

ESTUDO DO EFEITO DO PROCESSO EXECUTIVO DE ESTACAS
EM MACIÇOS ARENOSOS ATRAVÉS DE MODELOS REDUZIDOS
DE LABORATÓRIO COM DIFERENTES ESCALAS

CAMILLE ALMEIDA PESSANHA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
OUTUBRO 2014

ESTUDO DO EFEITO DO PROCESSO EXECUTIVO DE ESTACAS
EM MACIÇOS ARENOSOS ATRAVÉS DE MODELOS REDUZIDOS
DE LABORATÓRIO COM DIFERENTES ESCALAS

CAMILLE ALMEIDA PESSANHA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para a obtenção de título de Mestre
em Engenharia Civil.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
OUTUBRO 2014

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

02/2015

Pessanha, Camille Almeida

Estudo do efeito do processo executivo de estacas em maciços arenosos através de modelos reduzidos de laboratório com diferentes escalas. / Camille Almeida Pessanha. – Campos dos Goytacazes, 2014.

xxii, 149 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2014.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

Área de concentração: Geotecnia.

Bibliografia: f. 92-98.

1. FUNDAÇÕES (ENGENHARIA) 2. MODELOS REDUZIDOS
3. PROVAS DE CARGA 4. ESTACAS I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título.

CDD 624.15

À minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, pela oportunidade de aprendizado todos os dias e por me fortalecer nas horas difíceis.

Aos meus pais, avós, tios e irmã, por todo incentivo e por acreditarem que eu conseguiria.

Ao Laboratório de Engenharia Civil, pela disponibilidade do laboratório e pessoal técnico, possibilitando o desenvolvimento desta dissertação.

Ao professor e orientador Paulo Maia, pela dedicação, paciência e atenção em todos os momentos.

Aos técnicos e bolsistas do LECIV, que foram fundamentais na execução do projeto, em especial ao Milton, à Vanuzia, ao Derval e ao Brunner.

A todos os amigos da UENF, que direta ou indiretamente contribuíram para a pesquisa, principalmente Ana Paula, Caroline, José Luiz, Rayssa, Weverthon e Stivens. Obrigada pelo apoio e amizade de vocês.

A todos os amigos do BV, que me deram força e torceram por essa conquista, em especial a Priscila, Fernanda, Jair e Marcelo.

A todos os funcionários do LECIV e vigilantes, que aos sábados, domingos e feriados lá estavam me dando uma força.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

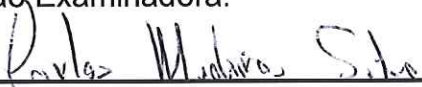
ESTUDO DO EFEITO DO PROCESSO EXECUTIVO DE ESTACAS
EM MACIÇOS ARENOSOS ATRAVÉS DE MODELOS REDUZIDOS
DE LABORATÓRIO COM DIFERENTES ESCALAS

CAMILLE ALMEIDA PESSANHA


Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para a obtenção de título de Mestre
em Engenharia Civil.

Aprovada em 31 de Outubro de 2014.

Comissão Examinadora:



Eng°. Carlos Medeiros Silva (DSc, Geotecnia)



Prof°. Aldo Durand Fáfán (DSc, Geotecnia) – UENF



Prof°. Gustavo de Castro Xavier (DSc, Geotecnia) – UENF



Prof°. Paulo Cesar de Almeida Maia (DSc, Geotecnia) – UENF (Orientador)

RESUMO

A engenharia de fundações vem evoluindo constantemente em busca de novos elementos de fundação que possuam alta produtividade, ausência de vibrações e ruídos na execução, elevada capacidade de carga, possibilidade de controle de qualidade durante a execução e, especialmente, redução de custos. Exemplo desse propósito são as estacas hélices que, apesar de possuírem significativo interesse comercial nos grandes centros urbanos do país, ainda são objeto de estudo no que diz respeito ao controle de qualidade e previsão de comportamento. Destaca-se que uma alternativa para análise do comportamento de novas técnicas construtivas de fundações profundas é o uso de modelos reduzidos, que envolvem menores custos construtivos, facilidade de montagem e a possibilidade de se levar o modelo até a ruptura sem dificuldades experimentais ou riscos para a obra. Neste sentido, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de diferentes tipos de estacas através de modelos reduzidos considerando o efeito do processo executivo. São utilizadas estacas cravadas, escavadas, hélice contínua e ômega, com diferentes escalas. O trabalho apresenta a construção de tanque de areia e a fabricação de ferramentas para construção dos modelos; a caracterização do solo utilizado; a montagem dos modelos, reproduzindo o processo executivo de cada tipo de estaca; os resultados e a interpretação das provas de carga; e a comparação dos resultados obtidos com métodos de cálculo de capacidade de carga e recalque encontrados na literatura. Os resultados indicam os efeitos do processo executivo e da escala na capacidade de carga e na evolução do recalque das estacas, bem como o potencial na utilização desse tipo de técnica para avaliação de fundações profundas.

Palavras-Chave: Fundações, Modelos Reduzidos, Provas de Carga, Estacas.

ABSTRACT

The foundation engineering has been constantly evolving for new foundation elements that have high productivity, absence of vibration and noise in running, high load capacity, possibility of quality control during the execution and especially cost reduction. Example of this purpose are the piles propellers that, despite having significant commercial interest in large urban centers of the country, are still object of study with regard to quality control and prediction of behavior. It is noteworthy that an alternative to analyze the behavior of new construction techniques of deep foundations is the use of scale models, involving minor construction costs, ease of assembly and the possibility of taking the model to failure without experimental difficulties or risks the work. In this sense, this study aims to evaluate the behavior of different types of piles through scale models for the effect of the enforcement proceedings. Driven, bored, CFA and omega piles, with different scales are used. The paper presents the sand tank construction and the manufacture of tools for building models; used to characterize the soil; mounting the models, the executive reproducing process for each type of pile; the results and the interpretation of load tests; and to compare the results obtained with a carrying capacity calculation methods and settlement in the literature. The results indicate the effects of the enforcement process and the scale of the carrying capacity and the evolution of settlement of the stakes, and the potential in using this type of technique for evaluation of deep foundations.

Keywords: Foundations, Reduced Models, Load Tests, Piles.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	iv
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
ÍNDICE	viii
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xx
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.2.1. OBJETIVO GERAL.....	3
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS E METODOLOGIA	3
1.3. ESCOPO DA PESQUISA.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. MODELOS REDUZIDOS	5
2.1.1. ASPECTOS GERAIS.....	5
2.1.2. MODELOS GEOTÉCNICOS REDUZIDOS.....	6
2.1.3. MODELOS REDUZIDOS EM FUNDAÇÕES	8
2.1.4. PROCESSO DE EXECUÇÃO DE UM MODELO REDUZIDO	8
2.2. TIPOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	10
2.2.1. ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO	12
2.2.2. ESTACAS ESCAVADAS	13
2.2.3. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA.....	15
2.2.4. ESTACAS DE DESLOCAMENTO (TIPO ÔMEGA).....	18
2.3. EFEITO DO PROCESSO EXECUTIVO DAS ESTACAS NO SOLO.....	21
2.4. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS	25
2.4.1. MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS	26
2.4.2. SOLUÇÕES SEMIEMPÍRICAS QUE EMPREGAM O SPT	27
2.4.3. SOLUÇÕES UTILIZADAS NA PESQUISA	28
2.5. RECALQUE	31
2.5.1. MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUE EM ESTACAS.....	31
2.6. PROVAS DE CARGA.....	33

2.6.1.	CURVA CARGA VS. RECALQUE	34
2.6.2.	MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DA CURVA CARGA VS. RECALQUE	36
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	39
3.1.	TANQUE DE ENSAIO	40
3.2.	MATERIAL DE PREENCHIMENTO DO TANQUE	41
3.2.1.	COMPOSIÇÃO QUÍMICA	42
3.2.2.	COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA	42
3.2.3.	GRANULOMETRIA	43
3.3.	METODOLOGIA	45
3.3.1.	ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO	46
3.3.2.	TIPOS DE ESTACAS ENSAIADAS	48
3.3.3.	POSICIONAMENTO DAS ESTACAS NO TANQUE	49
3.3.4.	TANQUE COM AREIA FOFA (ENSAIOS PRELIMINARES)	50
3.3.5.	TANQUE COM AREIA Densa	53
3.3.6.	INSTRUMENTAÇÃO	62
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	66
4.1.	INTRODUÇÃO	66
4.2.	ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	66
4.2.1.	DENSIDADE DE CAMPO	66
4.2.2.	CISALHAMENTO DIRETO	68
4.2.3.	TRIAxIAL	71
4.3.	PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO	72
4.4.	MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA VS. RECALQUE	75
4.5.	CAPACIDADE DE CARGA UTILIZANDO OS MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS	79
4.6.	RECALQUE	82
4.7.	PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO	85
4.8.	CAPACIDADE DE CARGA UTILIZANDO O MÉTODO SEMIEMPÍRICO	86
5.	CONCLUSÕES	90
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
	APÊNDICE A	99
	APÊNDICE B	103

APÊNDICE C	110
APÊNDICE D	122
APÊNDICE E	129
ANEXO A	136

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Sequência de execução do modelo de teste (REINHORN, 2008) ...	9
Figura 2.2: Classificação das estacas de acordo com o processo executivo ...	11
Figura 2.3: Cravação de estaca pré-moldada	13
Figura 2.4: Sequência executiva da estaca escavada com fluido estabilizante (BRASFOND, 2012)	15
Figura 2.5: Execução de uma estaca hélice contínua em Campos dos Goytacazes	16
Figura 2.6: Sequência executiva da estaca hélice contínua (BRASFOND, 2012)	18
Figura 2.7: Detalhes da ponta hélice ômega (FUNDESP, 2002).....	19
Figura 2.8: Sequência executiva da estaca ômega (GEOFUND, 2012).....	21
Figura 2.9: Efeito da execução de estacas escavadas	22
Figura 2.10: Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (LOBO, 2005)	26
Figura 2.11: Gráfico carga vs. recalque (VARGAS, 1977)	35
Figura 2.12: Alternativas de curvas carga vs. recalque em provas de carga (MAGALHÃES, 2005).....	35
Figura 3.1: Imagem do tanque utilizado na pesquisa.	40
Figura 3.2: Estrutura do tanque utilizado para os ensaios	41
Figura 3.3: Resultados do DRX da areia utilizada.....	43
Figura 3.4: Curva granulométrica da areia utilizada	44
Figura 3.5: Fluxograma demonstrativo das etapas para execução do programa experimental e análise dos dados.	45
Figura 3.6: Procedimentos dos ensaios de densidade <i>in situ</i>	47
Figura 3.7: Distribuição das estacas no tanque com areia fofa	49
Figura 3.8: Distribuição das estacas no tanque com areia densa	50
Figura 3.9: Procedimento de cravação das estacas no tanque com areia fofa	51

Figura 3.10: Dados de cravação das estacas com diâmetro de 1,5cm	52
Figura 3.11: Dados de cravação das estacas com diâmetro de 3,6cm	52
Figura 3.12: Dados de cravação das estacas com diâmetro de 6cm	53
Figura 3.13: Procedimento para confecção das estacas pré-moldadas.....	54
Figura 3.14: Procedimento de cravação da estaca de 6cm de diâmetro no tanque com areia densa.....	55
Figura 3.15: Dados de cravação da estaca com diâmetro de 2cm.....	56
Figura 3.16: Dados de cravação da estaca com diâmetro de 4cm.....	56
Figura 3.17: Dados de cravação da estaca com diâmetro de 6cm.....	57
Figura 3.18: Modelos reduzidos dos trados de hélice contínua e ômega.....	58
Figura 3.19: Sistema de injeção de argamassa	58
Figura 3.20: Procedimento para confecção das estacas escavadas.....	60
Figura 3.21: Procedimento para concretagem das estacas hélice contínua	61
Figura 3.22: Procedimento para confecção das estacas ômega.....	61
Figura 3.23: Ensaio de prova de carga do tanque com areia fofa	62
Figura 3.24: Ensaio de compressão da estaca ômega de 2cm.....	63
Figura 3.25: Ensaio de compressão da estaca hélice contínua de 4cm.....	64
Figura 3.26: Ensaio de compressão da estaca ômega de 6cm.....	65
Figura 4.1: Variação da resistência ao cisalhamento com o deslocamento horizontal no ensaio de cisalhamento direto para a areia com $D_r=30\%$	68
Figura 4.2: Variação da resistência ao cisalhamento com o deslocamento horizontal no ensaio de cisalhamento direto para a areia com $D_r=70\%$	69
Figura 4.3: Envoltória de resistência da areia com $D_r=30\%$	70
Figura 4.4: Envoltória de resistência da areia com $D_r=70\%$	70
Figura 4.5: Variação da tensão desviadora com a deformação axial para a areia com $D_r=70\%$	71
Figura 4.6: Envoltória de resistência da areia com $D_r=70\%$	72
Figura 4.7: Comparativo das estacas com diâmetro de 2cm ensaiadas no tanque de areia densa.....	73

Figura 4.8: Comparativo das estacas com diâmetro de 4cm ensaiadas no tanque de areia densa.....	73
Figura 4.9: Comparativo das estacas com diâmetro de 6cm ensaiadas no tanque de areia densa.....	74
Figura 4.10: Variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura da prova de carga das estacas com diâmetro de 2cm.....	77
Figura 4.11: Variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura da prova de carga das estacas com diâmetro de 4cm.....	78
Figura 4.12: Variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura da prova de carga das estacas com diâmetro de 6cm.....	78
Figura 4.13: Comparação dos resultados da razão Q_{ult}/P_u do tanque com areia fofa de acordo com os métodos de Terzaghi, Meyerhof e Solos Granulares...	80
Figura 4.14: Comparação dos resultados da razão Q_{ult}/P_u do tanque com areia densa de acordo com os métodos de Terzaghi, Meyerhof e Solos Granulares	81
Figura 4.15: Comparação dos resultados da razão W_c/W_{exp} do tanque com areia fofa de acordo com os métodos de Poulos & Davis e Randolph.....	83
Figura 4.16: Comparação dos resultados da razão W_c/W_{exp} do tanque com areia densa de acordo com os métodos de Poulos & Davis e Randolph.....	84
Figura 4.17: Comparação dos resultados da razão $Q_{i,ult}/P_u$ do tanque com areia densa de acordo com o método de Meyerhof.....	86
Figura 4.18: Comparação dos resultados da razão F_1/F_{1eq} de Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas e Monteiro.....	88
Figura 4.19: Comparação dos resultados da razão F_2/F_{2eq} de Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas e Monteiro.....	88
Figura A.1: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 1,5cm (E01).....	100
Figura A.2: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 3,6cm (E02).....	100
Figura A.3: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03).....	101
Figura A.4: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 1,5cm (E04).....	101
Figura A.5: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 3,6cm (E05).....	102

Figura A.6: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E06)	102
Figura B.1: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 2cm (E01)	104
Figura B.2: Curva carga vs. recalque da estaca escavada com diâmetro de 2cm (E04)	104
Figura B.3: Curva carga vs. recalque da estaca ômega com diâmetro de 2cm (E07)	105
Figura B.4: Curva carga vs. recalque da estaca hélice contínua com diâmetro de 2cm (E10).....	105
Figura B.5: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 4cm (E02)	106
Figura B.6: Curva carga vs. recalque da estaca escavada com diâmetro de 4cm (E05)	106
Figura B.7: Curva carga vs. recalque da estaca ômega com diâmetro de 4cm (E08)	107
Figura B.8: Curva carga vs. recalque da estaca hélice contínua com diâmetro de 4cm (E11).....	107
Figura B.9: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)	108
Figura B.10: Curva carga vs. recalque da estaca escavada com diâmetro de 6cm (E06).....	108
Figura B.11: Curva carga vs. recalque da estaca ômega com diâmetro de 6cm (E09)	109
Figura B.12: Curva carga vs. recalque da estaca hélice contínua com diâmetro de 6cm (E12).....	109
Figura C.1: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método da NBR 6122)	111
Figura C.2: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de Davisson)	111
Figura C.3: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método da Inclinação da Tangente).....	112

Figura C.4: Variação de $-\ln(1-Q/Q_{ult})$ com o deslocamento com melhor ajuste para determinação da capacidade de carga última segundo o método de Van der Veen (1953)	112
Figura C.5: Variação do coeficiente R^2 com o deslocamento indicando a capacidade de carga última para melhor ajuste da curva de Van der Veen ..	113
Figura C.6: Dados experimentais e previsão da curva carga vs. deslocamento segundo a metodologia de Van der Veen (1953)	113
Figura C.7: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de De Beer).....	114
Figura C.8: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de Housel).....	115
Figura C.9: Curva carga vs. deslocamento do ensaio e estimada pelo método de Mazurkiewicz com os limites onde é feita a interpolação da curva	115
Figura C.10: Curva da variação da carga entre dois pontos de incremento de deslocamentos constantes (passo) vs. carga (Método de Mazurkiewicz)	116
Figura C.11: Curva carga vs. deslocamento indicando os limites onde é feita a interpolação da curva (Método de Massad)	117
Figura C.12: Curva da variação da carga Q_{n+1} entre dois pontos de incremento de deslocamentos constantes (passo) vs. carga Q (Método de Massad)	117
Figura C.13: Curva carga vs. deslocamento com critérios de ruptura baseados em valores absolutos ou relativos de recalques (Método de Chin)	118
Figura C.14: Variação de w/Q vs. w (Método de Chin)	118
Figura C.15: Curva carga vs. deslocamento (Método de Décourt).....	119
Figura C.16: Variação de Q/w vs. w (Método de Décourt)	119
Figura C.17: Curva carga vs. deslocamento (Método de Brinch-Hansen)	120
Figura C.18: Variação de $(Raiz(w)/Q)^{-1}$ vs. w (Método de Brinch-Hansen)	120
Figura C.19: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de Butler e Hoy)	121
Figura D.1: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca cravada com diâmetro de 2cm (E01)	123
Figura D.2: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca cravada com diâmetro de 4cm (E02)	123

Figura D.3: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)	124
Figura D.4: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca escavada com diâmetro de 2cm (E04).....	124
Figura D.5: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca escavada com diâmetro de 4cm (E05).....	125
Figura D.6: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca escavada com diâmetro de 6cm (E06).....	125
Figura D.7: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca ômega com diâmetro de 2cm (E07)	126
Figura D.8: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca ômega com diâmetro de 4cm (E08)	126
Figura D.9: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca ômega com diâmetro de 6cm (E09)	127
Figura D.10: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca hélice contínua com diâmetro de 2cm (E10).....	127
Figura D.11: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca hélice contínua com diâmetro de 4cm (E11).....	128
Figura D.12: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca hélice contínua com diâmetro de 6cm (E12).....	128
Figura E.1: Curva do ensaio de tração da estaca cravada com diâmetro de 2cm (E01)	130
Figura E.2: Curva do ensaio de tração da estaca escavada com diâmetro de 2cm (E04).....	130
Figura E.3: Curva do ensaio de tração da estaca ômega com diâmetro de 2cm (E07)	131
Figura E.4: Curva do ensaio de tração da estaca hélice contínua com diâmetro de 2cm (E10).....	131
Figura E.5: Curva do ensaio de tração da estaca cravada com diâmetro de 4cm (E02)	132
Figura E.6: Curva do ensaio de tração da estaca escavada com diâmetro de 4cm (E05).....	132
Figura E.7: Curva do ensaio de tração da estaca ômega com diâmetro de 4cm (E08)	133

Figura E.8: Curva do ensaio de tração da estaca hélice contínua com diâmetro de 4cm (E11).....	133
Figura E.9: Curva do ensaio de tração da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)	134
Figura E.10: Curva do ensaio de tração da estaca escavada com diâmetro de 6cm (E06).....	134
Figura E.11: Curva do ensaio de tração da estaca ômega com diâmetro de 6cm (E09)	135
Figura E.12: Curva do ensaio de tração da estaca hélice contínua com diâmetro de 6cm (E12).....	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tipos de modelos em problemas geotécnicos (GOMES, 1993).....	10
Tabela 2.2: Valores de K_s	29
Tabela 2.3: Valores de δ	29
Tabela 2.4: Valores de F_1 e F_2 (VELLOSO E LOPES, 2010).....	30
Tabela 2.5: Valores de k e α (VELLOSO E LOPES, 2010).....	31
Tabela 3.1: Composição química da areia utilizada.....	42
Tabela 3.2: Frações Granulométricas e Classificação Unificada.....	43
Tabela 3.3: Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade.....	44
Tabela 3.4: Características das estacas utilizadas na pesquisa.....	48
Tabela 4.1: Índices físicos da areia no tanque fofo.....	67
Tabela 4.2: Controle de densidade com amostra indeformada no tanque com areia densa.....	67
Tabela 4.3: Resultados de interpretação das estacas de 2cm.....	75
Tabela 4.4: Resultados de interpretação das estacas de 4cm.....	76
Tabela 4.5: Resultados de interpretação das estacas de 6cm.....	76
Tabela 4.6: Comparação da capacidade de carga prevista por diferentes métodos teóricos com a carga de ruptura para o tanque com areia fofo.....	80
Tabela 4.7: Comparação da capacidade de carga prevista por diferentes métodos teóricos com a carga de ruptura para o tanque com areia densa.....	81
Tabela 4.8: Comparação dos recalques previstos pelos métodos teóricos com o recalque de ruptura para o tanque de areia fofo.....	82
Tabela 4.9: Comparação dos recalques previstos pelos métodos teóricos com o recalque de ruptura para o tanque de areia densa.....	84
Tabela 4.10: Comparação dos resultados de tração com o método de Meyerhof para resistência lateral.....	85

Tabela 4.11: Valores de $F1$ e $F2$ equivalentes de acordo com os métodos de Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas e Monteiro	87
Tabela 4.12: Comparação dos valores de $F1$ e $F2$ equivalentes com os valores sugeridos na literatura.....	87
Tabela C.1: Capacidade de carga última de acordo com os métodos de porcentagem do diâmetro	114

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

a	Aderência entre Estaca e Solo
A	Área da Seção Transversal da Estaca
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing Material
B	Diâmetro da Estaca
BSI	British Standards Institution
c'	Coesão
C1	Coefficiente Angular da Reta no Método de Brinch-Hansen
C2	Intercepto no Eixo das Ordenadas no Método de Brinch-Hansen
CD	Consolidated Drained
cm	Centímetro
CPT	Cone Penetration Test
d	Diâmetro
DRX	Difração de Raio-X
E	Módulo de Elasticidade
EDX	Espectroscopia Dispersiva de Raios-X
E_m	Módulo de Elasticidade Longitudinal
f_{ck}	Resistência Característica do Concreto à Compressão
G_m	Módulo de Elasticidade Transversal
I_o	Fator de Influência
k	Coefficiente do Método de Aoki & Velloso
kg	Quilograma
kgf	Quilograma-força
kN	Quilonewton
Ks	Coefficiente de Empuxo do Solo
kPa	Quilo Pascal
L	Comprimento da Estaca
ΔL	Segmento da Estaca
F1	Fator de Correção do Método de Aoki & Velloso
F2	Fator de Correção do Método de Aoki & Velloso

m	Metro
min	Minuto
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira
N _c	Fator de Capacidade de Carga (Métodos de Terzaghi e Meyerhof)
N _q	Fator de Capacidade de Carga (Métodos de Terzaghi e Meyerhof)
N _γ	Fator de Capacidade de Carga (Métodos de Terzaghi e Meyerhof)
P	Carga na Ponta da Estaca
P _{máx}	Resistência Última da Estaca
P _r	Carga Aplicada
P _u	Carga Última de Ensaio
Q	Carga Aplicada
Q _{l,ult}	Capacidade de Carga do Fuste da Estaca
Q _{p,ult}	Capacidade de Carga da Ponta da Estaca
Q _r	Carga de Ruptura da Estaca
Q _{ult}	Capacidade de Carga da Estaca
r	Recalque de Ruptura Convencional
r _m	Raio Máximo
r _o	Raio da Estaca
R	Rigidez no Método de Decóurt
SPT	Standard Penetration Test
U	Perímetro da Estaca
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense
USCS	Unified Soil Classification System
w	Recalque
W	Peso Próprio da Estaca
W _c	Recalque Calculado
W _{exp}	Recalque Experimental
σ _h	Tensão Horizontal
σ _v	Tensão Vertical
σ' _v	Tensão Vertical Efetiva

τ	Tensão Cisalhante
$\tau_{\text{máx}}$	Tensão Cisalhante Máxima
δ	Ângulo de Atrito entre a Estaca e o Solo
ϕ'	Ângulo de Atrito Interno Efetivo do Solo
γ	Peso Específico do Solo
α	Coefficiente do Método de Aoki & Velloso
β	Intercepto no Eixo dos Recalques
ρ	Recalque
ν	Coefficiente de Poisson
λ	Rigidez Relativa

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A engenharia de fundações vem evoluindo constantemente em busca de novos elementos de fundação que possuam alta produtividade, ausência de vibrações e ruídos na execução, elevada capacidade de carga, possibilidade de controle de qualidade durante a execução e, especialmente, redução de custos.

Exemplo desse propósito são as estacas hélice contínua, que se tornaram hoje um tipo de fundação profunda de significativo interesse comercial nos grandes centros urbanos do país. Mais recentemente, mas ainda com pouco uso comparando-se com a hélice contínua, surgiram as estacas ômega, que possuem potencial para se transformarem em estacas de uso tão intenso quanto a própria hélice contínua (ALMEIDA NETO, 2002).

Paralelamente ao uso de novos tipos ou técnicas construtivas de estacas, é fundamental que ocorram avanços no âmbito das técnicas de projeto, especialmente no que tange à estimativa do comportamento carga vs. recalque. Existem alguns procedimentos consagrados na Engenharia Geotécnica que permitem a determinação do comportamento carga vs. recalque das fundações profundas, podendo-se citar a prova de carga e o monitoramento de recalques como os mais eficazes.

Neste sentido, cita-se uma importante iniciativa do meio geotécnico, onde vários autores vêm criando bancos de dados a partir da realização de provas de carga estáticas e dinâmicas em estacas (MAGALHÃES, 2005). Esses bancos de dados permitem a aferição de metodologias de cálculo a fim de se melhor prever o comportamento dos tipos de fundações em particular.

Com relação ao monitoramento de recalques, nota-se que seu uso é restrito na engenharia brasileira, mas existem trabalhos em algumas regiões do Brasil que vêm dedicando esforços para mudar esse panorama como, por exemplo, nas cidades de Brasília, Goiânia e Recife. Um aspecto relevante é que a realização de provas de carga e monitoramento de recalque envolve logística de elevado custo e pode gerar atrasos na obra. Particularmente nas provas de carga é sempre possível a ocorrência de danos nos elementos de fundação, provocando modificações de projeto e inclusão de novos elementos.

Uma alternativa para análise do comportamento de novas técnicas construtivas de fundações profundas é o uso de modelos reduzidos, que envolvem menores custos construtivos, facilidade de montagem e a possibilidade de se levar o modelo até a ruptura sem dificuldades experimentais ou riscos para a obra. De fato, os modelos facilitam a compreensão e podem ser utilizados para representar diversas obras de engenharia, como usinas elétricas, pontes e barragens, além de fundações. No entanto, cuidados especiais devem ser tomados na extrapolação dos resultados de ensaios em modelos reduzidos, tendo em vista que as grandezas observadas dependem, muitas vezes, da escala do protótipo.

Uma opção para solucionar algumas limitações na extrapolação de resultados dos modelos reduzidos é a utilização de centrífugas que permitem simular o campo de forças de massa de uma obra em grandeza real. Porém, no caso das estacas executadas *in situ*, as técnicas laboratoriais atuais empregadas na construção de modelos em centrífuga ainda não admitem a simulação adequada dos efeitos relacionados aos aspectos construtivos.

Deve-se destacar que o processo construtivo das fundações profundas influencia significativamente na capacidade de mobilização de resistência gerada pela interação entre o elemento estrutural e o maciço de fundação. Sob o ponto de vista construtivo, sugere-se que as fundações profundas do tipo estacas podem ser divididas em quatro grandes grupos: cravadas; escavadas a céu aberto, como as do tipo Broca e Strauss; escavadas com estabilização (revestimento, fluido estabilizante ou o próprio solo), como a Hélice Contínua e a Barrete; e, por fim, as estacas de deslocamento, como a Franki, a Ômega e a Raiz.

Conclui-se, portanto, que para a utilização de modelos reduzidos visando à modelagem e extrapolação de resultados para prever o comportamento das fundações profundas do tipo estaca na condição real de campo, é fundamental que se considere os aspectos construtivos.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de diferentes tipos de estacas através de modelos reduzidos. Busca-se avaliar, sobretudo, o efeito do processo executivo de modelos reduzidos de laboratório com diferentes escalas. Para tanto, são consideradas estacas cravadas, escavadas, hélice contínua e ômega, que representam cada um dos grupos de estacas sob o ponto de vista construtivo.

O resultado desta pesquisa pretende fornecer dados de provas de carga em modelos reduzidos para que seja possível realizar uma comparação com os dados da bibliografia e posterior verificação do efeito escala.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS E METODOLOGIA

Na pesquisa pretende-se construir um tanque de areia para execução de ensaios em estacas em escala reduzida.

Um programa experimental será implementado para avaliar o efeito do processo executivo e o efeito escala e determinar as características essenciais de diferentes modelos de estacas: capacidade de carga e recalque.

A metodologia aplicada para tanto pode ser resumidamente descrita pelas seguintes etapas:

- Construção do tanque de areia e fabricação de ferramentas para construção dos modelos;
- Ensaio de caracterização da areia utilizada para preenchimento do tanque: Granulometria, Difração de Raio-X e Espectroscopia Dispersiva de Raios-X;
- Ensaio de resistência da areia de preenchimento, como Cisalhamento Direto e Triaxial, nas densidades de campo;
- Construção dos modelos, reproduzindo o processo executivo de cada tipo de estaca no tanque de areia;

- Realização de provas de carga estáticas de carregamento rápido (compressão e tração);
- Interpretação dos resultados utilizando métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque;
- Comparação dos resultados obtidos com métodos de cálculo de capacidade de carga e recalque encontrados na literatura;
- Análise do efeito do processo executivo e escala na capacidade de carga e na evolução do recalque das estacas.

1.3. ESCOPO DA PESQUISA

A dissertação é composta por 5 capítulos, apresentando inicialmente, neste capítulo, a introdução ao tema e os objetivos da pesquisa desenvolvida.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica com considerações sobre modelos reduzidos, os principais tipos de fundações considerados na pesquisa, métodos de cálculo de capacidade de carga e recalque das estacas, conceitos e métodos de interpretação de prova de carga.

No Capítulo 3 são apresentadas a metodologia utilizada e o programa experimental desenvolvido.

O Capítulo 4 apresenta os resultados e discussões dos ensaios realizados nas estacas e no solo utilizado na pesquisa.

No Capítulo 5, dá-se o encerramento do trabalho com a apresentação das principais conclusões. São propostas também recomendações para futuras pesquisas de acordo com os principais resultados.

Ao final, constam apêndices com os resultados das provas de carga de compressão e tração, além de um exemplo de aplicação dos métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque e os gráficos comparativos desses métodos. Os métodos de extrapolação utilizados nessa pesquisa são detalhados no Anexo A.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esse capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre modelos reduzidos abordando os principais aspectos aplicados na pesquisa. Inicialmente, expõe o uso de modelos reduzidos na engenharia. Em seguida, discute brevemente os tipos de estacas, objeto da pesquisa, com foco nos aspectos construtivos. Trata ainda de questões relacionadas à interpretação de testes de carga no que se refere à capacidade de carga e recalque.

2.1. MODELOS REDUZIDOS

2.1.1. ASPECTOS GERAIS

O comportamento de uma estrutura (real ou reduzida) pode ser quantificado através de grandezas físicas, entre as quais podemos mencionar: deslocamentos, deformações lineares, rotações, tensões, etc. Tais grandezas podem ser obtidas teoricamente ou através de ensaios experimentais baseados no desenvolvimento de modelos.

O modelo pode, assim, ser definido como a representação ou interpretação simplificada da realidade, ou uma interpretação de um fragmento de um sistema, segundo uma estrutura de conceitos teóricos ou experimentais, e apresenta apenas uma visão ou cenário de um fragmento do todo. Também os modelos facilitam a compreensão e a visualização dos fenômenos intervenientes e servem de instrumento para estudar fenômenos físicos. Para representar um fenômeno físico complexo podem-se utilizar modelos físicos ou modelos matemáticos.

Os modelos físicos ou modelos em escala são ferramentas usadas em diversos ramos da engenharia. Na área de engenharia estrutural, são usados para estudar o comportamento de estruturas, como por exemplo: usinas elétricas, pontes, barragens, eclusas e prédios sujeitos a forças externas, ventos ou a terremotos. Normalmente, a modelagem física é utilizada para complementar os cálculos dos modelos matemáticos durante um projeto muito grande e complexo. No modelo físico podem-se estudar também, em escala reduzida ou ampliada, diversos fenômenos físicos e utilizá-lo como referência para a calibração de modelos matemáticos. A construção de modelos físicos, em escalas reduzidas,

embora estudada anteriormente por Arquimedes, Leonardo Da Vinci, entre outros, só foi possível após a descoberta da Teoria da Semelhança Mecânica por Isaac Newton e do Teorema de Buckingham.

Uma importante característica dos modelos físicos é a não discretização do problema, diferentemente dos modelos numéricos. Deste modo, os modelos físicos podem representar o caso de estudo com geometria tridimensional sem dificuldades (MELO, 2011).

Atualmente, o comportamento de uma estrutura real ou em escala reduzida pode ser monitorado. Na monitoração, a medição das grandezas físicas relevantes é realizada com sistemas de elementos que são parte integrante da estrutura. Esses sistemas são constituídos por sensores, sistemas de aquisição, de processamento e de armazenamento de informação e sistemas de comunicação, com elevado grau de automatização, versatilidade e flexibilidade (BERGMEISTER e SANTA, 2001).

A monitoração em Engenharia Civil tem como objetivo avaliar a integridade estrutural, através da caracterização e da observação do comportamento físico e mecânico dos materiais e dos seus elementos estruturais quando submetidas a um determinado tipo de solicitação contínua ou temporária.

A instrumentação dos modelos constitui-se basicamente na instalação de sensores com a finalidade de se monitorar grandezas físicas, como: deformações, deslocamentos e cargas durante a execução dos ensaios (MELO, 2011).

2.1.2. MODELOS GEOTÉCNICOS REDUZIDOS

A utilização de modelos em escala reduzida por construtores e engenheiros remonta de tempos antigos. No entanto, esses modelos, primariamente, serviam de auxílio para o planejamento e construção de algumas obras complexas, e não eram usados para prever deformações, deslocamentos e forças em protótipos. Seu respectivo uso como ferramenta prática no entendimento comportamental de estruturas geotécnicas é algo extremamente recente, e seu desenvolvimento foi fortemente influenciado pela análise de tensões experimentais.

O emprego de modelos reduzidos envolvendo investigações geotécnicas tem se mostrado como uma boa alternativa na análise e previsão de fenômenos que ocorrem na natureza. Sendo assim, os modelos são empregados para

fornecer informações necessárias para completar um projeto, o que aumenta, portanto, sua eficiência e precisão. Na construção de um modelo, e na transposição de seu desempenho para a estrutura real (protótipo), uma série de requisitos básicos deve ser satisfeita, visando assegurar a perfeita similaridade física entre um e outro. Esse conjunto de condições, ou leis de similitude, pode ser sistematizado através da análise dimensional, e a partir do Teorema de Buckingham-Vaschy, o qual estabelece que a solução de um dado fenômeno físico pode ser expressa analiticamente em termos de uma relação envolvendo certo número de termos adimensionais e independentes entre si.

O método de previsão por meio de modelos físicos também apresenta limitações claras. Simplesmente não se pode pensar em criar-se um modelo físico em escala reduzida enquanto não se identificarem claramente as grandezas que intervêm no fenômeno físico de que dependem as previsões a serem feitas. Segundo Motta (1972), há casos em que a única redução das dimensões geométricas faz aparecer forças que não se manifestam no sistema cujo comportamento se pretende prever.

De uma maneira geral, a modelagem física pode ser idealizada como um dispositivo de previsão em que o fenômeno real é reproduzido numa escala menor (RIBEIRO, 2000). Uma reprodução em escala reduzida de uma determinada situação física pode ser satisfatoriamente válida quando certas condições de proporcionalidade forem atendidas, como a escala de projeção do modelo e a conservação das características mais relevantes do fenômeno, ou seja, a própria manutenção da semelhança.

Segundo Gomes (1993), as análises por modelos geotécnicos reduzidos incorporam basicamente um dos seguintes objetivos:

- Investigação direta do comportamento da estrutura real; neste caso, o modelo reduzido deve satisfazer integralmente as leis de similitude física (sendo chamado de modelos absolutos ou de similitude completa);
- Investigação dos mecanismos de ruptura; neste caso, o protótipo (modelo reduzido) não precisa ser globalmente simulado (sendo chamado de modelos relativos ou de similitude restrita);
- Aquisição de dados relativos ao problema geotécnico em estudo para aferição dos métodos de análises disponíveis (sendo chamado, como no caso anterior, de modelos relativos ou de similitude restrita).

2.1.3. MODELOS REDUZIDOS EM FUNDAÇÕES

Podemos encontrar, na literatura, vários estudos de modelos reduzidos de fundações e muitos deles utilizam a modelagem em centrífuga, que permite reproduzir, a partir do mesmo material que o protótipo, o mesmo campo de forças de massa que ocorreria em uma obra em grandeza real.

Tsuha (2007) realizou ensaios de modelagem física em centrífuga e, com seus resultados, verificou a relação teórica entre o torque de instalação durante a cravação e a capacidade de carga à tração das estacas hélices cravadas em solos arenosos, sinalizando que pode existir uma relação entre o torque acumulado dispendido na hélice e a energia dissipada ou o trabalho realizado durante a escavação de uma estaca hélice e sua capacidade de carga. Destaca-se que, no trabalho de Tsuha (2007), o controle da velocidade de instalação das hélices contornou o efeito do impulso, presente na prática de instalação deste tipo de estaca.

Mas, os modelos reduzidos de fundações em concreto não podem ser ensaiados em centrífuga, por isso muitos pesquisadores utilizam tanques de areia a 1G para tal representação.

Balla *apud* Santos (1985) realizou uma série de ensaios em areia utilizando modelos reduzidos e, através desses ensaios, observou diversos fatores que influenciam a capacidade de carga e o mecanismo de ruptura.

Na comparação do modelo de verdadeira grandeza com os modelos reduzidos encontrados na literatura, muitos autores concluíram que existe coerência dos resultados, exceto para as deformações do solo, que em campo foram cerca de 60% menores que as deformações dos modelos reduzidos (CONSTANCIO, 2010).

2.1.4. PROCESSO DE EXECUÇÃO DE UM MODELO REDUZIDO

O sucesso do estudo de um modelo se caracteriza por um planejamento cuidadoso das diversas etapas do processo de execução do modelo. Um estudo experimental de uma estrutura de engenharia é, em si, um pequeno projeto de engenharia e, como qualquer projeto de engenharia, precisa de uma sequência lógica e criteriosa de eventos. O planejamento detalhado de um experimento é

ainda mais essencial do que o planejamento de um cálculo analítico, porque o refinamento de um modelo estrutural a meio caminho através de um processo de execução é geralmente impossível (HARRIS e SABNIS, 1999). A Figura 2.1 mostra a seqüência de execução de um modelo reduzido sugerida por Reinhorn (2008).

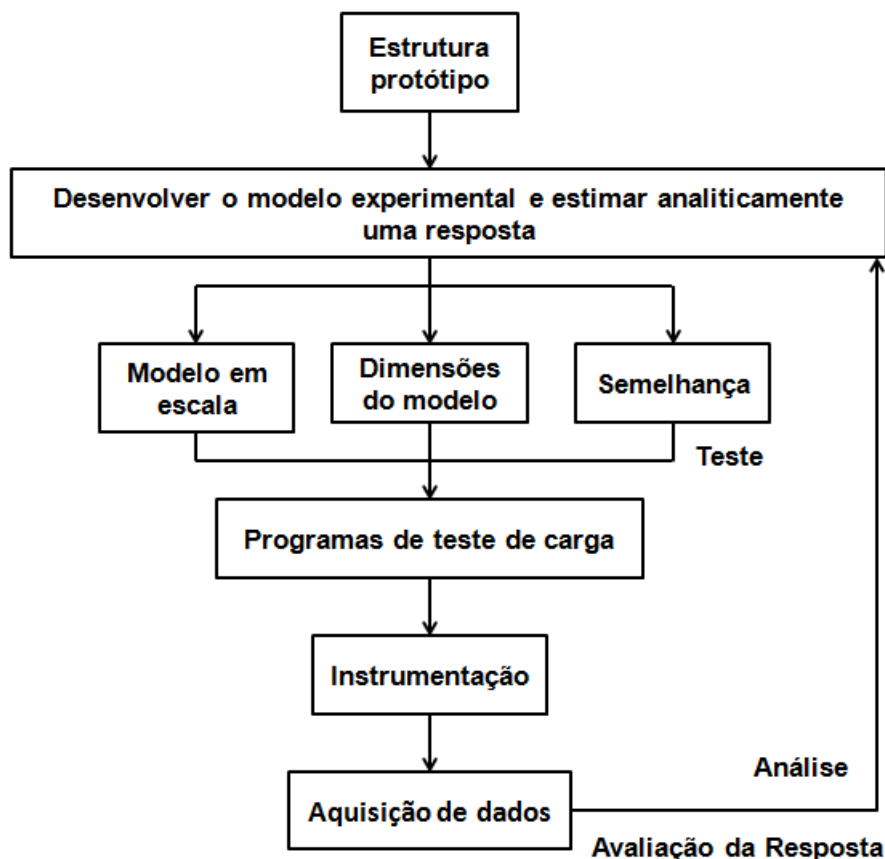


Figura 2.1: Sequência de execução do modelo de teste (REINHORN, 2008)

A seguir, mostra-se outra proposta de seqüência de execução de um modelo físico, segundo Tavares (2012):

- 1- Definir o objetivo dos testes experimentais (resposta desejada, mecanismo de falha, etc.);
- 2- Selecionar a escala, normalmente regida pelos recursos do laboratório (espaço, dispositivos de carregamento, etc.);
- 3- Seleção do tipo de material do modelo;
- 4- Condições de semelhança. Pode não obedecer a um modelo real;
- 5- Projeto do modelo e plano de fabricação;

- 6- Instalação de sensores para medir a resposta da estrutura;
- 7- Salvar e armazenar os dados experimentais (aquisição de dados);
- 8- Observar a resposta e análise de dados, e ter um diário de todas as atividades experimentais.

Segundo Gomes (1993), uma classificação geral dos tipos de modelos físicos, passíveis de aplicação a problemas geotécnicos, em função da natureza das grandezas envolvidas, objetivos visados e infraestrutura disponível, pode ser apresentada pela Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Tipos de modelos em problemas geotécnicos (GOMES, 1993)

Classe	Tipos de Modelos	Princípios Básicos
I	Modelos Absolutos ou de Similitude Completa	Simulação plena de todas as grandezas intervenientes no fenômeno analisado.
II	Modelos Relativos ou de Similitude Restrita	<p>Simulação apenas das grandezas mais relevantes ao fenômeno analisado.</p> <p>II.A Mesmo material do protótipo e em condições similares (modelos de similitude imperfeita).</p> <p>II.B Mesmo material do protótipo e em diferentes estados iniciais.</p> <p>II.C Material equivalente ao usado no protótipo.</p> <p>II.D Simulação do campo gravitacional.</p>
III	Modelos Distorcidos	Simulação obtida através da adoção de diferentes escalas para grandezas de mesma base dimensional.
IV	Modelos Analógicos	Simulação obtida através da correlação entre os fenômenos qualitativamente distintos, mas regidos por equações de mesma estrutura formal.

2.2. TIPOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

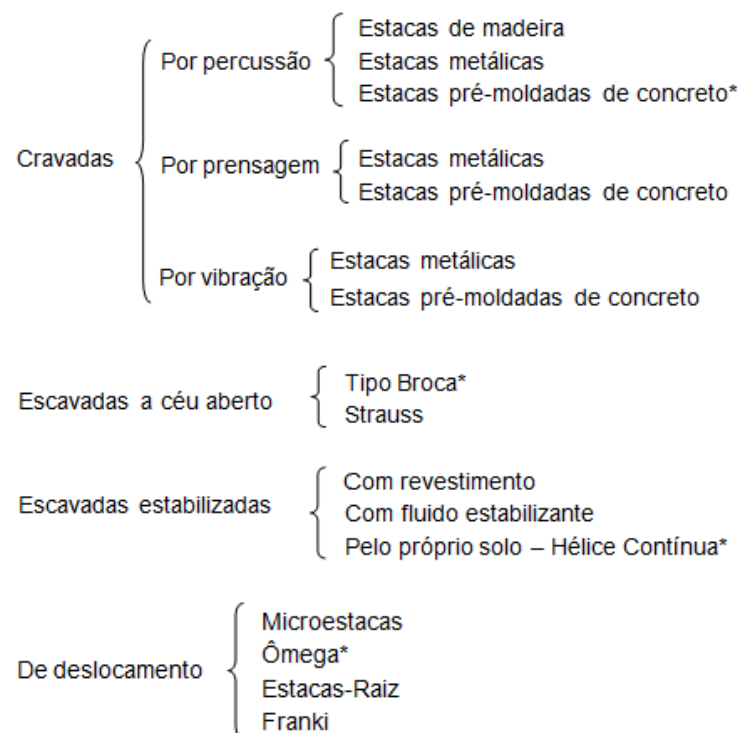
As fundações se dividem basicamente em rasas e profundas. A principal diferença entre elas está no surgimento ou não de uma superfície de ruptura no terreno. Enquanto nas primeiras ocorre movimentação ou elevação na superfície do terreno, sendo que na ruptura ocorre a formação de fissuras radiais e/ou circulares; nas segundas, praticamente não há movimentação do solo na

superfície do terreno, ou seja, ocorre uma ruptura local. Dentre as fundações profundas se encontram as estacas, tubulões e caixões.

As estacas são elementos alongados, cilíndricos ou prismáticos que se cravam com um equipamento, chamado bate-estaca, ou se confeccionam no solo de modo a transmitir as cargas da edificação a camadas profundas do terreno. Estas cargas são transmitidas ao terreno através do atrito das paredes laterais da estaca contra o terreno e/ou pela ponta.

Considerando especialmente os aspectos construtivos, existe hoje uma grande variedade de estacas. Com certa frequência, um novo tipo de estaca é introduzido no mercado e a técnica de execução de estacas está em permanente evolução.

Segundo o método construtivo, as estacas podem ser classificadas de acordo com a Figura 2.2. Ressalta-se que essa figura é uma adaptação da bibliografia e nela são destacadas as estacas modeladas na presente pesquisa.



(*) Tipos de estacas utilizadas na pesquisa

Figura 2.2: Classificação das estacas de acordo com o processo executivo

As estacas escavadas são aquelas executadas *in situ* através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material. Podem utilizar ou não um processo de estabilização da perfuração. As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada do solo. E as estacas cravadas podem ser de madeira, aço e concreto; e são introduzidas no solo por três métodos de cravação: por percussão, vibração ou prensagem.

Este trabalho enfatizará os seguintes tipos de fundações: estacas cravadas, escavadas, hélice contínua e ômega. Nota-se que os tipos selecionados representam todos os grandes grupos de estacas sob o aspecto construtivo e alguns dos principais tipos de estacas executadas na atualidade. O enfoque é dado nos mecanismos de interação estaca solo em função dos processos de execução.

2.2.1. ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

São largamente usadas e possuem como vantagem em relação às estacas concretadas *in situ* um maior controle de qualidade tanto na concretagem, que é de fácil fiscalização, quanto na cravação. Além disso, podem atravessar correntes de águas subterrâneas, já as estacas moldadas no local exigiriam cuidados especiais.

A seção transversal dessas estacas é geralmente quadrada, hexagonal, octogonal ou circular, podendo ser vazadas ou não.

Existem diferentes processos para cravação das estacas pré-moldadas, como percussão, prensagem ou vibração. No entanto, o mais utilizado, em geral de modo a facilitar a passagem da estaca pelas diversas camadas do terreno, é a cravação por percussão (Figura 2.3). Para tanto, utiliza-se um tipo de guindaste especial chamado de bate-estaca que pode ser dotado de martelo (também chamado de pilão) de queda livre ou automático. Para amortecer os golpes do pilão e uniformizar as tensões por ele aplicadas à estaca, instala-se no topo desta um capacete dotado de “cepo” e “coxim”.



Figura 2.3: Cravação de estaca pré-moldada

Na execução de estacas pré-moldadas, uma questão que merece atenção é o nível de tensão gerado na cravação, porque devem ser sempre inferiores à tensão característica do concreto (recomenda-se que sejam inferiores a $0,8 f_{ck}$). Como as tensões de compressão que surgem na cabeça da estaca no momento do impacto são diretamente proporcionais à altura de queda do martelo, para evitar o esmagamento da cabeça da estaca deve-se trabalhar com alturas de queda pequenas, em geral não maiores que 1m, e adotar amortecedores. Quando a estaca precisa ser cravada a grande profundidade ou penetrar camadas resistentes, devem-se adotar martelos mais pesados (VELLOSO E LOPES, 2010). A norma NBR 6122 recomenda que o martelo tenha, no mínimo, 70% do peso total da estaca, e pelo menos 20 kN.

2.2.2. ESTACAS ESCAVADAS

As estacas escavadas são executadas por uma perfuração ou escavação no terreno (com retirada de material) que, em seguida, é preenchida com concreto ou argamassa. Podem ter base alargada executada com ferramenta especial.

As escavações podem ter suas paredes suportadas ou não, e o suporte pode ser provido por um revestimento, recuperável ou perdido, ou por fluido estabilizante.

A grande vantagem das estacas moldadas no solo em relação às pré-moldadas é permitir executar a concretagem no comprimento estritamente necessário. Quanto à capacidade de carga, as estacas moldadas no solo podem oferecer valores mais elevados do que as pré-moldadas. A qualidade das estacas moldadas no solo não depende somente da qualidade do concreto, mas também da habilidade e competência da equipe executora. Por outro lado, as estacas moldadas *in situ* podem ser executadas após a escavação (com ferramentas especiais) de solos muito duros ou mesmo rochas, materiais que não poderiam ser penetrados por estacas pré-moldadas (VELLOSO E LOPES, 2010).

