Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Cynthia Martins Bazani

Um Estudo de Caso Envolvendo a Retroanálise de Tensões Residuais de Cravação

Rio de Janeiro
2015

Cynthia Martins Bazani

Um estudo de caso envolvendo a retroanálise de tensões residuais de cravação

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Profª. Drª. Bernadete Ragoni Danziger

Profº. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Rio de Janeiro

2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

B212 Banzani, Cynthia Martins.
Um estudo de caso envolvendo a retroanálise de tensões residuais de cravação / Cynthia Martins Banzani. - 2015.
141 f.

Orientadores: Bernadete Ragoni Danziger, Marcus Peigas Pacheco.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Fundações (Engenharia) – Dissertações. 3. Tensões residuais – Dissertações. 4. Estacas de aço – Dissertações. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Pacheco, Marcus Peigas. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.15

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Cynthia Martins Bazani

Um estudo de caso envolvendo a retroanálise de tensões residuais de cravação

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 15 de Abril de 2015.

Banca Examinadora:

Profª Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc – Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Marcus Peigas Pacheco,Ph.D – Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof, Armando Prestes Menezes Filho, D.Sc
Faculdade de Engenharia – UERJ

Profª Alessandra Conde de Freitas, D.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ

Rio de Janeiro
2015

DEDICATÓRIA

À minha mãe.

AGRADECIMENTOS

A minha amada mãe, que vem me acompanhando nessa incrível jornada que é a vida, que sempre, sabiamente, sabe a hora certa de apoiar minhas loucuras ou me chamar à razão, e com elas suas Marias.

Ao meu Padrasto, Humberto Eugênio.

Àqueles que me guiam e me protegem.

Ao meu saudoso e estimado amigo, Fernando C. Frias, que onde quer que esteja tenho certeza que torce pelo meu sucesso.

Aos meus queridos amigos do mestrado e aos que de alguma forma viveram comigo esse processo de aprendizado e amadurecimento, ainda que apenas com um “e aí, como está o mestrado?”, mas em especial minha amiga Danielle Araújo, grande irmã que conquistei nesse período, Ingrid Krause, e Thiago Gergório, que se fizeram muito presentes nos bons e maus momentos.

Ao corpo docente da Geotecnia da UERJ.

À secretária Helena Alves, que sempre com boa vontade atende os pedidos de nós, alunos desesperados, que deixamos tudo para última hora e à bolsista Rachel Azevedo, que nos ajuda sempre também com muita boa vontade, um sorriso no rosto e uma “tirada” inteligente.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Ao meu coorientador, Prof. Marcus Pacheco.

Por fim, mas não menos importante, muito pelo contrário, a minha orientadora Prof.ª Bernadete R. Danziger, por quem tenho muito carinho e eterna gratidão, que mesmo do alto de todo seu conhecimento trata seus alunos com muita humildade e humanidade. Que não só ensina, mas divide seu conhecimento de forma generosa e assim também nos mostra, sem a intenção de mostrar, que ser professor é diferente de estar professor e que a docência é um dom, nos inspirando sempre a buscar os melhores caminhos.

Se apenas houvesse uma única verdade,
não poderiam pintar-se cem telas sobre o mesmo tema.
Pablo Picasso

RESUMO

BAZANI, Cynthia M. *Um estudo de caso envolvendo a retroanálise de tensões residuais de cravação*. 2015. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

As tensões residuais de cravação ocorrem quando a estaca e o solo não são totalmente descomprimidos após dissipação completa da energia transferida à estaca durante sua instalação. Este assunto tem merecido a atenção de vários pesquisadores, uma vez que a presença das tensões residuais na estaca causa uma alteração no seu comportamento quando carregada. A presente dissertação reuniu estudos anteriores que estabeleceram os principais fatores que influenciam as tensões residuais de cravação. Procurou-se executar uma série de simulações objetivando melhor entender o desenvolvimento das tensões residuais com a porcentagem de resistência de ponta, em continuidade aos estudos de Costa (1994). Costa (1994) observou que a porcentagem de carga na ponta é um fator relevante na avaliação das tensões residuais de cravação. Uma análise paramétrica efetuada confirmou estudos anteriores, verificando que a razão entre a carga residual na ponta em relação à capacidade de carga global cresce, a medida que a porcentagem de carga na ponta aumenta, chegando a um valor máximo para, em seguida, diminuir. Este comportamento é similar ao da curva de compactação do solo, quando, ao aumentar a umidade, o peso específico seco aumenta, até um valor máximo, correspondente à umidade ótima, para em seguida reduzir. Verificou-se, ainda, semelhantemente ao aumento da energia de compactação, que vai transladando a curva para cima e para à esquerda do gráfico umidade x peso específico seco, que o aumento do comprimento da estaca apresenta um comportamento similar. O aumento do comprimento leva a curva para cima e para a esquerda. Finalmente, selecionou-se um caso de obra com condições propícias para o desenvolvimento de altas tensões residuais de cravação. Trata-se de um caso de estacas metálicas longas, embutidas em solo residual jovem, de elevada resistência, bem documentado com extensa instrumentação, por ocasião da instalação. A retroanálise de cinco estacas do banco de dados mostrou que as cargas residuais previstas, num programa de simulação de cravação, se aproximaram muito dos valores experimentais. Foi observado também que a profundidade do ponto neutro previsto e medido apresentou uma excelente concordância. O resultado mais relevante desta pesquisa foi quando os valores de porcentagem de ponta foram introduzidos no eixo das abscissas e os valores da razão entre a carga residual na ponta e a capacidade de carga global, no eixo das ordenadas, e se observou o aspecto da curva semelhante à de compactação. A dissertação ilustra ser possível e simples a previsão das tensões residuais de cravação através de uma análise pela equação da onda.

Palavras-chave: Tensões residuais; Simulação de cravação; Estudo de caso; Estacas metálicas; Fundações profundas.

ABSTRACT

BAZANI, Cynthia M. *A Case Study on the Back-Analysis of Residual Driving Stresses*. 2015. 141f. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Residual driving stresses occur when both pile and soil are not fully decompressed after complete dissipation of the energy transferred to the pile during its installation. This subject is receiving increasing attention from many researchers, since the presence of residual stresses along the pile cause a change in its behavior when it's loaded. This thesis includes earlier studies that established the key factors which affect the residual driving stresses. Some parametric simulations have been tentatively run aiming to better understand the development of residual stresses with tip resistance percentage, as a complement of previous analyses from Costa (1994). Costa (1994) noted that the tip resistance percentage is a relevant factor in the evaluation of residual driving stresses. It has also been observed that the ratio between the tip residual load and the global bearing capacity increases with increasing tip percentage, reaching a maximum value and then presenting a decreasing behavior. This behavior is similar to the soil compaction curve, where the specific gravity increases when the water content is also increased, until it reaches a maximum value, corresponding to the optimal water content, and then it decreases. It was also verified that, similar to the increase of compaction energy which translates the curve upwards and to the left of the water content x specific gravity graph, increasing the length of the pile produces a similar behavior. Finally, a case history with favorable conditions for the development of high residual driving stresses has been selected for the main analysis. The thesis analyze a well-documented case history involving long steel piles embedded into a young residual soil, with high bearing capacity and extensive documentation. The back-analysis of five piles databases showed that the expected residual loads calculated by means of a wave equation program were very close to the experimental values. It was also observed that the depth of the neutral plane calculated by the program showed an excellent agreement with that observed experimentally. The most important result of this research arose when the tip percentages values were introduced in the x-axis and the values of the ratio tip residual load and global bearing capacity, in the y-axis. A curve very similar to a compaction curve was observed. This thesis demonstrates to be possible and simple to predict residual driving stresses by analyzing the wave equation.

Keywords: Residual stresses; Driving simulation; Case study; Steel pile; Deep foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição do atrito unitário segundo Vesic (1970), apud Fellenius e Altaee (1995).....28
Figura 2 - Transferência de carga ao longo da estaca, na ruptura, Fellenius e Altaee (1995).....29
Figura 3 - Cargas residuais ao longo da estaca imediatamente antes do início da prova de carga instrumentada, Fellenius e Altaee (1995).....30
Figura 4 - Distribuição de resistência determinada em 4 níveis de instrumentação instalados na estaca e zerados antes do início do ensaio, comparada à distribuição verdadeira ilustrada na Figura 2, Fellenius e Altaee (1995).....31
Figura 5 - Distribuição de resistência “verdadeira”, falsa e residual determinadas em 9 níveis de instrumentação numa estaca longa em areia, Fellenius e Altaee (1995).....32
Figura 6 - Distribuição da resistência unitária de atrito “verdadeira” para a estaca 1, de 11m, e a estaca 2, de 15m, Fellenius e Altaee (1995).....33
Figura 7 - Distribuição da resistência unitária de atrito “aparente” nos 2 ensaios, Fellenius e Altaee (1995).....34
Figura 8 - Comportamento típico da ponta da estaca da análise Dinexp, mostrando o deslocamento da estaca versus carga na ponta e deslocamento da ponta versus tempo, Costa et al (2001).....38
Figura 9 - Deslocamento versus carga e deslocamento versus tempo na ponta da estaca quando não há tensão residual, Costa et al (2001).....39
Figura 10 - Deslocamento versus carga e deslocamento versus tempo na ponta da estaca quando há tensão residual, Costa et al (2001).....40
Figura 11 - Perfil de q_c e N_{spt} x profundidade e transferência de carga medida na ruptura de duas estacas instrumentadas de 11 e 15 m num maciço arenoso de fofo a compacto, dados de Altaee (1992).....42
Figura 12 - Resultados dos ensaios com a transferência de carga medida e distribuição medida na ruptura da estaca longa pré-moldada, dados de Altaee et al., 1992.....44
Figura 13 - Resultados das análises para as duas estacas, dados de Altaee et al. (1992).....45

Figura 14 - Resultados da análise CAPWAP da recravação, estaca pré-moldada quadrada, D=0,285m, l= 19m, cravada em areia fofa. 47
Figura 15 - Ajuste da transferência de carga medida e a “verdadeira” calculada através da distribuição da resistência por atrito. 48
Figura 16 - Ajuste da transferência de carga medida e a “verdadeira” calculada através da distribuição da resistência por atrito. 49
Figura 17 - Tabela 1 de Danziger e Lopes (2008). 52
Figura 18 - Tabela 2 de Danziger e Lopes (2008). 53
Figura 19 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil HP 200 x 53. Os valores indicados junto aos pontos correspondem aos comprimentos das estacas. 62
Figura 20 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfis HP 200 x 53, HP 310 x 79, W 610 x 125. 63
Figura 21 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil W 610 x 155. 65
Figura 22 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil HP 200 x 53. 66
Figura 23 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil W 610 x 155 e HP 200 x 53. 68
Figura 24 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B2-1. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007). 70
Figura 25 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1A1-3. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007). 71
Figura 26 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B3-2. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007). 71
Figura 27 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B3-1. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007). 72

Figura 28 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B3-3. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, Zhang e Wang (2007). 73
Figura 29 – Valores de N_{SPT} da estaca 1A1-3, N (golpes/ 0,3m), adaptado de Zhang e Wang (2007). 74
Figura 30 – Valores de N_{SPT} das estacas do grupo de estacas 1B3-2 e 1B3-3, 1B2-1, 1B3-1, N (golpes/ 0,3m), adaptado de Zhang e Wang (2007).....74
Figura 31 – Registros de cravação da estaca 1A1-3, adaptado de Zhang e Wang (2007).....76
Figura 32 – Desenvolvimento da Carga Residual com a Profundidade, estacas 1A1-3, 1B3-2,1B3-3. 79
Figura 33 – Desenvolvimento da Carga Residual com a Profundidade, estacas 1B3-1, 1B2-1.....79
Figura 34 – Perfil da carga residual para diferentes penetrações, Cooke (1979).....80
Figura 35 - Variação da carga residual na ponta com o tempo, Zhang e Wang (2007).....82
Figura 36 - Diagrama esquemático mostrando o desenvolvimento das tensões residuais com o tempo, Zhang e Wang (2007). 83
Figura 37 - Método de Davisson (1972) para determinação da carga limite conforme Schulze (2013). 84
Figura 38 - Transferência de carga nas estacas com plano neutro na ponta, adaptado de Zhang e Wang(2007). 86
Figura 39 – Transferência de carga nas estacas com ponto neutro acima da ponta. 87
Figura 40 – Transferência de carga nas estacas 1A2-2 e 1B1-1. 88
Figura 41 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B2-1 - (Retro-analisado).....97
Figura 42 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B2-1. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007)..100
Figura 43 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang

