



CONTRIBUIÇÃO À INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS,
REALIZADAS PELO MÉTODO BIDIRECIONAL

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Alessandra Conde de Freitas

Rio de Janeiro

Fevereiro de 2019

CONTRIBUIÇÃO À INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS,
REALIZADAS PELO MÉTODO BIDIRECIONAL

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

Prof.^a Alessandra Conde de Freitas, D.Sc.

Prof.^a Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL.

FEVEREIRO DE 2019

Cruz, Felipe Vianna Amaral de Souza

Contribuição à interpretação de provas de carga em estacas, realizadas pelo método bidirecional/Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XVII, 112 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Francisco Rezende Lopes

Alessandra Conde de Freitas

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 99-105.

1. Curva equivalente bidirecional. 2. Interpretação de Prova de carga. 3. Ensaio bidirecional. I. Lopes, Francisco de Rezende *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A minha esposa, Fernanda Arêas Vianna de Souza Cruz e minha filha, Nina Arêas Vianna de Souza Cruz. Por toda paciência, incentivo e ajuda nas minhas viradas de noite estudando e desenvolvendo a atual pesquisa.

A minha irmã, Fernanda Vianna Amaral de Souza Cruz Buenaga. Por ter me auxiliado na formatação da dissertação e ajudado nos processos regimentais do programa da COPPE. E minha prima Mariana Vianna Amaral Bacelo Ferrário Mattos por sempre me auxiliar com seus desenhos e criatividade.

A meus pais, Paulo Roberto de Souza Cruz e Dayse Vianna Amaral de Souza Cruz. Por todas as oportunidades que me foram dadas para que eu conseguisse trilhar esse caminho.

Aos amigos e companheiros de estudos nesta etapa da vida, em especial para Marco Antônio Grigoletto Conte, Luiz Henrique Rambo, André do Valle Abreu, Victor Silveira, Cauê Rosa, Lúcio Flávio Carvalho, Flávia Carvalho, Flávia Cabral e Eduardo Saliba.

Aos amigos, David Cabral e Rodrigo Raposo. Pelo apoio de sempre.

Aos meus orientadores, Francisco de Resende Lopes e Alessandra Conde de Freitas. Por todo interesse e apoio dado ao longo dessa jornada. Ter oportunidade de estar por dias ao lado do professor Francisco é algo de imensurável grandeza por todo seu conhecimento adquirido e seu poder de síntese. Assim como, ter a oportunidade de ter a Alessandra como orientadora, compartilhando todo seu conhecimento acadêmico, ajudando de forma intensa, diária e ficando até de madrugada comigo para revisarmos dados também é algo imensurável.

Às empresas Consultrix, Redav, Damasco Pena, ABS e Brusque, pelos dados compartilhados.

A todos os autores referenciados na presente pesquisa.

Ao CNPQ pelo apoio financeiro que propiciou a presente pesquisa.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONTRIBUIÇÃO À INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS,
REALIZADAS PELO MÉTODO BIDIRECIONAL.

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz

Fevereiro/2019

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Alessandra Conde de Freitas

Programa: Engenharia Civil

Nesta pesquisa foram analisadas provas de carga estática realizadas pelo método bidirecional visando avaliar dois novos procedimentos para: (i) construção da curva equivalente à prova de carga convencional e (ii) interpretação da curva carga-recalque visando obter a capacidade de carga (carga na ruptura). A construção da curva equivalente proposta consiste na utilização das cargas e deslocamentos totais (ascendentes + descendentes) de cada incremento de carga. Assim, a curva equivalente bidirecional é construída à medida que a prova evolui, permitindo avaliação do comportamento da estaca a cada estágio, inclusive a proximidade da ruptura, e sem a necessidade de extrapolação de um dos trechos do carregamento. Em relação à rigidez do trecho inicial da curva carga-recalque equivalente construída pela atual proposta, para as estacas escavadas, há diferença considerável em relação à proposta de Silva (1983). Já a proposta sugerida para interpretação de provas de carga, para obtenção da carga de ruptura, consiste em aplicar uma regra geométrica à curva carga-recalque similar à do ensaio de adensamento oedométrico (podendo ser a curva de um ensaio convencional ou a curva equivalente obtida do ensaio bidirecional). São comparados os resultados obtidos por essa proposta e por métodos conhecidos, como de Lopes (1979) e da NBR6122.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

CONTRIBUTION TO THE INTERPRETATION OF STATIC LOAD TESTS ON PILES,
BY THE BIDIRECTIONAL METHOD.

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz

February/2019

Advisors: Francisco Lopes

Alessandra Conde de Freitas

Department: Civil Engineering

In this research, static load tests performed by the bidirectional method were analyzed to evaluate two new procedures for: (i) construction of the load-settlement curve equivalent to the conventional load test and (ii) interpretation of the load-settlement curve for bearing capacity determination. The proposed construction of the equivalent curve consists in the use of the total loads and displacements (upward + downward) of each load stage. Thus, the equivalent curve is constructed as the test evolves, allowing an evaluation of the pile behavior at each stage, including the proximity of failure, without the need to extrapolate one of the loading segments. In relation to the stiffness of the initial part of the equivalent load-settlement curve constructed by the current proposal, there is a considerable difference, for bored pile, in relation to Silva's (1983) proposal. The new proposal for the definition of the bearing capacity from the load-settlement curve, is the application of a geometric rule similar to that of the oedometer consolidation test (and can be applied to both conventional tests or the equivalent curve obtained from bidirectional tests). The results obtained by this proposal and by previous methods, such as Lopes (1979) and the Brazilian standard NBR6122, are compared.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação da Pesquisa	2
1.2. Estrutura da dissertação.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Prova de Carga Estática, Realizada pelo Método Convencional (Compressão).	4
2.2 Prova de Carga Estática, Realizada pelo Método Bidirecional.	8
2.3 Métodos de Interpretação da curva carga <i>versus</i> recalque	17
2.3.1 Critérios que se baseiam num valor absoluto (ou relativo ao diâmetro) do deslocamento.	18
2.3.2 Critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva.	18
2.3.3 Critérios em que se busca uma assíntota vertical.	23
2.3.4 Critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma percentagem do diâmetro da base.	26
2.3.5 Considerações.....	29
2.4 Métodos Semi-empíricos para estimativa de carga	29
2.4.1 Método Aoki e Velloso (1975).	29
2.4.2 Método Dècourt e Quaresma (1978 e 1996).	31
2.4.3 Método Pedro Paulo Costa Velloso (1981).	33
2.4.4 Método Alberto Henriques Teixeira (1996).	34
2.4.5 Método Urbano Rodrigues Alonso (1996 e 2012).	35
3 METODOLOGIA PROPOSTA PARA CONSTRUÇÃO DA CURVA EQUIVALENTE CARGA <i>VERSUS</i> RECALQUE DO ENSAIO BIDIRECIONAL.....	36
3.1 Comparação da construção de curvas carga <i>versus</i> recalque equivalente.	37
3.1.1 Casos em que os deslocamentos dos dois segmentos são da mesma ordem de grandeza.	38
3.1.2 Casos em que o deslocamento de um dos segmentos é muito superior ao outro.....	40
3.1.3 Casos com provas de carga convencionais.	42
4 PROPOSTA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA EM PROVAS DE CARGA.	45

4.1.1	Método Pacheco Silva para interpretação do ensaio Oedométrico.	45
4.1.2	Método de Fuller & Hoy (1970).	46
4.1.3	Método Proposto de Interpretação.	46
5	BANCO DE DADOS DE PROVAS DE CARGA BIDIRECIONAIS E EXEMPLOS DE SUA INTERPRETAÇÃO	50
5.1	Banco De Dados	50
5.2	Interpretação De Ensaio Bidirecional Em Estaca Escavada	55
5.2.1	Observações iniciais - Estaca escavada	55
5.2.2	Sondagens associadas ao SPT	55
5.2.3	Prova de carga estática executada pelo método bidirecional	58
5.2.4	Interpretação das curvas carga versus recalque equivalente segundo Silva (1983).	60
5.2.5	Interpretação da curva carga versus recalque equivalente proposta na presente dissertação.	61
5.2.6	Previsão da carga de ruptura por métodos semi-empíricos	63
5.2.7	Observações finais	64
5.3	Interpretação De Ensaio Bidirecional Em Estaca Do Tipo Hélice Contínua.	65
5.3.1	Observações iniciais - Estaca Hélice	65
5.3.2	Sondagens associadas ao SPT	65
5.3.3	Prova de carga estática executada pelo método bidirecional	67
5.3.4	Interpretação da curva carga versus recalque equivalente segundo Silva (1983).	69
5.3.5	Interpretação da curva carga versus recalque equivalente proposta na presente dissertação.	70
5.3.6	Previsão da carga de ruptura por métodos semi-empíricos	71
5.3.7	Observações finais	72
6	ANÁLISE DO CONJUNTO DE PROVAS DE CARGA	74
6.1	RIGIDEZ DA CURVA EQUIVALENTE ATÉ A CARGA DE SERVIÇO	74
6.1.1	Comparação da rigidez na carga de serviço com base na interpretação segundo a NBR6122.	74
6.1.2	Comparação da rigidez na carga de serviço com base na interpretação segundo Lopes (1979).	76
6.1.3	Comparação da rigidez na carga de serviço com base na interpretação segundo a metodologia proposta na presente pesquisa.	78

6.2	RIGIDEZ DO TRECHO PLÁSTICO (K_{plast}).....	79
6.2.1	Obtenção da rigidez K_{plast} pela curva equivalente segundo Silva (1983)	79
6.2.2	Obtenção da rigidez K_{plast} pela curva equivalente segundo a presente pesquisa	81
6.3	Previsão da capacidade de carga na ruptura	83
6.4	Critério proposto na atual pesquisa <i>versus</i> demais critérios de interpretação de provas de carga abordados nesta dissertação.....	89
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	96
7.1	Conclusões	96
7.2	Sugestões para estudos futuros	98
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
ANEXO 1	106

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sistema de reação com a utilização de estacas de reação (Cruz <i>et al</i> , 2017).....	5
Figura 2: (a) Sistema de reação com a utilização de tirantes de reação. (b) Sistema de reação com a utilização de cargueiras. (NIYAMA, 2010).....	6
Figura 3: Curvas carga <i>versus</i> tempo e recalque <i>versus</i> tempo de diferentes procedimentos – (a) Carga incremental lenta, (b) Carga incremental rápida, (c) Deslocamento controlado e (d) método do equilíbrio (Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010).	7
Figura 4: Desenho esquemático do ensaio bidirecional (FELLENIOUS, 2017). 11	
Figura 5: Modelo de sistema de reação do método bidirecional (CRUZ <i>et al</i> , 2017)	12
Figura 6: Esquema representativo do ensaio bidirecional e seus resultados diretos.....	12
Figura 7: Construção da curva equivalente proposta por Silva (1983).....	13
Figura 8: Interpretação da prova bidirecional levando em conta o peso próprio da estaca, com curvas corrigidas em tracejado.	14
Figura 9: Curvas Equivalentes construídas segundo Silva (1983) levando em conta o peso próprio da estaca, com curva corrigida em tracejado para ensaio bidirecional realizado em estaca escavada de 76,4 m de comprimento e diâmetro de 700 mm.....	15
Figura 10: Transferência de carga em: (a) ensaio convencional e (b) ensaio bidirecional (MASSAD, 2015).	16
Figura 11: Ábaco para as cargas ascendentes do ensaio bidirecional (DADA E MASSAD, 2018).	17
Figura 12: Curvas carga (Q) <i>versus</i> deslocamento (w). Em (a) critério Brinch Hansen (1963) e em (b) Critério de maior curvatura (VELLOSO E LOPES, 2010).	19
Figura 13: Curva carga-recalque critério 80% (MELO, 2009).	20
Figura 14: Gráfico bilogarítmico de De Beer (1967) (MELO, 2009).....	21
Figura 15: Aplicação das propostas de Fuller & Hoy (1970) e Butler & Hoy (1977).	22
Figura 16: Método da Rigidez de Decourt (1996 e 2008) (MELO, 2009).	23
Figura 17: Curva carga <i>versus</i> recalque de van der Veen (1953) (MELO 2009).	24

Figura 18: Exemplificação da solução gráfica por tentativas proposta por van der Veen (1953) (MELO, 2009).....	25
Figura 19: Método de Chin (1970 e 1971) (MELO, 2009).....	26
Figura 20: Critério de Davisson (1972).....	27
Figura 21: Critério da norma brasileira NBR6122 (2010).....	27
Figura 22: Proposta de Lopes (1979) (VELLOSO E LOPES, 2010)	28
Figura 23: Construção da curva carga <i>versus</i> recalque equivalente proposta na atual pesquisa.....	36
Figura 24: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-11B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.	39
Figura 25: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-32B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.	39
Figura 26: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-04B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.....	40
Figura 27: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-25B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.....	40
Figura 28: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-15B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.	41
Figura 29: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-28B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.	41
Figura 30: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-27B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.....	42
Figura 31: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-34B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.....	42
Figura 32: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-07B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque equivalentes segundo Silva (1983) e presente pesquisa, e de prova convencional, com determinação da carga de ruptura pela norma brasileira.	43

Figura 33: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-22B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque equivalentes segundo Silva (1983) e presente pesquisa, e de prova convencional, com determinação da carga de ruptura pela norma brasileira.	43
Figura 34: a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-16B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque equivalentes segundo Silva (1983) e presente pesquisa, e de prova convencional, com determinação da carga de ruptura pela norma brasileira.	44
Figura 35: Curva Determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco Silva (NBR12007, 1990).	46
Figura 36: Esquema representativo da aplicação do método proposto.	47
Figura 37: Etapas de utilização do método proposto para interpretação de curvas carga <i>versus</i> recalque em provas de carga estática.	48
Figura 38: Folha 1 de 2 da Sondagem SP10 – Estaca PC-22B.	56
Figura 39: Folha 2 de 2 da Sondagem SP10 – Estaca PC-22B.	57
Figura 40: Içamento da armadura com o conjunto de células expansivas da P-22B.	59
Figura 41: Curvas parciais obtidas a partir de prova de carga estática, realizada pelo método bidirecional – Ensaio PC-22B.	60
Figura 42: Ensaio PC-22B – Interpretação da curva equivalente segundo Silva (1983).	61
Figura 43: Ensaio PC-22B - Interpretação da curva carga <i>versus</i> recalque equivalente segundo presente pesquisa.	62
Figura 44: Cargas de ruptura analisadas pelos diferentes critérios de interpretação nas diferentes curvas equivalentes bidirecionais da estaca PC-22B.	65
Figura 45: Folha Sondagem SM-01 – Estaca PC-34B.	66
Figura 46: Conjunto de células expansivas utilizado na PC-34B.	68
Figura 47: Curvas obtidas a partir de prova de carga estática, realizada pelo método bidirecional – Ensaio PC-34B.	68
Figura 48: Ensaio PC-34B - Interpretação da curva equivalente segundo Silva (1983).	69
Figura 49: Ensaio PC-34B - Interpretação da curva carga <i>versus</i> recalque equivalente segundo presente pesquisa.	70
Figura 50; Cargas de ruptura analisadas pelos diferentes tipos de interpretação nas diferentes curvas equivalentes bidirecionais da estaca PC-34B.	73

Figura 51: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e presente pesquisa, com base na interpretação sugerida pela NBR6122 - Estacas escavadas.....	75
Figura 52: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e Cruz (2019) com base na interpretação sugerida pela NBR6122 - Estacas hélice contínua e ômega.....	76
Figura 53: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e presente pesquisa, com base na interpretação sugerida por Lopes (1979) - Estacas escavadas.....	77
Figura 54: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e Cruz (2019) com base na interpretação sugerida por Lopes (1979) - Estacas hélice contínua e ômega.	77
Figura 55: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e presente pesquisa, com base na interpretação sugerida na presente pesquisa - Estacas escavadas.....	78
Figura 56: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e Cruz (2019) com base na interpretação sugerida na presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.	79
Figura 57: Obtenção da K_{plast} para estacas escavadas utilizando a curva equivalente segundo Silva (1983).....	80
Figura 58: Obtenção da rigidez K_{plast} para estacas hélice contínua e ômega utilizando a curva equivalente segundo Silva (1983).....	81
Figura 59: Obtenção do K_{plast} para estacas escavadas utilizando a curva equivalente segundo presente pesquisa.....	82
Figura 60: Obtenção da rigidez K_{plast} para estacas hélice contínua e ômega utilizando a curva equivalente segundo a presente pesquisa.....	82
Figura 61: Comparação entre cargas de ruptura obtidas por meio das curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas escavadas.....	84
Figura 62: Comparação entre cargas de ruptura obtidas por meio das curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.	85
Figura 63: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas escavadas.....	86
Figura 64: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.	87

Figura 65: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas escavadas.....	88
Figura 66: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.	89
Figura 67: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto pela norma brasileira NBR6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas escavadas.	90
Figura 68: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto pela norma brasileira NBR6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas hélice contínua e ômega.	91
Figura 69: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas escavadas.	92
Figura 70: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas hélice contínua e ômega.	92
Figura 71: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto NBR6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo a presente pesquisa - Estacas escavadas.	93
Figura 72: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto pela NBR 6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.	94
Figura 73: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo a presente pesquisa - Estacas escavadas.	95
Figura 74: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa <i>versus</i> a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.	95

Figura 75: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca ômega PC-01B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	106
Figura 76: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-02B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	106
Figura 77: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-06B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	106
Figura 78: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-09B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) – Não foi possível construir a curva proposta pela presente pesquisa.	107
Figura 79: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-10B e (b) Curvas carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	107
Figura 80: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-12B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	107
Figura 81: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-13B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	108
Figura 82: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-14B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	108
Figura 83: Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-18B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	108
Figura 84: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-19B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	109
Figura 85: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-20B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	109
Figura 86: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-21B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	109
Figura 87: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-23B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	110
Figura 88: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-24B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	110
Figura 89: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-25B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	110
Figura 90: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-26B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	111
Figura 91: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-27B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	111
Figura 92: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-29B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	111

Figura 93: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-30B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	112
Figura 94: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-33B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) – Não foi possível construir a curva proposta pela presente pesquisa.	112
Figura 95: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-35B e (b) Curva carga <i>versus</i> recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de K e a segundo diversos autores (MAGALHÃES, 2010).	31
Tabela 2: Valores de F1 e F2 (AOKI e VELLOSO, 1975)	31
Tabela 3; Valores de C (DECOURT E QUARESMA, 1978)	32
Tabela 4: Valores de “ α ” e “ β ”, segundo Décourt-Quaresma (1996).....	32
Tabela 5: Valores aproximados de a, b, a’ e b’ (VELLOSO, 1981).	34
Tabela 6: Valores de “ α ” e “ β ”, segundo Teixeira (1996).	35
Tabela 7: Valores de K_{plast} para as diferentes curvas equivalentes e diferentes tipos de estacas avaliadas.	49
Tabela 8: Banco de Dados	51
Tabela 9: Dados obtidos do ensaio – PC-22B.....	58
Tabela 10: Resultados obtidos na interpretação do ensaio PC-22B com base nas curvas equivalentes segundo Silva (1983) e segundo a proposta da presente pesquisa.	63
Tabela 11: Cargas de ruptura obtidas por diversos métodos semi-empíricos.	64
Tabela 12: Dados obtidos do ensaio – PC-34B.....	67
Tabela 13: Resultados obtidos para o ensaio PC-34B com base na interpretação das curvas equivalentes segundo Silva (1983) e segundo proposta da presente pesquisa.	71
Tabela 14: Cargas de ruptura obtidas por diversos métodos semi-empíricos.	72

1. INTRODUÇÃO

De acordo com a ABNT NBR 6122, a carga de ruptura é definida como a carga aplicada à fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho. Comenta, ainda, que deve ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos:

- a) Provas de carga;
- b) Métodos estáticos;
- c) A partir do estado-limite de serviço (ELS);
- d) Métodos dinâmicos;
- e) Fórmulas dinâmicas;
- f) Ensaio de carregamento dinâmico.

Como menciona a ABNT NBR 6122:2010, a carga de ruptura pode ser determinada por provas de carga executadas de acordo com a ABNT NBR 12131:2006. As provas de carga podem ser executadas pelo método convencional ou pelo método bidirecional.

A prova de carga estática realizada pelo método bidirecional foi concebida em 1983, e, desde então, tem despertado muito interesse, pois utiliza a própria capacidade de carga da estaca como reação. Na maioria dos casos, há redução do custo total e do prazo de execução do ensaio.

A prova de carga estática realizada pelo método bidirecional é um tipo de prova de carga estática muito realizada no mundo, mas no Brasil tornou-se mais atrativa após a NBR6122 reconhecer sua aplicabilidade.

Apesar do Brasil possuir um pioneirismo na utilização deste tipo de ensaio, pois foi o primeiro país onde o ensaio foi utilizado na forma comercial, há poucos trabalhos referindo-se ao comportamento de estacas ensaiadas através dessa metodologia. Com o crescente interesse surgem dúvidas quanto à utilização dos resultados e de como interpretar o ensaio em situações não detalhadas por Silva (1983).

A presente dissertação pretende contribuir para a interpretação dos resultados obtidos no ensaio bidirecional. São apresentadas propostas para:

- (i) construção de curva carga *versus* recalque equivalente a provas convencionais e
- (ii) interpretação da curva carga *versus* recalque com a finalidade de previsão da carga de ruptura das estacas.

1.1. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

O ensaio conhecido internacionalmente como prova de carga estática realizada pelo método bidirecional (embora essa expressão não seja correta do ponto de vista da terminologia da Física) possibilita a redução do prazo executivo e um menor custo em relação à prova de carga convencional, em que o macaco carrega o topo da estaca. A redução de custo se deve à dispensa do sistema de reação da prova convencional (por tirantes ou estacas de tração), que é o principal item de custo desses ensaios. Em ensaios de estacas de grande diâmetro (em que duas ou três células são colocadas lado a lado para causar a expansão de uma seção da estaca) – que precisam ser ensaiadas a grandes cargas – a diferença de custo é significativa. Neste sentido há perspectiva de que o ensaio bidirecional seja cada vez mais difundido.

A dificuldade em se instrumentar estacas de deslocamento (pré-moldadas cravadas) em provas de carga realizadas pelo método bidirecional, possibilitou o autor vislumbrar um novo procedimento para a construção da curva carga *versus* recalque equivalente à prova convencional, levando a uma proposta de construção com o carregamento total e deslocamento total a cada incremento de carga.

Ainda, o autor percebeu similaridade entre curvas de ensaios de adensamento em laboratório (oedométricos) e as curvas carga *versus* recalque de provas de carga, que o levaram a sugerir um novo método de interpretação da carga de ruptura em provas de carga.

Para uma avaliação das propostas, foram analisadas 32 provas de carga em estacas escavadas, do tipo hélice contínua e estaca ômega, buscando-se comparar os resultados obtidos por diferentes critérios de interpretação da curva carga *versus* recalque de provas de carga.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Após esta introdução, no Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica onde é feito um breve relato histórico relativo à prova de carga estática e são descritos os procedimentos de realização de provas de carga estática pelos métodos convencional (compressão) e bidirecional. São apresentadas, também, as abordagens para interpretação das curvas carga *versus* recalque obtidas neste tipo de ensaio, bem como os métodos semi-empíricos utilizados na previsão de carga de ruptura de estacas.

No Capítulo 3 é apresentada a proposta para construção da curva carga *versus* recalque equivalente do ensaio bidirecional. São apresentadas curvas construídas a partir da abordagem sugerida na presente pesquisa, as quais são comparadas com as obtidas segundo Silva (1983). Já no Capítulo 4 é descrita a proposta para interpretação da curva carga *versus* recalque (determinação da carga de ruptura) obtida em provas de carga estática.

No Capítulo 5 é apresentado o banco de dados, de provas de carga em estacas realizadas pelo método bidirecional, utilizado na presente pesquisa. São, também, apresentados exemplos de aplicação das propostas de construção de curva carga *versus* recalque equivalente e de interpretação destas curvas visando obtenção da carga de ruptura, para dois casos reais (estaca escavada e hélice contínua). Tais resultados são comparados aos obtidos por abordagens difundidas na literatura.

No Capítulo 6 são analisadas as provas de carga estática. É avaliada a rigidez (carga /recalque) da curva equivalente, obtida por Silva (1983) e por meio da proposta descrita no Capítulo 3, até a carga de serviço. Também é verificada a rigidez do trecho plástico da curva equivalente para estimativa da declividade da reta tangente ($1\text{mm}/K_{\text{plast}}$) utilizada no método proposto para interpretação da curva carga *versus* recalque (obtenção da carga de ruptura, conforme descrito no Capítulo 4). Ainda no Capítulo 6 é feita comparação da carga de ruptura por dado critério de interpretação (norma brasileira, Lopes, 1979, e método proposto no Capítulo 4 – CRUZ, 2019), variando-se o método de construção da curva equivalente: Silva (1983) e construção sugerida no Capítulo 3. São comparadas as cargas de ruptura obtidas por diferentes critérios de interpretação da curva equivalente construída segundo um mesmo critério.

Finalmente, o Capítulo 7 resume as principais conclusões obtidas na pesquisa, além de algumas sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PROVA DE CARGA ESTÁTICA, REALIZADA PELO MÉTODO CONVENCIONAL (COMPRESSÃO).

Neste item será apresentado um breve relato histórico sobre o ensaio designado prova de carga estática, conforme usualmente executada no Brasil, bem como suas peculiaridades.

Segundo Vargas (1990), a primeira iniciativa de se executar provas de carga estática, pelo método convencional, no Brasil ocorreu em 1936, pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), com a colaboração do Prof.^o Costa Nunes, engenheiro da empresa Estacas Franki Ltda. O IPT, a partir de solicitação da Companhia Internacional de Estacas Frankignoul, responsável pela entrada no Brasil da prática de analisar as fundações através da prova de carga, designou ao prof. Costa Nunes a responsabilidade da execução e planejamento de uma prova de carga.

A primeira das provas de carga foi executada nas fundações, do tipo estaca Franki, da estação da Estrada de Ferro Noroeste, em Bauru, realizada pelo IPT em 1936. No Rio de Janeiro, as primeiras experiências de provas de carga sobre estacas do tipo Franki datam de 1942 e foram executadas sobre as fundações do Instituto de Resseguros Brasil (Vargas, 1990).

Ainda segundo Vargas (1990), os primeiros trabalhos sobre estacas ou modelos de estacas instrumentadas datam do início de 1950, mas foi após o VI Congresso Pan-americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (1979), que foi gerada grande quantidade de trabalhos, em âmbito nacional e internacional, sobre provas de carga em estacas instrumentadas. Como se pode observar, este tipo de ensaio é recente no Brasil.

A imensa dificuldade em se definir todas as condições de contorno do terreno onde será executada a estaca, os diferentes controles executivos e cuidados praticados por diferentes empresas executoras, as divergências das informações contidas nas sondagens, as alterações das condições iniciais do solo provocadas pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo, fazem com que haja a necessidade da utilização deste ensaio em verdadeira grandeza, para a avaliação do desempenho do elemento de fundação.

As provas de carga são utilizadas na geotecnia para se estudar o comportamento estaca-solo. É possível verificar aspectos importantes como a

capacidade de carga e os deslocamentos do elemento de fundação, e ainda, no caso de estacas instrumentadas, a transferência de carga ao longo do fuste, por exemplo.

A prova de carga estática à compressão, realizada pelo método convencional, é executada através de um carregamento dado no topo da estaca ensaiada, esse carregamento reage contra um sistema de reação (Figura 1), permitindo a compressão axial no bloco de coroamento da estaca.

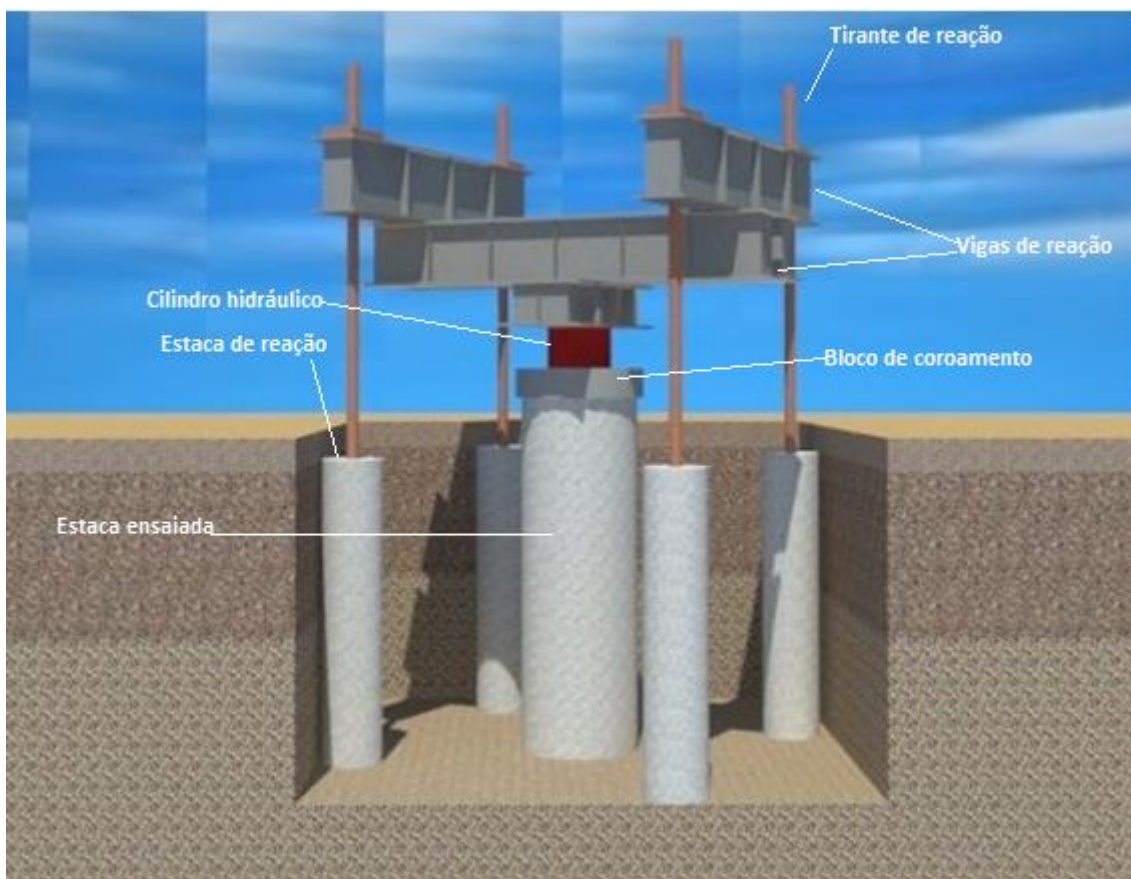


Figura 1: Sistema de reação com a utilização de estacas de reação (Cruz *et al*, 2017).

O sistema de reação necessário para a execução de uma prova de carga estática, realizada pelo método convencional, é a parte mais onerosa do ensaio. Pode ser executado através de tirantes de reação, estacas de reação atirantadas e cargueiras (Figura 2).

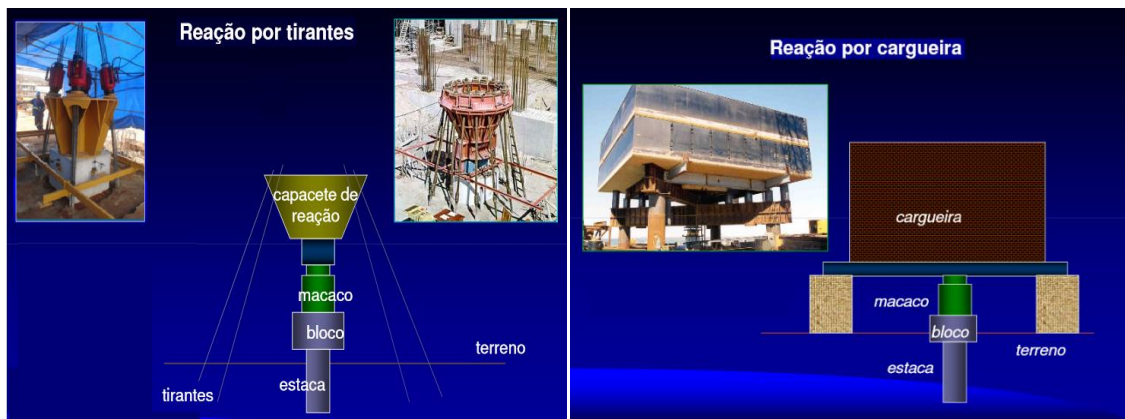


Figura 2: (a) Sistema de reação com a utilização de tirantes de reação. (b) Sistema de reação com a utilização de cargueiras. (NIYAMA, 2010).

O procedimento de ensaio é definido pela aplicação de sucessivos estágios de carga à fundação, conjuntamente com a leitura dos recalques correspondentes. Para aplicação da carga, conforme citado anteriormente, é necessário utilizar um sistema de reação que suporte o carregamento dimensionado.

Três categorias de aplicação de carga em prova de carga estática são descritas por Velloso e Lopes (2010):

(i) Carga controlada:

Carga incremental lenta (Figura 3 (a));

Carga incremental rápida (Figura 3 (b));

Carga cíclica.

(ii) Deformação (deslocamento) controlada (Figura 3 (c));

(iii) Método do equilíbrio (Figura 3 (d)).

Na Figura 3 são apresentadas as curvas carga *versus* tempo e recalque *versus* tempo de acordo com os diversos critérios de aplicação de carga citados.

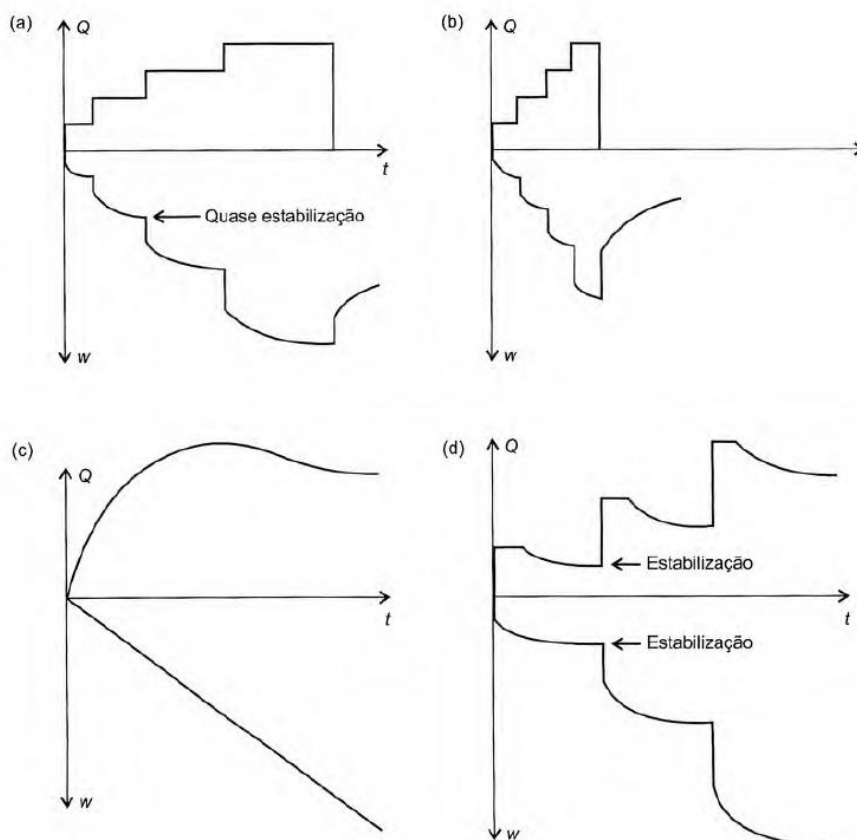


Figura 3: Curvas carga *versus* tempo e recalque *versus* tempo de diferentes procedimentos – (a) Carga incremental lenta, (b) Carga incremental rápida, (c) Deslocamento controlado e (d) método do equilíbrio (Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010).

Segundo Freitas (2014), citando Velloso e Lopes (2010), o trabalho de Francisco (2004) mostra que o método do equilíbrio é uma maneira simples de eliminar os efeitos do tempo ou velocidade nas provas de carga. Neste método, após se atingir a carga do estágio e mantê-la constante por certo tempo (como quinze minutos), deixa-se a carga relaxar (sem bombear mais o macaco) até que não se observem mais recalques ou variação de carga. Cabe observar que este equilíbrio é atingido em um tempo relativamente curto. Assim a carga atingida no estágio (carga de equilíbrio) corresponde a um recalque estabilizado. A curva carga *versus* recalque assim obtida corresponderá a uma velocidade de carregamento nula, ou seja, a uma prova rigorosamente estática.

Segundo Freitas (2014), citando Velloso e Lopes (2010), de todas as metodologias existentes para avaliação da capacidade de carga de estacas, a realização de provas de carga estática representa a forma mais significativa e confiável para determinação tanto da capacidade máxima de suporte quanto dos níveis de recalque associados a diferentes níveis de carregamentos. Velloso e Lopes

(2010) comentam que provas de carga estática são realizadas em estacas (e tubulões) com um dos seguintes objetivos:

- Verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga e recalques);
- Definir a carga de serviço em casos em que não se consegue fazer uma previsão de comportamento.

Cumprе salientar que, com base em prova de carga estática em que se instrumente a estaca ensaiada, é possível, também, verificar a transferência de carga do elemento de fundação.

Vale ressaltar que a prova de carga estática é um ensaio muito estudado e muito difundido no Brasil, com inúmeras avaliações de desempenho fundamentadas em seus resultados.

2.2 PROVA DE CARGA ESTÁTICA, REALIZADA PELO MÉTODO BIDIRECIONAL.

A Prova de Carga Estática realizada pelo método bidirecional vem sendo estudada desde 1973. Segundo Fellenius (2017), o ensaio foi primeiramente idealizado por Gibson e Devenny (1973), depois Silva (1983), Amir (1983) e Horvath *et al.*, (1983) publicaram sobre o ensaio. Silva foi o primeiro a utilizar a prova de carga estática bidirecional como ela conhecida hoje (SILVA, 1983).

No final dos anos 80, o Dr. Jorj Osterberg também publicou sobre o ensaio (OSTERBERG, 1989), e começou a utilizá-lo comercialmente. Cumprе destacar que esse ensaio tem sido designado internacionalmente como “Método Bidirecional”, no entanto essa expressão não é correta do ponto de vista da terminologia da Física. Fora do Brasil, a prova de carga estática realizada pelo método bidirecional ficou conhecida também como “Ensaio com Célula de Osterberg” e Ensaio com “O’Cell”.

Essa modalidade de prova de carga foi proposta na mesma época (anos 1980) – porém de forma independente – pelo brasileiro Silva (1983) e pelo norte americano Osterberg (1989) (FELLENIOUS, 2017). Já Schmmertmann & Hayes (1997) comentam que a O’cell foi utilizada pela primeira vez, experimentalmente, em 1984 e comercialmente em 1987. Os autores citam que até 1996 já haviam sido realizados

mais de 200 ensaios com a O'cell nos Estados Unidos e no sudeste da Ásia. Enquanto isso, desde 1980, era realizado um número semelhante de ensaios no Brasil (GOMES E VELLOSO, 2000).

Segundo Silva (1983) havia, a princípio, uma grande relutância dos executores com a instrumentação e ensaios em fundações, a maior parte dessa resistência era função do custo total dos ensaios e possível atraso no cronograma da obra.

Silva (1983) sentiu a necessidade de criar um método de avaliação do desempenho de estacas que apresentasse o menor custo possível e menos efeito no cronograma, atendendo também a questão técnica, fornecendo resultados relevantes e confiáveis. Obviamente que qualquer tentativa nesse sentido teria que eliminar nas prova de carga estática os fatores que estariam impactando os custos e prazos de execução dos ensaios. Com essa análise inicial, percebeu-se que a utilização de estacas mais tirantes de reação necessitaria ser excluída da metodologia de ensaio. No entanto, para isso, precisou-se pensar em algo que pudesse servir como reação para a realização das provas de carga.

A primeira solução lógica foi utilizar o próprio elemento de fundação como reação. Mas esta alternativa só se seria aplicável em estacas moldadas “*in loco*” e/ou tubulões escavados a céu aberto que possuíssem um comprimento específico, capaz de conseguir reagir o fuste com a base da fundação. De acordo com esta proposta, seria necessária a instalação de um cilindro hidráulico dentro da estaca, numa posição tal que aproveitasse a máxima capacidade de carga por atrito lateral para reagir contra sua base e pequena parte do trecho inferior do fuste. Além disso, seria necessário desenvolver dispositivos que instrumentassem a estaca, quanto ao seu deslocamento, com o máximo de acurácia.

Pelo entendimento de Silva (1983), a instrumentação deveria ser feita através de tubo instalado ao longo do fuste da estaca, que conectaria a célula expansiva à bomba destinada a pressurizar o óleo para o interior da célula.

O método atualmente empregado consiste em posicionar uma célula, ou um conjunto de células, no fuste da estaca, numa posição em que as resistências ascendente e descendente sejam equivalentes. A célula expansiva ao ser pressurizada, e expandindo-se, carrega os dois segmentos de estaca (um servindo de reação ao carregamento do outro), conforme Figuras 4 e 5.