Essas estacas são geralmente executadas com trado manual entre 20 cm a 40 cm de diâmetro, e por trado mecânico até diâmetros maiores. Um exemplo é a estaca tipo broca (estaca escavada com trado manual), empregada em situações em que a base fica acima do lençol d'água ou em que se possa seguramente secar o furo antes da concretagem.

Em sua execução, uma vez atingida a profundidade prevista, faz-se a limpeza do fundo, com a remoção do material desagregado remanescente da escavação. A concretagem é feita com o concreto lançado da superfície do terreno com o auxílio de funil. A norma NBR 6122 prescreve que o concreto deve apresentar f_{ck} de pelo menos 20 MPa, ter um consumo mínimo de cimento de 300 kg/m³ e apresentar um abatimento (*slump*) mínimo de 8 cm para estacas não armadas e de 12 cm para estacas armadas.

A armadura utilizada é geralmente um conjunto de ferros longitudinais amarrados com estribos em espiral. Essa armadura atende à ligação com o bloco de coroamento e, se necessário, pode ter o comprimento da estaca e resistir a outros esforços da estrutura.

Um esquema do processo executivo das estacas escavadas com fluido estabilizante pode ser visto na Figura 2.4.

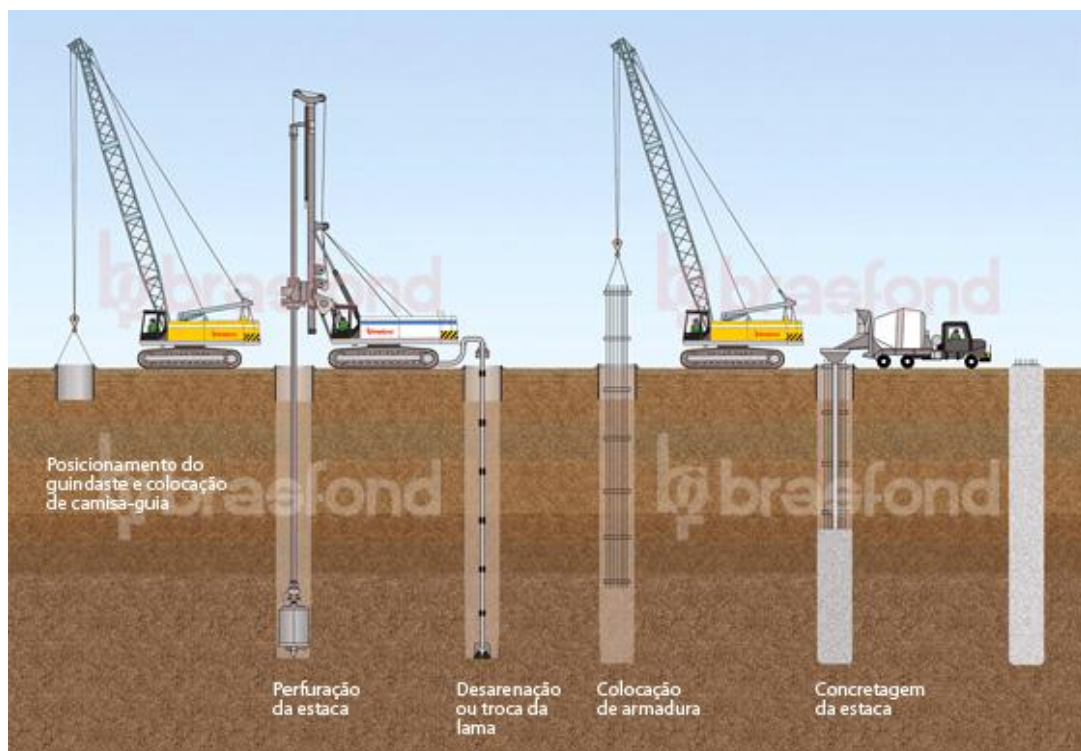


Figura 2.4: Sequência executiva da estaca escavada com fluido estabilizante (BRASFOND, 2012)

2.2.3. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

O emprego de estacas executadas com trado hélice contínua surgiu na década de 1950 nos Estados Unidos. Os equipamentos eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora que executavam estacas com diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. No início da década de 1970, esse sistema, foi introduzido na Alemanha, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão (PENNA *et al.*, 1999).

As estacas hélice contínua tiveram um grande desenvolvimento a partir da década de 1980 nos Estados Unidos, Japão e Europa, inicialmente com equipamentos adaptados para a sua execução e, posteriormente, com equipamentos apropriados e específicos para a execução destas estacas.

No Brasil, as estacas hélice contínua foram introduzidas por volta de 1987. Mas somente a partir de 1993, houve um grande progresso e desenvolvimento de seu uso. Isto começou com a importação de equipamentos específicos para executar estacas hélice contínua. A partir de então, com equipamentos importados com maior força de arranque, possibilitou-se a execução de estacas

de até 80 cm de diâmetro e comprimento máximo de 24 metros. Hoje em dia, é possível executar estacas com 120 cm de diâmetro e 32 metros de comprimento. E com a evolução crescente dos equipamentos, a gama de opções de diâmetros e profundidades tende a aumentar (ALMEIDA NETO e KOCHEN, 2003).

A execução das estacas hélice contínua pode ser dividida em três etapas: perfuração, concretagem simultânea a extração da hélice do terreno, e colocação da armadura.

A perfuração é executada por cravação da hélice no terreno por rotação (Figura 2.5), com um torque apropriado para que a hélice vença a resistência do solo, alcançando a profundidade determinada em projeto. A perfuração é executada sem que em nenhum momento a hélice seja retirada do furo. O torque é aplicado por meio de uma mesa rotativa situada no topo da hélice.



(a) Equipamento



(b) Limpeza do solo entre as pás

Figura 2.5: Execução de uma estaca hélice contínua em Campos dos Goytacazes

A haste de perfuração é constituída da hélice espiral, responsável pela retirada de solo, e um tubo central solidarizado a esta hélice. A hélice é dotada de dentes em sua extremidade inferior que auxiliam a sua penetração no solo, essa ponta da hélice é conhecida como trado. Em terrenos mais resistentes, esses dentes podem ser substituídos por pontas de vídia. Para que não haja, durante a

fase de perfuração, entrada de solo ou água na haste tubular, existe na face inferior da hélice uma tampa metálica provisória que é expulsa na concretagem. Esta tampa geralmente é recuperável.

Atingida a profundidade desejada, inicia-se a concretagem da estaca, por bombeamento do concreto pelo interior da haste tubular. Devido à pressão do concreto, a tampa provisória é expulsa. A hélice passa a ser extraída pelo equipamento, sem girar ou, no caso de terrenos arenosos, girando muito lentamente no sentido da perfuração.

O concreto é injetado sob pressão positiva. A pressão positiva visa garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca, e, para isto, é necessário que se observem dois aspectos executivos. O primeiro é garantir que a ponta do trado, durante a perfuração, tenha atingido um solo que permita a formação da bucha, para que o concreto injetado se mantenha abaixo da ponta da estaca, evitando que o mesmo suba pela interface solo-trado. O segundo aspecto é o controle da velocidade de retirada do trado, de forma que sempre haja um sobreconsumo de concreto.

Assim como a perfuração, a concretagem deve ocorrer de forma contínua e ininterrupta, mantendo as paredes onde se formará a estaca, sempre suportadas.

Durante a extração da hélice, a limpeza do solo contido entre as pás é feita manualmente ou com um limpador de acionamento hidráulico ou mecânico acoplado ao equipamento, que remove este material. O material então é deslocado para fora da região do estaqueamento com o uso de pá carregadeira de pequeno porte.

As estacas hélice contínua têm suas armaduras instaladas somente após a concretagem, isto pode ser um fator limitante do comprimento da armadura e, também, pode impossibilitar o uso destas estacas quando sujeitas a esforços de tração ou quando utilizadas como elemento de contenção. As armaduras podem ser instaladas por gravidade, por compressão de um pilão ou por vibração – sendo esta última a recomendada na literatura internacional. No Brasil, entretanto, a colocação da armadura vem sendo facilitada com a evolução da tecnologia do concreto, permitindo o desenvolvimento de novos traços melhor adaptados a esse tipo de obra. A Figura 2.6 ilustra o processo executivo da estaca hélice contínua.

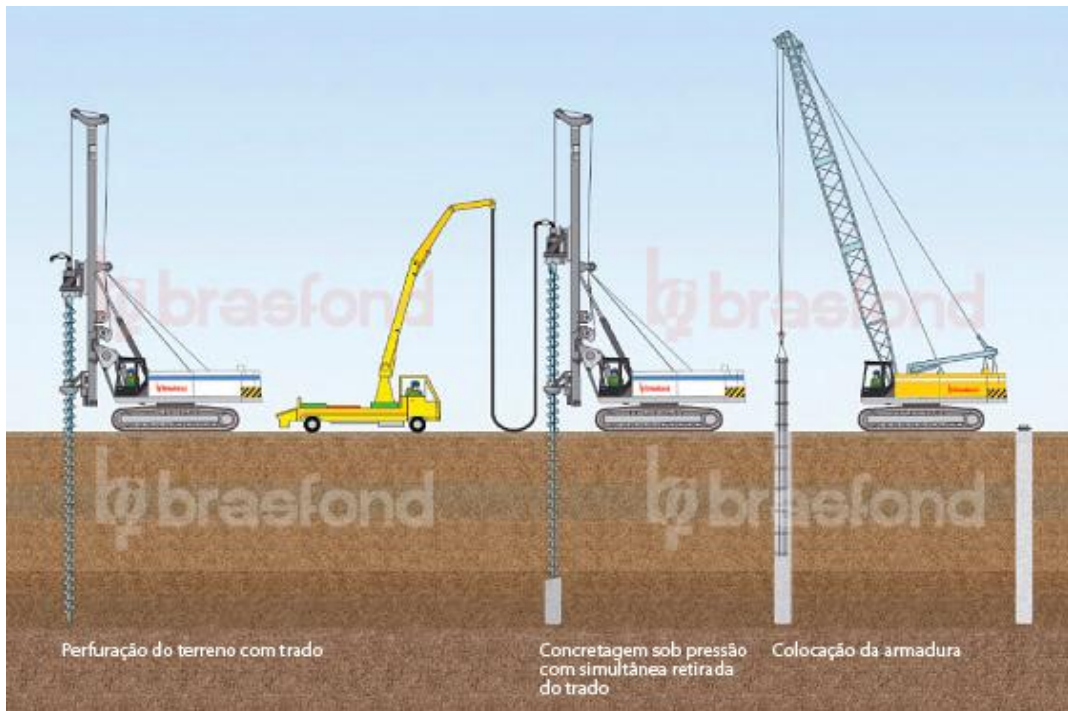


Figura 2.6: Sequência executiva da estaca hélice contínua (BRASFOND, 2012)

2.2.4. ESTACAS DE DESLOCAMENTO (TIPO ÔMEGA)

As estacas ômega são recentes no mercado, sendo consideradas estacas de última geração. Assim como a ômega, as estacas Atlas, De Waal e Spire são consideradas *screw piles* - estacas aparafusadas (BUSTAMANTE e GIANESELLI, 1998). As *screw piles* são estacas em que a perfuração é feita por um trado de forma cônica, que perfura o solo como um parafuso, com deslocamento lateral de solo.

Comercialmente, as estacas ômega foram introduzidas no mercado europeu no ano de 1995, primeiramente na Bélgica pela empresa Socofonda. Em 1996, foram introduzidas na França pela Soils & Foundation. No Brasil, estas estacas surgiram em 1997. Devido às suas características, provavelmente seu uso se disseminará pelo país e elas se tornarão bem mais populares do que são hoje em dia (ALMEIDA NETO e KOCHEN, 2003).

A ponta da hélice ômega consiste de um longo parafuso de aço de diâmetro incrementado descontinuamente no topo, com variados graus de inclinação, para cada diâmetro diferente (BOTTIAU e CORTVRINDT, 1994). A Figura 2.7 apresenta um detalhamento da ponta do parafuso hélice ômega. A

forma do parafuso foi desenvolvida de tal maneira que o volume de solo transportado entre as pás da hélice ômega pode ser armazenado em cada nível para as diferentes seções da hélice parafuso. Por exemplo, o volume entre as pás da seção VI – VI da Figura 2.7 é igual ao volume entre as pás da seção V - V. Este solo é deslocado até atingir o nível do diâmetro nominal, sendo então compactado à lateral do furo.

Todo material que, eventualmente, desmorona do furo da estaca sobre a parte superior do parafuso, é transportado pelas pás superiores em sentido à ponta, sendo posteriormente, compactado lateralmente até atingir o nível do diâmetro nominal (ALMEIDA NETO, 2002).

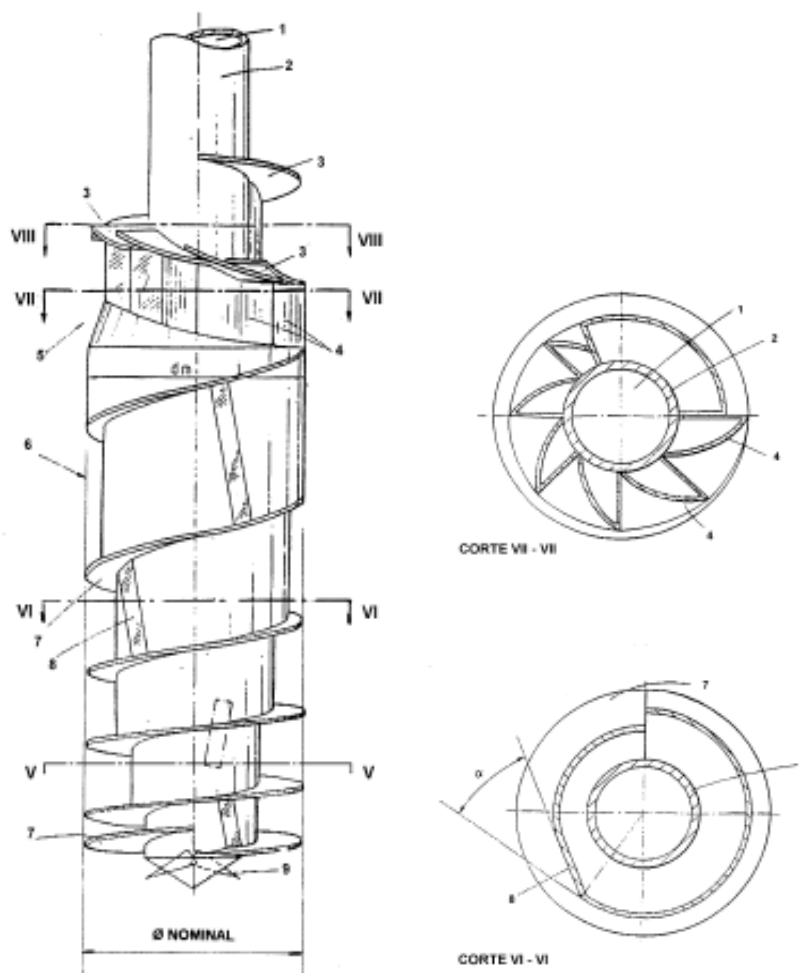


Figura 2.7: Detalhes da ponta hélice ômega (FUNDESP, 2002)

Para a Figura 2.7, a seguinte legenda se aplica:

- 1) Seção vazada do tubo por onde desce o concreto;
- 2) Tubo de aço;

- 3) Pá da hélice superior (no total a parte superior é composta de 4 pás);
- 4) Abas ou aletas metálicas;
- 5) Seccionamento do diâmetro;
- 6) Diâmetro nominal;
- 7) Pá da hélice ômega;
- 8) Ângulo de transição (marca a mudança de diâmetro);
- 9) Tampa metálica provisória.

Van Impe (1994) afirma que a combinação do passo e do diâmetro crescente na ponta do parafuso, associada à forma da parte superior do parafuso, garante melhor deslocamento lateral de solo e maior penetrabilidade à hélice parafuso da ômega, sem parcela significativa de solo transportado.

A metodologia executiva da estaca ômega é similar à da hélice contínua, diferenciando-se basicamente na etapa de perfuração.

A perfuração é executada por cravação do parafuso da estaca ômega no terreno por rotação, como um processo de aparafusamento da hélice ômega no solo, podendo ser empregada a mesma máquina utilizada para as estacas hélice contínua, com um torque apropriado, para que o parafuso vença a resistência do solo, alcançando a profundidade determinada em projeto. O torque é aplicado por meio de uma mesa rotativa, situada no topo da hélice parafuso.

Assim como para a hélice contínua, a ponta é recuperada com solda dura apropriada após desgaste e, há na face inferior da hélice, uma tampa metálica provisória recuperável, que é expulsa na fase de concretagem.

O processo de concretagem é muito similar ao da hélice contínua. Na extração do trado, o giro é mantido lento e no mesmo sentido da perfuração, garantindo o deslocamento do solo.

Como não possui hélice com pás, e não retira solo durante a sua execução, esta estaca dispensa o limpador mecânico para as pás da hélice. Não é necessária a retirada e disposição final do material de descarte. Assim sendo, também não haverá o problema de subida de concreto pelas pás.

A colocação da armadura nestas estacas pode ser feita após a concretagem, como para a hélice contínua, ou concomitante à concretagem. No Brasil, usualmente, a armadura está sendo instalada posteriormente à concretagem (Figura 2.8).

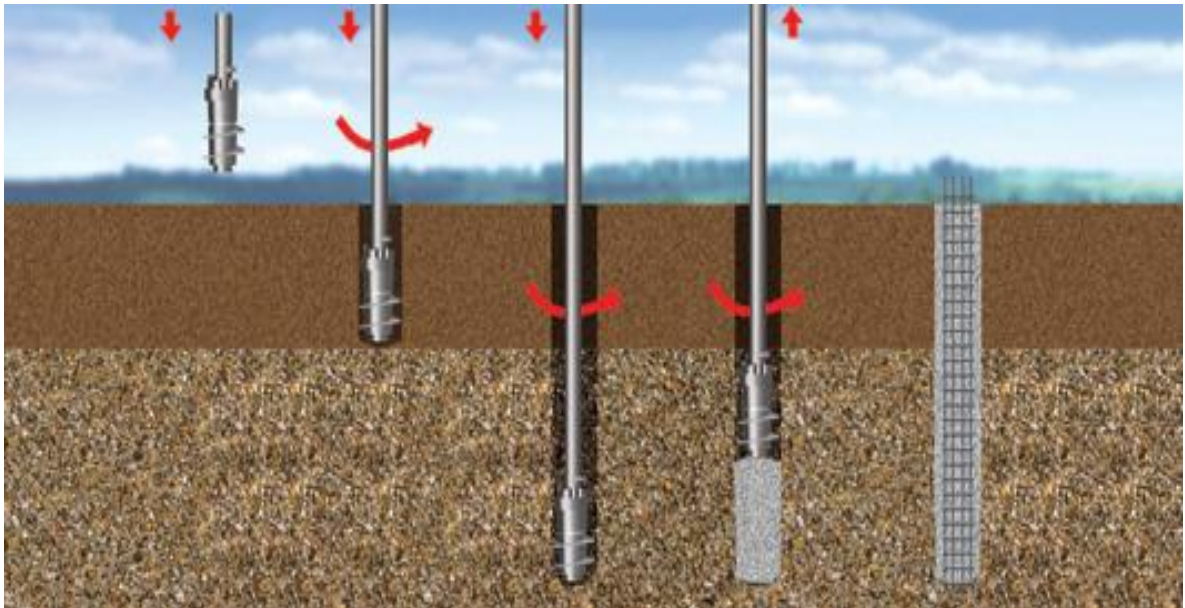


Figura 2.8: Sequência executiva da estaca ômega (GEOFUND, 2012)

2.3. EFEITO DO PROCESSO EXECUTIVO DAS ESTACAS NO SOLO

No processo de instalação de estacas no solo, seja uma estaca pré-moldada, escavada ou aparafusada, como a ômega, as propriedades do solo, e no caso de estacas moldadas *in situ*, também as propriedades do concreto sofrem alterações. Essas alterações influenciarão decisivamente no desempenho final da estaca. Mensurar essas alterações é um processo complexo, mas importante.

O processo executivo das estacas pré-moldadas de concreto mobiliza resistência principalmente na ponta, pela compactação do solo na ponta durante a cravação. Já na execução das estacas escavadas, há um alívio de tensões durante o procedimento de escavação, que pode ser recuperado ou não durante a concretagem.

Estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactos, causam um aumento na capacidade destes solos na medida em que o volume da estaca é introduzido no terreno. Se o solo já estiver muito compacto, a introdução da estaca não causará mais aumento de compactidade, mas sim deslocamento do solo, o que poderá, eventualmente, ser danoso para estacas ou estruturas já existentes.

Estacas escavadas, segundo Velloso e Lopes (2010), podem causar uma descompressão do suporte. Esta descompressão será maior ou menor dependendo do tipo de suporte. Num extremo, estariam as estacas escavadas sem suporte, em que as descompressões são pronunciadas. No outro extremo, estariam as estacas escavadas com o auxílio de camisas metálicas que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, em que o alívio é muito reduzido. No meio destes extremos, estariam as estacas escavadas com auxílio de lama bentonítica. A Figura 2.9 mostra os efeitos da execução de estacas escavadas sobre o terreno, onde se observa uma região amolgada ou plastificada de pequena espessura e uma região maior onde as tensões são reduzidas.

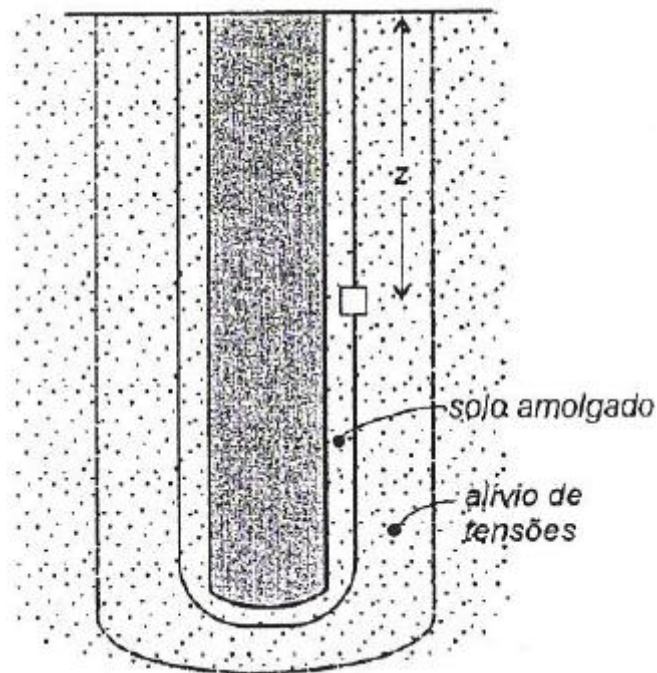


Figura 2.9: Efeito da execução de estacas escavadas

Segundo Almeida Neto (2002), os principais fatores que influenciam na alteração das propriedades do solo, devido à instalação de uma estaca hélice contínua ou ômega são:

- Variação do estado inicial de tensões devido à perfuração;
- Ação do concreto fresco no restabelecimento das tensões e
- Demora na concretagem.

A perfuração do solo, tanto para hélice contínua como ômega, causa uma alteração no estado inicial de tensões do solo. A hélice contínua desestrutura o solo e pode causar alívio de tensões de pequena ou grande magnitude, certamente influenciada pelo tipo de solo, pela qualidade da execução e da pressão do concreto, entre outros fatores. Já o parafuso da estaca ômega, por causar deslocamento do solo, compactando-o, tende a causar acréscimo de tensões, exceto em alguns casos que, dependendo do tipo de solo, pode causar alívio de tensões, por exemplo, em camadas de argilas sensíveis, também influenciado pelos mesmos parâmetros da hélice contínua.

Em solos arenosos, a maior dificuldade na execução de estacas hélice contínua é o problema de transporte do material. Se as pás da hélice retirarem material, além daquele do fuste que será substituído pelo concreto, gerará alívio de tensões nos arredores da perfuração, podendo causar deslocamentos e recalques do maciço no entorno da estaca, dependendo da quantidade de material transportado.

As tensões que o concreto fresco impõe às paredes do fuste e à base da estaca influenciarão o desempenho da fundação em relação à capacidade de carga, por atrito lateral e ponta, e aos recalques mobilizados.

A pressão do concreto pode não restabelecer plenamente o estado de tensões iniciais do solo, em razão das alterações nas propriedades do concreto, em contato com o tubo e a mangueira de concretagem e, posteriormente, com o solo e as alterações no próprio solo. Consequentemente, o concreto, por si só, não determinará a magnitude das tensões aplicadas ao solo após a concretagem.

A demora na concretagem em estacas escavadas provoca, principalmente, aumento na expansão do solo adjacente, deflagrada pelo alívio de tensões devido à escavação. No entanto, no caso das estacas hélice contínua e de deslocamento, isto não ocorre. Essas estacas são executadas em um curto espaço de tempo, e o furo está sempre suportado. No caso da hélice contínua está suportado pelas pás e o material entre as pás, e no caso da estaca de deslocamento, o furo é suportado pela própria ponta parafuso.

A pressão de injeção do concreto pode influir na capacidade de carga das estacas. Possivelmente, maior pressão de injeção leva a um maior confinamento lateral no fuste da estaca e a um maior atrito lateral na mesma. Van Impe *et al.* (1998) realizaram estudos do comportamento de estacas ômega, instrumentando-

as e modificando os parâmetros de execução, o que refletiu na forma da curva carga vs. recalque e na capacidade de carga. As estacas executadas com maior pressão de injeção e que tiveram fuste e base alargados obtiveram melhor comportamento quanto à capacidade de carga.

Para as estacas hélice contínua, podemos concluir que, os efeitos da instalação, mais até que a ômega, serão primordialmente definidos por sua correta execução, como no caso de areias, onde uma falha de execução (como a baixa velocidade de penetração da hélice) poderá causar alívio substancial de tensões no solo, nos arredores da estaca.

Silva & Camapum de Carvalho (2010) observaram que, quando as estacas são executadas em uma obra por um mesmo conjunto operador/máquina, em que o processo de execução é repetitivo e sistematizado, a energia medida durante a execução é proporcional à capacidade de carga e à energia registrada nos ensaios de campo, no caso, os ensaios SPT e CPT.

Para quantificar a energia necessária para escavar uma estaca, Silva & Camapum de Carvalho (2010) incorporaram ao software de monitoramento das estacas escavadas, especialmente das estacas tipo hélice contínua, formulações e rotinas baseadas no princípio universal da conservação de energia e batizaram as rotinas de SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci). As rotinas quantificam e registram a energia ou o trabalho realizado pelo conjunto de forças aplicadas ao helicóide durante a escavação de cada estaca do estaqueamento e tratam a população de dados coletados estatisticamente, para controlar o estaqueamento por meio das características estatísticas de uma amostra de energia correlacionada com a capacidade de carga. A amostra é obtida durante a execução de algumas estacas previamente selecionadas.

Uma importante técnica de controle estatístico de um estaqueamento tipo hélice contínua foi proposta por Silva & Camapum de Carvalho (2010). A técnica proposta, rotinas SCCAP, fundamenta-se no autocontrole da execução dos elementos de fundação a partir da medição automatizada do trabalho realizado ou da energia necessária para a escavação de cada estaca do estaqueamento, o qual é executado com equipamento tipo hélice contínua monitorada.

2.4. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Em se tratando de capacidade de carga de uma estaca, a primeira coisa a verificar é sua capacidade de resistir aos esforços atuantes sem sofrer fissuras ou se romper. De acordo com as dimensões e tipo material utilizado, cada tipo de estaca tem uma capacidade de carga estrutural específica.

Uma vez satisfeita a capacidade de carga estrutural, um sistema estaca-solo submetido a uma carga vertical resistirá a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível da ponta. Portanto, pode-se definir como capacidade de carga de um sistema estaca-solo (Q_r) a carga que provoca a ruptura do conjunto formado pelo solo e a estaca. Essa carga de ruptura pode ser avaliada através de diferentes metodologias de cálculo ou por provas de carga. Por sua vez, as metodologias de cálculo podem ser do tipo estática ou dinâmica. Os métodos estáticos se dividem em:

- **Métodos racionais ou teóricos:** utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- **Métodos semiempíricos:** se baseiam em ensaios *in situ* de penetração, como por exemplo, o SPT e o CPT.

Nos métodos estáticos, é considerado o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo. Esse equilíbrio é expresso pela Equação 1:

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

onde, Q_{ult} é a capacidade de carga da estaca; W é o peso próprio da estaca; $Q_{p,ult}$ é a capacidade de carga da ponta; e $Q_{l,ult}$ é a capacidade de carga do fuste.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as primeiras fórmulas teóricas foram desenvolvidas no início do século XX. Serão citadas neste projeto, inicialmente, as soluções para resistência de ponta, que se baseiam na Teoria da Plasticidade, em seguida, são listadas as teorias usadas para cálculo da resistência de atrito lateral.

2.4.1. MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

São inúmeras as teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972), nas quais cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca, conforme apresentado na Figura 2.10.

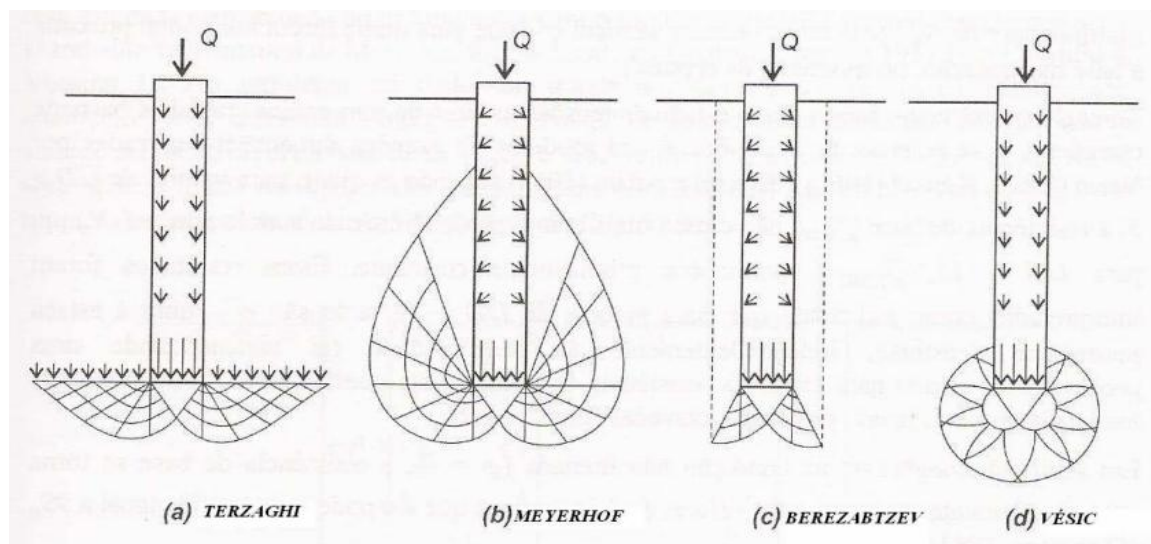


Figura 2.10: Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (LOBO, 2005)

Vários métodos teóricos podem ser utilizados para previsão da capacidade de carga resistida pela ponta, destacando-se:

- Terzaghi (1943)
- Berezantzev e colaboradores (1961)
- Skempton (1966)
- Whitaker e Cooke (1966)
- Terzaghi e Peck (1967)
- D. S. A (1973)
- O'neill e Reese (1970,1971) modificado por Engeling e Reese (1974)
- Touma e Reese (1974)
- Vésic (1975)
- Reese e Wright (1977, 1979)
- Meyerhof (1983)

Entre os métodos de cálculo da resistência lateral, podem-se citar:

- Terzaghi (1943)
- Kézdi (1965)
- Burland *et al.* (1966)
- Chandler (1966,1968)
- O'Neill e Reese (1970,1971) modificado por Engeling e Reese (1974)
- Viajayvergiya e Focht (1972)
- Burland (1973)
- D. S. A (1973)
- Touma e Reese (1974)
- Meyerhof (1976)
- Reese e Wright (1977, 1979)
- Randolph (1985)
- Fórmula Geral para Solos Arenosos

2.4.2. SOLUÇÕES SEMIEMPÍRICAS QUE EMPREGAM O SPT

Atualmente, vários pesquisadores tentam correlacionar, através de ajustes estatísticos, equações que possuem relações diretas com métodos teóricos ou métodos práticos. As relações propostas para as estacas variam de acordo com o tipo de investigação geotécnica existente, assim como o tipo de solo encontrado em cada região de cada país.

Os métodos semiempíricos são os mais utilizados no Brasil para previsão da capacidade de carga de estacas. As correlações predominantes estão baseadas no ensaio SPT (Standard Penetration Test) sendo este o ensaio mais difundido no Brasil. Os diversos métodos semiempíricos se diferenciam, especialmente, na maneira com que se faz a estimativa das parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta (MAGALHÃES, 2005).

Na maior parte dos casos, as metodologias empíricas são restritas a tipos específicos de estacas. Apresentam-se a seguir alguns dos métodos mais utilizados no Brasil. Destaca-se que estes métodos englobam as estacas

consideradas nessa pesquisa, especialmente as estacas hélice contínua e ômega.

- Aoki e Velloso (1975)
- Décourt e Quaresma (1978, 1996)
- Alonso (1996, 2000)
- Antunes e Cabral (1996)
- Teixeira (1996)
- Bustamante e Gianceselli (1998)
- Cabral *et al.* (2000) *apud* Albuquerque (2001)
- Karez e Rocha (2000)
- Vocaro e Veloso (2000)
- Monteiro (2000)
- Gotlieb *et al.* (2000)
- Peixoto (2001)
- Fundesp

2.4.3. SOLUÇÕES UTILIZADAS NA PESQUISA

Nesta pesquisa, foram utilizados para critério de comparação dos resultados dos ensaios, os métodos racionais ou teóricos. Para a resistência de ponta, foram consideradas as soluções de Terzaghi e Meyerhof, de acordo com as Equações 2 e 3, a seguir:

$$Q_{p,ult} = 1,2 c N_c + \gamma L N_q + 0,6 \gamma B/2 N_\gamma \quad (2)$$

$$Q_{p,ult} = c N_c + K_s \gamma L N_q + \gamma B/2 N_\gamma \quad (3)$$

onde, c é a coesão; B é o diâmetro da estaca; L é o comprimento da estaca; γ é o peso específico do solo; K_s é o coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próximo a ponta e varia de 0,5 para areia fofa a 1,0 para areia densa; e N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo.

A solução para solos granulares é dada pela Equação 4:

$$Q_{p,ult} = K_s \gamma L N_q \quad (4)$$

Para resistência lateral, foram considerados os métodos de Meyerhof e a Fórmula Geral para solos arenosos, utilizando as Equações 5, 6 e 7:

$$Q_{l,ult} = a + \sigma_h \tan \delta \quad (5)$$

Para solos granulares $a = 0$ e $\sigma_h = K_s \gamma L / 2 \cos \delta$, logo:

$$Q_{l,ult} = \frac{K_s \gamma L \tan \delta}{2} \quad (6)$$

A solução geral para solos arenosos é dada pela Equação 7:

$$Q_{l,ult} = K_s \sigma_v' \tan \phi' \quad (7)$$

onde os valores de K_s e δ são retirados das Tabelas 2.2 e 2.3, respectivamente:

Tabela 2.2: Valores de K_s

Tipo de Estaca	Solo Fofo	Solo Compacto
Aço	0,5	1
Concreto	1	2
Madeira	1,5	3

Tabela 2.3: Valores de δ

Tipo de Estaca	δ
Aço	20°
Concreto	$\frac{3}{4} \phi$
Madeira	$\frac{3}{4} \phi$

A solução semiempírica de Aoki e Velloso também foi utilizada para interpretação dos resultados. A expressão da capacidade de carga última do método é representada pela Equação 8:

$$Q_u = A \frac{k \cdot N_{spt}}{F1} + U \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{spt}}{F2} \Delta L \quad (8)$$

onde, A é a área da seção transversal da estaca; U é o perímetro da estaca; e ΔL é o segmento da estaca que está sendo calculado.

Os coeficientes “ $F1$ ” e “ $F2$ ” são fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta diferenças no comportamento entre a estaca e o cone estático. A Tabela 2.4 apresenta os valores de “ $F1$ ” e “ $F2$ ” originalmente propostos por Aoki & Velloso (1975), os valores propostos por Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e os coeficientes propostos por Monteiro (1997).

Os coeficientes “ k ” e “ α ” são dependentes do tipo de solo e, assim como os valores de “ $F1$ ” e “ $F2$ ”, existem trabalhos recentes que sugerem novos valores. A Tabela 2.5 mostra os valores de “ k ” e “ α ” propostos originalmente por Aoki & Velloso (1975), os valores propostos por Laprovitera (1988) e por Monteiro (1997).

Tabela 2.4: Valores de $F1$ e $F2$ (VELLOSO E LOPES, 2010)

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	$F1$	$F2$	$F1$	$F2$	$F1$	$F2$
Franki de fuste apilado					2,3	3,0
Franki de fuste fibrado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão					2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,75	3,5	2,0	3,5	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica					3,5	4,5
Strauss	3,0	6,0	4,5	4,5	2,2	2,4
Raiz	-	-	-	-	4,2	3,9
Hélice Contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

Tabela 2.5: Valores de k e α (VELLOSO E LOPES, 2010)

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia siltoargilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia argilossiltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,50	3,0
Silte arenoargiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte argiloarenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,40	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila arenossiltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila siltoarenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

2.5. RECALQUE

Recalque é todo deslocamento vertical verificado quando uma fundação é solicitada. Os tipos de recalque são divididos em: recalque total, recalque diferencial e distorção angular. O recalque total é aquele que ocorre de maneira uniforme nos pontos de fundação, sendo dividido em recalque imediato e recalque secundário (por adensamento).

2.5.1. MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUE EM ESTACAS

Pode-se estimar por diversos métodos o recalque em estacas isoladas. Entre eles destacam-se os Métodos de Transferência de Carga, Métodos Elásticos e os Métodos Numéricos.

O Método de Transferência de Carga proposto por Coyle e Reese (1966), foi bastante utilizado nas décadas de 70 e 80, porém atualmente é pouco usado.

Os Métodos Numéricos vêm sendo atualmente bastante aplicados pois sua análise é bastante prática e fornece bons resultados. Os principais métodos

utilizados são baseados no M.E.F (Método dos Elementos Finitos) e no M.E.C (Método dos Elementos de Contorno).

Os Métodos Elásticos, baseados na Teoria da Elasticidade, são atualmente os mais empregados na previsão de recalque de estacas. Tais métodos consistem em dividir a estaca em elementos e tentar encontrar a compatibilidade de deslocamento do solo e da estaca. O deslocamento do solo é calculado usando a equação de Mindlin (1936). A grande diferença entre os métodos é de como discretizar o carregamento ao longo da estaca (MAGALHÃES, 2005).

Alguns métodos elásticos para a previsão de recalque encontrados na literatura são:

- Poulos e Davis (1980)
- Aoki e Lopes (1975)
- Randolph e Wroth (1978)
- Randolph (1985)

Os métodos elásticos que foram analisados neste projeto para a previsão de recalque são os de Poulos e Davis (1980) e Randolph (1985). O método de previsão de recalque baseado na Teoria da Elasticidade, uma contribuição de Poulos e Davis, tem a seguinte definição (Equação 9):

$$w = Qr I_o / E B \quad (9)$$

onde, w é o recalque em mm; Qr é a carga de ruptura da estaca; I_o é o fator de influência; E é o módulo de elasticidade; e B é o diâmetro da estaca.

Já o método de Randolph é definido de acordo com a Equação 10:

$$\frac{Q}{w r_o G} = \left(\frac{\frac{4n}{(1-\nu)\Omega} + \frac{2\pi}{\xi} \frac{L}{r_o} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \rho}{1 + \frac{4n}{(1-\nu)\Omega} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{L}{r_o} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L}} \right) \quad (10)$$

onde, Q é a carga aplicada; w é o recalque; r_o é o raio da estaca; L é o comprimento da estaca; G_m é o módulo de elasticidade transversal, definido em função do módulo de elasticidade longitudinal e do coeficiente de Poisson conforme a Equação 11;

$$Gm = \frac{Em}{2.(1-\nu)} \quad (11)$$

ξ é dado pela Equação 12;

$$\xi = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) \quad (12)$$

r_m é o raio máximo definido pela Equação 13;

$$r_m = 2,5.L.(1 - \nu) \quad (13)$$

μ é dado pela Equação 14;

$$\mu = \frac{1}{r_o} \left(\frac{2}{\varepsilon\lambda}\right)^{1/2} \quad (14)$$

2.6. PROVAS DE CARGA

As provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo as únicas efetivamente confiáveis (MILITITSKY,1991). A importância das provas de carga estáticas se justifica por representar, em verdadeira grandeza, o complexo comportamento de interação solo-estaca, reproduzindo de forma muito próxima às condições de funcionamento a que a estaca será submetida (LOBO, 2005).

De acordo com Albuquerque (2001), os principais motivos de execução de provas de carga são:

- Segurança contra a ruptura para certa carga de trabalho;
- Análise da integridade estrutural do elemento de fundação;
- Definição da carga de ruptura;
- Obtenção do comportamento curva carga vs. recalque.

A norma NBR 6122/2010 apresenta, como objetivo maior das provas de carga, a avaliação da deformação e da resistência do solo devido ao efeito de um carregamento.

A prova de carga pode ser realizada por ensaios de carga estática ou carga dinâmica, segundo as normas brasileiras NBR 12131 (ABNT, 2006) e NBR 13208 (ABNT, 2007), respectivamente.

A prova de carga estática representa melhor, de maneira geral, a forma de carregamento a qual a fundação será solicitada, entretanto é uma prova que exige um grande sistema de reação, o que pode encarecer a sua execução. Tal prova de carga pode ser realizada com carregamento do tipo: lento, rápido ou misto, conforme proposição de Alonso (1997).

Segundo Alonso (2000a), a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca, pois os ensaios dinâmicos não prescindirão de correlações. O autor cita que infelizmente as tradicionais provas de carga estáticas vêm sendo substituídas pelos ensaios dinâmicos, com a conivência da norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), sendo que existe uma distância grande ao se dizer que o ensaio dinâmico pode substituir o estático.

2.6.1. CURVA CARGA VS. RECALQUE

O resultado de uma prova de carga sobre uma estaca isolada é interpretado através da curva carga vs. recalque, que transmite o comportamento da interação solo-estaca.

Segundo Niyama *et al.* (1996), a curva carga vs. recalque obtida em prova de carga de estacas isoladas pode ser dividida em três regiões, representadas na Figura 2.11:

- I- A primeira região é de quase proporcionalidade entre as cargas e os recalques;
- II- A segunda é a de deformação viscoplástica. Nesta região, a velocidade de carregamento influi muito sobre os recalques; e
- III- A terceira corresponde à região de ruptura, é a parte da curva que define a carga de ruptura (Q_r).

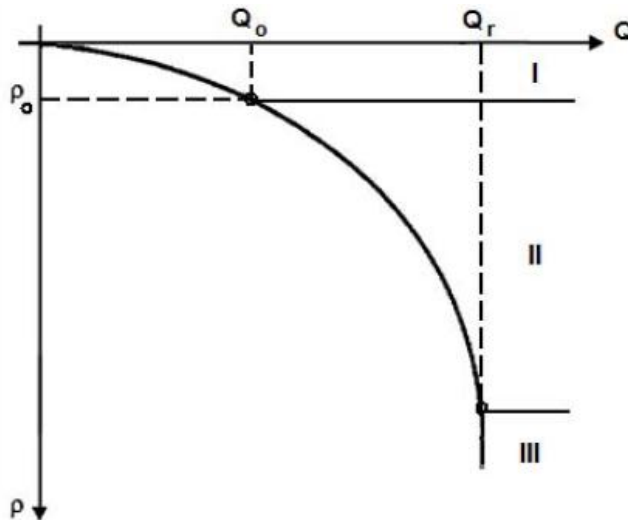


Figura 2.11: Gráfico carga vs. recalque (VARGAS, 1977)

Quando a ruptura não é definida, seja pela interrupção da prova de carga por motivos de custo, prazo, sistema de reação insuficiente ou precaução, para não danificar o elemento estrutural ensaiado, recomenda-se extrapolar a curva carga vs. recalque (ALONSO, 1991).

Porém, Niyama *et al.* (1996) adverte que o ideal é levar a prova de carga à ruptura ou à ocorrência de grandes recalques.

De acordo com o traçado da curva vs. carga recalque pode-se ou não determinar qual seria a carga última da estaca. A Figura 2.12 mostra três alternativas de curvas carga vs. recalque numa prova de carga.

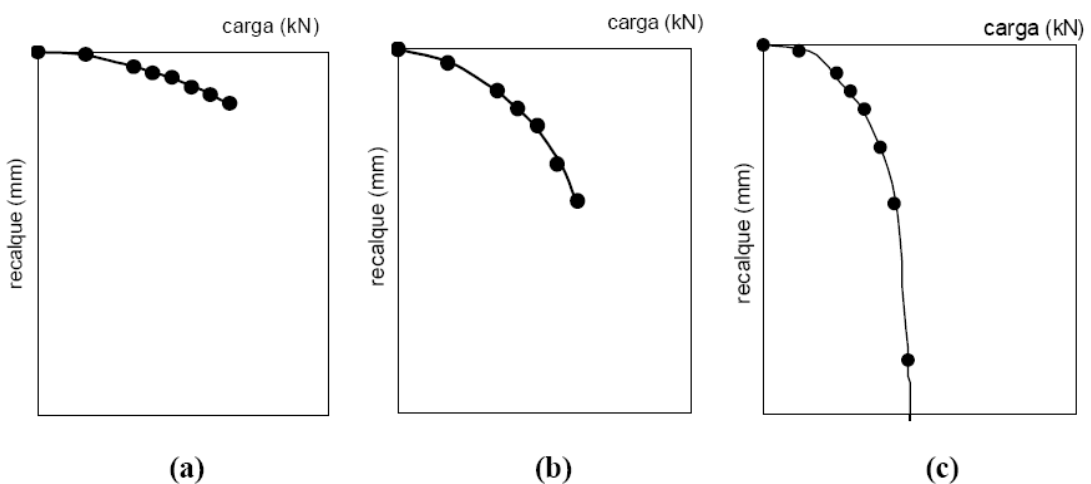


Figura 2.12: Alternativas de curvas carga vs. recalque em provas de carga (MAGALHÃES, 2005)

Quando se interrompe a prova de carga em um trecho ainda elástico (Figura 2.12a), torna-se difícil determinar corretamente o valor da carga última. Quando se estende a prova de carga até esta atingir o início da plastificação do sistema estaca-solo (Figura 2.12b), a estimativa da carga última é possível de ser realizada. Geralmente, essa estimativa é bem sucedida quando o ensaio atinge 75% da carga de ruptura da estaca. Em uma prova de carga, quando para um pequeno acréscimo de carga, ocorrem grandes deformações (Figura 2.12c), a carga última fica claramente evidenciada, não necessitando de métodos de extrapolação.

Segundo Melo (2009), com as curvas limitadas entre 70 e 79% da carga máxima atingida no ensaio, a grande maioria dos resultados apresentaram carga estimada menor, o que pode ser um fator positivo com relação à segurança. Mas de modo geral, para as cargas de ruptura estimadas, em provas de carga interrompidas a cargas acima de 80% da carga máxima, nenhuma das análises (gráfica, estatística) indicaram diferenças significativas, nem limitações à aplicação do método baseado no Conceito de Rigidez entre tipos de estacas, nem entre os campos experimentais.

2.6.2. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DA CURVA CARGA VS. RECALQUE

Os métodos para determinação da carga última da estaca podem ser subdivididos em quatro grupos: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e da forma matemática.

No primeiro grupo de métodos, a carga última é fixada em função de um valor de recalque máximo, como os métodos de Davisson (1973), NBR 6122/10, Terzaghi (1943) e alguns códigos de obras como de Boston e Nova Iorque.

No segundo grupo, a carga última corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca, como exemplo tem-se Brinch-Hansen (1963).

No terceiro grupo, definem-se duas retas na curva carga vs. recalque, representando as fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, a carga última corresponde ao ponto de interseção das retas, como os métodos de Butler & Hoy (1977), De Deer (1967) e Camapum de Carvalho *et al.* (2008).

O quarto grupo de métodos parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio a uma curva de formulação conhecida: hiperbólica no método de Chin (1970), exponencial no método de Van Der Veen (1953), parabólica no método de Mazurkiewicz (1972) e polinomial por Massad (1986) (HACHICH *et al.*, 1996).

Também deve ser considerado o método do Conceito de Rigidez apresentado por Décourt (1996), que conduz a resultados da carga limite através do Gráfico de Rigidez, permitindo a visualização da “distância” que se está da ruptura e identificando o domínio de transferência de carga pela ponta e o domínio de transferência pelo atrito lateral (DÉCOURT, 2008).

Segundo Melo (2009), os limites de atrito lateral e de ponta, obtidos pela metodologia proposta por Décourt (2008), são aproximados e podem ser aplicados tanto para verificar resultados de instrumentação como fornecer informações em projetos através de provas de carga comuns. Entretanto, Melo (2009) alertou que a escolha do ponto de regressão é fundamental. Esta decisão, a escolha dos pontos de ajuste dos domínios de ponta e de atrito lateral, depende da interpretação do observador que deve estar atento à mudança de comportamento da curva carga vs. recalque, aos coeficientes de correlação, ao recalque elástico (para estacas longas) e às experiências anteriores.

Melo (2009) ainda observou que, na análise das provas de carga interrompidas prematuramente, verificou-se que as porcentagens de resultados concordantes com os resultados obtidos no campo decresciam conforme diminuía a extensão da curva carga vs. recalque. Salientou que o método baseado no Conceito de Rigidez se demonstrou adequado às propostas de determinação da carga limite, à separação aproximada entre a carga de ponta e o atrito lateral, à avaliação da qualidade da prova de carga e à depuração de dados de ensaios. Sugeriu ser importante para a eficácia da ferramenta que as provas de carga sejam feitas com o máximo de estágios de carregamento possíveis, que não apresentem problemas em sua execução e que se deve tomar muito cuidado com a manipulação e interpretação dos valores obtidos no ensaio.

Segundo Amann (2008), os métodos que extrapolam a curva carga vs. recalque por ajuste matemático são muito usados no Brasil, mas necessitam de refinamento para expressar o comportamento da estaca mais adequadamente.

Os principais métodos de estimativa de ruptura baseados na extrapolação, convenção ou interpolação da curva carga vs. recalque são apresentados a seguir. Destaca-se que o Anexo A apresenta detalhadamente a forma de aplicação desses métodos.