(2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1A1-3 - (Retro-analisado).....102
Figura 44 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1A1-3. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007)..104
Figura 45 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-2 – (Retro-analisado).....107
Figura 46 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-2. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007)..109
Figura 47 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-1 – (Retro-analisado).....111
Figura 48 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-1. a) obtido na retro análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007)..113
Figura 49 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) – b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-3 – (Retro-analisado).....115
Figura 50 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-3. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007)..117
Figura 51 - Razão entre a carga residual na ponta e a capacidade de carga total em função da porcentagem de ponta. Estacas cravadas com comprimentos diferentes e solo com estratigrafias diferentes. 120
Figura 52 - Fator de capacidade de carga Nq, US Corps of Engineers (2005). 131
Figura 53 - Valores de α em função de Su, US Corps of Engineers (2005).....132
Figura 54 - Valores de α1 e α2 para estacas muito longas, US Corps of Engineers (2005).....133
Figura 55 - Ícone do Programa Dinexp, Arquivo de Distribuição de Atrito Lateral, Arquivo input de entrada de dados e Tela de Entrada do Programa 135
Figura 56 - Arquivos retornados pelo programa Dinexp.....136
Figura 57 - Arquivo do Deslocamento do Nó de Controle (Deslocamento Estabilizado).....140

Figura 58 - Arquivo do Deslocamento do Nó de Controle (Deslocamento Estabilizado).....140
Figura 59 - Arquivo da Tensão Residual na Ponta (Nó de Controle) 141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de W e h para os três níveis de energia.....56
Tabela 2 – Resumo dos casos analisados (Costa, 1994). 57
Tabela 3 - Comparação entre os resultados da análise paramétrica de Costa (1994) e a procedida pela autora, valores entre parênteses, com a nova versão do programa.....58
Tabela 4 - Dados das estacas analisadas obtidas do catálogo do fabricante. 61
Tabela 5 – Resumo dos registros das Estacas Instrumentadas.....77
Tabela 6 – Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B2-1.....98
Tabela 7 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1A1-3.....103
Tabela 8 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B3-2.....108
Tabela 9 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B3-1.....112
Tabela 10 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B3-3.....116
Tabela 11 – Resumo das Estacas em conjunto. 119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADS	After Driving Section (Seção após a cravação)
AP	Apparente (Aparente)
CPT	Cone Penetration Test (Ensaio de penetração de cone)
CDG	Complete Decomposed Granite (Granito Completamente Decomposto)
Desl Ponta	Deslocamento da Ponta
Desl. Topo	Deslocamento do Topo
DL	Distribuição Linear
DU	Distribuição Uniforme
ef	Eficiência do Martelo
Est.	Estabilizado
HDG	Highly Decomposed Granite (Granito Altamente Decomposto)
Máx	Máxima
MBA	Multiple Blow Analysis (Análise dos Golpes Múltiplos)
MDG	Moderately Decomposed Granite
N	Valores de Nspt
PDA	Pile Driving Analyser
q_c	Resistência de Cone
RSA	Residual Stress Analysis
TR	True (Verdadeira)

LISTA DE SÍMBOLOS

E	Energia de Cravação
g	Aceleração da Gravidade
h	Altura de Queda do Martelo
k_0	Coeficiente de empuxo no repouso
m	Massa do Martelo
Q	Quake
Q_p	Capacidade de Carga da Ponta
$Q_{p, res}$	Carga Residual na Ponta
$Q_{p, res\ driv}$	Carga Residual na Ponta Após a Cravação
Q_r	Capacidade de Carga Total
s	Deslocamento Plástico (ou nega)
v	Veocidade de Queda do Martelo
W	Peso do Martelo
Δws	Recalque Adicional no Fuste (shaft)
Δwt	Recalque Adicional na ponta (toe)
Δqt	Resistência de Ponta
ΔT	Atrito Lateral

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 18

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 22

1.1 Registros Discutidos Anteriormente 23

1.2 Registros mais Recentes 36

2 VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA DINEXP 55

3 ESTUDO PARAMÉTRICO DA VARIAÇÃO DAS TENSÕES RESIDUAIS COM A PORCENTAGEM DE CARGA NA PONTA 60

3.1 Estimativa da Capacidade de Carga 60

3.2 Estimativa das Tensões Residuais de Cravação 61

3.3 Estimativa das Tensões Residuais de Cravação no Caso de Solo Estratificado 66

4 DESCRIÇÃO DO CASO DE OBRA A SER ANALISADO 69

4.1 Subsolo Local 69

4.2 - Detalhes da Cravação 75

4.3 Desenvolvimento das Cargas Residuais com a Profundidade 77

4.4 Desenvolvimento das Cargas Residuais com o Tempo 81

4.5 Transferência de Carga Considerando as Tensões Residuais 83

5 RETROANÁLISE DAS TENSÕES RESIDUAIS 90

5.1 Seleção dos Dados Iniciais e Procedimento de Retro-Análise 90

5.2 Resultado das Retro-Análises 96

5.3 Comportamento do Conjunto de Provas de Carga Retro-Analisadas 118

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 121

6.1 Conclusões 121

6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras 122

REFERÊNCIAS 123

A. Anexo - Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano 129

A.1. Estacas em solos não coesivos (de comportamento drenado).....129

A.1.1. Atrito Lateral 129

A.1.2. Resistência de ponta 130

A.2. Estacas em solos coesivos (de comportamento não drenado).....131

A.2.1. Atrito lateral.....131

A.2.1.1. Resistência de ponta 133

A.3. Estacas em solos siltosos.....134

A.4. Estacas em solos estratificados.....134

Apêndice A – INFORMAÇÕES SOBRE O PROGRAMA DINEXP 135

INTRODUÇÃO

Após o golpe do martelo, por ocasião da cravação, a estaca penetra no maciço de solo se movendo, inicialmente, para baixo. Após o movimento descendente, quando a velocidade de partícula na ponta muda de sinal, o movimento se torna ascendente. Ao se refletir novamente, agora no topo da estaca, o movimento continua, indefinidamente, com amplitude cada vez menor, até que toda a energia seja dissipada. Durante o movimento descendente, quando a onda de compressão se dirige para a extremidade inferior da estaca, o fuste da estaca é comprimido elasticamente. Quando a onda de compressão atinge a ponta e é refletida, a estaca tende a recuperar seu comprimento original, o solo comprimido na ponta tende a descomprimir e a estaca repica, oscilando até atingir sua posição final, quando a energia é totalmente dissipada e a velocidade se anula ao longo de todo o seu comprimento. Nesta situação, o elemento estrutural de fundação encontra-se em equilíbrio e a carga aplicada em seu topo é nula. Apesar de não haver carregamento, o equilíbrio envolve alguma tensão residual na ponta e tensões ao longo do fuste que se equilibram entre si.

A resistência por atrito lateral pode atuar tanto de forma ascendente, reagindo aos esforços de compressão impostos no trecho superior da estaca, ou de forma descendente, restringindo à completa descompressão do trecho inferior do elemento. No equilíbrio pode ocorrer que embora o carregamento externo seja nulo, o atrito descendente, também chamado negativo, seja mobilizado para impedir a descompressão integral do trecho inferior da estaca.

Costa et al (2001) propuseram uma forma simples de previsão das tensões residuais de cravação e verificaram as situações em que estas tensões podem ser relevantes na prática. Algumas análises foram realizadas comprovando a consistência dos resultados.

O desenvolvimento de tensões residuais de cravação ao longo do fuste de estacas metálicas longas instaladas em solos residual jovem foi observado por Zhang e Wang (2007). Os autores detalharam um programa de monitoramento de campo de grande escala que incluiu a instrumentação durante a cravação e a execução de

provas de carga estáticas em onze estacas metálicas, perfis H, em Hong Kong. As cargas residuais nessas estacas foram registradas durante e após a cravação. Os autores verificaram que as cargas residuais aumentaram de forma exponencial com a profundidade de penetração. Após cravação os autores verificaram que as cargas residuais continuaram aumentando. Este aumento adicional foi atribuído, pelos autores, à compressão secundária do solo no entorno da estaca, além de outros fatores.

Cabe destacar que tensões residuais não ocorrem em estaca de ponta, quando a maior parte da resistência é absorvida pela ponta, como é o caso de estacas muito curtas embutidas em solos resistentes. Sob estas condições o atrito lateral é muito reduzido e não produz a restrição necessária à descompressão da ponta da estaca quando a onda de compressão é refletida na ponta. No caso extremo, em estacas longas flutuantes, quando a estaca penetra e não apresenta repique, a ponta não sofre compressão e, portanto, não há restrição ao deslocamento adicional na ponta.

A disponibilidade do banco de dados de Zhang e Wang (2007) motivou a elaboração deste trabalho de pesquisa, que procurou analisar com mais detalhe a influência do comprimento da estaca, de sua distribuição de resistências e de suas características elásticas na magnitude das tensões residuais que permanecem na ponta da estaca após sua cravação.

Objetivos

O presente trabalho de pesquisa tem como objetivo retroanalisar uma parte do banco de dados dos citados autores, numa tentativa de verificar se o procedimento anteriormente proposto por Costa et al. (2001) teria a capacidade de prever, com uma boa acurácia, as tensões residuais que foram medidas neste programa de monitoramento de campo de grande escala.

Para que a retroanálise fosse desenvolvida, foram inicialmente reproduzidas algumas análises realizadas anteriormente por Costa et al (2001), uma vez que o programa originalmente utilizado por esses autores havia sido submetido a uma série de atualizações em trabalhos sucessivos, na expectativa de melhor adaptá-lo a análises para outras finalidades. Havia necessidade de se reconstituir as análises anteriores, seja para verificar a consistência do programa, seja para que a autora

pudesse adquirir uma experiência anterior e “treinasse” sua capacidade de interpretar casos com soluções já conhecidas. O programa utilizado foi o Dinexp-1D, de elementos finitos, utilizado por Danziger (1992) e Alves (2004), respectivamente, na retro-análise dos sinais de cravação das estacas do Polo Nordeste da Bacia de Campos e dos sinais do carregamento dinâmico de uma estaca modelo no Sarapuí. A formulação por elementos finitos utilizada (Dinexp) conta com o programa fonte, portanto sem as limitações de praxe dos programas comerciais herméticos, usualmente baseados na solução da equação diferencial da onda por diferenças finitas.

Como objetivo secundário procurou-se elaborar um estudo paramétrico que indicasse o desenvolvimento das tensões residuais quando da cravação de perfis metálicos em areias com diferentes compacidades relativas, com diferentes comprimentos cravados e apresentando diferentes percentuais de carga resistida pela ponta.

Descrição dos Capítulos

No capítulo 1 foi feita uma revisão bibliográfica sobre o assunto, complementando a pesquisa bibliográfica realizada inicialmente por Costa (1994), em que se procurou incluir contribuições mais recentes. Destacou-se a contribuição de Fellenius, que apresenta uma série de trabalhos versando sobre o tema. Como resultado de sua experiência, Fellenius propõe a utilização de um programa que realiza também uma previsão das tensões residuais.

Em seguida, no capítulo 2, foi feito um pequeno resumo da proposta de Costa et al (2001), bem como a reconstituição de análises anteriores realizadas pelos autores. Estas análises foram procedidas com a finalidade de se verificar o programa, em sua versão mais atual, além de capacitar a autora na utilização do mesmo.

O capítulo 3 descreve a análise paramétrica realizada, constando da estimativa da capacidade de carga e das análises elaboradas. Procurou-se interpretar os resultados, com base na pesquisa bibliográfica procedida.