Segundo Fellenius (2017) o deslocamento referente ao carregamento ascendente é governado pelas características de resistência ao cisalhamento do solo ao longo do fuste, enquanto o deslocamento referente ao carregamento descendente é governado pela compressibilidade do solo abaixo da ponta da estaca (para células expansivas colocadas próximas à ponta). Fellenius (2017) relata que durante uma prova de carga estática, realizada pelo método convencional, o fuste se desloca de cima para baixo, enquanto no ensaio pelo método bidirecional, no segmento acima da célula, o fuste se desloca de baixo para cima. No entanto, o referido autor comenta que este aspecto não influencia a resistência por atrito lateral do fuste, pois independente do sentido do deslocamento, as resistências de atrito laterais tendem a ser similares. Massad (2015), por exemplo, discorda de tal afirmação.

Fellenius (2017) comenta que no início da prova de carga bidirecional é necessária a aplicação de um pré-carregamento para se criar uma zona de fratura horizontal, zona essa que separa a estaca nos trechos superior e inferior, que, respectivamente, são comprimidos para cima e para baixo conforme o carregamento aplicado. De acordo com este autor, o pré-carregamento necessário para se criar a zona de fratura horizontal é geralmente pequeno, afetando apenas a estaca e o solo mais próximo do nível da célula expansiva.

Como as células utilizam água ao invés de óleo para pressurização, é possível preencher a zona de fratura horizontal ocasionada pelo pré-carregamento, com a injeção de argamassa de cimento e areia. Como o circuito é fechado, é possível avaliar o preenchimento da zona de fratura horizontal quando se verifica a saída da argamassa pelo topo da tubulação instalada na estaca ensaiada.

A Figura 4 mostra um desenho esquemático do ensaio bidirecional. Os extensômetros de hastes designados *telltapes* (posicionadas no interior dos tubos azuis) permitem a medição do deslocamento no nível do topo e da base da célula expansiva. Também são indicados tubos conectados ao sistema hidráulico (tubos amarelos), os quais permitem a pressurização da célula expansiva.

Toda tubulação conectada às células expansivas são preenchidas por água ao invés de óleo, para evitar a contaminação do solo por este último caso ocorresse um vazamento.

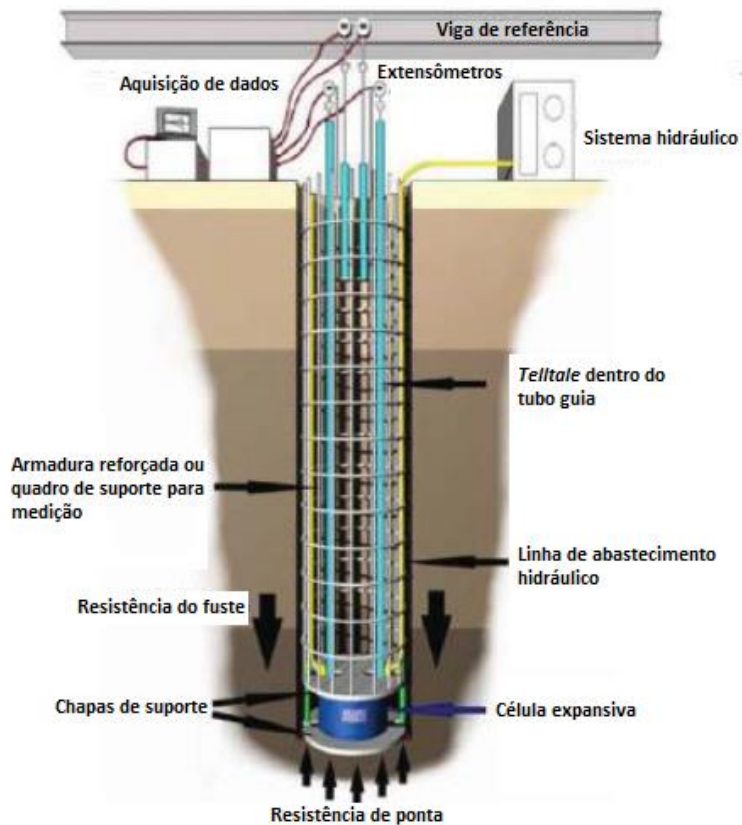


Figura 4: Desenho esquemático do ensaio bidirecional (FELLENUS, 2017).

A Figura 5 apresenta o modelo de sistema de reação utilizado na prova de carga bidirecional. Já na Figura 6 é apresentado um esquema representativo do ensaio bidirecional, assim como as curvas carga *versus* deslocamento do topo (deslocamento ascendente) e da base (deslocamento descendente) conforme itens (a) e (b) descritos a seguir.

Segundo Silva (1983), o ensaio bidirecional possibilita a obtenção de três tipos de curvas distintas:

(a) carga *versus* deslocamento do topo (fuste) da estaca (Curva 1 da Figura 6);

(b) carga *versus* deslocamento da base (fuste + ponta) da estaca (Curva 2 da Figura 6) e

(c) carga *versus* recalque equivalente à prova convencional, onde são integralizadas as parcelas ascendentes e descendentes (Curva b da Figura 7).

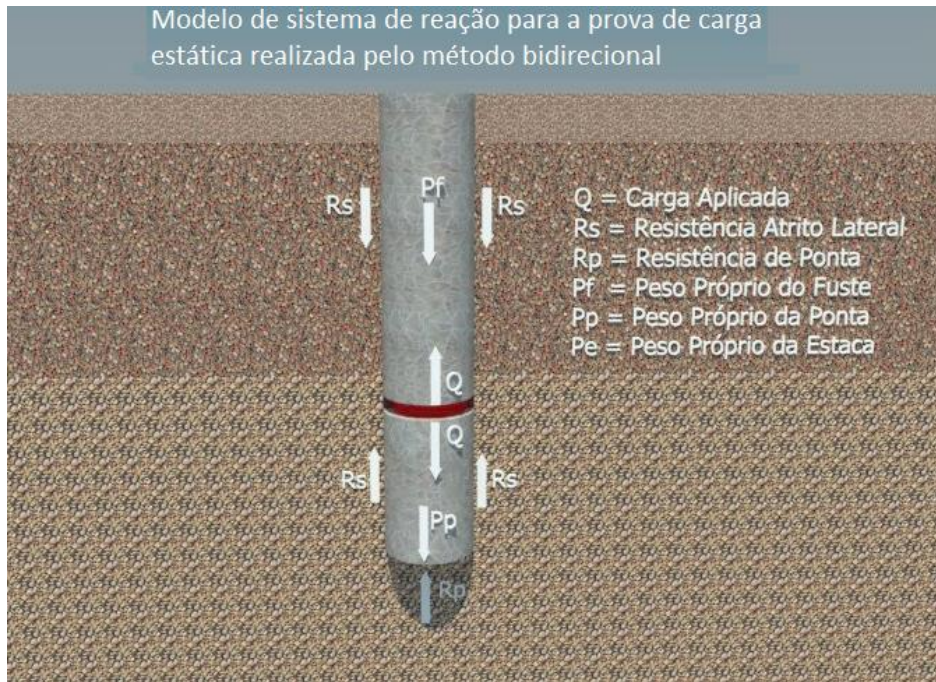


Figura 5: Modelo de sistema de reação do método bidirecional (CRUZ *et al*, 2017)

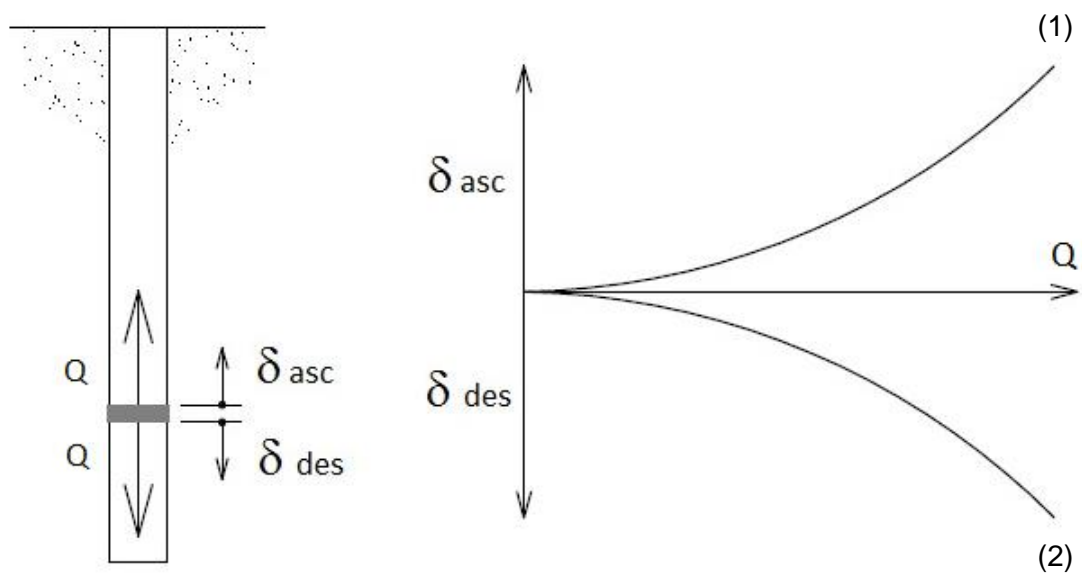


Figura 6: Esquema representativo do ensaio bidirecional e seus resultados diretos.

Após a prova de carga estática, pelo método bidirecional ter sido aceita pela comunidade geotécnica, foi necessário correlacionar seus resultados aos ensaios estáticos realizados pelo método convencional. Assim, não haveria perda das

informações disponíveis em teses, levantamentos, estudos e formulações realizadas com base no ensaio convencional. Com isso, Silva (1983) propôs um procedimento em que se escolhe um valor de deslocamento de cada vez e as cargas nas curvas superior e inferior a ele correspondente são obtidas. Essas cargas são somadas e levadas a outro gráfico como correspondentes ao valor do deslocamento escolhido (Figura 7). Na presente pesquisa este procedimento de construção de curva carga *versus* recalque equivalente foi designado de proposta de Silva (1983).

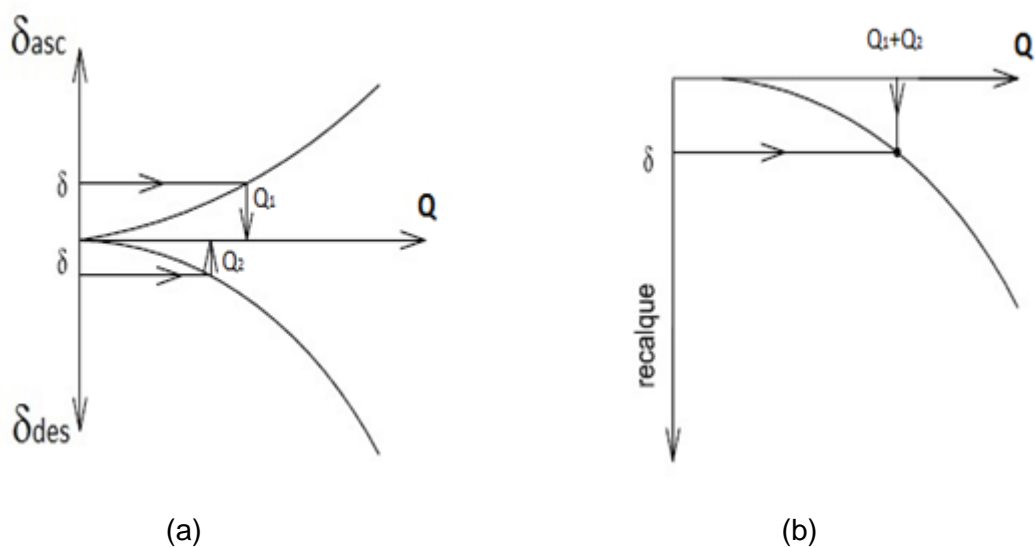


Figura 7: Construção da curva equivalente proposta por Silva (1983).

Uma interpretação mais refinada dos resultados da prova bidirecional é aquela em que se leva em conta o peso próprio da estaca (peso submerso quando for o caso), o que desloca para menos a curva do segmento superior e para mais a curva do segmento inferior (Figura 9). Outra correção usualmente feita é a do encurtamento elástico, que pode ser medido ou estimado (ver, p. ex., Massad, 2015).

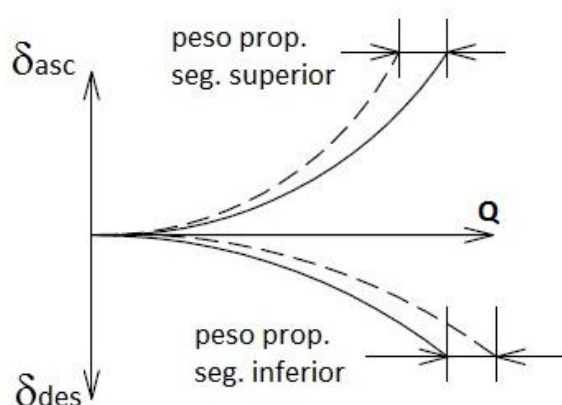


Figura 8: Interpretação da prova bidirecional levando em conta o peso próprio da estaca, com curvas corrigidas em tracejado.

Na Figura 9, de modo a exemplificar o efeito citado anteriormente para uma situação real, foram comparados os resultados obtidos em ensaio bidirecional. A diferença observada ao ser incorporado o peso próprio (peso próprio submerso quando necessário) pode ser pequena. No entanto, como a utilização do peso próprio é a favor da segurança e teoricamente correta, sugere-se sempre compor as curvas contemplando-se este efeito. Observa-se que a curva que contempla o efeito do peso próprio da estaca (curva tracejada) encontra-se transladada para a esquerda da curva que não considera este efeito.

O deslocamento ascendente pode ser instrumentado de duas formas, apenas por medições no topo da estaca e/ou por medições no topo das células expansivas. No caso das medições realizadas serem apenas no topo da estaca, considerando-se que a estaca não possui um comportamento totalmente rígido, deve-se acrescentar o efeito do encurtamento elástico na parte ascendente da curva (Curva 1 da Figura 6). O encurtamento elástico é muito importante de ser calculado e avaliado na interpretação do ensaio. No entanto, é preferível que o mesmo seja medido por meio de instrumentação do deslocamento no topo da célula expansiva e no topo da estaca ensaiada.

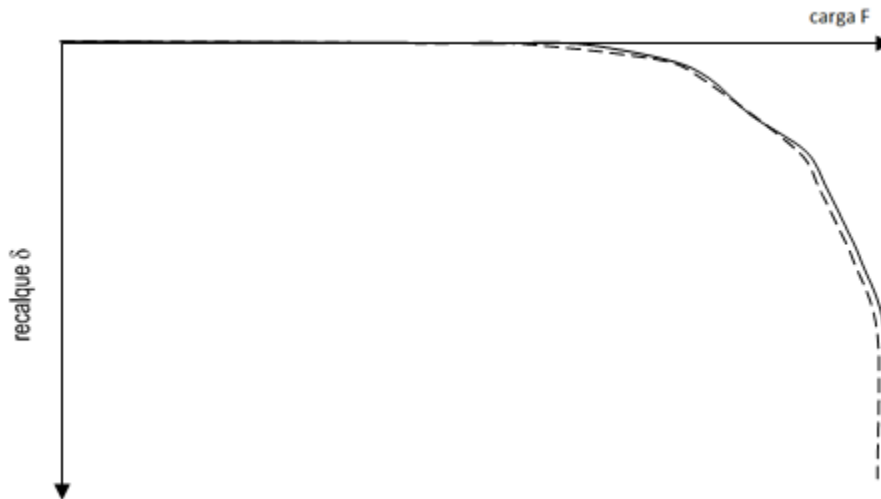


Figura 9: Curvas Equivalentes construídas segundo Silva (1983) levando em conta o peso próprio da estaca, com curva corrigida em tracejado para ensaio bidirecional realizado em estaca escavada de 76,4 m de comprimento e diâmetro de 700 mm.

Massad (2015) apresentou metodologia que permite a introdução do encurtamento elástico do fuste da estaca pela ótica do ensaio bidirecional. Este valor, por sua vez, é corrigido pelos coeficientes c e c' – introduzidos por Leonards e Lovell em 1979 – que relacionam o encurtamento elástico da estaca no teste convencional (carga aplicada no topo), com o encurtamento elástico no teste bidirecional (carga aplicada no fuste). Tais coeficientes são governados, principalmente, pela distribuição do atrito lateral do longo do fuste da estaca.

Segundo Massad (2015), como o encurtamento elástico referente a um ensaio bidirecional decorre de baixo para cima ele é dado pela Equação 1.

$$\Delta e = c' \cdot \left(\frac{R_s}{K_r} \right) \quad \text{[Equação 1]}$$

onde c' é coeficiente correlato ao coeficiente c de Leonards e Lovell (1979) já corrigido para caso de carregamento de baixo para cima, R_s é a resistência por atrito lateral total, em kN, (Figura 10) e K_r é a rigidez da estaca como elemento estrutural ($E.A / L$).

O coeficiente c' também pode ser obtido a partir da instrumentação da estaca durante a realização da prova de carga. Tendo-se a transferência de carga da estaca e calculando-se o coeficiente c (Equação 2 e Figura 10a), obtém-se $c'=1-c$ conforme a Figura 11.

$$c = \left(\frac{R_s - \bar{R}_s}{R_s} \right) \quad \text{[Equação 2]}$$

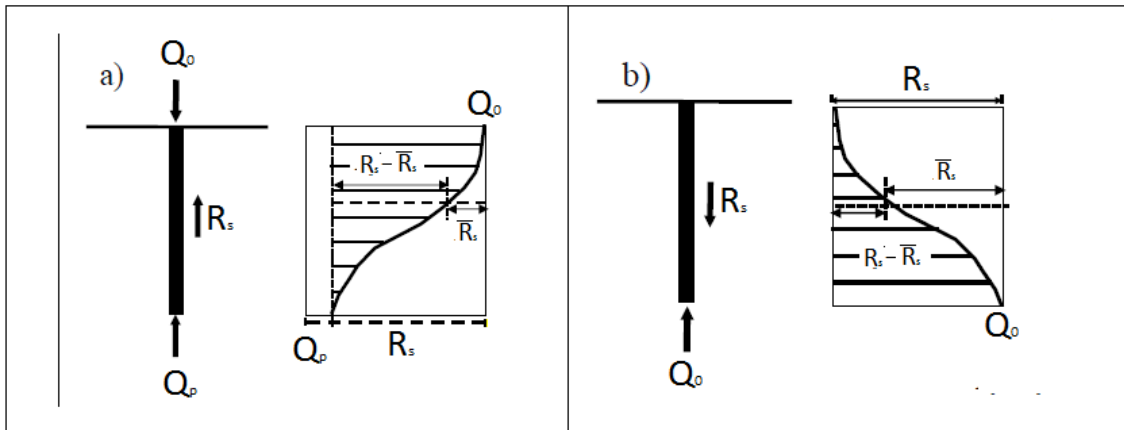


Figura 10: Transferência de carga em: (a) ensaio convencional e (b) ensaio bidirecional (MASSAD, 2015).

Massad (2015) indica que, em geral $c' < c$. Isto significa que a compressão elástica em estacas sob as cargas ascendentes (acima das células expansivas) é inferior ao valor correspondente às cargas descendentes (abaixo das células expansivas). Esse fenômeno, ainda segundo Massad (2015), ocorre porque no carregamento ascendente, se mobiliza primeiro os solos em maior profundidade (em que o efeito do maior confinamento pode conferir comportamento mais resistente) para depois mobilizar o solo mais superficial (em que o efeito do menor confinamento pode conferir comportamento menos resistente)

Segundo Dada e Massad (2018), Massad (2015) também preparou ábacos para obtenção do coeficiente c' em casos simples de distribuição de atrito lateral (Figura 11). Pode-se observar que para uma distribuição uniforme do atrito lateral unitário último (f_u), $c' = 0,5$ (Figura 11a) e para o caso de f_u crescendo linearmente com a profundidade, tem-se $c' = 1/3$ (Figura 11b).

Massad (2015) acredita que o sentido do deslocamento do fuste influencia a resistência por atrito lateral, tanto que desenvolveu uma metodologia específica para o ensaio bidirecional (para maiores detalhes ver, p. ex., Massad, 2015).

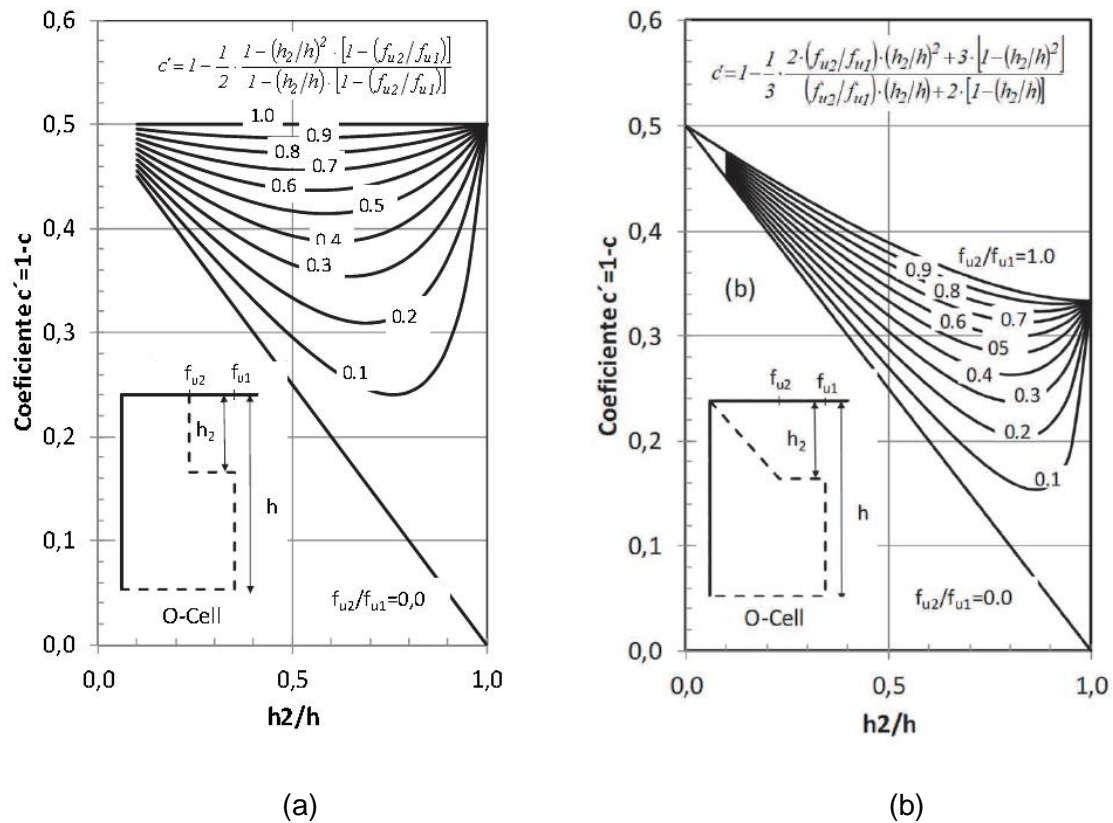


Figura 11: Ábaco para as cargas ascendentes do ensaio bidirecional (DADA E MASSAD, 2018).

2.3 MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA VERSUS RECALQUE

Segundo Velloso e Lopes (2010) a curva carga *versus* recalque precisa ser interpretada para se definir a carga de ruptura da estaca (ou tubulão). Um exame apenas visual da curva pode ser enganador mesmo nos casos em que a curva tende a uma assíntota vertical, conforme mostrado por van der Veen (1953). A simples mudança da escala do eixo dos recalques pode dar uma impressão muito diferente do comportamento da estaca.

Há um grande número de critérios disponíveis na literatura de interpretação da curva carga *versus* recalque, como mostram Vesic (1975), Fellenius (1975) e Godoy (1983), os quais podem ser agrupados em quatro categorias, conforme citado por Velloso e Lopes (2010):

1. Critérios que se baseiam num valor absoluto (ou relativo ao diâmetro) do deslocamento, seja total, plástico ou residual;
2. Critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva;

3. Critérios que buscam uma assíntota vertical;

4. Critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma percentagem do diâmetro da base.

Nos itens a seguir são detalhados cada um dos critérios citados acima.

2.3.1 Critérios que se baseiam num valor absoluto (ou relativo ao diâmetro) do deslocamento.

Nesse critério, segundo Velloso e Lopes (2010), estão as normas de algumas cidades americanas (Nova Iorque, Boston). Quando estabelecem valores absolutos, esses critérios não reconhecem alguns fatos básicos sobre a mobilização do atrito e da resistência de ponta ou base. Estes critérios passam a ser mais realistas quando estabelecem valores relativos ao diâmetro.

Para Vesic (1977), citado por Velloso e Lopes (2010), o atrito lateral é plenamente mobilizado com deslocamentos da ordem de 2% do diâmetro do fuste e a resistência de base com deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da base. Segundo Velloso e Lopes (2010), as indicações são exageradas, em especial para estacas cravadas (as percentagens seriam, no máximo, a metade das sugeridas por Vesic). Para estacas escavadas, é difícil caracterizar a ruptura física e, em geral, adota-se uma ruptura convencional, caracterizada por um deslocamento de 10% do diâmetro, por exemplo.

Segundo Niyama *et al.* (1996), citado por Melo (2009), a carga de ruptura de acordo com estas normas deve ser a máxima do ensaio, desde que o recalque residual (parcela plástica) seja maior que 0,50 in (12,70 mm) para a Norma de Boston e 0,01 in/1f (0,28 mm/kN) para a Norma de Nova Iorque.

2.3.2 Critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva.

Nesse critério, segundo Velloso e Lopes (2010) estão a norma sueca (Figura 12a) e o critério que reconhece como ruptura o ponto de maior curvatura da curva carga *versus* recalque (Figura 12b). Uma alternativa é aquela em que a ruptura é caracterizada pelo ponto de inflexão na curva carga *versus* recalque com ambos os eixos em escala logarítmica (De Beer, 1967 e 1968).

Existem, também, outros critérios que se baseiam na aplicação de regra geométrica à curva, como, por exemplo, as propostas de Housel (1956), de De Beer & Wallays (1972), de Fuller & Hoy (1970) e de Butler & Hoy (1977).

Brinch Hansen (1963), citado por Melo (2009), propõe método baseado num deslocamento máximo que se subdivide em dois critérios:

- Dos 90% de Brinch Hansen (norma sueca)
- Dos 80% de Brinch Hansen.

No critério dos 90%, citado por Fellenius (1980) e por Melo (2009), a carga limite é a carga correspondente ao dobro do recalque medido para 90% desta carga, analisada por meio da curva carga *versus* recalque.

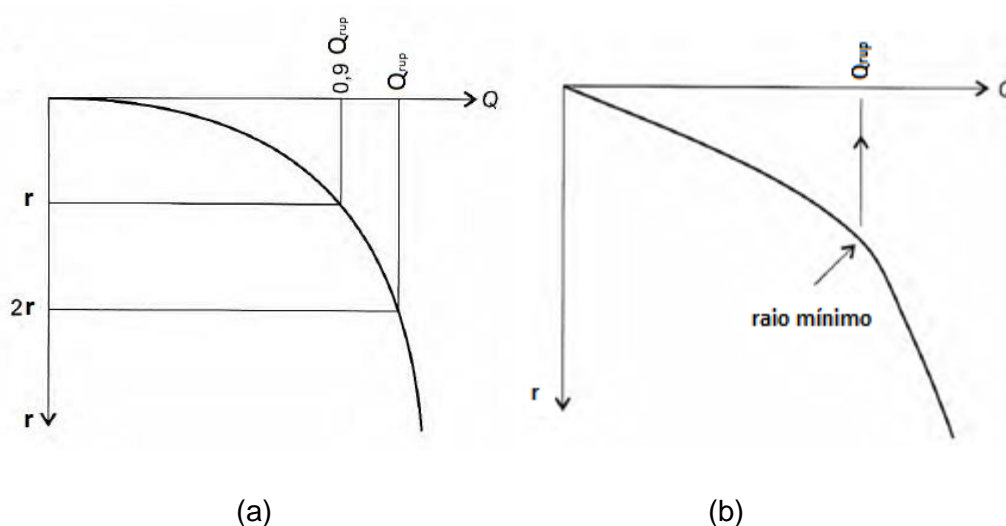


Figura 12: Curvas carga (Q) versus deslocamento (w). Em (a) critério Brinch Hansen (1963) e em (b) Critério de maior curvatura (VELLOSO E LOPES, 2010).

Já no critério dos 80%, também citado por Fellenius (1980) e Melo (2009), a carga limite é a carga que corresponde a 4 vezes o recalque medido para 80% desta carga, verificados pela curva $(r^{1/2}) / Q$ versus r, onde (r) é o recalque e (Q) a carga, conforme apresentado na Figura 13. A carga limite corresponde ao ponto da curva $(Q_{rup}; r_{rup})$ calculado por:

$$Q_{rup} = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{c_1 \cdot c_2}} \quad [\text{Equação 3}]$$

$$r_{rup} = \frac{C_2}{C_1} \quad \text{[Equação 4]}$$

onde C_1 é coeficiente angular da reta e C_2 é o intercepto no eixo das ordenadas, quando o ponto $(0,80 \cdot Q_{rup}; 0,25 \cdot r_{rup})$ estiver próximo à curva carga *versus* recalque.

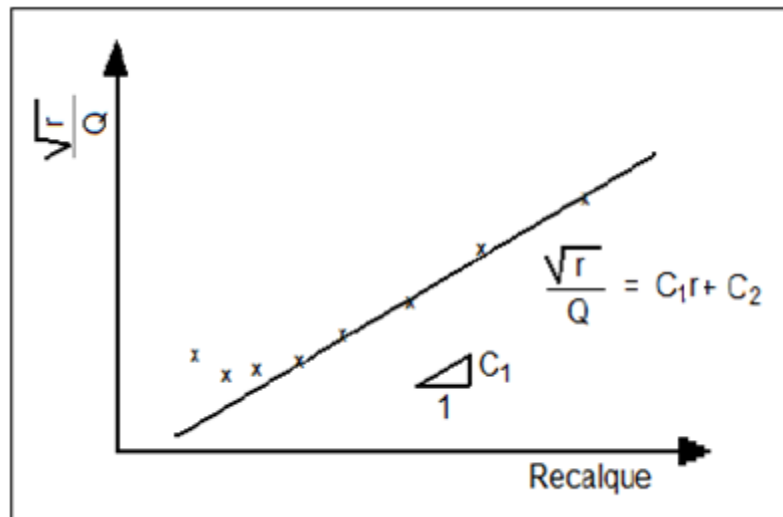


Figura 13: Curva carga-recalque critério 80% (MELO, 2009).

Os métodos propostos por De Beer (1967) e De Beer & Wallays (1972), citados também por Fellenius (1980) e Melo (2009), consistem em gerar a curva carga *versus* recalque em escalas logarítmicas, cujos valores de carga mais elevados tendem a estabelecer duas retas (uma pseudoelástica e outra pseudoplástica). A interseção destas duas retas define a carga de ruptura (Figura 14).

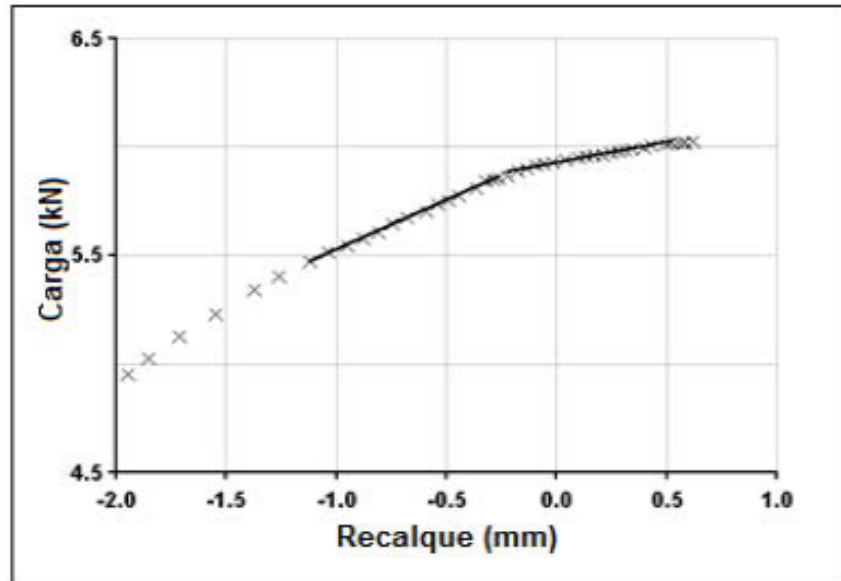


Figura 14: Gráfico bilogarítmico de De Beer (1967) (MELO, 2009).

Segundo Fuller & Hoy (1970), a carga de ruptura é a carga correspondente ao ponto da curva carga *versus* recalque tangente a uma reta de inclinação 1,4 mm/10kN (0,05 in/ton). Burin & Maffei (1989) mostram que esse método considera uma rigidez no trecho plástico de 7 kN/mm.

Hoy, posteriormente (BUTLER & HOY, 1977), sugere outra forma de se definir a carga de ruptura. A carga de ruptura seria obtida por meio da interseção das tangentes ao trecho elástico e ao trecho plástico (Figura 15).

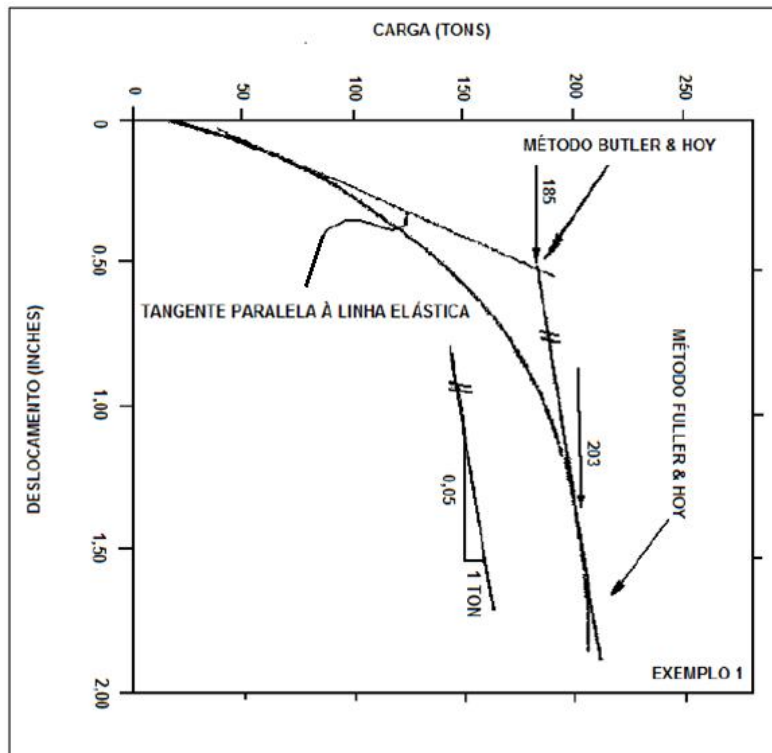


Figura 15: Aplicação das propostas de Fuller & Hoy (1970) e Butler & Hoy (1977).

Há, ainda, proposta de interpretação mais recente, o método da rigidez de Decourt (1996), que consiste na apresentação dos resultados da prova de carga no gráfico de rigidez. Este gráfico apresenta no eixo vertical a rigidez (razão carga/deslocamento) em cada estágio de carregamento e no eixo horizontal a carga atingida no estágio. Decourt observou que apenas no caso de estacas cravadas, que tem a quase totalidade de sua capacidade de carga devida a atrito lateral, o gráfico apresenta uma reta que, se prolongada, atingiria o eixo horizontal indicando rigidez nula e, portanto, ruptura física.

Em trabalho recente, Decourt (2008) propõe que o gráfico de rigidez seja interpretado (i) com os pontos correspondentes aos primeiros estágios como indicadores do comportamento do atrito e (ii) com os pontos correspondentes aos últimos estágios como indicadores do comportamento da ponta ou base. O primeiro gráfico pode apresentar-se como uma reta, o que indica rigidez nula e ruptura física para o atrito lateral. Já o segundo gráfico será, provavelmente, uma curva que não atingirá o eixo horizontal, portanto, sem indicar ruptura física para a ponta ou base. Nesses casos o citado autor sugere utilizar a ruptura convencional (carga referente a 10% do diâmetro da estaca) (VELLOSO E LOPES, 2010).

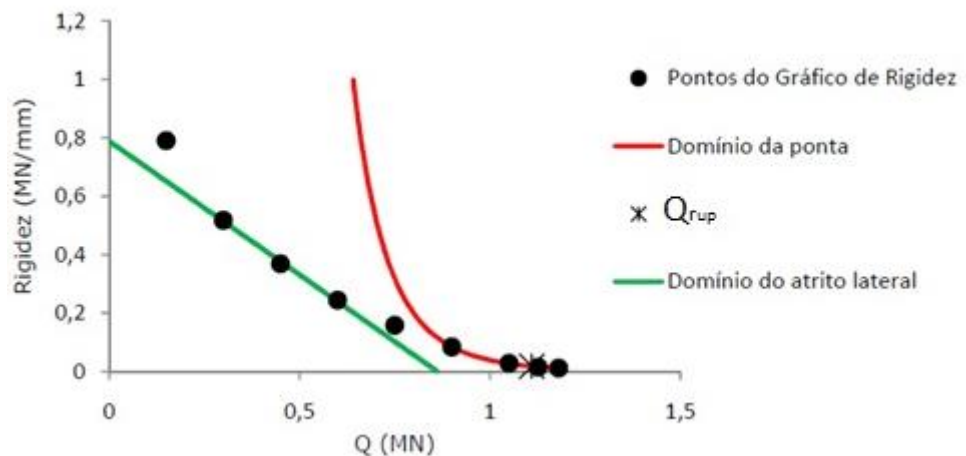


Figura 16: Método da Rigidez de Decourt (1996 e 2008) (MELO, 2009).

Vale destacar que a abordagem para interpretação da curva carga *versus* recalque proposta na presente pesquisa (Capítulo 4), se baseia na aplicação de uma regra geométrica à curva.

2.3.3 Critérios em que se busca uma assíntota vertical.

Quando uma prova de carga não é levada à ruptura ou atinge um nível de recalque que não caracterize a ruptura, pode-se extrapolar a curva carga *versus* recalque. Para isso, existem vários métodos disponíveis na literatura.

Segundo Velloso e Lopes (2010), nesse critério estão métodos como o de van der Veen (1953), inclusive o modificado por Aoki (1976), e o de Chin (1970), que procuram estabelecer uma assíntota vertical para a curva carga *versus* recalque. No entanto, esses métodos são difíceis de serem aplicados na maioria dos casos da prática em que há uma assíntota inclinada.

As abordagens mais utilizadas no Brasil são a de van der Veen (1953), a de van der Veen modificada por Aoki (1976) e a de Chin (1970). Nesta dissertação será utilizado o método de van der Veen (Figura 17). A extrapolação de van der Veen baseia-se numa equação matemática (exponencial), que é ajustada ao trecho que se dispõe da curva carga *versus* recalque:

$$Q = Q_{rup} \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot r)}) \quad [\text{Equação 5}]$$

onde Q representa um dado nível de carregamento, Q_{rup} a carga máxima de resistência do solo à penetração da estaca (carga de ruptura a qual se pretende estimar), α representa a forma da curva carga *versus* recalque e r indica o recalque da estaca ocasionado pela carga Q .

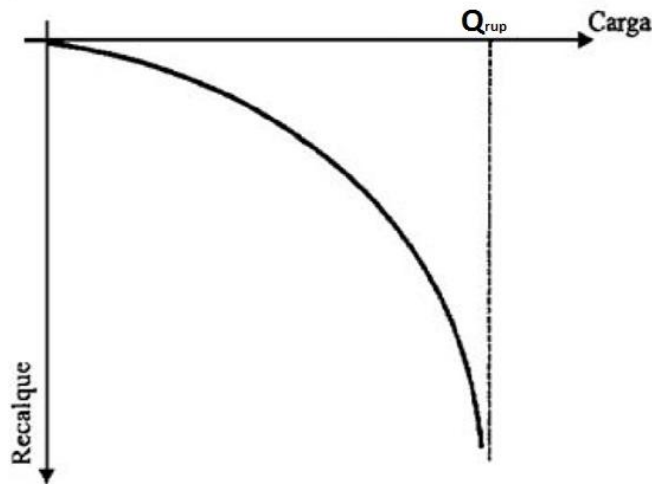


Figura 17: Curva carga *versus* recalque de van der Veen (1953) (MELO 2009).

Segundo van der Veen (1953), ao adaptar-se a Equação 5 obtém-se uma reta passando pela origem, conforme a Equação 6:

$$\alpha + r = -\ln \cdot \left(1 - \frac{Q}{Q_{m\acute{a}x}}\right) \quad \text{[Equação 6]}$$

onde α é o coeficiente angular desta reta.

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores para a carga de ruptura, Q_{rup} , até que se obtenha uma reta no gráfico $-\ln(1-Q/Q_{rup})$ *versus* recalque, conforme mostrado na Figura 18.

Segundo Velloso e Lopes (2010) com extrapolações usando o método de van der Veen, ao longo de décadas, indica que esse método é confiável se o recalque máximo atingido na prova de carga for, ao menos, 1% do diâmetro da estaca.