- Davisson (1972)
- NBR 6122 (2010)
- Inclinação da tangente
- Van der Veen (1953)
- Porcentagem do diâmetro
- De Beer (1967-1968)
- Housel (1956)
- Mazurkiewicz (1972)
- Massad (1986)
- Chin (1970)
- Décourt (1996)
- Brinch Hansen (1963)
- Butler e Hoy (1977)

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta o critério utilizado para seleção do material a ser utilizado no tanque, a metodologia empregada para compactação da areia, execução dos protótipos de estaca em modelo reduzido, instrumentação dos modelos, além dos ensaios realizados para caracterização do material.

A metodologia adotada nessa pesquisa segue a sequência proposta por Tavares (2012), resumida a seguir:

- 1- *Definição do objetivo dos testes experimentais*: conforme já descrito no item 1.2, o programa experimental se propõe a avaliar o efeito do processo executivo através de modelos reduzidos de diferentes escalas;
- 2- *Seleção da escala*: foram definidas 3 escalas para estudo, sempre obedecendo a relação diâmetro comprimento das estacas da ordem de 1:30 (Diâmetro:Comprimento). O menor modelo teve suas dimensões limitadas à logística necessária para moldagem das estacas que nesse caso se restringiu a um diâmetro maior que 2cm (comprimento igual a 60cm). Para o limite superior, as dimensões do tanque limitaram o comprimento da estaca em 180cm (diâmetro igual a 6cm). Uma escala intermediária foi considerada, com diâmetro igual a 4cm (comprimento igual a 120cm);
- 3- *Seleção do tipo de material dos protótipos*: o material utilizado para execução das estacas foi o grout, que possui resistência maior do que o concreto e é mais fluido, permitindo a concretagem através dos trados menores;
- 4- *Condições de semelhança*: de acordo com a Tabela 2.1, nosso modelo se enquadra na Classe III de Modelos Distorcidos, que simulam através de diferentes escalas as grandezas de mesma base dimensional;
- 5- *Projeto do protótipo e plano de fabricação*: o projeto e a fabricação dos modelos reduzidos estão descritos no item 3.3 desse capítulo;
- 6- *Sensores para medir a resposta da estrutura*: a resposta das estacas foi medida através de extensômetros e a carga aplicada, através de anel dinamométrico. Os detalhes da instrumentação podem ser vistos no item 3.3.6;

- 7- *Armazenamento dos dados experimentais*: durante a execução do programa experimental foi elaborado um diário de todas as atividades executadas. A aquisição de dados foi feita manualmente e para armazenamento, os dados foram digitalizados;
- 8- *Análise de dados*: os resultados dos ensaios e a análise dos dados estão descritos no Capítulo 4.

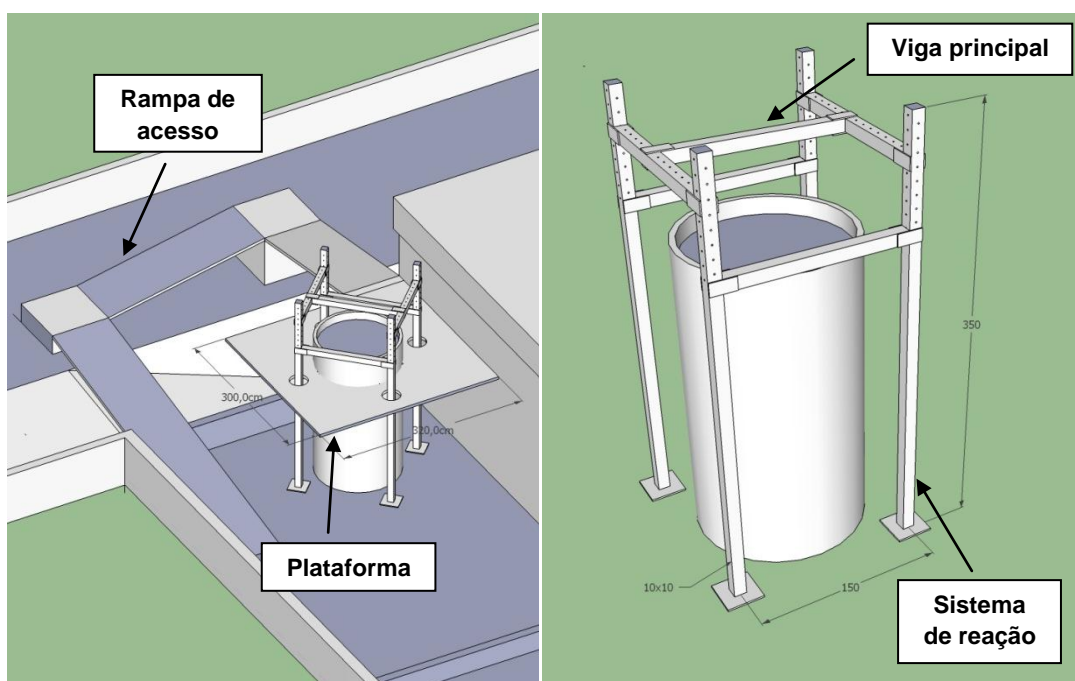
3.1. TANQUE DE ENSAIO

O tanque utilizado nesta pesquisa foi construído no Campus da Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF, ao lado do prédio da Prefeitura da UENF. O tanque cilíndrico possui diâmetro igual a 1,40 m e profundidade igual a 2,50 m (Figura 3.1). A Figura 3.2 apresenta o esquema construtivo do tanque.



Figura 3.1: Imagem do tanque utilizado na pesquisa.

O tanque é constituído por anéis de concreto, é drenado e possui espaço suficiente para compactação manual do material de preenchimento. Na parte inferior, possui uma janela para facilitar a retirada do material. Possui um sistema de reação ancorado no terreno, com possibilidade de ajuste da posição da viga principal, tanto na vertical como na horizontal. Uma rampa de acesso de madeira isolada do tanque e um sistema de reação permite a mobilidade do pessoal técnico de forma segura.



(a) Rampa de acesso e plataforma

(b) Sistema de reação

Figura 3.2: Estrutura do tanque utilizado para os ensaios

3.2. MATERIAL DE PREENCHIMENTO DO TANQUE

O material escolhido para representar o maciço de fundação foi uma areia quartzosa, encontrada na Região de Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro. Esse solo foi selecionado pela sua representatividade do maciço de fundação característico da Região, o que pode permitir, em trabalhos futuros, a comparação com provas de carga realizadas em estacas de tamanho real.

A seguir são apresentadas as características química, mineralógicas e granulométricas da areia.

3.2.1. COMPOSIÇÃO QUÍMICA

Na análise por espectrometria dispersiva de raios-X, os resultados são apresentados na forma de óxidos. Observa-se na Tabela 3.1 que os maiores valores encontrados são de óxidos de silício, alumínio e potássio. Em menores porcentagens encontram-se os óxidos de ferro (III), de enxofre, de cálcio e de titânio.

Tabela 3.1: Composição química da areia utilizada

Elemento	Porcentagem (%)
SiO ₂	77,093
Al ₂ O ₃	11,951
K ₂ O	4,990
Fe ₂ O ₃	1,942
SO ₃	1,922
CaO	1,153
TiO ₂	0,408

3.2.2. COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA

A areia é caracterizada pelo ensaio de Difração de Raio-X como uma areia quartzosa, com presença de ortoclásio, caulinita e resquícios de anatásio, como mostrado na Figura 3.3.

O ortoclásio é um feldspato que explica a presença de K (potássio), Al (Alumínio) e Si (Silício) na eflorescência. A caulinita também justifica a presença do Al (Alumínio) e Si (Silício), além do anatásio que justifica o Ti (Titânio) no EDX.

Alguns dos outros elementos identificados pelo EDX (Fe, Ca, S) podem estar ocupando interstícios na estrutura cristalina dos minerais identificados ou pode estar acontecendo uma substituição isomórfica. O material natural também traz impurezas que podem acabar alterando a composição.

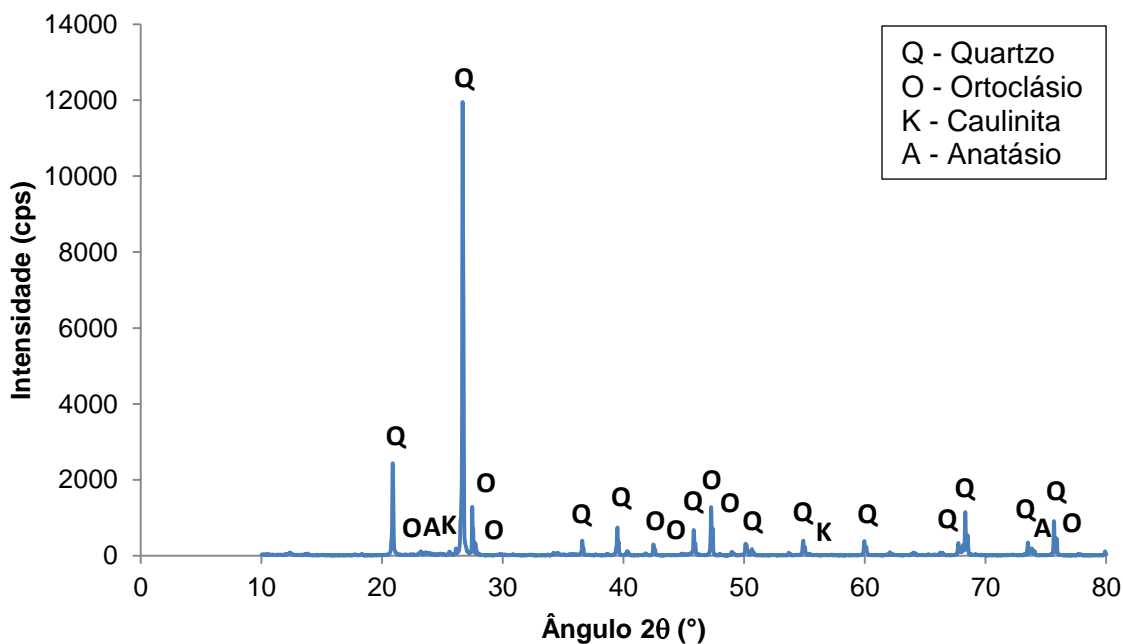


Figura 3.3: Resultados do DRX da areia utilizada

3.2.3. GRANULOMETRIA

Através do ensaio de granulometria podemos perceber que o material é composto basicamente por areia e pouco pedregulho fino, como mostrado na Tabela 3.2. Pelo sistema unificado de classificação dos solos (USCS), a areia é classificada com SP, ou seja, areia mal graduada, areia pedregulhosa, com pouco ou nenhum fino.

Tabela 3.2: Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	2,80	60,04	34,62	1,84	0,70	-	SP

A Tabela 3.3 ilustra os dados de diâmetros característicos, coeficientes de curvatura e uniformidade. O gráfico relativo à distribuição granulométrica pode ser visto na Figura 3.4.

Tabela 3.3: Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D ₁₀	D ₁₅	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₅	Cc	Cu
0,3307	0,3985	0,5381	0,7141	0,8021	1,5725	2,4	1,1

A densidade real dos grãos encontrada foi de 2,67 g/cm³ e a umidade higroscópica de 0,16%.

A forma dos grãos é aproximadamente arredondada.

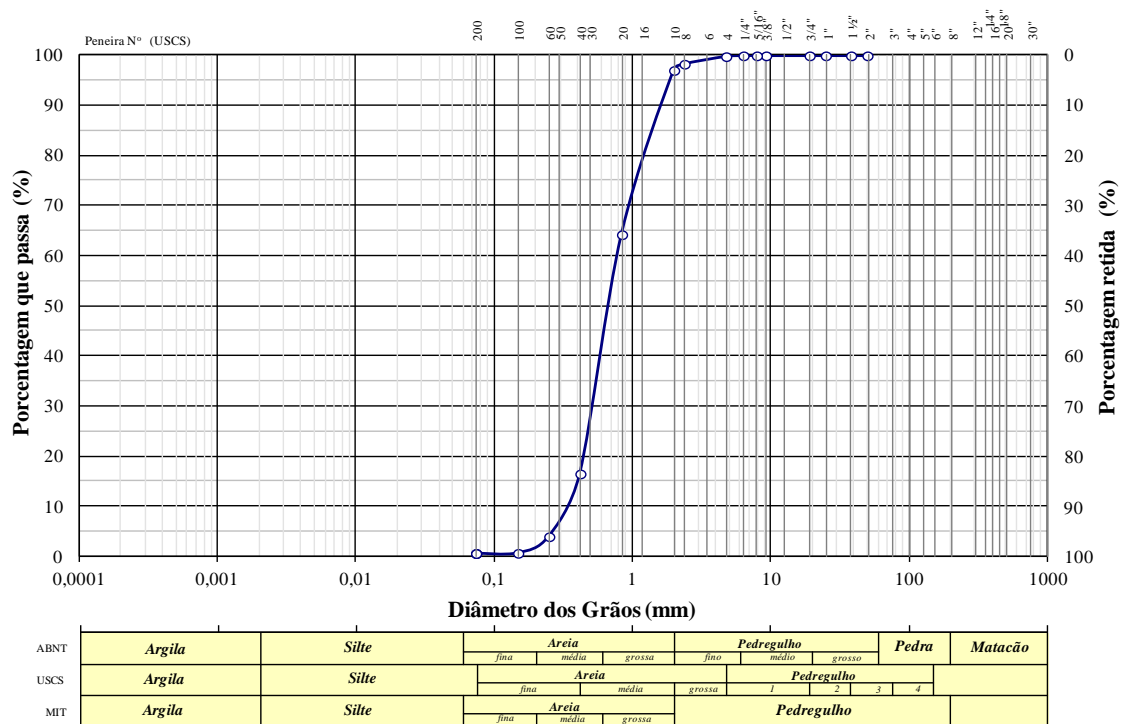


Figura 3.4: Curva granulométrica da areia utilizada

3.3. METODOLOGIA

A metodologia do programa experimental está ilustrada na Figura 3.5.

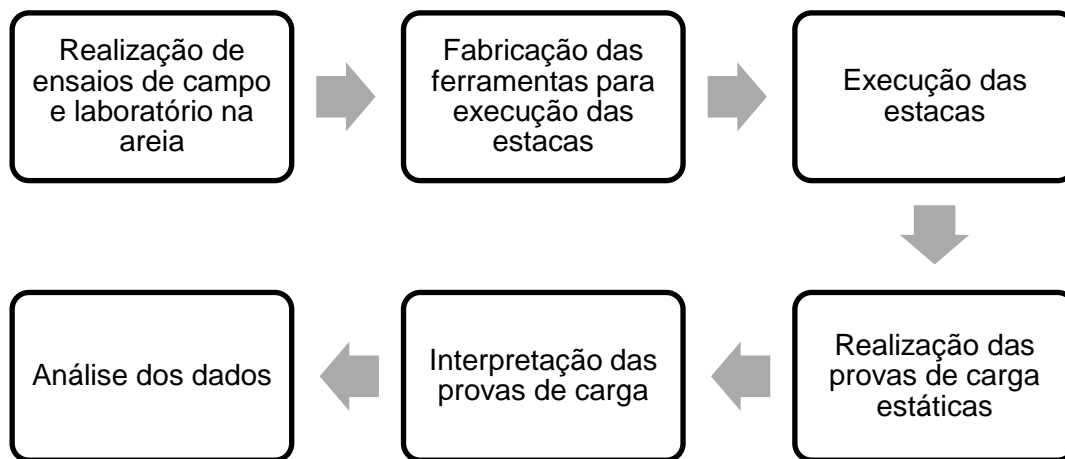


Figura 3.5: Fluxograma demonstrativo das etapas para execução do programa experimental e análise dos dados.

Nesta metodologia destacam-se seis etapas que foram executadas na seguinte ordem:

- *Realização de ensaios para caracterização e obtenção de parâmetros de resistência e densidade da areia:* em função da necessidade de se obter parâmetros confiáveis dos materiais e se permitir a interpretação correta do comportamento das estacas;
- *Fabricação das ferramentas para execução das estacas:* devido à escala reduzida dos modelos adotados foi necessário o desenvolvimento de um conjunto de ferramentas. Basicamente são ferramentas para cravação, escavação e concretagem para cada tipo específico de estaca;
- *Execução das estacas:* foi adotado um procedimento específico para cada tipo de estaca buscando simular os mesmos procedimentos de campo, respeitando os níveis de energia e tensões nas estacas cravadas;
- *Realização das provas de carga estáticas de carregamento rápido, segundo a NBR 12131:* o programa experimental relativo às provas de carga foi realizado em duas etapas. A primeira etapa, com o tanque

preenchido com área fofa, corresponde à fase de teste. Nessa fase foram executadas 6 provas de carga com o objetivo de aferir os procedimentos de ensaio, tendo em vista a reduzida escala das estacas utilizadas. Na segunda, com o tanque preenchido com área densa, foram executadas 12 provas de carga. Nessa fase buscou-se obter os resultados necessários para a interpretação do comportamento das estacas, de acordo com os objetivos do presente trabalho. Cada etapa exigiu uma montagem do tanque;

- *Interpretação das provas de carga*: são observados tanto a capacidade de carga quanto o recalque, admitindo diferentes métodos de interpretação de provas de carga sugeridos pela literatura nacional e internacional. A interpretação das provas de carga é apresentada no Capítulo 4;
- *Análise dos dados*: faz-se a comparação dos resultados obtidos nas provas de carga com previsões realizadas através de métodos de cálculo de capacidade de carga e recalque encontrados na literatura e normalmente usados na Engenharia Geotécnica. A análise visa a avaliação, principalmente, do efeito escala e do processo executivo das estacas. A análise dos dados é apresentada no Capítulo 4.

3.3.1. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO

Após a compactação da areia dentro do tanque, foi determinada a densidade com a cravação de anel e frasco de areia, como mostrado na Figura 3.6. Esse procedimento foi executado nas duas etapas de montagem do tanque.

Em seguida, foram feitos ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxial (CD) no material com as mesmas densidades de campo. O principal objetivo dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial é a determinação das propriedades geomecânicas do solo: módulos de deformabilidade (E e ν) e parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'). Os resultados dos ensaios são apresentados no Capítulo 4.



(a) Retirada do material



(b) Preparação do solo



(c) Frasco de areia



(d) Cravação do anel na areia



(e) Retirada do anel



(f) Limpeza do anel

Figura 3.6: Procedimentos dos ensaios de densidade *in situ*

3.3.2. TIPOS DE ESTACAS ENSAIADAS

Os quatro tipos de estacas consideradas, envolvem os principais métodos construtivos: cravada, escavada, hélice contínua e ômega. Para cada tipo, foram executados três modelos reduzidos em escalas diferentes. A relação de diâmetro e comprimento utilizada foi igual a 1:30, aproximadamente. Essa relação indica que os protótipos possuem características de estacas curtas e esbeltas. Destaca-se que, atualmente, a maioria das obras de fundações da Cidade de Campos dos Goytacazes utiliza relações diâmetro:comprimento dessa ordem de grandeza. As características das estacas utilizadas podem ser vistas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Características das estacas utilizadas na pesquisa

		Tipo de Estaca				Diâmetro D (cm)	Comprimento L (cm)	D/L	Fator Escala (**)
		Cravada (*)	Escavada	Ômega	Hélice				
Densidade da areia	Fofa	E01 / E04	-	-	-	1,5	60	1:40	1:40
		E02 / E05	-	-	-	3,6	130	1:36	1:17
		E03 / E06	-	-	-	6	200	1:33	1:10
	Densa	E01	E04	E07	E10	2	60	1:30	1:30
		E02	E05	E08	E11	4	120	1:30	1:15
		E03	E06	E09	E12	6	180	1:30	1:10

(*) As estacas E04, E05 e E06 do tanque com areia fofa são as mesmas estacas E01, E02 e E03, que foram recravadas após os primeiros ensaios.

(**) Fator escala aproximado tomando como referência uma estaca de 60 cm de diâmetro e 20 metros de comprimento, que corresponde a uma fundação hélice contínua típica da Região de Campos dos Goytacazes.

Os valores de diâmetro mostrados na Tabela 3.4 foram os propostos para a pesquisa, porém há uma diferença entre os valores propostos e os reais. Ao final dos ensaios, as estacas foram retiradas e os diâmetros reais foram medidos para correção desses valores nas previsões de capacidade de carga e recalque. Nesse trabalho serão feitas referências às estacas de acordo com os diâmetros apresentados na Tabela 3.4.

3.3.3. POSICIONAMENTO DAS ESTACAS NO TANQUE

Segundo a norma NBR 12131, a distância livre mínima entre o sistema de reação e a estaca ensaiada deve ser superior a três vezes o diâmetro da maior seção transversal da estaca ou ao menos 1,5m. Esta distância livre é medida do eixo da estaca ao ponto mais próximo do eixo do bulbo dos tirantes ou estacas tracionadas. Nesse trabalho, não foi possível garantir o segundo critério, mas a distância mínima foi adotada igual a 40cm, que se considera satisfatória.

Neste projeto, as estacas foram dispostas no tanque respeitando a distância mínima de três vezes o diâmetro da maior escala ($d=6\text{cm}$). Os esquemas de distribuição das estacas nos tanques com areia fofa e densa podem ser visualizados nas Figuras 3.7 e 3.8. As medidas estão em metros.

No tanque com areia fofa, cada estaca foi ensaiada à compressão duas vezes e no tanque com areia densa, cada estaca foi ensaiada uma vez à compressão e posteriormente, ensaiada à tração para obtenção da resistência lateral.

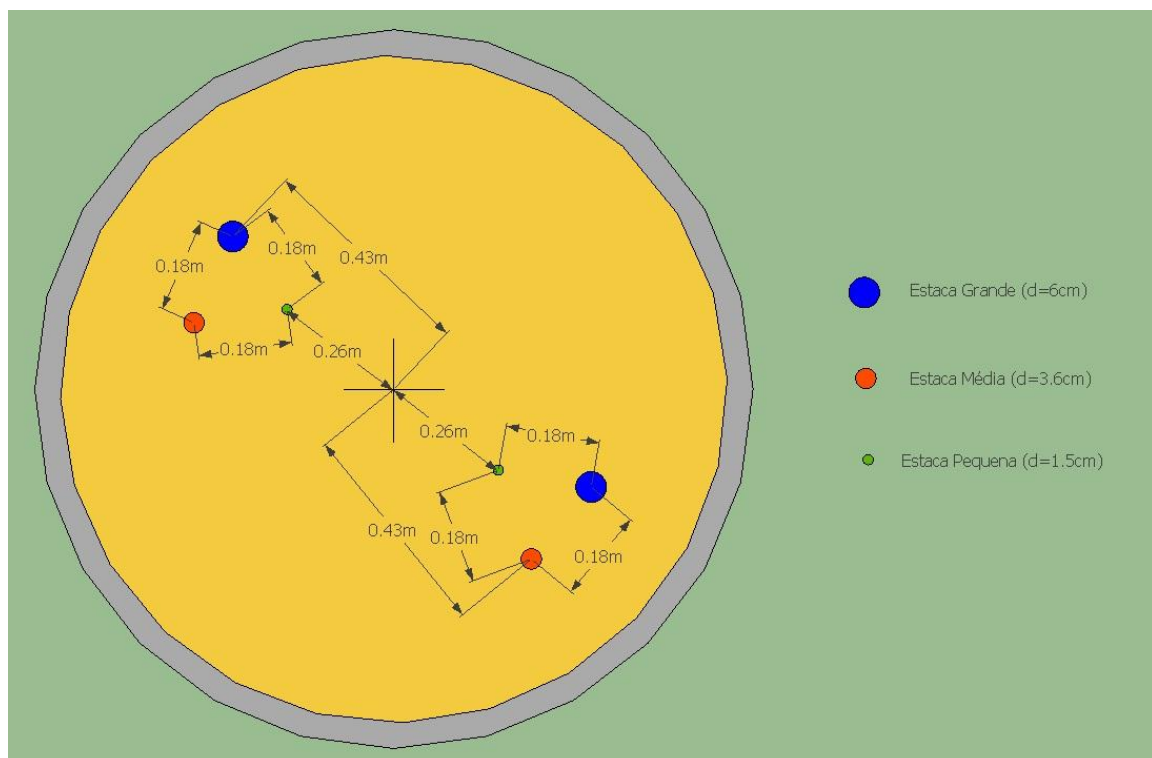


Figura 3.7: Distribuição das estacas no tanque com areia fofa

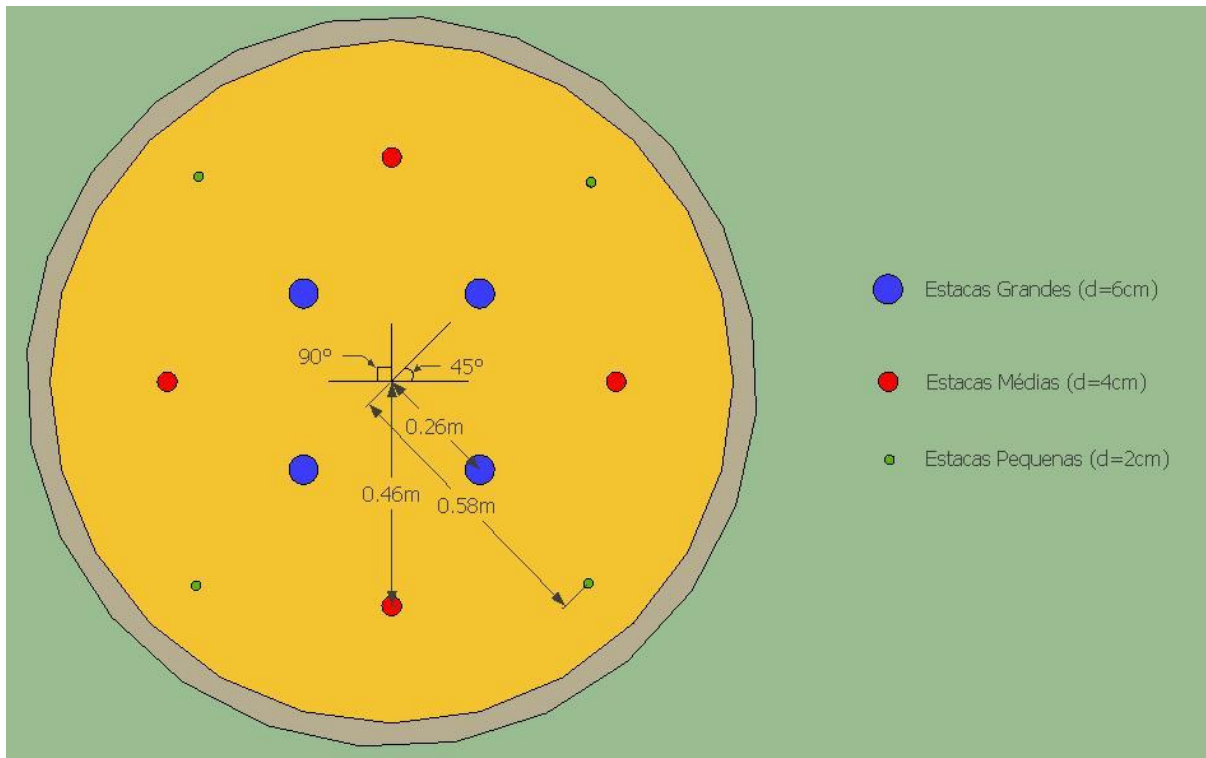


Figura 3.8: Distribuição das estacas no tanque com areia densa

3.3.4. TANQUE COM AREIA FOFA (ENSAIOS PRELIMINARES)

Para efeito de teste foram feitas as estacas cravadas no tanque com areia fofa. O processo executivo das estacas pré-moldadas de concreto foi feito com um equipamento de cravação especial, com peso e altura de queda adequada para cada escala (Figura 3.9). Nesse tanque, as estacas em escala pequena (E01 e E04) foram cravadas com um peso de 300g e uma altura de queda de 6cm. As estacas em escala média (E02 e E05) e grande (E03 e E06) foram cravadas com peso de 4,300kg, a uma altura de queda de 13 e 26cm, respectivamente.



(a) Posicionamento do coxim



(b) Distribuição das estacas



(c) Início da cravação



(d) Cravação da estaca



(e) Final da cravação

Figura 3.9: Procedimento de cravação das estacas no tanque com areia fofa

Os dados de cravação das estacas do tanque com areia fofa encontram-se nas Figuras 3.10, 3.11 e 3.12, a seguir:

Profundidade (cm)	Golpes E01	Golpes E04
5	-	10
10	13	15
15	14	7
20	13	5
25	13	5
30	12	9
35	9	9
40	9	9
45	10	10
50	8	9
55	8	10
60	16	12

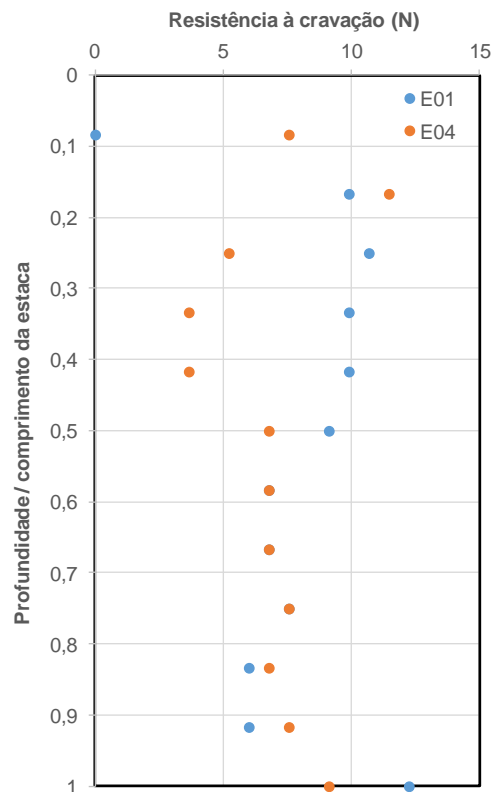


Figura 3.10: Dados de cravação das estacas com diâmetro de 1,5cm

Profundidade (cm)	Golpes E02	Golpes E05
10	6	8
20	8	12
30	5	9
40	4	8
50	4	9
60	8	19
70	10	15
80	5	19
90	4	19
100	4	13
110	4	12
120	4	13
130	3	14

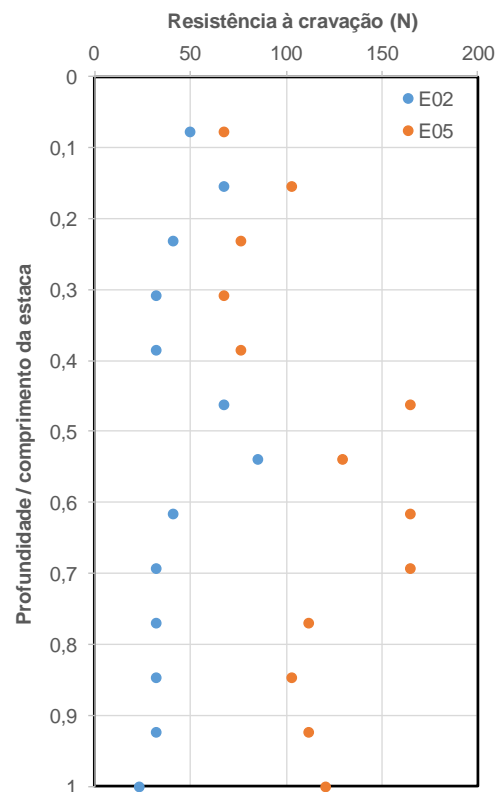


Figura 3.11: Dados de cravação das estacas com diâmetro de 3,6cm

Profundidade (cm)	Golpes E03	Golpes E06
10	9	6
20	10	14
30	11	11
40	10	11
50	12	16
60	16	18
70	17	16
80	15	16
90	15	16
100	20	16
110	20	18
120	18	18
130	18	18
140	22	20
150	24	18
160	31	23
170	37	32
180	44	40
190	35	30
200	35	27

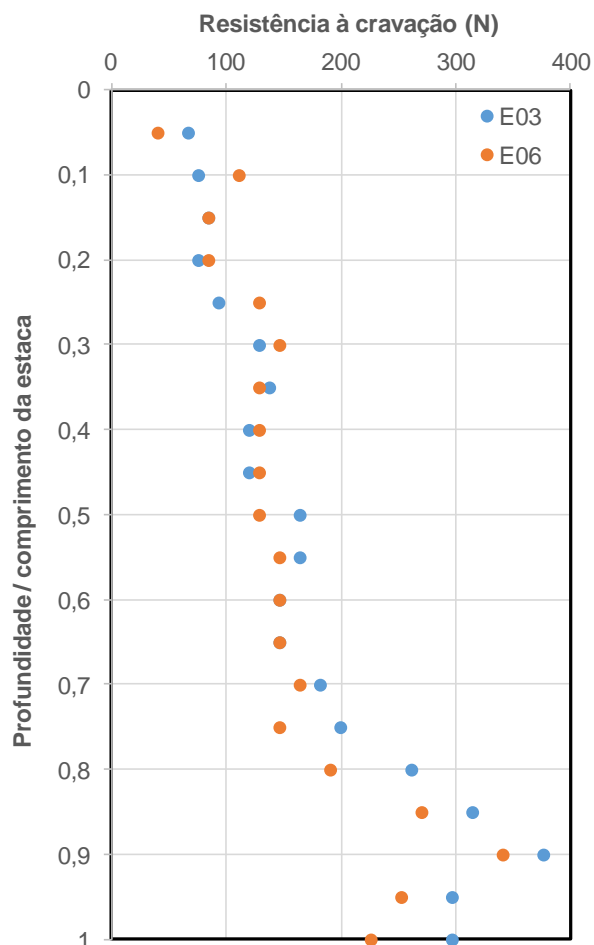
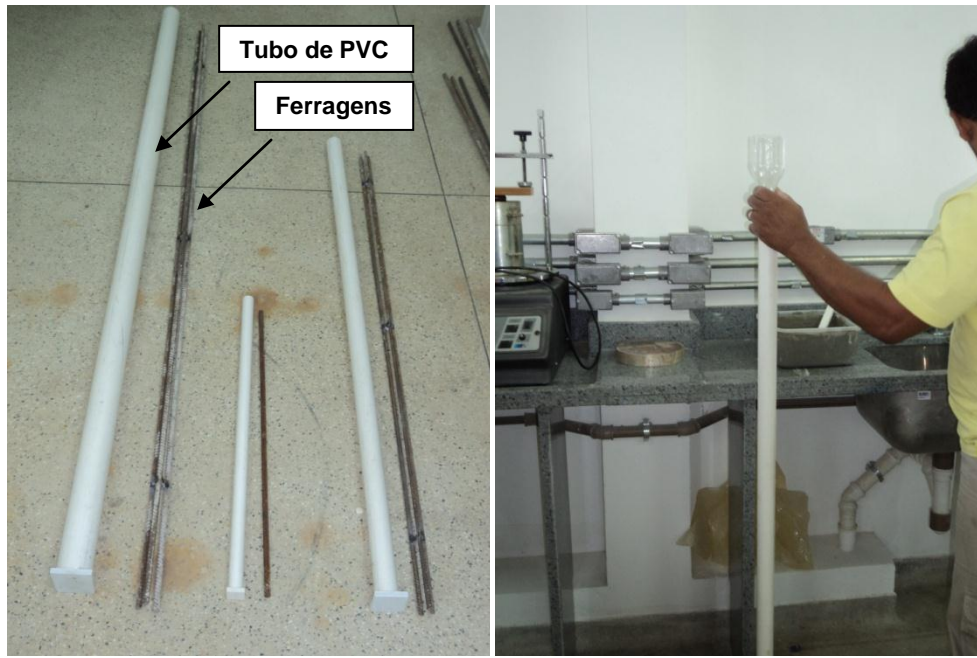


Figura 3.12: Dados de cravação das estacas com diâmetro de 6cm

Com os resultados do tanque com areia fofa, optou-se por compactar mais a areia do próximo tanque para obtenção de melhores dados de ensaio. O segundo tanque foi feito com maior controle de compactação e, conseqüentemente, a areia tornou-se mais densa. Com isso, as estacas cravadas necessitaram de pesos e alturas de queda maiores para sua execução.

3.3.5. TANQUE COM AREIA DENSA

Foram confeccionadas novas estacas pré-moldadas de concreto para cravação no tanque com areia densa (Figura 3.13). Isso se justificou pela necessidade de aplicação de maior energia de cravação. As dimensões foram ajustadas para permitir uma melhor adaptação às estacas escavadas e de deslocamento.



(a) Material utilizado

(b) Funil para concretagem



(c) Concretagem

(d) Armação

Figura 3.13: Procedimento para confecção das estacas pré-moldadas

No tanque com areia densa, a cravação da estaca de diâmetro de 2cm foi feita com uma massa de 1kg, a uma altura de queda variável entre 1 e 4cm. As estacas de diâmetros de 4 e 6cm foram cravadas com um peso 4,300kg a uma altura de queda de 4 a 12cm e 10 a 50cm, respectivamente. A Figura 3.14 mostra

o procedimento de cravação das estacas de diâmetro de 4 e 6cm. Destaca-se que a altura de queda foi controlada rigorosamente durante a cravação.



Figura 3.14: Procedimento de cravação da estaca de 6cm de diâmetro no tanque com areia densa

Os dados de cravação das estacas do tanque com areia densa encontram-se nas Figuras 3.15, 3.16 e 3.17, a seguir:

Profundidade (cm)	Altura de queda (cm)	Golpes E01
5	1	30
10	1	58
15	1	137
20	1	322
25	2	498
30	3	278
35	3	161
40	3	211
45	3	218
50	3	316
55	3	444
60	4	171

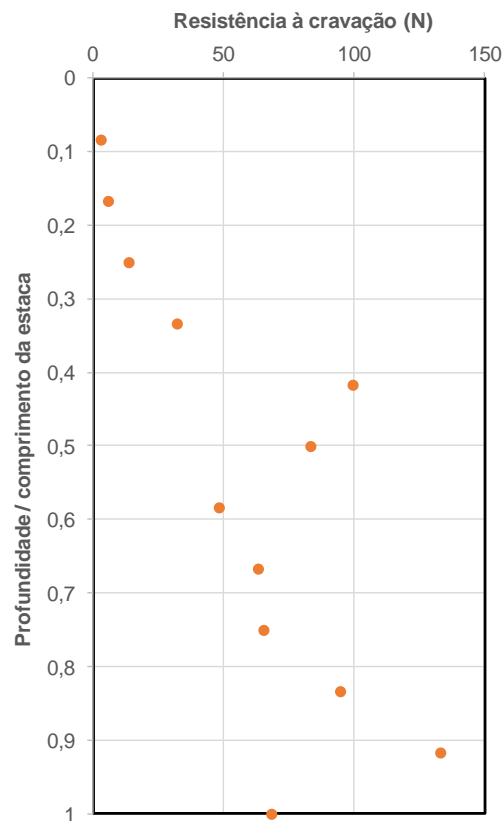


Figura 3.15: Dados de cravação da estaca com diâmetro de 2cm

Profundidade (cm)	Altura de queda (cm)	Golpes E02
10	4	51
20	4	203
30	4	549
40	8	330
50	8	437
60	8	474
70	8	775
80	12	428
90	12	580
100	12	615
110	12	700
120	12	550

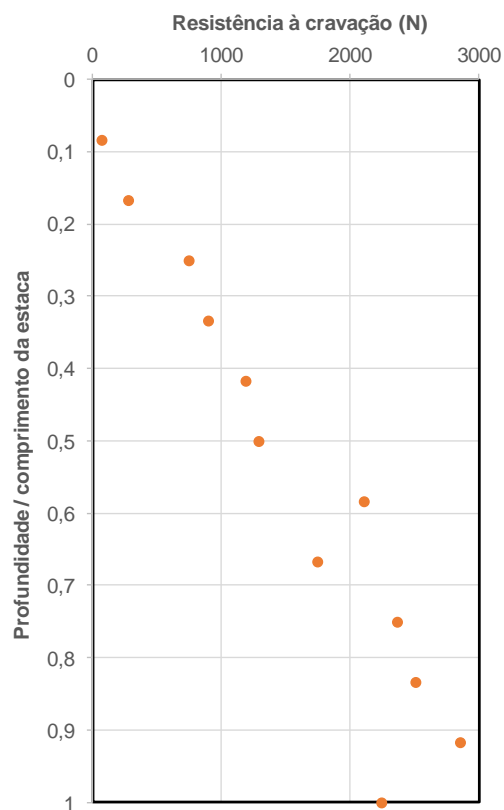


Figura 3.16: Dados de cravação da estaca com diâmetro de 4cm

Profundidade (cm)	Altura de queda (cm)	Golpes E03
10	10	59
20	10	180
30	10	345
40	10	1550
50	20	550
60	30	339
70	40	282
80	40	394
90	40	491
100	40	569
110	40	520
120	40	575
130	40	712
140	40	740
150	50	490
160	50	327
170	50	215
180	50	185

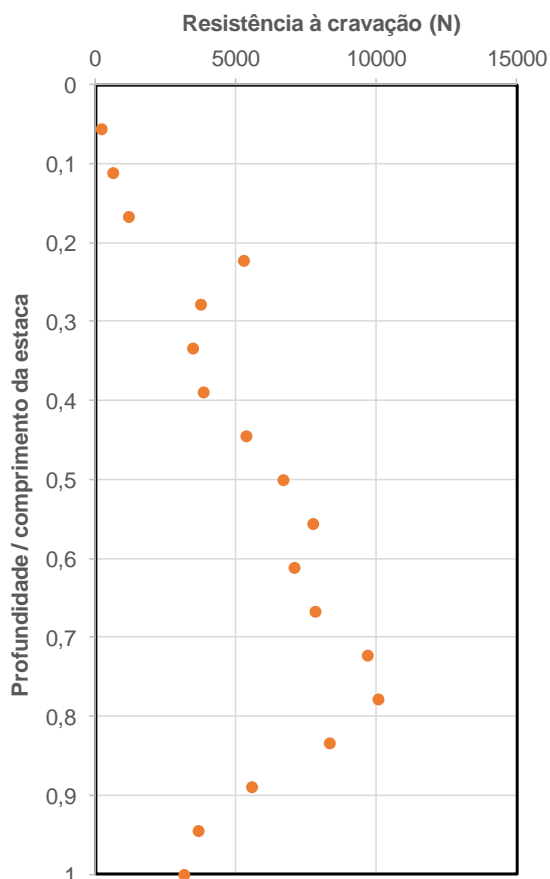


Figura 3.17: Dados de cravação da estaca com diâmetro de 6cm

Para a execução das estacas escavadas e de deslocamento, foram confeccionados trados helicoidais e tipo ômega em escalas reduzidas, que podem ser vistos na Figura 3.18.

Para a concretagem das estacas escavadas e de deslocamento, faz-se necessário um sistema de injeção. A Figura 3.19 mostra o sistema desenvolvido para essa pesquisa. Esse sistema possui conexões de entrada de ar comprimido na parte superior e de saída de argamassa na parte inferior. Um misturador foi acoplado na tampa para permitir a homogeneização da argamassa. Válvulas de controle de pressão foram posicionadas na entrada de ar comprimido e próximas ao compressor de ar. Registros para controle de fluxo na estaca foram adaptados na saída do equipamento e no trado.



Figura 3.18: Modelos reduzidos dos trados de hélice contínua e ômega



Figura 3.19: Sistema de injeção de argamassa

As estacas escavadas possuem um processo executivo tradicional, e foram feitas com o mesmo trado utilizado na hélice contínua sendo que, a concretagem foi feita por gravidade após a escavação. A Figura 3.20 mostra como foram os procedimentos de escavação com o trado e a concretagem. Destaca-se da Figura 3.20 (b) que, no fim da escavação, a areia que foi retirada pelo trado foi pesada e com isso pode-se controlar o volume retirado e o volume da estaca.

O processo executivo da estaca hélice contínua se diferencia da estaca escavada somente na concretagem, que é feita pela injeção de concreto através da parte interna do trado utilizado para escavação. Esse procedimento de concretagem pode ser visto na Figura 3.21.

A estaca ômega possui um processo executivo semelhante à hélice contínua, utilizando um trado diferenciado para escavação com compactação lateral do solo. A escavação da estaca ômega está detalhada na Figura 3.22.

Todos os modelos reduzidos de estacas utilizados nessa pesquisa foram confeccionados com grout e armados com barras de aço de 10mm.



(a) Início da escavação



(b) Fim da escavação



(c) Retirada do trado



(d) Concretagem

Figura 3.20: Procedimento para confecção das estacas escavadas



Figura 3.21: Procedimento para concretagem das estacas hélice contínua



(a) Início da cravação



(b) Retirada do trado

Figura 3.22: Procedimento para confecção das estacas ômega

3.3.6. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação foi feita através de extensômetros para medição dos deslocamentos verticais e anel dinamométrico para medição da carga aplicada. A aplicação do carregamento foi realizada por um macaco hidráulico. Devido à baixa capacidade de carga das estacas com diâmetro igual a 1,5cm do tanque com areia fofa, o carregamento dessas estacas foi realizado através de plataforma cargueira.

A Figura 3.23 ilustra as provas de carga nas estacas de 3,6cm e 1,5cm de diâmetro do tanque com areia fofa, utilizando macaco hidráulico e cargueiro, respectivamente.



(a) Estaca de 3,6cm de diâmetro



(b) Estaca de 1,5cm de diâmetro

Figura 3.23: Ensaio de prova de carga do tanque com areia fofa

Já no tanque com areia densa, todos os ensaios de prova de carga foram feitos utilizando macaco hidráulico com capacidade de carga igual a 5tf. A medida de deslocamento vertical foi realizada através de extensômetros fixados por meio de base magnética.

A instrumentação, montagem dos ensaios e equipamentos utilizados podem ser vistos nas Figuras 3.24, 3.25 e 3.26.



(a) Instrumentação



(b) Anel de carga



(c) Ensaio montado no tanque

Figura 3.24: Ensaio de compressão da estaca ômega de 2cm



(a) Instrumentação



(b) Anel de carga



(c) Bomba do macaco hidráulico

Figura 3.25: Ensaio de compressão da estaca hélice contínua de 4cm



(a) Instrumentação



(b) Bomba do macaco



(c) Ensaio montado no tanque

Figura 3.26: Ensaio de compressão da estaca ômega de 6cm

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresenta e analisa os resultados obtidos nesta pesquisa de mestrado. São discutidos os resultados dos ensaios de laboratório realizados no solo utilizado no tanque e os resultados das provas de carga nas estacas relacionadas na Tabela 3.4.

Com os resultados das provas de carga, fez-se uma comparação com os métodos de cálculo de capacidade de carga e recalque encontrados na literatura.

Para o cálculo da capacidade de carga foram considerados os métodos racionais de Terzaghi e Meyerhof, além do método semiempírico de Aoki e Velloso. Para o recalque, os resultados foram comparados ao método elástico de Poulos e Davis, além de Randolph.

Além disso, também utilizou-se os resultados das provas de carga para avaliação do efeito do processo executivo e efeito escala dos modelos reduzidos.

4.2. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Apresentam-se a seguir os resultados dos ensaios de densidade no campo, cisalhamento direto e triaxial.

4.2.1. DENSIDADE DE CAMPO

A determinação da densidade da areia do tanque com areia fofa foi feita em três pontos, dois deles a uma profundidade de 0,20 a 0,30 centímetros e um deles de 0,35 a 0,45 centímetros. A densidade de campo de $1,360 \text{ g/cm}^3$ e a umidade de 5,0% mostradas na Tabela 4.1 foram encontradas através da média entre os três pontos.

Tabela 4.1: Índices físicos da areia no tanque fofa

Ponto	Profundidade (cm)	Dens. Úmida (g/cm ³)	Dens. Seca (g/cm ³)	Umidade (%)
1	0,20-0,30	1,472	1,412	4,3
2	0,35-0,45	1,410	1,338	5,4
3	0,20-0,30	1,403	1,330	5,5
Valor médio		1,428	1,360	5,0

No tanque com areia densa, a densidade da areia foi obtida através do ensaio com amostra indeformada (cravação do anel) e também com frasco de areia. A umidade natural foi igual a 5%. A densidade relativa em cada camada encontra-se apresentada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Controle de densidade com amostra indeformada no tanque com areia densa

Camada	Espessura da camada (cm)	Volume da camada (m ³)	Massa de solo úmida na camada (kgf)	Densidade Úmida (g/cm ³)	Densidade Seca γ_d (g/cm ³)	$\Delta\gamma_d$ (g/cm ³)	Dr (%)
1	21	0,2787	449,8	1,61	1,54	0,16	48,35
2	19	0,2522	415,2	1,65	1,57	0,19	57,58
3	19	0,2522	432,5	1,71	1,63	0,26	76,95
4	19	0,2522	432,5	1,71	1,63	0,26	76,95
5	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
6	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
7	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
8	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
9	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
10	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
11	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14
12	20	0,2655	449,8	1,69	1,61	0,24	71,14

As duas primeiras camadas do tanque tiveram densidades relativas mais baixas, o que explica a redução da resistência ao final da cravação da estaca de 6cm de diâmetro (Figura 3.17).

A partir destes resultados, buscou-se restituir a mesma densidade em laboratório para os ensaios de cisalhamento direto e triaxial.

4.2.2. CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados com tensões normais de 12, 25, 50, 100 e 200 kPa para $Dr=30\%$ e 12, 25 e 50 kPa para $Dr=70\%$, com velocidade constante de 0,38 mm/min.

Os resultados dos ensaios são apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2.