Em seguida, no capítulo 4, o caso de obra retroanalisado foi descrito, procurando detalhar as características estratigráficas do local, os equipamentos

utilizados, os registros de campo, a eficiência do golpe ao final da cravação e a resistência do solo esperada ao final da cravação contínua.

O capítulo 5 apresenta a retroanálise elaborada e a carga residual obtida, ao longo de todo o comprimento das estacas selecionadas para o estudo. Neste capítulo os resultados obtidos da retroanálise são comparados às cargas residuais medidas por ocasião da instrumentação. Os resultados são interpretados com base na proposta de análise de Costa et al. (2001).

O capítulo 6 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos e pesquisas neste assunto. Após a apresentação dos capítulos principais seguem os documentos em anexo, apêndice e as referências bibliográficas.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As tensões, ou cargas residuais de cravação, surgem por ocasião da instalação de estacas, em decorrência das diferenças que ocorrem na velocidade de mobilização das resistências por atrito e pela ponta. Nesta situação as forças de resistência de atrito positivo, no trecho mais inferior da estaca, somadas à resistência residual na ponta, causam o atrito negativo no trecho superior do fuste. O equilíbrio das forças ocorre, pois a carga aplicada ao topo da estaca é nula, mas as forças resultantes da integração do atrito negativo, ao longo do fuste são equivalentes às forças resultantes da integração do atrito lateral positivo, atuante no trecho mais inferior, somado à carga residual na ponta.

As tensões residuais afetam, de forma significativa, o comportamento da estaca. Goble et al (2002) mostram que melhores resultados de simulação da cravação, pela equação da onda, são obtidos quando se considera a presença das tensões residuais.

Por ocasião da interpretação de provas de carga em estacas comprimidas, as tensões residuais devem ser devidamente consideradas para uma melhor interpretação dos resultados. Ao se ignorar as tensões residuais, a resistência de ponta pode ser subestimada e a resistência por atrito superestimada. Briaud e Tucker (1984), Rieke e Crowser (1987), Massad (1982) apresentam evidências que ilustram a importância da devida consideração das tensões residuais na interpretação das provas de carga estáticas.

Fellenius (2002 a e 2002 b) atribui às tensões residuais a causa principal da observação, em estacas instrumentadas, da resistência lateral ser menor no carregamento à tração quando comparado a um carregamento à compressão.

Uma vez que uma pesquisa bibliográfica anterior foi realizada por Costa (1994), estendida por Costa et al. (2001) e Danziger e Lopes (2008), a autora da presente dissertação apresentará, neste capítulo, um resumo da pesquisa bibliográfica apresentada anteriormente pelos autores citados, atualizando com alguns poucos artigos, de maior relevância, publicados até o momento atual.

1.1 REGISTROS DISCUTIDOS ANTERIORMENTE

Costa et al. (2001) atribuem a Hunter e Davisson (1969) a apresentação de um relatório conciso e abrangente sobre as tensões residuais de cravação, que enfatiza que as cargas residuais podem ser consideradas se uma representação aproximada da transferência de carga for conhecida. Os autores propuseram um procedimento para a interpretação de provas de carga levando em consideração as tensões residuais. Os autores postulam que o procedimento proposto não alteraria a capacidade de carga à tração e compressão, mas apenas as magnitudes das parcelas de atrito e ponta, ou seja, a transferência de carga.

Gregersen et al. (1973) descreveram uma série de provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto instrumentadas em um depósito de areia muito fofa próximo à cidade de Drammen, Noruega. A instrumentação revelou cargas axiais de compressão significativas nas estacas após a cravação. Foi também observado que a distribuição das tensões residuais ao longo das estacas mantinha um mesmo padrão para todas as estacas: as tensões aumentavam ao longo da profundidade, até cerca de dois terços do comprimento enterrado e, a seguir, reduziam no trecho inferior do fuste, com forças de atrito atuando em sentidos contrários ao longo do topo e da extremidade inferior das estacas.

Cooke e Price (1973) analisaram uma estaca de atrito instrumentada na argila de Londres. Os autores observaram que a estaca de atrito permanecia comprimida após remoção das cargas de instalação, tendo sido esta ocorrência justificada pelas tensões residuais.

Vesic (1977) apresentou dois exemplos de projetos nos quais a presença de tensões residuais teve um efeito relevante no desempenho das fundações. No primeiro projeto a consideração das tensões residuais resultou num recalque previsto de cerca da sexta parte do valor previsto originalmente. Vesic ressaltou que as provas de carga confirmaram esta assertiva. No segundo projeto a não consideração das tensões residuais resultou num recalque previsto de 2,5 cm, enquanto valores pouco superiores a 1 cm foram previstos com a inclusão das tensões residuais. Aquele autor alertou ainda sobre o aspecto duvidoso, em relação a recalques, de numerosas teorias de comportamento de estacas publicadas na literatura sem a consideração das tensões residuais.

Holloway et al.(1978) alertam que uma interpretação convencional de provas de carga de estacas cravadas, para as quais não se considera o aspecto das tensões residuais, leva a uma resistência de ponta menor do que o valor real e um atrito lateral superior ao valor real, embora a capacidade de carga global seja a mesma. Holloway et al. (1978) desenvolveram um procedimento para simular a interação solo estaca desde a cravação até a realização de provas de carga. Tal procedimento envolve a solução da equação da onda em diferenças finitas, acoplada a um algoritmo para a solução do equilíbrio estático após completa atenuação da energia da onda causada pelo impacto.

Cooke (1979) descreveu ensaios em estacas metálicas tubulares prensadas e estacas escavadas de concreto armado. No caso das estacas prensadas e cravadas, cargas residuais surgem como resultado de diferenças na velocidade de mobilização das resistências por atrito e pela ponta. A magnitude destas forças pode ser significativa, levando a um efeito importante no mecanismo de transferência da carga ao solo suporte. Cooke concluiu, no entanto, que as forças residuais são muito menores no caso de estacas escavadas e moldadas in situ.

O'Neill et al. (1982) descreveram o comportamento de um grupo de nove estacas tubulares metálicas instrumentadas numa argila pré-adensada. Entre os muitos aspectos investigados pelos autores, eles observaram tensões residuais de cisalhamento ao longo da interface solo x estaca atuando para baixo no trecho compreendido até dois terços a três quartos da sua penetração e no sentido para cima, daí para baixo. O'Neill et al. (1982) observaram que a profundidade do trecho com atrito direcionado para baixo era maior num grupo de estacas quando comparado ao comportamento de duas estacas idênticas de referência, cravadas próximas ao grupo.

Paes (1983) desenvolveu um programa de cravabilidade incluindo a análise de tensões residuais com base no trabalho de Hery (1983). A análise inclui dois passos: um dinâmico e um estático. A análise dinâmica é interrompida quando a estaca cessa de penetrar no solo, iniciando a sua recompressão elástica. Neste ponto, uma análise estática é desenvolvida, similar à dinâmica, mas excluindo os efeitos de amortecimento. A autora da presente pesquisa considera este procedimento falho, uma vez que quando a estaca cessa de penetrar e inicia sua descompressão elástica,

pode haver ainda muita energia sendo transmitida entre o solo e a estaca. Neste caso, a exclusão dos amortecedores não parece razoável.

Briaud e Tucker (1984) apresentaram uma formulação teórica para a análise das tensões residuais assumindo algumas considerações simplificadoras. Os autores observaram que um dos aspectos que mais influenciam a distribuição e magnitude das tensões residuais é a capacidade de carga de ponta e total, comprimento e rigidez relativa. Eles reuniram dados de 10 obras com 33 estacas instrumentadas cravadas em areia. Os autores apresentaram um método que permite a previsão do comportamento da curva carga recalque da estaca.

Goble e Hery (1984) apresentaram uma nova versão do programa de equação da onda WEAP, chamado CUWEAP, que segue a mesma proposta sugerida por Holloway et al. (1978), na qual golpes sucessivos são analisados, cada qual começando dos deslocamentos permanentes e tensões residuais atingidos no golpe anterior. A operação é repetida até que um critério de convergência é satisfeito. Goble e Hery enfatizaram que a análise de golpes múltiplos causa um aumento considerável na duração da análise, uma vez que a convergência pode ser muito lenta.

Poulos (1987) apresentou uma análise simples baseada no método dos elementos de contorno para a estimativa das tensões residuais iniciais numa estaca cravada ou prensada. Aquele autor, em seguida, analisou a influência dessas tensões no comportamento carga x recalque da estaca em três situações idealizadas de subsolo: argila mole, argila rija e areia média. Poulos verificou que os valores de tensão residual na ponta são uma parcela significativa da tensão de ruptura na ponta para todos os três tipos de solos, particularmente para estacas muito compressíveis. O autor observou que o valor real das tensões residuais é mais significativo para estacas com ponta em areia e menos relevante para estacas com ponta em argila mole. Poulos também concluiu que: (i) as tensões residuais aumentam com a redução da rigidez da estaca, (ii) a máxima tensão residual aumenta com o aumento da resistência de ponta da estaca e (iii) a tensão residual é uma parte significativa da tensão de ruptura da ponta. Poulos também observou a influência da tensão residual na curva carga x recalque. Poulos observou que a presença de tensões residuais aumenta a rigidez na compressão e reduz na tração.

Rieke e Crowser (1987) apresentaram resultados de provas de carga em estacas instrumentadas tanto à compressão como à tração. As tensões residuais e sua distribuição ao longo da estaca foram também medidas. Os autores observaram que as tensões residuais são reduzidas de forma significativa, mas não completamente, após um ou dois ciclos de carregamento.

Leonards e Darrag (1987) discutem as análises de Poulos (1987) pelo método dos elementos de contorno. Os autores enfatizam certos aspectos relativos ao fato de que Poulos encontrou atrito negativo ao longo de todo o fuste da estaca em areia e elevada carga residual na ponta, o que não se encontra em conformidade com as observações reportadas anteriormente. Leonards e Darrag (1987) também apresentaram uma comparação entre as análises com diferentes módulos de descarregamento da camada arenosa sob a ponta e concluíram que aumentando o módulo do solo no nível da ponta com relação ao do fuste resulta no aumento da carga residual na ponta. Os autores mostraram que a modelagem cuidadosa da magnitude, e distribuição do módulo do solo tanto ao longo do fuste como na ponta é essencial para uma previsão acurada das tensões residuais.

Poulos (1987) fechou a discussão de Leonards e Darrag (1987) apresentando uma análise com o módulo do solo na ponta cerca de cinco vezes superior ao do solo no fuste. O autor concluiu que o efeito de se ter um módulo mais elevado no descarregamento leva a uma modificação dos resultados, mas não altera de forma significativa a distribuição das tensões residuais.

Darrag e Lovell (1989), baseados em análises feitas com o programa CUWEAP desenvolvido por Goble et al. (1988), apresentaram gráficos e equações que permitem estimar as tensões residuais na estaca após cravação.

Decourt (1991) estabeleceu um método simples para interpretar provas de carga estáticas que permite a separação da carga de atrito lateral e resistência de ponta. O método também considera a presença de tensões residuais de estacas cravadas ou estacas comprimidas previamente por provas de carga.

Randolph (1991) enfatizou a importância de se levar em conta de forma adequada as tensões residuais de cravação em retro-análises de estacas cravadas na expectativa de se obter estimativas realistas da resistência global e da distribuição

de resistências entre o fuste e a ponta de estacas. O autor ilustrou a interpretação de dados de campo de recravações de uma estaca longa de concreto através de argilas e areias aluvionares até areias densas e pedregulhos. Randolph (1991) concluiu que a presença de forças residuais na estaca pode ter um grande efeito na interpretação de medidas de ondas de tensão nas estacas. O autor sugere um enfoque para implementação das análises de cargas residuais na interpretação de dados de ondas de tensões medidas. Tal enfoque requer a aplicação do golpe medido uma ou duas vezes em cada iteração dos parâmetros do solo, evitando a necessidade de repetição múltipla de golpes, exceto na checagem dos estágios finais do processo de ajuste.