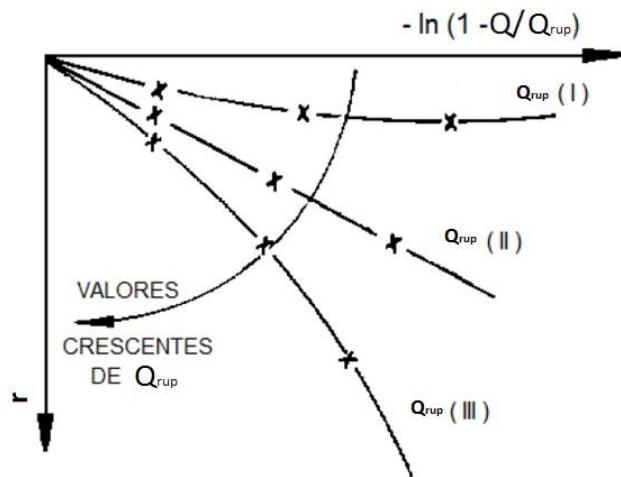


Figura 18: Exemplificação da solução gráfica por tentativas proposta por van der Veen (1953) (MELO, 2009).

Cumprе destacar a contribuição de Aoki (1976) a qual deixa de impor que a curva ajustada passe pela origem do sistema de coordenadas. A equação é então modificada para:

$$Q = Q_{rup} \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot r - b)}) \quad \text{[Equação 7]}$$

onde b é o intercepto linear, no eixo das ordenadas (recalques), da reta obtida em escala semilogarítmica. Assim, por meio desta abordagem, é possível obter-se fator de correlação (r^2) mais próximo de 1, indicando um melhor ajuste da curva carga *versus* recalque.

Chin (1970 e 1971), citado por Melo (2009), considera que a região próxima da ruptura da curva carga *versus* recalque seja hiperbólica, conforme a Figura 19. Esse método representa o trecho final da curva carga *versus* deslocamento pela expressão:

$$Q_{rup} = \frac{r}{(a + b) \cdot r} \quad \text{[Equação 8]}$$

Onde o “ Q ” é a carga aplicada, “ r ” é o recalque, “ a ” o intercepto e “ b ” o coeficiente angular da reta obtida na curva r/Q *versus* r .

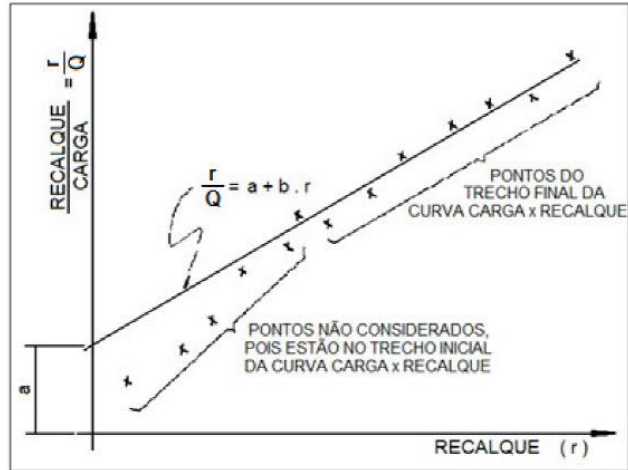


Figura 19: Método de Chin (1970 e 1971) (MELO, 2009).

2.3.4 Critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma percentagem do diâmetro da base.

Segundo Velloso e Lopes (2010), neste critério está a norma canadense, baseada no método de Davisson (1972), que caracteriza a ruptura pelo deslocamento correspondente ao encurtamento elástico da estaca (calculado como uma coluna), somado a um deslocamento de ponta igual a $d/120 + 4,8$ mm. A norma brasileira segue a norma canadense, exceto em que o deslocamento a ser somado é $d/30$. O critério da norma pode ser aplicado mesmo quando a curva apresenta uma assíntota vertical, conduzindo a interpretação de uma carga de ruptura menor (a favor da segurança).

Segundo Melo (2009), o método proposto por Davisson (1979) é bastante utilizado na América do Norte, principalmente em estacas ensaiadas através de carregamento rápido.

De acordo com o método de Davisson (1972) (Figura 20), determina-se a carga de ruptura como aquela correspondente à interseção da curva carga *versus* recalque (extrapolada, se necessário) com a reta de equação:

$$r = \left[3,8 + \frac{d}{120} \right] + \frac{Q_{rup} \cdot L}{A \cdot E} \quad \text{[Equação 9]}$$

onde r é o recalque, Q_{rup} a carga de ruptura convencional, L o comprimento da estaca, A é a área da seção transversal da estaca, E o módulo de elasticidade do material da

estaca e d o diâmetro circunscrito à estaca.

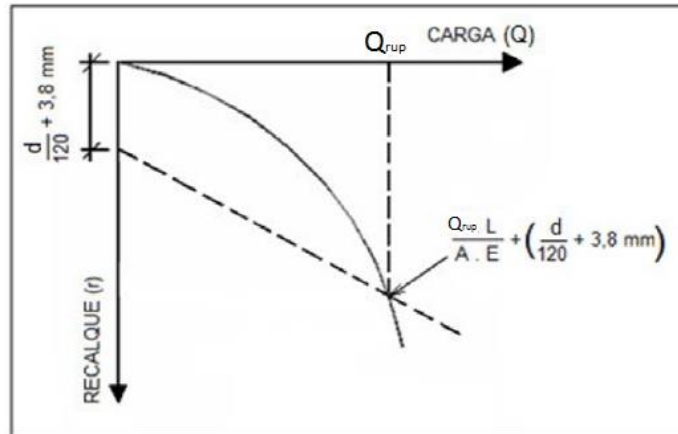


Figura 20: Critério de Davisson (1972)

Segundo a NBR6122 (2010), a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela correspondente à interseção da curva carga *versus* recalque (extrapolada se necessário) com a reta, conforme equação a seguir e Figura 21.

$$r = \left[\frac{d}{30} \right] + \frac{Q_{rup} \cdot L}{A \cdot E} \quad \text{[Equação 10]}$$

Onde Q_{rup} é a carga de ruptura convencional, d é o diâmetro da estaca, A é a área da seção transversal do fuste, L o comprimento da estaca e E o módulo de elasticidade do material da estaca.

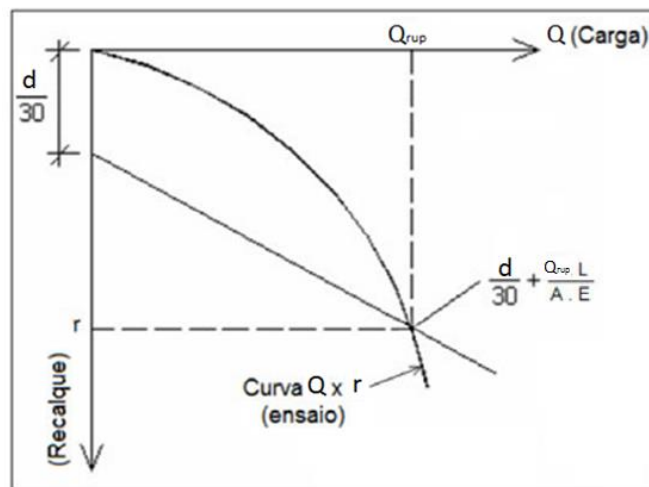


Figura 21: Critério da norma brasileira NBR6122 (2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010), Lopes (1979) sugere que a carga de ruptura seja definida de forma semelhante à de Davisson (ou da norma brasileira), porém incluindo uma estimativa do encurtamento elástico mais realista e um deslocamento de ponta maior (Figura 22). A ruptura é definida de acordo com a formulação abaixo:

$$r = \left[Q_p + \frac{Q_f}{\eta} \right] \cdot \frac{L}{A \cdot E_p} + \zeta \cdot d \quad \text{[Equação 11]}$$

onde r é o deslocamento, Q_p a carga de ruptura da ponta, Q_f a carga de ruptura do fuste (relativo ao último estágio de carregamento, por exemplo), η o fator de modo de distribuição do atrito lateral, L o comprimento da estaca, ζ fator de mobilização da resistência de ponta, que pode ser tornado como 0,05 (ou seja, 5%), d o diâmetro da estaca e E_p é o módulo de elasticidade do material da estaca.

Essa proposta foi utilizada na presente pesquisa, pois contempla tipos diferentes de distribuição do atrito lateral. Assim consegue-se obter condições próximas ao real carregamento ascendente do ensaio bidirecional. Nas análises efetuadas nesta pesquisa considerou-se $\zeta = 3\%$ a 4% (fator de mobilização da ponta).

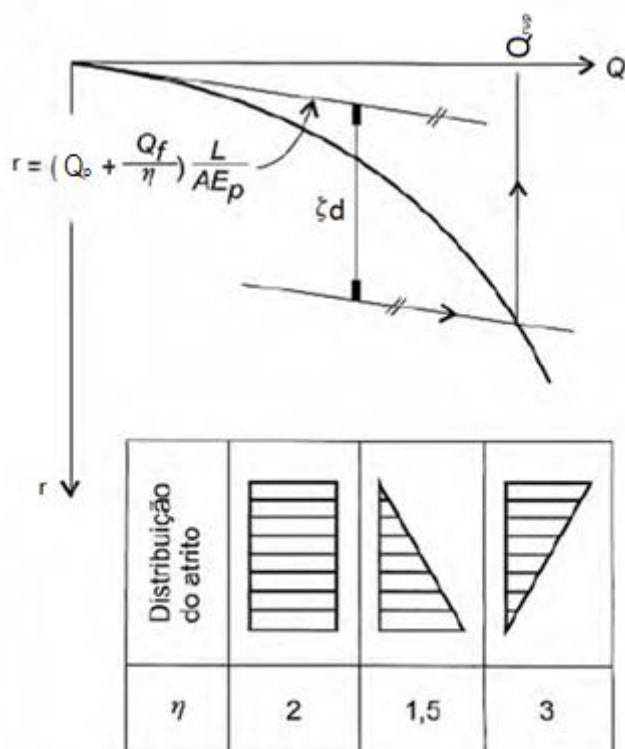


Figura 22: Proposta de Lopes (1979) (VELLOSO E LOPES, 2010)

2.3.5 Considerações

Nesta dissertação utiliza-se o método de van der Veen para extrapolação da curva carga *versus* recalque, conforme descrito no item 2.3.3, quando a extrapolação é necessária. Já para a interpretação da curva carga *versus* recalque (estimativa da carga de ruptura) obtida de prova de carga são utilizados os seguintes métodos: o proposto na NBR 6122 (2010) e o método de Lopes (1979), ambos descritos no item 2.3.4. Além das abordagens citadas é utilizada a proposta sugerida na presente pesquisa, a qual é detalhada no Capítulo 4 (item 4.1.3).

2.4 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

No Brasil, o uso de sondagem a percussão associada ao SPT é sem dúvida a investigação geotécnica mais difundida e realizada (MAGALHÃES, 2010). Por este motivo, os profissionais que atuam na área de fundações se preocuparam em desenvolver métodos de cálculo da capacidade de carga que utilizam SPT (VELLOSO e LOPES, 2010).

Ainda segundo Velloso e Lopes (2010), os métodos semi-empíricos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios "*in situ*". Há muitos métodos semi-empíricos de estimativa da capacidade de carga de estacas disponíveis na literatura. Meyerhof (1956) publicou seu primeiro trabalho e, possivelmente, foi o primeiro pesquisador a desenvolver um método semi-empírico para estimar a capacidade de carga de estacas utilizando o SPT.

Na presente pesquisa são utilizados os seguintes métodos: Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978), Pedro Paulo Costa Velloso (1979), Alberto Henriques Teixeira (1996) e Urbano Rodrigues Alonso (1996). Uma breve descrição dos mesmos é feita nos itens a seguir.

2.4.1 Método Aoki e Velloso (1975).

Em 1975 os Engenheiros Nelson Aoki e Dirceu Velloso apresentaram o método de estimativa da capacidade de carga de estacas, desenvolvido a partir de correlações entre resultados de ensaios de penetração do cone (CPT), provas de

carga em estacas e sondagens à percussão (SPT).

Como no Brasil o CPT não é tão difundido quanto o SPT, foram utilizadas correlações entre o valor da resistência de ponta do cone (q_c) e o índice de resistência à penetração N_{SPT} , desenvolvidas por Costa Nunes e Fonseca (1959).

A partir da retroanálise de resultados de 63 provas de carga em estacas, realizadas em vários estados do Brasil, e conhecidas todas as variáveis da equação (12), seria possível calcular os fatores de correção F1 e F2. No entanto, como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, as quais permitiriam separar a capacidade da ponta da do fuste, só foi possível obter um dos fatores. Dessa forma, como constatado que $F1 \leq F2 \leq 2 F1$, adotou-se, de uma forma conservadora, $F2 = 2 F1$.

Com base em resultados obtidos em ensaio de cone (CPT), segundo Aoki e Velloso (1975), a capacidade de carga da estaca pode ser assim obtida:

$$Q_{rup} = A_b \cdot q_p + U \cdot \sum \tau \cdot \Delta l = A_b \cdot \left(\frac{q_{cone}}{F1} \right) + U \cdot \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \cdot \Delta l \quad \text{[Equação 12]}$$

onde Q_{rup} é a carga de ruptura da estaca, A_b a área da base, $q_p = q_{cone} / F1$ é a resistência de ponta unitária, $\tau_{cone} / F2$ é a resistência por atrito lateral unitária, U o perímetro da estaca, e Δl é o trecho da estaca onde $\tau_{cone} / F2$ é aplicável.

Introduzindo as correlações entre o ensaio SPT e o ensaio CPT obtém-se:

$$q_{cone} = k \cdot N \quad \text{[Equação 13]}$$

$$\tau_{cone} = \alpha \cdot q_{cone} = \alpha \cdot k \cdot N \quad \text{[Equação 14]}$$

onde K é coeficiente função do tipo solo, N é o número de golpes dados no ensaio SPT e α é o coeficiente estabelecido por Begemann (1965) para correlacionar o atrito lateral local do cone com luva Begemann e a resistência de ponta do cone. A Tabela 4 apresenta valores de k e α , já a Tabela 4 os valores de $F1$ e $F2$ sugeridos por Aoki e Velloso (1975).

Tabela 1: Valores de K e α segundo diversos autores (MAGALHÃES, 2010).

Classificação do Solo	Aoki e Velloso (1975)		Monteiro (1997)		Danziger (1982)	Laprovitera (1988)	
	K MPa	α (%)	K MPa	α (%)	K MPa	α (%)	α^* (%)
Areia	1.00	1.4	0.73	2.1	0.60	1.4	1.4
Areia siltosa	0,80	2.0	0.68	2.3	0.53	1.9	1.9
Areia silto-argilosa	0.70	2.40	0.63	2.4	0.53	2.4	2.4
Areia argilo-siltosa	0.50	2.8	0.57	2.9	0.53	2.8	2.8
Areia argilosa	0.60	3.0	0.54	2.8	0.53	3.0	3.0
Silte arenoso	0.55	2.2	0.50	3.0	0.48	3.0	3.0
Silte areno-argiloso	0.45	2.8	0.45	3.2	0.38	3.0	3.0
Silte	0.40	3.0	0.48	3.2	0.48	3.0	3.0
Silte argilo-arenoso	0.25	3.0	0.40	3.2	0.38	3.0	3.0
Silte argiloso	0.23	3.4	0.32	3.6	0.30	3.4	3.4
Argila arenosa	0.35	2.4	0.44	3.2	0.48	4.0	2.6
Argila areno-siltosa	0.30	2.8	0.30	3.8	0.38	4.5	3.0
Argila silto-arenosa	0.33	3.0	0.33	4.1	0.38	5.0	3.3
Argila siltosa	0.22	4.0	0.26	4.5	0.25	5.5	3.6
Argila	0.20	6.0	0.25	5.5	0.25	6.0	4.0

Tabela 2: Valores de F1 e F2 (AOKI e VELLOSO, 1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2.50	5.00
Pré-moldada de concreto	1.75	3.50
Metálica	1.75	3.50
Escavada	3.00	6.00

Segundo Souza (2018), trabalhos realizados na escola politécnica da UFRJ apontam que os valores de $F1 = 2$ e $F2 = 4$ conduziram a uma estimativa aceitável, ligeiramente conservadora, para a avaliação de estacas do tipo raiz, hélice contínua e ômega.

2.4.2 Método Décourt e Quaresma (1978 e 1996).

O método Décourt e Quaresma (1978) tem como característica a estimativa da capacidade de carga lateral e de ponta separadamente. Através dos números de golpes apresentados no ensaio por SPT e do tipo de solo, define-se a capacidade de carga da ponta Q_p , que é dada pela expressão:

$$Q_p = C \cdot N$$

[Equação 15]

onde N é a média aritmética dos valores de N_{SPT} no nível da ponta, imediatamente acima e imediatamente abaixo do nível da ponta e C é o coeficiente relacionado ao tipo de solo apresentado na Tabela 4.

Tabela 3; Valores de C (DECOURT E QUARESMA, 1978)

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso (alteração de rocha)	200
Silte arenoso (alteração de rocha)	250
Areia	400

Para se definir a capacidade de carga por atrito lateral utiliza-se a média de valores de N ao longo do fuste (\bar{N}_{SPT}). Para essa média excluem-se os valores de N utilizados para estimativa de capacidade de carga de ponta. Sendo assim a capacidade de carga por atrito lateral (Q_{al}) é dada por (unidade tf / m²):

$$Q_{al} = \frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \quad \text{[Equação 16]}$$

Em 1996 Decourt propôs alterações ao método, através da inclusão de dois novos fatores (α e β) que levam em consideração estacas com outros tipo de execução (originalmente só pré-moldadas foram contempladas). Os novos fatores visavam a correção da capacidade de carga da ponta (α) e do atrito lateral (β), sendo assim Decourt (1996) propõe uma nova expressão:

$$Q_{rup} = \alpha C . N . A_b + \beta . \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) . U . L \quad \text{[Equação 17]}$$

onde A_b é a área da base da estaca, U é o perímetro da estaca e L o comprimento da estaca:

A Tabela 4 apresenta valores de α e β para alguns tipos de estaca.

Tabela 4: Valores de “ α ” e “ β ”, segundo Décourt (1996).

Solo	Escavadas		Escavadas com lama		Hélice continua		Raiz		Injetadas	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0.85	0.80*	0.85	0.90*	0.30*	1.0*	0.85*	1.5*	1.0*	3.0*
Intermediários	0.60	0.65*	0.60	0.75*	0.30*	1.0*	0.60*	0.6*	1.0*	3.0*
Areias	0.50	0.5*	0.50	0.6*	0.30*	1.0*	0.50*	1.5*	1.0*	3.0*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

2.4.3 Método Pedro Paulo Costa Velloso (1981).

Segundo Velloso (1981), a estimativa da capacidade de carga (Q_{rup}) de um elemento de fundação é dado pela seguinte expressão:

$$Q_{rup} = U \alpha \lambda \sum \tau_{cone} \Delta l_i + A_b \alpha \beta q_{cone} \quad \text{[Equação 18]}$$

onde U é o perímetro da seção transversal do fuste, A_b é a área da base da estaca, α é o fator de execução da estaca, λ é o fator de carregamento (compressão = 1 e tração = 0,7), $\beta = 1,016 - 0,016 B_b/d_c$ (para estacas comprimidas e 0 para estacas tracionadas), d_c é diâmetro da ponta do cone, 3,6 cm, B_b é a largura da base da estaca ou o diâmetro, no caso de circular, τ_i é o atrito lateral unitário médio em cada trecho da camada de solo com espessura l_i atravessada pela estaca, q_p é a tensão de ruptura do solo sob a ponta da estaca

No caso de possuir dados do ensaio CPT, Velloso (1981); pode-se adotar:

$$\tau_i = f_s \quad \text{[Equação 19]}$$

$$q_p = \frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{2} \quad \text{[Equação 20]}$$

onde \bar{q}_{c1} é a média dos valores medidos da resistência de ponta q_c no ensaio de cone numa espessura igual a $8B_b$ logo acima do nível da ponta da estaca (adotar valores nulos de q_c , acima do nível do terreno, quando $l < 8 B_b$), \bar{q}_{c2} é a média dos valores medidos da resistência de ponta q_c no ensaio de cone numa espessura igual a $3,5 B_b$ logo abaixo do nível da ponta da estaca.

Para o caso em que só se dispõe de sondagem à percussão associada ao SPT, Velloso (1981) definiu a seguinte correlação:

$$f_s = a' N^{b'} \quad \text{[Equação 21]}$$

$$q_c = a N^b \quad \text{[Equação 22]}$$

onde N é o índice de resistência à penetração do amostrador na sondagem à percussão, a, b, a' e b' são parâmetros de correlação entre a sondagem à percussão e o ensaio de cone, definidos para o solo do local da obra.

Os valores aproximados de a , b , a' e b' obtidos por Velloso (1981) são indicados na Tabela 5.

Tabela 5: Valores aproximados de a , b , a' e b' (VELLOSO, 1981).

Tipo do solo	Ponta		Atrito Lateral	
	a (kPa)	b	a' (kPa)	b'
Areias sedimentares submersas ⁽¹⁾	600	1	5,0	1
Argilas sedimentares submersas ⁽¹⁾	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaiss e silto arenosos submersos ⁽¹⁾	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaiss e silto arenosos submersos ⁽¹⁾	400	1	8,0	1
Solos residuais de gnaiss e silto arenosos submersos ⁽²⁾	470	0,96	12,1	0,74

⁽¹⁾ Dados obtidos na região da Refinaria Duque de Caxias (RJ)

⁽²⁾ Dados obtidos na região da obra da Açominas (MG)

2.4.4 Método Alberto Henriques Teixeira (1996).

Para a determinação da carga de ruptura de estacas, Teixeira (1996) propôs a seguinte formulação:

$$Q_{rup} = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_l \cdot U \cdot L \quad [\text{Equação 24}]$$

onde U é o perímetro da estaca, β é o parâmetro adotado em função do tipo de estaca, α é o parâmetro adotado em função do tipo de solo e do tipo de estaca, N_p é o valor médio do número de golpes do SPT no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e até 1 diâmetro abaixo da ponta, N_l é o valor médio do número de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca e L é o comprimento da estaca.

A Tabela 6 apresenta valores dos parâmetros α e β .

Tabela 6: Valores de “ α ” e “ β ”, segundo Teixeira (1996).

Tipo de estaca	β (t/m ²)	Tipo de solo α (t/m ²)							
		ARGS	ARGA	SAG	SAR	AREA	ARS	ARE	ARP
Pré-moldada e aço	0.40	11.0	21.0	16.0	26.0	30.0	36.0	40.0	44.0
Franki	0.50	10.0	16.0	12.0	21.0	24.0	30.0	34.0	38.0
Hélice contínua	0.40	10.0	13.0	11.0	16.0	20.0	22.0	27.0	31.0
Esc. s/ revestimento	0.40	10.0	13.0	11.0	16.0	20.0	22.0	27.0	31.0
Esc. c/ revestimento	0.40	10.0	13.0	11.0	16.0	20.0	22.0	27.0	31.0
Raiz	0.60	10.0	14.0	11.0	16.0	19.0	22.0	26.0	29.0

As abreviaturas na Tabela 6 significam ARGS: Argila siltosa; ARGA: Argila arenosa; SAG: Silte argiloso; SAR: Silte arenoso; AREA: Areia argilosa; ARS: Areia siltosa, ARE: Areia e ARP: Areia com pedregulhos.

2.4.5 Método Urbano Rodrigues Alonso (1996 e 2012).

Alonso (1996 e 2012) determina a capacidade de carga da estaca do tipo hélice contínua por meio da seguinte expressão:

$$Q_{rup} = A_b \cdot r_p + U \cdot \sum \Delta_l \cdot r_l \quad \text{[Equação 25]}$$

onde U é o perímetro da estaca, A_b seria a área da base da estaca, r_l é a tensão média de adesão (atrito lateral) entre a estaca e o solo, na camada de espessura Δ_l . R_p é a tensão média na ruptura do solo na cota da ponta da estaca.

O método original de Alonso (1996) baseava-se no ensaio SPT-T, mas foi adaptado para o ensaio SPT por meio das seguintes correlações obtidas estatisticamente, $T_{m\acute{a}x} = 1,2N$ e $T_{m\acute{i}n} = N$, onde N é o valor de N_{SPT} e T é o valor do torque em (kgf,m).

Com isso, tomando como base as correlações acima, pode-se substituir na fórmula de Alonso o valor de r_l e r_p por: $r_l = 0,43N$ e $r_p = 20N$ (areias), 15N (argilas) e 8N (solos expansivos), usando a unidade (tf/m²).

3 METODOLOGIA PROPOSTA PARA CONSTRUÇÃO DA CURVA EQUIVALENTE CARGA *VERSUS* RECALQUE DO ENSAIO BIDIRECIONAL

A presente pesquisa propõe uma nova metodologia para construção da curva equivalente bidirecional. Essa metodologia consiste em um procedimento alternativo em que a construção da curva equivalente é feita com os resultados de cada incremento de carga. Deste modo, é possível avaliar o comportamento da estaca à medida em que a prova evolui. Assim, a metodologia proposta difere da de Silva (1983), apresentada no item 2.2, pelo fato não haver necessidade das curvas carga *versus* deslocamento (ascendentes e descendentes, Figura 23a) completas, até o final da prova, estarem disponíveis.

Para efeito de entendimento, a Figura 23 apresenta a construção da curva equivalente a partir de curvas parciais (Figura 23a) do ensaio bidirecional, não corrigidas pelo peso próprio; pois no caso dessa correção, as cargas (corrigidas) ao final de cada estágio devem ser incorporadas, conforme descrito no item 2.2 (não se observando mais o $2Q_i$).

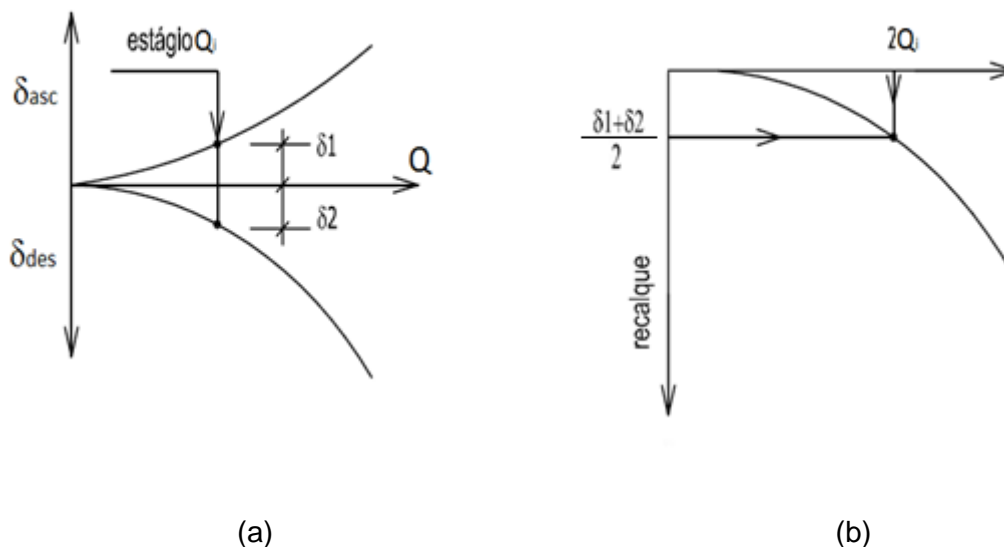


Figura 23: Construção da curva carga *versus* recalque equivalente proposta na atual pesquisa

Essa proposta de construção de curva equivalente é conveniente nos ensaios em que há dificuldade de instrumentação com *telltales*, o que ocorre, por exemplo, no caso de estacas pré-moldadas cravadas. Nesse caso, a construção da curva equivalente por estágios pode ser feita utilizando-se o volume de fluido que sai da bomba para se estimar o deslocamento da célula expansiva, conseqüentemente da

estaca, a cada incremento de carregamento. Consegue-se, assim, obter uma curva equivalente sem a necessidade dos deslocamentos parciais (δ descendente e δ ascendente). Cumpre salientar que a utilização dos *telltapes* deve ser preferida, pois fornece importantes informações, sem as quais não é possível conhecer os deslocamentos parciais obtidos no ensaio.

No caso de estacas pré-moldadas vale comentar que a instalação da célula expansiva é feita por ocasião da fabricação da estaca, utilizando-se emenda com elemento metálico, designado cartola, que une os trechos superior e inferior da estaca. Após a realização do ensaio a integralização do fuste segue o procedimento usual.

Conforme já mencionado anteriormente, as cargas totais devem considerar o peso próprio da estaca, submerso quando for o caso (para o segmento acima da célula, carga ascendente – peso próprio do segmento, e para o segmento abaixo da célula, carga descendente + peso próprio do segmento).

3.1 COMPARAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DE CURVAS CARGA *VERSUS* RECALQUE EQUIVALENTE.

Quando se examinam os resultados das provas de carga e as curvas equivalentes construídas, nota-se que – em função dos deslocamentos atingidos pelos segmentos superior e inferior – ocorrem três situações:

- (i) quando os deslocamentos dos dois segmentos são da mesma ordem de grandeza;
- (ii) quando os deslocamentos do segmento superior são muito menores;
- (iii) quando os deslocamentos do segmento inferior são muito menores.

O caso (ii) acima corresponde aos casos de ensaios em estacas cujas bases estão assentes em material não muito mais resistente que o material do fuste. Como se sabe, para um mesmo material, a relação carga *versus* deslocamento do fuste é muito mais rígida do que a mesma relação para carregamento da base. O caso (iii) ocorre quando a base da estaca está em solo muito competente ou em alteração de rocha.

Observa-se que quanto maior for a diferença entre os deslocamentos de cada trecho, maior a diferença entre as curvas equivalentes propostas por Silva (1983) e

proposta na presente pesquisa. Isso decorre da necessidade de extrapolação da curva carga *versus* deslocamento de um dos trechos para a construção da curva segundo Silva (1983). Nos itens a seguir (3.1.1 a 3.1.3) serão apresentados resultados típicos dessas situações.

De modo que se possa avaliar a diferença no formato das curvas equivalentes obtidas por meio de Silva (1983) e da construção proposta nesta pesquisa, serão apresentadas algumas análises efetuadas baseadas em dados de provas de carga realizadas pelo método bidirecional. Essas provas de carga compõem o banco de dados utilizado na presente pesquisa o qual é apresentado no Capítulo 5.

Nas figuras seguintes (Figura 24 a 34), há uma linha reta usada para definição da capacidade de carga (carga de ruptura), conforme norma brasileira NBR 6122. Segundo essa norma, a carga de ruptura corresponde ao deslocamento dado pelo encurtamento elástico da estaca como uma coluna livre somado ao diâmetro da estaca dividido por 30. Em alguns casos, foi necessária a extrapolação da curva carga *versus* recalque equivalente devido ao recalque do ensaio ser inferior ao recalque obtido pelo método de interpretação proposto pela norma. O trecho extrapolado está indicado em pontilhado. A extrapolação foi feita pelo método de van der Veen (1953). Ainda: nas curvas carga *versus* recalque equivalentes (figuras à direita) a escala de recalques foi escolhida para um recalque máximo de 7% do diâmetro da estaca.

3.1.1 Casos em que os deslocamentos dos dois segmentos são da mesma ordem de grandeza.

As Figuras 24 e 25 apresentam curvas equivalentes construídas pelas duas propostas (SILVA, 1983 e proposta sugerida nesta pesquisa), para duas estacas escavadas, em que os deslocamentos dos dois segmentos são da mesma ordem de grandeza. As curvas equivalentes pelas duas propostas apresentam diferenças, em termos de rigidez, na primeira prova, mas não na segunda. Já os resultados, em termos de capacidade de carga, são muito próximos.

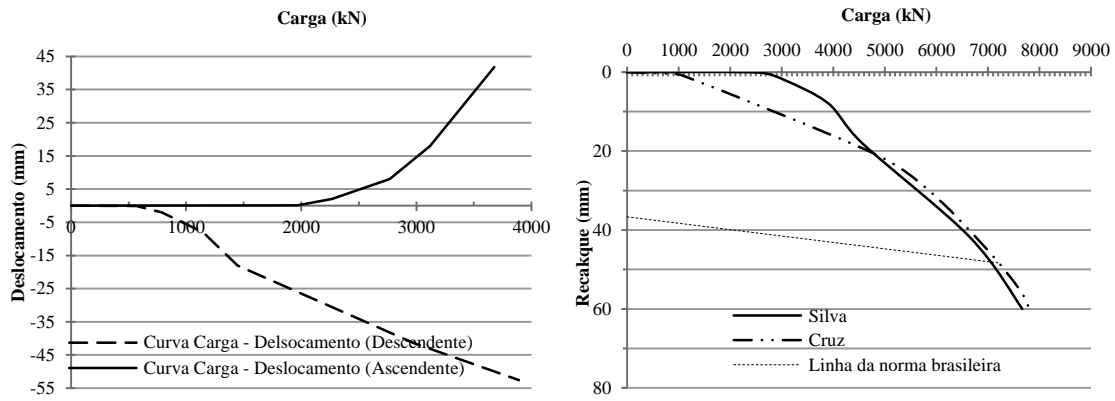


Figura 24: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-11B e (b) Curvas carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

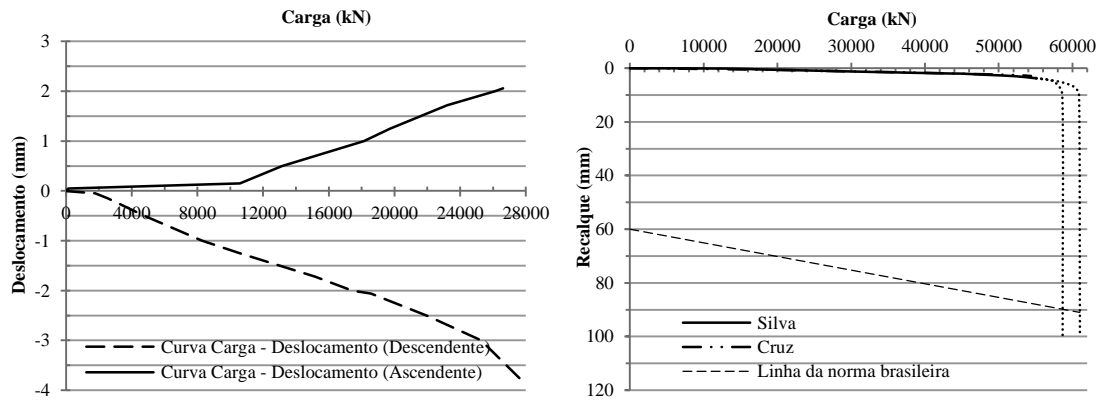


Figura 25: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-32B e (b) Curvas carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

As Figuras 26 e 27 apresentam curvas equivalentes construídas pelas duas propostas (SILVA, 1983 e proposta sugerida nesta pesquisa), para duas estacas hélice contínua. As curvas equivalentes das duas propostas são muito próximas, em termos de rigidez e capacidade de carga.

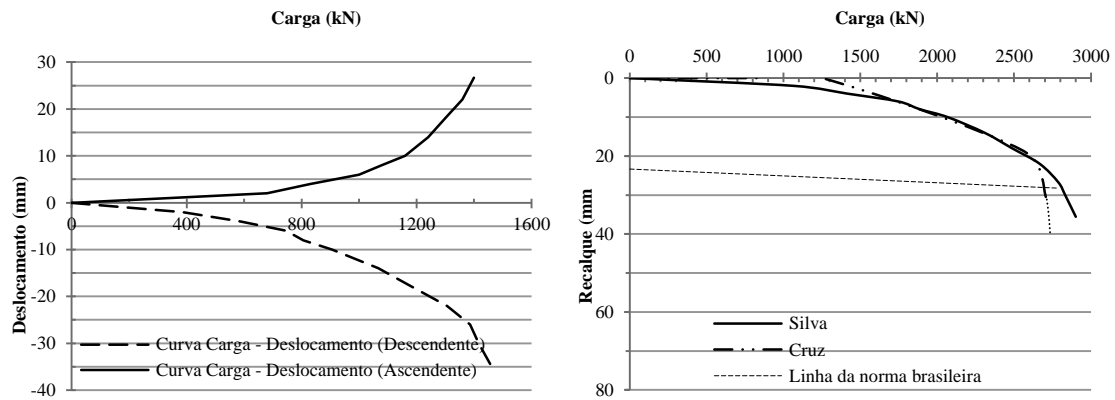


Figura 26: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-04B e (b) Curvas carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

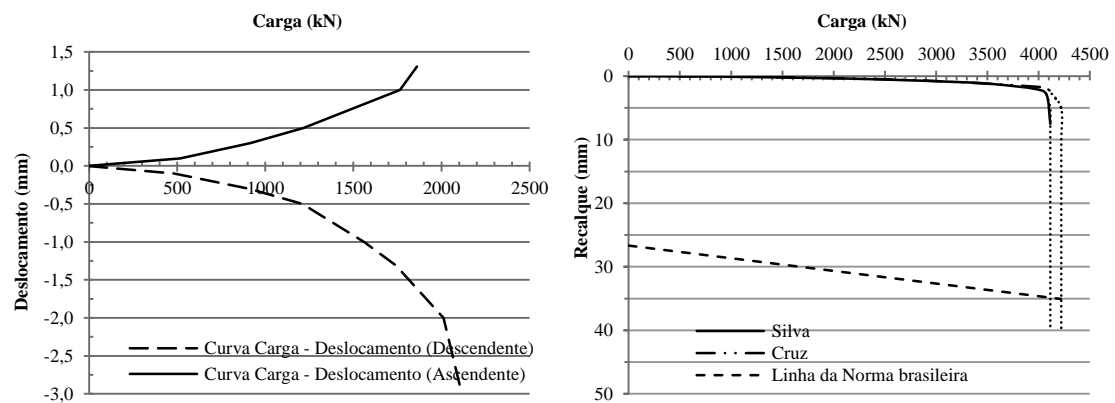


Figura 27: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-25B e (b) Curvas carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

3.1.2 Casos em que o deslocamento de um dos segmentos é muito superior ao outro.

As Figuras 28 e 29 apresentam as curvas equivalentes de duas estacas escavadas, em que os deslocamentos dos dois segmentos são de ordens de grandeza diferentes. Observa-se que os resultados são diferentes em termos de rigidez e de capacidade de carga.

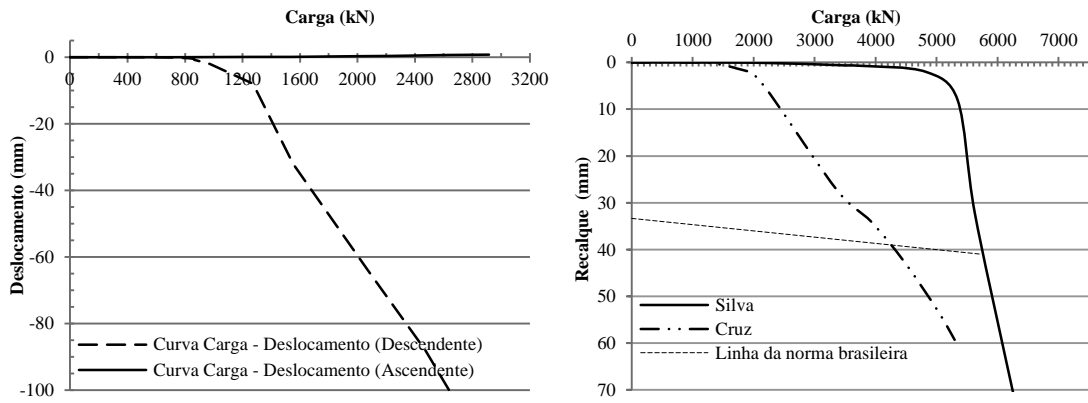


Figura 28: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-15B e (b) Curvas carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

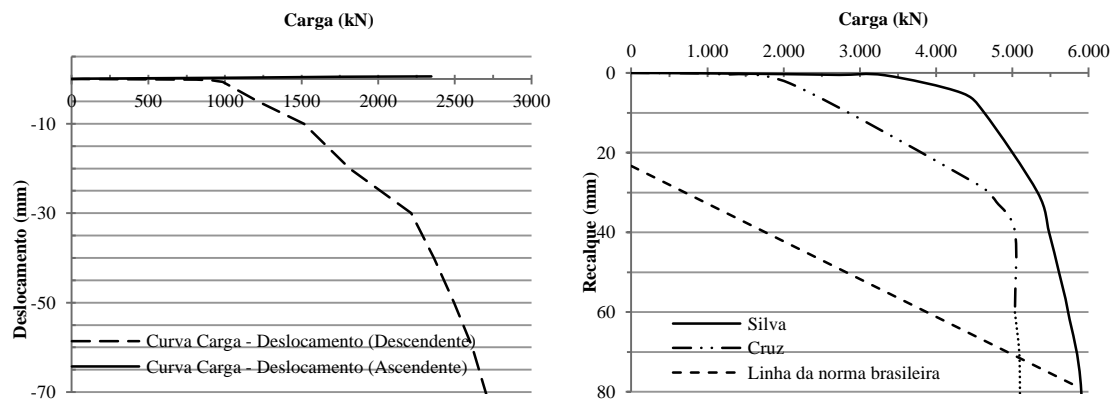


Figura 29: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-28B e (b) Curvas carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

As Figuras 30 e 31 apresentam as curvas equivalentes de duas estacas hélice contínua, em que os deslocamentos dos dois segmentos não são da mesma ordem de grandeza. Observa-se que os resultados são próximos tanto em termos de rigidez quanto de capacidade de carga.