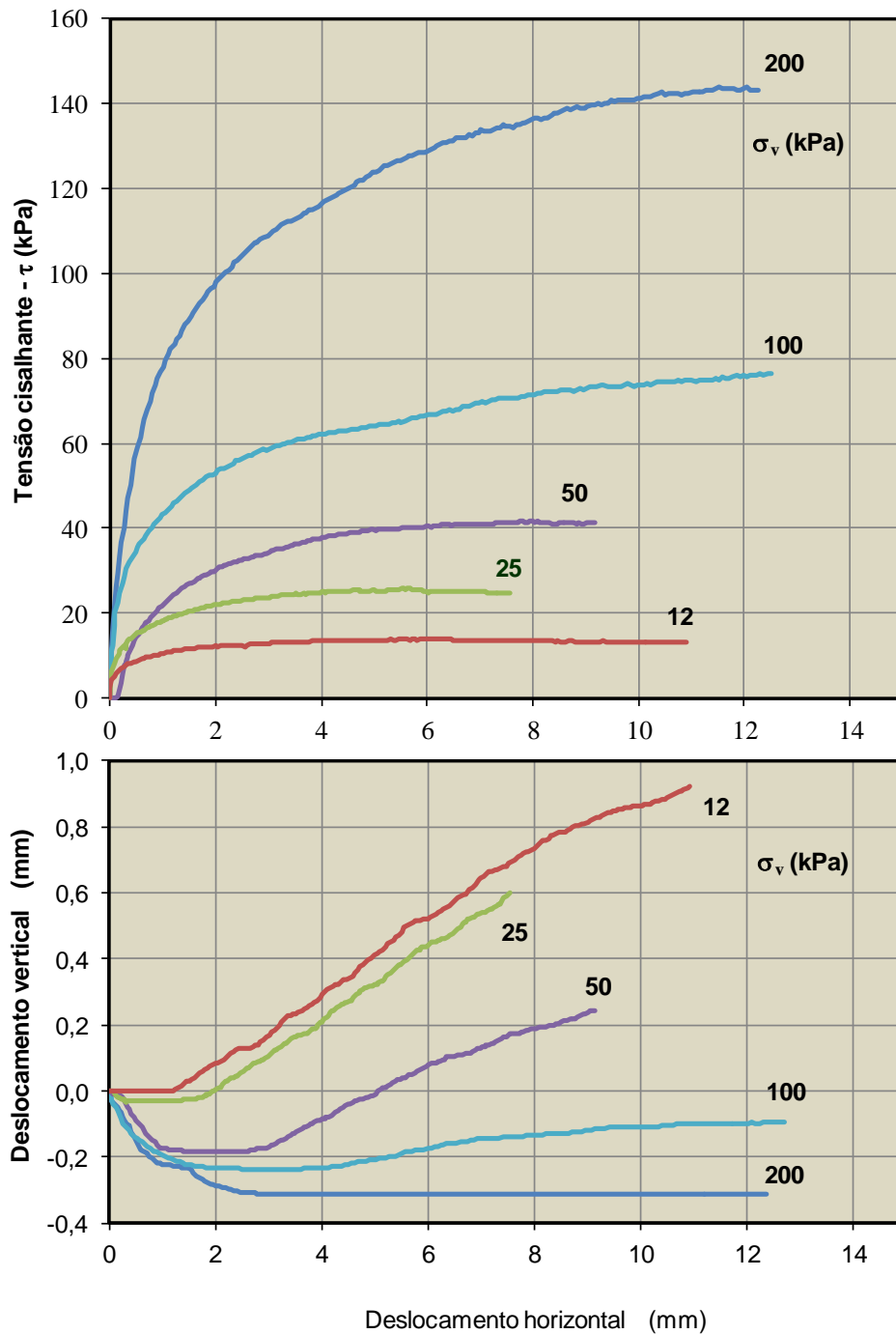


Figura 4.1: Variação da resistência ao cisalhamento com o deslocamento horizontal no ensaio de cisalhamento direto para a areia com $Dr=30\%$

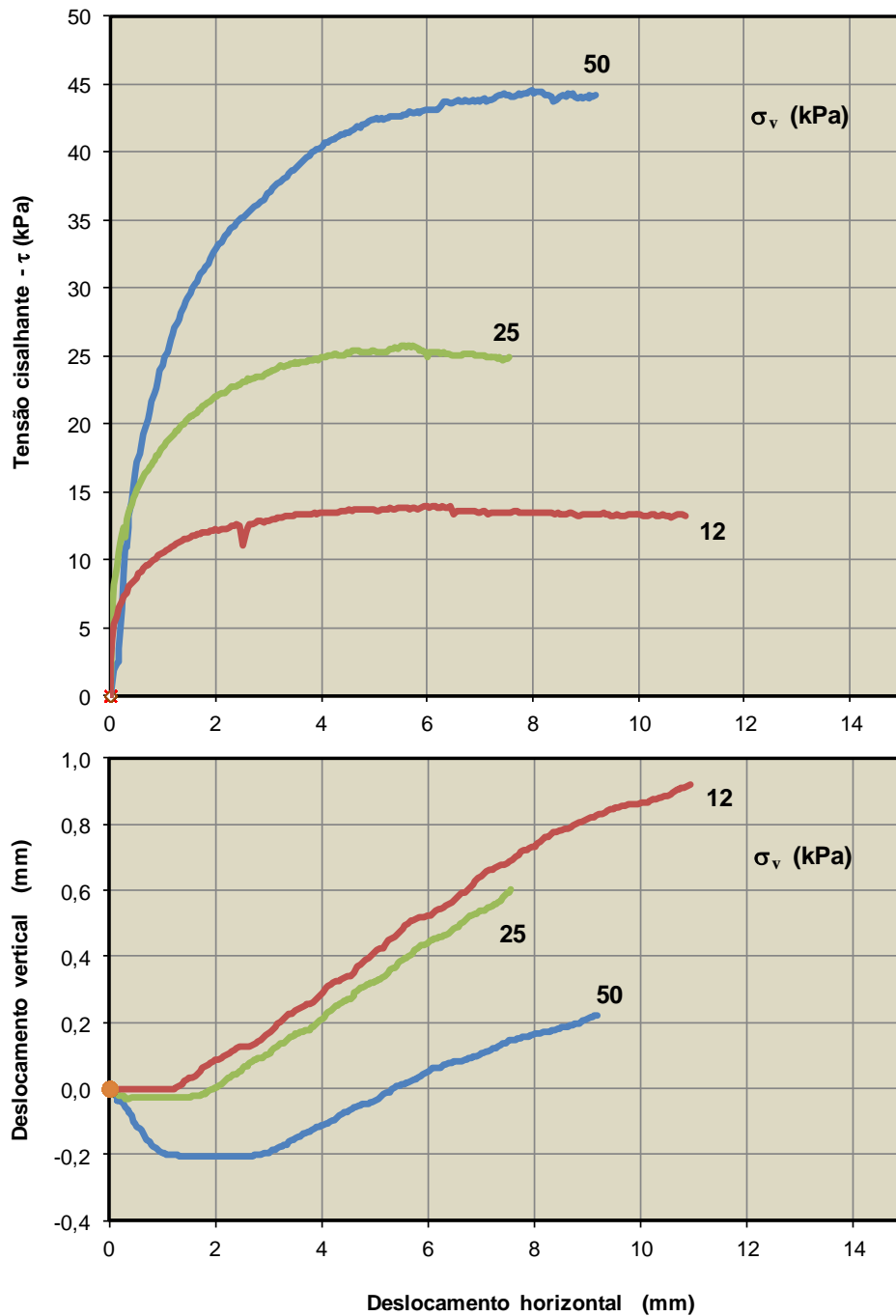


Figura 4.2: Variação da resistência ao cisalhamento com o deslocamento horizontal no ensaio de cisalhamento direto para a areia com $D_r=70\%$

A partir dos resultados dos ensaios, traçou-se a envoltória de ruptura, de onde foram obtidos os parâmetros de resistência do material. As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam as envoltórias de resistência e os parâmetros obtidos.

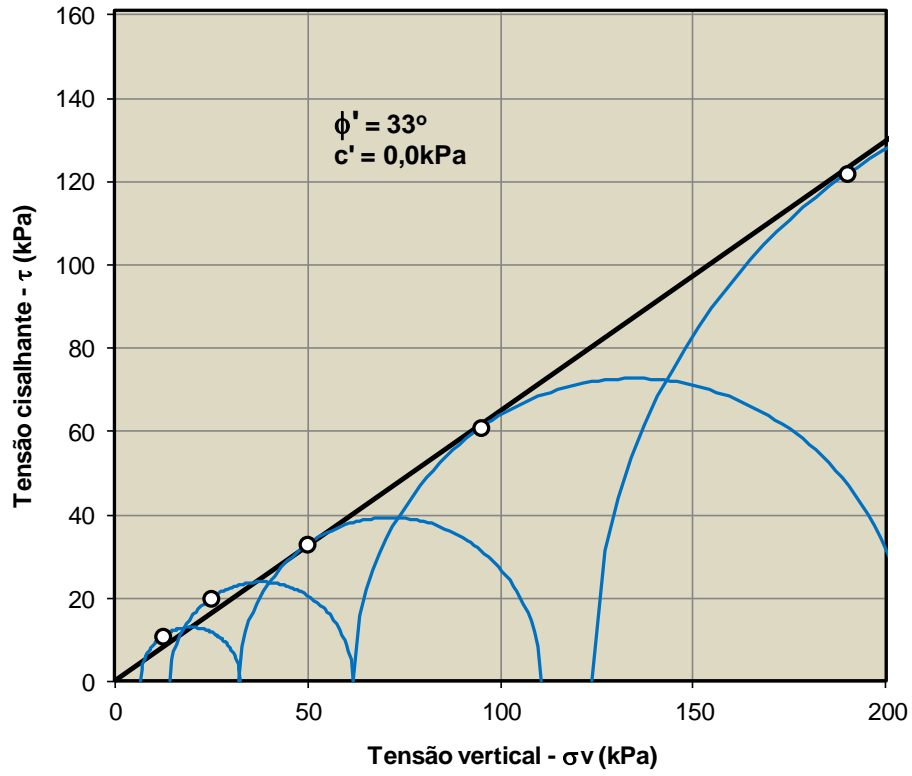


Figura 4.3: Envoltória de resistência da areia com $Dr=30\%$

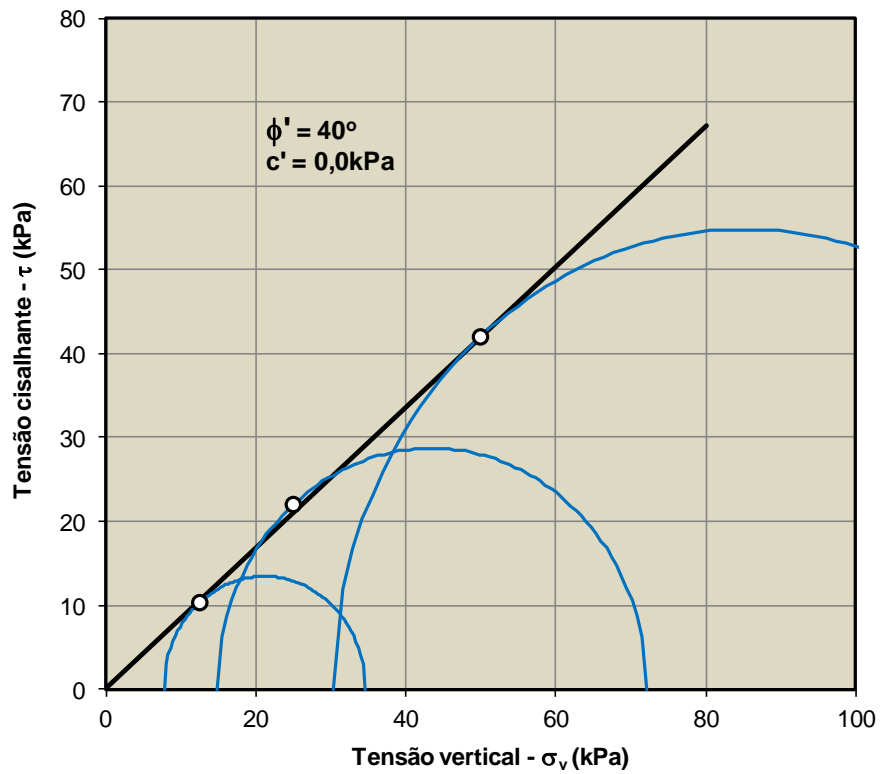


Figura 4.4: Envoltória de resistência da areia com $Dr=70\%$

4.2.3. TRIAXIAL

O ensaio triaxial foi realizado somente na condição densa ($Dr=70\%$). O ensaio triaxial na condição fofa ($Dr=30\%$) não foi realizado por causa das dificuldades de se moldar um corpo de prova de areia fofa. A seguir encontram-se os resultados de tensão desviadora vs. deformação axial (Figuras 4.5). A envoltória de resistência da areia com $Dr=70\%$ está apresentada na Figura 4.6.

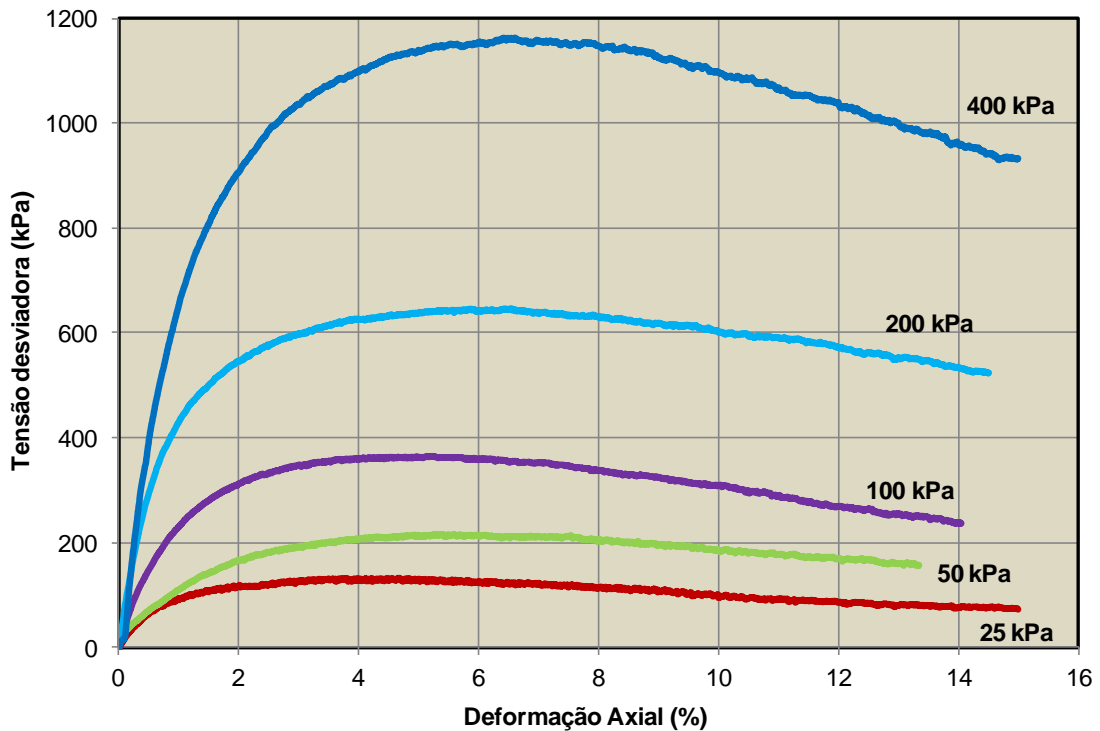


Figura 4.5: Variação da tensão desviadora com a deformação axial para a areia com $Dr=70\%$

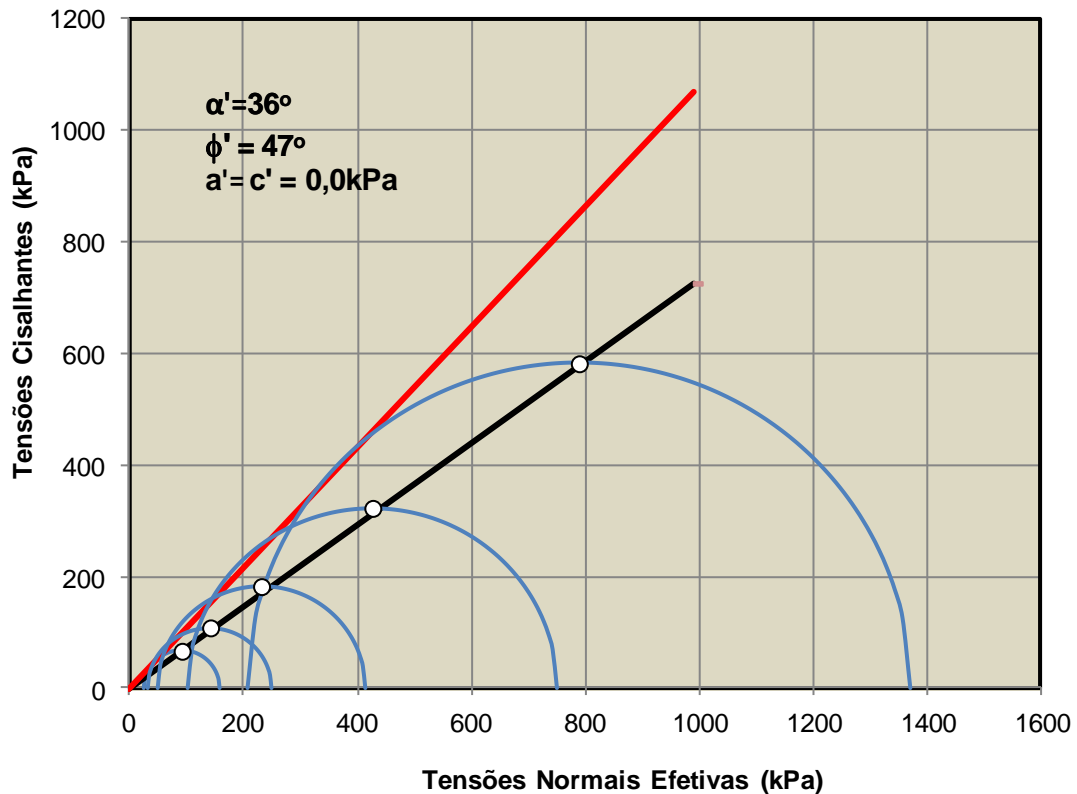


Figura 4.6: Envoltória de resistência da areia com $D_r=70\%$

4.3. PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO

Os resultados das provas de carga foram obtidos através de curvas carga vs. recalque. As curvas carga vs. recalque são apresentadas detalhadamente nos Apêndices A e B.

Em todos os ensaios do tanque com areia fofa, as estacas foram levadas à ruptura. No tanque com areia densa, não se pôde chegar à ruptura de algumas estacas, especialmente aquelas com capacidade de carga mais elevadas, devido ao limite de trabalho do sistema de reação utilizado.

No tanque com areia densa, foram ensaiadas estacas com processos executivos diferentes. Fez-se um comparativo entre os tipos de estacas analisados para cada escala. Podemos observar a diferença de cada processo executivo nas curvas mostradas nas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9.

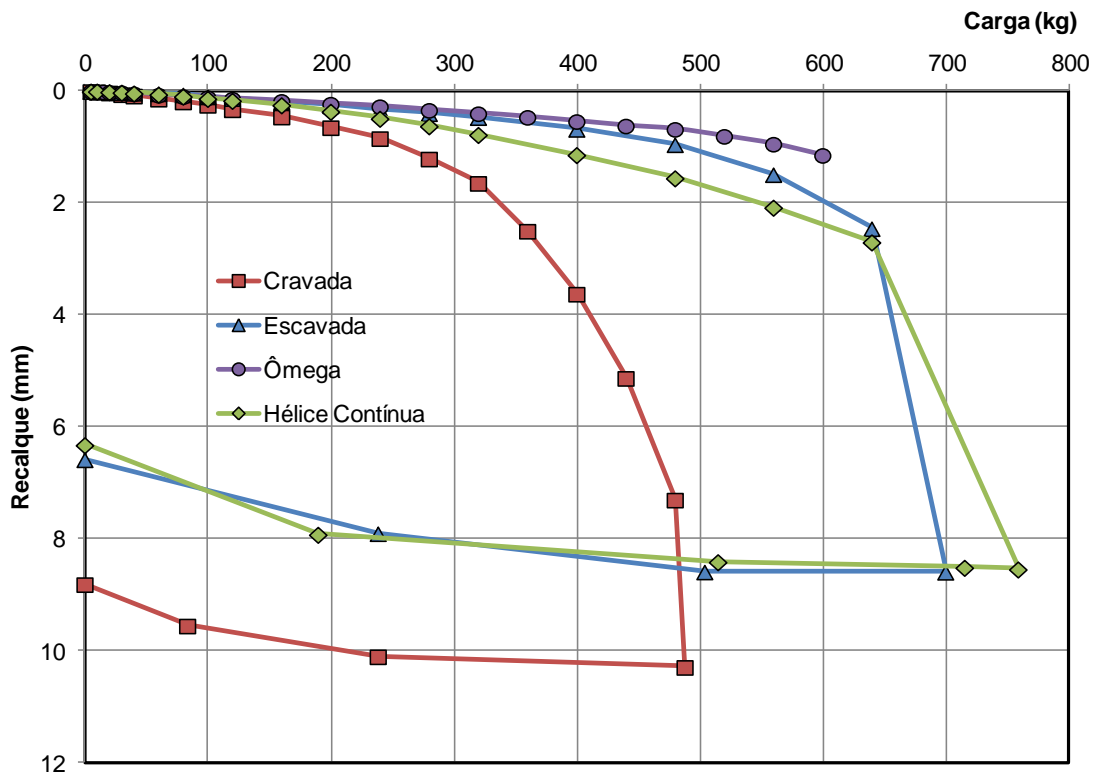


Figura 4.7: Comparativo das estacas com diâmetro de 2cm ensaiadas no tanque de areia densa

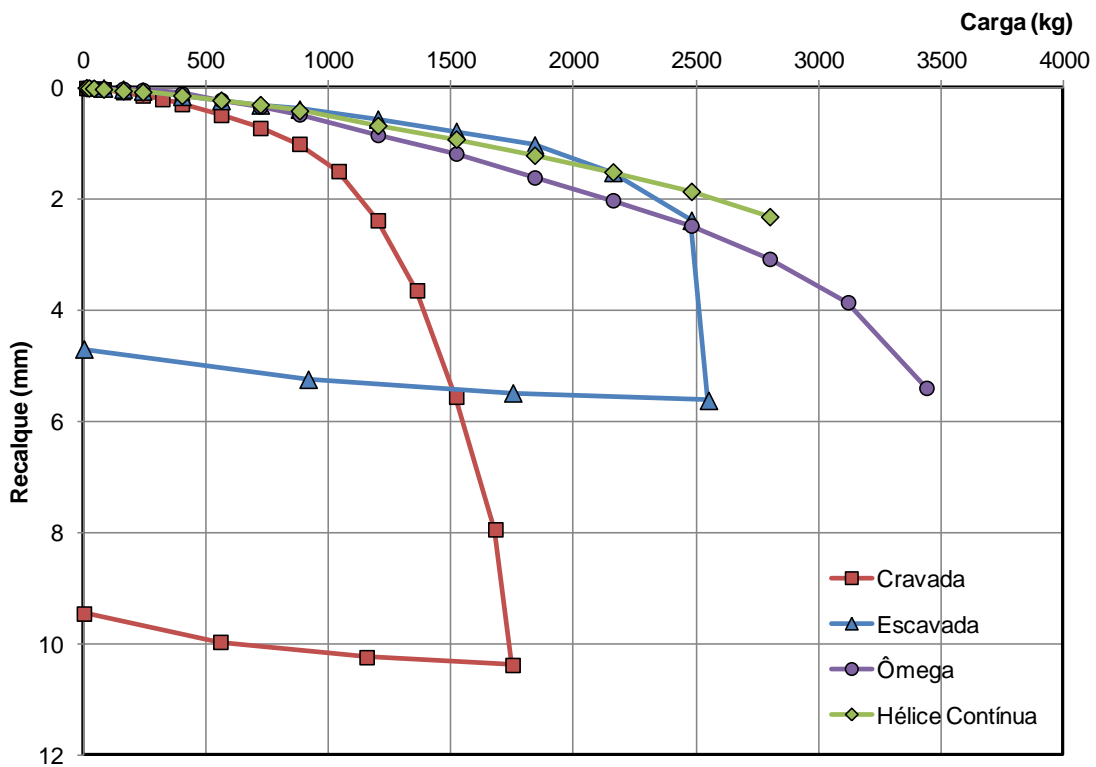


Figura 4.8: Comparativo das estacas com diâmetro de 4cm ensaiadas no tanque de areia densa

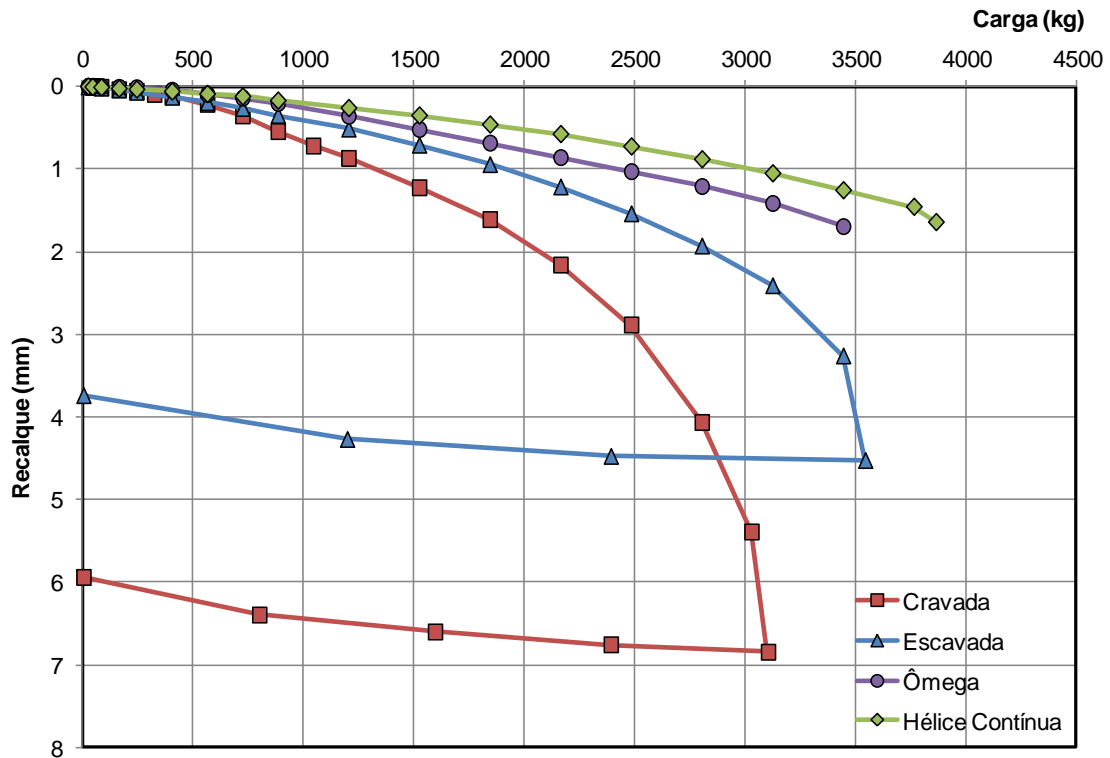


Figura 4.9: Comparativo das estacas com diâmetro de 6cm ensaiadas no tanque de areia densa

As estacas cravadas mostraram os menores valores de carga de ruptura, o que se justifica, provavelmente, pelos menores diâmetros e rugosidade do fuste. As estacas hélice contínua apresentam as maiores cargas de ruptura, seguidas das escavadas, enquanto as estacas ômega não chegaram à ruptura. As estacas ômega com 2cm e 4cm de diâmetro tiveram que ter seus ensaios interrompidos porque torceram, impossibilitando a continuidade da prova de carga. As estacas hélice contínua e ômega, com 6cm de diâmetro, não romperam por problemas no sistema de reação, que teve uma deformação considerável e os ensaios tiveram que ser interrompidos antes da ruptura da estaca.

As curvas carga vs. recalque das estacas hélice contínua e ômega se aproximaram nos ensaios de 4 e 6cm de diâmetro, provavelmente porque a areia do tanque estava bem compactada e a escavação com trado ômega não densificou mais o solo.

4.4. MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA VS. RECALQUE

Foram utilizados diversos métodos sugeridos na literatura para avaliação da possibilidade de se extrapolar as curvas experimentais obtidas nas provas de carga. Os métodos utilizados foram: Davisson (1972); NBR 6122 (2010); Inclinação da tangente; Van der Veen (1953); Porcentagem do diâmetro; De Beer (1967-1968); Housel (1956); Mazurkiewicz (1972); Massad (1986); Chin (1970); Décourt (1996); Brinch Hansen (1963); e Butler e Hoy (1977). Esse procedimento permite avaliar qual método tem melhor aplicabilidade para estacas em escalas menores. É importante ressaltar que os métodos citados não levam em consideração o tipo de estaca. Um exemplo da aplicação dos métodos pode ser visto no Apêndice C.

Os resultados da análise das provas de carga nas estacas executadas no tanque com areia densa podem ser vistos nas Tabelas 4.3, 4.4 e 4.5. A comparação dos métodos de forma gráfica encontra-se no Apêndice D.

Tabela 4.3: Resultados de interpretação das estacas de 2cm

Método de Interpretação	Cargas de Ruptura (kgf)			
	Cravada	Escavada	Ômega	Hélice Contínua
NBR 6122	255,4	509,9	-	358,9
Davisson	414,5	659,0	-	675,1
Slope tangent	450,3	664,1	-	695,8
Van der Veen	491,4	701,5	765,3	762,2
Vesic	478,2	875,7	-	761,4
Velloso e Lopes	340,3	645,2	749,3	507,5
Norma inglesa	336,6	601,5	-	548,6
De Beer	285,7	404,6	479,8	449,2
Housel	311,9	462,6	498,4	624,9
Mazurkiewicz	474,6	676,6	799,8	740,8
Massad	467,2	674,9	791,5	726,9
Chin	543,6	760,8	1230,6	859,3
Décourt	533,9	812,9	1267,4	907,9
Brinch Hansen	490,3	709,0	-	762,9
Butler e Hoy	265,5	512,7	449,1	489,8
*Prova de carga	488,0	700,0	-	759,0

Tabela 4.4: Resultados de interpretação das estacas de 4cm

Método de Interpretação	Cargas de Ruptura (kgf)			
	Cravada	Escavada	Ômega	Hélice Contínua
NBR 6122	1106,6	2481,5	2361,9	2829,6
Davisson	1425,6	2535,6	3431,1	-
Slope tangent	1575,7	2543,8	-	-
Van der Veen	1787,5	2551,7	3862,6	3362
Vesic	2158,2	2514,9	4300,5	-
Velloso e Lopes	1626,6	2336,7	2919,4	3454,7
Norma inglesa	1390,5	2514,9	3148,1	-
De Beer	1164,3	2466,5	3001,5	2450,6
Housel	1294,2	2460,2	2664,6	2399,4
Mazurkiewicz	1684,6	2574,8	4015,2	3374,5
Massad	1634,2	2567,2	3670,8	3231,8
Chin	1934,5	2757,7	5487,8	4936,8
Décourt	1846,7	2977,5	5584,6	4534,8
Brinch Hansen	1822,2	2572,4	-	-
Butler e Hoy	901,3	1800,0	2480,3	2166
* Prova de carga	1750,0	2550,0	-	2865,0

Tabela 4.5: Resultados de interpretação das estacas de 6cm

Método de Interpretação	Cargas de Ruptura (kgf)			
	Cravada	Escavada	Ômega	Hélice Contínua
NBR 6122	2335,7	3275,7	-	-
Davisson	2885,7	-	-	-
Slope tangent	3052,4	3533,9	-	-
Van der Veen	3193,5	3642,5	5333,3	4834,5
Vesic	3056,2	-	-	-
Velloso e Lopes	3435,5	4691,7	-	-
Norma inglesa	3056,2	-	-	-
De Beer	1941,5	2650,5	1950,9	2622,2
Housel	1985,4	2788,9	2184,2	3117,6
Mazurkiewicz	3249,8	3716,9	5610,3	4668,2
Massad	3113,8	3668,2	4361,4	4458,1
Chin	4109,3	4854,7	8241,7	6572,5
Décourt	4229,6	4983,3	7240,4	6421,0
Brinch Hansen	3563,1	4934,7	-	-
Butler e Hoy	2088,7	2192,9	2549	2168,2
* Prova de carga	3100,0	3540,0	-	-

Apesar dos métodos serem utilizados para estacas em escala real, alguns deles se aproximaram da carga de ruptura das estacas em modelos reduzidos obtida diretamente nos ensaios. No caso dos ensaios onde a ruptura não foi definida diretamente na prova de carga, fez-se a determinação da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga vs. recalque utilizando o método que se mostrou mais adequado. Ressalta-se que para as extrapolações foram utilizados todos os pontos das curvas carga vs. recalque.

As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 apresentam a variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura encontrada nas provas de carga, de acordo com a Equação 15.

$$\frac{Q_{prova\ de\ carga} - Q_{método}}{Q_{prova\ de\ carga}} \quad (15)$$

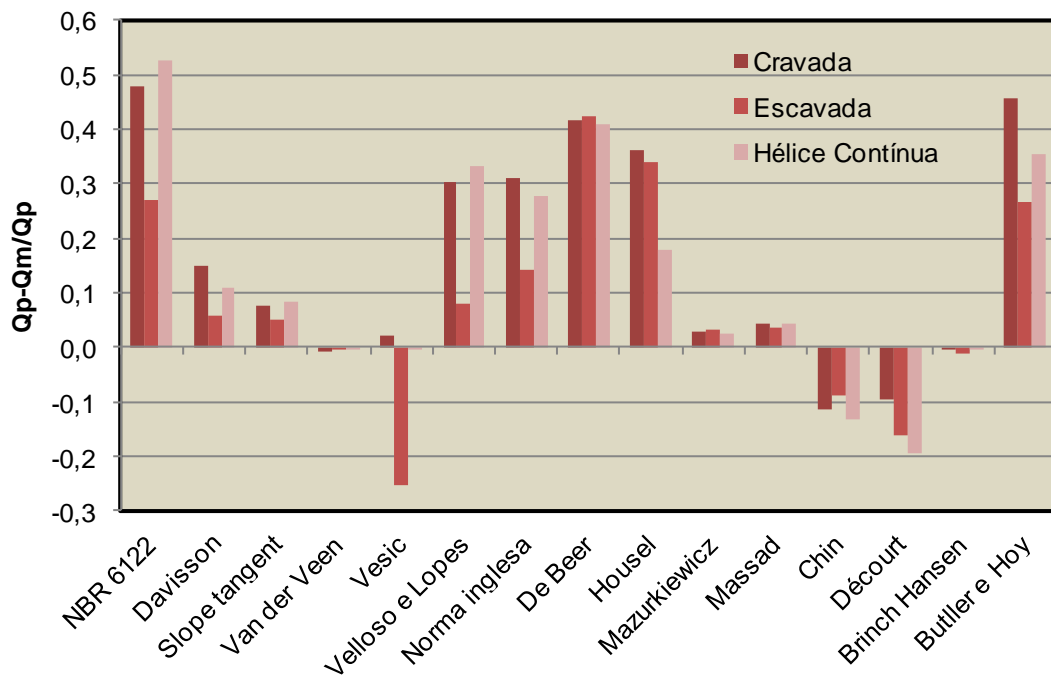


Figura 4.10: Variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura da prova de carga das estacas com diâmetro de 2cm

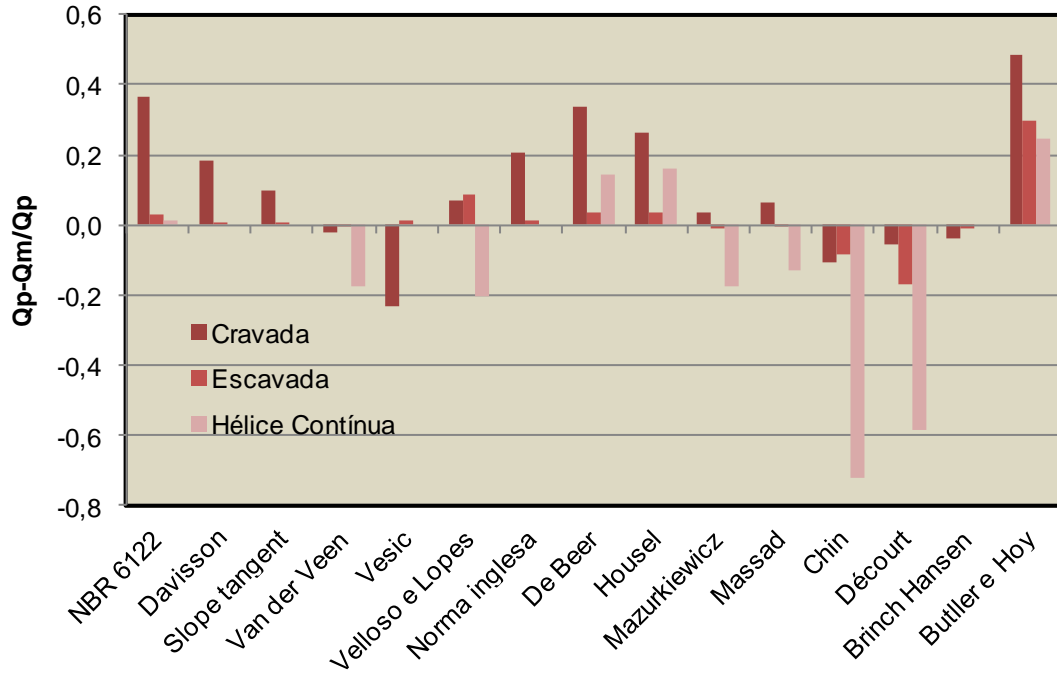


Figura 4.11: Variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura da prova de carga das estacas com diâmetro de 4cm

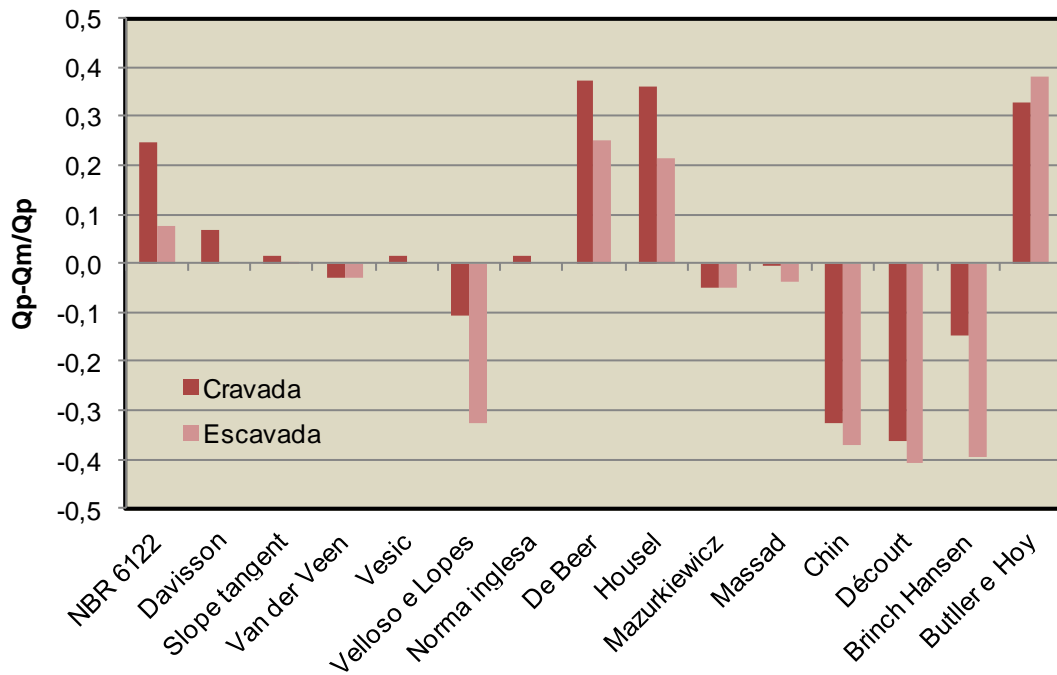


Figura 4.12: Variação do desvio entre a previsão de cada método e a carga de ruptura da prova de carga das estacas com diâmetro de 6cm

Os métodos que mais se aproximaram da ruptura foram Van der Veen, Brinch-Hansen, Mazurkiewicz e Massad, sendo a maioria do grupo de ajuste matemático. Este grupo de métodos é o mais utilizado no Brasil.

Os métodos da NBR 6122, Porcentagem do diâmetro, De Beer, Butler & Hoy não obtiveram bons resultados para a escala de 2cm de diâmetro.

Alguns ensaios, principalmente nas estacas hélice contínua e ômega, mostraram que nem todos os métodos de extrapolação podem ser utilizados. Os métodos da NBR 6122, Davisson, Slope tangent, Porcentagem do diâmetro e Brinch-Hansen possuem restrições e podem não ser aplicáveis a modelos reduzidos.

Dessas análises, nota-se que a aplicação de metodologias de previsão de capacidade de carga em modelos reduzidos é viável para os métodos matemáticos e restrito para os demais.

Para os ensaios que não chegaram à ruptura, foram utilizadas as cargas extrapoladas pelo método de Van der Veen, por ser o que mais se aproximou nos ensaios onde houve a ruptura e um dos métodos mais consagrados.

4.5. CAPACIDADE DE CARGA UTILIZANDO OS MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

A capacidade de carga das estacas foi comparada aos métodos tradicionais de previsão encontrados na literatura, o método de Terzaghi e o método de Meyerhof (Solução Geral e para Solos Granulares).

Para o tanque com areia fofa, a relação Q_{ult}/P_u foi calculada para cada elemento isolado e os valores estão apresentados na Tabela 4.6.

Na Figura 4.13, destaca-se que a linha horizontal vermelha é a relação ideal, então a previsão da capacidade de carga pelo método de Terzaghi nos modelos em areia fofa é a menos conservadora, independentemente do diâmetro das estacas. Para o método de Meyerhof, a previsão teórica eventualmente se aproxima da carga de ruptura real, sendo mais correta nas estacas com 1,5 e 6cm de diâmetro.

Tabela 4.6: Comparação da capacidade de carga prevista por diferentes métodos teóricos com a carga de ruptura para o tanque com areia fofa

Estaca	P_u (kgf)	Q_{ult} / P_u		
		Terzaghi	Meyerhof	Meyerhof - Solos Granulares
E01	12	1,58	0,98	0,96
E04	10	1,90	1,17	1,15
E02	60	3,19	1,68	1,63
E05	80	2,39	1,26	1,22
E03	400	1,98	1,02	0,98
E06	320	2,47	1,27	1,23

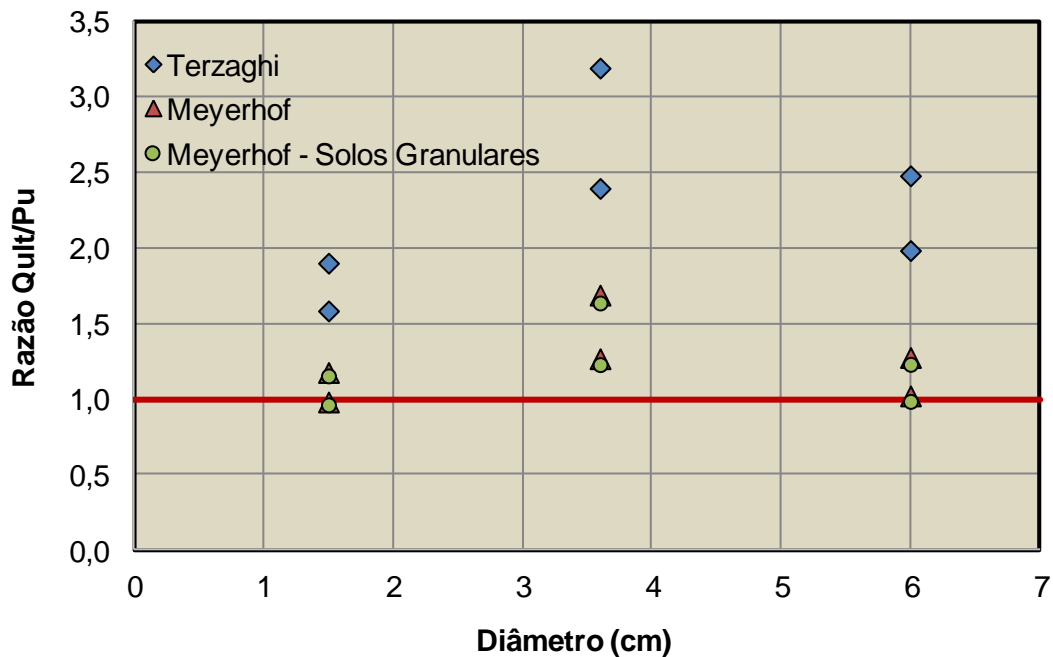


Figura 4.13: Comparação dos resultados da razão Q_{ult}/P_u do tanque com areia fofa de acordo com os métodos de Terzaghi, Meyerhof e Solos Granulares

A mesma análise foi feita para o tanque com areia densa e os resultados podem ser vistos na Tabela 4.7. Os resultados calculados e obtidos através das provas de carga tiveram uma variação maior nas estacas de 6cm de diâmetro. As estacas de 2 e 4cm de diâmetro mostraram uma variação menor.

Tabela 4.7: Comparação da capacidade de carga prevista por diferentes métodos teóricos com a carga de ruptura para o tanque com areia densa

Estaca	P_u (kgf)	Q_{ult} / P_u		
		Terzaghi	Meyerhof	Meyerhof - Solos Granulares
E01	488	0,652	0,657	0,646
E02	1750	1,253	1,263	1,238
E03	3100	2,316	2,335	2,288
E04	700	0,455	0,458	0,450
E05	2550	0,860	0,867	0,850
E06	3540	2,028	2,045	2,004
E07	765	0,416	0,419	0,412
E08	3863	0,568	0,572	0,561
E09	5333	1,346	1,357	1,330
E10	759	0,419	0,422	0,415
E11	2865	0,765	0,771	0,756
E12	4835	1,485	1,497	1,467

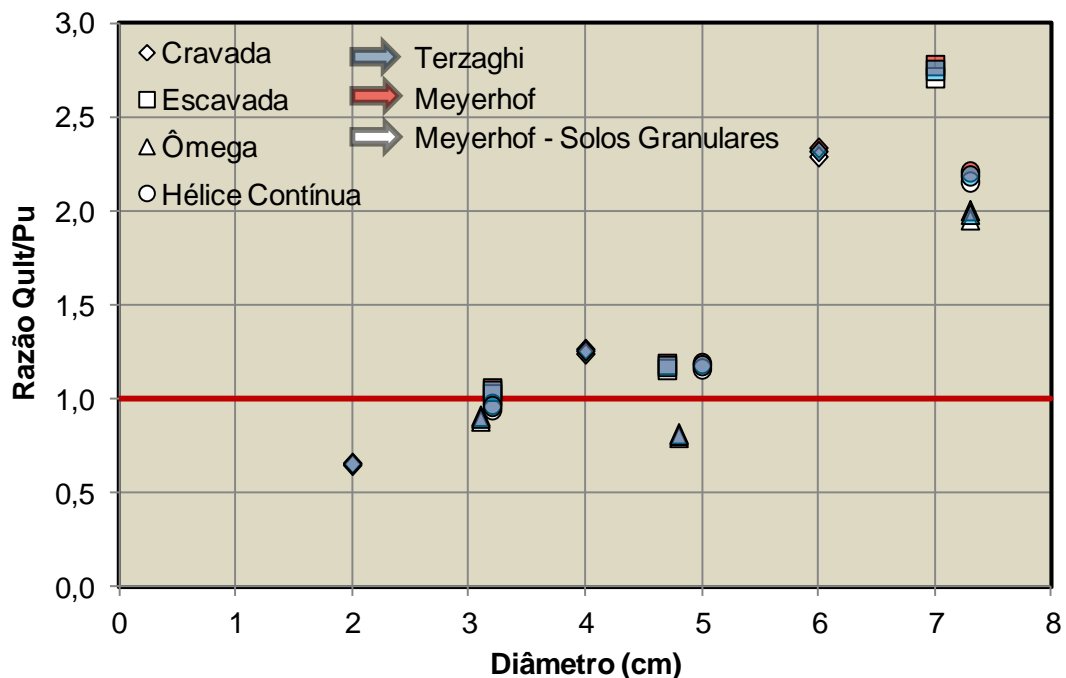


Figura 4.14: Comparação dos resultados da razão Q_{ult}/P_u do tanque com areia densa de acordo com os métodos de Terzaghi, Meyerhof e Solos Granulares

De acordo com a Figura 4.14, as previsões da capacidade de carga pelos métodos de Terzaghi, Meyerhof e Solução para Solos Granulares foram semelhantes. As relações Q_{ult}/P_u das estacas com diâmetro 6cm foram significativamente maiores que as demais, chegando a valores médios da ordem de 2,3 e desvio padrão igual a 30%. Para as estacas com 2 e 4cm de diâmetro nota-se que existe uma eventual aproximação entre a capacidade de carga prevista e a real, com desvio padrão da ordem de 30%. Entende-se que a dispersão encontrada é significativa, porém, característica da engenharia de fundações.

Deste modo, nota-se que a aplicação de metodologias teóricas para previsão da capacidade de carga de modelos reduzidos é restrita, podendo resultar em valores significativamente maiores que o real.

4.6. RECALQUE

Os resultados experimentais de recalque do tanque com areia fofa foram comparados às previsões calculadas pelo método de Poulos & Davis, além do método de Randolph, como mostrado na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Comparação dos recalques previstos pelos métodos teóricos com o recalque de ruptura para o tanque de areia fofa

Estaca	W_{exp} (mm)	W_c/W_{exp}	
		<i>Poulos & Davis</i>	<i>Randolph</i>
E01	1,62	0,90	2,52
E02	11,27	0,30	0,81
E03	8,97	1,62	0,43
E04	2,01	0,72	1,69
E05	3,02	1,10	0,40
E06	5,66	2,57	0,55

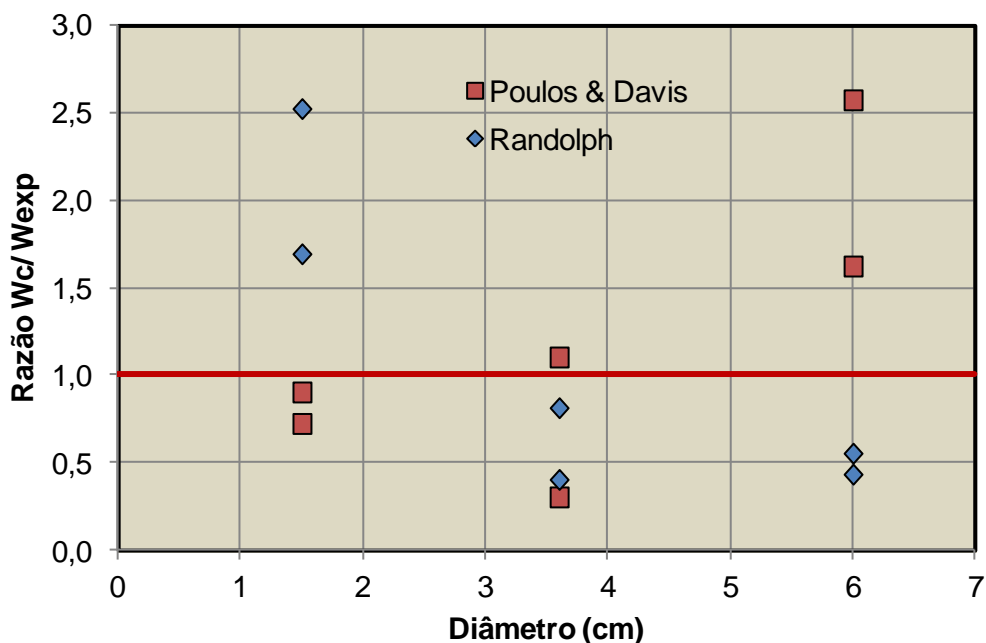


Figura 4.15: Comparação dos resultados da razão W_c/W_{exp} do tanque com areia fofa de acordo com os métodos de Poulos & Davis e Randolph

Da Figura 4.15, nota-se que os resultados de recalque calculados pelo método de Poulos & Davis mostraram uma previsão satisfatória nas estacas de 1,5 e 3,6cm de diâmetro (E01, E04 e E05). As estacas de 6cm de diâmetro tiveram uma razão W_c/W_{exp} mais elevada.