Danziger et al. (1992) apresentaram um número de retro-análises de estacas tubadas de ponta fechada para uma plataforma offshore e encontraram tensões residuais significativas na ponta da estaca, principalmente para elevadas penetrações e resistências de ponta. Os autores chamaram a atenção para uma série de parâmetros que revelam a presença de tensões residuais.

Massad (1982) apresentou um modelo matemático que descreve o comportamento observado em casos onde a tensão residual encontra-se presente na ponta da estaca originária de um carregamento prévio. O autor ressalta que as tensões residuais controlam o comportamento da estaca em relação aos futuros recalques.

Fellenius e Altaee (1995) apresentaram uma contribuição interessante onde questionaram o real significado da questão da profundidade crítica, presente em muitas fórmulas teóricas de capacidade de carga de estacas, atribuindo a necessidade de sua consideração nas estimativas de capacidade de carga das estacas à ocorrência das tensões residuais. Cabe destacar que na conferência de Fellenius no último COBRAMSEG, realizado em Goiânia, Fellenius também fez referência a esse aspecto e, por conta da sua relação ao tema que se está abordando nesta dissertação, a autora considera relevante destacar esses aspectos neste ponto. De fato, tanto o atrito lateral unitário como a resistência de ponta unitária costumam ser limitados, nos métodos teóricos de capacidade de carga, por um valor máximo, ou ao valor calculado para uma profundidade crítica. Essa profundidade crítica tem sido considerada de forma até normativa, como na *American Petroleum Institute*

Recomendended Practice e no *Canadian Geotechnical Engineering Manual*, entre outros.

Fellenius e Altaee (1995) lembram que a profundidade crítica, localizada de 10 a 20 diâmetros de profundidade, sendo D o diâmetro da estaca, é considerada como o valor limite abaixo do qual o princípio das tensões efetivas não é mais válido no cálculo da resistência unitária de atrito e de ponta de uma estaca, mas se torna constante a partir desta profundidade. A origem dessa consideração da profundidade crítica é norteada por estudos dos resultados de provas de carga instrumentadas em escala natural publicados por Vesic (1964, 1970, 1977) e Meyerhof (1964, 1976), além de resultados de ensaios em modelo de Kerisel (1964). Essas provas de carga em escala natural foram realizadas em estacas instrumentadas e as resistências por atrito, ilustradas por Vesic (1970), reproduzidas na Figura 1, conhecidas como “distribuição de Vesic”, indicam que a resistência de atrito unitário é reduzida, abaixo de uma profundidade crítica. Esta figura mostra também uma degradação do atrito com a profundidade, ou seja, o atrito lateral acima da profundidade crítica se torna menor à medida que a estaca é mais longa.

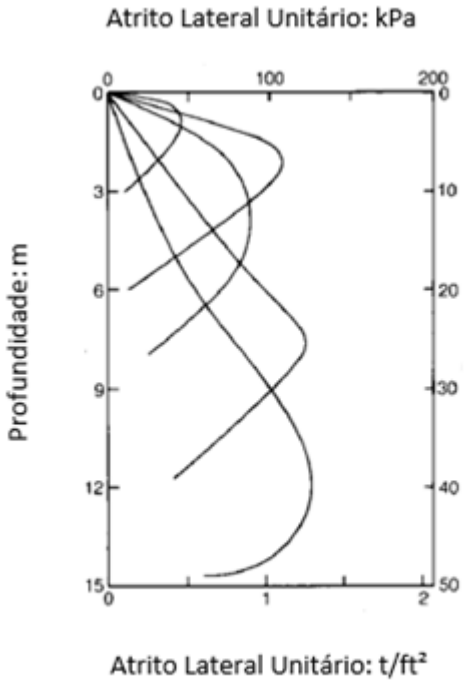


Figura 1 - Distribuição do atrito unitário segundo Vesic (1970), apud Fellenius e Altaee (1995).

Fellenius e Altaee (1995) sugerem que, abstraindo-se da existência da pofundidade crítica e considerando-se a validade do princípo das tensões efetivas e da envoltória de resistência de Morh Coulomb para todo o trecho de fuste das estacas, uma estaca instrumentada até a carga última mostraria uma distribuição de carga normal, na ruptura, similar à indicada na Figura 2.

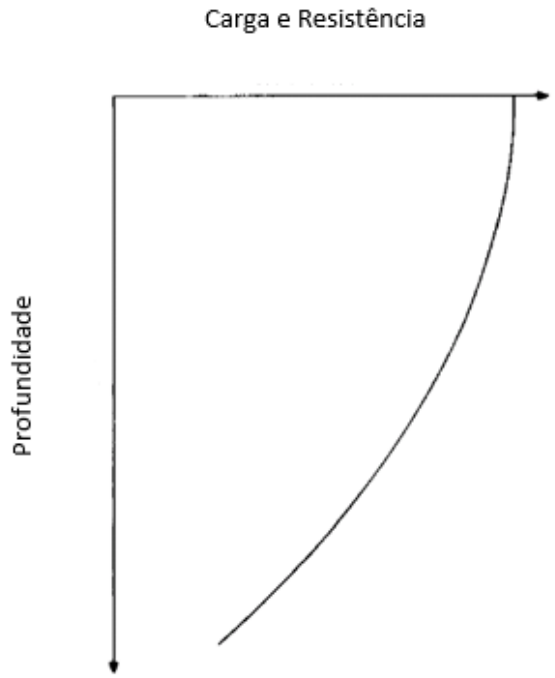


Figura 2 - Transferência de carga ao longo da estaca, na ruptura, Fellenius e Altaee (1995).

No entanto, a instrumentação, na realidade, iria registrar, muito provavelmente, apenas as cargas aplicadas à estaca durante o ensaio e “desconsiderar” quaisquer cargas presentes na estaca antes dos ensaios. Essas cargas existentes antes do ensaio são chamadas de “cargas residuais” que são induzidas, em todas as estacas, cravadas ou escavadas, durante ou após a sua instalação. São cargas presentes na estaca, anteriores à instrumentação e, portanto, à análise dos resultados dos ensaios, cujos efeitos não são usualmente considerados.

Fellenius e Altaee (1995) observaram que essas tensões são causadas por diferentes fenômenos como, por exemplo, ação da onda de tensão durante a cravação, deslocamentos elásticos do solo ao longo da estaca e dissipação das poro-pressões e adensamento do solo após instalação. As tensões residuais resultam da

soma das forças de cisalhamento devidas ao atrito negativo ao longo do trecho superior das estacas, em equilíbrio com as foças resistentes ao longo do trecho inferior do fuste e na ponta da estaca. Fellenius e Altaee (1995) lembram que movimentos relativos muito pequenos entre o fuste da estaca e o solo do maciço são necessários para mobilizar resistências por atrito lateral entre a estaca e o solo. Dessa forma, as cargas residuais podem ser calculadas assumindo total desenvolvimento do atrito lateral ao longo do fuste. Por outro lado, na ponta da estaca maiores deslocamentos são necessários para mobilizar as resistências e assim, mesmo para uma estaca cravada, a resistência mobilizada é muito menor do que a disponível na ruptura. Fellenius e Altaee (1995) ilustram a distribuição das tensões residuais representativas para a estaca considerada na Figura 3. A curva pontilhada na figura indica que o plano neutro, na realidade, não seria tão brusco, indicando uma transição mais suave entre o trecho de atrito negativo e atrito positivo, já que a instrumentação não permite registrar intervalos tão pequenos.

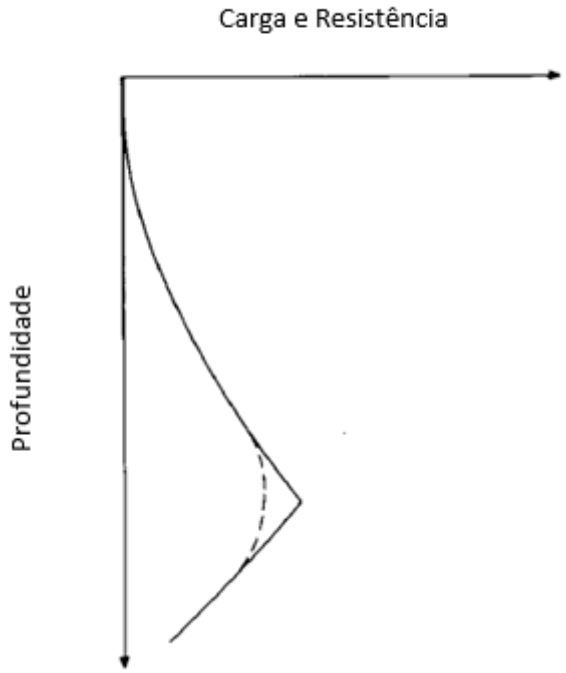


Figura 3 - Cargas residuais ao longo da estaca imediatamente antes do início da prova de carga instrumentada, Fellenius e Altaee (1995).

Face à ocorrência das tensões residuais, a distribuição das resistências unitárias por atrito mobilizadas durante a prova de carga instrumentada se mostra diferente da distribuição “verdadeira”, ambas indicadas na Figura 4. Embora Fellenius e Altaee (1995) não comentem em seu artigo original acerca do pontilhado na Figura 4, a autora da presente pesquisa considera que o trecho pontilhado consiste no adoçamento da transição entre atrito negativo e atrito positivo próximo ao plano neutro.

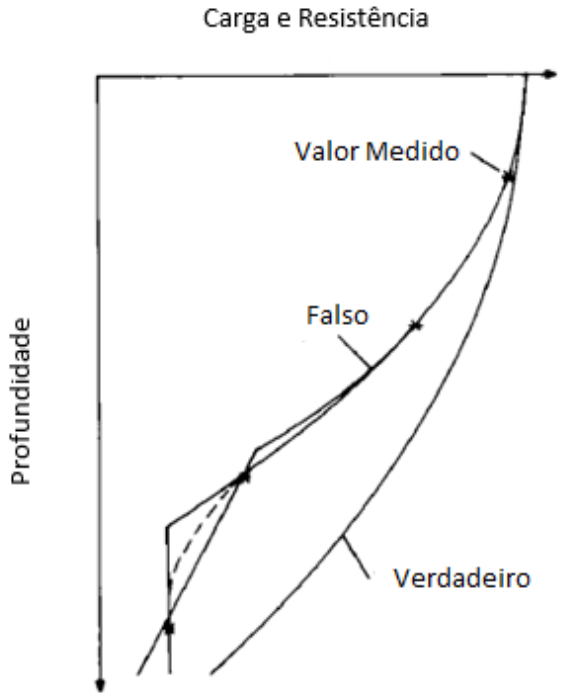


Figura 4 - Distribuição de resistência determinada em 4 níveis de instrumentação instalados na estaca e zerados antes do início do ensaio, comparada à distribuição verdadeira ilustrada na Figura 2, Fellenius e Altaee (1995).

A conformação falsa indicaria uma região superior, onde a resistência por atrito unitária aumenta progressivamente com a profundidade, ou seja, que satisfaz ao princípio das tensões efetivas, seguida de uma região (trecho linear da curva) onde a resistência por atrito lateral seria constante. Cabe lembrar aqui ao leitor que a tangente do gráfico de transferência de carga é proporcional ao atrito unitário. Assim, uma tangente que aumenta seu valor com a profundidade (trecho inicial da curva falsa), indicaria um valor de atrito unitário crescente com a profundidade, até uma profundidade crítica, a partir da qual a tangente (trecho linear), e portanto o atrito

unitário, seria constante. Já na curva verdadeira de distribuição de resistências o princípio das tensões efetivas, e a mobilização de resisitências por atrito crescente com a profundidade, mantem sua consistência.