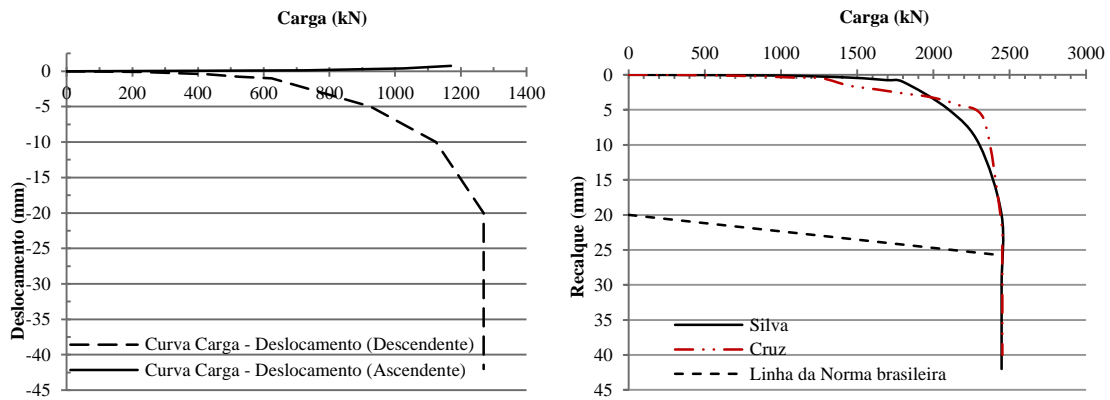


Figura 30: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-27B e (b) Curvas carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

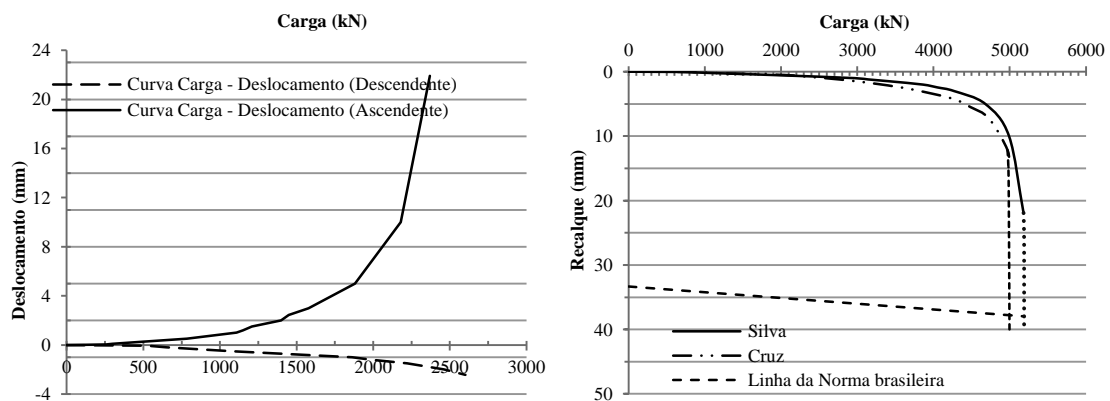


Figura 31: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-34B e (b) Curvas carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa, com a utilização da norma brasileira para determinar a carga de ruptura.

3.1.3 Casos com provas de carga convencionais.

Curvas carga-recalque de provas de carga convencionais (carregamento no topo) foram comparadas com as construções propostas para as provas bidirecionais.

Na Figura 32 apresenta-se, para uma estaca escavada, além das curvas equivalentes construídas a partir da prova bidirecional, o resultado de prova de carga convencional. Primeiro, realizou-se a prova bidirecional e, depois de 8 meses, a prova convencional na mesma estaca. Provas de carga convencionais e bidirecionais,

quando realizadas na mesma estaca, costumam fornecer resultados bastante diferentes, como ocorreu no presente caso.

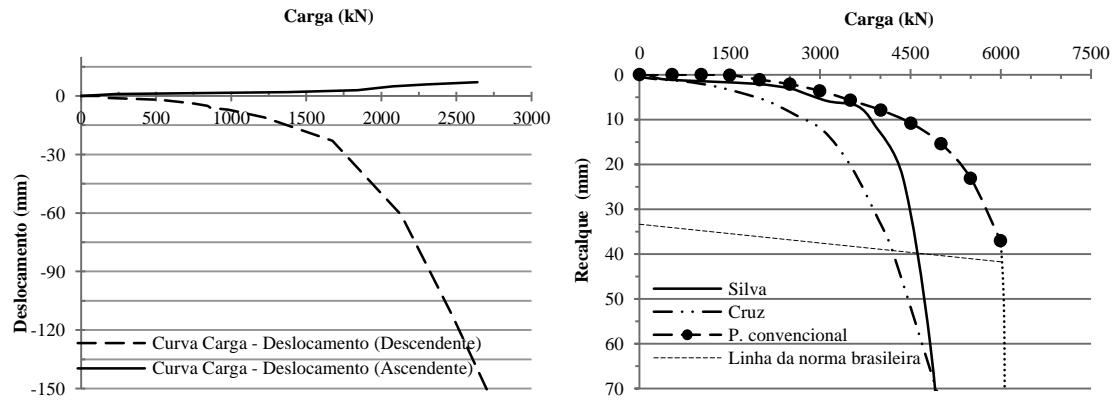


Figura 32: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-07B e (b) Curvas carga *versus* recalque equivalentes segundo Silva (1983) e presente pesquisa, e de prova convencional, com determinação da carga de ruptura pela norma brasileira.

As Figuras 33 e 34 apresentam, para uma estaca escavada e para uma estaca hélice contínua, além das curvas equivalentes segundo Silva (1983) e a presente pesquisa, as curvas carga *versus* recalque de provas de carga convencionais executadas em estacas próximas e com as mesmas características.

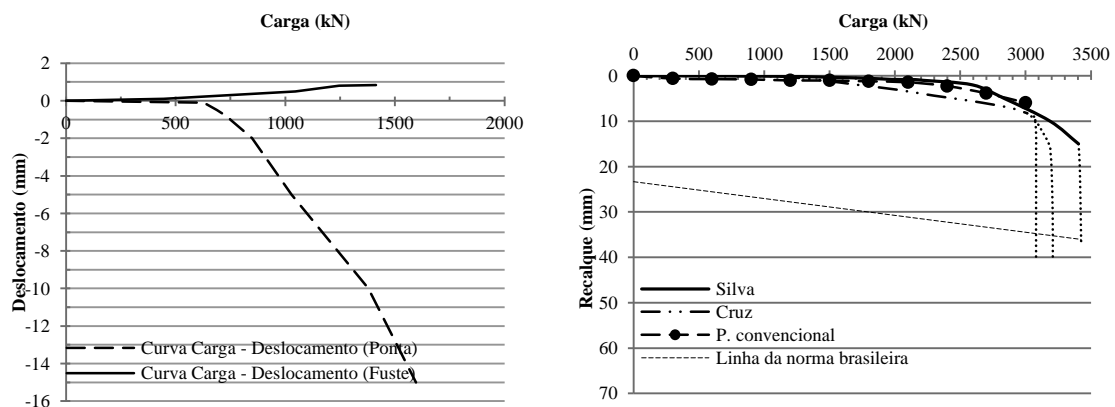


Figura 33: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-22B e (b) Curvas carga *versus* recalque equivalentes segundo Silva (1983) e presente pesquisa, e de prova convencional, com determinação da carga de ruptura pela norma brasileira.

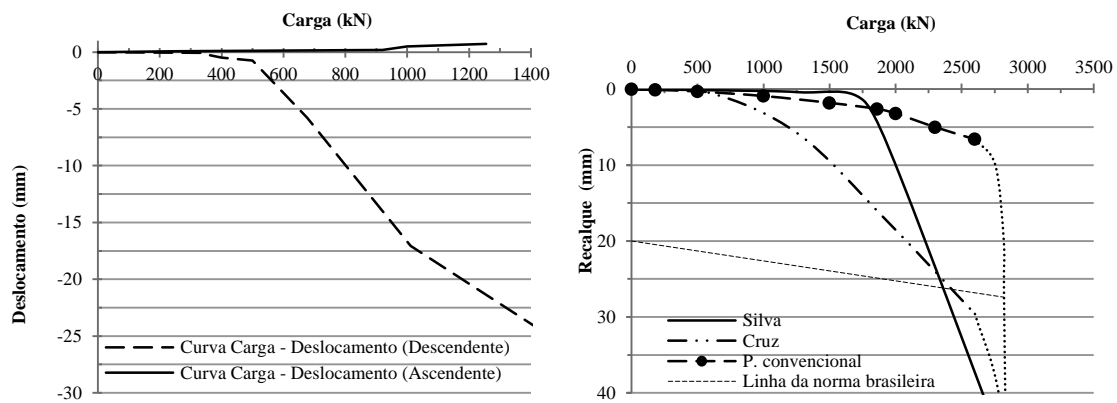


Figura 34: a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-16B e (b) Curvas carga versus recalque equivalentes segundo Silva (1983) e presente pesquisa, e de prova convencional, com determinação da carga de ruptura pela norma brasileira.

Considerando apenas as provas convencionais em estacas próximas e de mesmas características, observou-se que seus resultados se aproximam – em termos de rigidez até a carga de serviço – da construção de Silva (1983); em termos de carga de ruptura, os resultados das provas convencionais se aproximam mais das curvas propostas na presente pesquisa.

As demais curvas elaboradas a partir do banco de dados de ensaios (Capítulo 5), são apresentadas no Anexo 1. As análises quanto à capacidade de carga dos elementos de fundação e a avaliação da rigidez na carga de serviço são abordadas mais adiante, no Capítulo 6.

4 PROPOSTA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA EM PROVAS DE CARGA.

A presente pesquisa traz uma nova proposta de interpretação de dados obtidos em provas de carga, que foi concebida a partir da observação dos seguintes critérios gráficos, utilizados em mecânica dos solos e fundações:

- (i) Procedimento gráfico utilizado na determinação da Tensão de pré-adensamento do ensaio de adensamento e
- (ii) Procedimento sugerido por Fuller & Hoy (1970)

Foi observada uma similaridade entre as curvas tensão vertical efetiva (σ'_v) em escala logarítmica *versus* índice de vazios (e) – em ensaios oedométricos – e curvas carga (Q) *versus* recalque (r) obtidas em provas de carga estática. Essa similaridade levou à proposta de se considerar a mudança de um estado elástico para um estado plástico na curva do ensaio oedométricos como semelhante à mudança de um estado elastoplástico para um estado plástico que ocorre na curva carga *versus* recalque da prova de carga.

Descrevem-se a seguir os métodos que inspiraram a criação da nova metodologia de estimativa da carga de ruptura.

4.1.1 Método Pacheco Silva para interpretação do ensaio Oedométrico.

Segundo a NBR 12007, o método Pacheco Silva consiste em traçar uma reta horizontal a partir do índice de vazios inicial (e_i) no eixo das abscissas, prolongar o trecho virgem da curva obtida no ensaio de adensamento até interceptar a horizontal a partir do índice de vazios inicial.

No ponto de intercessão (P), traça-se reta vertical até interceptar a curva do ensaio. A partir deste ponto da curva, traça-se uma reta horizontal até atingir-se o prolongamento da reta virgem, determinando assim o ponto correspondente à pressão de pré-adensamento.

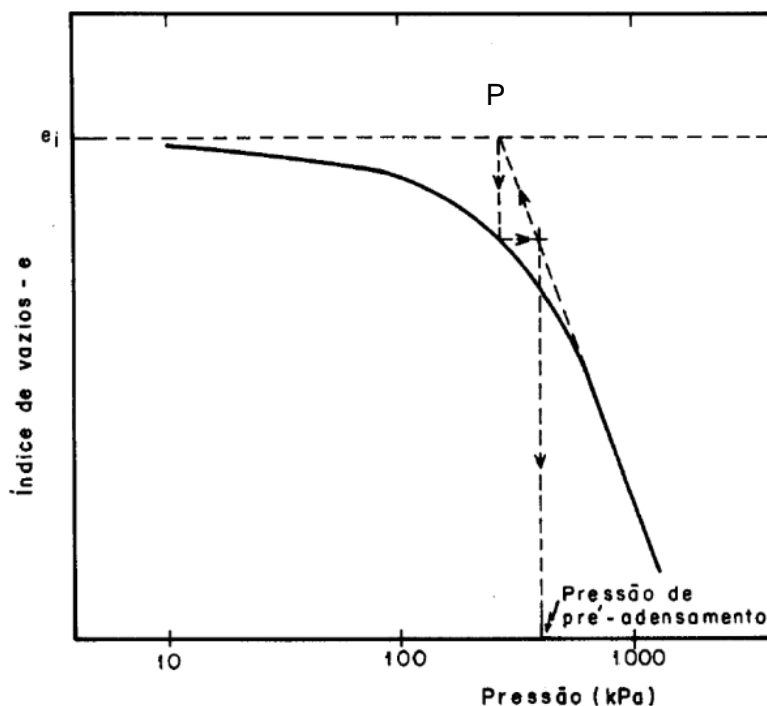


Figura 35: Curva Determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco Silva (NBR12007, 1990).

4.1.2 Método de Fuller & Hoy (1970).

O método de Fuller & Hoy (1970) (item 2.3.2) se refere a um critério que aplica uma regra geométrica à curva carga *versus* deslocamento em que a carga de ruptura é a correspondente ao ponto da curva carga *versus* recalque tangente a uma reta de inclinação 1,4 mm/ 10kN (0,05 in/ton). Burin & Maffei (1989) mostram que esse método considera uma rigidez no trecho plástico de 7 kN/mm.

4.1.3 Método Proposto de Interpretação.

O método proposto para determinação da carga de ruptura, por meio de interpretação de dados de provas de carga, se baseia em critério que aplica uma regra geométrica à curva carga *versus* recalque.

A proposta consiste em utilizar uma adaptação da reta tangente proposta por Fuller & Hoy (1970), de inclinação 0,14 mm/kN (0,05 in/ton). Assim é proposta reta tangente com inclinação dada por $1\text{mm}/ K_{\text{plast}}$. (Figura 36). O parâmetro K_{plast} (kN/mm) é definido mais adiante e trata-se da rigidez representativa do trecho plástico da curva

carga *versus* recalque equivalente, com base no banco de dados analisado. A rigidez (K_{plast}) é função do tipo e diâmetro da estaca. Na proposta sugerida, também, é utilizado traçado (retas verticais e horizontais) similar ao proposto por Pacheco Silva (NBR 12007:1990).

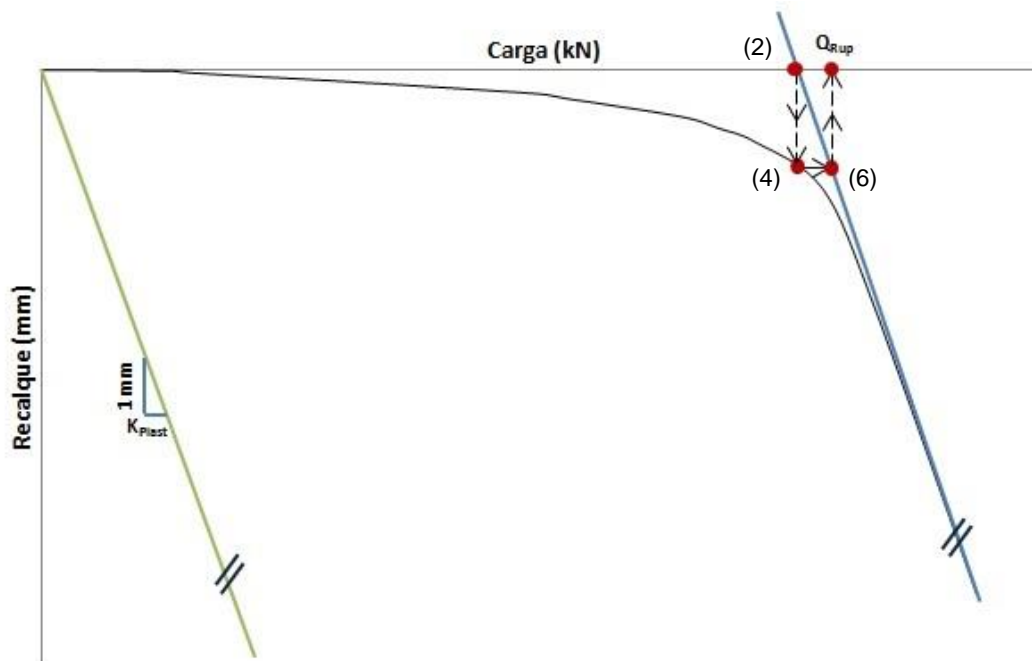


Figura 36: Esquema representativo da aplicação do método proposto.

Para melhor entendimento, as etapas necessárias (Figuras 36 e 37) à aplicação do método proposto são descritas a seguir:

- 1) Traçar reta **(1)** tangente de inclinação ($1\text{mm}/ K_{plast}$) à curva carga *versus* recalque obtida da prova de carga;
- 2) Definir ponto **(2)** de interseção da reta (1) com o eixo das abscissas;
- 3) Traçar pelo ponto (2) uma vertical **(3)** até atingir-se a curva carga *versus* recalque;
- 4) Definir o ponto **(4)** na interseção da reta (3) com a curva carga *versus* recalque;
- 5) Pelo ponto (4) traçar horizontal **(5)**;
- 6) Definir o ponto **Q (6)** na interseção da horizontal (5) com a reta de inclinação dada por K_{plast} (reta 1);
- 7) A carga de ruptura Q_{Rup} é o **valor** da abscissa do ponto **Q**.

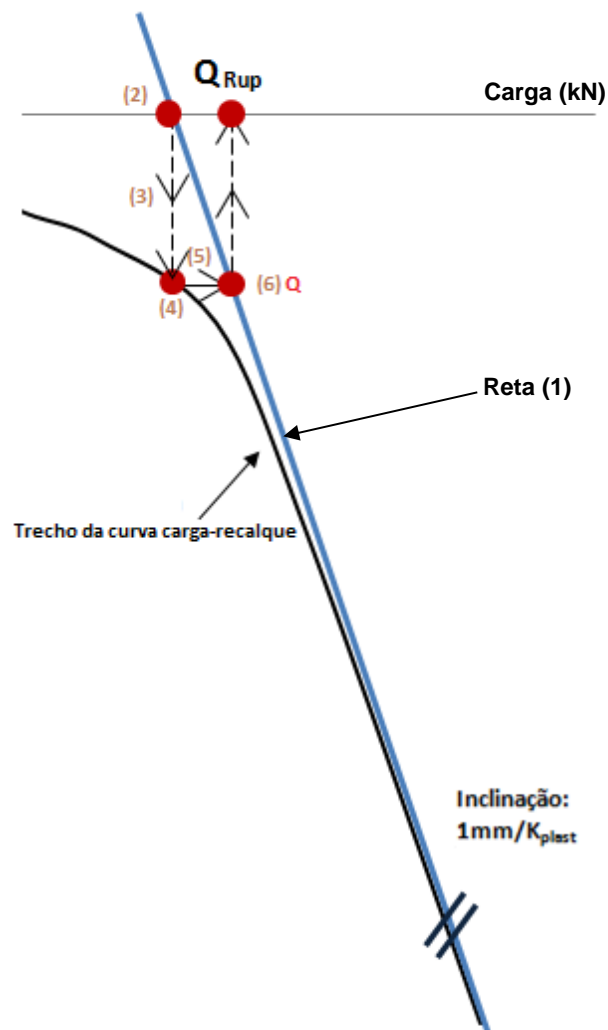


Figura 37: Etapas de utilização do método proposto para interpretação de curvas carga *versus* recalque em provas de carga estática.

O método proposto se baseia no fato da curva carga *versus* recalque de uma prova de carga não possuir um trecho inicial de comportamento, de fato, elástico, mas sim elasto-plástico. A proposta de traçado não é afetada pela declividade do trecho inicial da curva carga *versus* recalque, diferentemente do que ocorre na proposta de Butler & Hoy (1970) que propõem traçado de reta tangente ao trecho inicial da curva considerado elástico.

Para a definição da rigidez K_{plast} , foram analisadas 32 estacas do tipo escavada, hélice contínua e ômega, sendo que as estacas do tipo hélice contínua e ômega foram avaliadas conjuntamente. Para cada ensaio foi verificada a rigidez K_{plast} que fornecesse o melhor ajuste à curva carga *versus* recalque equivalente obtida

através do ensaio bidirecional. O banco de dados será apresentado no capítulo 5 e a avaliação detalhada da rigidez do trecho plástico é feita no capítulo 6.

Foi observada uma rigidez K_{plast} diferente para cada tipo de curva equivalente: construída com base na proposta da presente pesquisa (Capítulo 3) e por Silva (1983). Os diferentes tipos de estacas também forneceram resultados distintos. A Tabela 8 resume os coeficientes K_{plast} obtidos. Nesta tabela d é o diâmetro da estaca.

Tabela 7: Valores de K_{plast} para as diferentes curvas equivalentes e diferentes tipos de estacas avaliadas.

Tipo de estaca	Silva (1983) K_{plast} (kN/mm)	Cruz (2019) K_{plast} (kN/mm)
Escavada	11,6 - 0,0006.d	12,2 - 0,0017.d
Hélice Contínua e Ômega	11,0 - 0,0018.d	8,4 + 0,0015.d

Verificou-se que a variação do K_{plast} em relação ao diâmetro e tipo de estaca, de fato, ocorre. No entanto, essa variação é pequena. Sendo assim, na ausência das equações para definição do K_{plast} , propõe-se utilizar uma declividade da reta tangente de 1mm /10kN (reta 1).

No item 6.2 são apresentadas as análises dos resultados utilizados na determinação da declividade padrão da reta tangente. Já no item 6.5 é discutida a condição necessária (rigidez do trecho plástico) para utilização da abordagem proposta.

5 BANCO DE DADOS DE PROVAS DE CARGA BIDIRECIONAIS E EXEMPLOS DE SUA INTERPRETAÇÃO

Nesta dissertação são analisadas provas de carga estática, realizadas pelo método bidirecional. Os dados relativos a cada ensaio são expostos no item 5.1, que descreve o banco de dados utilizado. Nos itens 5.2 e 5.3 são apresentados os resultados completos para dois ensaios: em estaca do tipo escavada e do tipo hélice contínua. Estas análises exemplificam o procedimento utilizado na pesquisa, o qual é repetido para as demais estacas ensaiadas, cujos resultados são apresentados no Capítulo 6 (análise do conjunto de provas de carga).

5.1 BANCO DE DADOS

Neste item são apresentadas informações das 52 provas de carga estática, realizadas pelo método bidirecional. O Banco de Dados contempla 22 estacas escavadas, 12 Tubulões, 09 estacas hélice contínua, 04 estacas Strauss, 03 estacas de tipos desconhecidos (02 do tipo Tenge e 01 do tipo Kegelbohr), 02 estacas Ômegas e 01 estaca do tipo Raiz (Tabela 8).

Nesta dissertação são analisados 32 ensaios realizados em estacas escavadas, hélice contínua e ômega. As estacas do tipo hélice contínua e ômega foram avaliadas conjuntamente.

Nos tubulões, os ensaios realizados pelo método bidirecional não tiveram o intuito de observar a capacidade de carga dos mesmos, mas sim obter a tensão admissível na base, e, por isso, esses ensaios não serão analisados. Ensaio em estacas do tipo strauss, raiz e de procedimentos desconhecidos foram desconsiderados nas análises. A estaca PC-31B também não terá seus resultados apresentados, mesmo sendo escavada, pois o ensaio foi inconclusivo, não permitindo a construção da curva carga *versus* recalque equivalente por nenhuma das propostas existentes.

Tabela 8: Banco de Dados

Local	Nº. da prova de carga	Nº. da estaca na obra	Tipo da estaca	d (mm)	L (m)	Carga máx. (kN)	Desloc. máx. (mm)	Fonte	Perfil estratigráfico "predominante"	Observações
São Paulo	PC-01B	PCE-07	Ômega	700	11,5	1530	25,5	Fellenius (2014)	Silte argilo-arenoso	-
Paraná	PC-02B	PC01	Escavada	900	24,2	5080	6,7	Falconi e Maset (2016) e Maset <i>et al</i> (2016)	Argila siltosa	-
Minas Gerais	PC-03B	PC-1	Straus	520	13,0	1510	8,9	Silva (1983)	Argila arenosa + Silte arenoso	-
Rio de Janeiro	PC-04B	P-35B	Hélice	700	14,2	2890	35,6	Consultrix Engenheiros Associados	Silte Argilo-arenoso	-
Rio de Janeiro	PC-05B	P-42B	Hélice	700	14,2	3440	13,5	Consultrix Engenheiros Associados	Silte argiloso	-
Rio de Janeiro	PC-06B	P6B	Escavada	1300	22,3	5500	47,0	Consultrix Engenheiros Associados	Areia	-
Santa Catarina	PC-07B	ET6	Escavada	1000	23,0	4700	188,0	Sestren (2018)	Areia argilo siltosa	-
Rio de Janeiro	PC-08B	P6C	Escavada	1300	28,0	8000	118,0	Consultrix Engenheiros Associados	Areia + Argila siltosa	Houve insuficiência do sistema de reação
São Paulo	PC-09B	PCE-CEL-03	Escavada	1200	23,0	8400	44,5	Acervo Pessoal	Argila Arenosa Siltosa	-
São Paulo	PC-10B	Teste	Escavada	800	20,0	5700	44,3	Acervo Pessoal	Argila siltosa	-
Rio de Janeiro	PC-11B	P-241A	Escavada	1100	32,3	7800	52,6	Consultrix Engenheiros Associados	Silte argiloso	-
Rio de Janeiro	PC-12B	P-222	Escavada	1400	25,8	6250	75,3	Consultrix Engenheiros Associados	Silte argiloso	-
Rio de Janeiro	PC-13B	P-130	Escavada	1200	32,0	9600	55,7	Consultrix Engenheiros Associados	Silte argiloso	-
Rio de Janeiro	PC-14B	P-16E	Escavada	1000	22,0	4230	89,3	Consultrix Engenheiros Associados	Argila siltosa	Houve insuficiência do sistema de reação

Local	Nº. da prova de carga	Nº. da estaca na obra	Tipo da estaca	d (mm)	L (m)	Carga máx. (kN)	Desloc. máx. (mm)	Fonte	Perfil estratigráfico "predominante"	Observações
Rio de Janeiro	PC-15B	P-23B	Escavada	1000	22,0	5900	132,5	Consultrix Engenheiros Associados	Argila siltosa	Houve insuficiência do sistema de reação
Minas Gerais	PC-16B	P-46A	Hélice	600	15,6	3030	28,9	Alonso e Da Silva (2000)	Argila siltosa + Silte argilo-arenoso	-
São Paulo	PC-17B	PC-03	Raiz	410	12,7	2750	4,9	Acervo Pessoal	Silte arenoso	-
São Paulo	PC-18B	PC-02	Hélice	500	9,9	2060	36,0	Acervo Pessoal	Argila siltosa + Silte argilo-arenoso	-
Paraná	PC-19B	PC02	Escavada	1000	24,0	8550	12,0	Falconi e Maset (2016) e Maset <i>et al</i> (2016)	Argila siltosa	-
Rio de Janeiro	PC-20B	P48	Escavada	1300	30,0	10900	118,0	Consultrix Engenheiros Associados	Areia + Argila siltosa	-
Rio de Janeiro	PC-21B	PET-04	Escavada	1300	30,0	11100	26,2	ABS Fundações	Argila arenosa + areia argilosa	-
Rio de Janeiro	PC-22B	PET-05	Escavada	700	30,0	3425	15,0	ABS Fundações	Argila arenosa	-
Rio de Janeiro	PC-23B	PET-06	Escavada	700	30,0	3270	40,0	ABS Fundações	Argila arenosa + areia argilosa	-
São Paulo	PC-24B	PE11-2	Hélice	800	24,0	5800	5,5	Damasco Penna Engenharia Geotécnica	Areia argilosa	-
São Paulo	PC-25B	Pe21A-2	Hélice	800	21,0	4220	2,9	Damasco Penna Engenharia Geotécnica	Areia argilosa	-
São Paulo	PC-26B	PE3-1	Hélice	800	24,0	6050	5,3	Damasco Penna Engenharia Geotécnica	Areia argilosa	-
Minas Gerais	PC-27B	-	Hélice	600	14,0	2450	42,0	Pereira <i>et al</i> (2016)	Silte arenoso	Houve insuficiência do sistema de reação
Bahia	PC-28B	T-55A	Escavada	700	76,4	5880	119,5	Hecksher e Freitas (2018)	Areia + Argila arenosa	-
Espírito Santo	PC-29B	E-27	Escavada	900	27,2	10200	6,1	Acervo Pessoal	Argila silto-arenosa + Areia + Rocha alterada	-
Espírito Santo	PC-30B	E-125	Escavada	600	23,4	5500	0,7	Acervo Pessoal	Argila silto-arenosa + Areia + Rocha alterada	-

Local	Nº. da prova de carga	Nº. da estaca na obra	Tipo da estaca	d (mm)	L (m)	Carga máx. (kN)	Desloc. máx. (mm)	Fonte	Perfil estratigráfico "predominante"	Observações
Bahia	PC-31B	E-06	Escavada	1250	31,0	-	2,9	Brucke Engenharia	Argila silto-arenosa + Rocha alterada	Ensaio Inconclusivo
São Paulo	PC-32B	Apoio 3	Escavada	1800	27,2	61000	3,8	Resende <i>et al</i> (2018)	Areia siltosa + Rocha alterada	-
São Paulo	PC-33B	E-45	Escavada	1800	23,0	28400	20,0	Malachias Filho <i>et al</i> (2017)	Argila siltosa, arenosa + Areia média	-
Paraná	PC-34B	EP	Hélice	1000	14,7	5189	21,9	Rambo <i>et al</i> (2018)	Argila siltosa + Silte argilo-arenoso + Rocha Alterada	-
São Paulo	PC-35B	PCE-02	Ômega	700	11,5	2050	20,2	Fellenius (2014)	Silte argiloarenoso	-
Minas Gerais	PC-36B	PC-1	Tubulão	600	10,0	2035	3,8	Silva (1983)	Argila siltosa + Silte argiloso + Silte arenoso	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-37B	PC-2	Tubulão	600	10,0	5181	12,5	Silva (1983)	Argila siltosa + Silte argiloso + Silte arenoso	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-38B	PC-3	Tubulão	600	10,0	6457	17,8	Silva (1983)	Argila siltosa + Silte argiloso + Silte arenoso	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-39B	PC-1	Tenge	300	8,0	520	1,6	Silva (1983)	Aterro + Silte argiloso	-
Minas Gerais	PC-40B	PC-2	Tenge	300	8,0	450	5,7	Silva (1983)	Aterro + Silte argiloso	-
Minas Gerais	PC-41B	PC-1	Kegelbohr	320	10,2	560	37,8	Silva (1983)	Argila arenosa + Silte argiloso	-
Minas Gerais	PC-42B	PC-1	Straus	320	16,1	640	3,8	Silva (1983)	Areia silto-argilosa	-
Minas Gerais	PC-43B	PC-2	Straus	320	13,3	1120	10,8	Silva (1983)	Areia silto-argilosa	-
Minas Gerais	PC-44B	PC-2	Straus	520	13,0	1050	29,8	Silva (1983)	Areia silto-argilosa	-
Minas Gerais	PC-45B	PC-1	Tubulão	600	13,0	600	4,4	Silva (1983)	Argila silto-arenosa + Silte argilo-arenoso	-
Minas Gerais	PC-46B	P-8	Tubulão	800	14,6	113	10,4	Silva (1983)	Aterro + Silte arenoso	Verificação da Tensão admissível da base

Local	Nº. da prova de carga	Nº. da estaca na obra	Tipo da estaca	d (mm)	L (m)	Carga máx. (kN)	Desloc. máx. (mm)	Fonte	Perfil estratigráfico "predominante"	Observações
Minas Gerais	PC-47B	P-5	Tubulão	700	18,7	35	1,8	Silva (1983)	Aterro + Silte arenoso	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-48B	PC-1	Tubulão	700	6,0	100	7,7	Silva (1983)	Argila silto-arenosa	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-49B	PC-2	Tubulão	700	6,0	47	2,9	Silva (1983)	Argila silto-arenosa	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-50B	PC-1	Tubulão	600	5,1	169	13,4	Silva (1983)	Filito arenoso	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-51B	PC-2	Tubulão	600	5,3	46	7,7	Silva (1983)	Filito arenoso	Verificação da Tensão admissível da base
Minas Gerais	PC-52B	PC-3	Tubulão	600	3,8	39	6,8	Silva (1983)	Filito arenoso	Verificação da Tensão admissível da base

5.2 INTERPRETAÇÃO DE ENSAIO BIDIRECIONAL EM ESTACA ESCAVADA

5.2.1 *Observações iniciais - Estaca escavada*

Durante a realização de prova de carga estática pelo método bidirecional são medidos (i) os deslocamentos do fuste e da ponta (partes da estaca acima e abaixo da célula bidirecional) e (ii) a carga aplicada por estágio. Com base em relatório contendo essas informações da prova de carga estática, além de informações relativas à geometria da estaca, perfil estratigráfico, data de execução das estacas e ensaios, cotas e controle tecnológico, a interpretação do ensaio pode ser realizada.

A estaca escavada PC-22B (PET05) possui 700 milímetros de diâmetro e comprimento de 30 metros, sendo que desse comprimento total, 25 metros se encontram acima do conjunto de células expansivas instaladas e 5 metros abaixo desse conjunto. Foi ensaiada pelo método bidirecional em maio de 2015, na cidade de Niterói, no Rio de Janeiro.

5.2.2 *Sondagens associadas ao SPT*

A previsão da carga de ruptura foi baseada na sondagem executada próxima à estaca (Figura 38 e Figura 39).

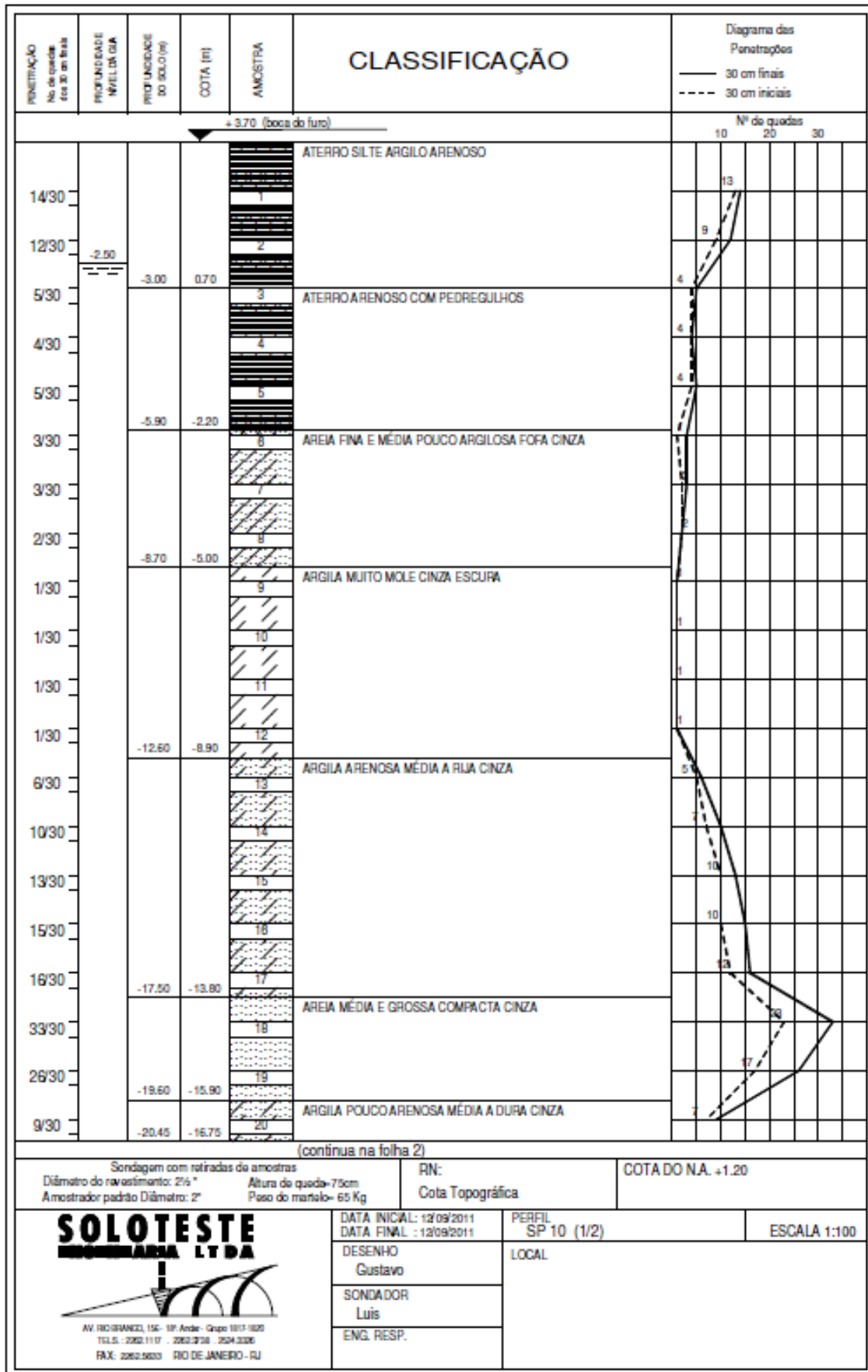


Figura 38: Folha 1 de 2 da Sondagem SP10 – Estaca PC-22B.

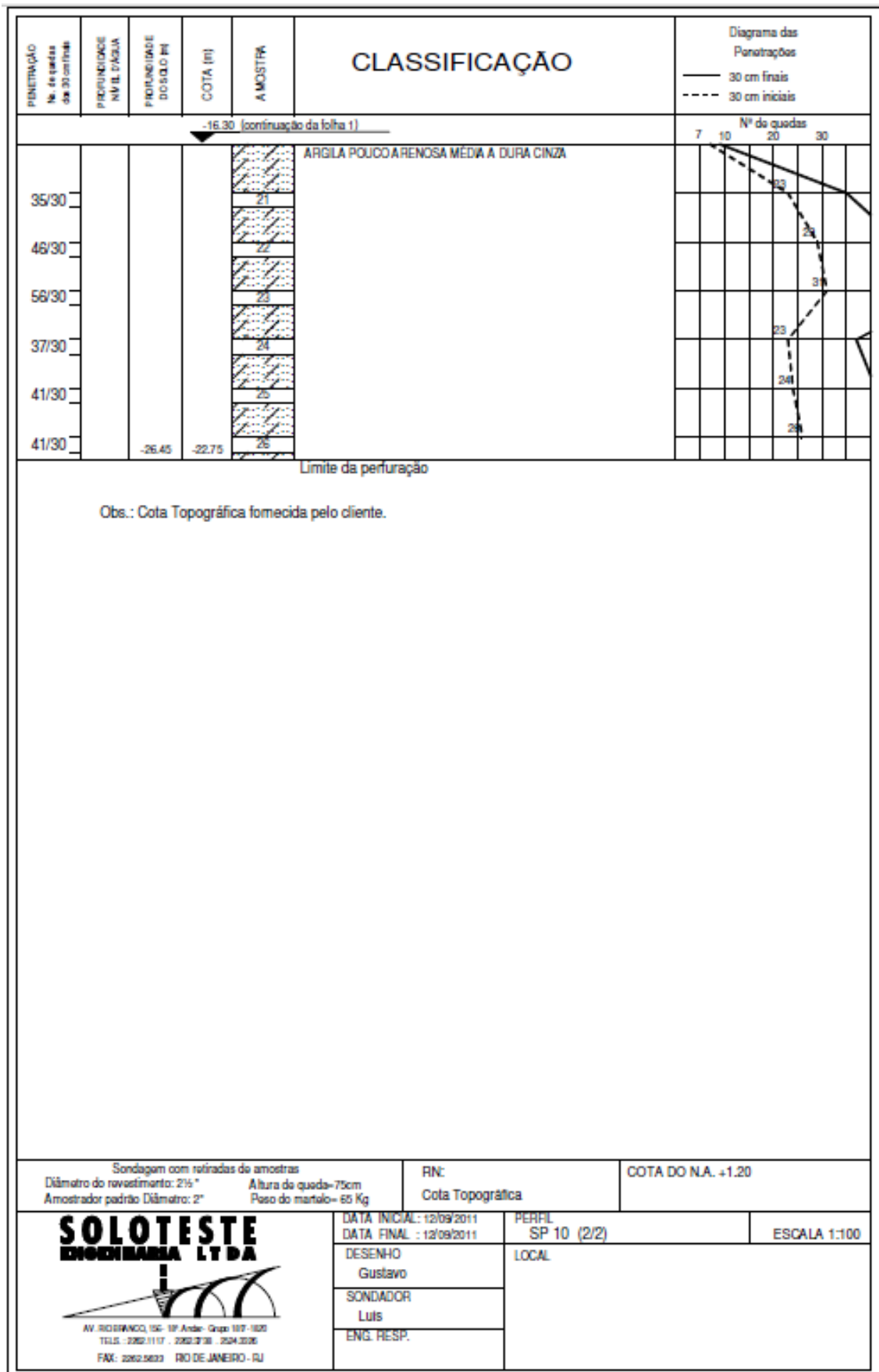


Figura 39: Folha 2 de 2 da Sondagem SP10 – Estaca PC-22B.