De acordo com o método de Randolph, a estaca que mais se aproximou do valor experimental foi a de 3,6cm de diâmetro (E02), sendo que a estaca de 1,5cm teve os valores calculados maiores do que os experimentais e a estaca de 6cm obteve valores menores do que o experimental. A estaca E05 também teve seu valor teórico menor do que o experimental.

Os resultados obtidos no tanque com areia densa podem ser vistos na Tabela 4.9. As estacas que não chegaram à ruptura (E07, E08, E09 e E12) não foram consideradas.

A Figura 4.16 mostra graficamente os resultados da comparação dos dados experimentais com dados calculados de acordo com os métodos de Poulos & Davis, e Randolph.

Tabela 4.9: Comparação dos recalques previstos pelos métodos teóricos com o recalque de ruptura para o tanque de areia densa

Estaca	W_{exp} (mm)	W_c/W_{exp}	
		<i>Poulos & Davis</i>	<i>Randolph</i>
E01	10,29	0,199	0,151
E02	10,39	0,354	0,268
E03	6,85	0,634	0,479
E04	8,59	0,342	0,114
E05	5,63	0,952	0,318
E06	4,53	1,095	0,366
E07	-	-	-
E08	-	-	-
E09	-	-	-
E10	8,54	0,374	0,125
E11	2,99	2,014	0,672
E12	-	-	-

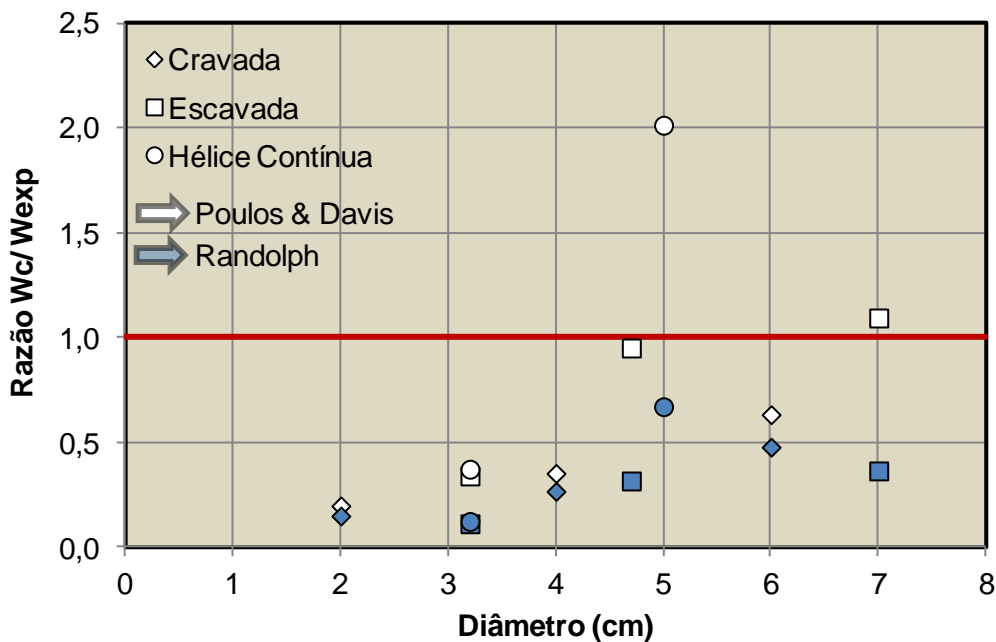


Figura 4.16: Comparação dos resultados da razão W_c/W_{exp} do tanque com areia densa de acordo com os métodos de Poulos & Davis e Randolph

Para o tanque de areia densa, o método de Poulos & Davis fez uma boa previsão do recalque das estacas escavadas de 4 e 6cm de diâmetro, porém para as demais estacas, o recalque calculado foi menor do que o obtido

através das provas de carga. A previsão pelo método de Randolph se aproximou mais do experimental no caso da estaca hélice contínua de 4cm de diâmetro. A maioria das estacas teve seu valor de recalque minorado nas previsões e isso mostrou que os métodos de previsão de recalque não são aplicáveis a modelos reduzidos de estacas.

4.7. PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO

Os ensaios de tração foram realizados em todas as estacas do tanque com areia densa. As curvas carga vs. deslocamento encontram-se no Apêndice E.

Os resultados de capacidade de carga lateral experimentais foram comparados com a literatura, de acordo com a fórmula de resistência lateral de Meyerhof citada no Capítulo 2. A Tabela 4.10 apresenta a relação $Q_{l,ult}/P_u$ para cada estaca ensaiada e a Figura 4.17 mostra a comparação gráfica dos resultados.

Tabela 4.10: Comparação dos resultados de tração com o método de Meyerhof para resistência lateral

Estaca	$Q_{l,ult}$ (kgf)	P_u (kgf)	$Q_{l,ult} / P_u$
E01	58,9	40,0	1,47
E02	117,8	220,0	0,54
E03	176,7	400,0	0,44
E04	58,9	10,0	5,89
E05	117,8	80,0	1,47
E06	176,7	100,0	1,77
E07	58,9	40,0	1,47
E08	117,8	100,0	1,18
E09	176,7	143,0	1,24
E10	58,9	15,0	3,93
E11	117,8	111,0	1,06
E12	176,7	130,0	1,36

Os resultados experimentais que mais se aproximaram da teoria proposta por Meyerhof foram das estacas E08, E09, E11 e E12, sendo elas estacas ômega e hélice contínua. As estacas que tiveram as maiores relações $Q_{l,ult}/P_u$ foram as escavada e hélice contínua de 2cm (E04 e E10).

Nota-se que a previsão de capacidade de carga lateral sugerida por Meyerhof pode ser utilizada para modelos reduzidos dependendo do processo executivo. Para as estacas ômega e hélice contínua com 4 e 6cm de diâmetro, o método é aplicável.

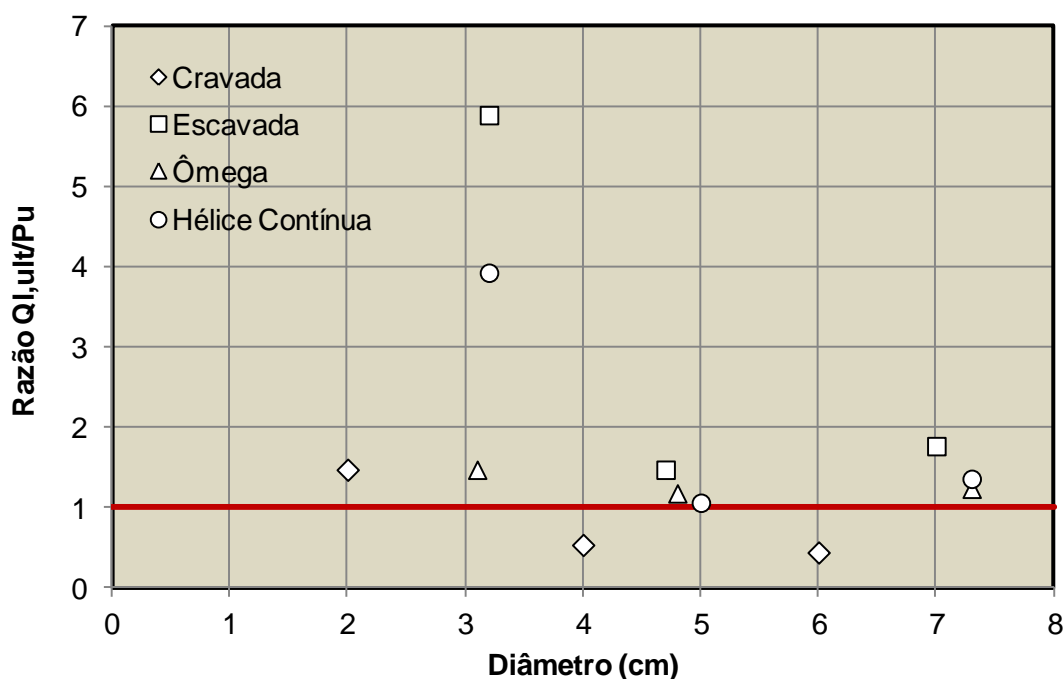


Figura 4.17: Comparação dos resultados da razão $Q_{l,ult}/P_u$ do tanque com areia densa de acordo com o método de Meyerhof

4.8. CAPACIDADE DE CARGA UTILIZANDO O MÉTODO SEMIEMPÍRICO

Com os resultados de capacidade de carga última e lateral encontrados nas provas de carga, utilizou-se o método semiempírico de Aoki & Velloso para calcular os coeficientes F_1 e F_2 equivalentes aos modelos reduzidos (Tabela 4.11).

Os valores equivalentes de F_1 e F_2 foram comparados aos valores da literatura, sugeridos por Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas e Monteiro (Tabela 2.4).

Tabela 4.11: Valores de $F1$ e $F2$ equivalentes de acordo com os métodos de Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas e Monteiro

Estaca	Método Executivo	Aoki & Velloso		Laprovitera & Benegas		Monteiro	
		$F1eq$	$F2eq$	$F1eq$	$F2eq$	$F1eq$	$F2eq$
E01	Cravada	2,80	52,78	1,68	31,67	2,05	57,79
E02		3,29	38,38	1,97	23,03	2,40	42,03
E03		4,19	47,50	2,51	28,50	3,06	52,01
E04	Escavada	4,66	337,78	2,80	202,67	3,40	369,87
E05		2,81	124,03	1,69	74,42	2,05	135,81
E06		4,47	221,67	2,68	133,00	3,27	242,73
E07	Ômega	4,16	81,81	2,50	49,08	3,04	89,58
E08		1,92	101,34	1,15	60,80	1,40	110,96
E09		3,23	161,66	1,94	96,99	2,35	177,02
E10	Hélice Contínua	4,32	225,19	2,59	135,11	3,16	246,58
E11		2,85	95,10	1,71	57,06	2,08	104,13
E12		3,56	177,82	2,14	106,69	2,60	194,72

As razões $F1/F1eq$ e $F2/F2eq$ encontram-se na Tabela 4.12 e as comparações de forma gráfica podem ser vistas nas Figuras 4.18 e 4.19.

Tabela 4.12: Comparação dos valores de $F1$ e $F2$ equivalentes com os valores sugeridos na literatura

Estaca	Aoki & Velloso		Laprovitera & Benegas		Monteiro	
	$F1 / F1eq$	$F2 / F2eq$	$F1 / F1eq$	$F2 / F2eq$	$F1 / F1eq$	$F2 / F2eq$
E01	0,624	0,066	1,188	0,111	1,221	0,061
E02	0,533	0,091	1,015	0,152	1,042	0,083
E03	0,418	0,074	0,796	0,123	0,818	0,067
E04	0,643	0,018	1,609	0,022	0,646	0,006
E05	1,068	0,048	2,669	0,060	1,073	0,018
E06	0,670	0,027	1,676	0,034	0,673	0,010
E07	0,720	0,073	1,801	0,092	0,724	0,027
E08	1,560	0,059	3,899	0,074	1,567	0,022
E09	0,930	0,037	2,325	0,046	0,934	0,014
E10	0,694	0,027	1,735	0,033	0,950	0,015
E11	1,052	0,063	2,630	0,079	1,441	0,036
E12	0,843	0,034	2,108	0,042	1,155	0,020

Na Figura 4.19, observamos uma maior diferença entre $F2eq$ e os valores sugeridos na literatura. Os valores de $F2$ sugeridos por Aoki & Velloso representam em média 5% dos valores equivalentes, enquanto as sugestões de Laprovitera & Benegas e Monteiro representam 7% e 3%, respectivamente.

Os resultados mostram que os coeficientes $F2eq$ não podem ser aplicados a modelos reduzidos, portanto o método semiempírico de Aoki & Velloso não deve ser utilizado para escalas menores.

5. CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos na extrapolação das curvas carga vs. recalque, pôde-se concluir que os métodos matemáticos são aplicáveis a modelos reduzidos e os demais métodos possuem restrições. O método que mais se aproximou da forma de ruptura das provas de carga foi o de Van der Veen, que foi utilizado para previsão da capacidade de carga das estacas que não chegaram à ruptura.

No tanque com areia fofa, a previsão da capacidade de carga utilizando os métodos teóricos mostrou que o método de Terzaghi é o menos conservador, e o método de Meyerhof, principalmente a solução para solos granulares, se aproximou dos resultados encontrados nas provas de carga. As escalas que obtiveram os melhores resultados foram as de 1,5 e 6cm de diâmetro.

Os métodos teóricos não levam em consideração o processo executivo da estaca, porém o método de Meyerhof utiliza o coeficiente de empuxo do solo K_s , que mostra um diferencial nas previsões, pois permite considerar a areia como densa ou fofa. Meyerhof também sugere uma solução específica para solos granulares, que é o material utilizado nesta pesquisa.

No tanque com areia densa, as previsões de capacidade de carga através dos métodos teóricos de Terzaghi e Meyerhof foram semelhantes. Os resultados calculados e experimentais tiveram uma variação menor nas estacas de 2 e 4cm, enquanto a maior variação encontrada foi nas estacas de 6cm de diâmetro.

Em relação às previsões de recalque, o método de Poulos & Davis mostrou bons resultados no tanque com areia fofa para as estacas de 1,5 e 3,6cm de diâmetro. Já o método de Randolph, teve a melhor relação W_c/W_{exp} na estaca E02 de 3,6cm de diâmetro.

Para o tanque com areia densa, a previsão através dos métodos teóricos minorou os resultados de recalque na ruptura da maioria das estacas. As estacas escavadas de 4 e 6cm de diâmetro tiveram o recalque previsto por Poulos & Davis próximo dos resultados da prova de carga, enquanto a estaca hélice contínua de 4cm de diâmetro foi a que teve menor relação W_c/W_{exp} de acordo com o método de Randolph.

Os resultados dos ensaios de tração foram comparados com a teoria proposta por Meyerhof, e as estacas que tiveram as menores relações $Q_{l,ult}/P_u$ foram as estacas ômega e hélice contínua com 4 e 6cm de diâmetro. As maiores relações foram encontradas nas estacas escavadas e hélice contínua de 2cm de diâmetro. Portanto, o método citado pode ser utilizado para modelos reduzidos, com restrições do processo executivo.

Por fim, o método semiempírico de Aoki & Velloso foi utilizado para comparação dos coeficientes $F1$ e $F2$ sugeridos na literatura com os encontrados para os modelos reduzidos. Os valores de $F1_{eq}$ se aproximaram mais das sugestões de Aoki & Velloso e Monteiro. Os melhores resultados foram encontrados nas estacas cravadas, escavadas e hélice contínua. Já os valores de $F2$ da literatura não se aplicam aos modelos reduzidos.

Uma sugestão para trabalhos futuros seria verificar a possibilidade de utilização de outros métodos de previsão de capacidade de carga e recalque encontrados na literatura. Sugere-se também, realizar uma comparação dos modelos reduzidos com os modelos em escala real.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). **Estacas – Prova de Carga Estática - Método de Ensaio**. Designação da norma: ABNT – NBR 12131/2006.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). **Estacas – Ensaios de Carregamento Dinâmico**. Designação da norma: ABNT – NBR 13208/2007.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). **Projeto e Execução de Fundações**. Designação da norma: ABNT – NBR 6122/10.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). **Solo – Análise Granulométrica**. Designação da norma: ABNT – NBR 6508/84.
- ASTM – American Society for Testing and Materials – D3080 / D3080M – 11. **Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**.
- ASTM – American Society for Testing and Materials – D7181-11. **Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. (2001). **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade**. Tese de Doutorado Em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo, São Paulo, 263p.
- ALMEIDA NETO, J. A. (2002). **Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 193p.
- ALMEIDA NETO, J. A.; KOCHEN, R. (2003). **Estacas Hélice Contínua e Ômega: Aspectos Executivos**. Artigo Revista Engenharia. n 556, p. 88-93.
- ALONSO, U.R. (2000a). **Contribuição para a Formação de um Banco de Dados de Provas de Carga Estáticas em Estacas Hélice Contínua**. 4º

Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: p. 430 - 450.

ALONSO, U. R. (1991). **Previsão e Controle das Fundações**. Editora Edgar Blücher Ltda , São Paulo, 1a ed., 152p.

ALONSO, U. R. (1997). **Prova de Carga Estática em Estacas (Uma Proposta para a Revisão da Norma NBR 12131)**. Solos e Rochas, 20(1): p 47-59.

AMANN, K. (2008). **Análise Matemática e Paramétrica dos Métodos de Interpretação da Curva Carga x Recalque de Estacas**. CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, Coimbra, 11p.

AOKI, N. (1989). **Invited Contribution on Driveability of Piles**. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, v.5, p. 2963 - 2966.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. (1986). **Provas de Carga em Estacas Pré-Fabricadas de Concreto Centrifugado**. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII COBRAMSEF. Porto Alegre, v.6, p. 287-295.

BERGMEISTER, K.; SANTA, U. (2001). **Global Monitoring Concepts for Bridges**. Structural Concrete, vol.2, nº 1, p. 29-39. ISSN 1464-4177.

BOTTIAU, M.; CORTDVRINDT, G. (1994). **Recent Experience with the Omegapile**. In: International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations, 5th, Bruges. Proceedings. Bruges: DFI, p. 3.11.1 - 3.11.7.

BRASFOND (2012). **Metodologia Executiva – Estacas em Solo**. Disponível em: <<http://www.brasfond.com.br/fundacoes/egdiametro.html>>. Acesso em: Setembro de 2012.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. (1998). **Installation Parameters and Capacity of Screwed Piles**. In: International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, 3rd, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 95-108.

- CAMAPUM DE CARVALHO, J., SILVA, C.M., PAOLUCCI, H.V.N., GONZÁLEZ, Y.V. & VALENCIA, L.A.L. (2008). **Considerações sobre a análise dos resultados de provas de carga estáticas.** VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia SEFE VI. São Paulo - SP, V. 1, p. 355-369.
- CAMPOS, G. G. G. (2005). **Análise Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Laterítico de Londrina/PR.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 162p.
- CHIN, F. K. (1970). **Estimation of the Ultimate Load of Piles Not Carried to Failure.** Proc. of the 2nd South-East Asia Conference on Soil Engineering, p. 81-90.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (1999). **Carga Admissível em Fundações Profundas.** São Carlos: EESC-USP, 1^a ed, v. 1, 61p.
- CONSTANCIO, L. A. (2010). **Capacidade de Carga de um Modelo de Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofo com Reforço de Geotêxtil.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade Estadual de Campinas. 202p.
- COYLE, H.M. & REESE, L.C. (1966). **Load Transfer Axially Loaded Piles in Clay.** ASCE, 92: p. 1-26.
- DE BEER, E. E. (1988). **Different Behavior of Bored and Driven Piles.** 1ST INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p. 47-82.
- DÉCOURT, L. (1996). **A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez.** In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, V.1, p. 215-224.
- DÉCOURT, L. (2008). **Provas de Carga em Estacas podem Dizer Muito Mais do que têm Dito.** In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e

Geotecnia, VI SEFE, 2008, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2008, V.1, p. 221-245.

FELLENIOUS, B. T. (1980). **The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests**. Ground Engineering. p. 19-31.

FELLENIOUS, B. H. (2006). **Basics of Foundation Design**. Eletronic Edition, January.

FUNDESP (2002). Comunicação pessoal.

GEOFUND (2012). **Fundações Especiais**. Disponível em: <<http://www.geofund.com.br/estacasomega.html>>. Acesso em: Setembro 2012.

GOMES, R. C. (1993). **Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis**. Tese de Doutorado em Geotecnia. USP. São Carlos. 116p.

HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S. & NIYAMA, S. (1999). **Fundações Teoria e Prática**. 2ª edição, Ed. PINI, São Paulo, SP, 750p.

HARRIS, H. G.; SABNIS, G. M. (1999). **Structural Modeling and Experimental Techniques**. 2nd edition. CRC PRESS. Boca Raton.

KULHAWY, F. H. & HIRANY, A. (1989). **Interpretation of Load Tests on Drilled Shafts Part 2: Axial Uplift**; Foundation Engineering: Current Principles and Practice, vol. 2, p.1150-1159.

LOBO, B. O. (2005). **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. Dissertação de Mestrado, Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 139p.

MAGALHÃES, P. H. L. (2005). **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. 270p.

- MASSAD, F. (1986). **Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.9, n.1, p. 33-38.
- MAZURKIEWICZ, B. K. (1972). **Test Loading of Piles According to Polish Regulations.** Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Comm. On Pile Research Report, nº 35, 20p.
- MELO, B. N. (2009). **Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade Estadual de Campinas. 250p.
- MELO, L. R. T. (2011). **Monitoração de Modelos Físicos Reduzidos para Investigação do Comportamento de Estruturas em Escala Real.** Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 261p.
- MILITITSKY, J. (1991). **Provas de Carga Estáticas.** 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, São Paulo: ABMS/ABEF, vol.2, p. 203-228.
- MOTTA, V. F. (1972). **Curso de Teoria da Semelhança.** Editora UFRS. UFRS. Rio Grande do Sul.
- NOVAS, L. A. A. (2002). **Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro nos Solos Argilosos da Formação “Libertad”, Uruguay.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRGS, Porto Alegre.
- NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. (1996). **Verificação de Desempenho.** HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. S.; FROTA, R. G. Q.; NIYAMA, S. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Editora Pini, p. 723-751.
- PENNA, A. S. D. *et al.* (1999). **A Estaca Hélice Contínua - A Experiência Atual.** 1ª ed. São Paulo: FALCONI, F. F. & MARZIONNA, J. D. (Ed.). ABMS/ABEF/IE. 162p.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1980). **Pile Foundation Analysis and Design.** New York, John Willey and sons, 397p.

- RANDOLPH, M. F. & WROTH, C. P. (1978). **Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles**. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., 104, n. GT12, p. 1465-1488.
- REINHORN, A. M. (2008). **Experimental Methods in Structural Engineering**. Lecture Notes of Departamento of Civil. Structural and Environmental Engineering of University at Buffalo, Buffalo, New York.
- RIBEIRO, L. F. M. (2000). **Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicado a Barragens de Rejeitos**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 235p.
- SANTOS, A. P. R. (1985). **Análise de Fundações Submetidas a Esforços de Arrancamento pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro. 113p.
- SILVA, C. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2010). **Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra**. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado: ABMS, v. 1, p. 1-12.
- TAVARES, M. V. C. F. (2012). **Avaliação Experimental de Fundações Estaqueadas em Modelos 1g**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 155 p.
- TSUHA, C. H. C. (2007). **Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas Helicoidais em Solo Arenoso**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 275p.
- VAN DER VEEN, C. (1953). **The Bearing Capacity of a Pile**. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, p. 84-90.

- VAN IMPE, W. F. (1994). **Influence of Screw Pile Installation Parameters on the Overall Behaviour**. Workshop “Piled foundations: full scale investigations, analysis and design”. Napels, dez. 1994.
- VAN IMPE, W. F.; VAN IMPE, P. O.; VIGGIAN, C.; RUSSO, G.; BOTTIAU, M. (1998). **Load Settlement Behavior versus Distinctive Û-Pile Execution Parameters**. In: International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, 3rd, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 355-366.
- VARGAS, M. (1977). **Uma Experiência Brasileira em Fundações por Estacas**. Parte 1: Teoria das estacas verticais carregadas axialmente. Geotecnia, Lisboa, n. 23, p. 3-33.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2010). **Fundações, Volume 2: Fundações Profundas** – Nova Edição, São Paulo, Oficina de Textos 2010. 569p.

APÊNDICE A

CURVAS CARGA VS. RECALQUE DAS PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO – TANQUE COM AREIA FOFA

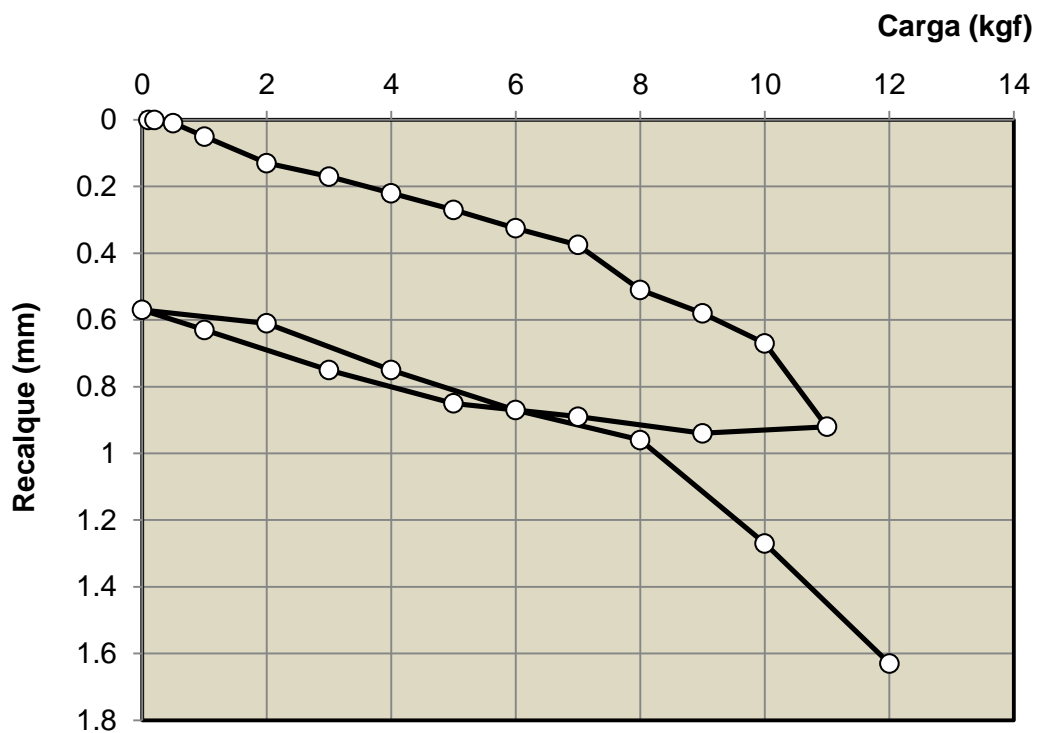


Figura A.1: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 1,5cm (E01)

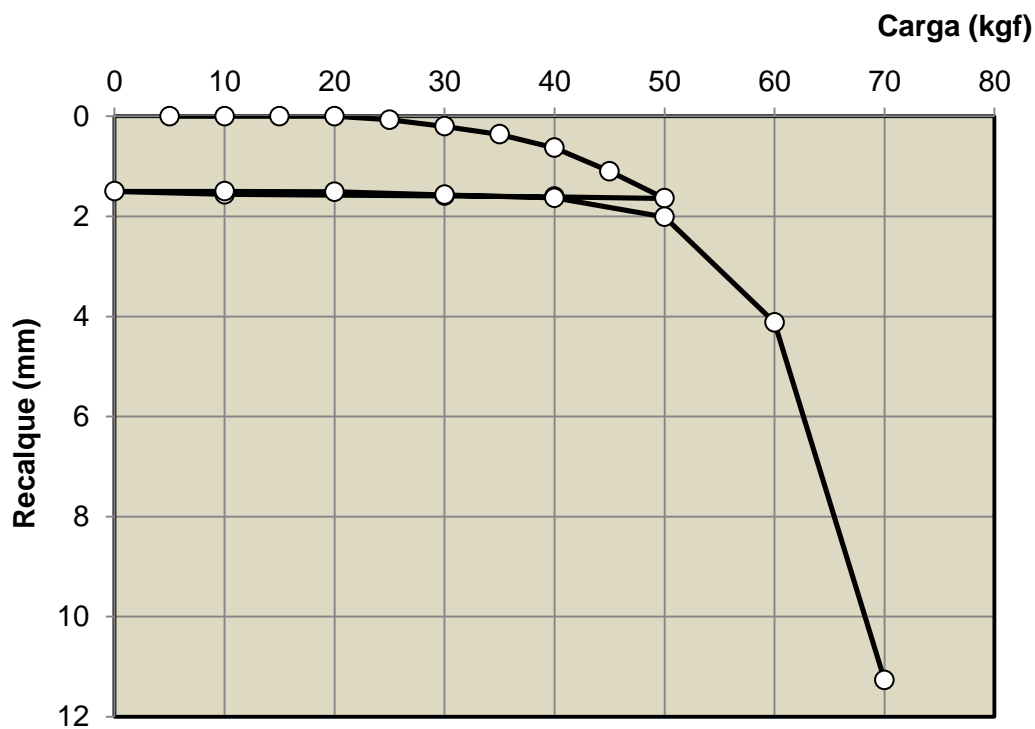


Figura A.2: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 3,6cm (E02)

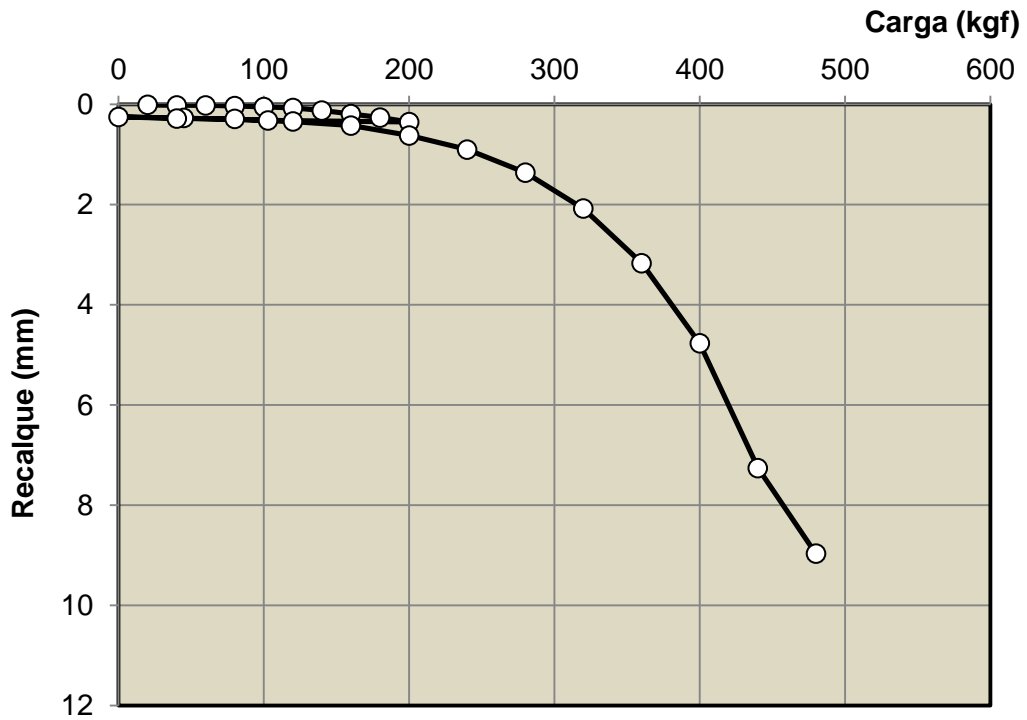


Figura A.3: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)

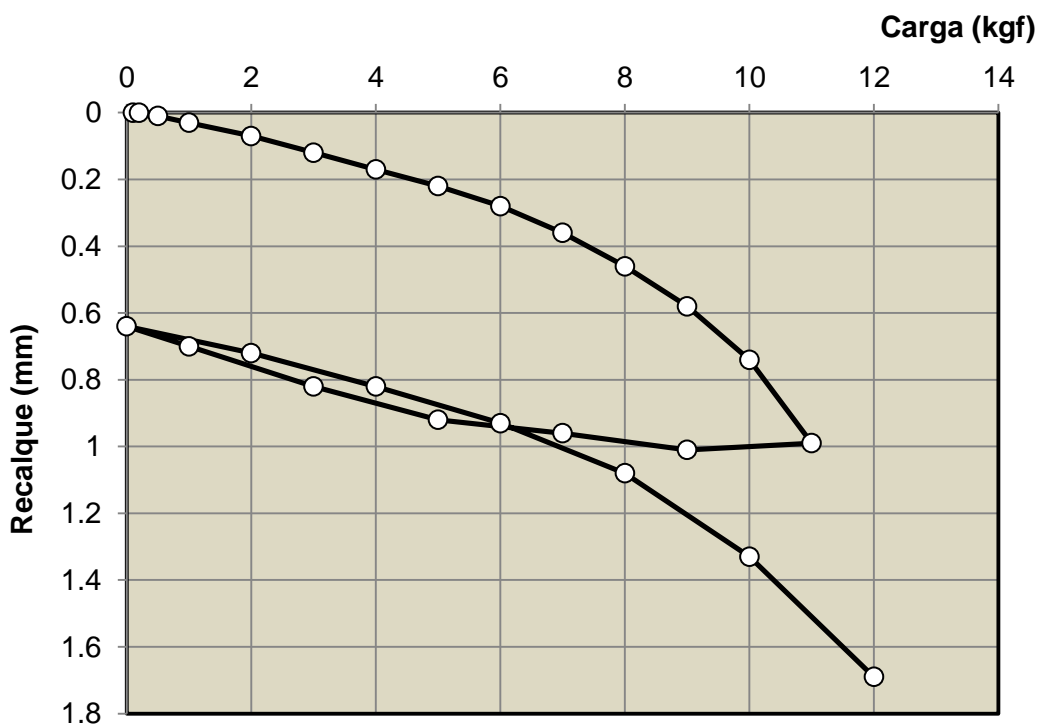


Figura A.4: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 1,5cm (E04)

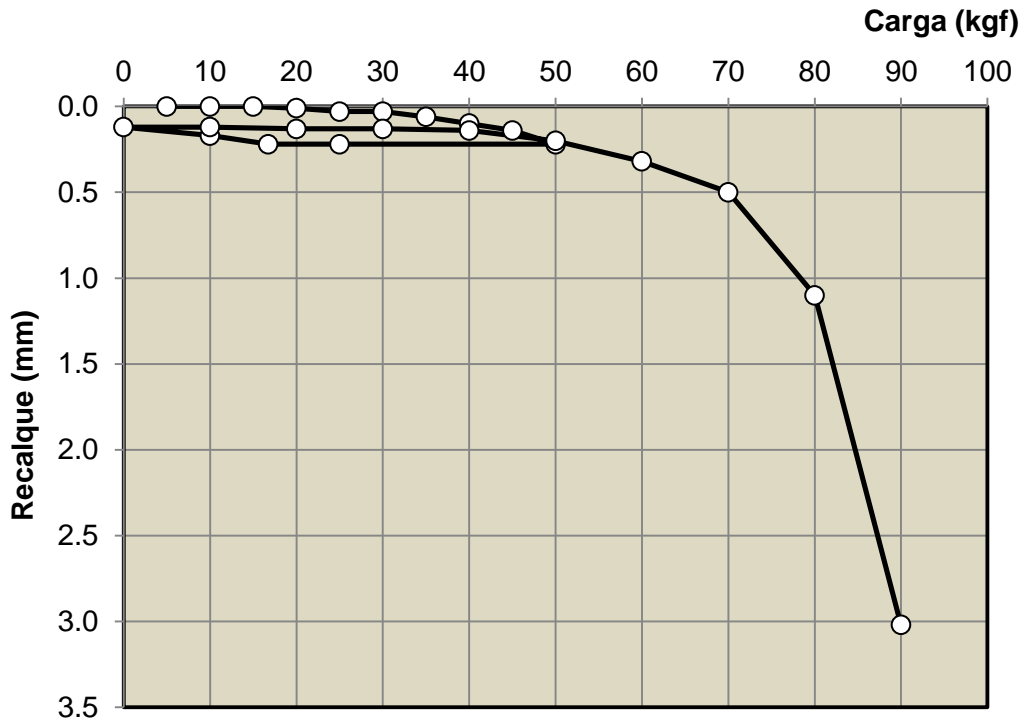


Figura A.5: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 3,6cm (E05)

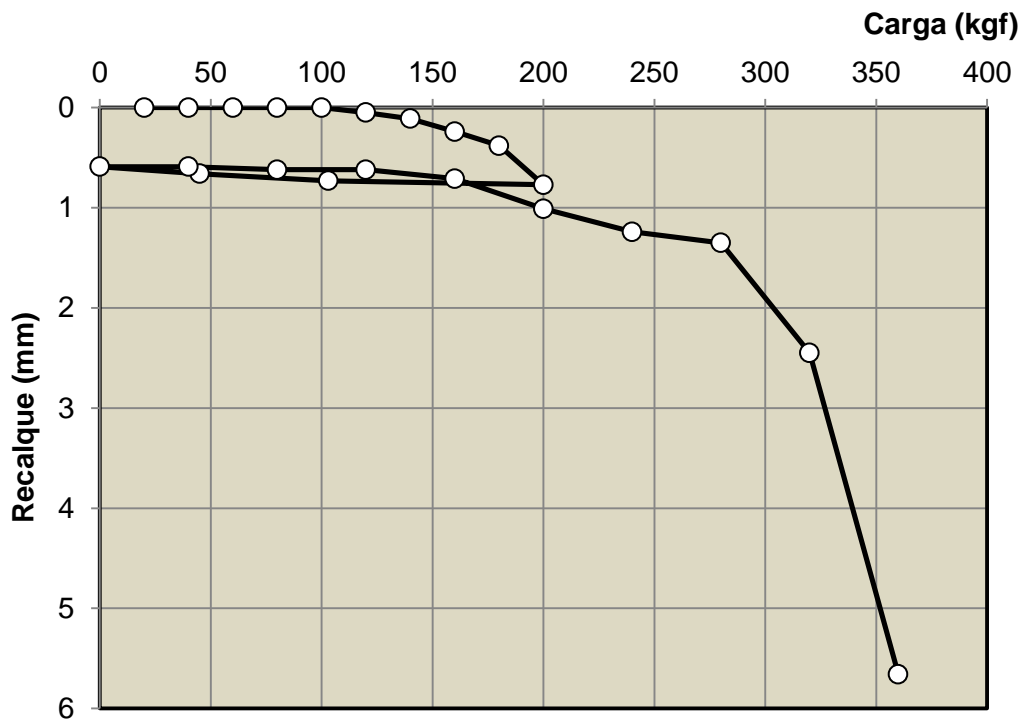


Figura A.6: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E06)

APÊNDICE B

CURVAS CARGA VS. RECALQUE DAS PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO – TANQUE COM AREIA DENSA

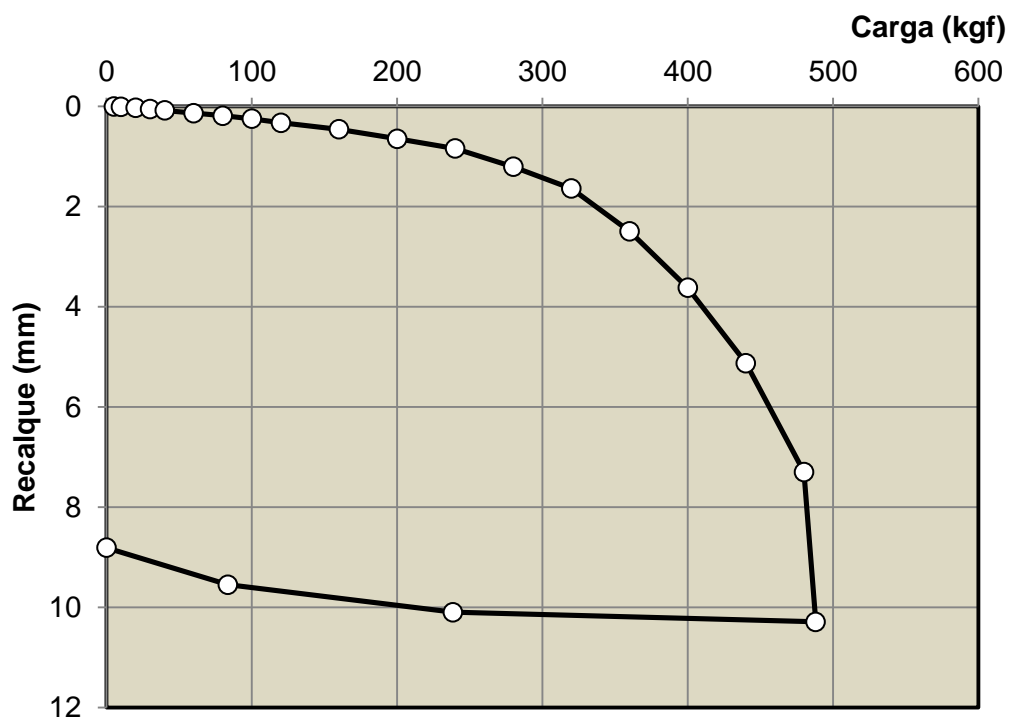


Figura B.1: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 2cm (E01)

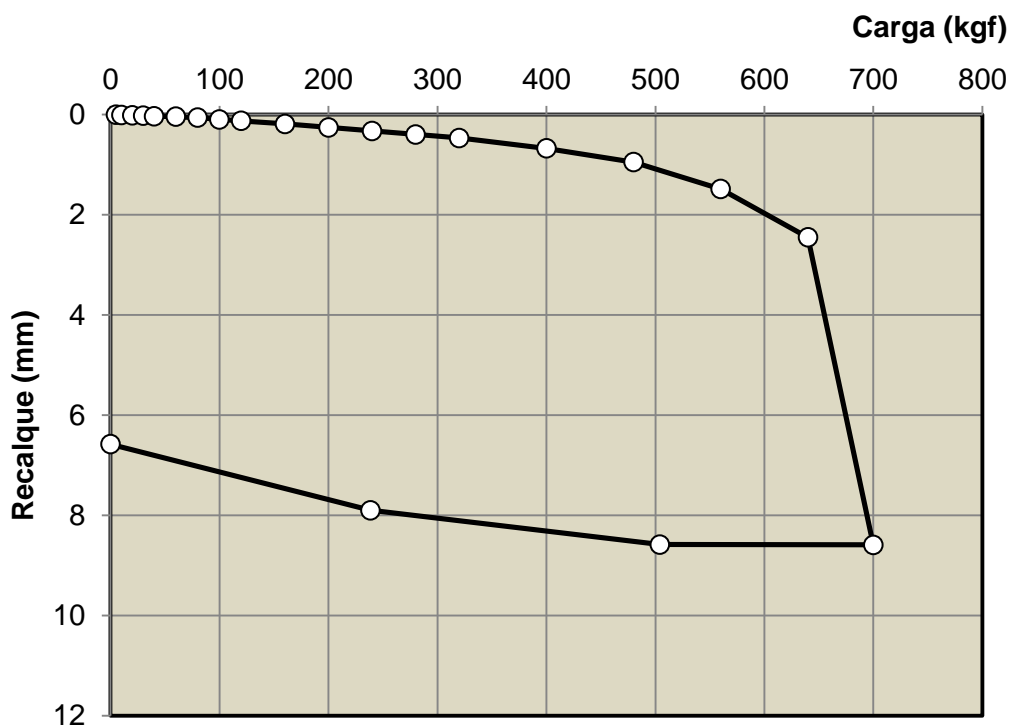


Figura B.2: Curva carga vs. recalque da estaca escavada com diâmetro de 2cm (E04)

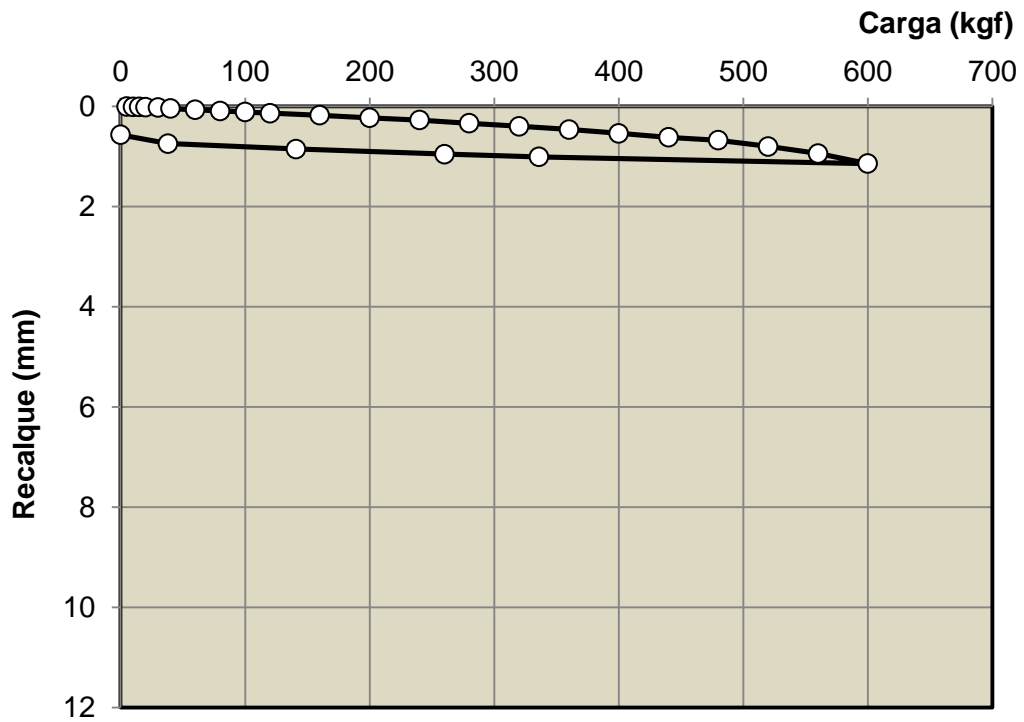


Figura B.3: Curva carga vs. recalque da estaca ômega com diâmetro de 2cm (E07)

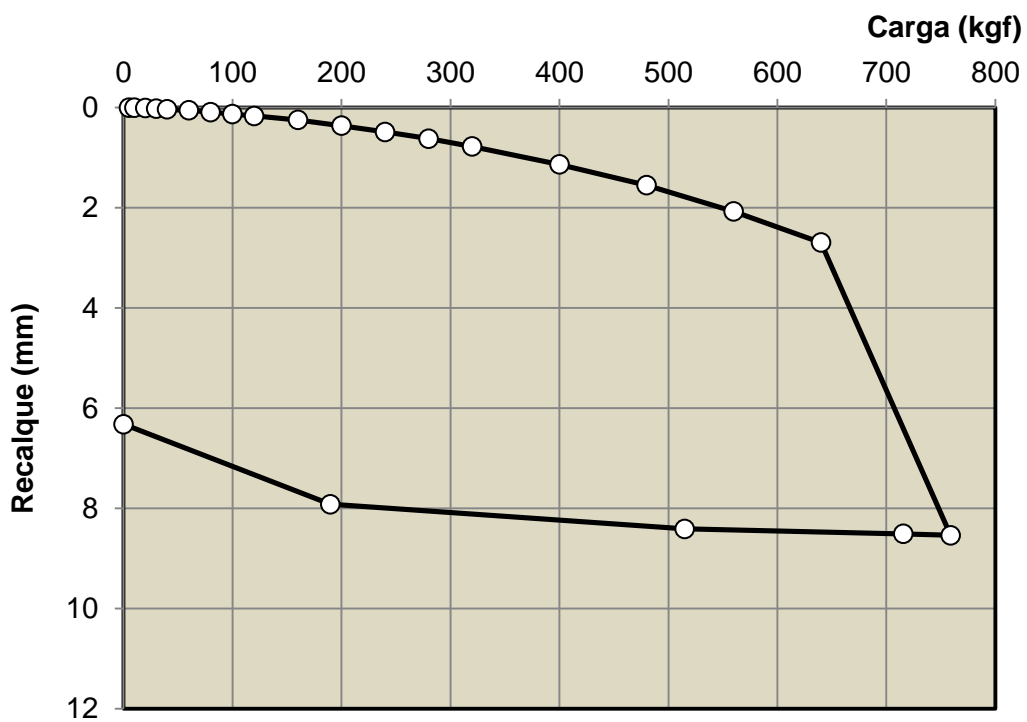


Figura B.4: Curva carga vs. recalque da estaca hélice contínua com diâmetro de 2cm (E10)

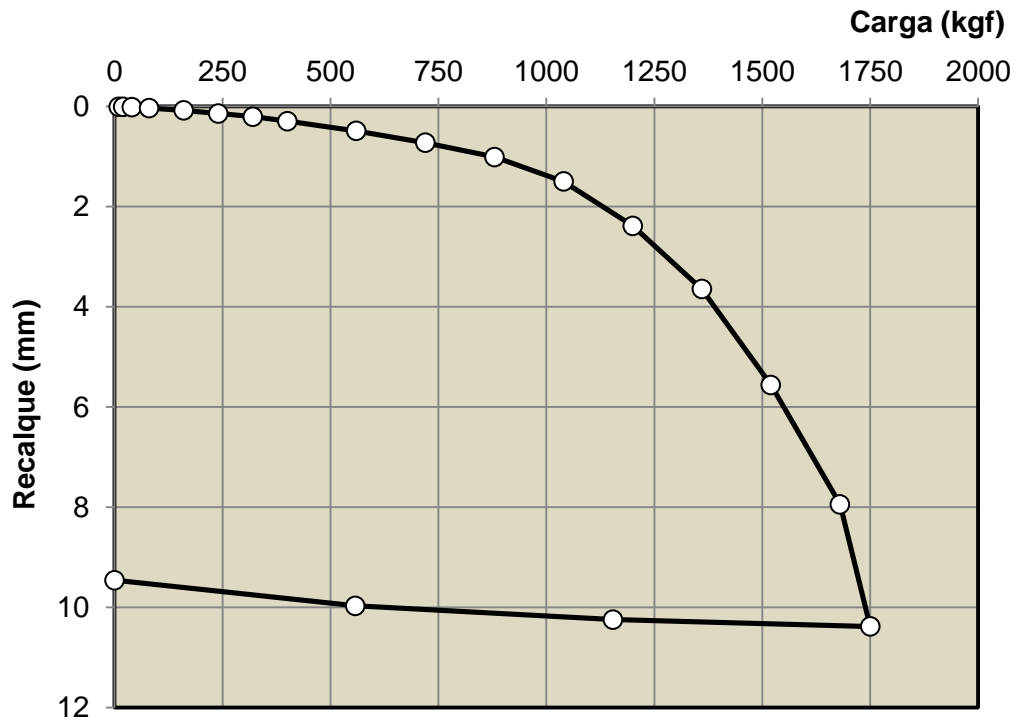


Figura B.5: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 4cm (E02)