A Figura 5, também de Fellenius e Altaee (1995), ilustra o resultado de uma prova de carga numa estaca de concreto de seção quadrada com 0,285m de lado, 15m de profundidade, num maciço arenoso homogêneo. A figura mostra que as cargas foram registradas, na ruptura, em 9 níveis ao longo do fuste. Neste caso, diferente do anterior, os instrumentos foram zerados antes da instalação, tendo sido possível o registro tanto das cargas residuais como da distribuição “verdadeira” da transferência de carga ao longo do fuste. Cabe observar que as tensões residuais são nulas no topo, aumentam gradativamente com a profundidade até um certo nível (plano neutro) e depois até a ponta, onde ocorre a tensão residual na ponta. Caso as tensões residuais tivessem sido desconsideradas, o resultado do ensaio teria comprovado a existência de uma profundidade crítica numa profundidade da ordem de 8m (28 diâmetros) de embutimento.

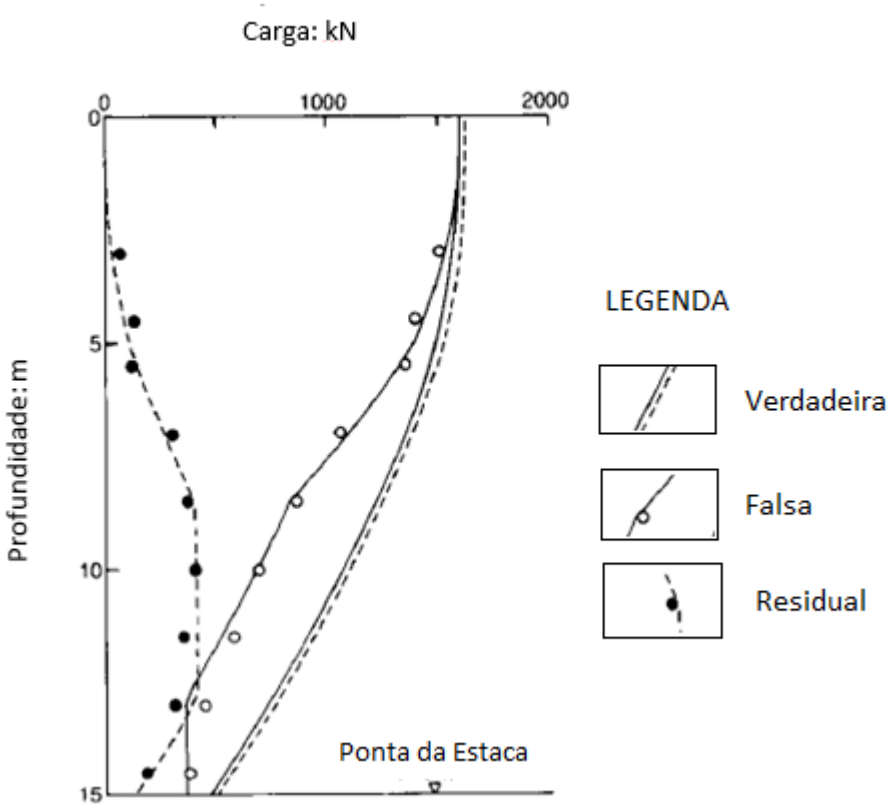


Figura 5 - Distribuição de resistência “verdadeira”, falsa e residual determinadas em 9 níveis de instrumentação numa estaca longa em areia, Fellenius e Altaee (1995).

A Figura 6 mostra a distribuição da resistência unitária de atrito lateral para a estaca instrumentada e para uma estaca idêntica de 11 m, adjacente à estaca testada, indicando que para ambas o atrito lateral é proporcioanal à tensão efetiva, exceto para uma região nas vizinhanças da ponta. Se, por outro lado, as tensões residuais tivessem sido desconsideradas, o diagrama de resistências por atrito lateral mostraria um padrão diferente, como indicado na Figura 7.

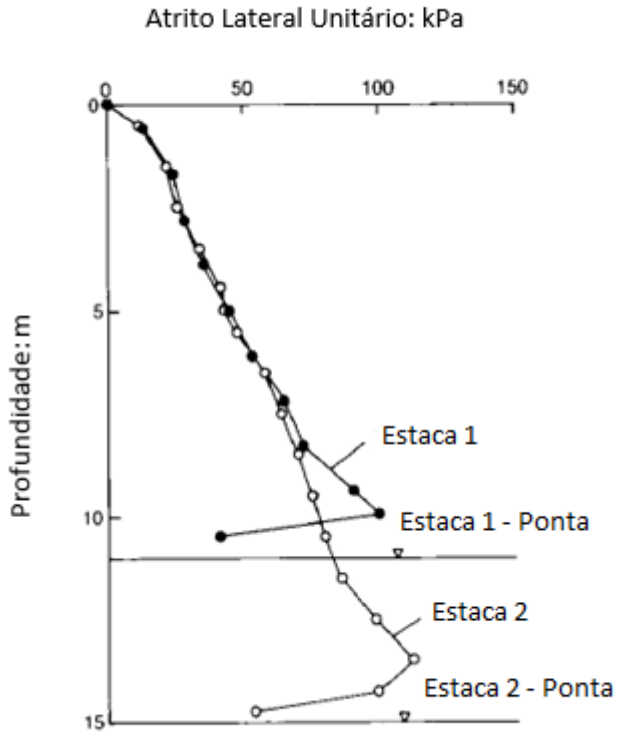


Figura 6 - Distribuição da resistência unitária de atrito “verdadeira” para a estaca 1, de 11m, e a estaca 2, de 15m, Fellenius e Altaee (1995).

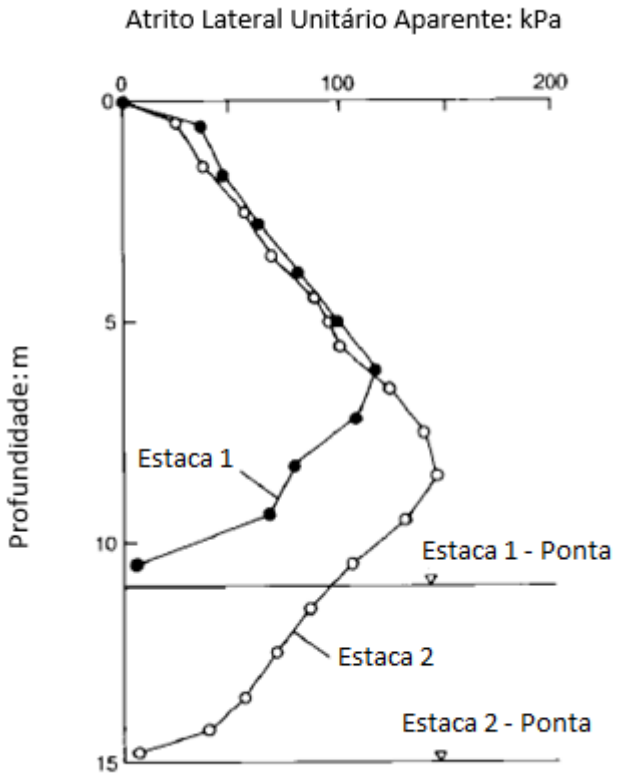


Figura 7 - Distribuição da resistência unitária de atrito “aparente” nos 2 ensaios, Fellenius e Altaee (1995).

Fellenius e Altaee (1995) destacam ainda a semelhança entre as duas curvas, das estacas 1 e 2, Figura 6 e Figura 7 com a Figura 1 de Vesic (1970). Os autores também observaram que o atrito aparente é da ordem do dobro do atrito “verdadeiro”.

Os citados autores concluem que a profundidade crítica não tem qualquer fundamento com a realidade, sendo resultado da desconsideração da tensão residual, mas citam vários outros artigos, de renomados pesquisadores, que discutem este assunto (Vesic 1964, 1970, 1977; Meyerhof 1964 e 1976).

Fellenius e Altaee (1995) também estudaram o comportamento de estacas em modelo reduzido, que são ensaiadas a pequenas profundidades, e concluiram que a desconsideração do efeito de escala nas tensões também sugere um erro similar de interpretação.

Kulhawy (1996) apresentou uma discussão ao artigo de Fellenius e Altaee (1995). A autora considerou importante destacar essa discussão, uma vez que ela

apresenta uma justificativa da ocorrência da profundidade crítica que tem sido comentada na literatura, e que também sugere ser consistente.

Kulhawy (1996) iniciou sua discussão atribuindo a Vesic a iniciativa de ter sido o primeiro autor a questionar a consideração da profundidade crítica. Em Vesic (1977) esse conceito não foi discutido porque ele não mais o considerava como sendo correto. Kulhawy (1996) informou ter tido várias discussões sobre esse assunto com Vesic que considerava o efeito da profundidade crítica como uma “hipótese de tentativa de trabalho” e nada mais do que isso. No entanto, esse conceito tem a vantagem de ser simples, atrativo, requerendo conhecimentos geotécnicos e infomações mínimas para aplicação.

Em seguida, Kulhawy (1996) argumentou que o problema conhecido como profundidade crítica tem muitos aspectos, enquanto Fellenius e Altaee (1995) apenas ressaltaram dois: as tensões residuais, para as provas de carga em escala natural, e as tensões induzidas pelo efeito da dilatância, em estacas modelo. Embora as tensões residuais, calculadas por Fellenius e Altaee (1995) com base na mobilização integral da resistência cisalhante por atrito ao longo do fuste das estacas, possam ser um fator importante para estacas cravadas, elas são de muito menor importância para estacas escavadas. E as tensões induzidas pelos efeitos da dilatância podem explicar somente parte do problema. Mais relevante, segundo Kulhawy (1996), são as características do solo in-situ, como sugeridas indiretamente por Vesic em 1977. Segundo Kulhawy (1996), que cita seu artigo de 1984, a característica dominante para o atrito lateral é o perfil de K_0 e sua redução geral com a profundidade e a redução do atrito de pico com o aumento do nível de tensões. Para a resistência de ponta, as características dominantes são a redução tanto do ângulo de atrito como do índice de rigidez com o acréscimo do nível de tensões. Um outro fator seria a estrutura do solo, pois se o nível de tensões ou os fatores de instalação causarem o colapso da estrutura do solo, então os fatores relacionados à tensão, resistência e rigidez podem ser alterados drasticamente. Kulhawy (1996) resume seu relato destacando que o conceito conhecido por profundidade crítica resulta de muitos fatores, a maioria dos quais são relacionados às caraterísticas do solo in-situ. A influência das tensões residuais como fator preponderante entre os demais, particularmente para estacas cravadas, é apenas uma parte da explicação para descartar o conceito de profundidade crítica.

Maiorano et al. (1996) compararam tensões residuais induzidas na estaca pela cravação dinâmica e estática no topo, no centro e na ponta de estacas em perfis típicos de argila rija, argila mole e areia. Os autores concluíram que a cravabilidade de estacas é relativamente insensível à locação do impacto para perfis típicos de argila. Porém, para depósitos arenosos, assim como, provavelmente, para quaisquer depósitos com elevada resistência de ponta nas estacas, a cravabilidade é duas vezes mais fácil para cravação no fundo em relação ao topo ou centro da estaca. Maiorano et al. (1996) também verificaram, como relata Poulos (1987), que as curvas de carregamento estático podem ser afetadas de forma marcante pelas cargas residuais, principalmente no caso de elevadas resistências de ponta. Os autores recomendam, assim, a consideração das tensões residuais quando da interpretação dos ensaios de provas de carga.

Rausche et al. (1996) apresentaram uma análise incluindo uma sequência de vários golpes e utilizando o estado de tensões atuantes na estaca e no solo ao final de um golpe como condição inicial para o golpe seguinte. A degradação de resistência de atrito com cravações sucessivas pode ser também considerada nesta análise. Os autores mostram as diferenças entre uma análise tradicional de equação da onda e CAPWAP padrão e os avanços alcançados com a análise das tensões residuais (RSA, residual stress analysis) e golpes múlpiplos (MBA, multiple blow analysis). Análises de golpes múltiplos requerem a seleção de uma série de registros e parâmetros de ajuste para encontrar um ajuste satisfatório para todos os golpes de uma série. O ajuste de sinal do último golpe é apresentado como o resultado final. Uma série de asserções simplificadoras é considerada pelos autores de forma a reduzir as incertezas da MBA. A análise MBA considera, segundo os autores, as tensões residuais remanescentes nas estacas entre golpes individuais. Os autores apresentam exemplos de aplicação dessa análise e descrevem os seus benefícios e limitações.