5.2.3 Prova de carga estática executada pelo método bidirecional

A Tabela 9: Dados obtidos do ensaio – PC-22B. apresenta os registros obtidos durante a prova de carga realizada pelo método bidirecional na estaca PC-22B. Foi considerado o peso próprio de cada trecho da estaca, conforme descrito no item 2.2. A Figura 40 ilustra etapa de içamento da armadura da estaca.

Tabela 9: Dados obtidos do ensaio – PC-22B.

Estágios	Fuste		Ponta	
	Carga Q (kN)	Deslocamento δ (mm)	Carga Q (kN)	Deslocamento δ (mm)
0	0	0,00	0	0,00
3	60	0,00	243	0,00
4	132	0,00	315	0,00
5	203	0,02	385	0,01
6	274	0,03	457	0,01
7	345	0,05	528	0,01
8	416	0,08	599	0,06
9	488	0,13	670	0,35
10	559	0,16	742	0,83
11	630	0,21	813	1,81
12	702	0,27	884	2,81
13	773	0,30	956	3,80
14	844	0,30	1027	5,12
15	916	0,33	1098	5,79
16	987	0,40	1170	7,05
17	1058	0,45	1241	8,31
18	1129	0,50	1312	9,29
19	1201	0,57	1383	10,53
20	1272	0,67	1455	12,03
21	1343	0,72	1526	13,26
22	1415	0,84	1597	15,04

De posse das informações obtidas na prova de carga estática executada pelo método bidirecional foi possível elaborar as curvas (i) carga *versus* deslocamento ascendente (parte superior da estaca ou trecho acima da célula expansiva) e (ii) carga *versus* deslocamento descendente (parte inferior da estaca ou trecho abaixo da célula bidirecional), para o ensaio PC-22B (Figura 41).



Figura 40: Içamento da armadura com o conjunto de células expansivas da P-22B.

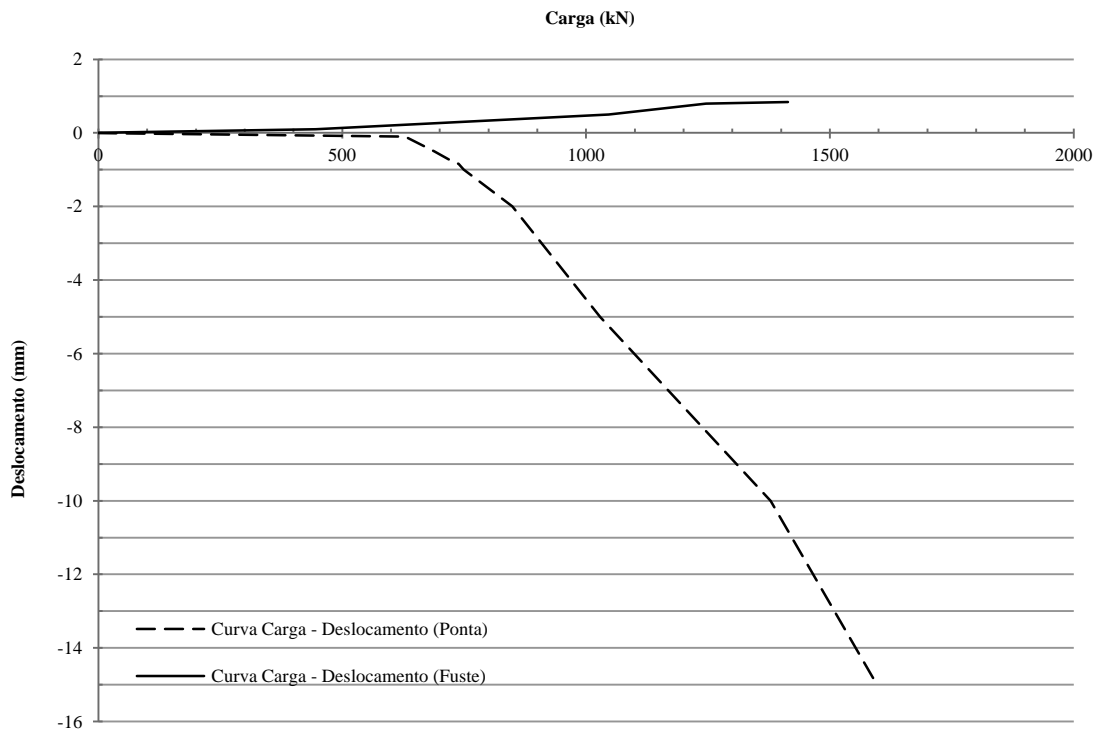


Figura 41: Curvas parciais obtidas a partir de prova de carga estática, realizada pelo método bidirecional – Ensaio PC-22B.

5.2.4 Interpretação das curvas carga versus recalque equivalente segundo Silva (1983).

De posse das curvas parciais apresentadas na Figura 41 foi possível obter a curva equivalente proposta por Silva (1983). Na

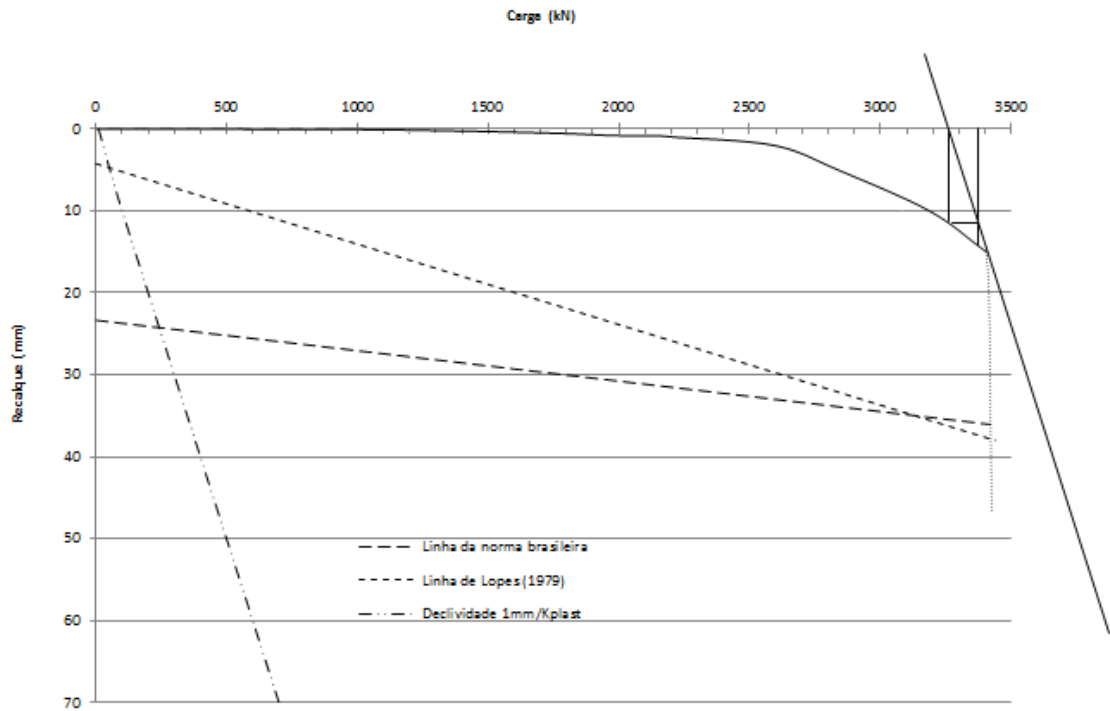


Figura 42, a curva equivalente de Silva (1983) é apresentada e interpretada com base nos seguintes critérios: (i) NBR 6122:2010; (ii) Lopes (1979) e (iii) Método Proposto na presente dissertação.

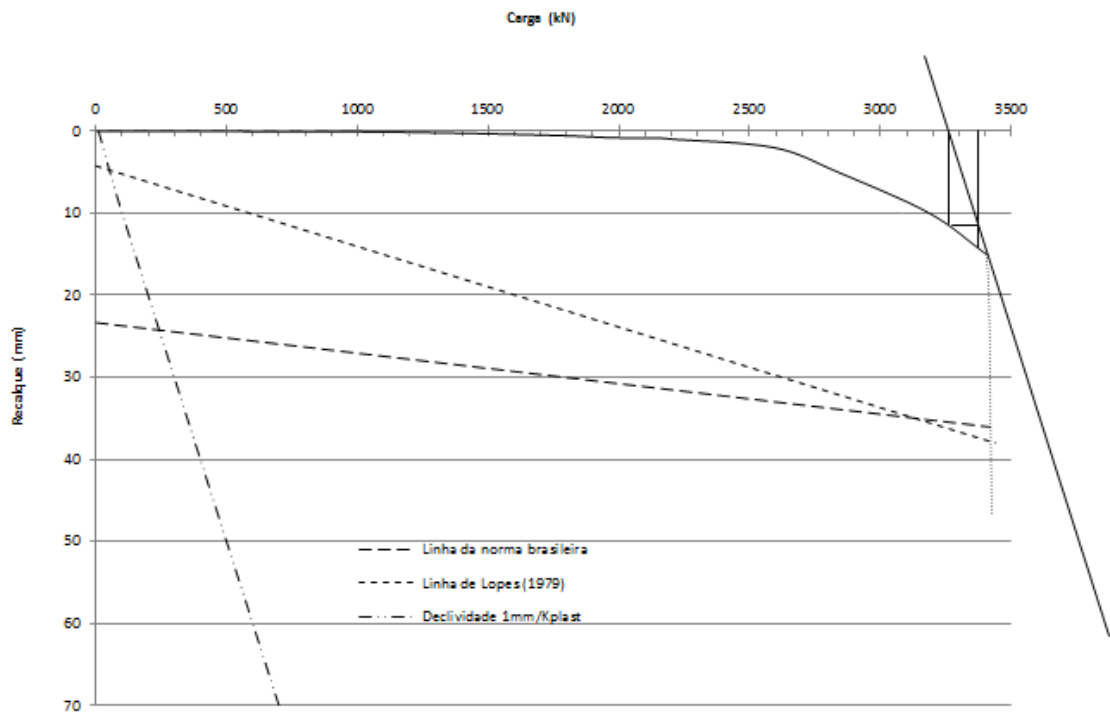


Figura 42: Ensaio PC-22B – Interpretação da curva equivalente segundo Silva (1983).

Na

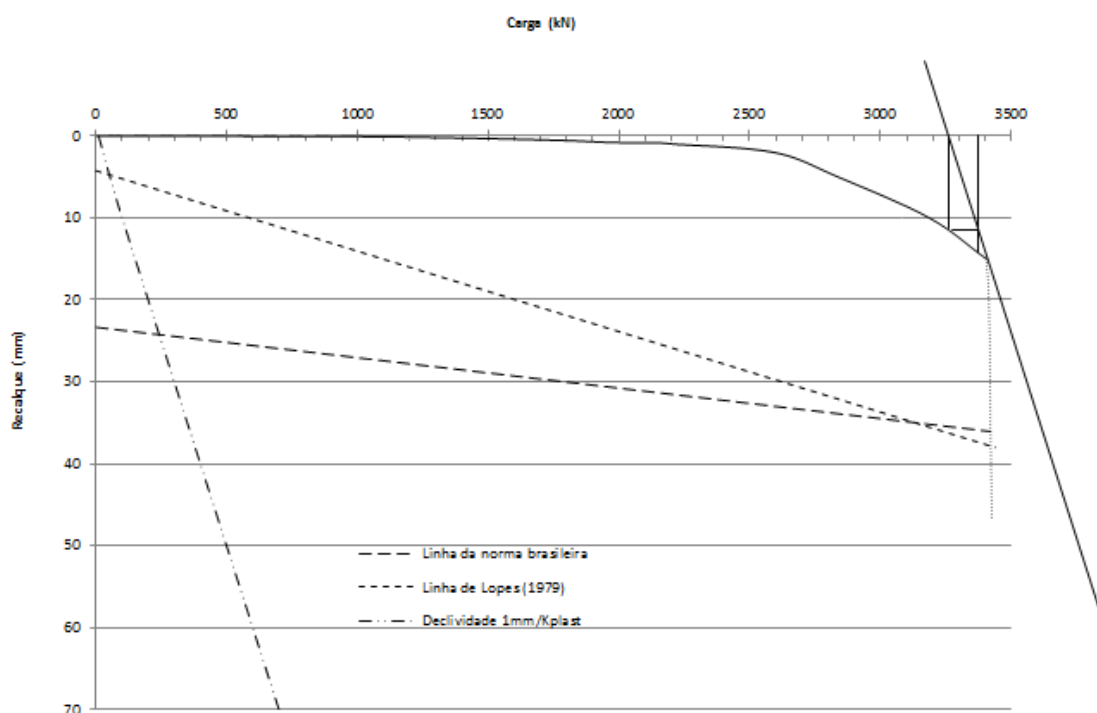


Figura 42, a curva equivalente foi extrapolada seguindo o critério de van de Veen (1953). Deste modo foi possível utilizar os critérios propostos pela norma (NBR-6122:2010) e por Lopes (1979), que se baseiam no encurtamento elástico da estaca somado a uma parcela do diâmetro da mesma.

A curva carga *versus* recalque, construída pelo procedimento sugerido por Silva (1983), é interpretada, também, com base no método proposto na presente pesquisa.

5.2.5 Interpretação da curva carga *versus* recalque equivalente proposta na presente dissertação

Neste item é interpretada a curva carga *versus* recalque do ensaio PC-22B obtida a partir da construção da curva equivalente proposta na presente pesquisa.

A Figura 43 apresenta a curva equivalente proposta, bem como sua interpretação pelos métodos a seguir: (i) método proposto na presente pesquisa, (ii) método proposto pela NBR6122 e o (iii) método proposto por Lopes (1979).

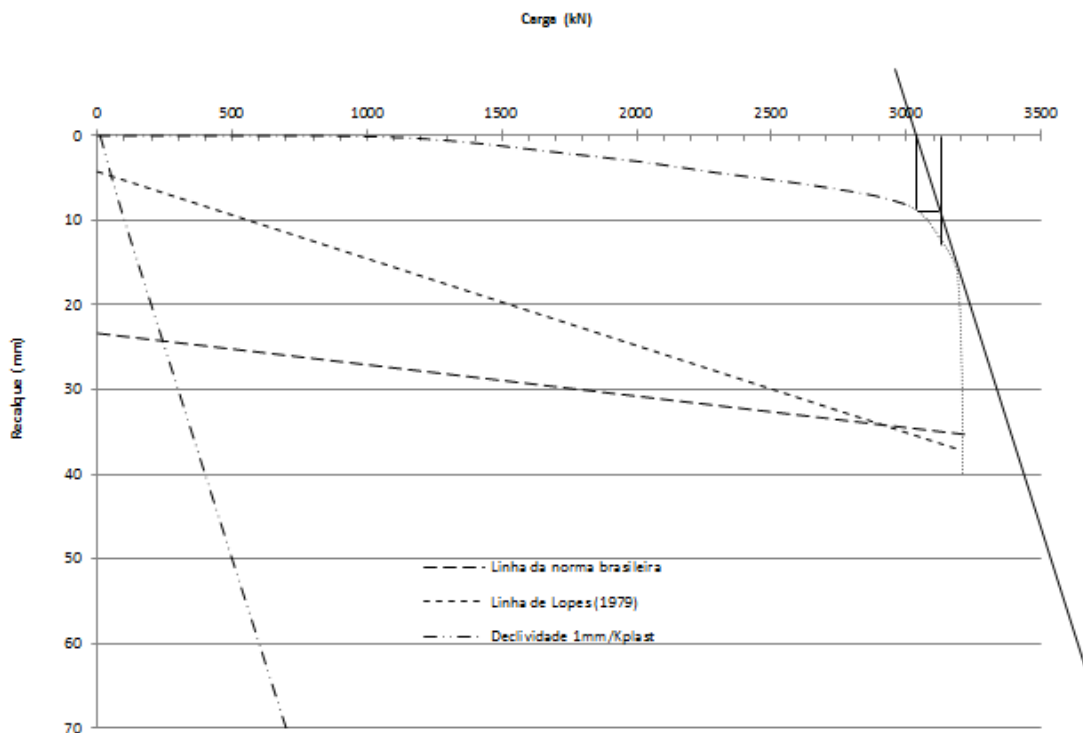


Figura 43: Ensaio PC-22B - Interpretação da curva carga *versus* recalque equivalente segundo presente pesquisa.

Na Figura 43, a curva equivalente foi extrapolada seguindo o critério de van de Veen (1953). Deste modo foi possível utilizar o critério proposto pela norma (NBR-6122:2010) e Lopes (1979), que se baseiam no encurtamento elástico da estaca somado a uma parcela do diâmetro da mesma.

A interpretação da curva carga *versus* recalque equivalente, obtida pela construção sugerida nesta pesquisa, é realizada, também, com base no método de interpretação proposto na presente pesquisa.

A Tabela 10, conforme já informado no item anterior, resume os resultados obtidos para o ensaio PC-22B.

Tabela 10: Resultados obtidos na interpretação do ensaio PC-22B com base nas curvas equivalentes segundo Silva (1983) e segundo a proposta da presente pesquisa.

Interpretação	Curva de Silva (1983)	Curva de Cruz (2019)
---------------	-----------------------	----------------------

NBR6122	$Q_{rup}(kN)$	$r (mm)$	$Q_{rup}(kN)$	$r (mm)$
	3420	36	3220	35
Lopes	$Q_{rup} (kN)$	$r (mm)$	$Q_{rup}(kN)$	$r (mm)$
	3440	38	3200	37
Método proposto – Cruz (2019)	$Q_{rup}(kN)$	$r (mm)$	$Q_{rup}(kN)$	$r (mm)$
	3380	16	3120	12

Conforme verificado nas Figuras 42 e 43, assim como na Tabela 10, para o caso estudado, pode-se observar que o método proposto nesta pesquisa indicou uma carga de ruptura geotécnica convencional, similar às cargas obtidas pelos critérios de interpretação que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico acrescido de uma porcentagem do diâmetro da estaca (NBR 6122:2010 e LOPES, 1979), independentemente do tipo de construção da curva carga *versus* recalque equivalente. Para o ensaio PC-22B, observa-se ainda que a interpretação proposta na presente pesquisa se mostrou conservativa na avaliação da carga de ruptura.

5.2.6 Previsão da carga de ruptura por métodos semi-empíricos

Para previsão de carga de ruptura da estaca PC-22B foram utilizados cinco métodos semi-empíricos, os quais foram descritos nesta dissertação. Os resultados obtidos, baseados na sondagem mista apresentada nas Figuras 38 e 39, encontram-se na Tabela 11.

Tabela 11: Cargas de ruptura obtidas por diversos métodos semi-empíricos.

Estaca escavada –PC- 22B				
Método	Carga de Atrito Lateral. (Q_{al})	Carga de Ponta (Q_p)	Carga Total (Q_{rup})	Carga de Segurança (Q_{rup} / FS)
	kN	kN	kN	kN
Aoki e Velloso (1975)	1896	1167	3063	1532
Decourt e Quaresma (1978 e 1982)	3638	1021	4658	3053
Pedro Paulo Costa Velloso (1981)	4394	1031	5426	2170
Alberto Henriques Teixeira (1996)	4257	1418	5675	3193
Urbano Alonso (1996)	3986	1171	5156	2578
MÉDIA	3634	1162	3628	2505

5.2.7 Observações finais

A Figura 44 apresenta as cargas de ruptura obtidas por diferentes métodos, utilizando-se curva equivalente segundo Silva (1983) e de acordo com proposta de construção da presente pesquisa.

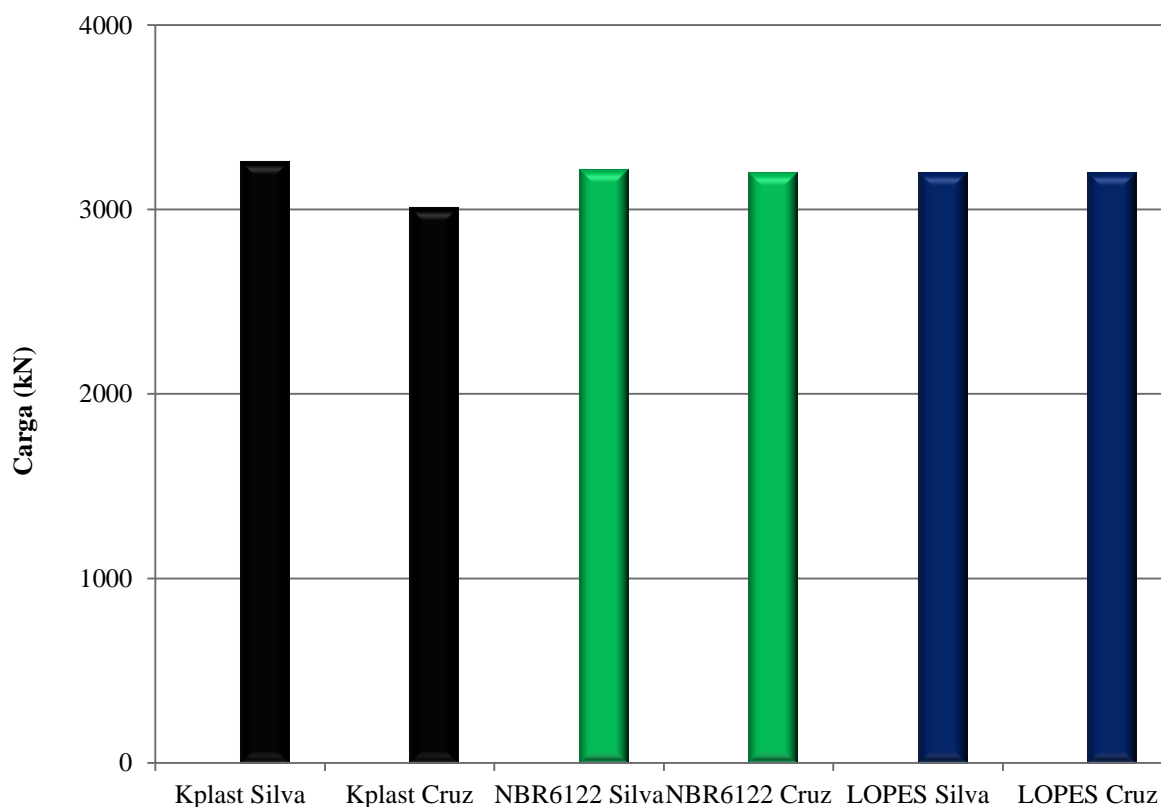


Figura 44: Cargas de ruptura analisadas pelos diferentes critérios de interpretação nas diferentes curvas equivalentes bidirecionais da estaca PC-22B.

5.3 INTERPRETAÇÃO DE ENSAIO BIDIRECIONAL EM ESTACA DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA.

5.3.1 *Observações iniciais - Estaca Hélice*

A estaca hélice contínua PC-34B (E-P) possui 1000 milímetros de diâmetro e comprimento de 14,7 metros, sendo que desse comprimento total, 11,15 metros se encontram acima do conjunto de células expansivas instaladas e 3,55 metros abaixo desse conjunto. Foi ensaiada pelo método bidirecional em agosto de 2014, na cidade de Curitiba no Paraná.

5.3.2 *Sondagens associadas ao SPT*

A previsão da carga de ruptura foi baseada na sondagem executada próxima à estaca (Figura 45).

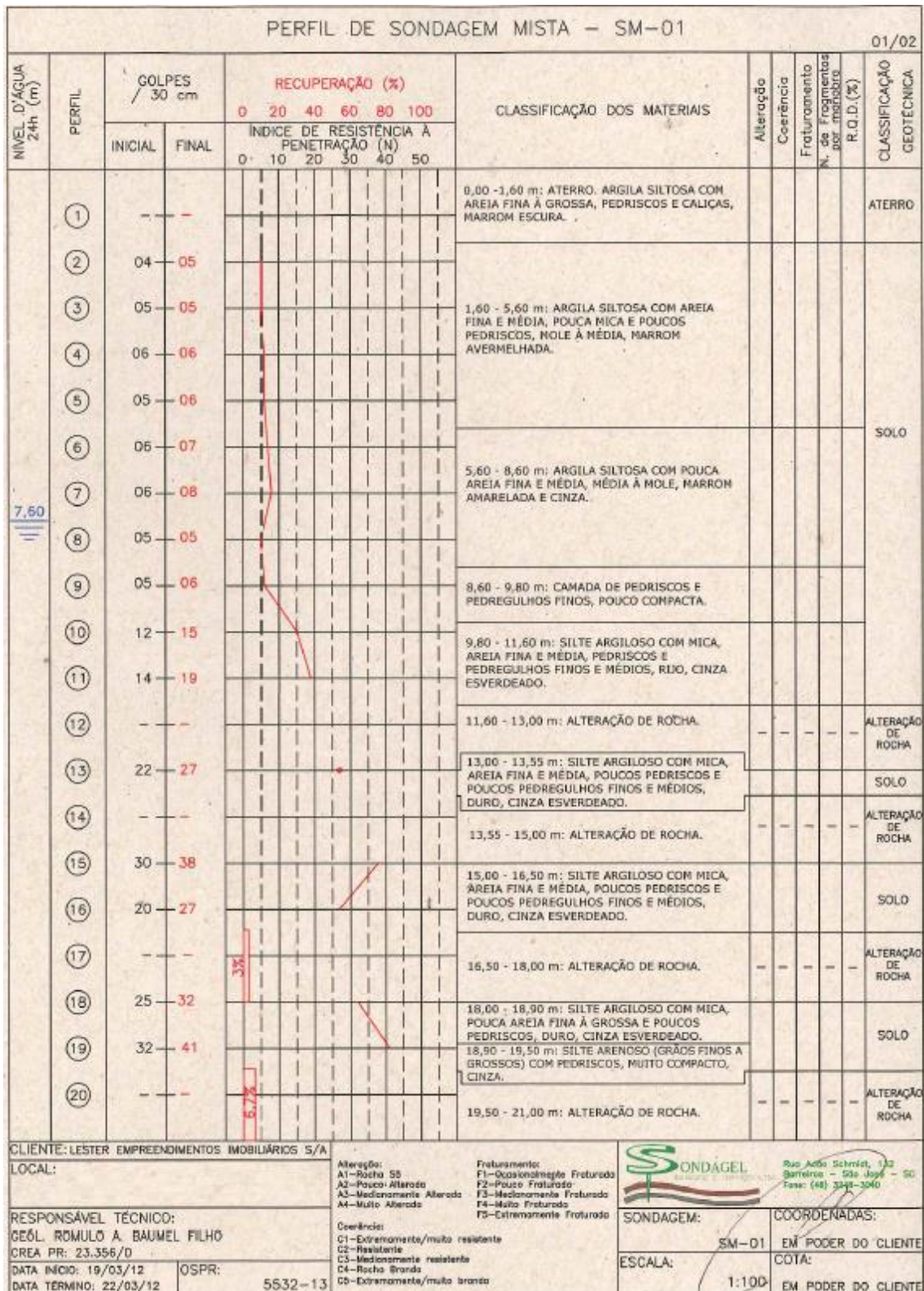


Figura 45: Folha Sondagem SM-01 – Estaca PC-34B

5.3.3 Prova de carga estática executada pelo método bidirecional

A Tabela 12 apresenta os registros obtidos durante o ensaio realizado pelo método bidirecional na estaca PC-34B. O conjunto de células expansivas utilizado no ensaio é apresentado na Figura 46.

De posse das informações obtidas na prova de carga estática executada pelo método bidirecional foi possível elaborar as curvas (i) carga versus deslocamento (parte superior da estaca ou trecho acima da célula bidirecional) e (ii) carga versus recalque (parte inferior da estaca ou trecho abaixo da célula bidirecional), conforme apresentado na Figura 47, para o ensaio PC-34B.

Tabela 12: Dados obtidos do ensaio – PC-34B.

Estágios	Fuste		Ponta	
	Carga	Deslocamento	Carga	Deslocamento
	Q (kN)	δ (mm)	Q (kN)	δ (mm)
0	0	0,00	0	0,00
1	53	0,00	286	0,02
2	175	0,01	408	0,04
3	297	0,10	530	0,06
4	541	0,30	773	0,27
5	662	0,37	895	0,33
6	906	0,63	1139	0,38
7	1028	0,91	1261	0,54
8	1272	1,69	1505	0,74
9	1516	2,82	1749	0,98
10	1638	3,58	1871	1,09
11	1760	4,45	1993	1,20
12	2004	6,78	2236	1,52
13	2126	9,18	2358	1,78
14	2247	12,51	2480	2,01
15	2369	21,91	2602	2,44



Figura 46: Conjunto de células expansivas utilizado na PC-34B.

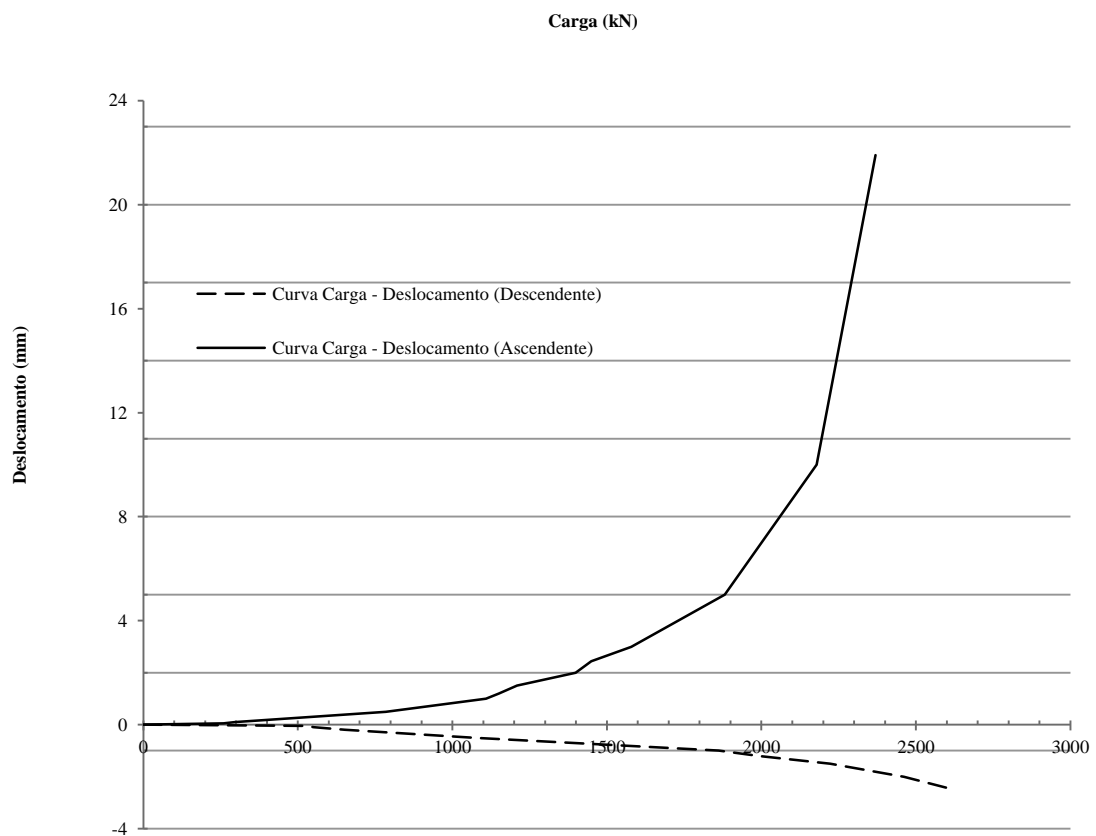


Figura 47: Curvas obtidas a partir de prova de carga estática, realizada pelo método bidirecional – Ensaio PC-34B.

5.3.4 Interpretação da curva carga versus recalque equivalente segundo Silva (1983)

De posse das curvas apresentadas na Figura 47 foi possível obter a curva proposta por Silva (1983). Na Figura 48, a curva equivalente de Silva (1983) é apresentada e interpretada com base nos seguintes critérios: (i) NBR 6122:2010; (ii) Lopes (1979) e (iii) Método proposto na presente dissertação.

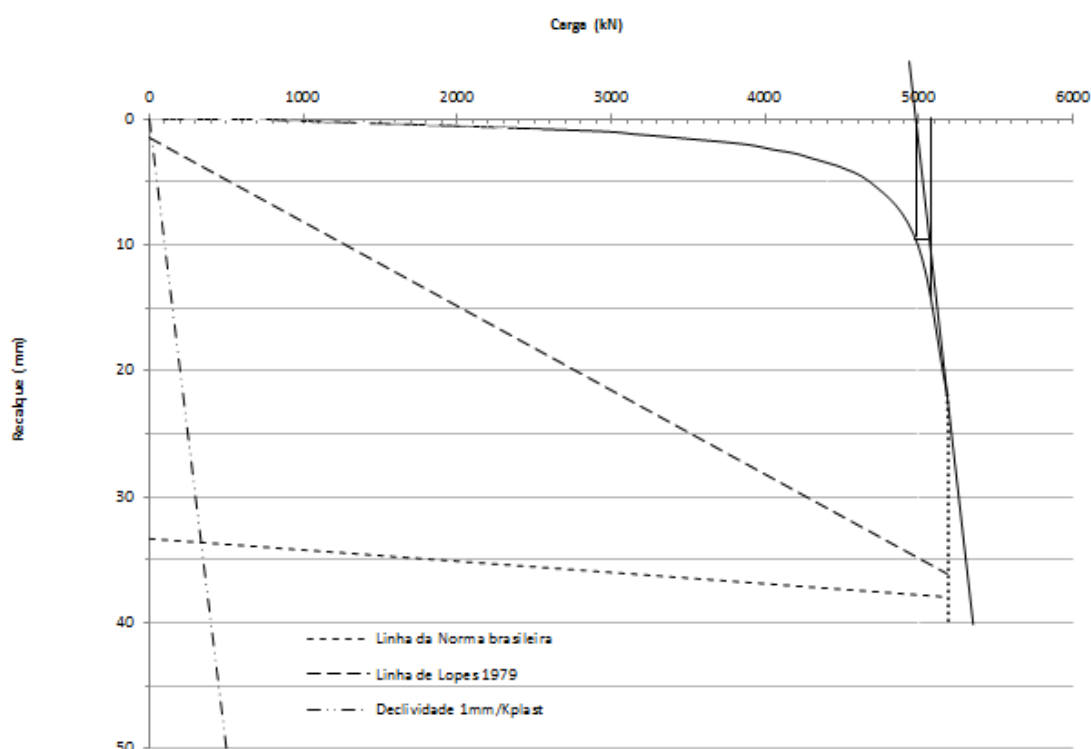


Figura 48: Ensaio PC-34B - Interpretação da curva equivalente segundo Silva (1983).

Na Figura 48, a curva equivalente foi extrapolada seguindo o critério de van de Veen (1953). Deste modo foi possível utilizar o critério proposto pela norma (NBR-6122:2010) e Lopes (1979), que se baseiam no encurtamento elástico da estaca somado a uma parcela do diâmetro da mesma.

A interpretação da curva carga *versus* recalque, obtida pelo procedimento

sugerido por Silva (1983), é realizada também com base no método proposto nesta pesquisa.

5.3.5 Interpretação da curva carga versus recalque equivalente proposta na presente dissertação

Neste item é feita a interpretação da curva carga *versus* deslocamento do ensaio PC-34B obtida a partir do procedimento de construção proposto nesta pesquisa.

A Figura 49 apresenta a curva equivalente proposta, bem como sua interpretação pelos métodos a seguir: (i) o proposto na presente pesquisa, (ii) NBR6122 e (iii) o proposto por Lopes (1979).

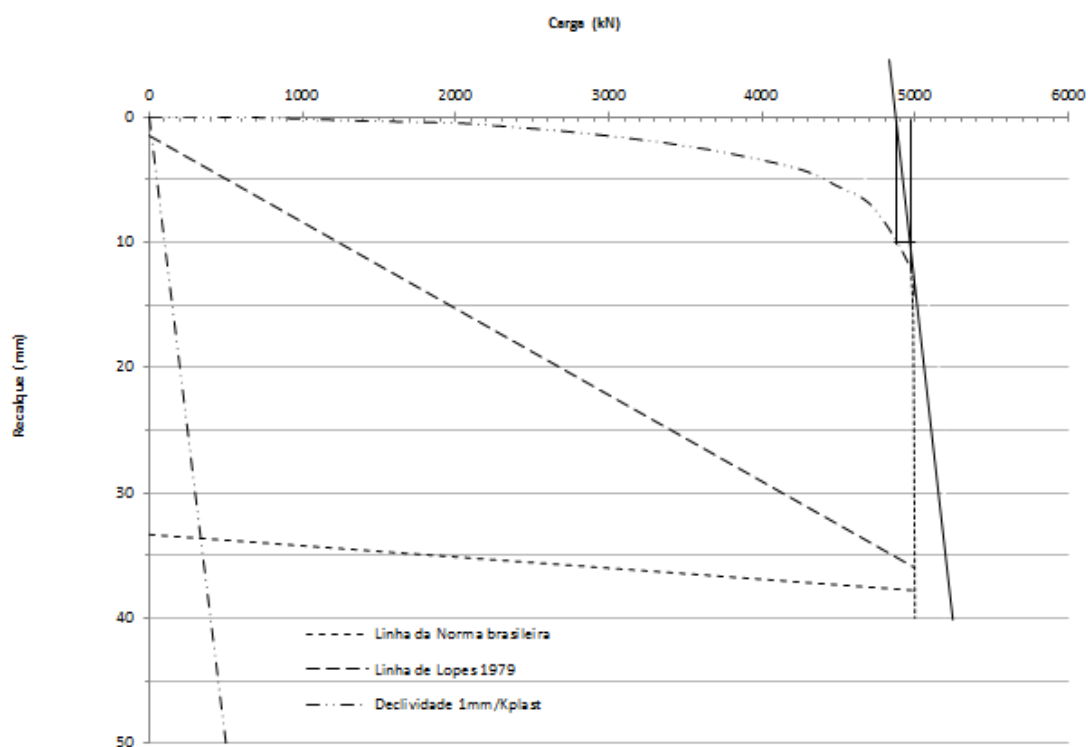


Figura 49: Ensaio PC-34B - Interpretação da curva carga *versus* recalque equivalente segundo presente pesquisa.

Na Figura 49, a curva equivalente foi extrapolada seguindo o critério de van de Veen (1953). Deste modo foi possível utilizar os critérios propostos pela norma (NBR-6122:2010) e por Lopes (1979), que se baseiam no encurtamento elástico da estaca somado a uma parcela do diâmetro da mesma.

A curva carga *versus* recalque equivalente, construída conforme proposto nesta pesquisa, também é interpretada com base no método proposto.

A Tabela 13, resume os resultados obtidos na interpretação do ensaio PC-34B.

Tabela 13: Resultados obtidos para o ensaio PC-34B com base na interpretação das curvas equivalentes segundo Silva (1983) e segundo proposta da presente pesquisa.

Interpretação	Curva de Silva (1983)		Curva de Cruz (2019)	
	Q_{rup} (kN)	r (mm)	Q_{rup} (kN)	r (mm)
NBR6122	5189	38	4490	38
Lopes	Q_{rup} (kN)	r (mm)	Q_{rup} (kN)	r (mm)
	5110	36	5000	36
Método proposto - Cruz (2019)	Q_{rup} (kN)	r (mm)	Q_{rup} (kN)	r (mm)
	5090	14	4990	14

Conforme verificado nas Figuras 48 e 49, assim como na Tabela 13, pode-se observar que o método proposto nesta pesquisa indicou uma carga de ruptura geotécnica convencional similar às cargas obtidas pelos critérios de interpretação que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico acrescido de uma porcentagem do diâmetro da estaca (NBR 6122:2010 e LOPES, 1979), independentemente do tipo de construção da curva carga *versus* recalque equivalente.

5.3.6 Previsão da carga de ruptura por métodos semi-empíricos

Para previsão de carga de ruptura da estaca PC-34B foram utilizados cinco métodos semi empíricos, os quais foram descritos nesta dissertação no item 2.4. Os resultados obtidos, baseados na sondagem mista apresentada no item anterior,

encontram-se na Tabela 14.

Tabela 14: Cargas de ruptura obtidas por diversos métodos semi-empíricos.

PC-34B				
Método	Carga de Atrito Lateral.	Carga de Ponta	Carga Total	Carga de Segurança
	(Q_{al})	(Q_p)	(Q_{rup})	(Q_{rup} / FS)
	kN	kN	kN	kN
Aoki e Velloso (1975)	1164	9948	11112	5556
Decourt e Quaresma (1978 e 1982)	2053	3780	5833	2525
Pedro Paulo Costa Velloso (1981)	2557	2448	5005	2002
Alberto Henriques Teixeira (1996)	2048	6566	8614	3007
Urbano Alonso (1996)	2149	3174	5323	2662
MÉDIA DOS PROCESSOS	1994	5183	7177	3150

5.3.7 Observações finais

A Figura 50 apresenta as cargas de ruptura obtidas por diferentes métodos, utilizando-se curva equivalente segundo Silva (1983) e de acordo com construção proposta nesta pesquisa.