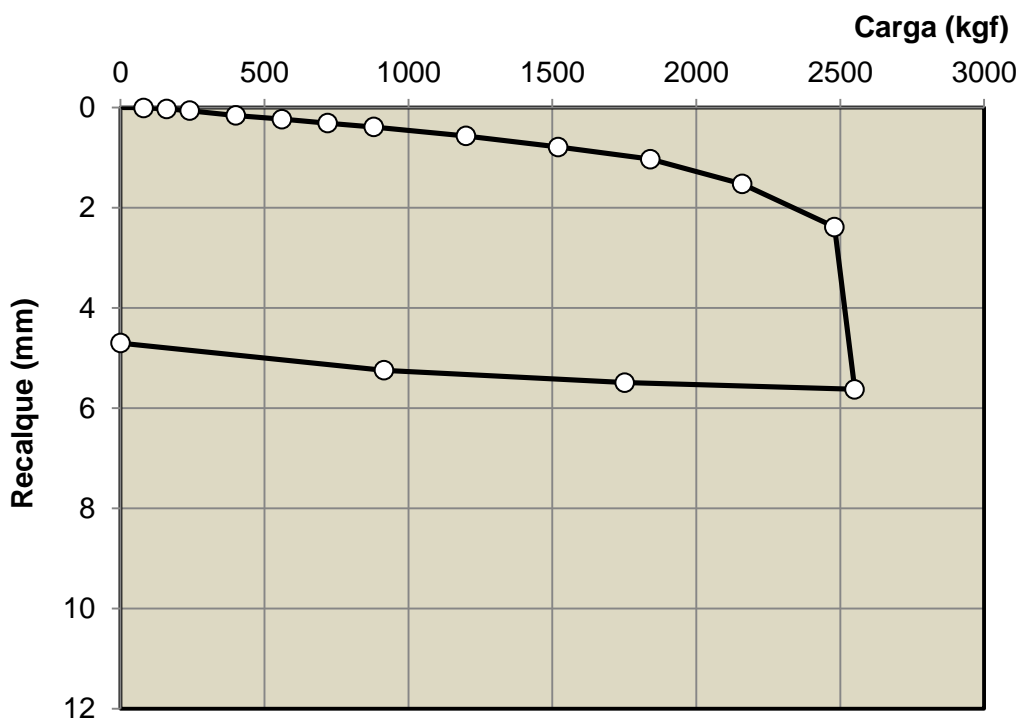


Figura B.6: Curva carga vs. recalque da estaca escavada com diâmetro de 4cm (E05)

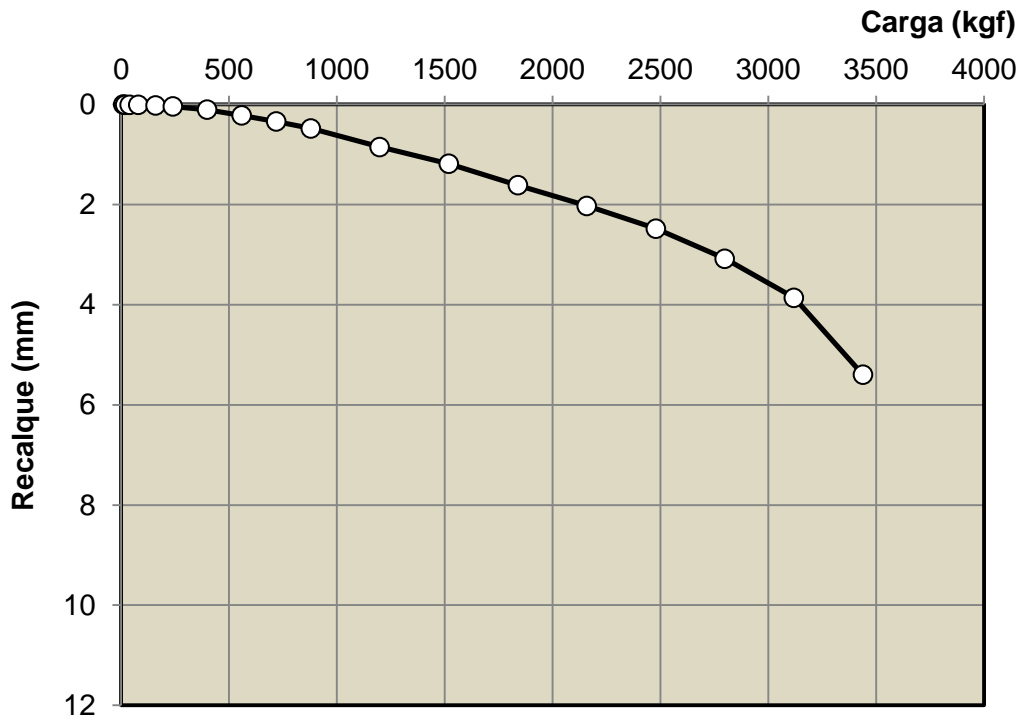


Figura B.7: Curva carga vs. recalque da estaca ômega com diâmetro de 4cm (E08)

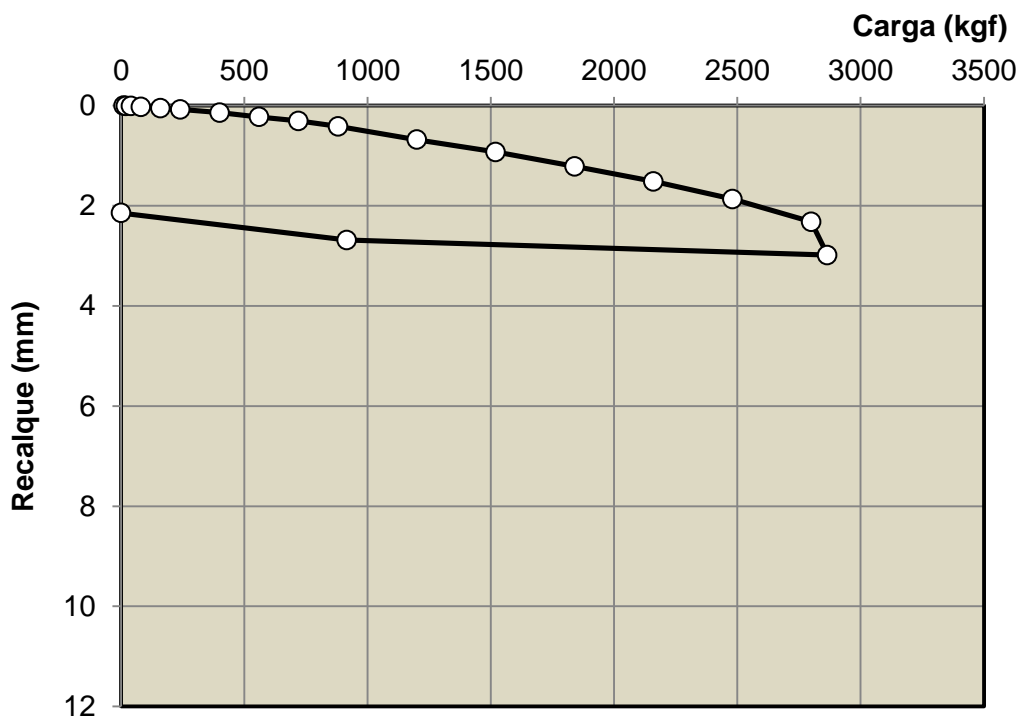


Figura B.8: Curva carga vs. recalque da estaca hélice contínua com diâmetro de 4cm (E11)

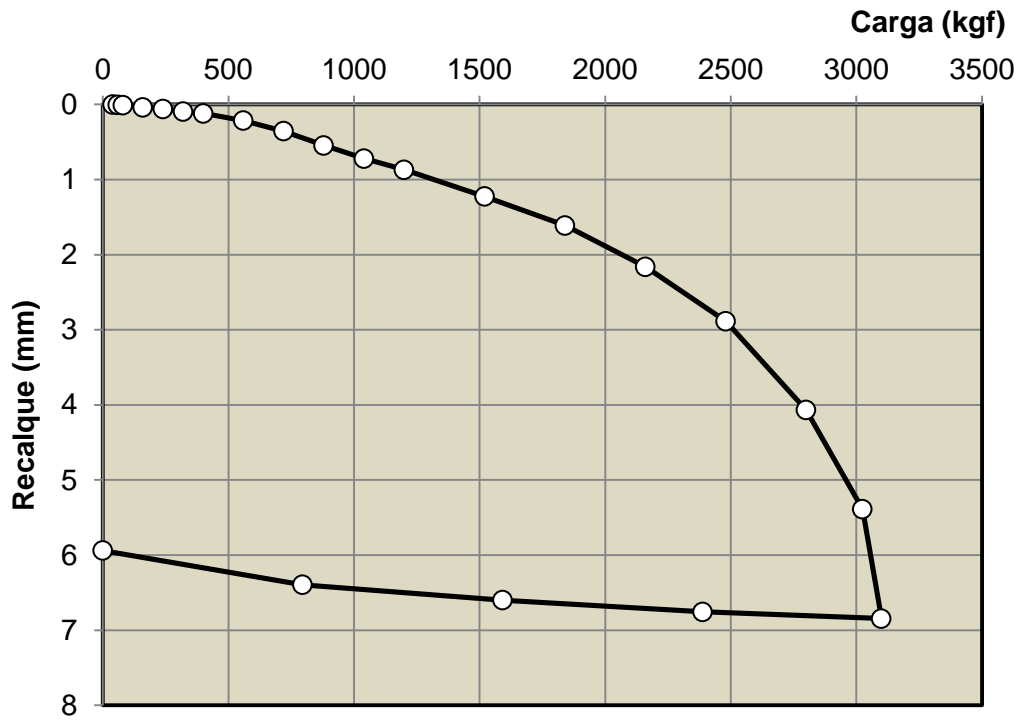


Figura B.9: Curva carga vs. recalque da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)

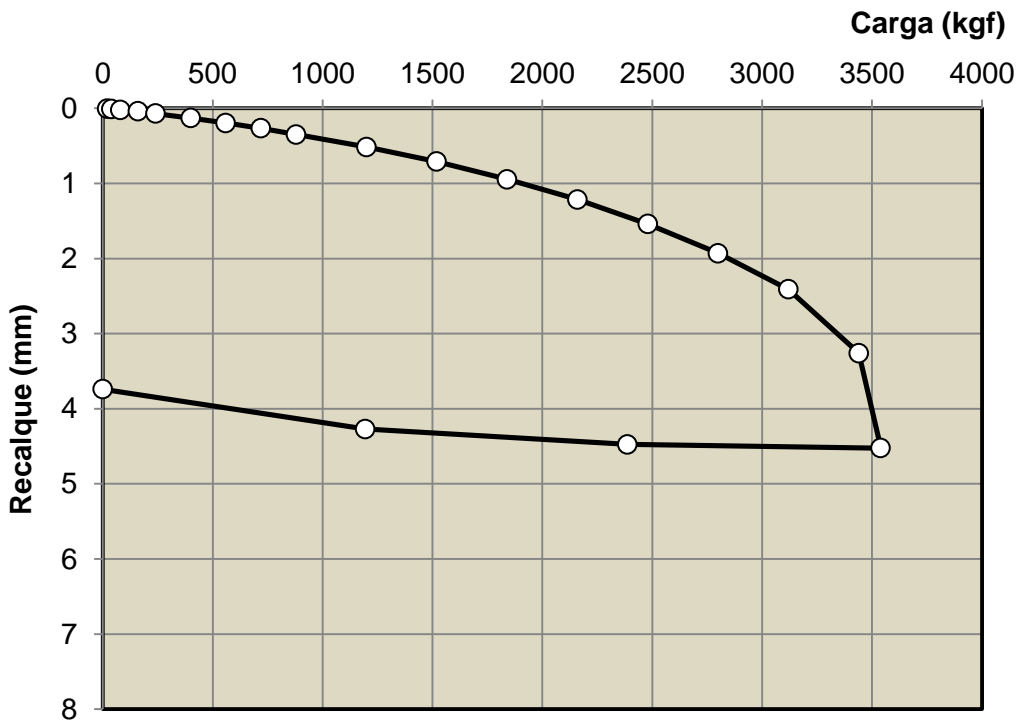


Figura B.10: Curva carga vs. recalque da estaca escavada com diâmetro de 6cm (E06)

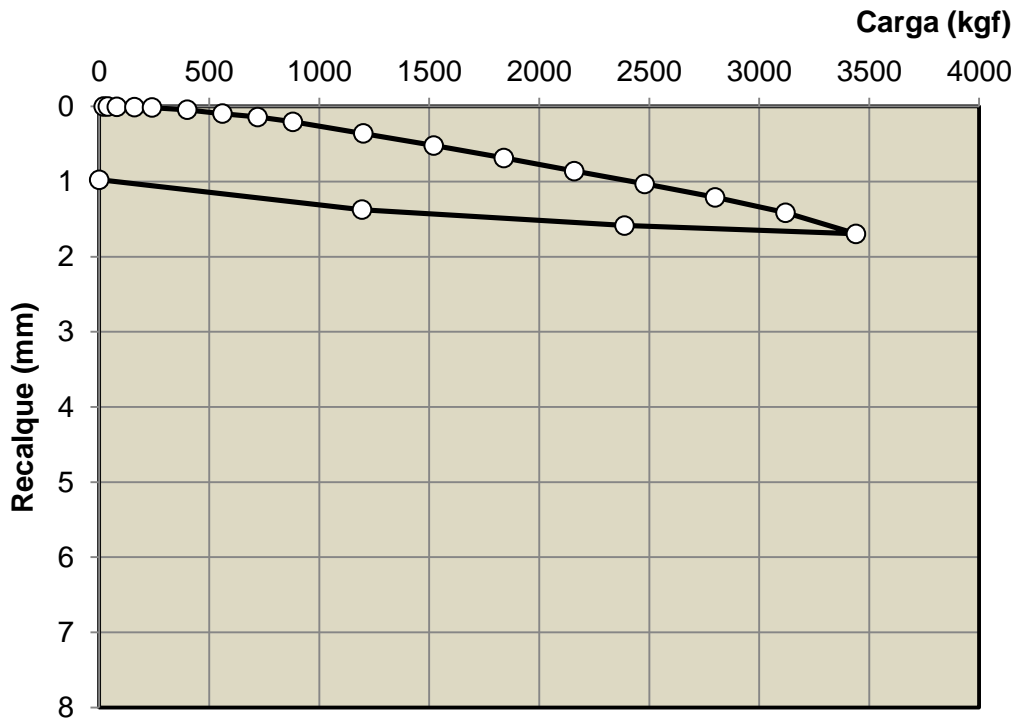


Figura B.11: Curva carga vs. recalque da estaca ômega com diâmetro de 6cm (E09)

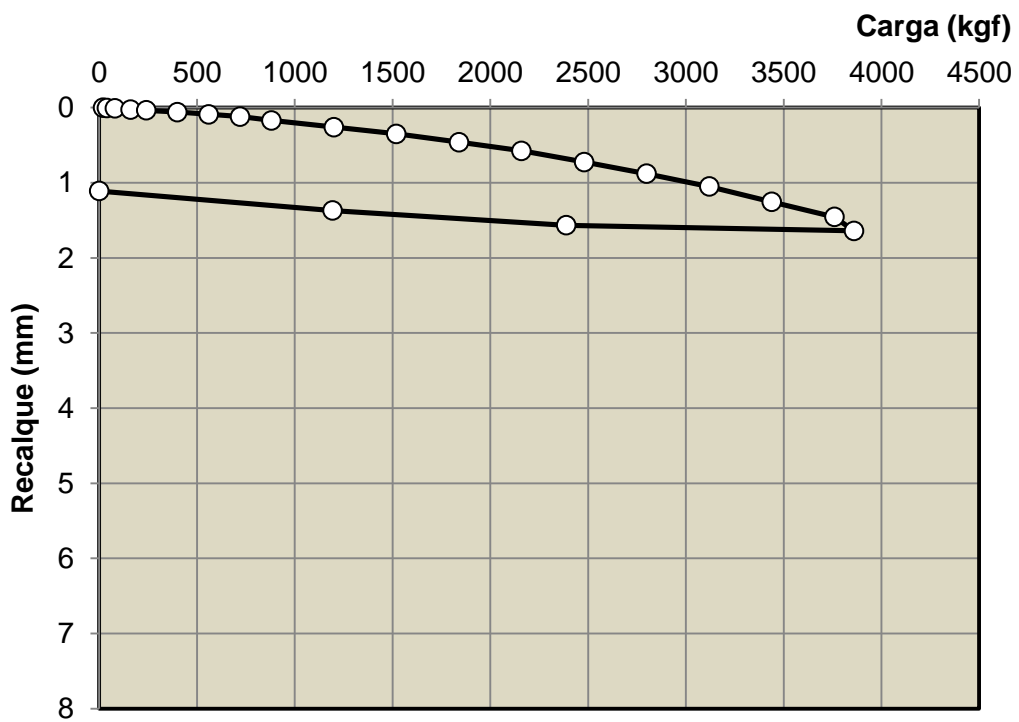


Figura B.12: Curva carga vs. recalque da estaca hélice contínua com diâmetro de 6cm (E12)

APÊNDICE C

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA VS. RECALQUE

INTERPRETAÇÃO DA PROVA DE CARGA DA ESTACA E01

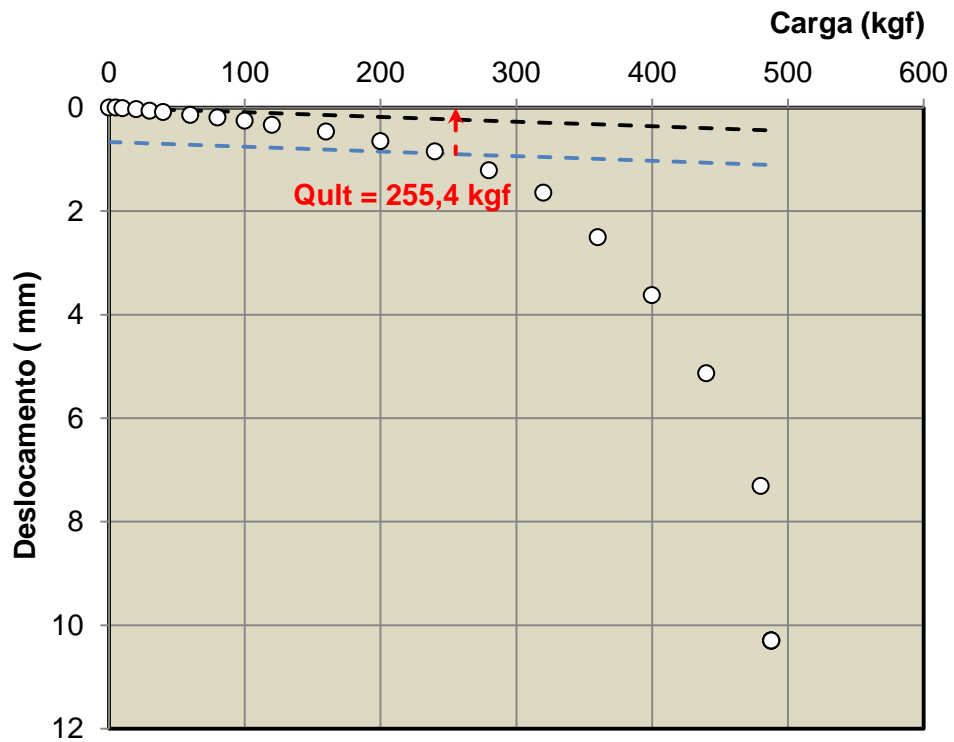


Figura C.1: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método da NBR 6122)

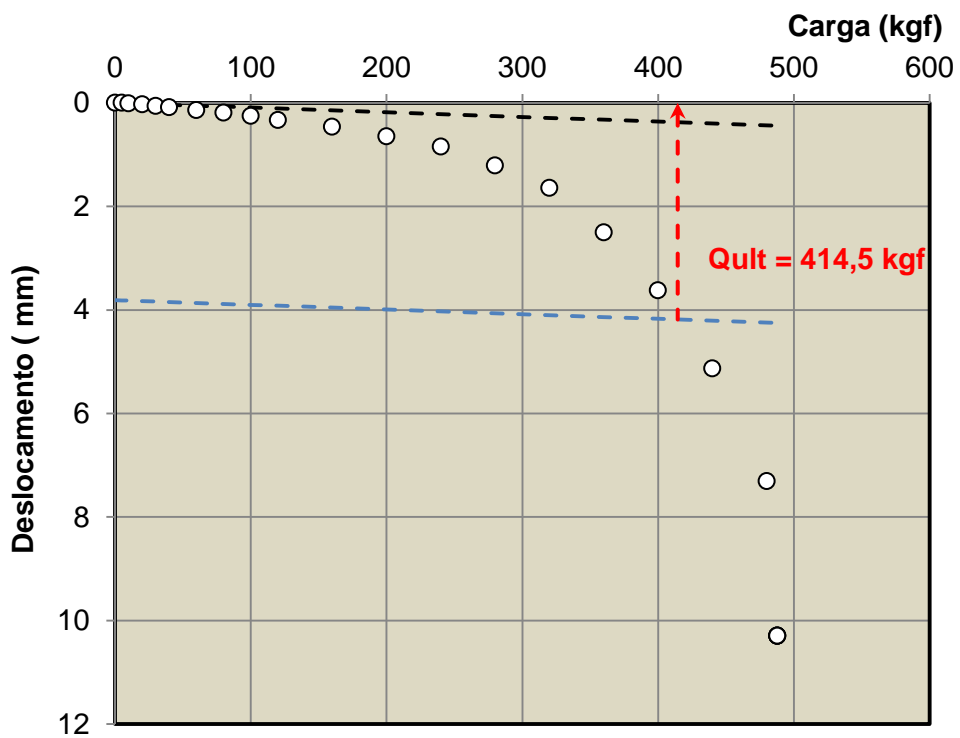


Figura C.2: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de Davisson)

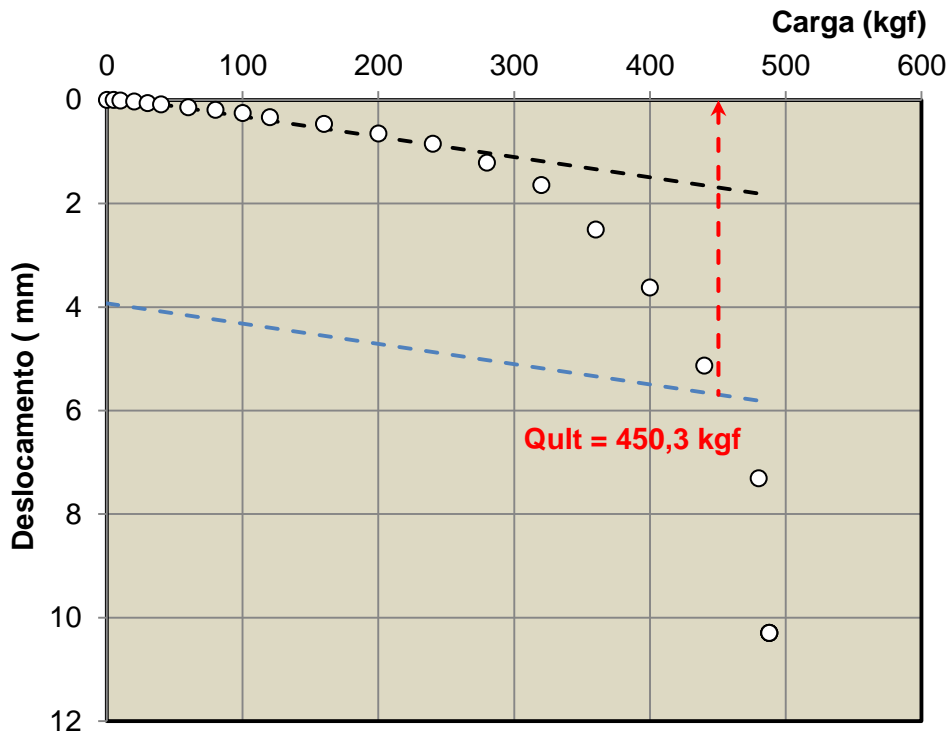


Figura C.3: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método da Inclinação da Tangente)

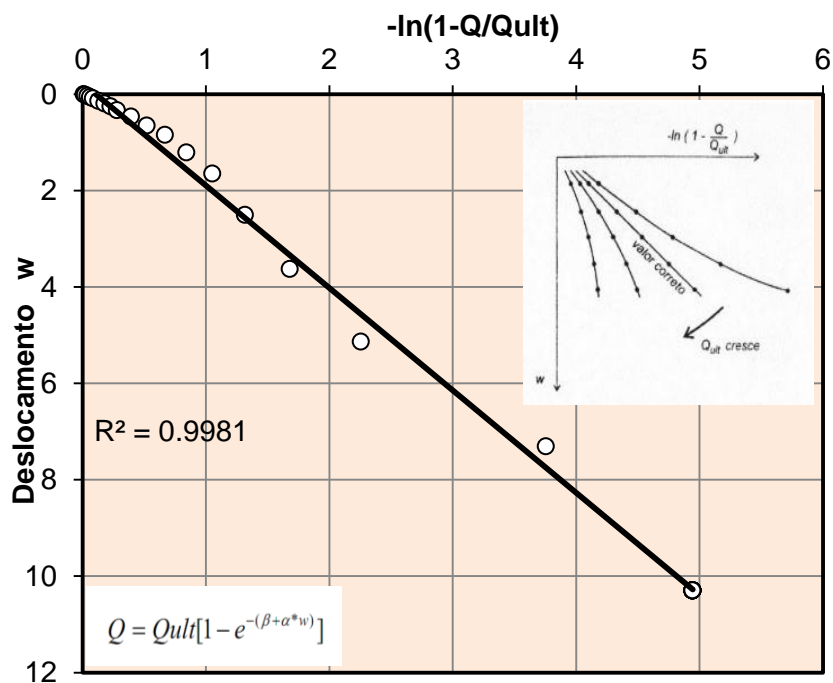


Figura C.4: Variação de $-\ln(1-Q/Q_{ult})$ com o deslocamento com melhor ajuste para determinação da capacidade de carga última segundo o método de Van der Veen (1953)

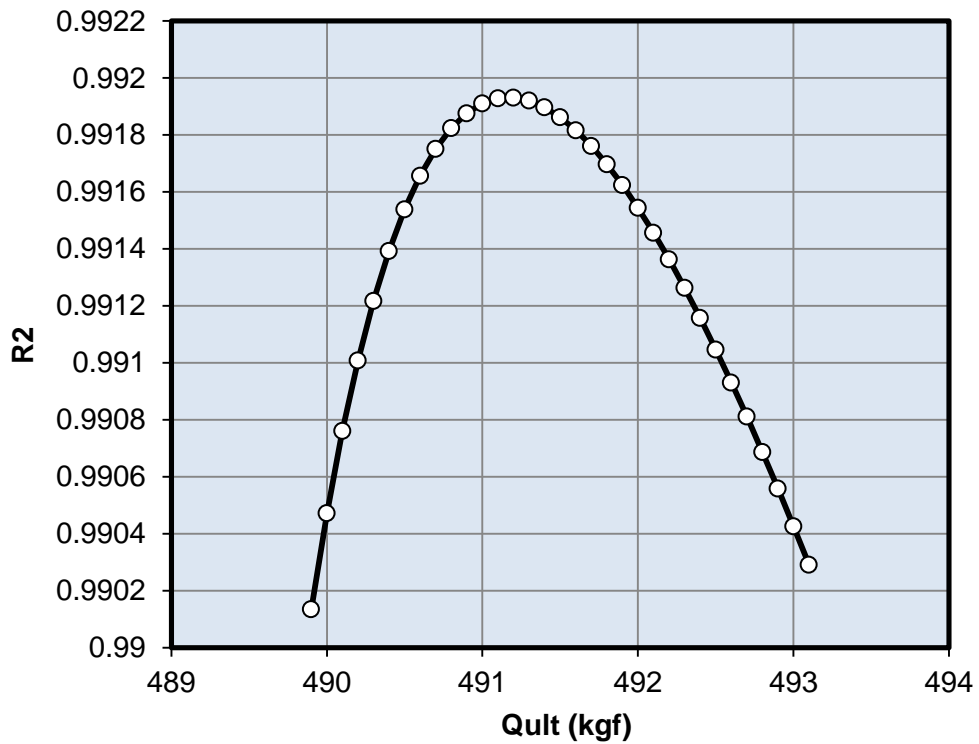


Figura C.5: Variação do coeficiente R^2 com o deslocamento indicando a capacidade de carga última para melhor ajuste da curva de Van der Veen

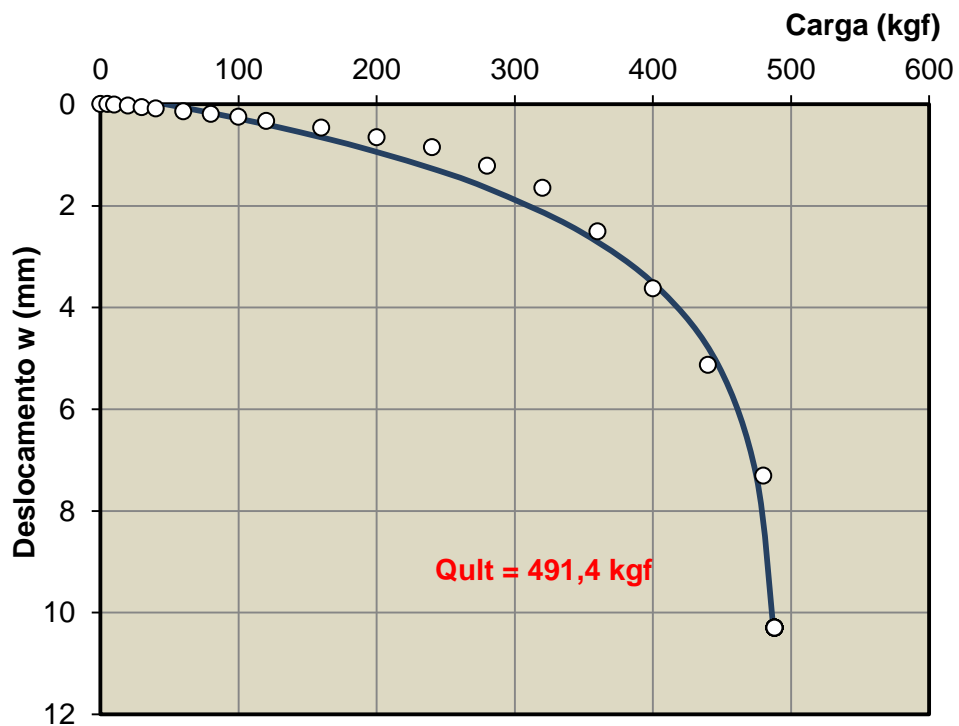


Figura C.6: Dados experimentais e previsão da curva carga vs. deslocamento segundo a metodologia de Van der Veen (1953)

Tabela C.1: Capacidade de carga última de acordo com os métodos de porcentagem do diâmetro

Referência	Observações	Fração do diâmetro (%)	w_{ult} (mm)	Q_{ult} (kgf)
<i>Vesic (1977)</i>	ruptura do fuste	2	0,4	141,54
<i>Vesic (1977)</i>	ruptura do base	10	2	336,61
<i>Velloso e Lopes (2002)</i>	ruptura do fuste em estacas cravadas	1	0,2	83,33
<i>Velloso e Lopes (2002)</i>	ruptura da base em estacas cravadas	5	1	256,99
<i>Milititsky (1991) referindo à norma inglesa (BSI-CP2004)</i>	para estacas escavadas	10	2	336,61

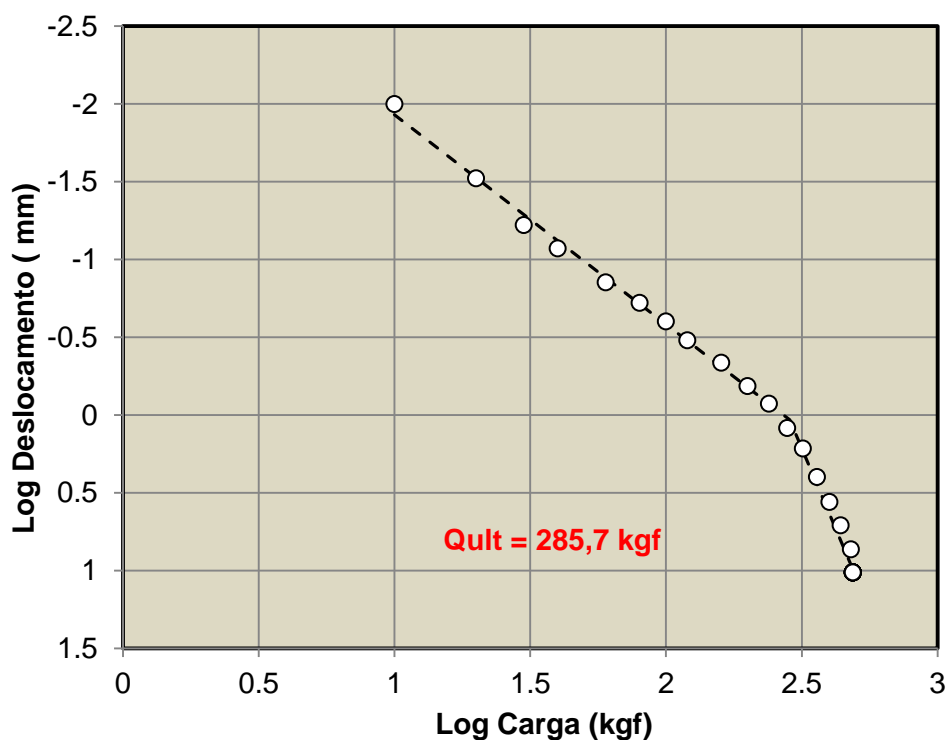


Figura C.7: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de De Beer)

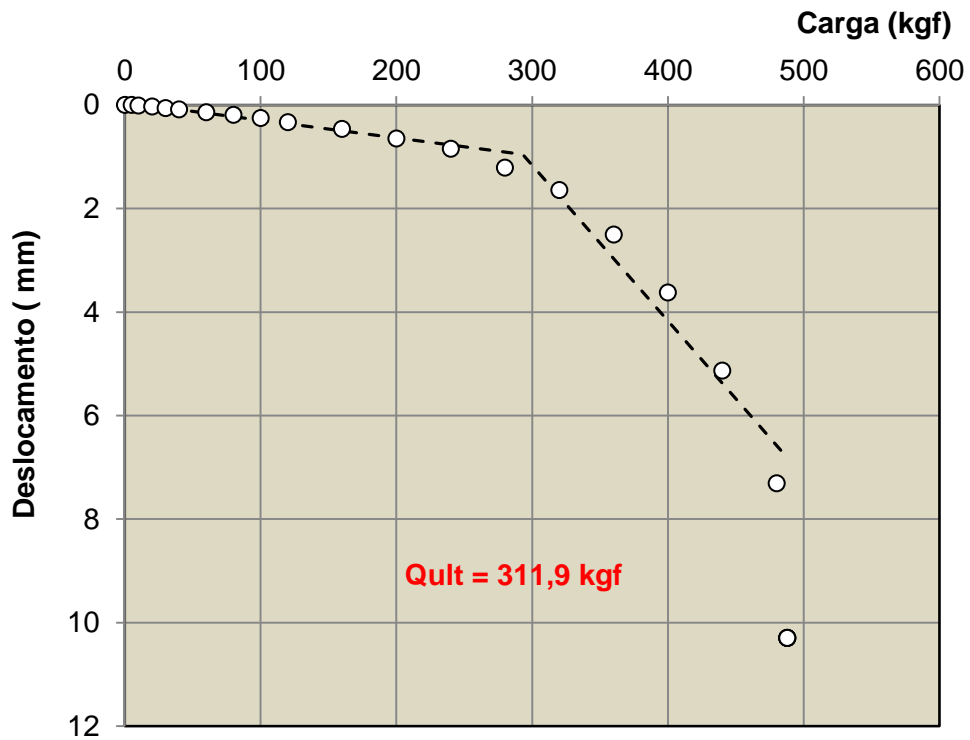


Figura C.8: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de Housel)

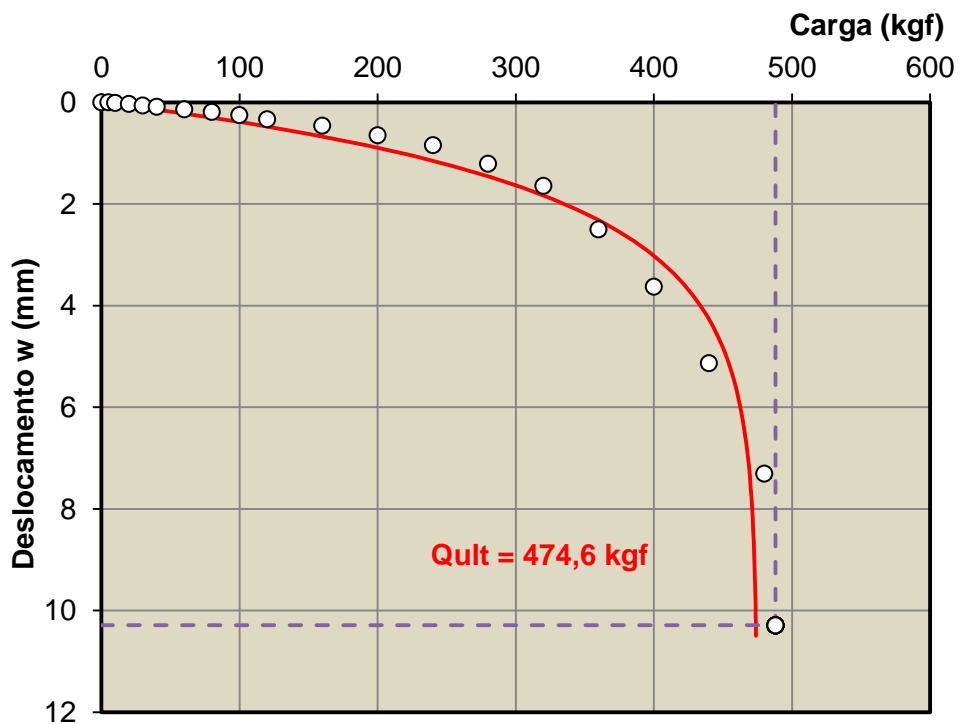


Figura C.9: Curva carga vs. deslocamento do ensaio e estimada pelo método de Mazurkiewicz com os limites onde é feita a interpolação da curva

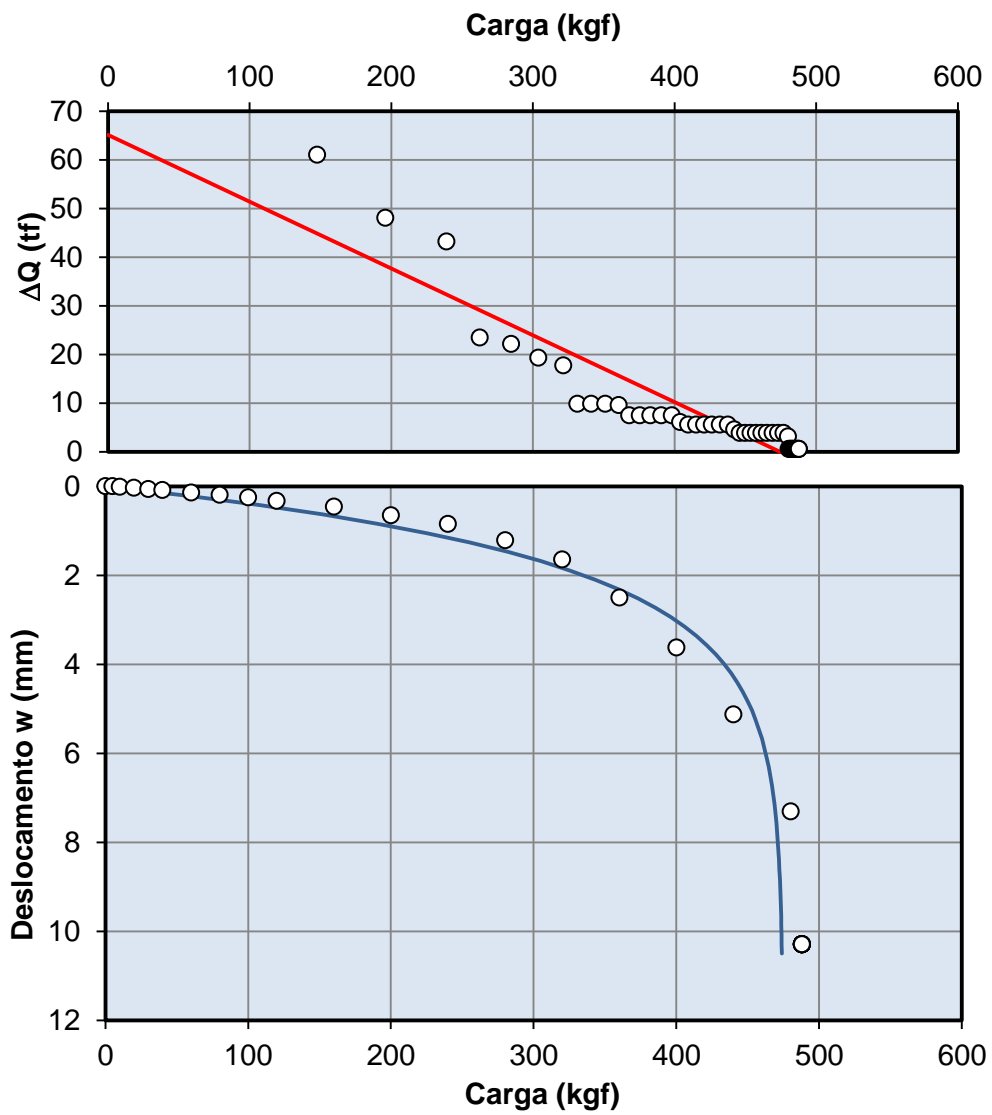


Figura C.10: Curva da variação da carga entre dois pontos de incremento de deslocamentos constantes (passo) vs. carga (Método de Mazurkiewicz)

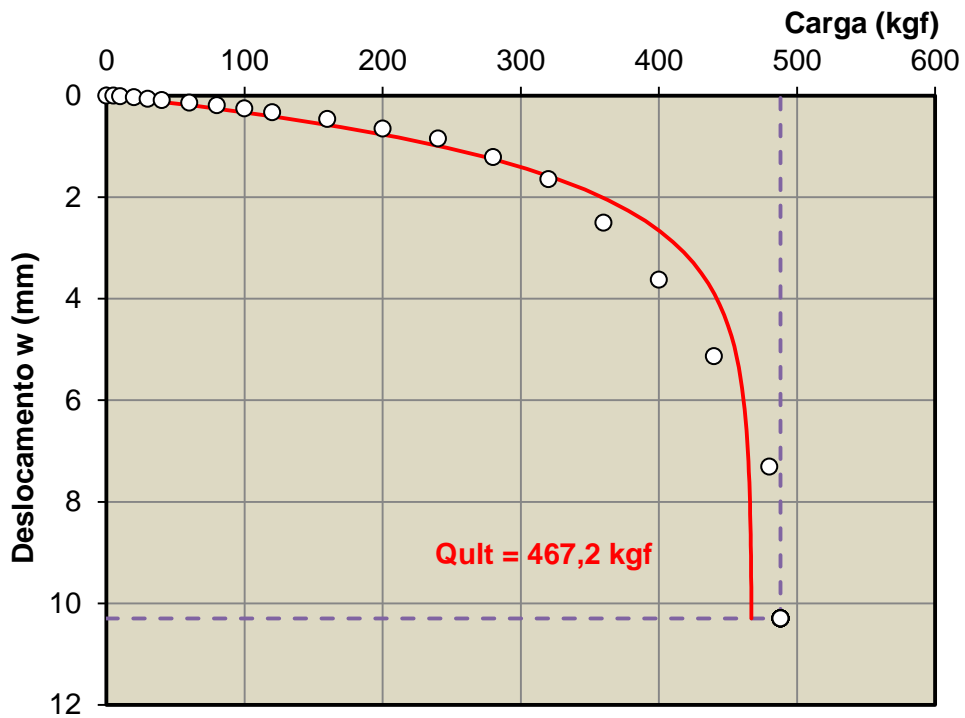


Figura C.11: Curva carga vs. deslocamento indicando os limites onde é feita a interpolação da curva (Método de Massad)

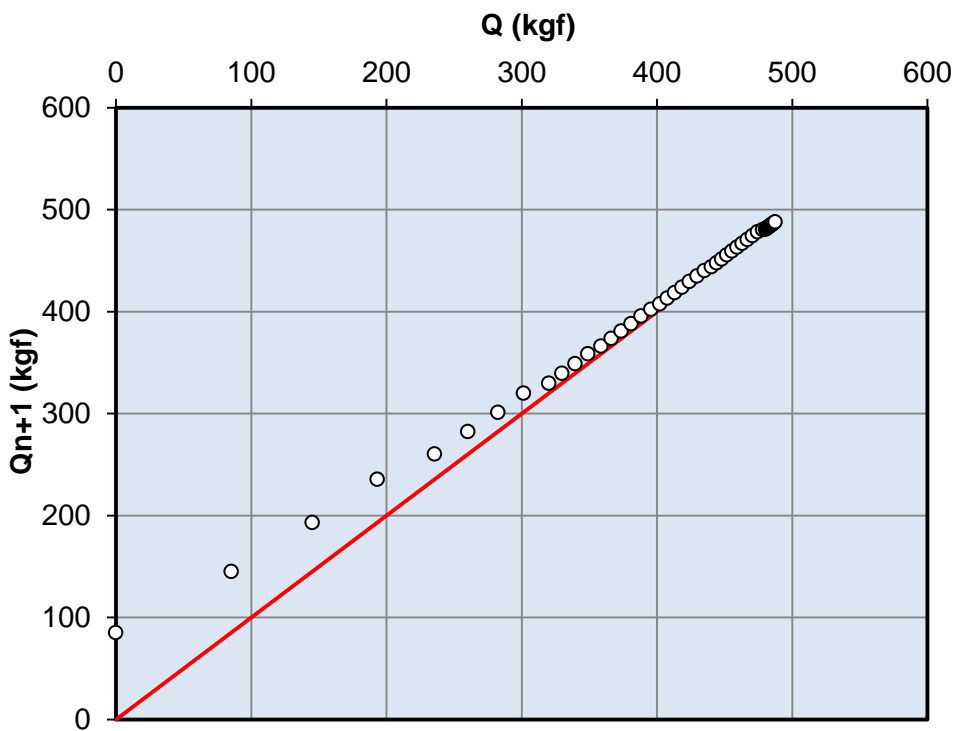


Figura C.12: Curva da variação da carga Q_{n+1} entre dois pontos de incremento de deslocamentos constantes (passo) vs. carga Q (Método de Massad)

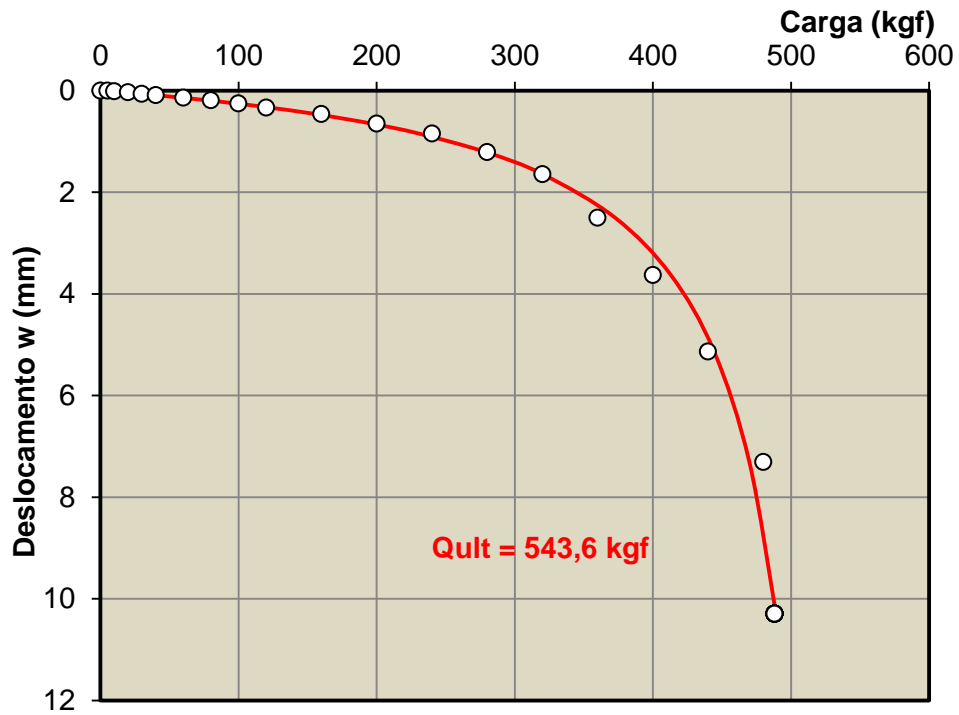


Figura C.13: Curva carga vs. deslocamento com critérios de ruptura baseados em valores absolutos ou relativos de recalques (Método de Chin)