1.2 REGISTROS MAIS RECENTES

A autora designou como “registros mais recentes” as contribuições posteriores à dissertação de Costa (1994) e Danziger e Lopes (2008), uma vez que a maior parte da revisão bibliográfica anteriormente resumida foi a mesma utilizada por Costa (1994). Além desse aspecto, Costa (1994) utilizou a mesma ferramenta numérica de

análise que será empregada na presente pesquisa, cujos recursos principais serão resumidos a seguir.

Uma forma de se obter uma previsão das tensões residuais de cravação pode ser pela análise do comportamento de estacas durante a cravação. O programa DINEXP, criado por Costa (1988), objetivou o controle das tensões que ocorriam durante a cravação de estacas offshore do Polo Nordeste da Bacia de Campos, de forma a evitar danos estruturais, bem como para a obtenção da capacidade de carga durante a cravação. O programa foi atualizado e novas rotinas foram introduzidas para incluir também a análise de cravabilidade. A seguir será apresentado um resumo do programa, bem como de sua interpretação para a obtenção das cargas residuais.

O programa DINEXP utiliza, para a discretização da estaca, uma solução uni-dimensional com elementos de viga. Dois modelos de solo são disponíveis, após Danziger (1991) ter incorporado e incluído novas rotinas para a aplicação do modelo elastodinâmico de Simons (1985). No modelo usual do tipo do Smith (1960), o solo é representado por molas não lineares com comportamento elasto-plástico. A resistência dinâmica é simulada por elementos de viscosidade (amortecedores) com resistências que dependem da velocidade. O modelo de Smith (1960) pode ser utilizado também numa versão melhorada, conhecido por Smith modificado por Goble et al. (1988). Alternativamente, o modelo de Simons (1985), pode ser também utilizado.

A integração das equações de equilíbrio dinâmico é realizada pelo algoritmo de integração explícita da diferença central. Uma descrição detalhada do programa pode ser encontrada em Costa (1988) e também em Danziger (1991), onde os dois modelos são descritos.

Em relação às tensões residuais, uma característica importante do programa DINEXP deve ser enfatizada. Na maioria dos programas de cravabilidade, a nega, ou deslocamento permanente para um golpe, é determinada indiretamente, como o deslocamento máximo do solo na ponta da estaca, durante a instalação, reduzido do valor do quake (parcela elástica do deslocamento). Esse procedimento tem a vantagem de ser rápido uma vez que o programa é executado apenas até o momento em que ocorre o deslocamento máximo (quando a velocidade de partícula se torna nula na ponta da estaca, e esta inicia a sua descompressão elástica). No programa

DINEXP a nega é determinada diretamente, até um tempo final de análise previamente escolhido e o deslocamento é calculado até este instante. Este máximo período de análise pode ser ajustado, se necessário, até que seja atingido um deslocamento estabilizado. Este procedimento leva a um deslocamento maior do que aquele calculado pela maioria dos programas (deslocamento máximo reduzido da parcela elástica do deslocamento). A razão desta diferença é atribuída por Costa et al. (2001) às tensões residuais que permanecem na estaca após a sua descompressão. A Figura 8 mostra uma curva típica de deslocamento da ponta da estaca em função da carga na ponta, bem como o deslocamento em função do tempo para uma análise realizada com os programas usuais (nega calculada indiretamente, pequeno intervalo de análise) e o Dinexp, em que a nega é determinada diretamente para um maior intervalo de análise, até a estabilização dos deslocamentos.

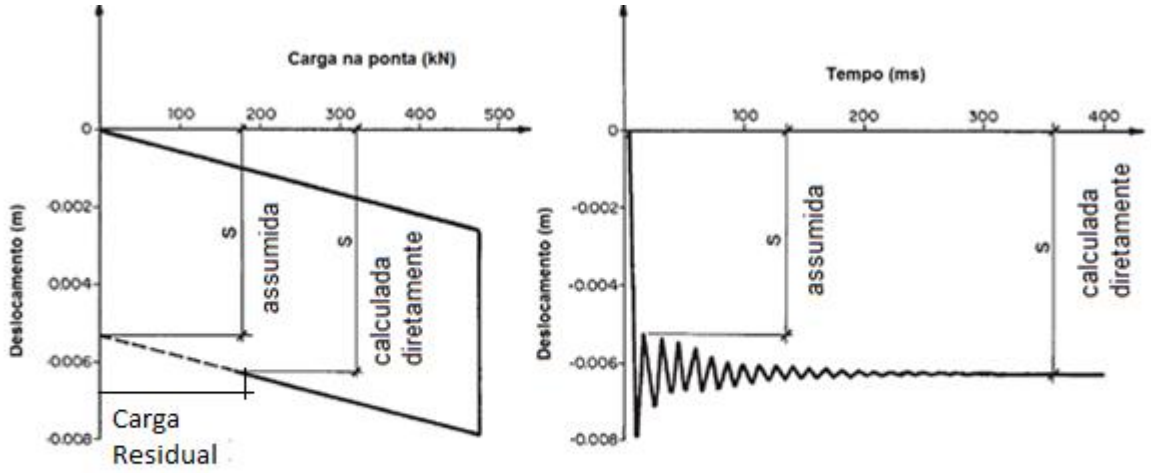


Figura 8 - Comportamento típico da ponta da estaca da análise Dinexp, mostrando o deslocamento da estaca versus carga na ponta e deslocamento da ponta versus tempo, Costa et al (2001).

A Figura 9, extraída de Costa et al. (2001) mostra uma curva típica de resistência mobilizada versus deslocamento na ponta da estaca ao longo do tempo. Na mesma figura são apresentados os resultados dos programas usuais, onde a nega (ou penetração da estaca para um golpe ou deslocamento permanente) é assumida como sendo igual ao deslocamento máximo subtraído do valor do deslocamento elástico (ou quake, Q), e o resultado pelo Dinexp, onde a nega é igual ao deslocamento estabilizado, calculado diretamente no tempo final da análise.

A diferença entre estes dois procedimentos de cálculo pode ser observada claramente na Figura 8. A carga residual na ponta da estaca corresponde à parcela da carga que não foi totalmente descarregada na curva carga versus deslocamento, que corresponde ao trecho da linha tracejada. Observa-se que ao se analisar a cravação num intervalo de tempo maior, os deslocamentos da ponta são maiores que aqueles assumidos na maioria dos programas de cravabilidade, sendo a diferença correspondente ao trecho pontilhado da Figura 8. De fato, ao se considerar uma mesma rigidez do solo na ponta da estaca no carregamento e no descarregamento, o que costuma ser uma asserção comum em estudo de cravabilidade, a Figura 8 ilustra a influência das tensões residuais no deslocamento da ponta da estaca.

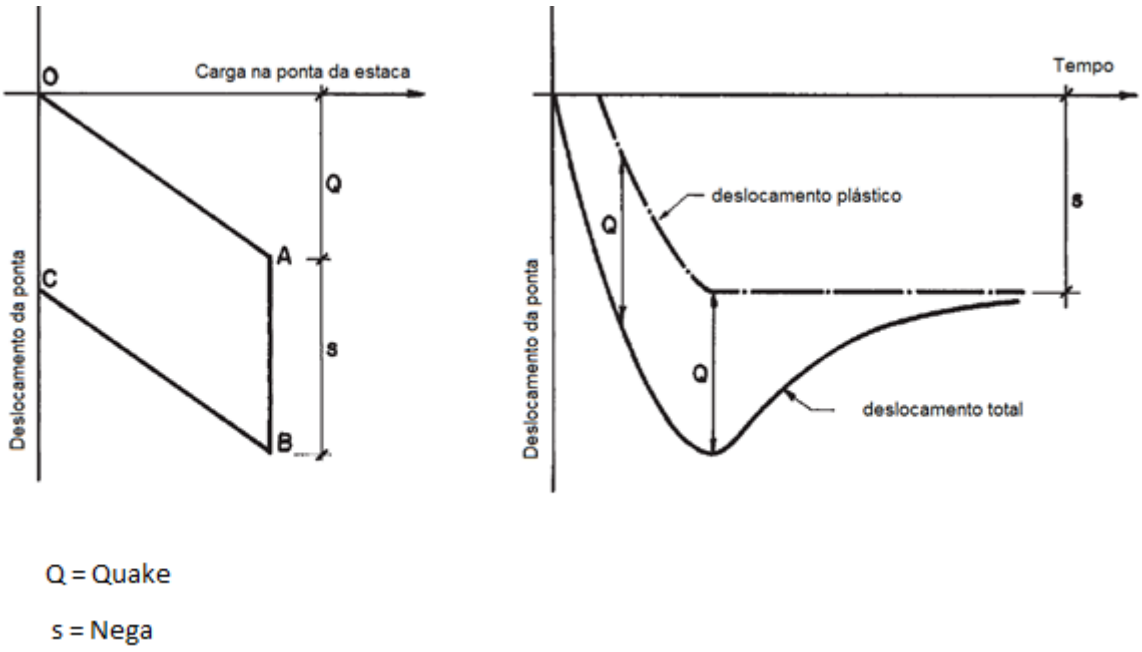


Figura 9 - Deslocamento versus carga e deslocamento versus tempo na ponta da estaca quando não há tensão residual, Costa et al (2001).

A Figura 9 ilustra a situação onde não há tensão residual na ponta após o descarregamento da estaca. Nesse caso, o deslocamento máximo (ponto B) é igual ao quake Q somado ao deslocamento plástico s (nega). Após o descarregamento, linha BC, o deslocamento elástico diminui até zero, quando a estaca é totalmente descarregada. Para esta situação a nega é calculada como o máximo deslocamento da ponta subtraído do quake, como na grande parte dos programas de cravabilidade.

A Figura 10, por outro lado, ilustra a situação onde a tensão residual está presente após o descarregamento. O deslocamento máximo da ponta (ponto B)

corresponde ao quake de ponta somado ao deslocamento plástico. Porém, durante o descarregamento o deslocamento elástico diminui mas não se torna nulo, uma vez que permanecem na ponta da estaca tensões residuais após completa dissipação da energia decorrente do golpe do martelo. Neste caso, o deslocamento permanente (nega) contém duas parcelas. A primeira corresponde ao deslocamento permanente que ocorreria se nenhuma tensão residual estivesse presente e é igual ao deslocamento máximo reduzido do quake. A segunda componente de deslocamento é relativa ao deslocamento elástico residual na ponta da estaca (a) que pode ser também calculado como a carga residual na ponta da estaca dividido pela rigidez do solo na ponta.

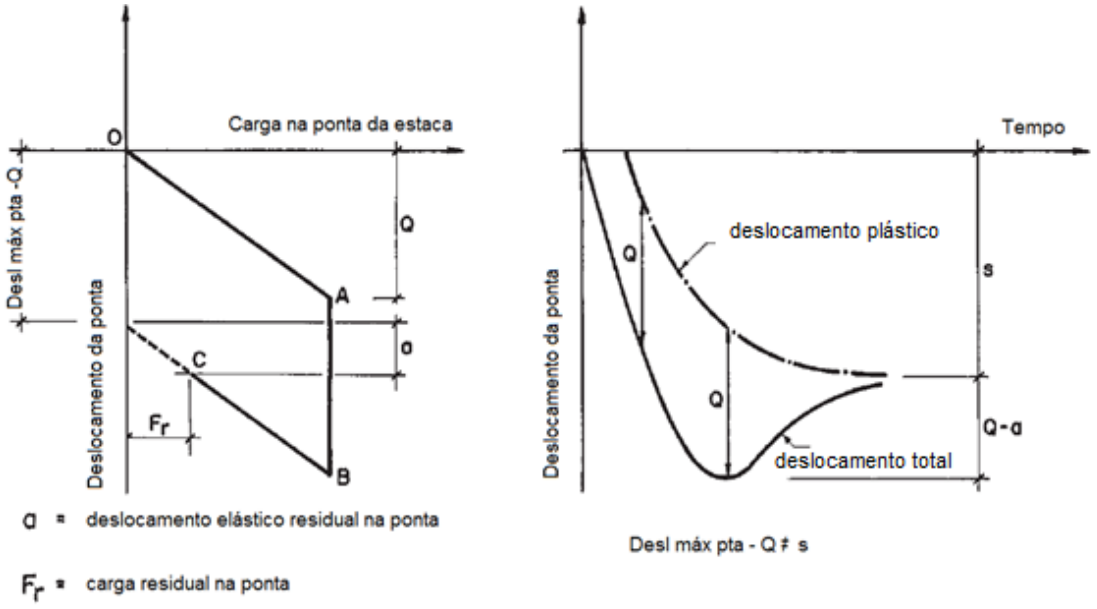


Figura 10 - Deslocamento versus carga e deslocamento versus tempo na ponta da estaca quando há tensão residual, Costa et al (2001).