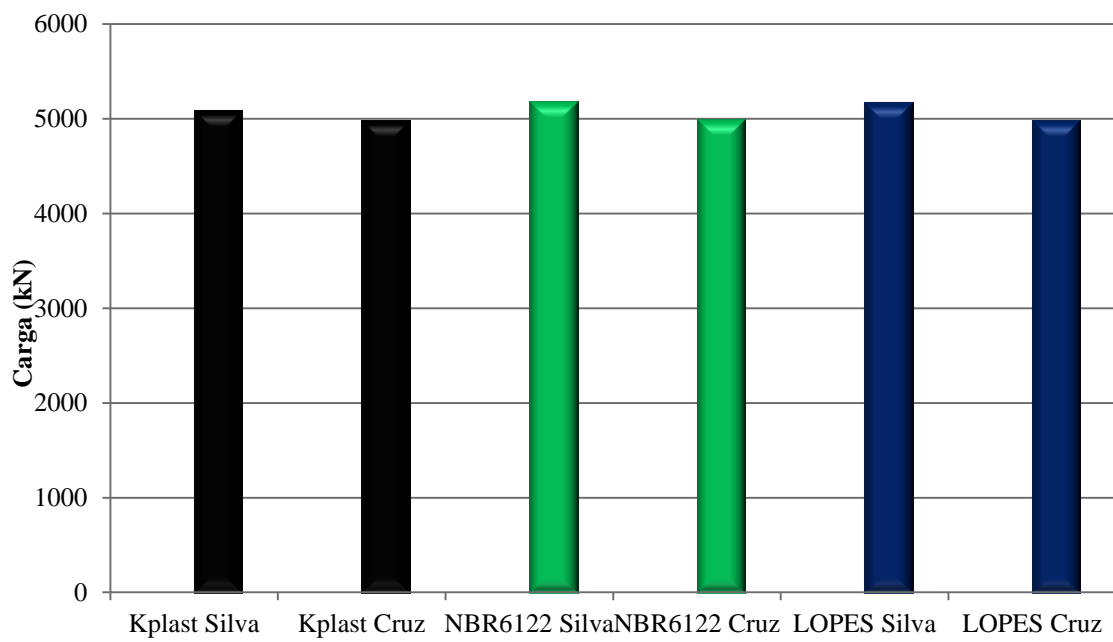


Figura 50; Cargas de ruptura analisadas pelos diferentes tipos de interpretação nas diferentes curvas equivalentes bidirecionais da estaca PC-34B.

6 ANÁLISE DO CONJUNTO DE PROVAS DE CARGA

Nesse capítulo são analisadas as provas de carga, conforme banco de dados do capítulo 5. Os resultados obtidos são apresentados na seguinte sequência:

- 6.1. Rigidez das curvas equivalentes, obtidas por Silva (1983) e conforme construção sugerida na presente pesquisa (Capítulo 3), até a carga de serviço;
- 6.2. Rigidez do trecho plástico para obtenção da declividade da reta tangente ($1\text{mm}/K_{\text{plast}}$) utilizada no método proposto (Capítulo 4);
- 6.3. Comparação da carga de ruptura por dado critério de interpretação, variando-se o método de construção da curva equivalente: Silva (1983) e construção sugerida na presente pesquisa (Capítulo 3);
- 6.4. Comparação das cargas de ruptura obtidas por diferentes critérios de interpretação da curva equivalente construída segundo um dado critério;

6.1 RIGIDEZ DA CURVA EQUIVALENTE ATÉ A CARGA DE SERVIÇO

Nesse item é feita comparação de valores de rigidez (relação carga/deslocamento) até a carga de serviço. Para cada ensaio, os resultados foram obtidos para as duas curvas construídas (Silva e Cruz). Para carga de serviço, adotou-se a carga de ruptura dividida pelo coeficiente de segurança global (usual) 2,0. Os recalques oriundos das duas curvas construídas (segundo Silva e Cruz) foram usados para se obter as rijezas.

6.1.1 Comparação da rigidez na carga de serviço com base na interpretação segundo a NBR6122

As Figuras 51 e 52 apresentam uma comparação entre as rijezas obtidas para estacas escavadas e estacas hélice contínua e ômega, com base na interpretação sugerida pela NBR6122. Pode-se observar uma diferença grande para estacas escavadas e uma maior proximidade para estacas hélice contínua e ômega.

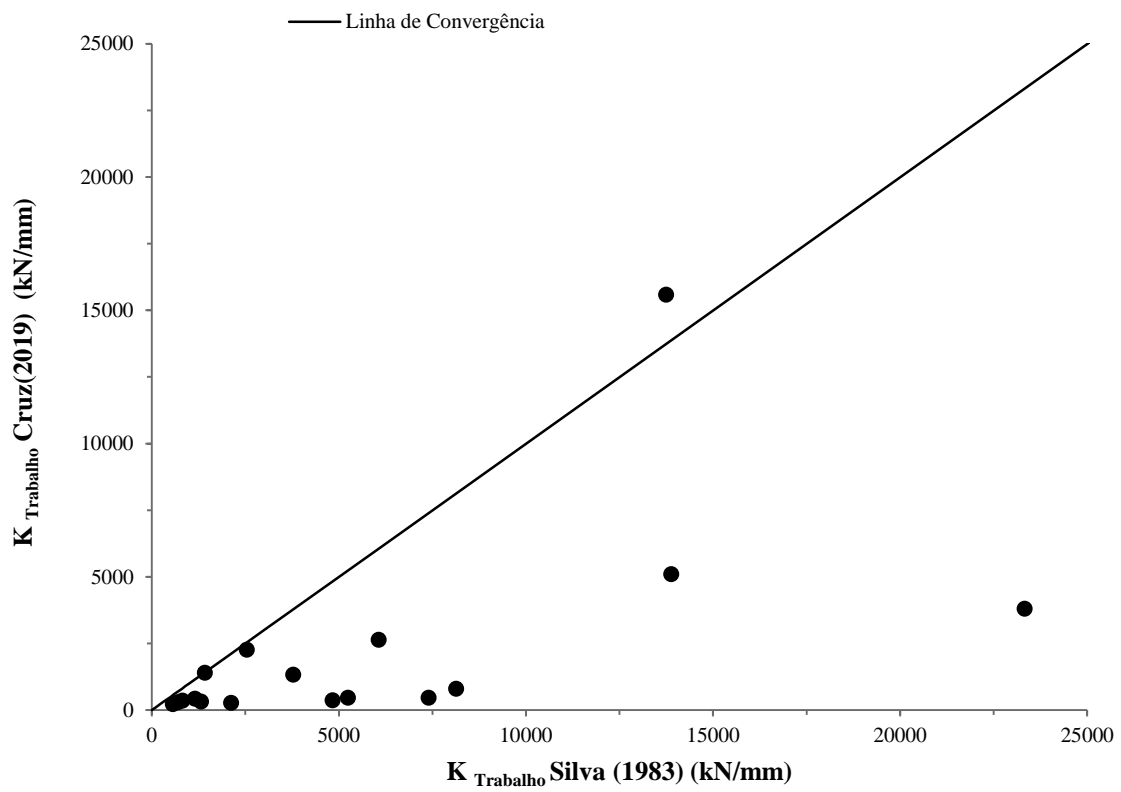


Figura 51: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e presente pesquisa, com base na interpretação sugerida pela NBR6122 - Estacas escavadas.

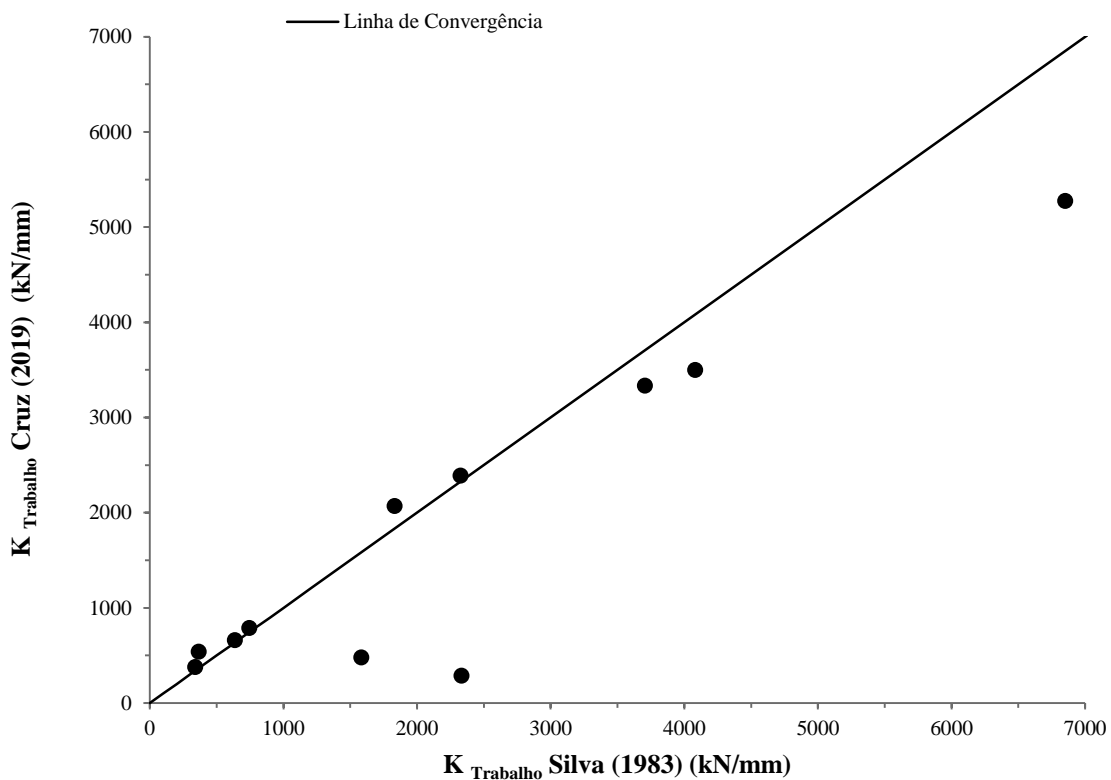


Figura 52: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e Cruz (2019) com base na interpretação sugerida pela NBR6122 - Estacas hélice contínua e ômega.

6.1.2 Comparação da rigidez na carga de serviço com base na interpretação segundo Lopes (1979).

As Figuras 53 e 54 apresentam uma comparação entre as rijezas obtidas para estacas escavadas e estacas hélice contínua e ômega, com base na interpretação sugerida por Lopes (1979). Pode-se observar uma diferença grande para estacas escavadas e uma maior proximidade para estacas hélice contínua, similarmente ao observado no item anterior.

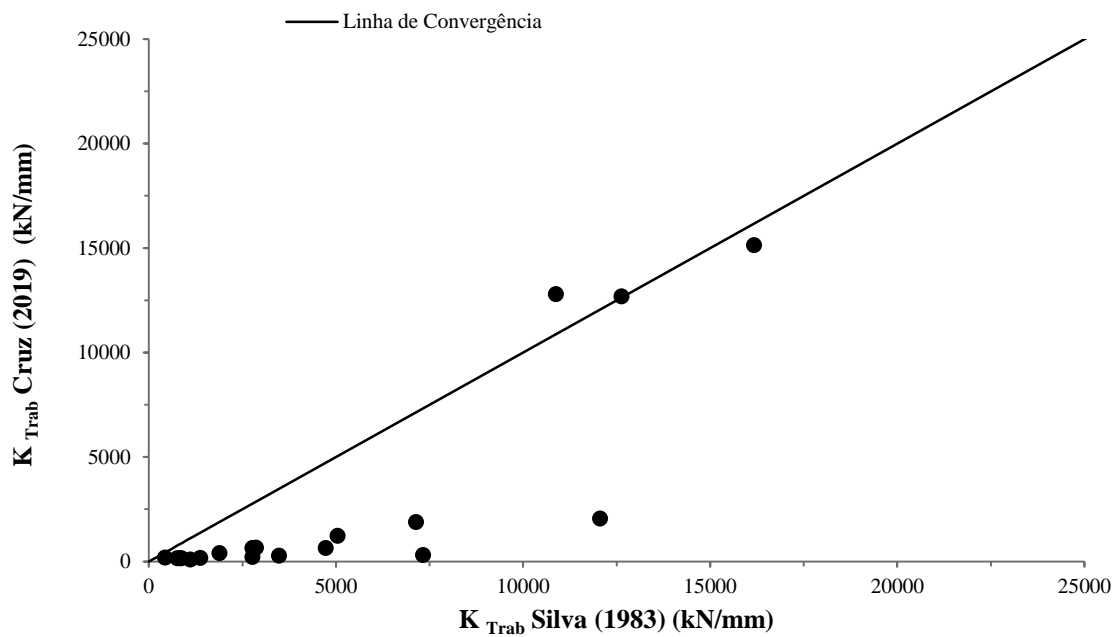


Figura 53: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e presente pesquisa, com base na interpretação sugerida por Lopes (1979) - Estacas escavadas.

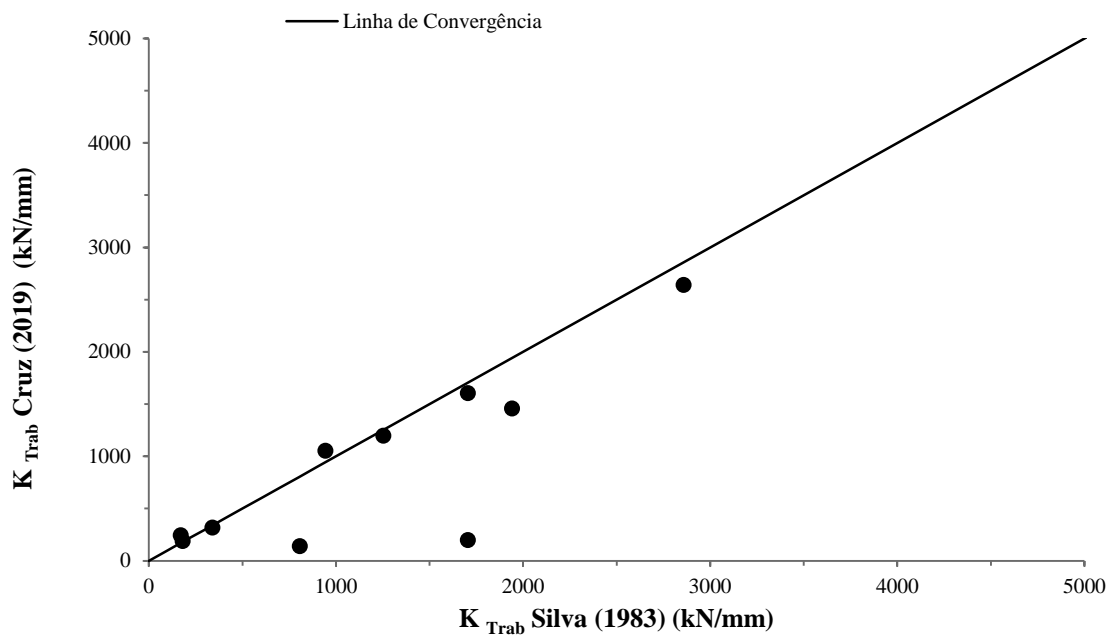


Figura 54: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e Cruz (2019) com base na interpretação sugerida por Lopes (1979) - Estacas hélice contínua e ômega.

6.1.3 Comparação da rigidez na carga de serviço com base na interpretação segundo a metodologia proposta na presente pesquisa.

As Figuras 55 e 56 apresentam uma comparação entre as rijezas obtidas para estacas escavadas e estacas hélice contínua e ômega, com base na interpretação sugerida nesta dissertação (Capítulo 4). Pode-se observar uma diferença grande para estacas escavadas e uma maior proximidade para estacas hélice contínua, semelhantemente ao observado nos itens anteriores.

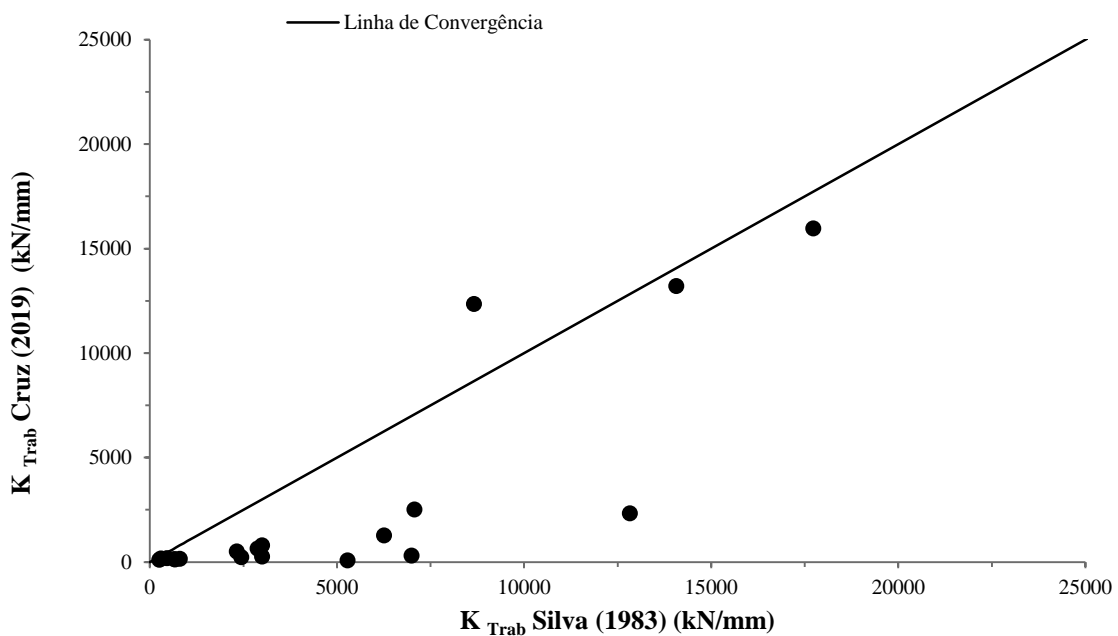


Figura 55: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e presente pesquisa, com base na interpretação sugerida na presente pesquisa - Estacas escavadas.

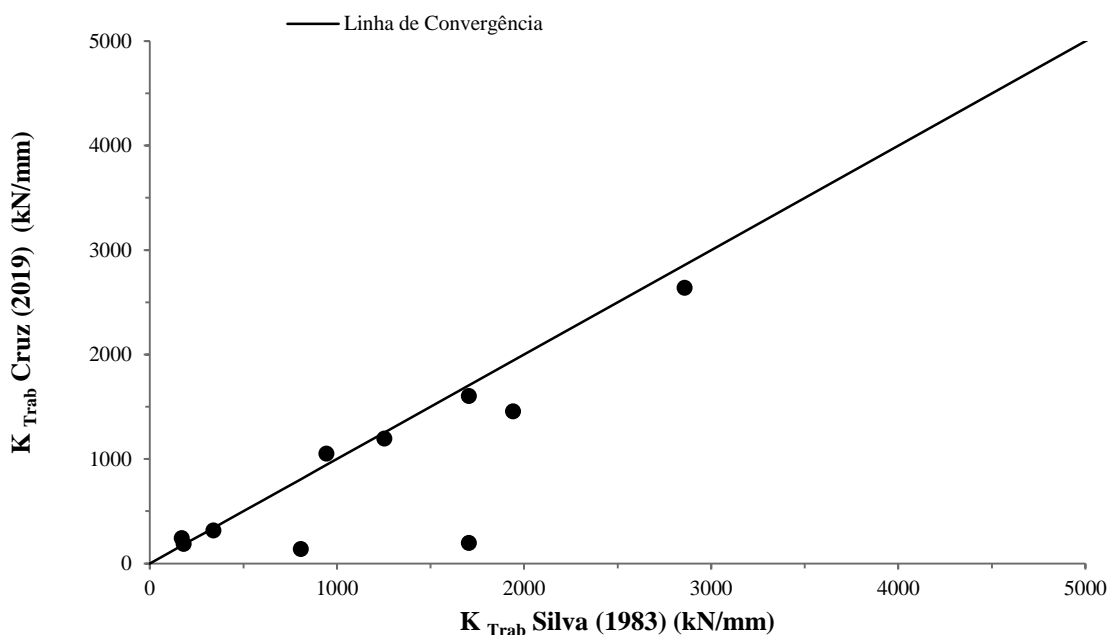


Figura 56: Comparação entre a rigidez até a carga de trabalho pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e Cruz (2019) com base na interpretação sugerida na presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.

6.2 RIGIDEZ DO TRECHO PLÁSTICO (K_{PLAST})

Conforme mencionado no item 4.1.3, a rigidez K_{plast} foi obtida por meio do melhor ajuste à curva carga *versus* recalque equivalente dos ensaios bidirecionais analisados. Essa rigidez é função do tipo e diâmetro da estaca, por exemplo. Neste item são apresentados os resultados obtidos, os quais foram utilizados na determinação do parâmetro K_{plast} .

6.2.1 Obtenção da rigidez K_{plast} pela curva equivalente segundo Silva (1983)

No caso de estacas escavadas (Figura 57), com curva equivalente de Silva (1983), o ajuste aos resultados dos ensaios indicaram rigidez K_{plast} (kN/mm) dada por:

$$K_{plast} = [-0,0006d] + 11,6 \quad \text{[Equação 26]}$$

sendo d o diâmetro da estaca.

Já para o caso de estacas do tipo hélice contínua e ômega (Figura 58), com curva equivalente de Silva (1983), o ajuste aos resultados dos ensaios indicaram rigidez K_{plast} (kN/mm) dada por:

$$K_{plast} = [-0,0018d] + 11,0$$

[Equação 27]

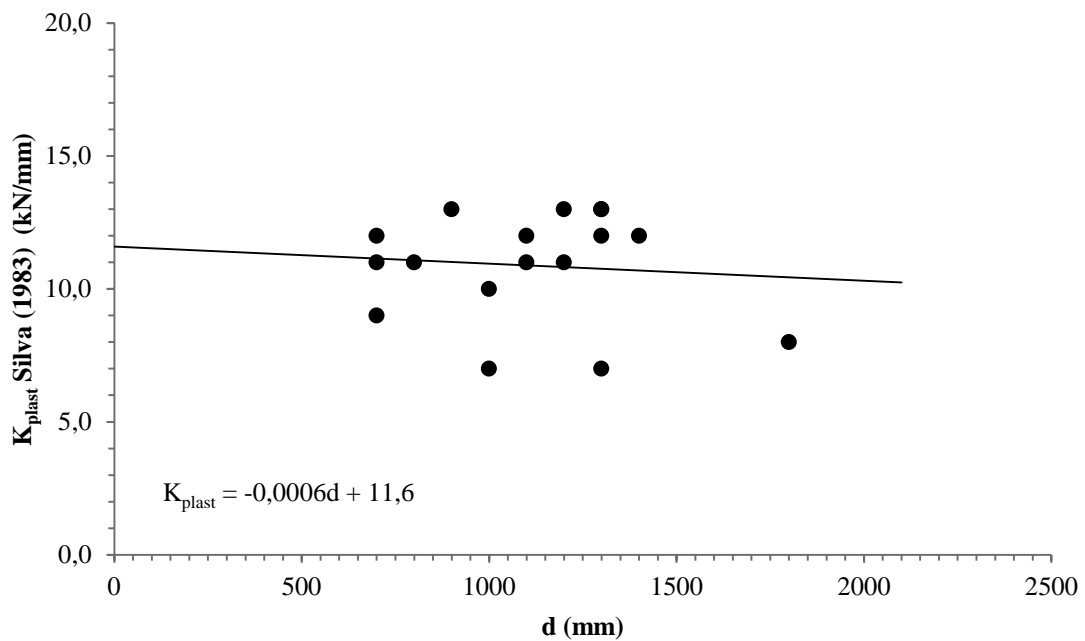


Figura 57: Obtenção da K_{plast} para estacas escavadas utilizando a curva equivalente segundo Silva (1983).

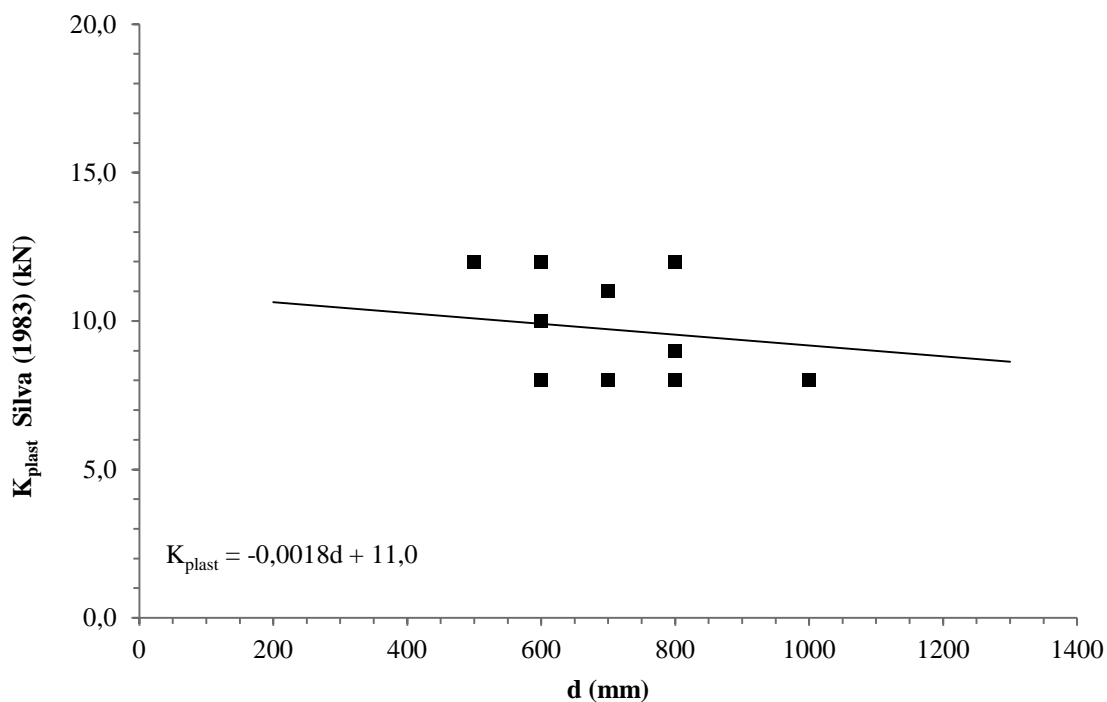


Figura 58: Obtenção da rigidez K_{plast} para estacas hélice contínua e ômega utilizando a curva equivalente segundo Silva (1983).

6.2.2 Obtenção da rigidez K_{plast} pela curva equivalente segundo a presente pesquisa

No caso das estacas escavadas (Figura 59), com curva equivalente obtida de acordo com proposta desta pesquisa (Capítulo 3), o ajuste aos resultados dos ensaios indicaram rigidez K_{plast} (kN/mm) dada por:

$$K_{plast} = [-0,0017d] + 12,2 \quad \text{[Equação 28]}$$

Já para o caso de estacas do tipo hélice contínua e ômega (Figura 60), com curva equivalente obtida de acordo com proposta desta pesquisa (Capítulo 3), o ajuste aos resultados dos ensaios indicaram rigidez K_{plast} (kN/mm) dada por:

$$K_{plast} = [0,0015d] + 8,4 \quad \text{[Equação 29]}$$

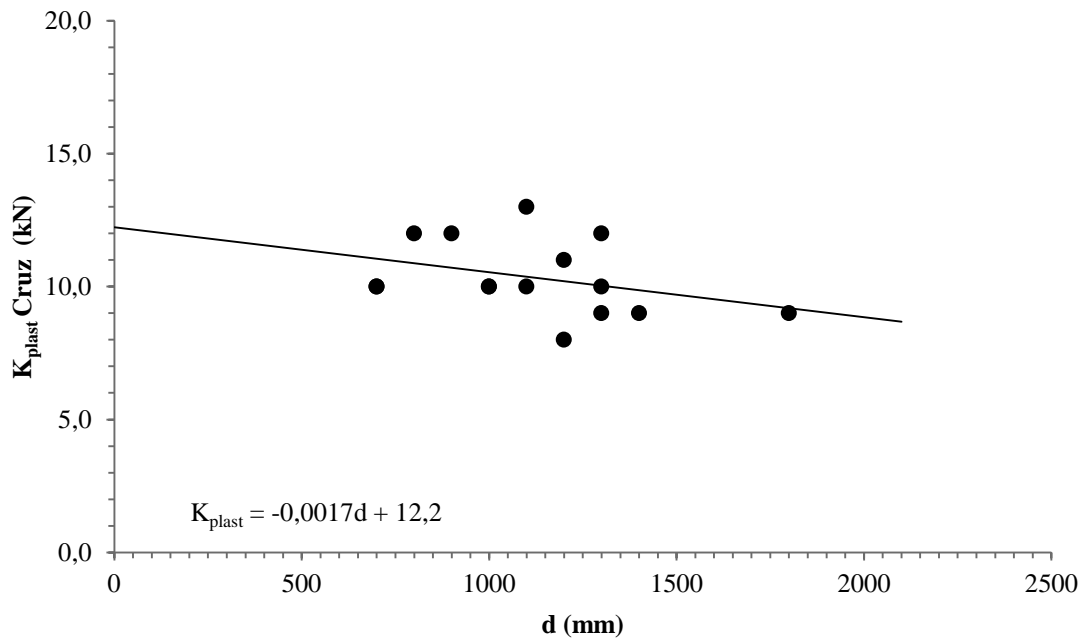


Figura 59: Obtenção do K_{plast} para estacas escavadas utilizando a curva equivalente segundo presente pesquisa.

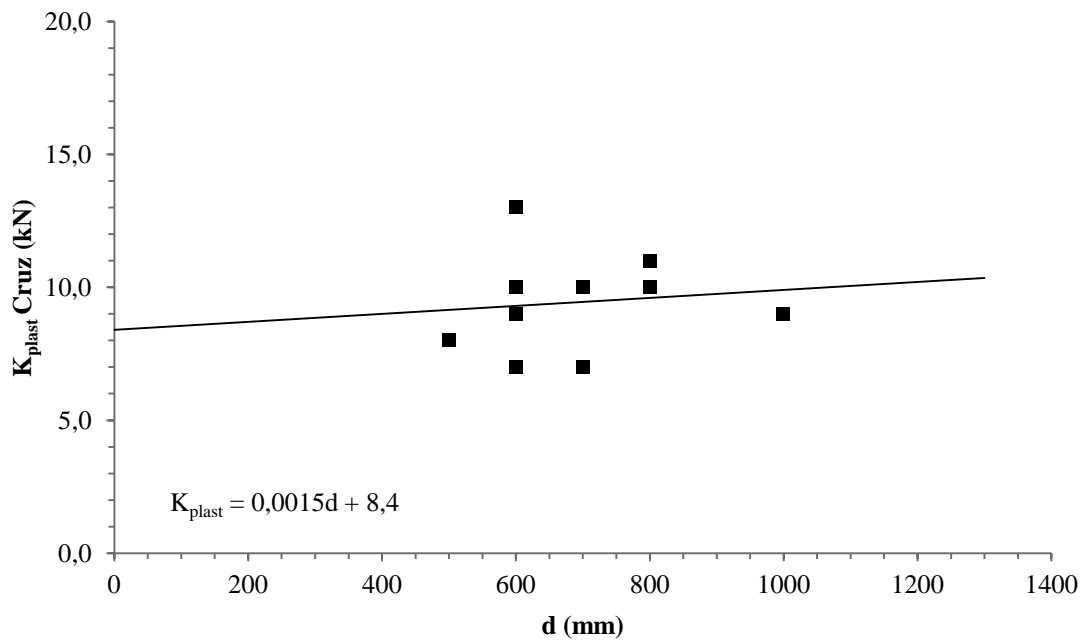


Figura 60: Obtenção da rigidez K_{plast} para estacas hélice contínua e ômega utilizando a curva equivalente segundo a presente pesquisa.

6.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA NA RUPTURA

Uma das propostas sugeridas nesta dissertação trata-se de metodologia para se construir a curva equivalente bidirecional (Capítulo 3). Para validação desta metodologia, quando analisada à luz da capacidade de carga (carga de ruptura) são comparados os resultados baseados nessa nova curva equivalente com os obtidos pela curva segundo Silva (1983), a qual é bastante difundida na prática.

Para estacas escavadas, na Figura 61 é apresentada comparação da capacidade de carga (carga de ruptura) obtida a partir das duas curvas equivalentes (Silva e a curva proposta na presente pesquisa), conforme critério da norma brasileira NBR6122. A Figura 62 mostra comparação similar para estacas hélice contínua e ômega. Pode-se observar que as capacidades de carga obtidas por meio das duas abordagens (construções sugeridas por Silva e por Cruz) são, de uma maneira geral, próximas.

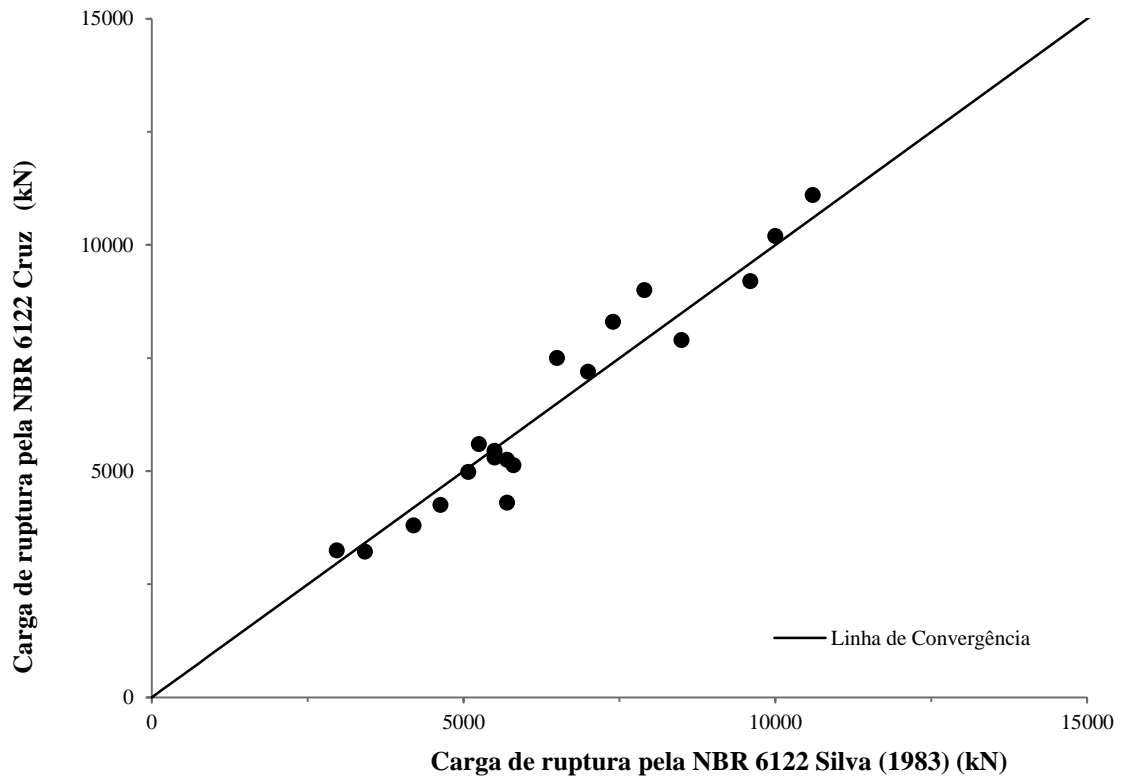


Figura 61: Comparação entre cargas de ruptura obtidas por meio das curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas escavadas.

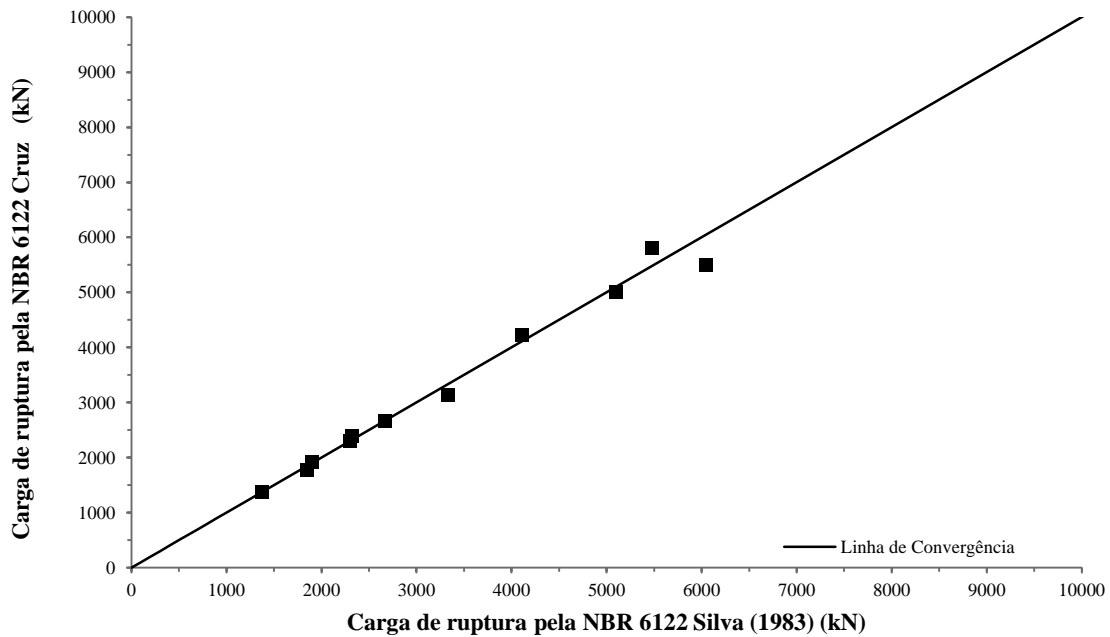


Figura 62: Comparação entre cargas de ruptura obtidas por meio das curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.

Na Figura 63 também é feita comparação de valores de capacidade de carga (carga de ruptura) obtidos com as duas curvas equivalentes (Silva e a curva proposta na presente pesquisa). Neste caso aplicou-se o critério proposto por Lopes (1979). Já a Figura 64 mostra a comparação de resultados obtidos com as duas curvas equivalentes para estacas hélice contínua e ômega. Pode se observar que as capacidades de carga obtidas nas duas construções são, de uma maneira geral, próximas.

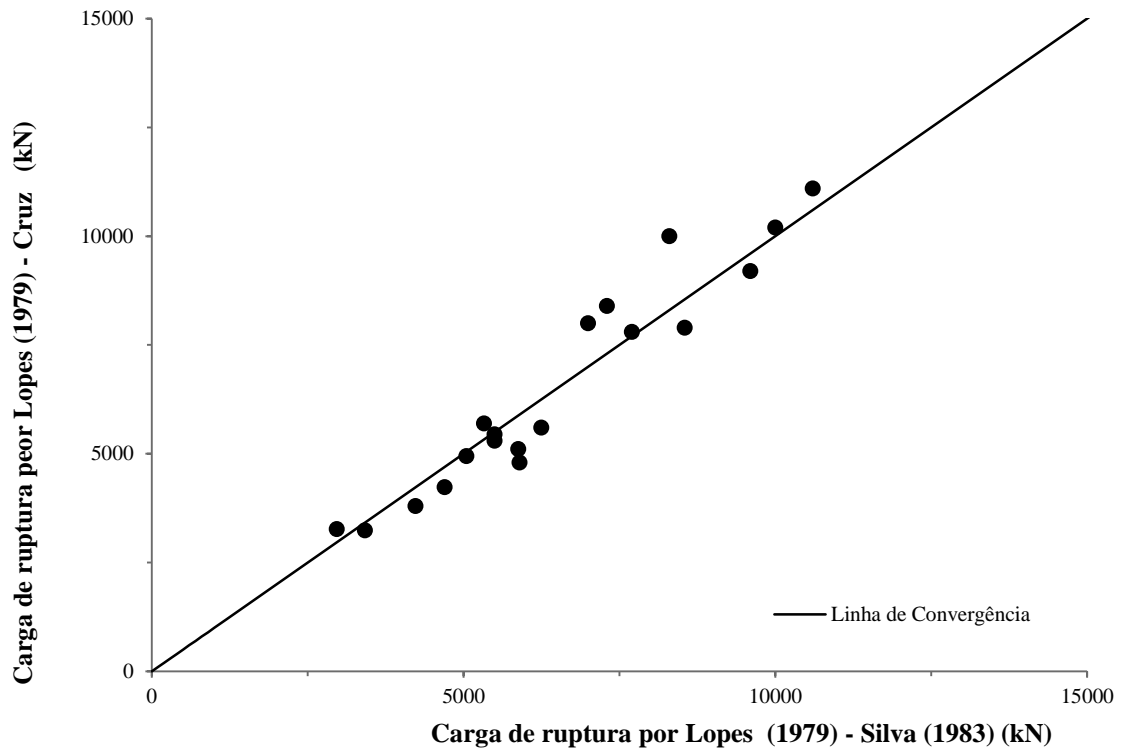


Figura 63: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas escavadas.