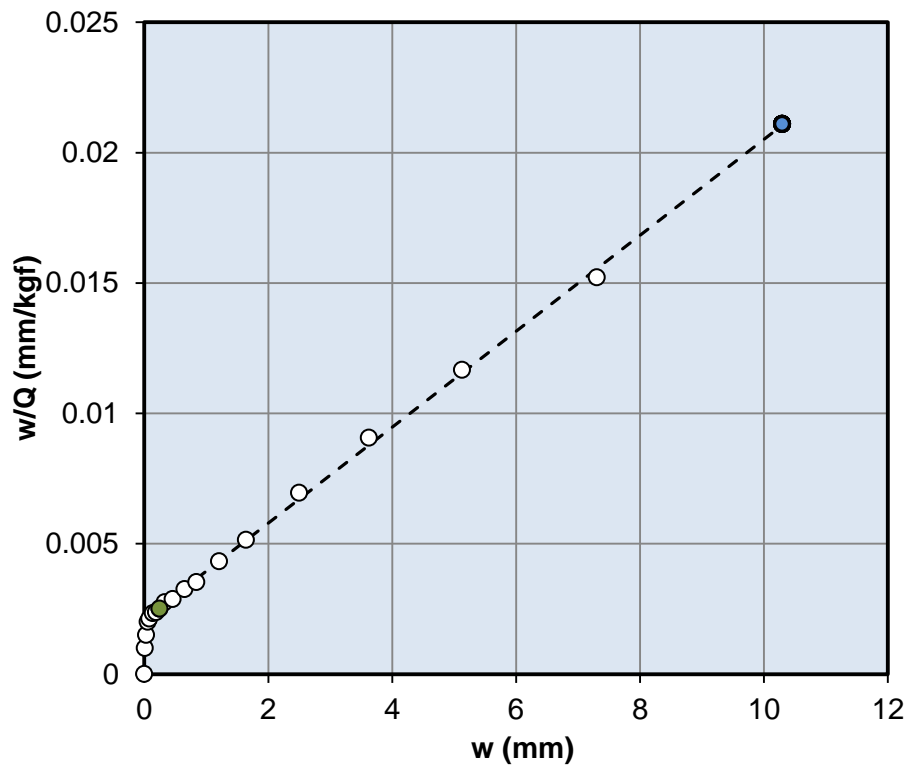


Figura C.14: Variação de w/Q vs. w (Método de Chin)

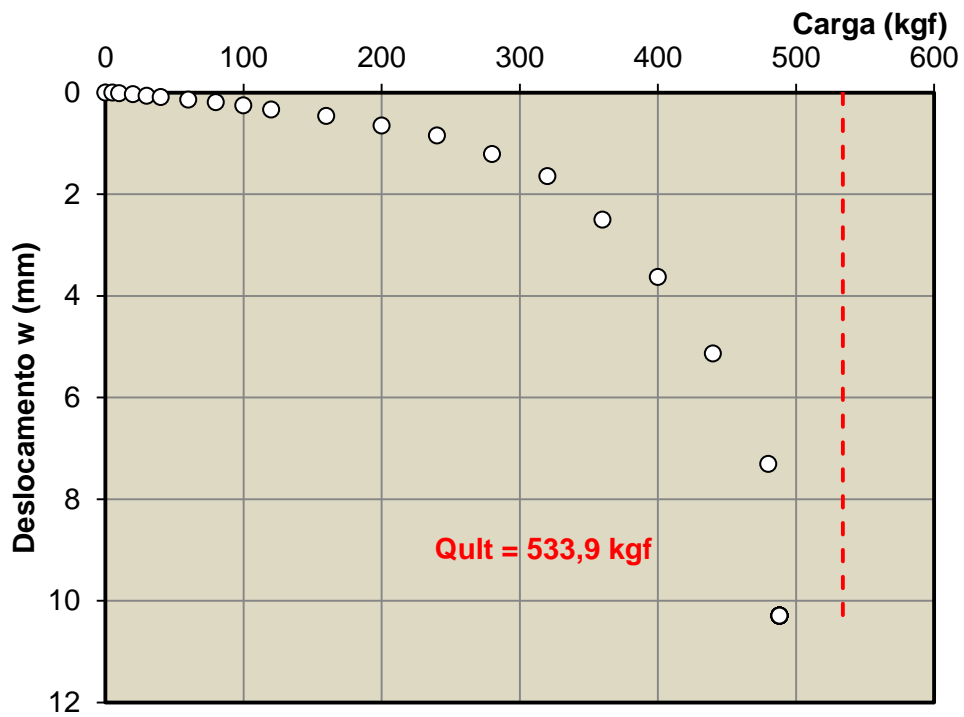


Figura C.15: Curva carga vs. deslocamento (Método de Décourt)

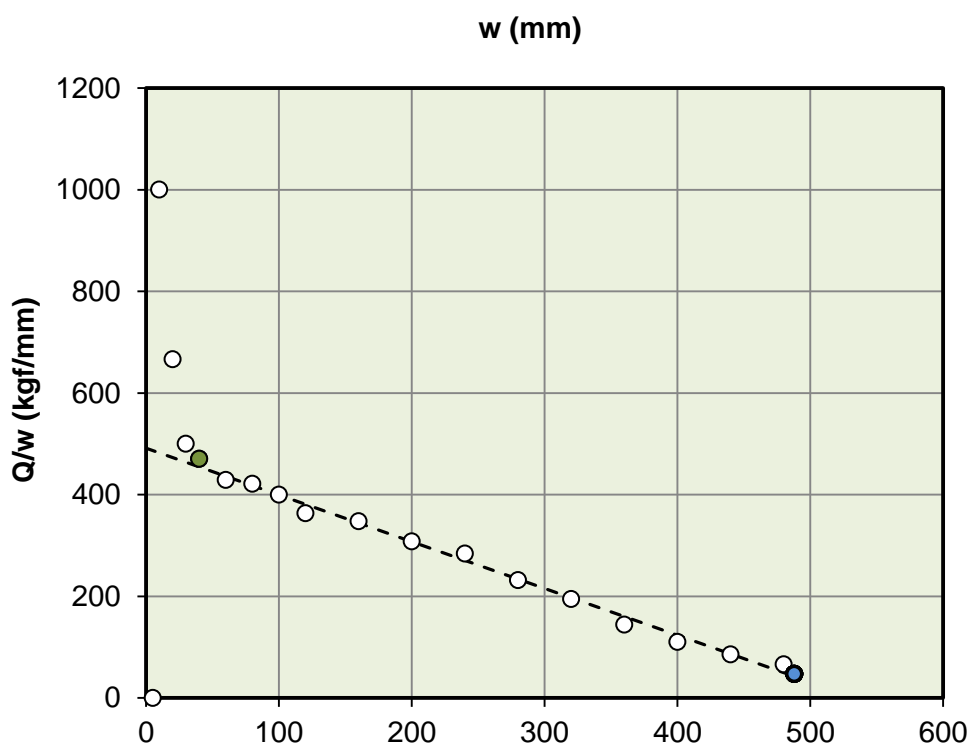


Figura C.16: Variação de Q/w vs. w (Método de Décourt)

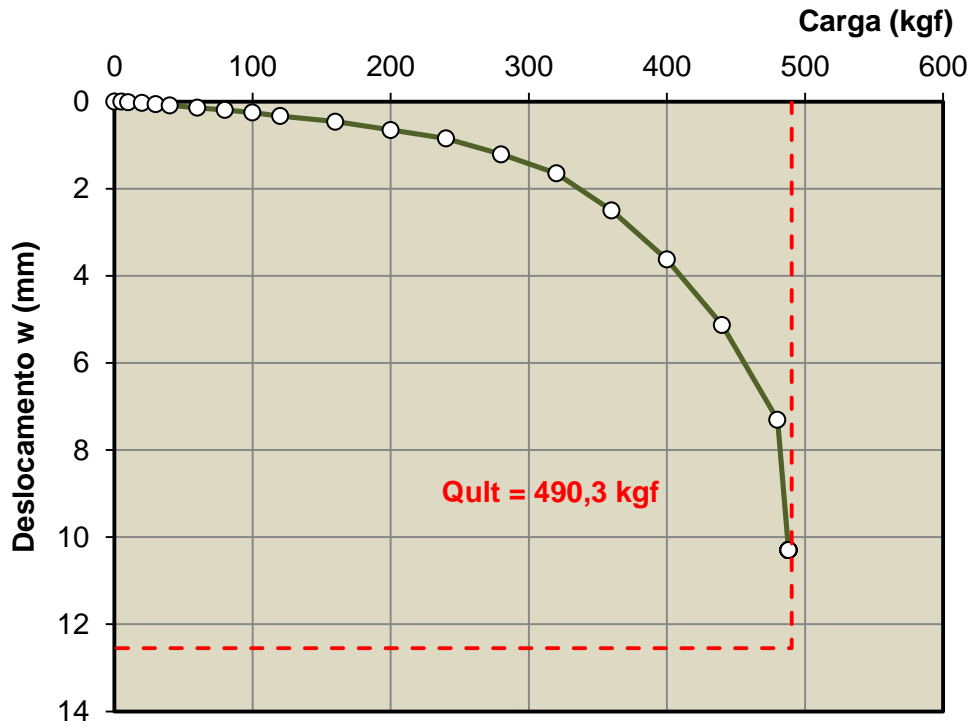


Figura C.17: Curva carga vs. deslocamento (Método de Brinch-Hansen)

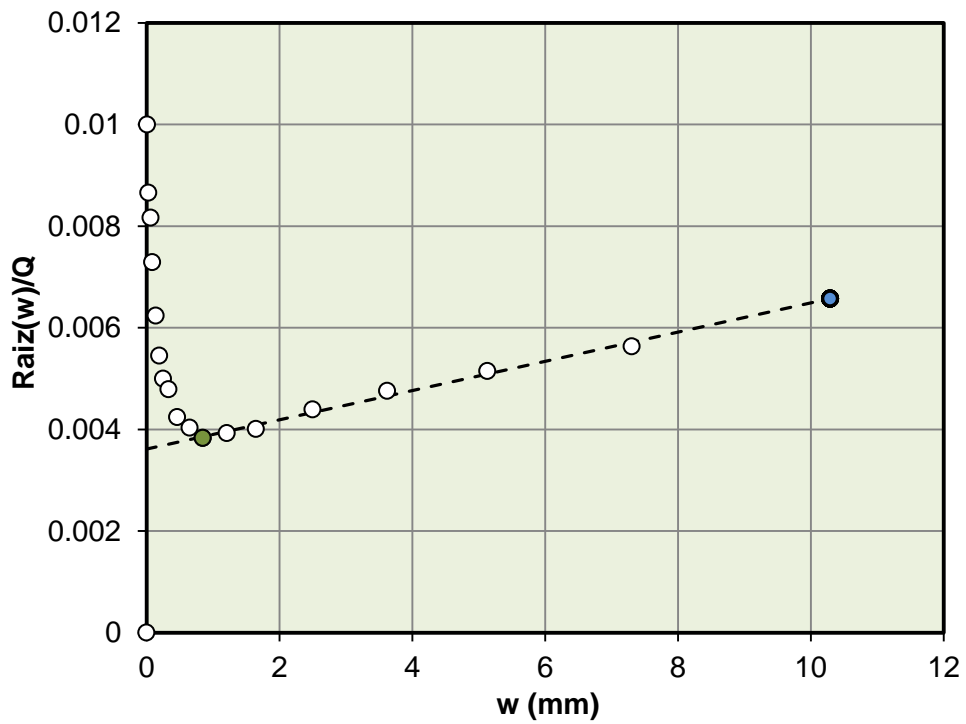


Figura C.18: Variação de $(\text{Raiz}(w)/Q)^{-1}$ vs. w (Método de Brinch-Hansen)

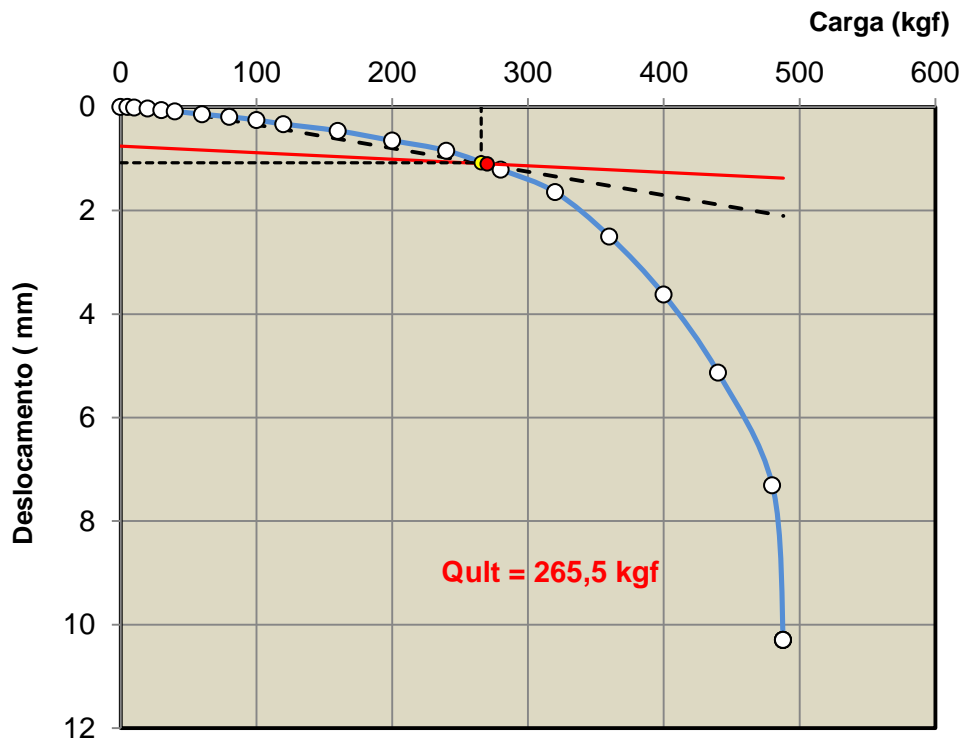


Figura C.19: Curva carga vs. deslocamento médio para os extensômetros considerados (Método de Butler e Hoy)

APÊNDICE D

COMPARATIVO DOS MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA VS. RECALQUE

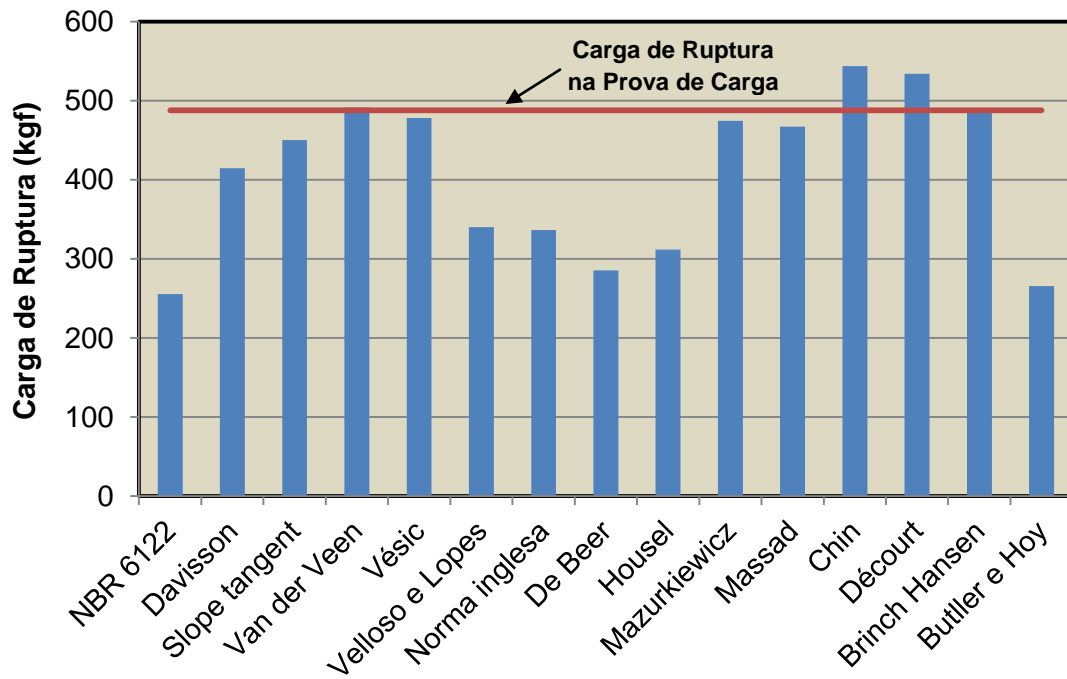


Figura D.1: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca cravada com diâmetro de 2cm (E01)

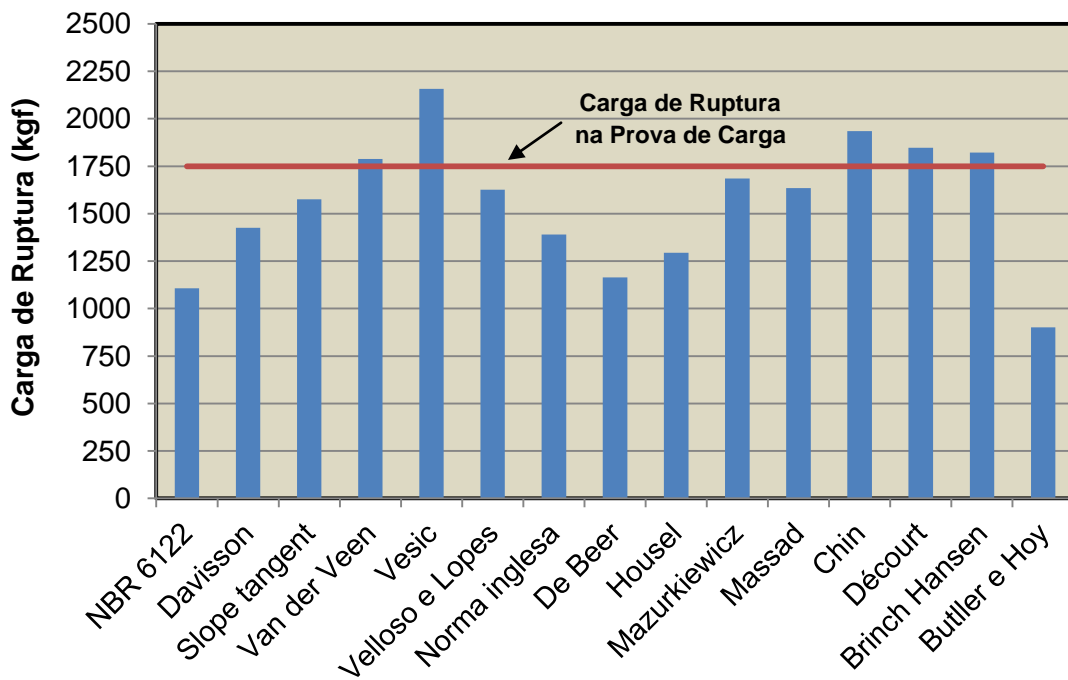


Figura D.2: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca cravada com diâmetro de 4cm (E02)

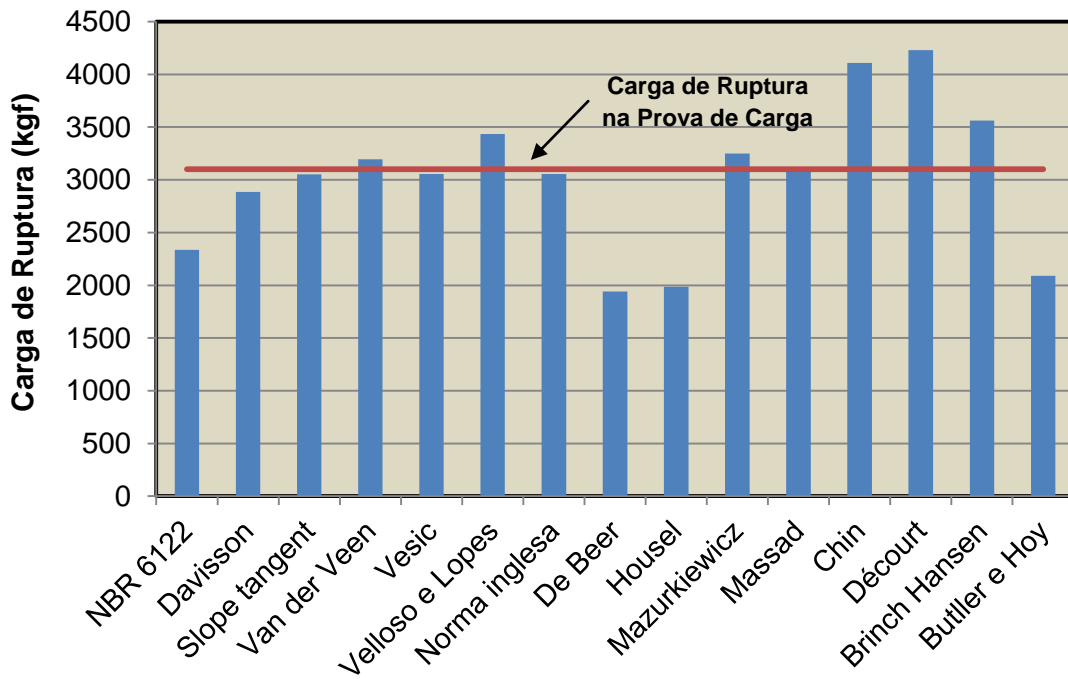


Figura D.3: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)

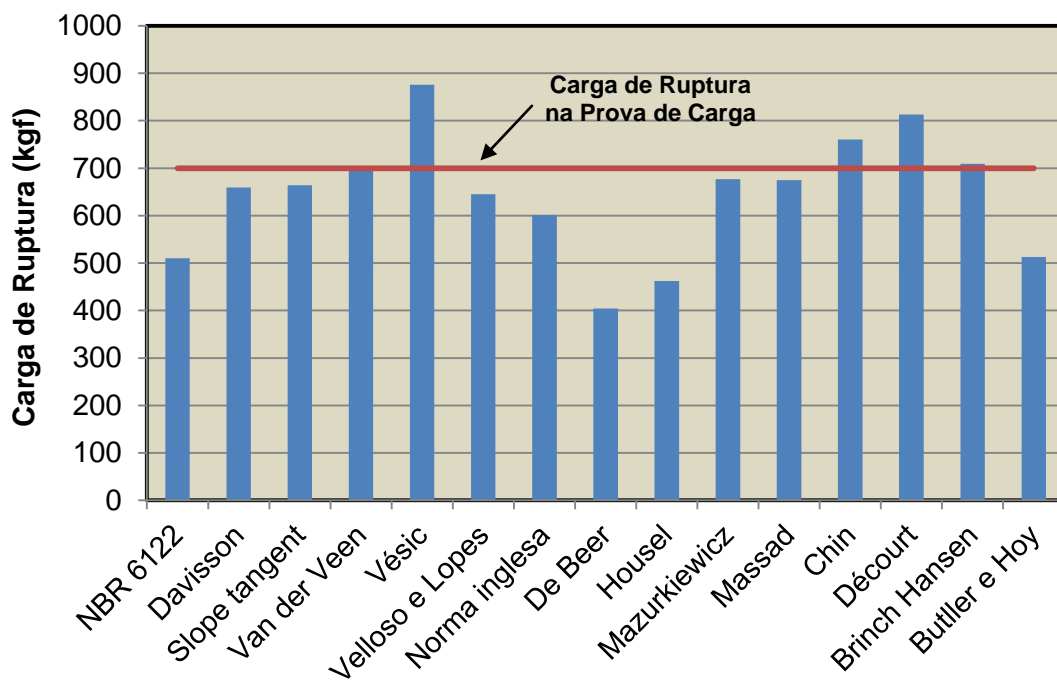


Figura D.4: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca escavada com diâmetro de 2cm (E04)

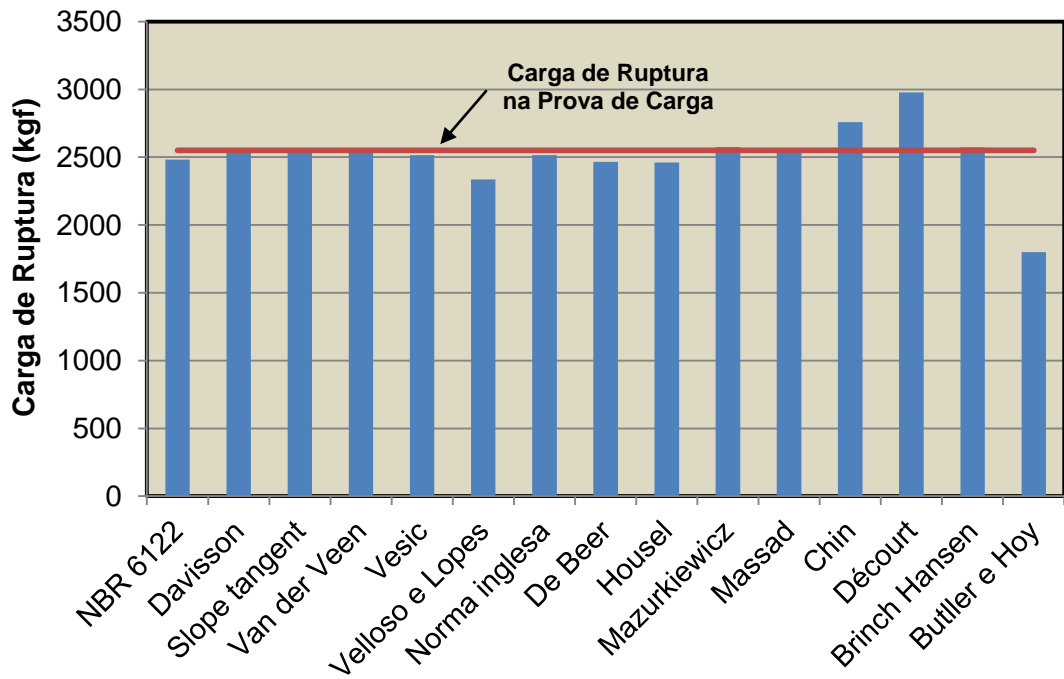


Figura D.5: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca escavada com diâmetro de 4cm (E05)

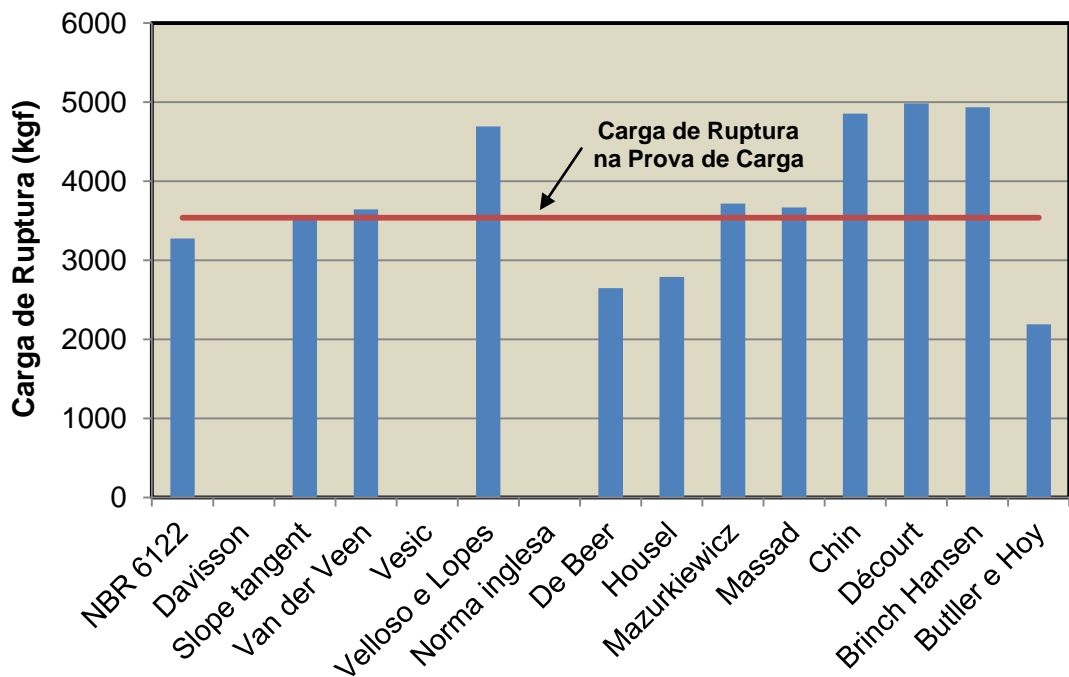


Figura D.6: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca escavada com diâmetro de 6cm (E06)

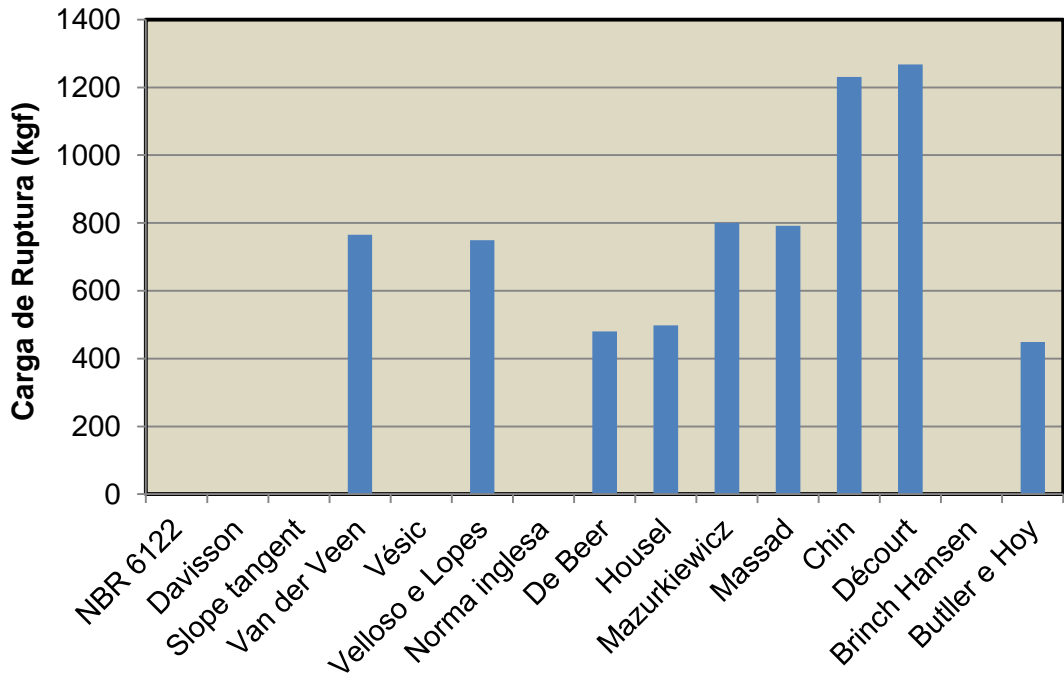


Figura D.7: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca ômega com diâmetro de 2cm (E07)

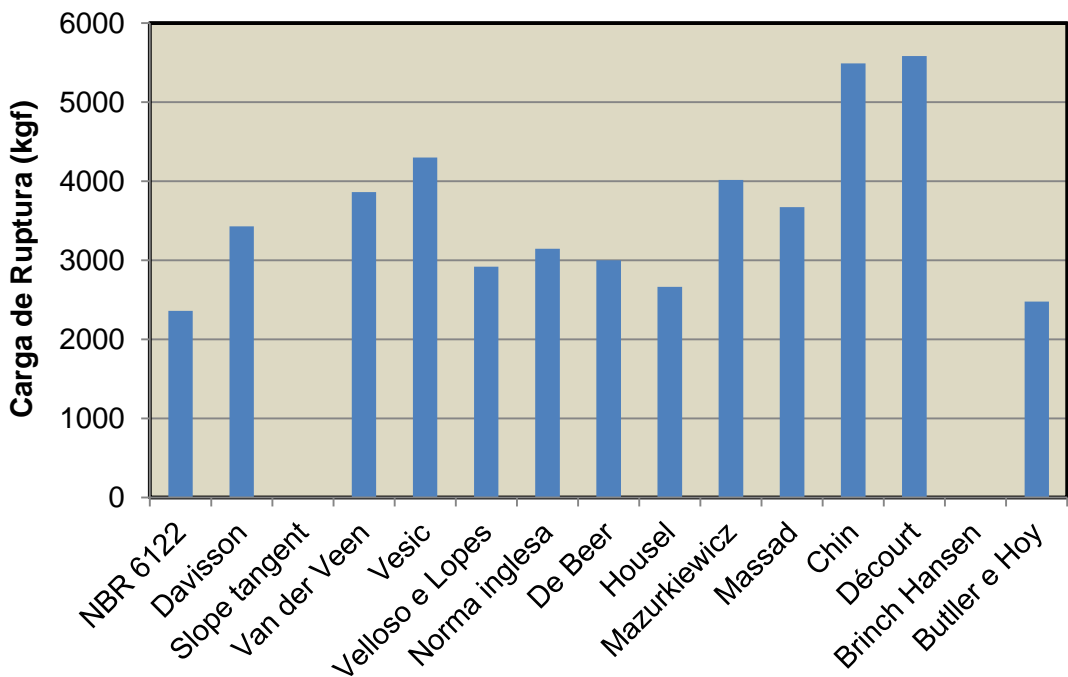


Figura D.8: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca ômega com diâmetro de 4cm (E08)

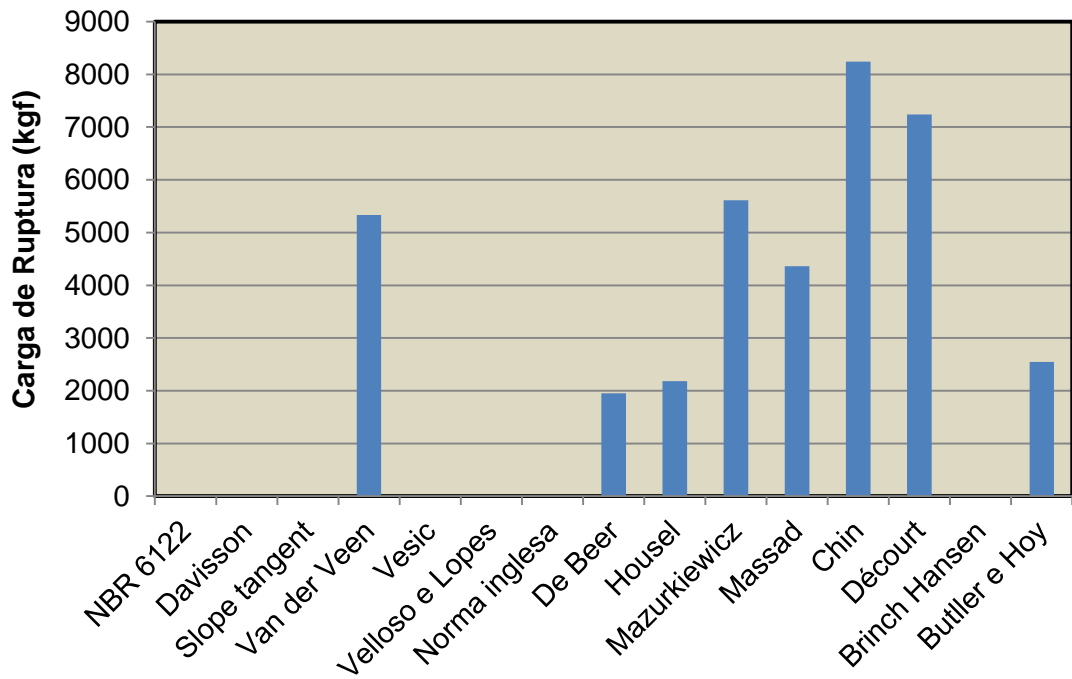


Figura D.9: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca ômega com diâmetro de 6cm (E09)

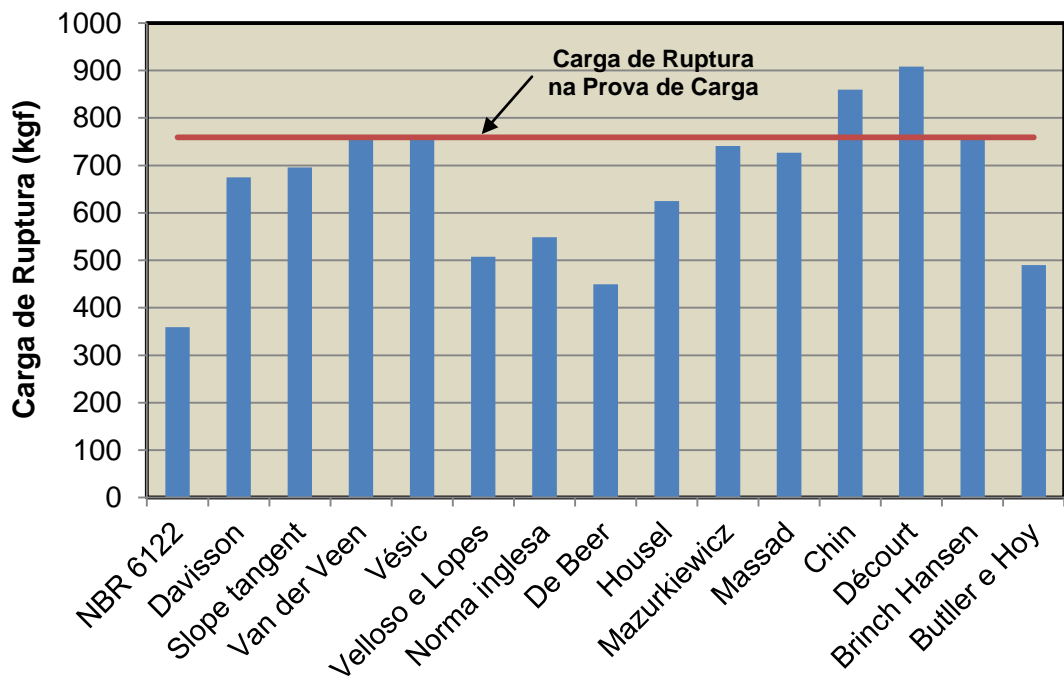


Figura D.10: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca hélice contínua com diâmetro de 2cm (E10)

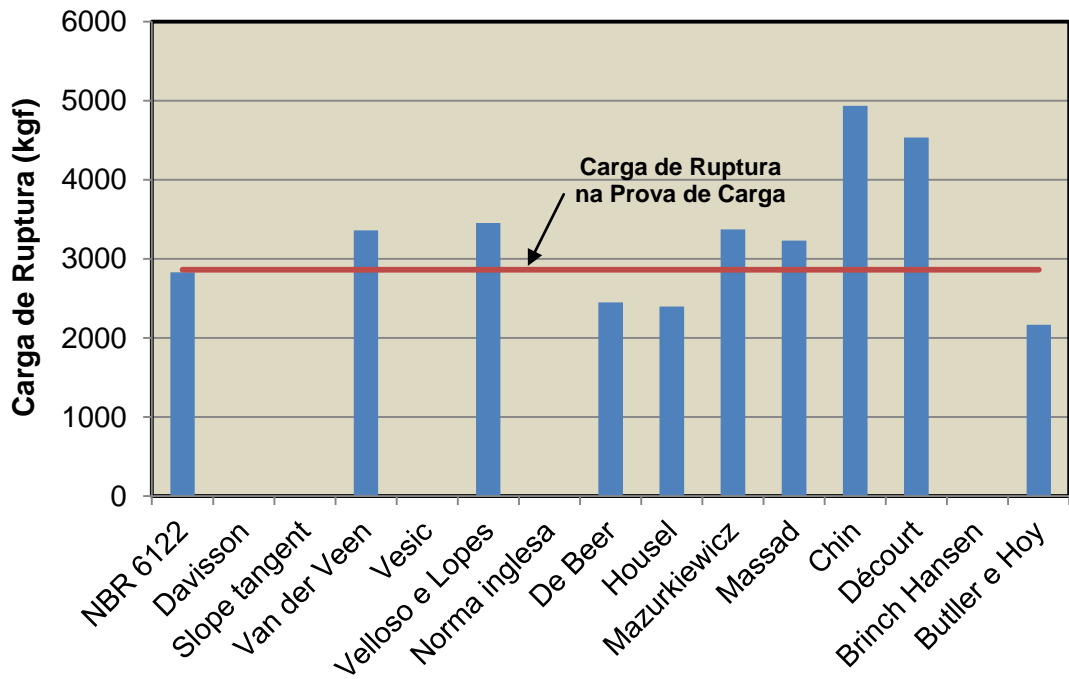


Figura D.11: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca hélice contínua com diâmetro de 4cm (E11)

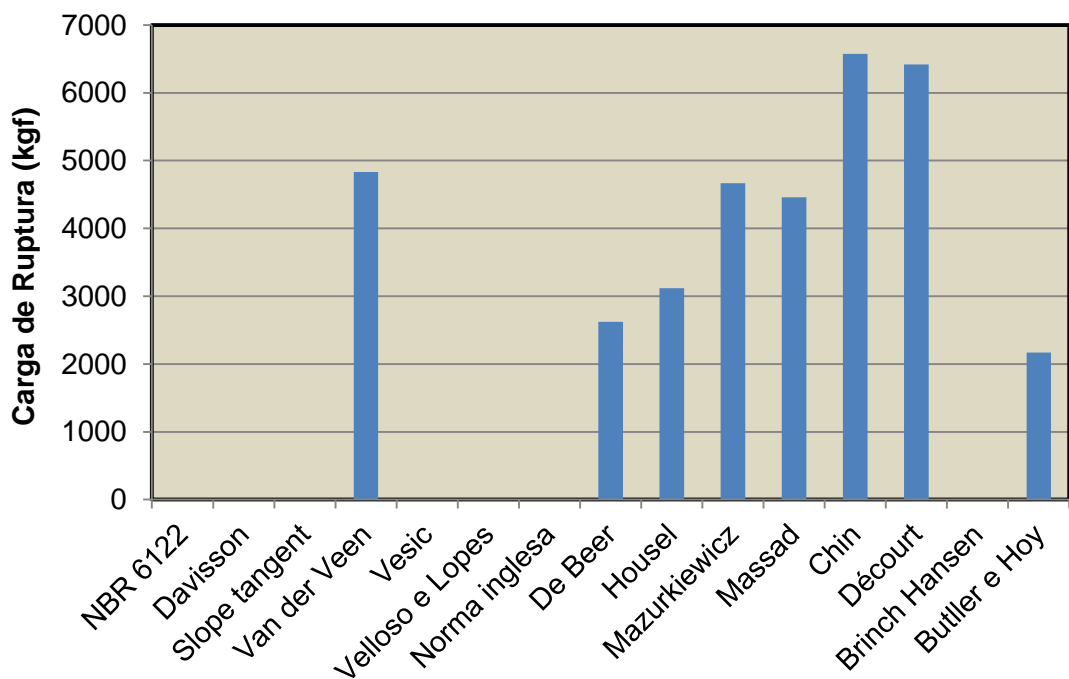


Figura D.12: Métodos de extrapolação da curva carga vs. recalque para a estaca hélice contínua com diâmetro de 6cm (E12)

APÊNDICE E

CURVAS CARGA VS. DESLOCAMENTO DAS PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO – TANQUE COM AREIA DENSA

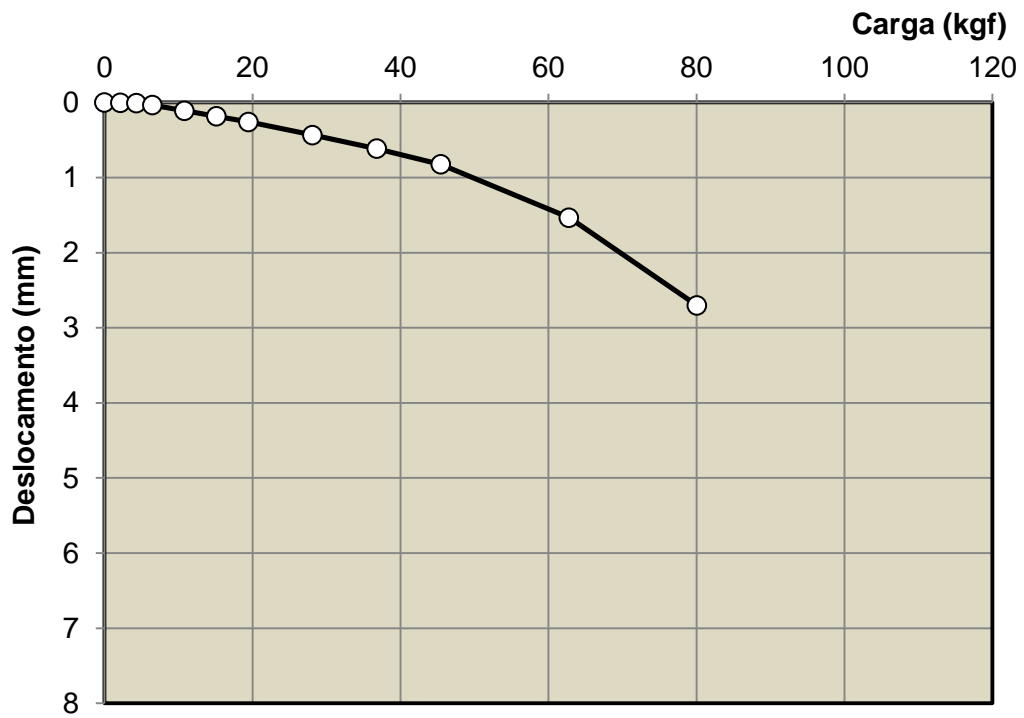


Figura E.1: Curva do ensaio de tração da estaca cravada com diâmetro de 2cm (E01)

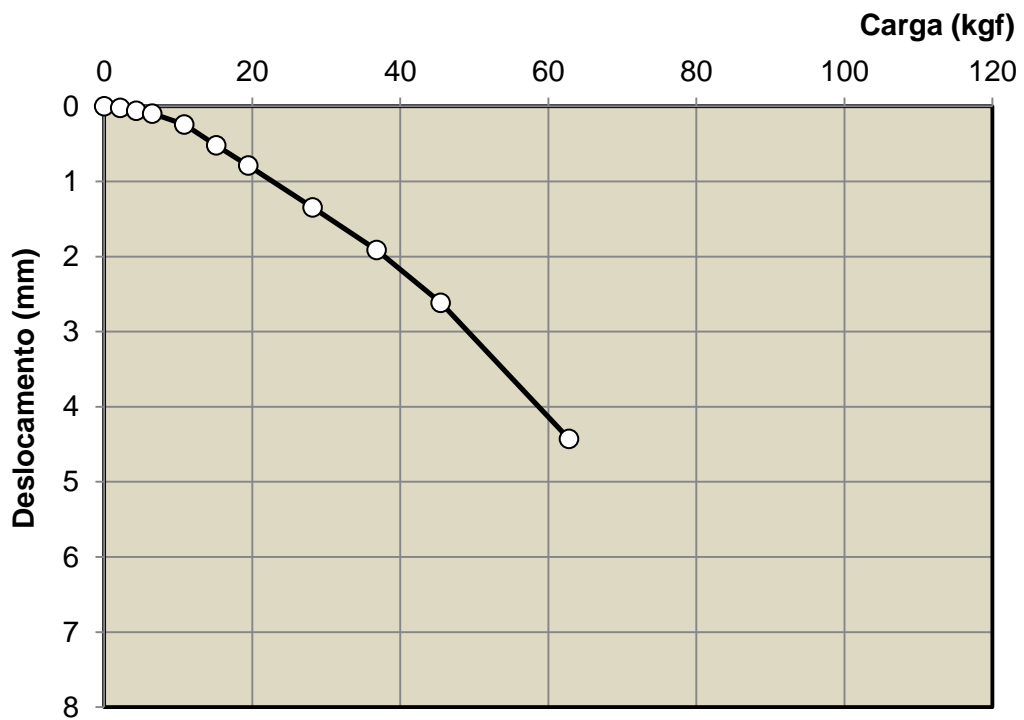


Figura E.2: Curva do ensaio de tração da estaca escavada com diâmetro de 2cm (E04)

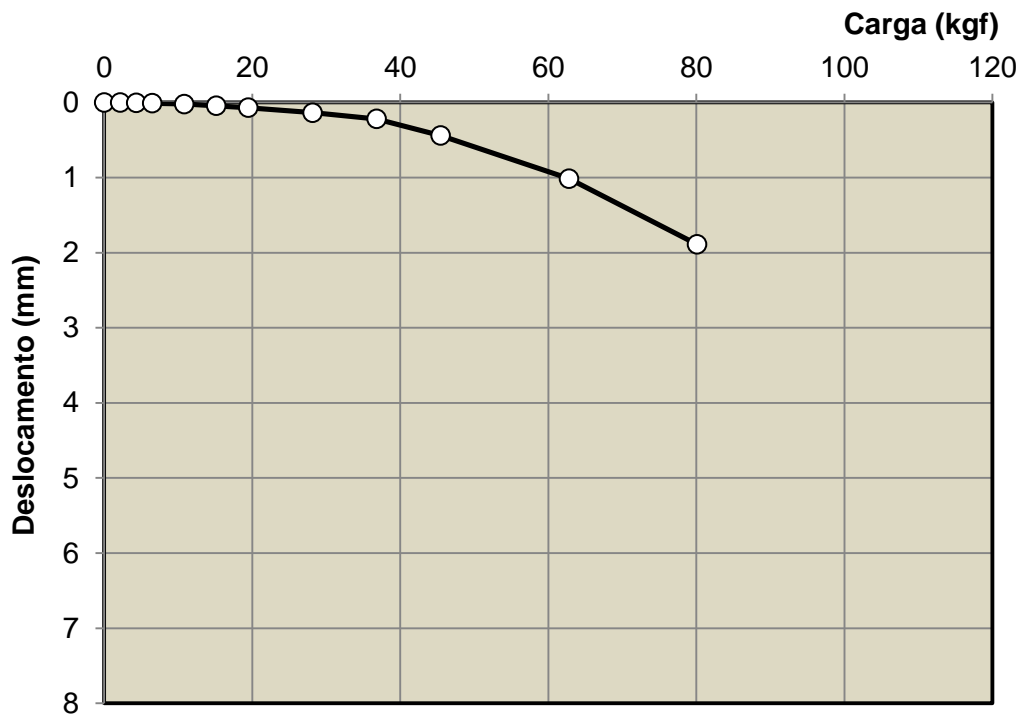


Figura E.3: Curva do ensaio de tração da estaca ômega com diâmetro de 2cm (E07)