A Figura 9 e Figura 10 ilustram situações simplificadas relacionadas a um único ciclo de carregamento e descarregamento. Na realidade, as tensões atuantes e resistentes do solo durante a cravação apresentam ciclos sucessivos de carregamento e descarregamento como indicado na Figura 8 que descreve o comportamento típico que ocorre na ponta da estaca. Nesta figura, o deslocamento do solo no nível da ponta da estaca apresenta uma série de picos correspondendo às sucessivas reflexões da onda de tensão. Este comportamento ocorre até que a energia transferida à estaca tenha sido completamente dissipada no maciço de solo e, nesta situação, o deslocamento da ponta da estaca se encontra estabilizado.

Em 2002, Fellenius publicou dois artigos complementares. No primeiro ele trata, basicamente, dos cuidados quando da interpretação de provas de carga instrumentadas, em que se deve verificar sobre o correto funcionamento dos instrumentos de medida e da ocorrência de tensões residuais anteriores ao carregamento do ensaio. O citado autor destaca que, a menos que as tensões residuais sejam consideradas na análise dos ensaios, a instrumentação da estaca não acrescenta muito valor à prova de carga. Quando as tensões residuais são consideradas, o fato de se ter uma prova de carga com estaca instrumentada, também, aumenta a compreensão da interação solo x estaca para o projeto específico através da correta separação entre a resistência de atrito e a resistência de ponta da estaca testada.

No segundo artigo, que complementa o primeiro, Fellenius (2002b) propõe um procedimento para a determinação das tensões residuais. A questão que se coloca é: como as tensões residuais podem ser conhecidas quando tudo o que se conhece é o aumento do esforço normal na estaca devido à carga aplicada à cabeça da estaca no ensaio? O citado autor analisa, inicialmente, uma prova de carga instrumentada em uma estaca pré-moldada.

O ensaio que serve de base é o mesmo citado em Fellenius e Altaee (1995), das duas estacas instrumentadas quadradas de 0,285m de lado, cravadas até profundidades de 11 e 15m numa areia fofa a compacta. A instrumentação com strain gages foi colocada antes da concretagem. A Figura 11 - A apresenta a resistência de cone q_c, e os valores de N_{SPT}, cujos gráficos indicam um maciço de solo de densidade uniforme. A Figura 11 - B mostra as cargas medidas ao longo do fuste por ocasião da ruptura. Para ambas as estacas, as curvas de distribuição das resistências medidas apresentam uma conformação na forma de um “S”, ou seja, uma curva que indica, a pequenas profundidades, uma inclinação mais acentuada, seguida de uma inclinação tênue, voltando a uma inclinação acentuada.

Uma vez que a inclinação da curva de transferência de carga é uma indicação do atrito unitário do solo, a conformação em S da curva sugere que a resistência por atrito ao longo do terço médio da estaca é superior àquele do terço inferior. No entanto, o perfil do subsolo não é consistente com um perfil de resistência de atrito unitário que se reduz com a profundidade. De fato, o padrão tipo S da curva de transferência de

carga é típico de resultados de ensaios afetados por tensões residuais anteriores ao início dos ensaios. Nestas situações, as distribuições de resistências registradas pelas curvas de transferência de carga não mostram as distribuições verdadeiras de resistências ao longo do fuste que seriam despertadas se as estacas estivessem, de fato, com carga nula no início do ensaio.

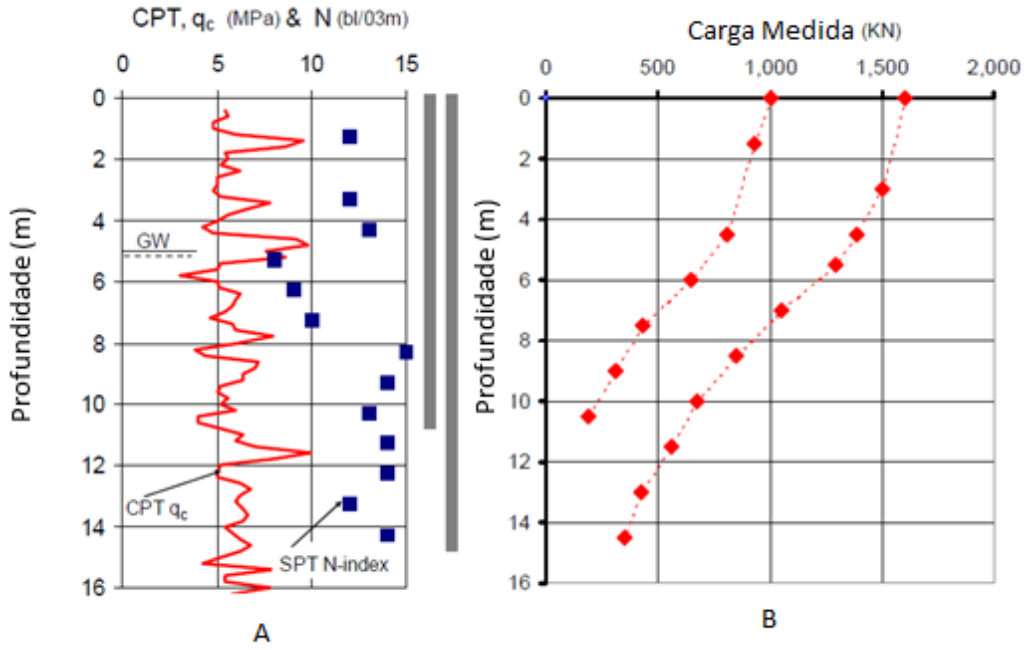


Figura 11 - Perfil de q_c e N_{spt} x profundidade e transferência de carga medida na ruptura de duas estacas instrumentadas de 11 e 15 m num maciço arenoso de fofo a compacto, dados de Altaee (1992).

A tensão residual se desenvolve através da mobilização de atrito negativo no trecho superior da estaca de forma a equilibrar a parcela da resistência de ponta não totalmente descomprimida quando do repique elástico da estaca e o atrito positivo no trecho inferior da estaca. No carregamento, quando da prova de carga, antes que o atrito positivo seja mobilizado, no trecho superior da estaca, o atrito lateral negativo deve ser antes revertido. Isto significa que a inclinação da curva de transferência de carga superestima a resistência mobilizada por atrito por um fator próximo de dois (isso porque, para fins práticos, considera-se que a resistência ao cisalhamento seja independente da direção do cisalhamento). Portanto, onde a tensão residual é desenvolvida a ponto de mobilizar por completo o atrito negativo no trecho superior da estaca, a redução da carga ao longo deste trecho do fuste é o dobro da resistência

“verdadeira” por atrito. Esta observação pode ser utilizada para determinar a distribuição da resistência “verdadeira” do atrito lateral. O uso desta proposta de análise de Fellenius (2002) é, então, exemplificada na aplicação aos resultados das duas provas de carga da Figura 12.

A análise se inicia pela plotagem da metade da redução da carga, ou seja, pela determinação do diagrama de atrito lateral real com a profundidade, mostrado pela curva mais à esquerda da Figura 12, aquela com os pontos representados por balões sólidos. A curva do meio, representada por quadrados sólidos, indica a transferência de carga medida. A curva então determinada como a “curva metade” é ajustada à uma distribuição teórica numa análise em tensões efetivas. Como indicado na figura, o ajuste é possível até uma profundidade de cerca de 8,5 m. Abaixo desta profundidade, a taxa de aumento da curva medida de transferência de carga reduz, as duas curvas se separam numa profundidade que corresponde ao plano neutro, ou seja, o trecho de transição entre o atrito negativo e o atrito positivo. A curva “verdadeira” de transferência de carga ao longo do trecho ajustado é a diferença entre a carga aplicada na cabeça e os valores do atrito lateral calculado.

De acordo com o perfil do subsolo, é muito provável que a resposta do solo abaixo da profundidade de 8,5m seja similar àquela acima desta profundidade. Isto significa que é razoável assumir que os parâmetros do solo abaixo dos 8,5m sejam iguais àqueles acima deste trecho. A extensão em pontilhado (“extrapolação”) da distribuição de resistências “verdadeira” é o resultado do cálculo da análise em tensões efetivas pela aplicação dos parâmetros de ajuste da análise de dados da superfíce até 8,5m de profundidade. A resistência de ponta indicada pelo valor da carga na ponta é a carga aplicada no topo da estaca subtraída da carga total calculada por atrito. Naturalmente que, se o perfil do subsolo indicasse um solo de natureza diferente abaixo da profundidade de 8,5m, a extrapolação da resistência “verdadeira” teria uma maior incerteza. Concluindo, a distribuição da carga residual para o comprimento abaixo da profundidade de 8,5m até a ponta da estaca pode, então, ser determinada pela subtração das transferências das cargas medidas da transferência da carga “verdadeira” ao longo da estaca.

Duas condições servem como verificaçao à construção da extensão da curva “verdadeira” da transferência de carga. (i) se a tensão residual no trecho inferior da

estaca (trecho de atrito positivo) for completamente mobilizada, a curva de transferência de carga verdadeira e a curva de distribuição de carga residual devem ser paralelas. (ii) caso a tensão residual no trecho inferior da estaca (trecho de atrito positivo) não seja completamente mobilizada, como no caso exemplificado, a inclinação da curva “verdadeira” não pode ser nunca superior àquela da distribuição da tensão residual ao longo deste comprimento da estaca. Estas condições vão ser úteis na determinação do comprimento do trecho de transição de atrito negativo a atrito positivo. Para perfis de solos simples, as condições e ajustes de curvas podem ser manipulados por cálculos em planilhas. Em casos envolvendo perfis de solos não homogêneos e distribuição não hidrostática de poro pressões, efeitos de estacas adjacentes e/ou escavações próximas, as análises devem ser feitas com a utilização de programas especiais ou os cálculos podem se tornar muito demorados.

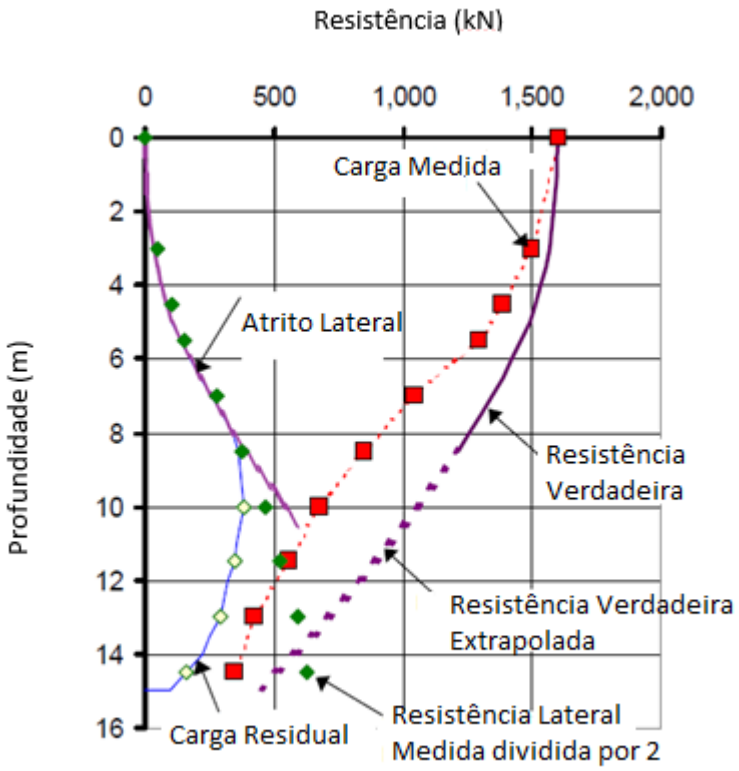


Figura 12 - Resultados dos ensaios com a transferência de carga medida e distribuição medida na ruptura da estaca longa pré-moldada, dados de Altaee et al., 1992.