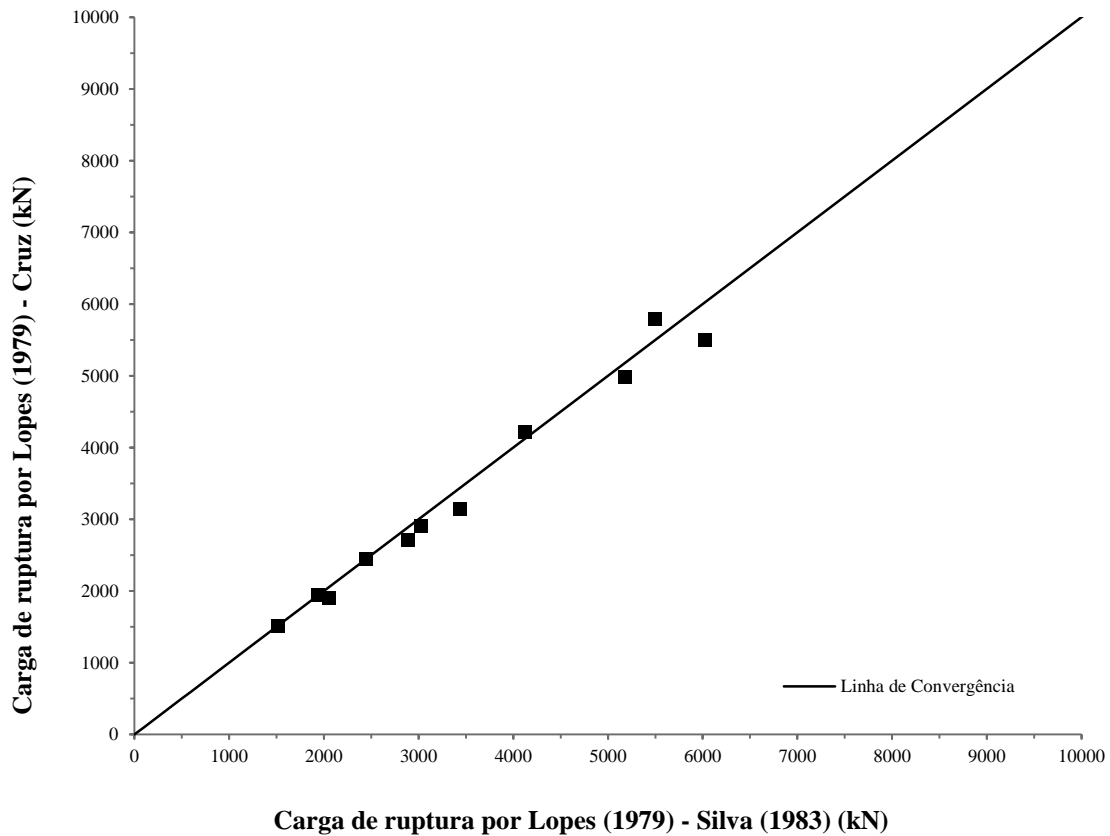


Figura 64: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.

Na Figura 65 é feita uma comparação da capacidade de carga (carga de ruptura) obtida com base nas duas curvas equivalentes (Silva e a curva proposta na presente pesquisa). Adotou-se o critério de interpretação proposto na presente pesquisa (Capítulo 4) para determinação da carga de ruptura. A Figura 66 mostra a comparação para estacas hélice contínua e ômega. Pode se observar que as capacidades de carga obtidas nas duas construções são, de modo geral, próximas.

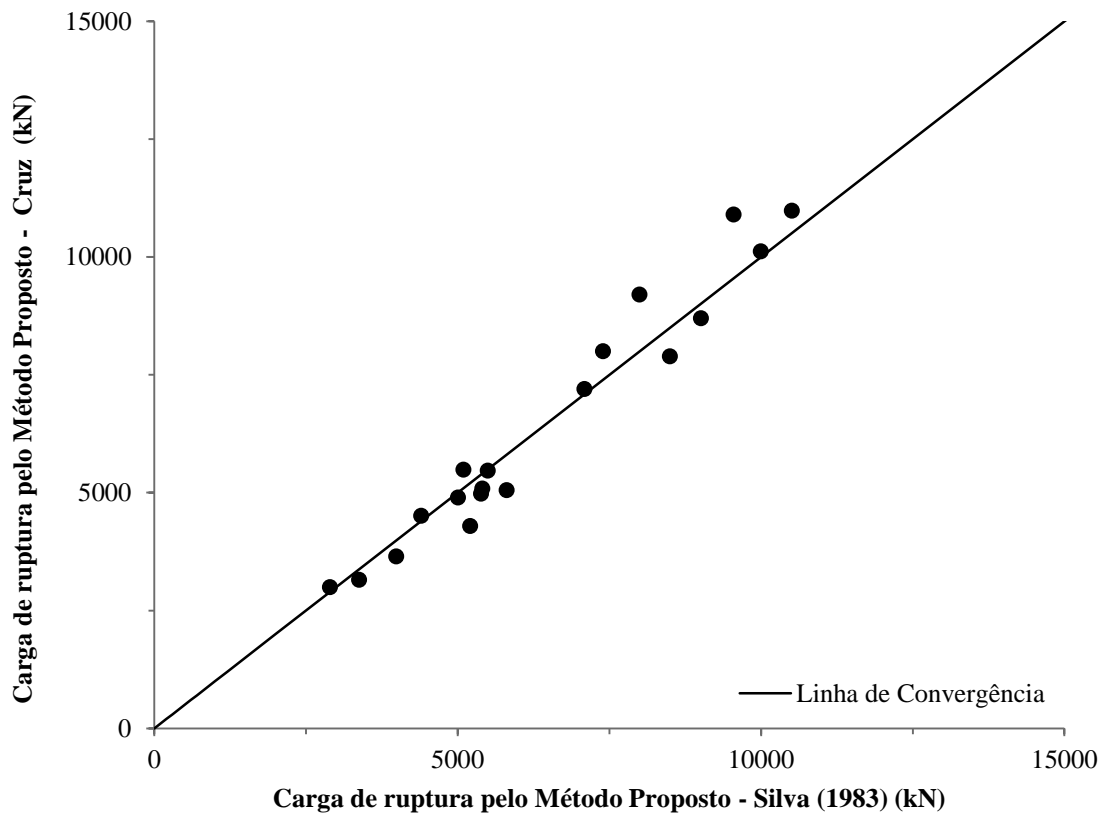


Figura 65: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas escavadas.

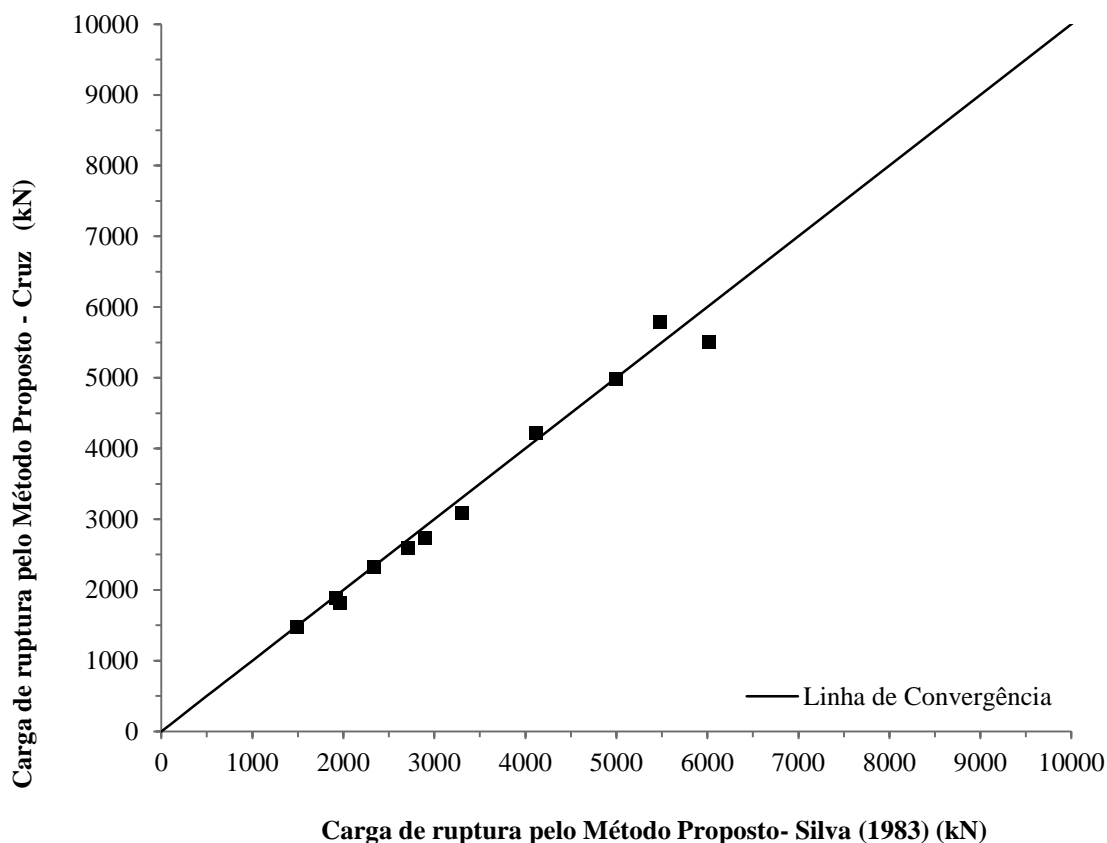


Figura 66: Comparação entre cargas de ruptura indicadas pelas curvas equivalentes de Silva (1983) e da presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.

6.4 CRITÉRIO PROPOSTO NA ATUAL PESQUISA *VERSUS* DEMAIS CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ABORDADOS NESTA DISSERTAÇÃO.

Neste item é apresentada a comparação entre os resultados obtidos na interpretação da curva equivalente bidirecional pelo método proposto (Capítulo 4) com os obtidos pelos demais métodos de interpretação de provas de carga avaliados nesta dissertação.

Conforme demonstrado no item 6.3, as curvas equivalente segundo Silva (1983) e a proposta (Capítulo 3), quando analisadas à luz da capacidade de carga (carga de ruptura), fornecem cargas de ruptura similares, desde que seja utilizado um mesmo critério de interpretação (método proposto no Capítulo 4, NBR 6122 ou LOPES, 1979). Sabendo-se dessa convergência serão apresentadas as comparações efetuadas entre os diferentes métodos de interpretação de provas de carga.

Na Figura 67 é apresentada, para estacas escavadas, a comparação das cargas de ruptura obtidas pelo método proposto no Capítulo 4 e pela norma brasileira NBR6122. Foi utilizada a curva equivalente segundo Silva (1983). Já a Figura 68 mostra comparação similar para estacas hélice contínua e ômega.

Na Figura 69 é feita, para estacas escavadas, a comparação das cargas de ruptura obtidas pelo método proposto no Capítulo 4 e por Lopes (1983). Foi utilizada a curva equivalente segundo Silva (1983). A Figura 70 mostra a comparação para estacas hélice contínua e ômega.

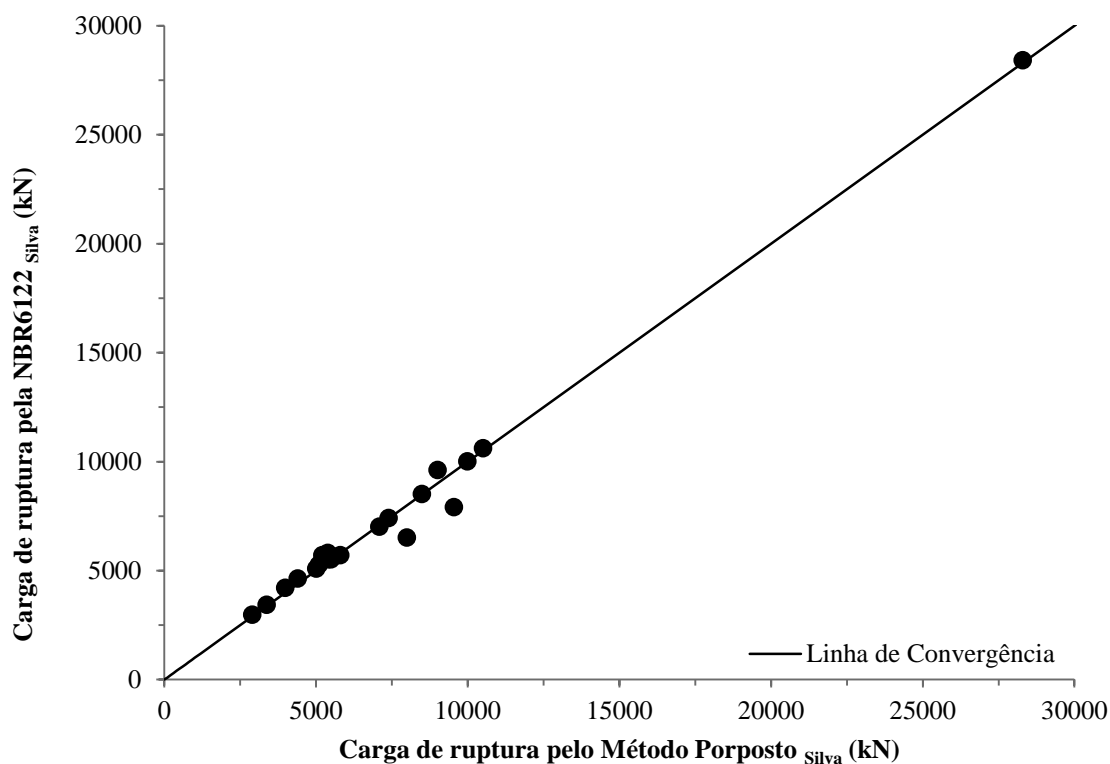


Figura 67: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto pela norma brasileira NBR6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas escavadas.

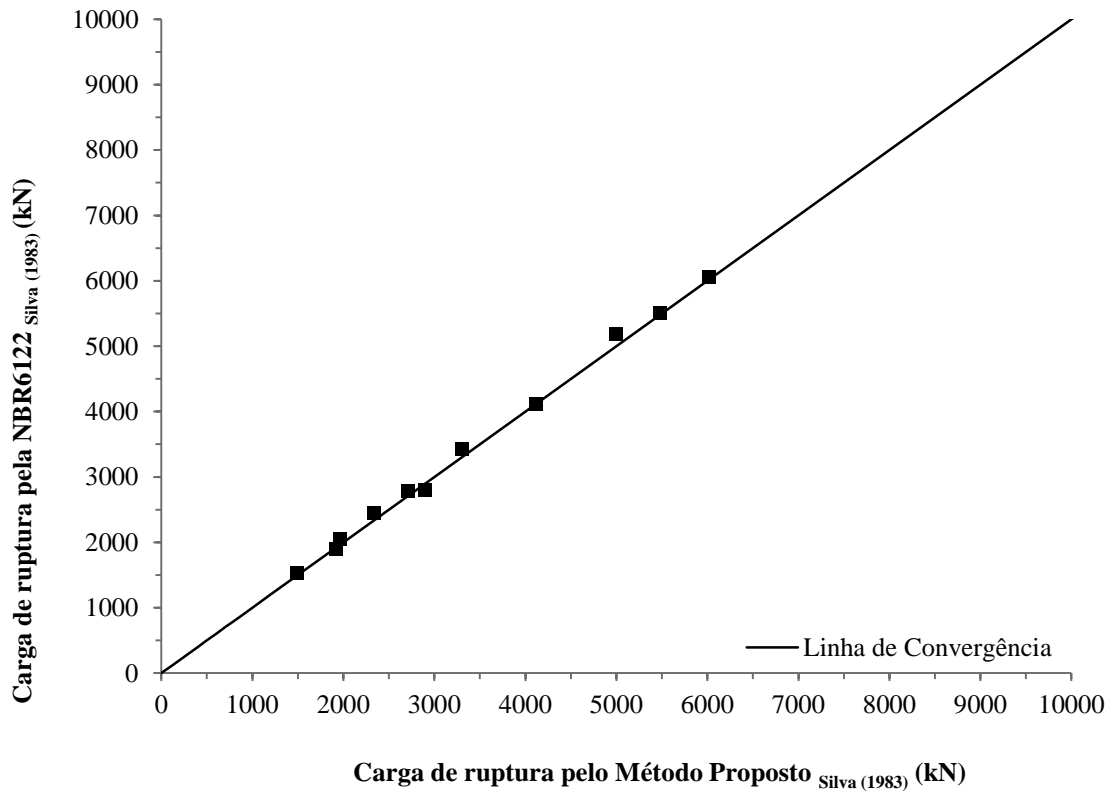


Figura 68: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto pela norma brasileira NBR6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas hélice contínua e ômega.

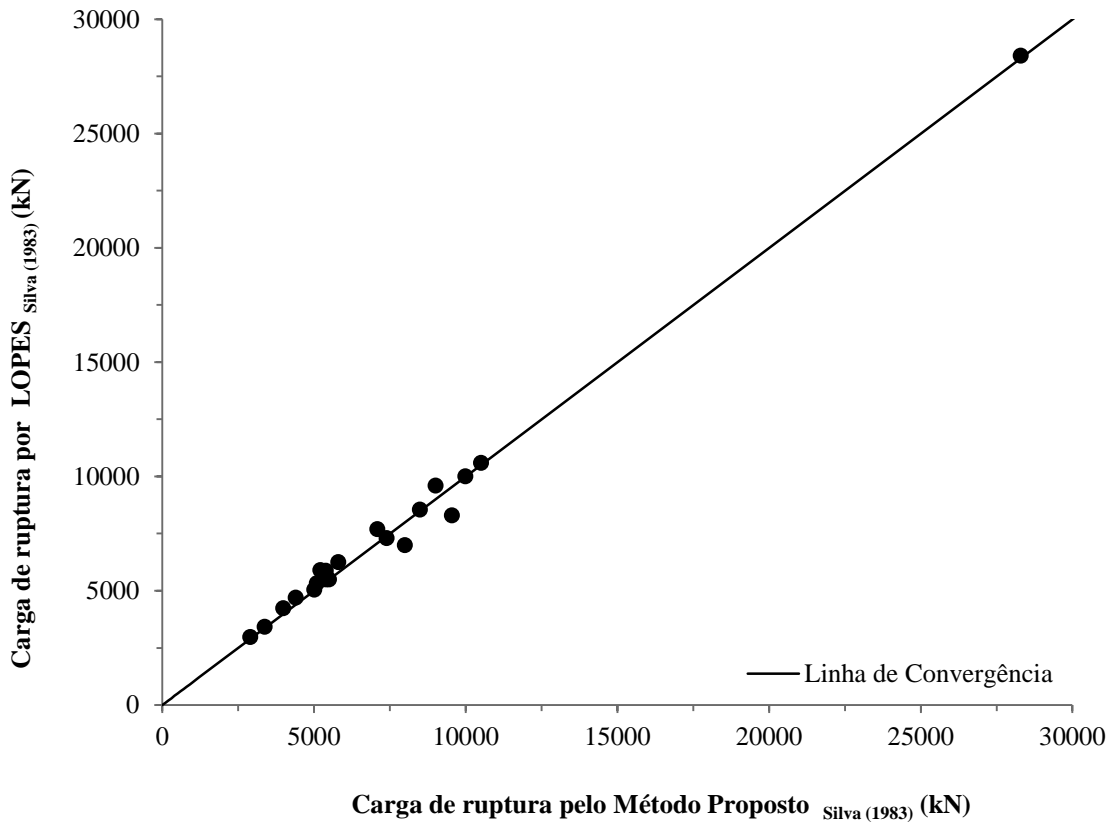


Figura 69: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas escavadas.

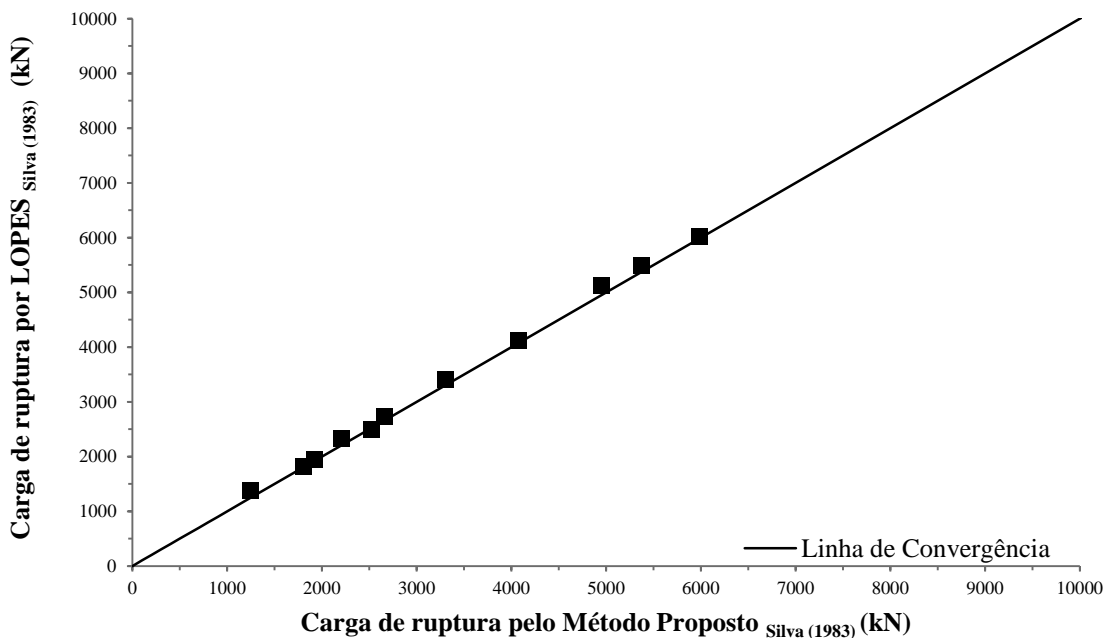


Figura 70: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo Silva (1983) - Estacas hélice contínua e ômega.

Na Figura 71 é apresentada, para estacas escavadas, a comparação das cargas de ruptura obtidas pelo método proposto no Capítulo 4 e pela norma brasileira NBR6122. Neste caso, foi utilizada a curva equivalente segundo proposta apresentada no Capítulo 3. A Figura 72 mostra a comparação para estacas hélice contínua e ômega.

Na Figura 73 é feita comparação, para estacas escavadas, das cargas de ruptura obtidas pelo método proposto no Capítulo 4 e por Lopes (1979). Também é utilizada a curva equivalente proposta na presente pesquisa. A Figura 74 mostra a comparação para estacas hélice contínua e ômega.

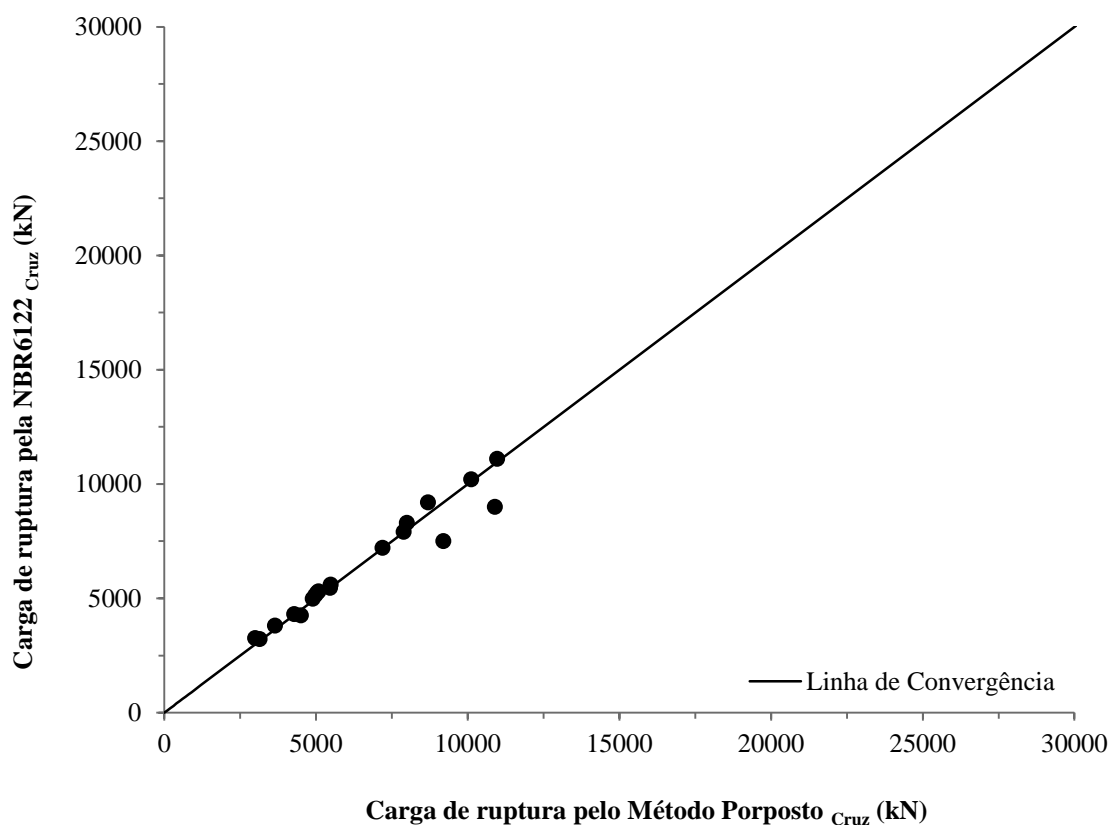


Figura 71: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto NBR6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo a presente pesquisa - Estacas escavadas.

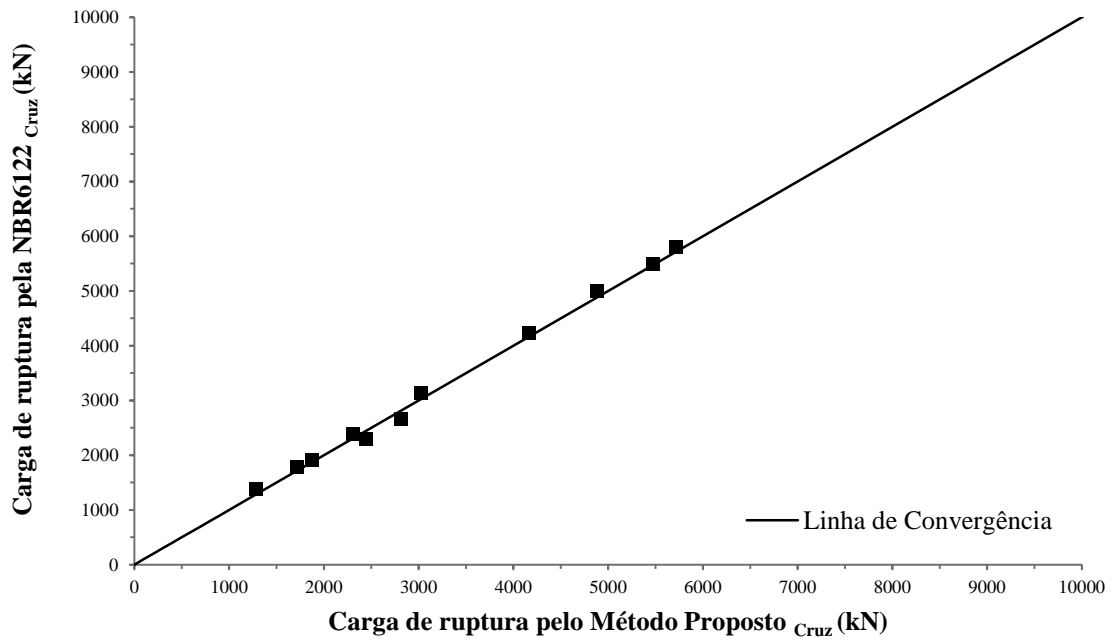


Figura 72: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto pela NBR 6122, utilizando a construção de curva equivalente segundo presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.

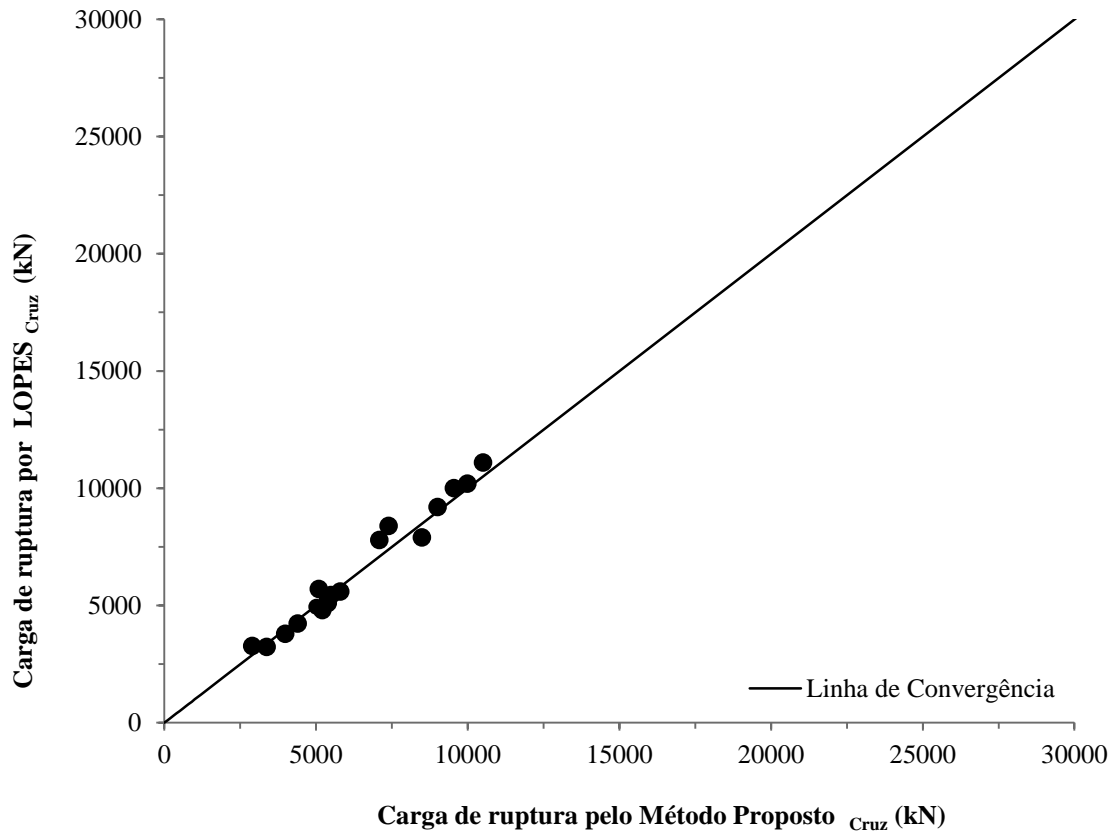


Figura 73: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo a presente pesquisa - Estacas escavadas.

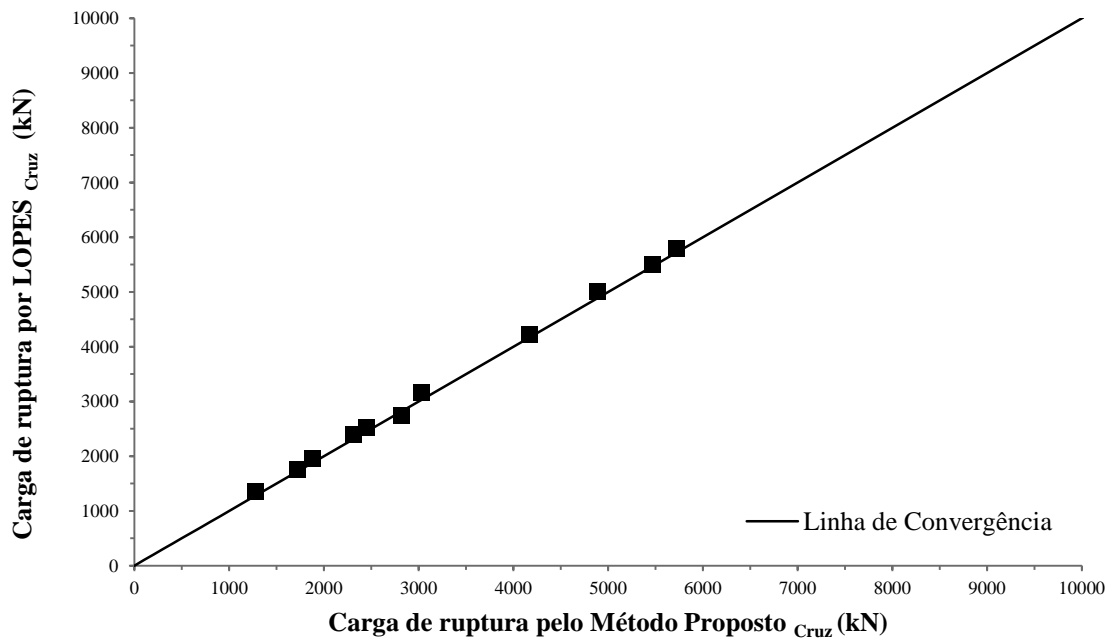


Figura 74: Comparação entre a carga de ruptura obtida pelo método proposto na presente pesquisa *versus* a carga de ruptura obtida com base no critério proposto por Lopes (1979), utilizando a construção de curva equivalente segundo presente pesquisa - Estacas hélice contínua e ômega.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Nesta pesquisa foram apresentadas propostas para construção de curva carga *versus* recalque equivalente a provas convencionais (capítulo 3) e para interpretação da curva carga *versus* recalque com a finalidade de previsão da carga de ruptura das estacas ensaiadas pelo método bidirecional (capítulo 4).

Foram coletadas informações de 53 provas de carga estática, realizadas pelo método bidirecional. O Banco de Dados possui 22 estacas escavadas, 12 Tubulões, 09 estacas hélice contínua, 04 estacas Strauss, 03 estacas de tipos desconhecidos (02 do tipo Tenge e 01 do tipo Kegelbohr), 02 estacas Ômegas e 01 estaca do tipo Raiz. Foram analisados 32 ensaios realizados em estacas escavadas, hélice contínua e ômega. Ensaios em estacas do tipo hélice contínua e ômega foram avaliados conjuntamente.

Serão apresentadas a seguir as principais conclusões da presente dissertação, além de algumas sugestões para futuras pesquisas que poderão trazer contribuições adicionais ao estudo referente à prova de carga realizada pelo método bidirecional.

7.1 CONCLUSÕES

- Prova de carga estática realizada pelo método bidirecional.

Não há dúvidas de que a prova de carga pelo método bidirecional é uma solução interessante do ponto de vista de custos e prazos. No caso de obras portuárias e offshore é, frequentemente, a única solução viável para um ensaio estático em estacas de grande capacidade de carga. Nessas obras, há a opção de ensaios dinâmicos, mas que devem ser correlacionados/complementados com alguns ensaios estáticos.

Para que a prova de carga pelo método bidirecional seja capaz de indicar a capacidade de carga (na ruptura) da estaca ensaiada é necessário, inicialmente, que a célula tenha sido posicionada em um nível tal que a capacidade de carga do segmento

inferior seja próxima da capacidade de carga do segmento superior. O nível da célula é escolhido a partir da estimativa da capacidade de carga (ao longo) do fuste e da base da estaca, um exercício nem sempre trivial. Caso a escolha não tenha sido acertada, a capacidade de carga de um segmento se esgota antes do outro, e a prova se encerra, sendo necessária uma extrapolação da curva que terminou precocemente.

Há um interesse internacional em normatizar a execução e interpretação do ensaio; foi criada, recentemente, a norma norte-americana ASTM D8169 (ASTM, 2018), que detalha o procedimento de ensaio, mas não indica a interpretação. As publicações que tratam desse tipo de ensaio indicam que a interpretação dos resultados deve ser feita pelo contratante e seu(s) consultor(es).

- Proposta de uma nova metodologia para a construção da curva equivalente bidirecional.

A prova de carga realizada pelo método bidirecional fornece diretamente curvas de comportamento dos dois segmentos em que a estaca foi dividida. Se essas curvas indicarem a ruptura, o valor da capacidade de carga total pode ser obtido diretamente pela soma. Já em relação ao comportamento carga *versus* recalque (ou a obtenção do recalque para a carga de serviço) da estaca ensaiada – que representa uma estaca que será, na obra, carregada pelo topo –, a construção das chamadas curvas equivalentes é uma questão controversa. Há a proposta de construção da curva equivalente do criador do ensaio (Silva, 1983) e a construção apresentada, nesta pesquisa, no Capítulo 3. As curvas são diferentes, com a segunda proposta apresentando, na maioria das vezes, uma rigidez menor.

Foi verificada a capacidade de carga (carga de ruptura) pelos critérios da norma brasileira NBR 6122, de Lopes (1979) e o proposto nesta pesquisa (capítulo 4). As curvas construídas pelas duas propostas (Silva e presente pesquisa) forneceram valores próximos de capacidade de carga.

Foram comparadas as rizezas das curvas carga *versus* recalque equivalentes – até a carga de serviço – construídas pelas duas propostas. Há uma diferença considerável, com menor rigidez para a construção proposta na presente pesquisa, principalmente em estacas escavadas.

- Proposta de uma nova metodologia para a interpretação de provas de carga.

Também foi apresentada uma nova metodologia para interpretação de curva carga *versus* recalque, um critério gráfico que se baseia na aplicação de uma regra geométrica à curva. Observou-se similaridade dos resultados obtidos a partir do método de interpretação proposto no Capítulo 4 com os obtidos pela NBR6122 e por Lopes (1979). No caso específico de estacas escavadas, verificou-se diferença nos resultados em função do efeito da rigidez do trecho plástico.

Verificou-se que a variação do coeficiente K_{plast} em relação ao diâmetro e tipo de estaca, de fato, ocorre, no entanto, essa variação é pequena.

Verificou-se que para estacas escavadas o K_{plast} tende a reduzir de valor com o aumento do diâmetro da estaca, independente de tipo de construção da curva.

No caso de estacas do tipo hélice contínua e ômega, o tipo de construção da curva influencia o K_{plast} . Para o banco de dados analisado verificou-se que para curva carga *versus* recalque equivalente segundo Silva (1983), o K_{plast} reduz com o aumento do diâmetro da estaca. Já com a construção de curva equivalente proposta (capítulo 3), o K_{plast} cresce com o aumento do diâmetro da estaca.

Propõe-se, na ausência das equações para definição do K_{plast} , utilizar-se uma declividade padrão de 1mm/10kN. Essa declividade foi considerada adequada, conforme resultados obtidos na utilização do método de interpretação de provas de carga proposto no Capítulo 4.

Burin & Maffei (1989) mostram que o método proposto por Fuller & Hoy (1970) considera uma rigidez no trecho plástico de 7 kN/mm, rigidez esta que se mostra ligeiramente inferior à rigidez proposta na presente pesquisa (10 kN/mm).

7.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Prosseguir os estudos sobre utilização e interpretação dos resultados de provas de carga estática, realizadas pelo método bidirecional de modo a verificar sua aplicabilidade na avaliação de recalques para cargas de serviço. No presente estudo objetivou-se a análise em termos de capacidade de carga.

Ampliação do banco de dados de estacas do tipo hélice contínua para verificar se a influência da rigidez do trecho plástico passa a ser observada.

Verificar a aplicabilidade dos métodos apresentados (Capítulos 3 e 4) para outros tipos de estacas.

Verificar a aplicabilidade do método proposto para interpretação da curva carga *versus* recalque (Capítulo 4) em provas de carga convencionais.

Analisar resultados de provas de carga convencionais e bidirecionais conforme sugestão de Fellenius (2017), com dados obtidos de ensaios realizados em duas etapas de carregamento, a primeira utilizando células expansivas e a segunda, com carregamento convencional no topo da estaca, mas com circuito de fluido aberto, para que o segmento inferior/ponta não seja mobilizado. Essa proposta, entretanto, requer um sistema de reação, aumentando o custo do ensaio.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMENDOLA, C. D. E., 2018, *Influência do modelo de transferência de carga de estacas isoladas na previsão do seu comportamento*. Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, p. 246.

ALONSO, U., 1996, *Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica – Previsão de carga através do ensaio SPT-T*. 3º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, SEFE, São Paulo, Brasil, v.2, p 141-151.

ALONSO, U., Silva, P. E. C., 2000, *Curva de “recalque equivalente” do topo de uma estaca hélice contínua ensaiada com célula expansiva hidrodinâmica (EXPANCELL)*. 4º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, SEFE, São Paulo, Brasil, v.1, p 416-425.

AOKI, N., VELLOSO, D. A., 1975, *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. 5º Proceedings of Panamerican CSMFE., Buenos Aires, Argentina, v.1, p 167-376.

American Society for Testing and Materials – ASTM D8169 / D8169M (2000). *Standard Test Methods for Deep Foundations under Bi-Directional Static Axial Compressive Load*.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM D8169 / D8169M, (2018), *Standard Test Methods for Deep Foundations under Bi-Directional Static Axial Compressive Load.*, Estados Unidos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR6122:2010, Projeto e Execução de Fundações, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR12131:2006, Estacas – Prova de Carga Estática, 2006

BRINCH HANSEN, J., 1963, *Hyperbolic stress-strain response. Cohesive soils.* ASCE, J. SMFD, Estados Unidos, V. 89, SM4, pp. 241-242.