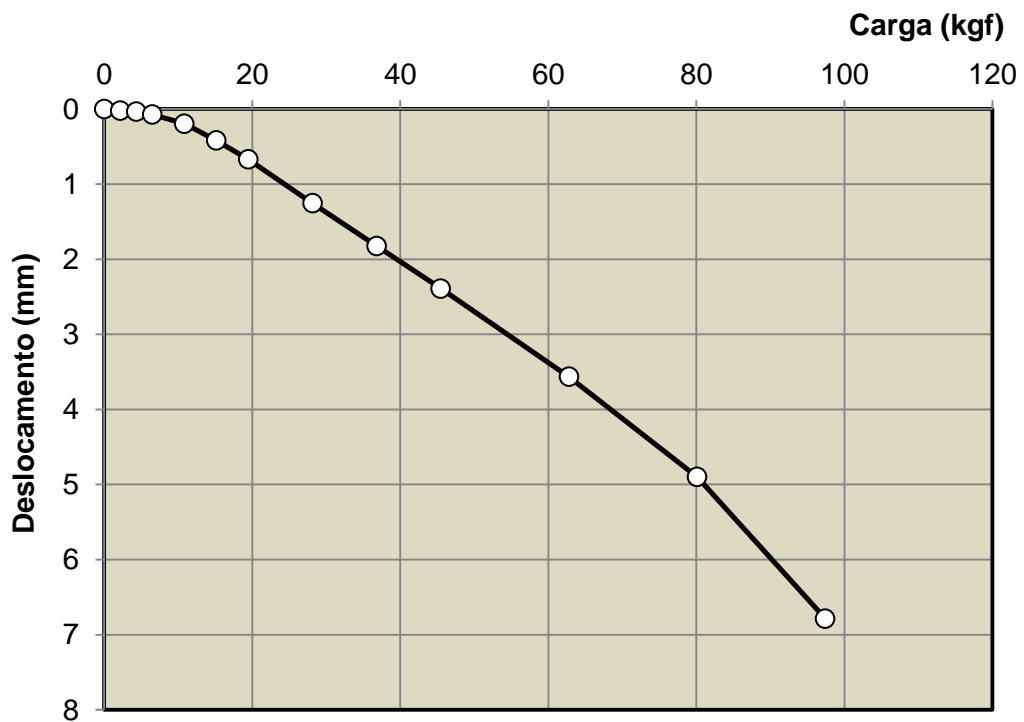


Figura E.4: Curva do ensaio de tração da estaca hélice contínua com diâmetro de 2cm (E10)

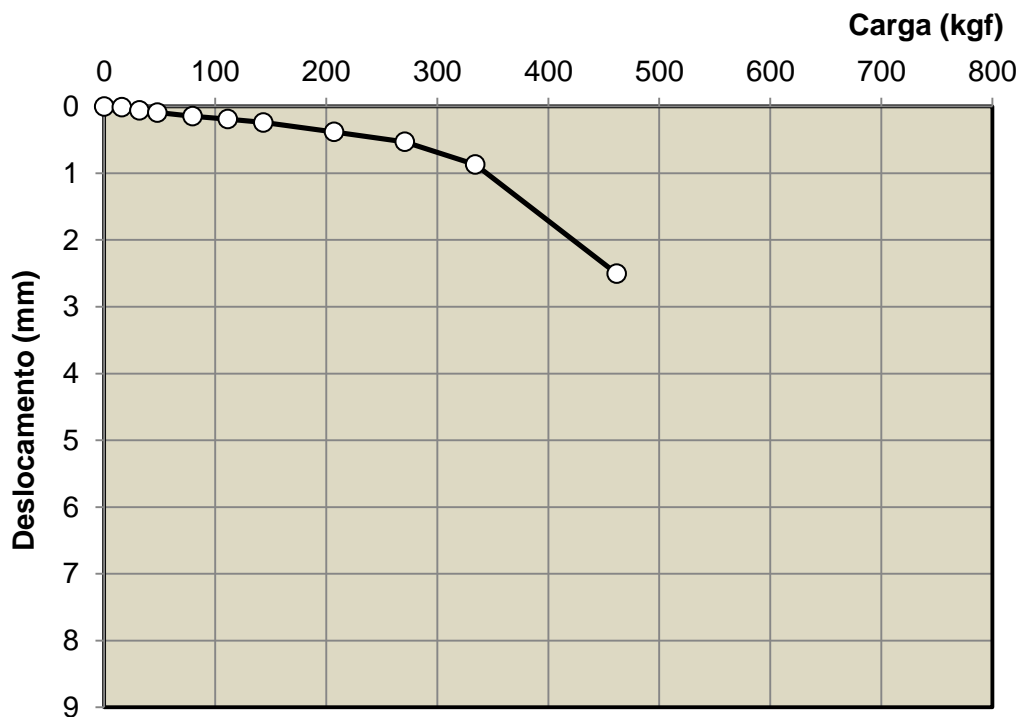


Figura E.5: Curva do ensaio de tração da estaca cravada com diâmetro de 4cm (E02)

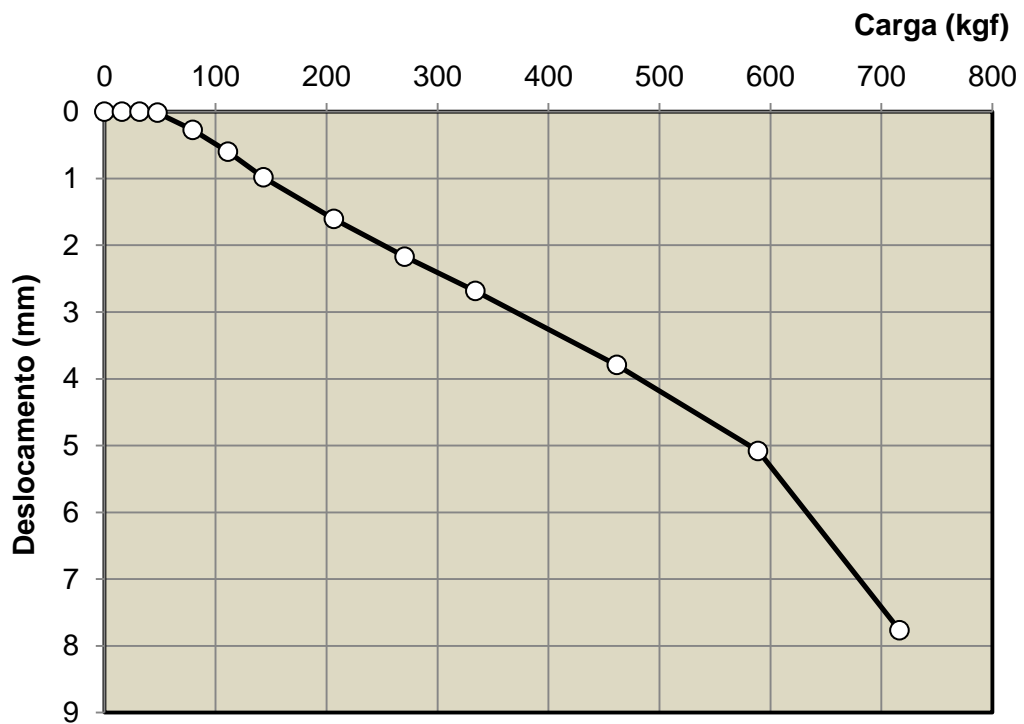


Figura E.6: Curva do ensaio de tração da estaca escavada com diâmetro de 4cm (E05)

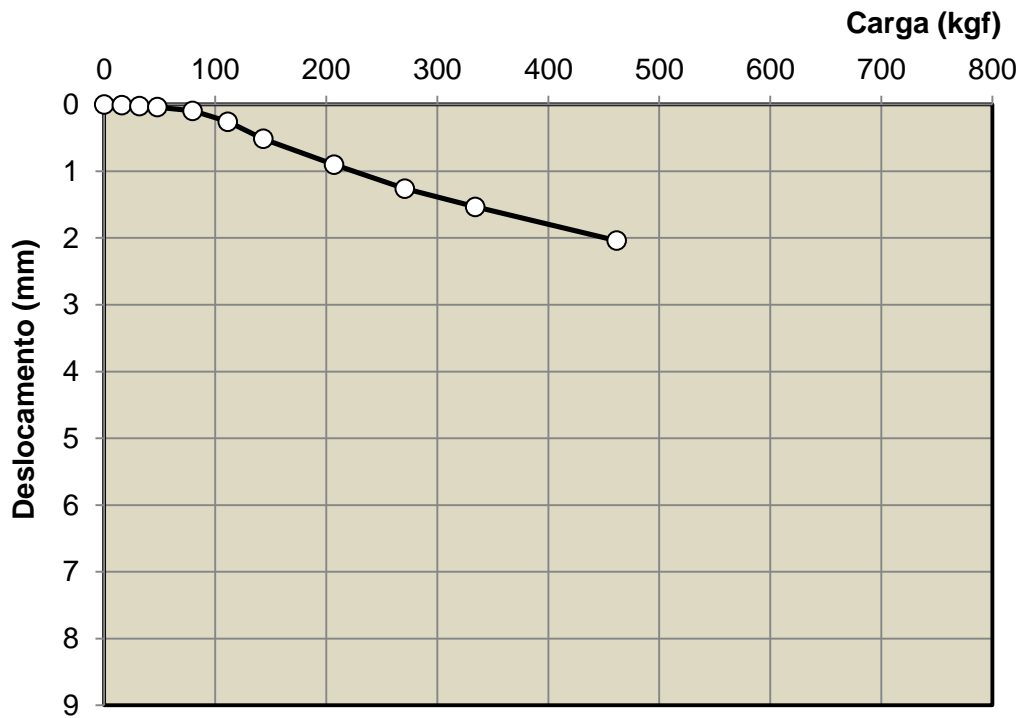


Figura E.7: Curva do ensaio de tração da estaca ômega com diâmetro de 4cm (E08)

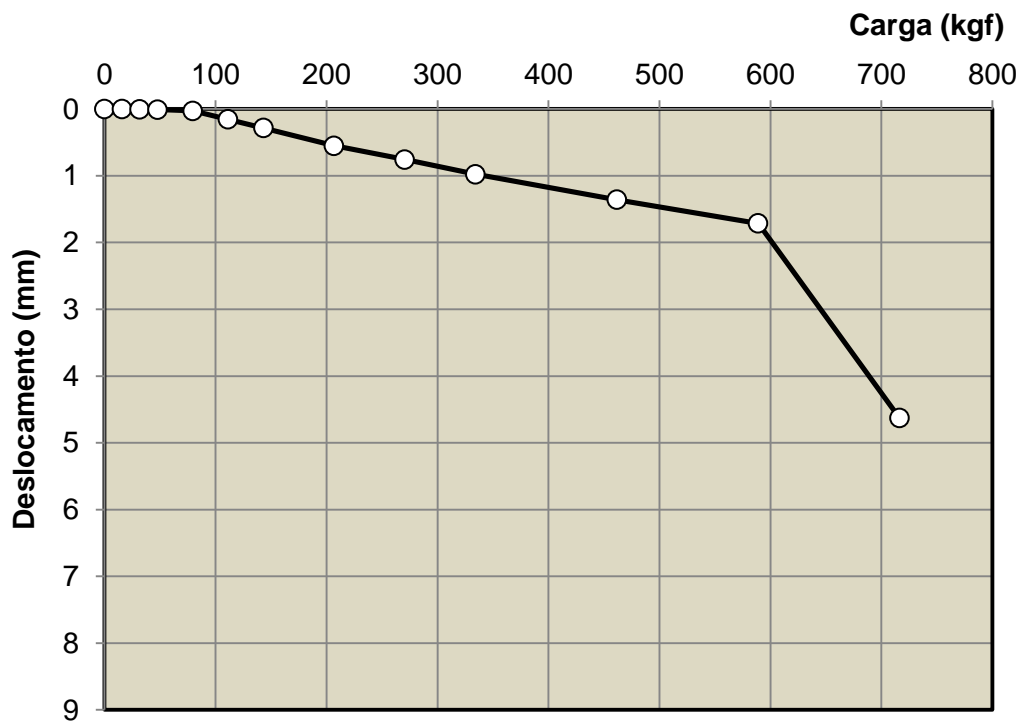


Figura E.8: Curva do ensaio de tração da estaca hélice contínua com diâmetro de 4cm (E11)

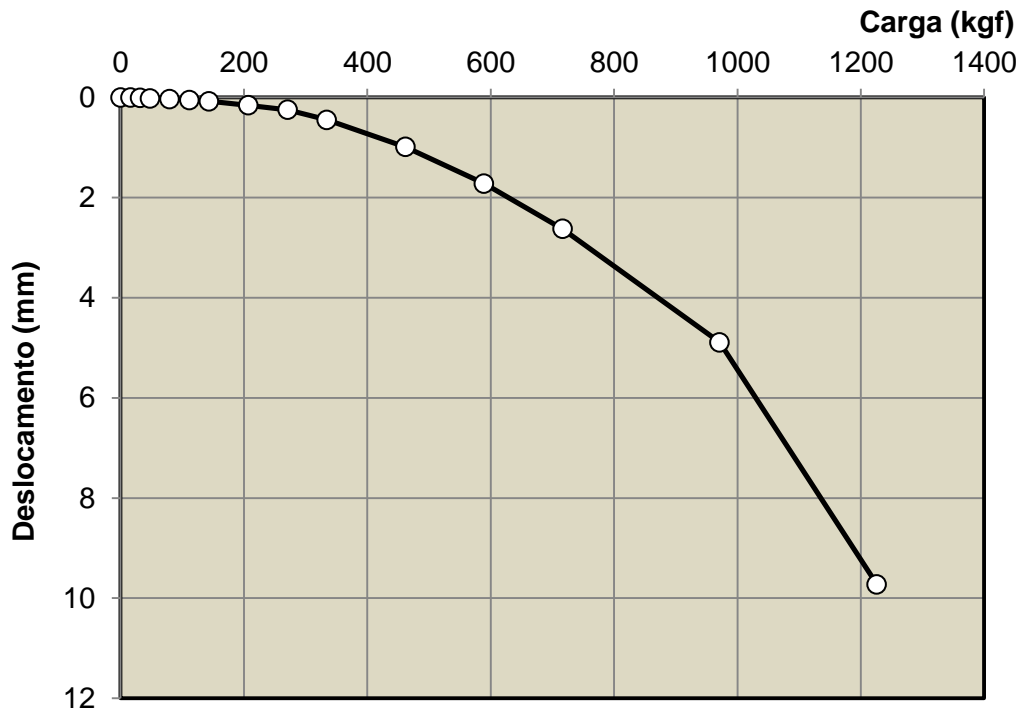


Figura E.9: Curva do ensaio de tração da estaca cravada com diâmetro de 6cm (E03)

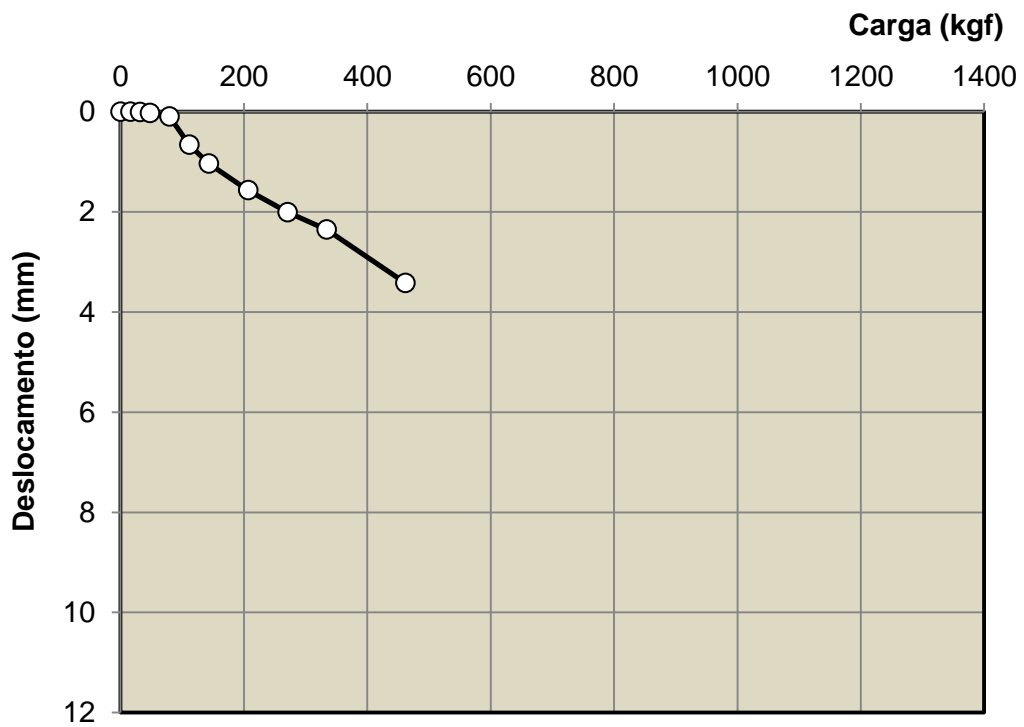


Figura E.10: Curva do ensaio de tração da estaca escavada com diâmetro de 6cm (E06)

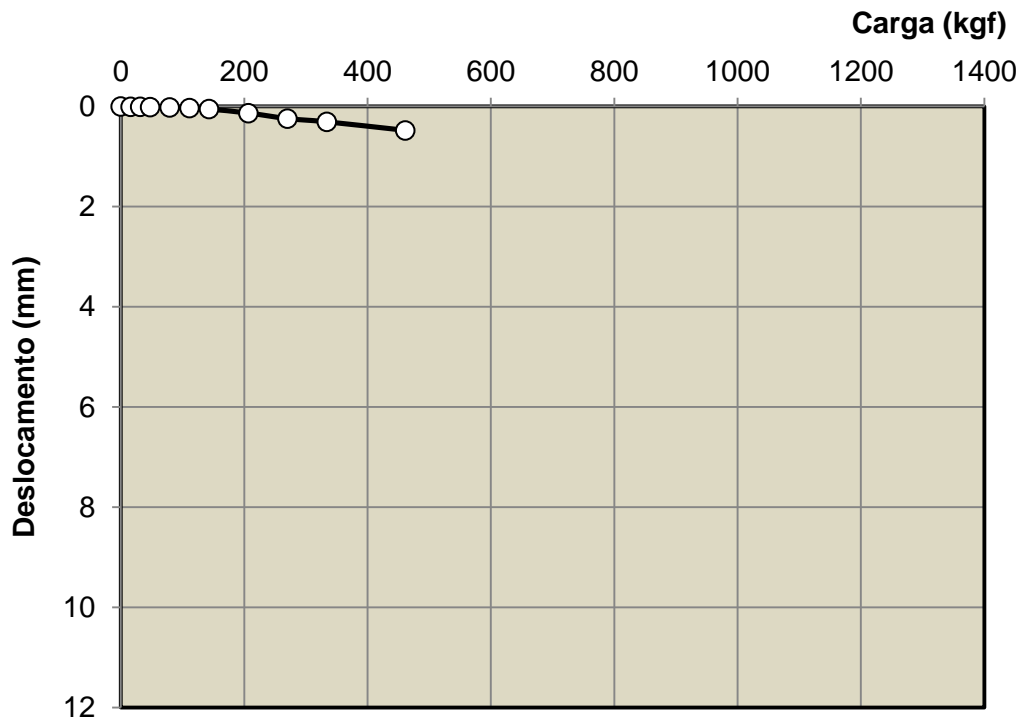


Figura E.11: Curva do ensaio de tração da estaca ômega com diâmetro de 6cm (E09)

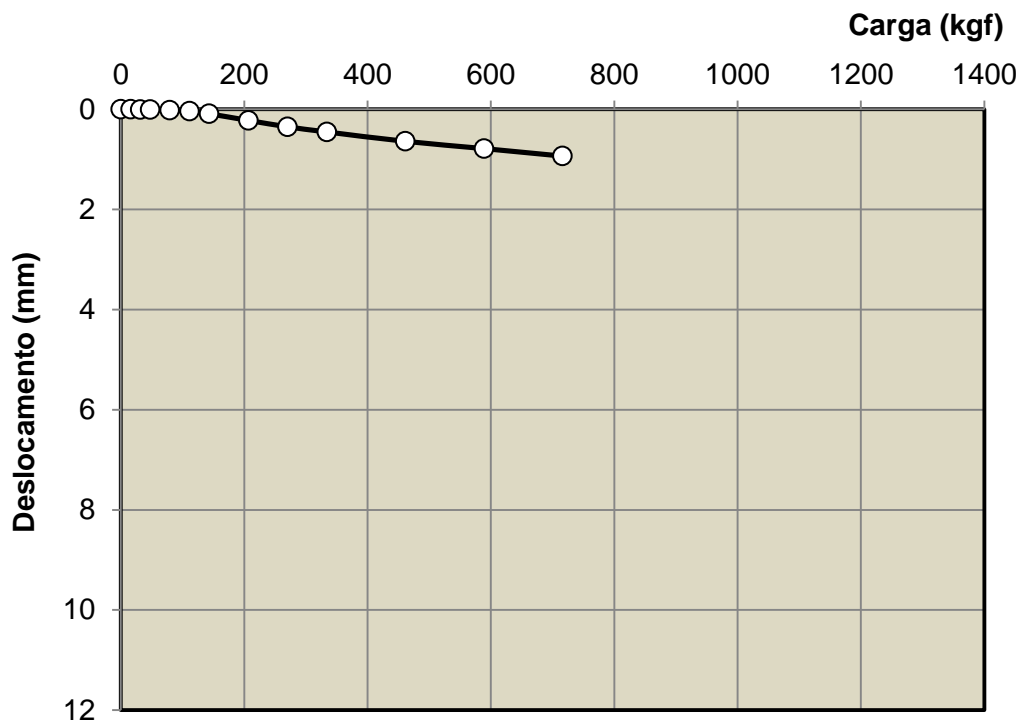


Figura E.12: Curva do ensaio de tração da estaca hélice contínua com diâmetro de 6cm (E12)

ANEXO A

MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA VS. RECALQUE

- Davisson (1972)

O método de Davisson (1972, *apud* VELLOSO, 1987) sugere que a carga limite seja definida como a que excede a compressão elástica da estaca de um valor a 3,8mm, acrescido de um fator que depende do diâmetro da estaca. Este método é muito utilizado para provas de carga do tipo rápida. A Figura 1 mostra a representação gráfica deste método, cuja expressão é apresentada pela Equação A.1:

$$r = \left(3,8 + \frac{d}{120} \right) + \frac{Q L}{A E} \quad (\text{A.1})$$

onde, r é o recalque de ruptura convencional; Q é a carga de ruptura convencional; L é o comprimento da estaca; A é a área da seção transversal da estaca; E é o módulo de elasticidade do material da estaca; e d é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

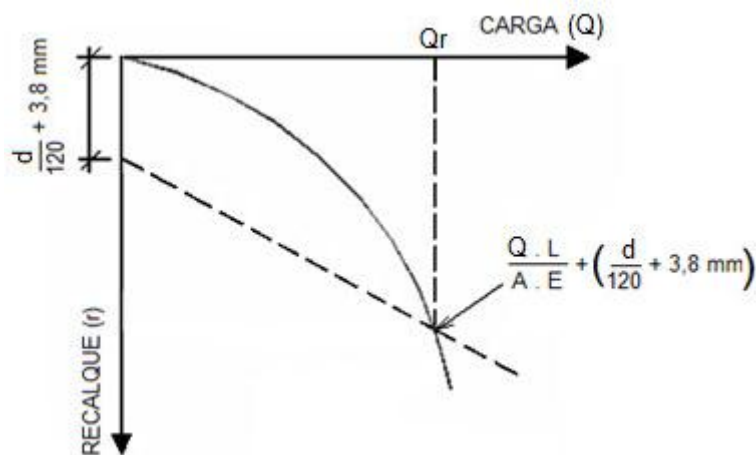


Figura 1: Carga de ruptura segundo Davisson (ALONSO, 1991)

- NBR 6122 (2010)

O método da norma brasileira baseia-se no recalque limite, previsto para provas de carga carregadas até apresentar um recalque considerável e contínuo, nas quais a curva carga vs. recalque não indica a carga de ruptura.

Determina-se a carga limite ou carga de ruptura convencional, calculando o recalque correspondente através da Equação A.2:

$$\rho = Pr.L / A.E + D / 30 \quad (A.2)$$

onde, ρ é o recalque (em mm); Pr é a carga aplicada; L é o comprimento da estaca; A é a área da seção transversal da estaca; E é o módulo de elasticidade do material da estaca; e D é o diâmetro da estaca (em mm).

Com todos os parâmetros em unidades compatíveis, e, a partir de um valor arbitrário de carga (P), calcula-se o recalque correspondente, obtendo um ponto ($P; r$). Por este ponto, plota-se a reta que corta o eixo dos recalques em $D/30$. O ponto de interseção entre essa reta e a curva carga vs. recalque corresponde à carga de ruptura convencional, como na Figura 2.

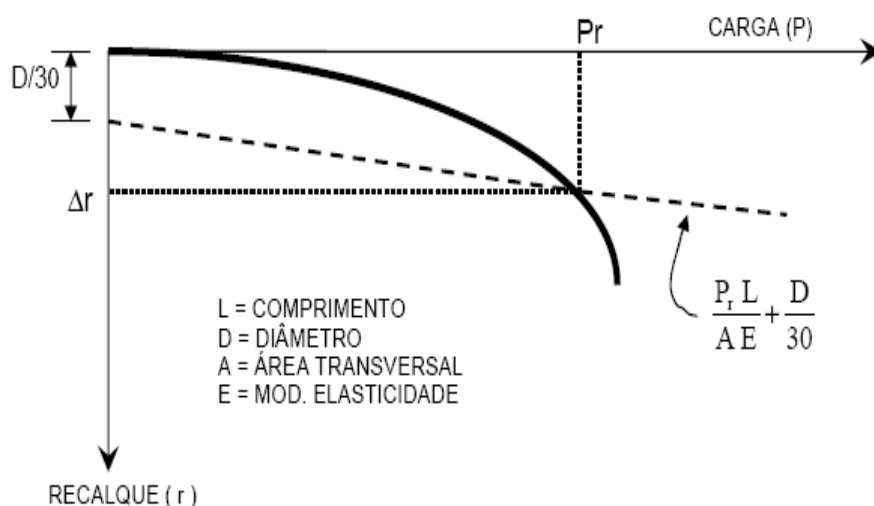


Figura 2: Carga de ruptura pela NBR 6122 (2010)

Segundo Almeida Neto (2002), o método da NBR 6122/2010 leva em consideração as características da edificação através do seu recalque admissível, além de considerar também as dimensões e a deformação elástica da fundação.

De acordo com Campos (2005), o módulo de elasticidade (E) para estacas de concreto pode ser calculado pela NBR 6118 “Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento”, em função da resistência característica (f_{ck}),

ou, na falta de informações, adotam-se valores conservadores de 20000 MPa (para estacas escavadas) e 25000 MPa (para estacas pré-moldadas).

- Inclinação da tangente

Segundo Kulhawy F.H. & Hirany A. (1989), o método da inclinação de tangentes (“slope tangent method”) é uma modificação do método de Davisson (1972). Nesse método, assume-se que o trecho inicial linear da curva carga vs. recalque é representativo do comportamento elástico da estaca (*apud* NOVAS, 2002). Uma linha, paralela ao trecho inicial linear da curva carga vs. recalque, é desenhada a uma distância de 4mm da origem do eixo dos deslocamentos, conforme a Figura 3. A carga correspondente à interseção desta linha com a curva carga vs. recalque é definida como a carga de ruptura da estaca.

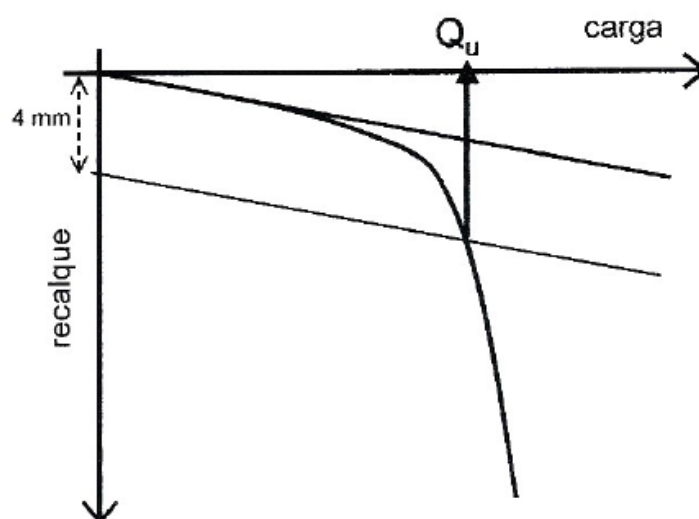


Figura 3: Definição da carga de ruptura, método “slope tangent”

- Van der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen (1953) utiliza a forma exponencial, ajustando os pontos da curva a uma função matemática, analisando a ruptura física, correspondendo a recalques teoricamente infinitos.

Esse método é muito utilizado no Brasil para extrapolar as curvas obtidas em provas de carga que não foram levadas à ruptura. Aoki (1989) afirma, através

da experiência, que a curva carga vs. recalque é bem representada pelo método, através da Equação A.3:

$$P = P_{m\acute{a}x} (1 - e^{-\alpha.r}) \quad (A.3)$$

onde, P é a carga na ponta da estaca; $P_{m\acute{a}x}$ é a resistência última da estaca; α é o coeficiente que define a forma da curva carga vs. recalque; e r é o recalque da estaca causado por P .

De acordo com Aoki & Alonso (1986), o coeficiente α depende das características da estaca e da natureza do solo.

A assíntota da curva carga vs. recalque caracteriza a ruptura ($P_{m\acute{a}x}$), como na Figura 4.

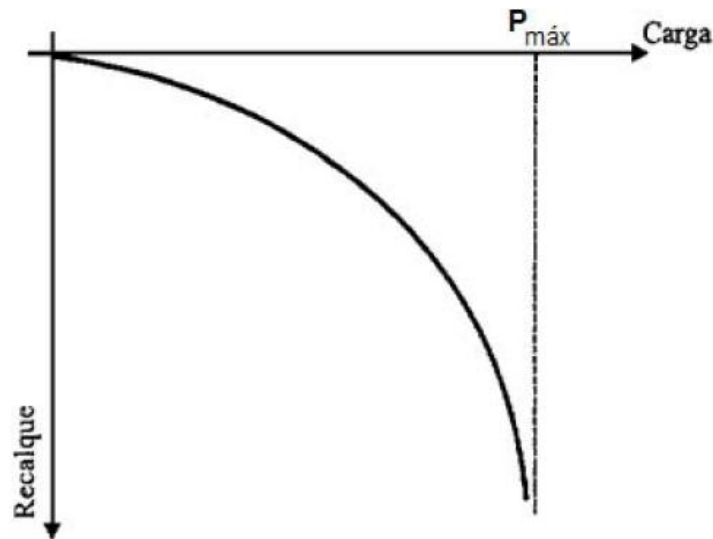


Figura 4: Curva carga vs. recalque de Van der Veen (1953)

Adaptando a equação anterior, obtém-se uma reta que passa pela origem, se for plotada em escala semilogarítmica de base neperiana (CINTRA & AOKI, 1999), a partir de:

$$\alpha.r = - \ln (1 - P/P_{m\acute{a}x}) \quad (A.4)$$

O coeficiente “ α ” representa o coeficiente angular desta reta.

Através dos pontos (P; z) obtidos na prova de carga, deve-se encontrar por tentativas, experimentando valores diferentes de $P_{m\acute{a}x}$, até obter uma reta no gráfico r vs. $-\ln(1 - P/P_{m\acute{a}x})$ como na Figura 5.

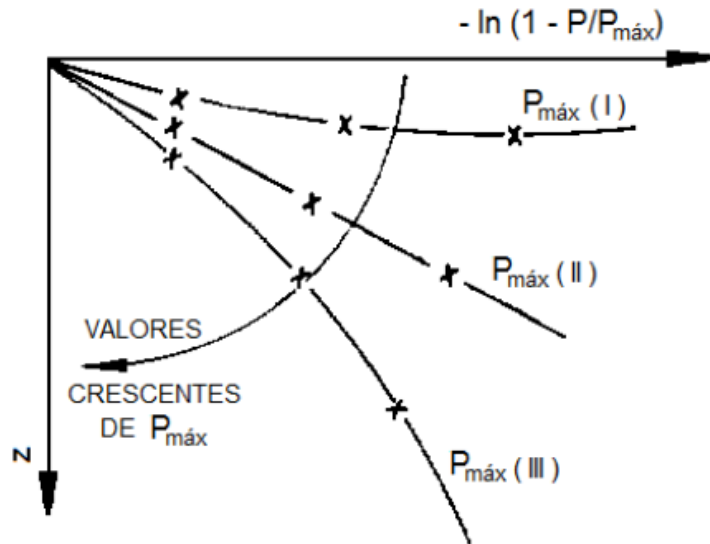


Figura 5: Solução gráfica da equação (ALONSO, 1991)

Aoki (1976, *apud* CINTRA & AOKI, 1999) propôs uma melhora da regressão, através da observação de que a reta não necessita obrigatoriamente passar pela origem do gráfico e propõe uma modificação da expressão de Van der Veen (1953) para a Equação A.5:

$$P = P_{m\acute{a}x} (1 - e^{-\alpha \cdot r - \beta}) \quad (A.5)$$

onde “ β ” representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

- Porcentagem do diâmetro

Vesic (1977) sugeriu que o atrito lateral seria mobilizado com deslocamentos da ordem de 2% do diâmetro do fuste e a resistência de ponta ou base com deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da base. A experiência de Velloso e Lopes em estacas cravadas indicam que esses valores são elevados, sugerindo que o atrito lateral seria mobilizado até 1% do diâmetro e a ruptura de base até 5% do diâmetro da base. Porém, para estacas escavadas, os

recalques necessários poderiam ser maiores, contudo fica difícil caracterizar a ruptura desse tipo de estaca, a não ser que seja adotada uma ruptura convencional, por exemplo, adotando um recalque de 10% do diâmetro para caracterizá-la.

Segundo Milititsky (1991), o valor de recalque correspondente a 10% do diâmetro é adotado pela norma inglesa para carga de ruptura de estacas escavadas (BSI – CP2004).

- De Beer (1967-1968)

O método De Beer (1967, *apud* FELLENIUS, 2006) baseia-se em plotar a curva carga vs. recalque em escalas logarítmicas, cujos valores de carga mais elevados tendem a cair sobre duas retas (uma pseudo-elástica e outra pseudoplástica), mostradas na Figura 6. A interseção destas duas retas define a carga de ruptura.

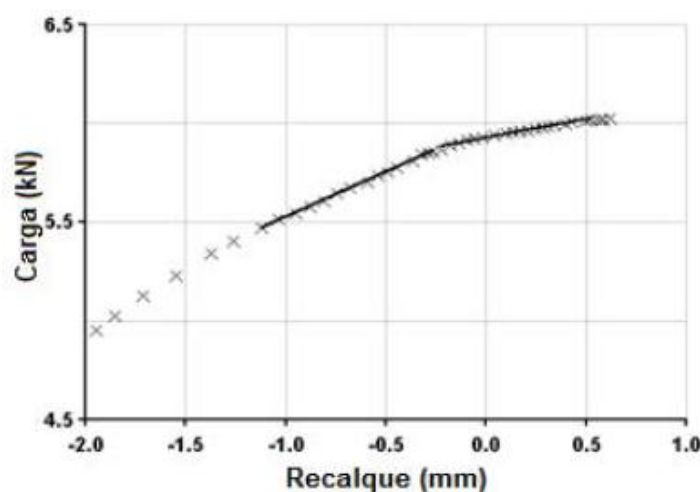


Figura 6: Gráfico bilogarítmico do método de De Beer (FELLENIUS, 2006)

- Housel (1956)

O método de Housel (1956, *apud* FELLENIUS, 2006) foi desenvolvido para estágios de cargas aplicadas em intervalos de tempo constantes, baseado no aumento significativo dos recalques medidos na cabeça da estaca na segunda metade do estágio de carregamento denominados “creep”, colocados no gráfico

contra as cargas aplicadas. Este gráfico fornecerá duas retas, apresentadas na Figura 7, cuja interseção corresponde ao valor da “carga creep” ou carga limite.

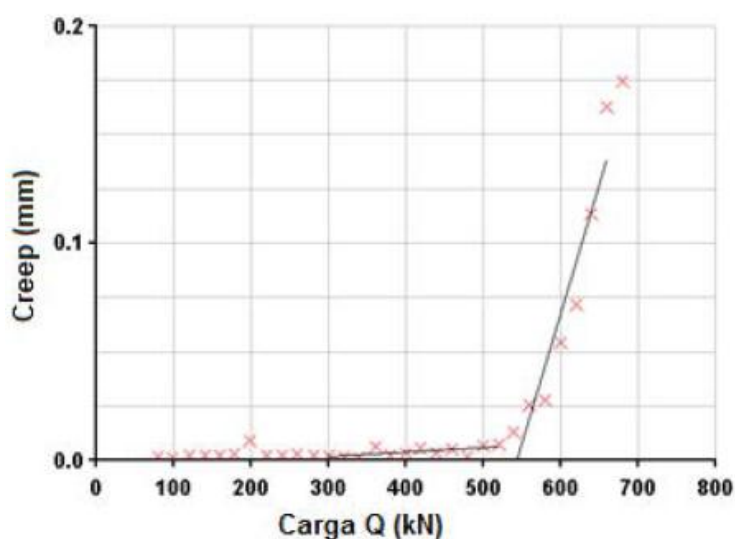


Figura 7: Gráfico para determinar o limite do “creep” (FELLENIOUS, 2006)

- Mazurkiewicz (1972)

Mazurkiewicz (1972) apresentou um método de extrapolação da curva carga vs. recalque, admitindo a curva como parabólica. Para obter a carga de ruptura provável da estaca, o método constrói uma curva extrapolada por meios geométricos. A curva é dividida em partes que correspondem a recalques iguais. Pelos pontos assim obtidos, são traçadas retas verticais e, onde estas interceptam o eixo das cargas, são traçadas retas a 45° com a horizontal, até interceptarem as verticais correspondentes aos pontos seguintes (Figura 8). Pelos pontos obtidos, traça-se a reta resultante, cuja intersecção com o eixo das abscissas fornece a carga de ruptura (*apud* FELLENIOUS, 1975)

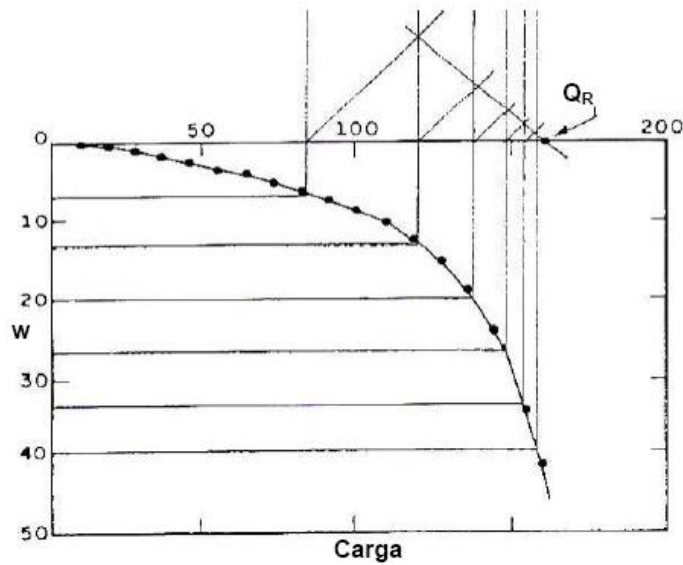


Figura 8: Método de Mazurkiewicz

- Massad (1986)

Massad (1986) apresentou um método similar aos anteriores, com base nos mesmos princípios, utilizando uma função polinomial. O trabalho de Massad também tem o grande mérito de mostrar que o método de Van der Veen (1953) e de Mazurkiewicz (1972) são equivalentes.

O método relaciona uma série de recalques igualmente espaçados com valores de cargas associados e plotados num gráfico de Q_{n+1} como uma função de Q_n , que deve corresponder a uma reta. O cruzamento desta reta com uma linha a 45° determina a carga de ruptura (Figura 9). Segundo o autor, uma maior precisão de cálculo pode ser obtida através de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados conforme a Equação A.6:

$$Q_{n+1} = a + b \cdot Q_n \quad (\text{A.6})$$

onde os valores de “a” e “b” são obtidos da regressão linear pelos pontos (Q_n, Q_{n+1}) e a carga de ruptura é dada pela Equação A.7:

$$Q_r = [a / (1 - b)] \quad (\text{A.7})$$

Uma das vantagens do método de Massad sobre o de Mazurkiewicz, segundo o autor, é a melhor precisão, porque elimina uma operação ($Q_n; Q_{n+1}$).

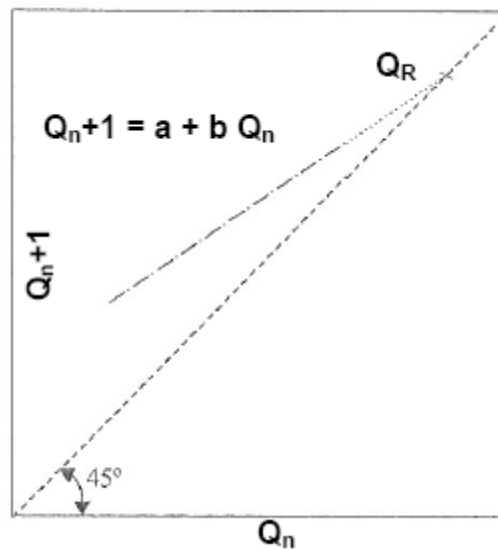


Figura 9: Método de Massad (1986)

Outra vantagem em relação ao método de Van der Veen (1953) é que este requer tempo para escolher o valor correto para a carga de ruptura. O método de Massad é obtido de forma direta, além disso, permite uma verificação contínua do ensaio e uma previsão da carga máxima, se for feito um gráfico simultâneo durante o ensaio.

- Chin (1970)

O método de Chin (1970) considera que a região próxima da ruptura da curva carga vs. recalque seja hiperbólica. Esse método representa o trecho final da curva carga vs. recalque pela Equação A.8:

$$Q = r / a + b.r \quad (A.8)$$

onde, Q é carga aplicada; r é o recalque; a é a interseção; e b é o coeficiente angular da reta obtida no gráfico (r/Q vs. r).

Os valores de carga são divididos pelos valores de recalque correspondentes e plotados em um gráfico *versus* recalque, como na Figura 10.

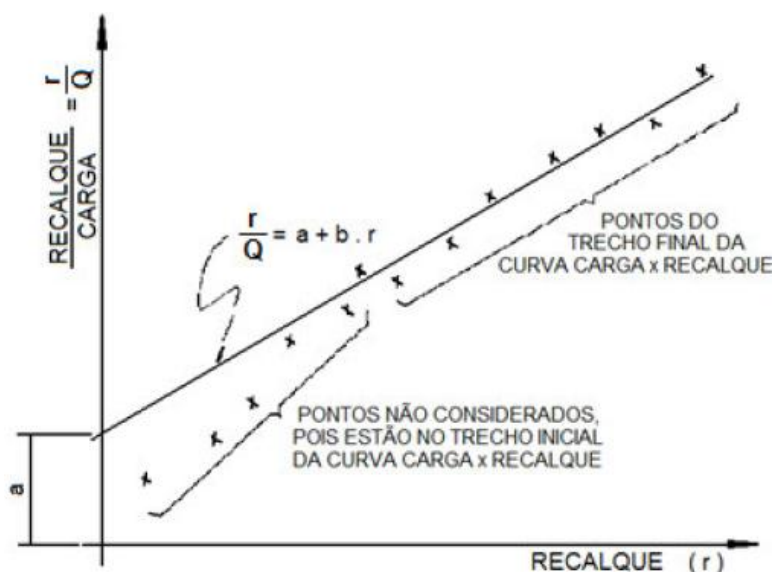


Figura 10: Carga de ruptura segundo o método de Chin (ALONSO, 1991)

A carga de ruptura (Q_r) é o limite desta expressão, quando $r \rightarrow \infty$, ou seja, é o inverso do coeficiente angular da reta (Equação A.9):

$$Q_r = 1 / b \quad (\text{A.9})$$

De acordo com Fellenius (1980), o método de Chin é aplicável tanto em ensaios rápidos como nos lentos, desde que as cargas sejam aplicadas em tempos constantes.

- Décourt (1996)

Décourt (1996) apresenta uma maneira de se introduzir a ruptura que então é definida com base no conceito de rigidez. Neste método, a rigidez “ R ” é definida como a relação entre a carga aplicada a uma fundação e o recalque que ela acarreta (Equação A.10).

$$R = P/r \quad (\text{A.10})$$

A aplicação prática desse conceito se faz através do chamado Gráfico da Rigidez (Figura 11), colocando-se o valor de rigidez em ordenadas e o valor da carga em abscissas. A rigidez, tipicamente, diminui com o aumento da carga e sendo o ensaio levado até valores pequenos de rigidez, irá permitir que através de extrapolações criteriosas, seja obtido o ponto de rigidez nula, que por definição está associada à carga de ruptura física.

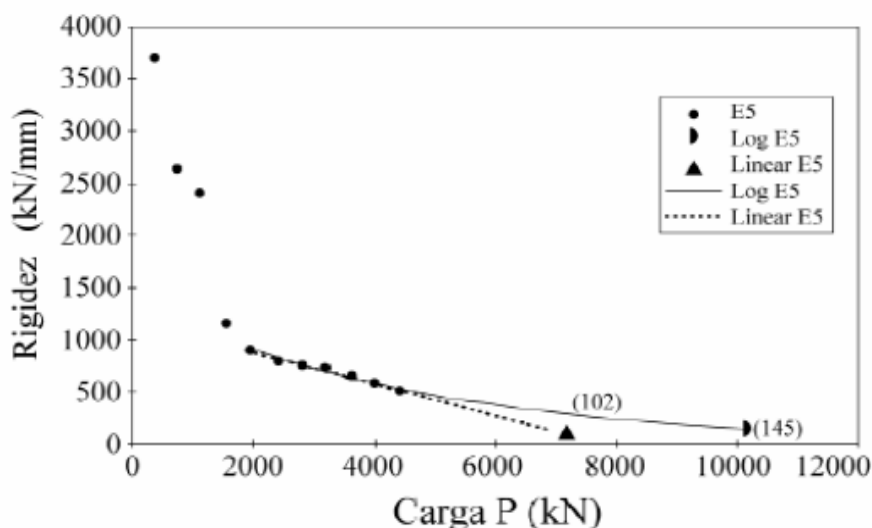


Figura 11: Método da Rigidez (DÉCOURT, 1996)

- Brinch Hansen (1963)

O método de Brinch-Hansen (1963, *apud* NIYAMA *et al.*, 1996), baseado em um recalque máximo, é dividido em dois critérios:

- Dos 90% de Brinch-Hansen
- Dos 80% de Brinch-Hansen.

No critério dos 90%, citado por Fellenius (1980), a carga limite é a carga que corresponde ao dobro do recalque medido para 90% desta carga, analisado através da curva carga vs. recalque.

Já no critério dos 80%, também citado por Fellenius (1980, 2001, 2006), a carga limite é a carga que corresponde a 4 vezes o recalque medido para 80% desta carga, verificado pela curva traçada no gráfico $[(r^{1/2}) / Q \text{ vs. } r]$ onde r é o

recalque e Q a carga, demonstrado na Figura 12. A carga limite corresponde ao ponto da curva $(Q_u; r_u)$ calculado pelas Equações A.11 e A.12:

$$Q_u = 1 / 2 \cdot \sqrt{C_1 x C_2} \quad (\text{A.11})$$

$$r_u = C_2 / C_1 \quad (\text{A.12})$$

onde, C_1 é o coeficiente angular da reta; e C_2 é o intercepto no eixo das ordenadas, quando o ponto $(0,80 \cdot Q_u; 0,25 \cdot r_u)$ estiver próximo à curva carga vs. recalque.

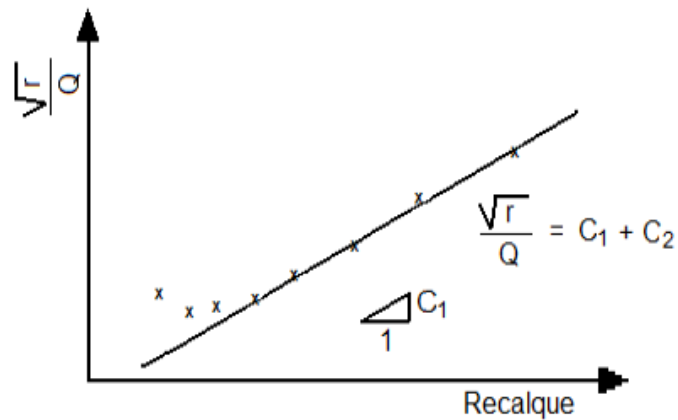


Figura 12: Gráfico do critério dos 80% de Brinch-Hansen (NIYAMA *et al.*, 1996)

- Butler e Hoy (1977)

No método de Butler & Hoy (1977, *apud* FELLENIUS, 1980), a carga de ruptura é a carga resultante da interseção da reta da fase pseudo-elástica (paralela à linha de compressão elástica da estaca) com a reta pseudoplástica, definida como a tangente à curva com inclinação de 0,05 in/ton (1,4 mm/kN), conforme o exemplo apresentado na Figura 13.

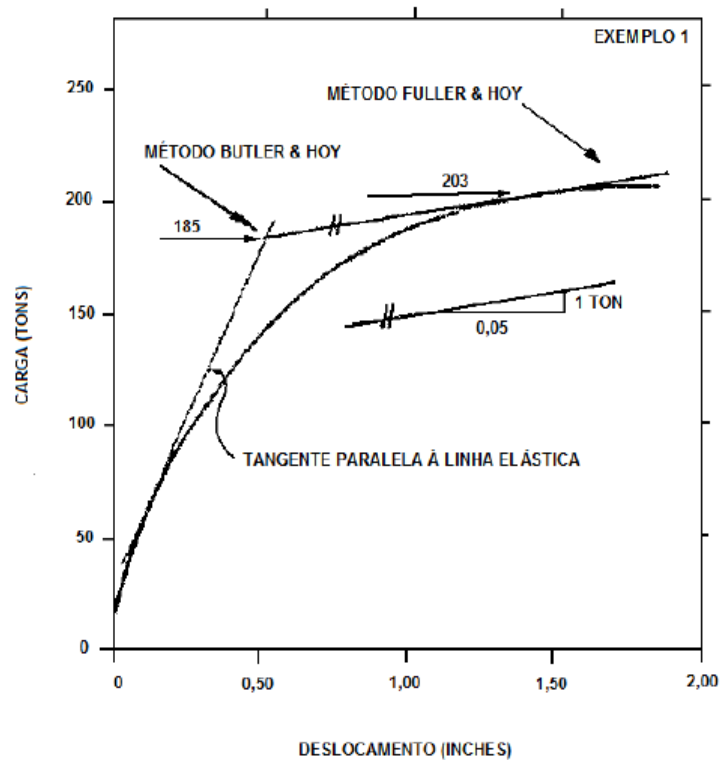


Figura 13: Carga de ruptura de acordo com os métodos de Fuller & Hoy (1970) e Butler & Hoy (1977), (FELLENIOUS, 1980)