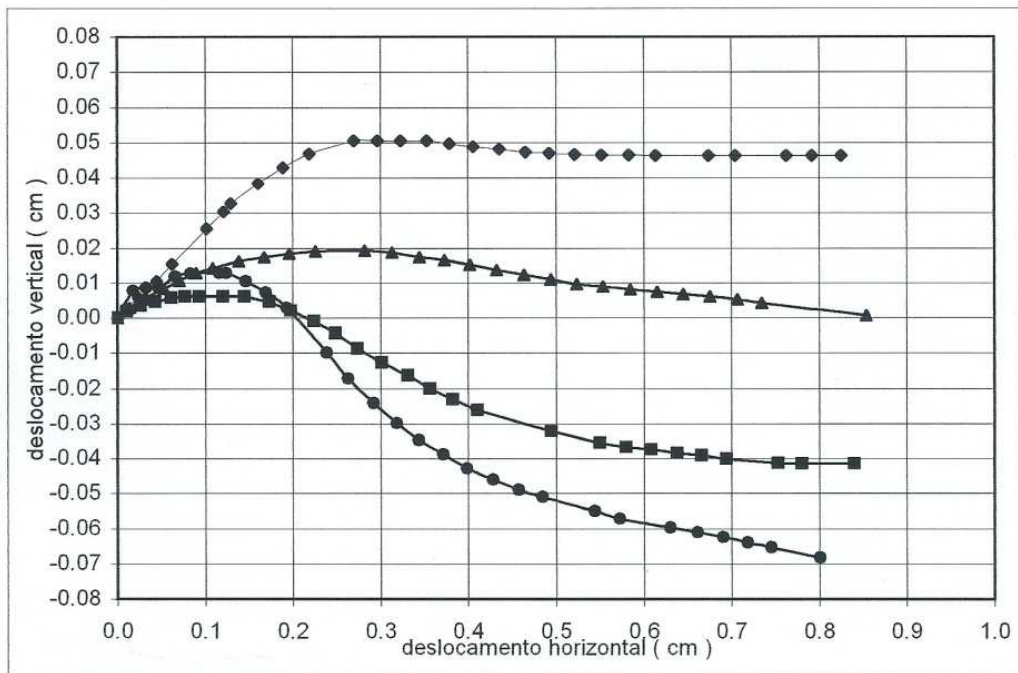


Figura B. 16 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal em uma profundidade entre 0,5 e 0,7 m.