BURIN, S. M., MAFFEI, C. E. M., 1989, *Interpretação de provas de carga axiais em estacas a partir de um modelo físico consistente.* Revista Solos e Rochas, São Paulo, Brasil, V. 12, pp. 3-18.

BUTLER, H. D., HOY, H. E., 1977, *Users manual for the Texas quick-load method for foundation load testing.* Federal Highway Administration, Washington, Estados Unidos, p. 59.

CHIN, F. K., 1970, *Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure.* 2º Proc, Southeast Asia Conf. on Soil Eng, Sudeste Asiático, pp. 81-90.

COSTA NUNES, A.J., FONSECA, A.M.M.C.C., 1959, Estudo da correlação entre o ensaio “diepsondering” e a resistência à penetração do amostrador em sondagens. Relatório interno de Estacas Franki DT 37/59.

CRUZ, F. V. A. S., BASSO, R., BOTTINO, C., 2017, *Análise e Interpretação do Ensaio Bidirecional.* Revista Fundações e Obras Geotécnicas, São Paulo, Brasil, V. 77, pp. 56-64.

DE BEER, E. E., 1967-1968, *Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal,* Annales des Travaux Publics de Belgique, Belgica, n. 6 (1967), n. 1, 4, 5 e 6 (1968).

DE BEER, E. E., 1970, *Proefondervindelijke bildrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal.* Tijdschrift der Openbar Werken van Belgie, Belgica, pp. 6-67 e 1-,4-, 5-, 6-68.

DE BEER, E. E., WALLAYS, M., 1972, *Franki piles with overexpanded bases.* La Technique des Travaux, Paris, França, V. 333, pp. 48.

DAVISSON, M. T., 1972, *High capacity piles*. Proceedings, Lecture series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois, Estados Unidos, , p. 52.

DADA, T. L., MASSAD, F., 2018, *Ensaio bidirecional: Características, interpretações e estudos de casos de estacas moldadas in loco no Brasil*. Revista Geotecnia – Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Portugal, V. 143, pp. 29-54.

DANZIGER, B. R., 1982, *Estudo de correlações entre ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, p. 242.

DECOURT, L., QUARESMA, R., 1978, *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*, 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, CBMSEF, Rio de Janeiro, Brasil, v.1, pp.45-53.

DECOURT, L., 1996, *A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez*, 3º Seminário de Fundações Espaciais, SEFE, São Paulo, Brasil, v.1,p.

DECOURT, L., 2008, *Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que tem dito*, 6º Seminário de Fundações Espaciais, SEFE, São Paulo, Brasil, v.1,p.

FALCONI, F.F., MASET, V.L., 2016, *Análise Prática de Resultados de Ensaios Bidirecionais*, 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Geotécnica, COBRAMSEG, Belo Horizonte, Brasil.

FELLENIOUS, B. H., 1975, *Test loading of piles and new proof testing procedure*, JGED, ASCE, v. 101, n. GT9, p. 855-869.

FELLENIOUS, B. H., 1980, *The analysis of results from routine static loading tests with emphasis on the bidirectional test*. Ground Engineering, Foundation Publishing Ltd., London, 13(6) 19-31.

FELLENIOUS, B. H., 2014, *Analysis of results from routine static loading tests with emphasis on the bidirectional test*. 17º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Goiânia, Brasil.

FELLENIOUS, B. H., 2017, *Basics of foundation design*. RED BOOK, Eletônica Edition, British Columbia, Canadá, pp 8-33 a 8-39.

FRANCISCO, G. M., 2014, *Estudo dos efeitos do tempo em estacas de fundação em solos argilosos*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, p. 211.

FREITAS, A. C., 2014, *Comportamento a tração de estaca-torpedo modelo em argila mole*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, p. 438.

FULLER, F. M., HOY, H. E., 1970, Pile load tests including quick-load test method, conventional methods and interpretations. HRB 333, PP 78-86.

GODOY, N. S., 1983, *Interpretação de provas de carga em estacas*. In: Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas pré-moldadas, São Paulo. p. 25-60.

GOMES, M.C.V., VELLOSO, D.A., 2000, *Avaliação da carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla*. Seminário de engenharia de fundações especiais – SEFE IV, São Paulo, v.2, p.315-330.

HECKESHER, S. D., FREITAS, A. C., 2018, *Metodologia executiva de prova de carga estática em estaca moldada no local, utilizando célula expansiva hidrodinâmica, em obra near shore*. 10º Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, CBPE, Rio de Janeiro, Brasil.

HECKESHER, S. D., FREITAS, A. C., 2018, *Metodologia executiva de prova de carga estática em estaca moldada no local, utilizando célula expansiva hidrodinâmica, em obra near shore*. 10º Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, CBPE, Rio de Janeiro, Brasil.

LAPROVITERA, H., 1988, *Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, p. 213.

LEONARDS, G. A . AND LOVELL, D., 1979, *Interpretation of Load Tests in High Capacity Driven Piles*. Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., ASTM, P. 388-415.

LOPES, F. R., 1979, *The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method*, PhD Thesis - University of London, London.

MAGALHÃES, C. M., 2010, *Estudo Comparativo Por Análise Computacional De Fundações Constituídas Por Diferentes Elementos Metálicos Em Aço*. Universidade Federal de Minas Gerais. Dissertação (mestrado). Belo Horizonte. 2010.

MALACHIAS FILHO, C. A., RESENDE, A. S., PORFÍRIO, W. A., BEIM, J. W., ARAÚJO, S. P. M., 2017, *Detecção de patologia em estacas moldadas in loco com*

fluido estabilizante através de ensaios de desempenho (bidirecional e ensaio de carregamento dinâmico) e controle de integridade (crosshole) e avaliação dos tratamentos definidos. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, São Paulo, v.83, pp 40-51.

MASET, V.L., FALCONI, F.F., HACHICH, W.C., 2016, *Interpretação de Resultados de Ensaios Bidirecionais*, 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Geotécnica, COBRAMSEG, Belo Horizonte, Brasil.

MASSAD, F., 1995, *Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses*. X Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, v.II:1199-1210.

MASSAD, F. & LAZO G., 1998, *Graphical method for the interpretation of the load-settlement curve from vertical load tests on rigid and short pile*. XI Brazilian Congress on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol . 3, pp. 1407-1414, Brasília, Brazil (In Portuguese).

MASSAD, F., (2015), *Bidirectional Test With Use Of Hydrodynamic Cell - Testing And Its Interpretation*. 8º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, SEFE, São Paulo, Brasil, v.II:1199-1210.

MELO, B. N., 2009, *Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito da rigidez*. Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP, Campinas, Brasil, pp. 209.

MEYERHOF, G. G., 1956, *Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 82, , pp. 1-19

MELO, B. N., 2009, *Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito da rigidez*. Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP, Campinas, Brasil, pp. 209.

MONTEIRO, P. F., (1997), *Capacidade de carga de estacas – Método Aoki-Velloso*. Estacas Franki – Relatório.

NIYAMA, S., 2010, *Ensaio de carregamento dinâmico (Prova de carga dinâmica)*. Disponível em <http://docplayer.com.br/53039951-Sussumu-niyama-dr-eng.html>, acesso em jan. 2019.

OSTERBERG, J., 1989, *New Load Cell Testing Device*. Proceedings - 14th Annual Conference, Deep Foundations Institute. (pp. 17-28).

PEREIRA, M.V., PINTO, S.E.L., BRAGANÇA, H.F., VELLOSO FILHO, S.M.P., 2016, *Análise de Prova de Carga Bi-Direcional em Estaca Hélice Contínua na Região Metropolitana de Belo Horizonte/MG*, 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Geotécnica, COBRAMSEG, Belo Horizonte, Brasil.

RAMBO, L.H., AGUIAR, M.F.P., MENDES, G.C.M., OLIVEIRA, F.H.L., 2018, *Verificação da Eficiência de Métodos Semi-Empíricos na Estimativa de Carga Usando Prova de Carga Bidirecional em Estacas Hélice Contínua*, 19º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Geotécnica, COBRAMSEG, Salvador, Brasil.

RESENDE, A.S., GIAFORTE, S., PINHEIRO, J.A., GOLOMBEK, M., 2018, *Apresentação de resultado recorde em ensaio bidirecional, provas de carga com células expansivas*, 19º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Geotécnica, COBRAMSEG, Salvador, Brasil.

SCHMERTMANN, J. H. AND HAYES, J. A., 1997, *The Osterberg cell and bored pile testing – a symbiosis*. Proceedings, 3rd IGEC, Cairo, Egypt.

SESTREM, L. P., 2018, *Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, p. 256.

SILVA, P. E. C. A F., 1983, *Célula expansiva hidrodinâmica - uma nova maneira de executar provas de carga*. Publicação independente, Belo Horizonte, Brasil, 106pp.

SOUZA, M. M., 2018, *Contribuição ao estudo da capacidade de carga de ponta de estacas hélice contínua*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, p. 181.

TEIXEIRA, A. H., 1996, *Projeto e execução de fundações*. 3º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, SEFE, São Paulo, Brasil, v.1, p 416-425.,

VAN DER VEEN. C., 1953, *The bearing capacity of a pile*, Proceedings. 3rd. ICSMFE, Zurich, vol. 2, pp. 84-90.

VARGAS, M., 1990, *Provas de carga em estacas. Uma apreciação histórica*. Revista Solos e Rochas, São Paulo, Brasil. v.3, pp. 3-12.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., 2010, *FUNDAÇÕES: Fundações Profundas. Volume 2.: Oficina de Textos, Nova Edição.* São Paulo, Brasil.

VELLOSO, P. P. C., 1981, *Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo.* Publicações – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

VESIC, A. S., 1975, *Principles of pile foundation design.* Soil Mechanics Series n. 38, Duke University; School of Engineering.

ANEXO 1

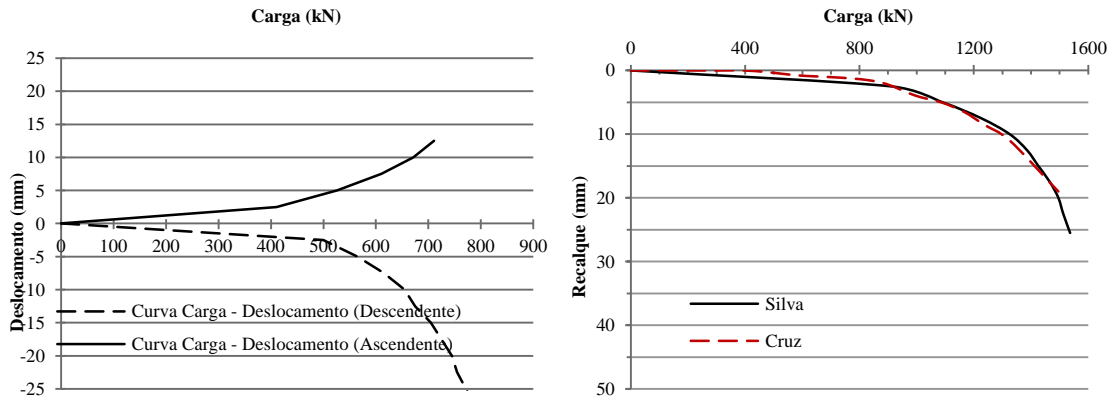


Figura 75: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca ômega PC-01B e (b) Curvas carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

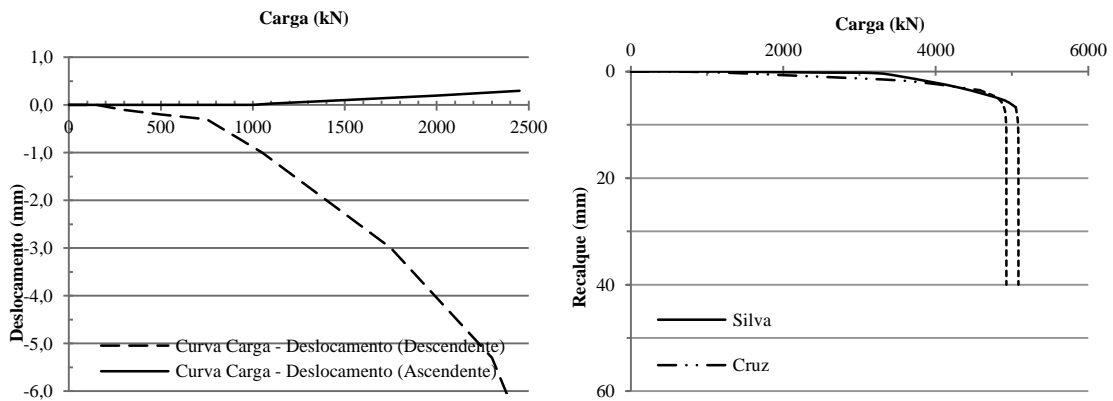


Figura 76: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-02B e (b) Curvas carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

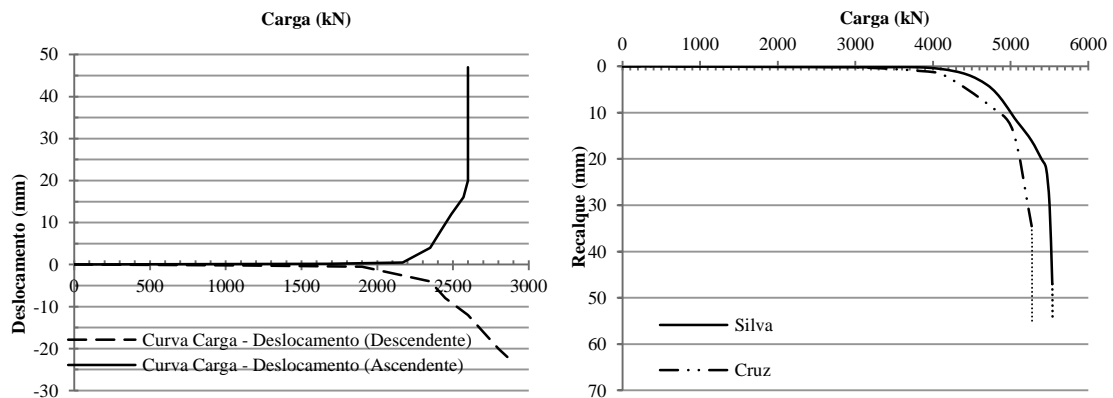


Figura 77: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-06B e (b) Curvas carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

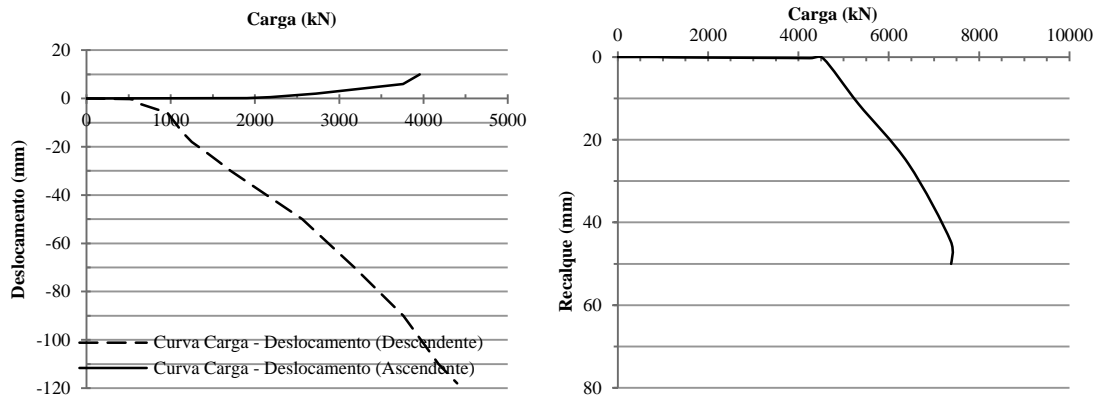


Figura 78: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-09B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) – Não foi possível construir a curva proposta pela presente pesquisa.

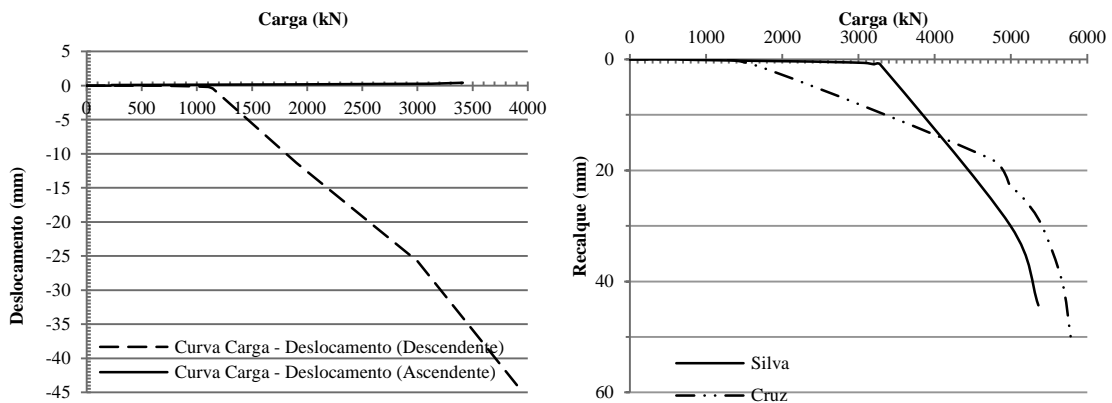


Figura 79: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-10B e (b) Curvas carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

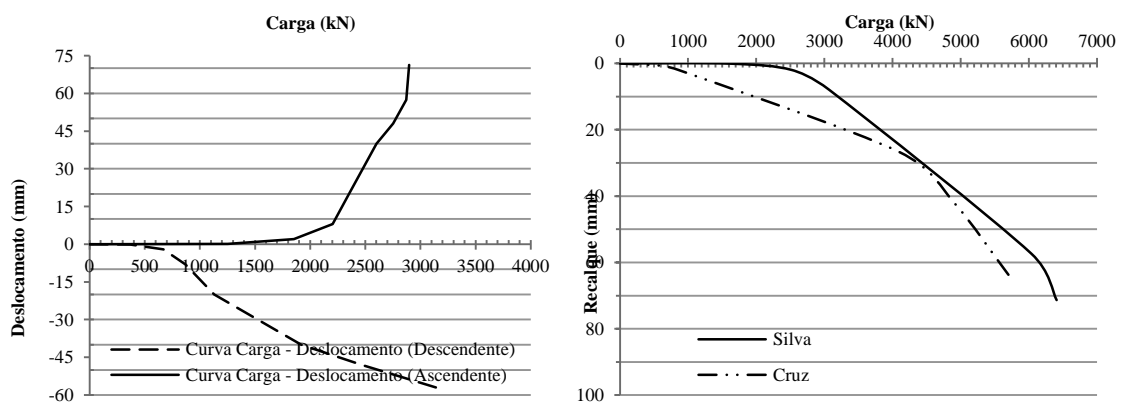


Figura 80: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-12B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

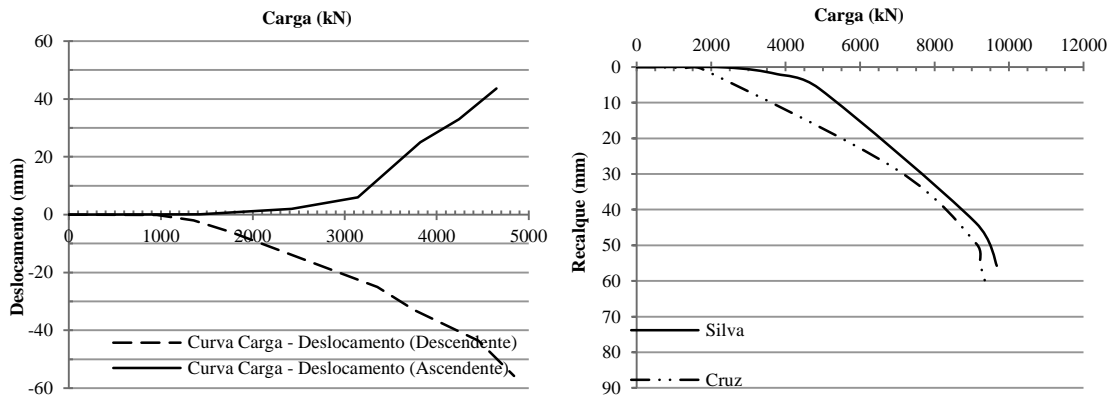


Figura 81: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-13B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

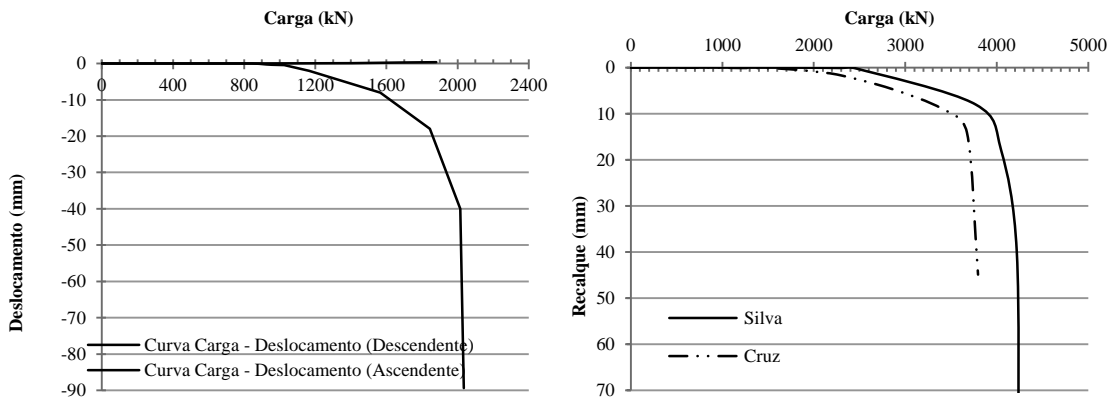


Figura 82: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-14B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

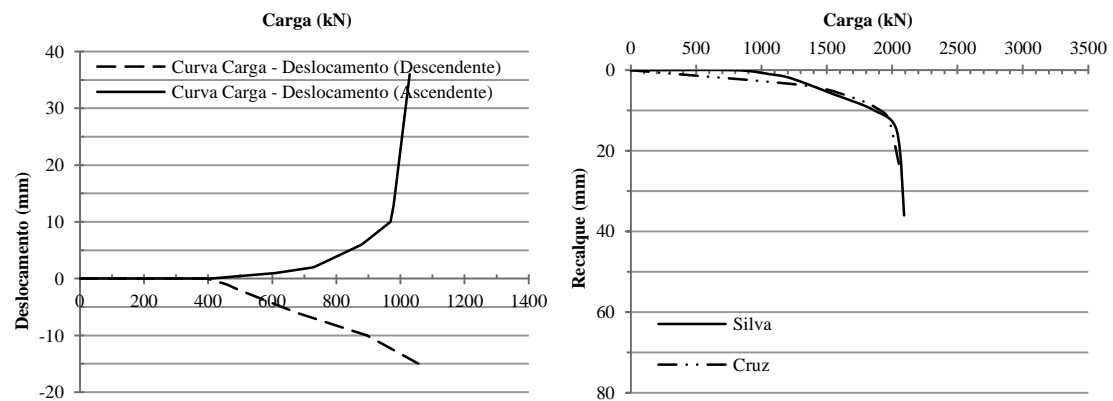


Figura 83: Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-18B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

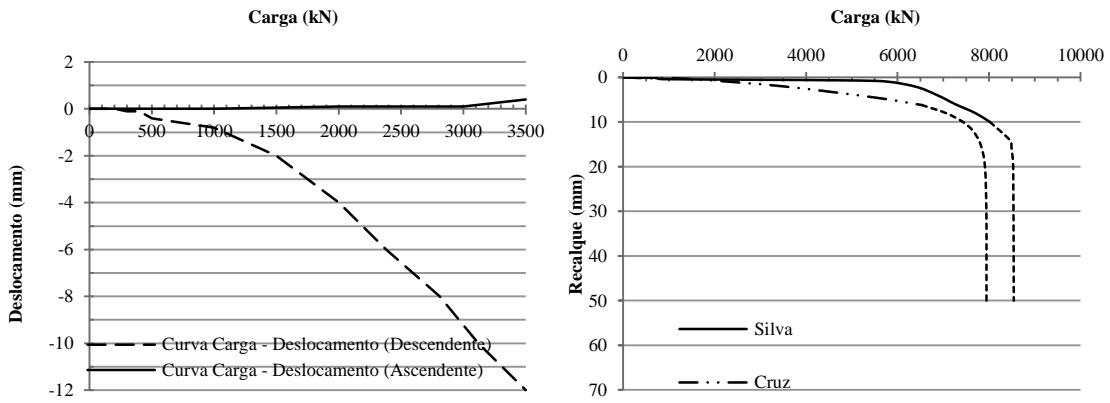


Figura 84: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-19B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

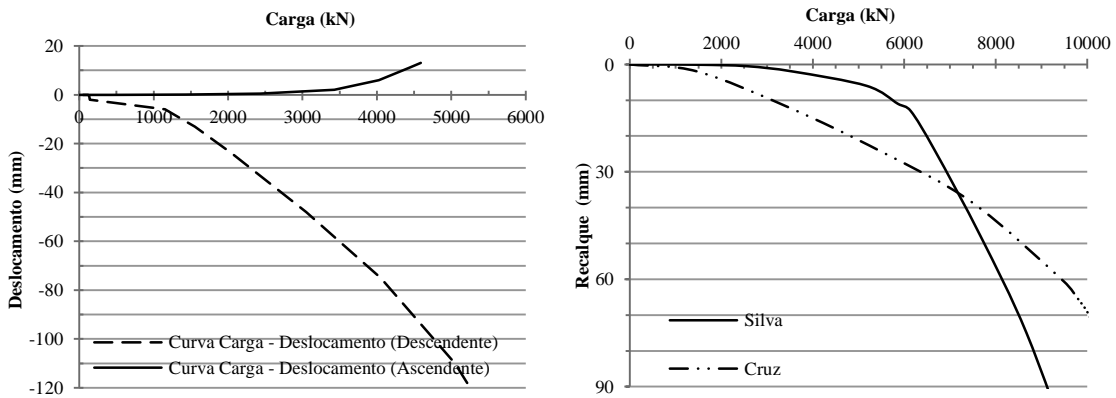


Figura 85: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-20B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

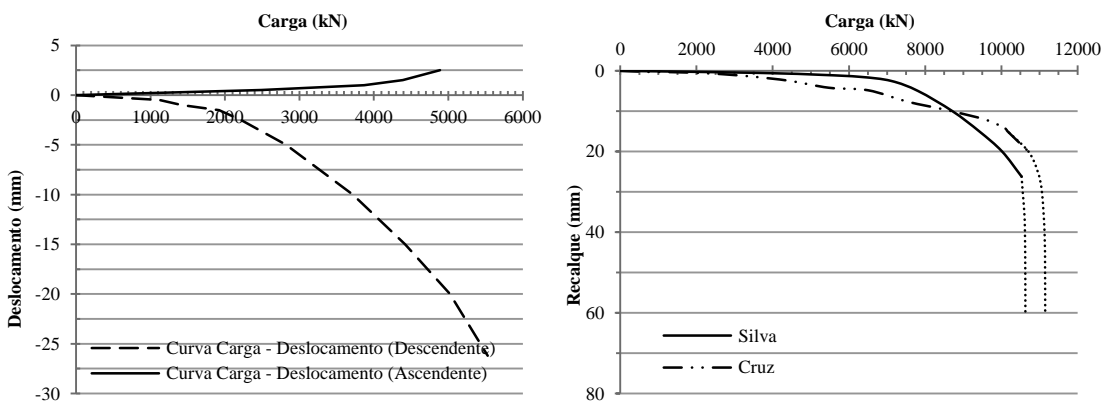


Figura 86: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-21B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

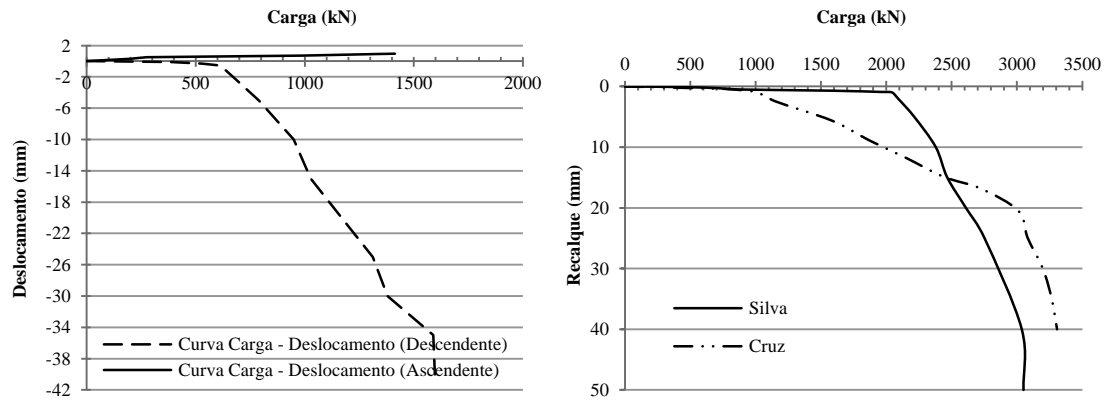


Figura 87: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-23B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

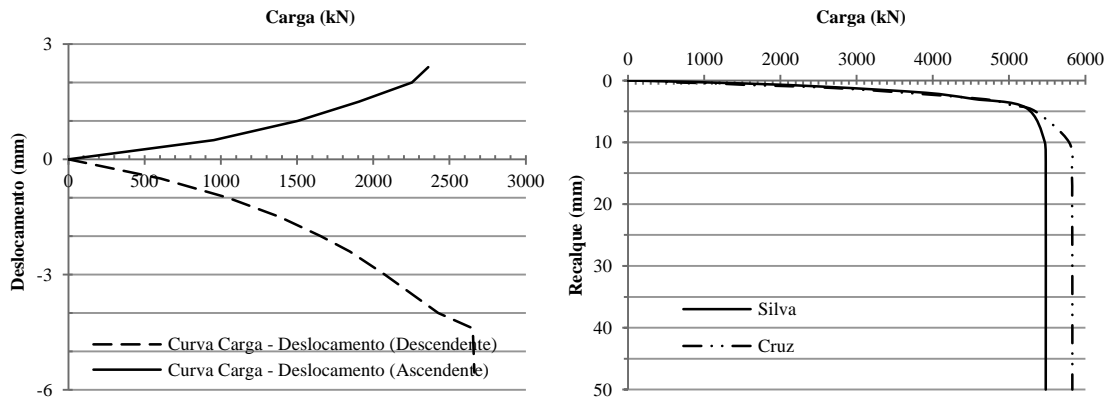


Figura 88: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-24B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

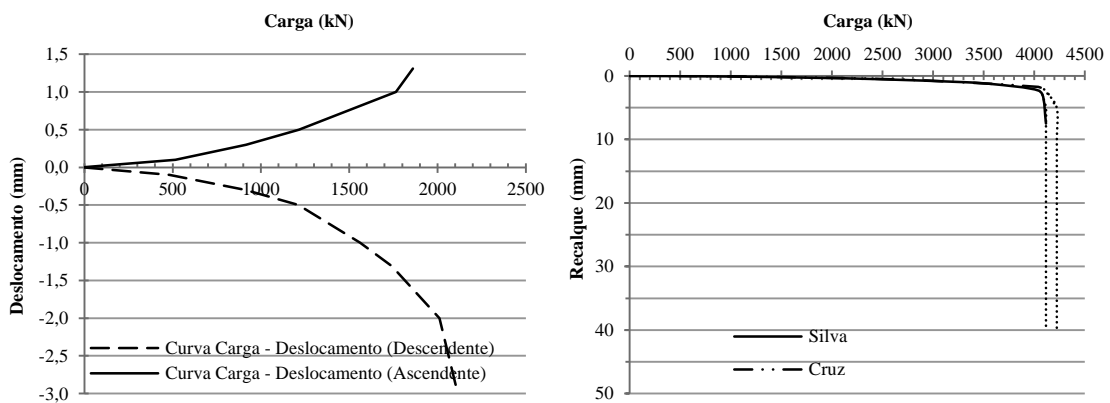


Figura 89: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-25B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

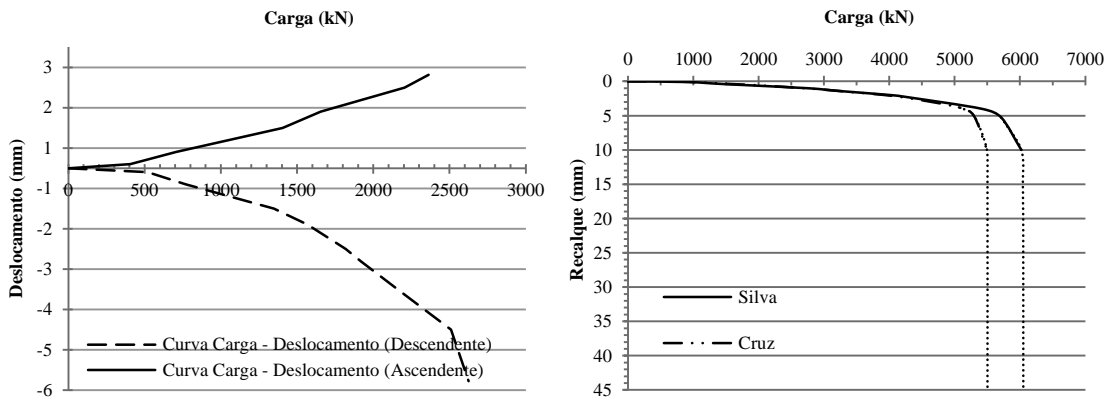


Figura 90: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-26B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

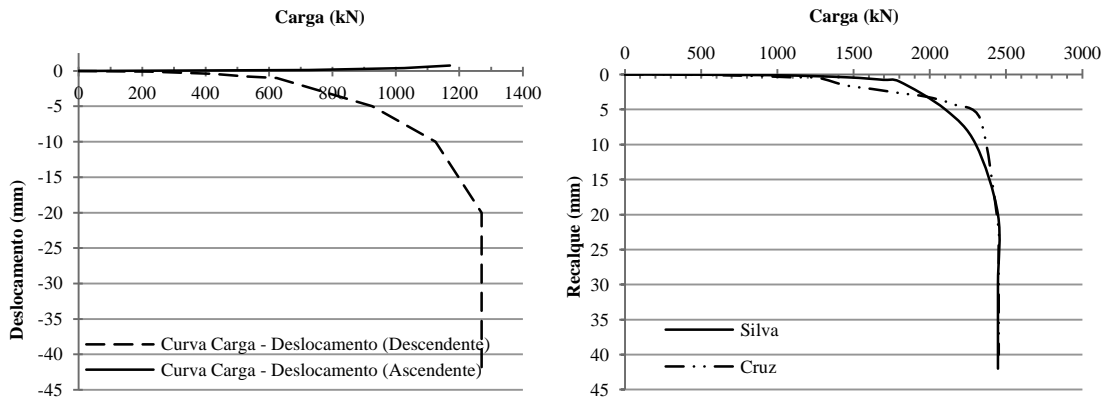


Figura 91: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-27B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

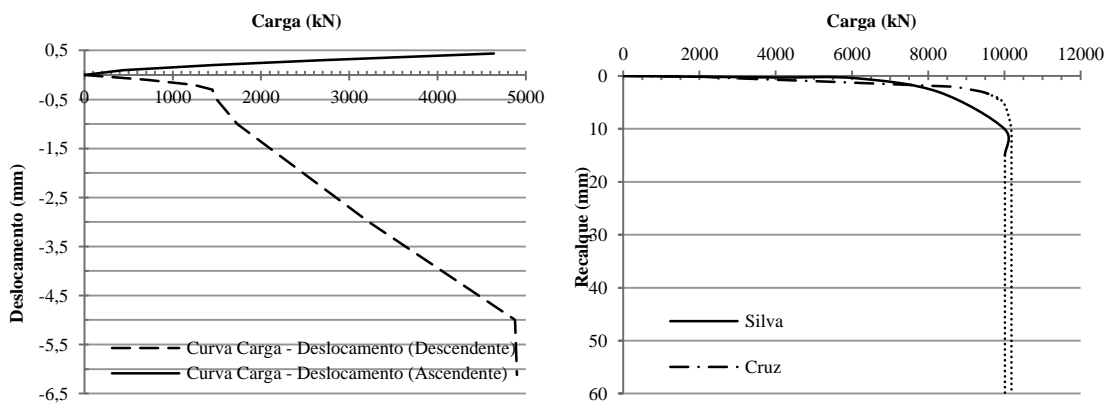


Figura 92: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-29B e (b) Curva carga *versus* recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

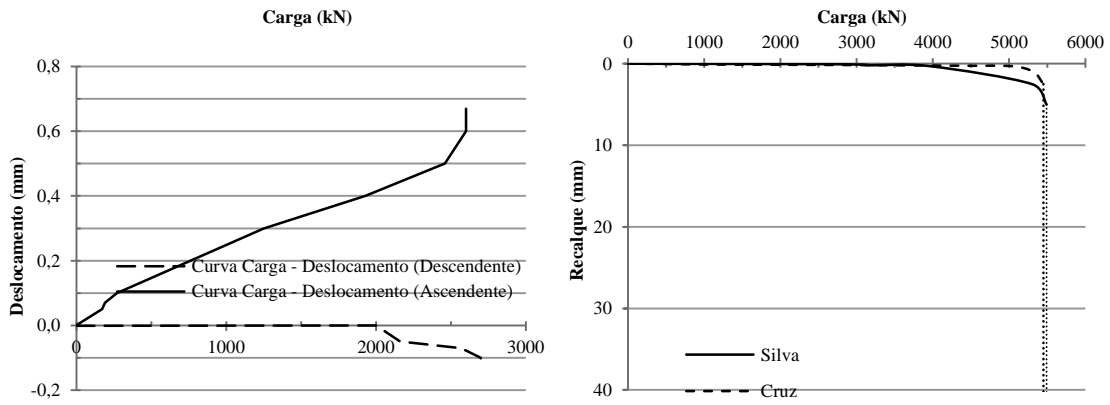


Figura 93: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-30B e (b) Curva carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.

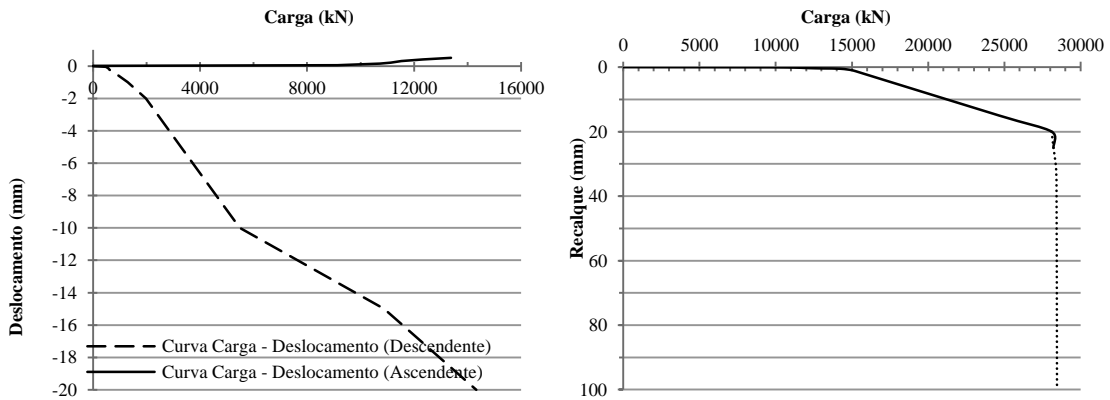


Figura 94: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca escavada PC-33B e (b) Curva carga versus recalque segundo Silva (1983) – Não foi possível construir a curva proposta pela presente pesquisa.

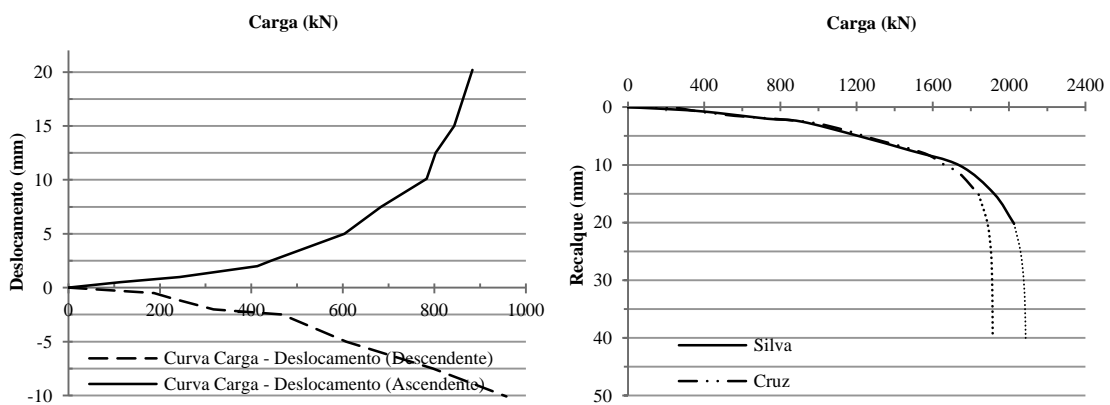


Figura 95: (a) Curvas da prova bidirecional da estaca hélice contínua PC-35B e (b) Curva carga versus recalque segundo Silva (1983) e atual pesquisa.