Os resultados dos dois ensaios juntos encontram-se na Figura 13.

A Figura 13 à esquerda inclui a transferência de carga medida na ruptura, a carga “verdadeira” e a carga residual, enquanto à da direita ilustra a distribuição da carga por atrito medida e a corrigida (para servir como referência, a distribuição da carga residual é também mostrada). O procedimento de cálculo estabelece os parâmetros que são utilizados para o projeto deste caso de obra. Sem a correção e o estabelecimento da carga residual, os resultados poderiam ter sido mal interpretados, indicando a presença de uma profundidade crítica de 25 a 30 diâmetros de profundidade para as estacas curta e longa, respectivamente.

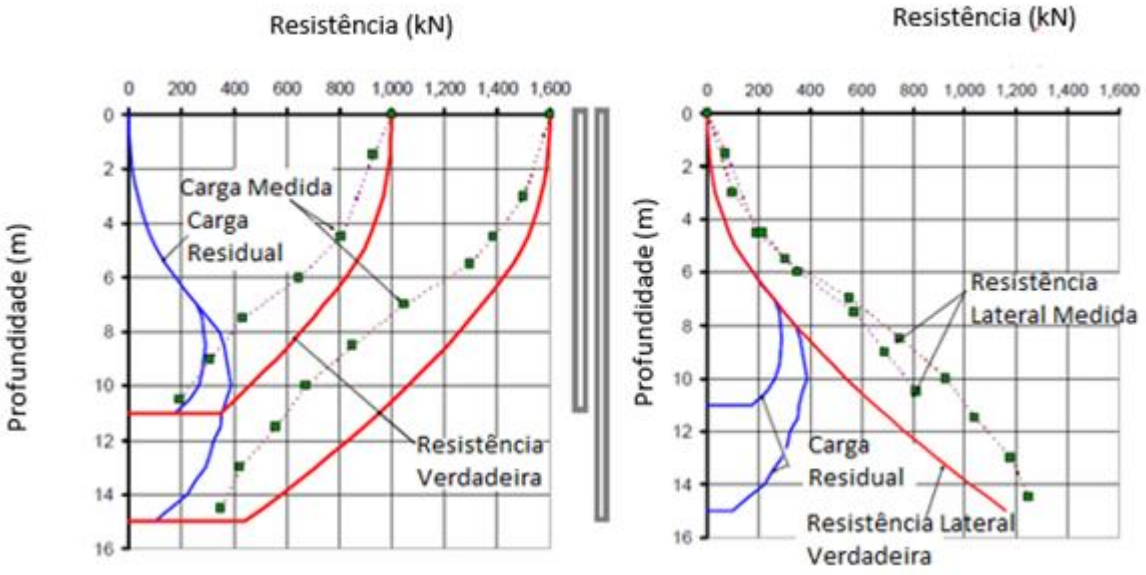


Figura 13 - Resultados das análises para as duas estacas, dados de Altaee et al. (1992).

Fellenius (2002) mostra um outro caso onde os ensaios envolveram uma interpretação de instrumentação dinâmica com aplicação do CAPWAP. A análise tipo CAPWAP faz uso da deformação específica e aceleração medida durante o impacto do martelo. Entre outros resultados a análise indica a resistência estática mobilzada durante o golpe e a distribuição do atrito com a profundidade. A partir destes resultados, obtem-se também, para a resistência mobilizada, o diagrama de transferência de carga em função da profundidade.

De fato, o citado autor ressalta que a análise de tensões residuais a partir dos resultados de provas de carga estáticas exige que a estaca seja instrumentada. Tais resultados são raros. Contudo, independentemente do tipo de ensaio, qualquer ensaio que produz uma distribuição de resistências com a possibilidade de se traçar a curva

de transferência de carga para a carga aplicada, com valores tomados como nulos no início do ensaio, são adequados à análise da distribuição das tensões residuais.

Como exemplo, Fellenius (2002) considerou um ensaio dinâmico com o emprego do **P**ile **D**riving **A**nalyser (PDA) com a análise CAPWAP, ensaio este comum para estacas cravadas e ocasionalmente também utilizado em estacas escavadas. Os resultados da análise CAPWAP podem ser, também, influenciados pelas cargas residuais e podem necessitar de ajustes similares antes que o perfil da resistência "verdadeira" seja encontrado. Porém, no CAPWAP, a distribuição de resistências tem uma incerteza menor do que numa estaca instrumentada, onde se mede, através de strain gauges, o esforço normal em cada nível instrumentado. No caso do CAPWAP, a interpretação deve ser ainda mais cuidadosa e também norteada nas informações da caracterização do solo in-situ através de ensaios de boa qualidade.

O caso em estudo é o de uma estaca de 0,25m de largura, também pré-moldada de concreto, cravada a 19m num depósito de areia fofa a compacta, cujos dados foram apresentados por Axelsson (1998). O perfil do subsolo próximo à estaca ensaiada é indicado na Figura 14 à esquerda, consistindo do perfil de q_t x profundidade do CPT com a profundidade. Uma instrumentação dinâmica foi realizada na recravação, após 143 dias do início da instalação da estaca. O primeiro golpe da recravação foi utilizado na análise CAPWAP. Na Figura 14 à direita é ilustrada a curva de transferência de carga obtida para a resistência mobilizada. A resistência mobilizada no ensaio foi de 1440 kN e as parcelas de atrito e ponta mobilizadas, respectivamente, 1110 kN e 330 kN. Observa-se, também neste caso, uma curva de transferência de carga em forma de "S", que é típica de uma "falsa distribuição" de resistências, ou seja, de uma distribuição de resistências afetada pela presença de tensões residuais. Que existam tensões residuais nesta estaca, não é surpresa, uma vez que se trata de uma estaca relativamente longa em areia, situação que, mais a frente será ilustrada e estudada pela autora da presente dissertação. Nas sequências anteriores de golpes, por ocasião da cravação contínua, muito provavelmente ocorreu o desenvolvimento de tensões residuais.

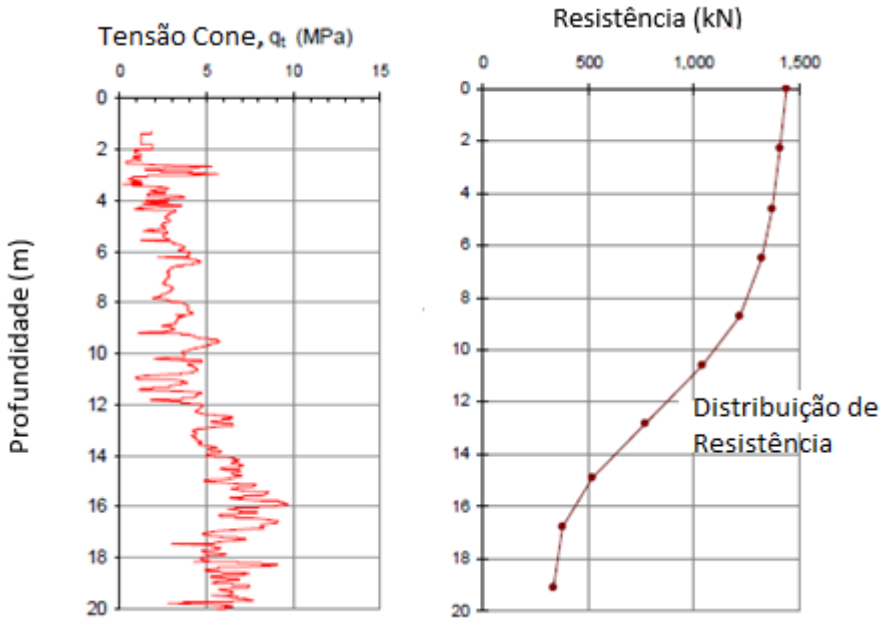


Figura 14 - Resultados da análise CAPWAP da recravação, estaca pré-moldada quadrada, D=0,285m, l= 19m, cravada em areia fofa.

A distribuição da resistência mobilizada “medida” indica que a resistência de atrito unitário aumenta até uma profundidade de cerca de 13m. Abaixo desta profundidade, e nos últimos 4m, abaixo de 15m, o atrito lateral é muito baixo. Este aspecto é inconsistente com o perfil de q_t do ensaio CPT.

A Figura 15 ilustra os resultados do procedimento proposto por Fellenius (2002) na determinação da curva de transferência de carga “verdadeira” da estaca. Uma distribuição de atrito lateral ajustado à “curva metade” foi determinada e um bom ajuste foi obtido até 13m de profundidade. Após essa etapa de análise, uma asserção foi feita de que os parâmetros da análise em tensões efetivas com o parâmero beta (coeficiente beta) encontrado até 13m fosse utilizado para o trecho abaixo dos 13m. Assim a curva de transferência “verdadeira” foi calculada, ver Figura 12.

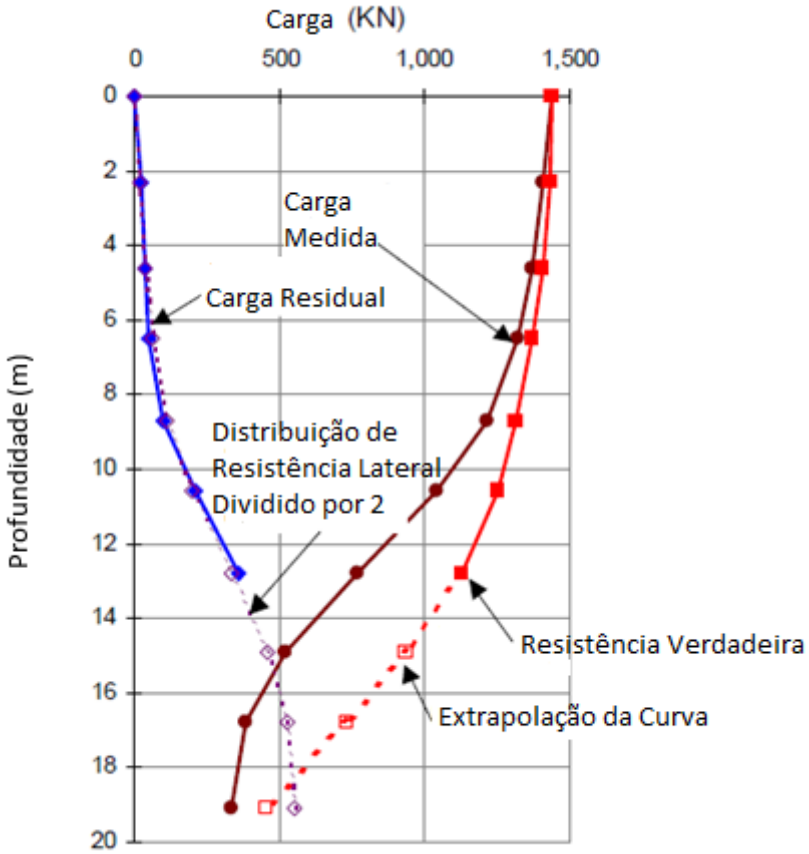


Figura 15 - Ajuste da transferência de carga medida e a “verdadeira” calculada através da distribuição da resistência por atrito.

A transferência de carga medida no ensaio subtraída da transferência de carga “verdadeira” fornece as cargas residuais ao londo da estaca. Os resultados completos são ilustrados na Figura 16.

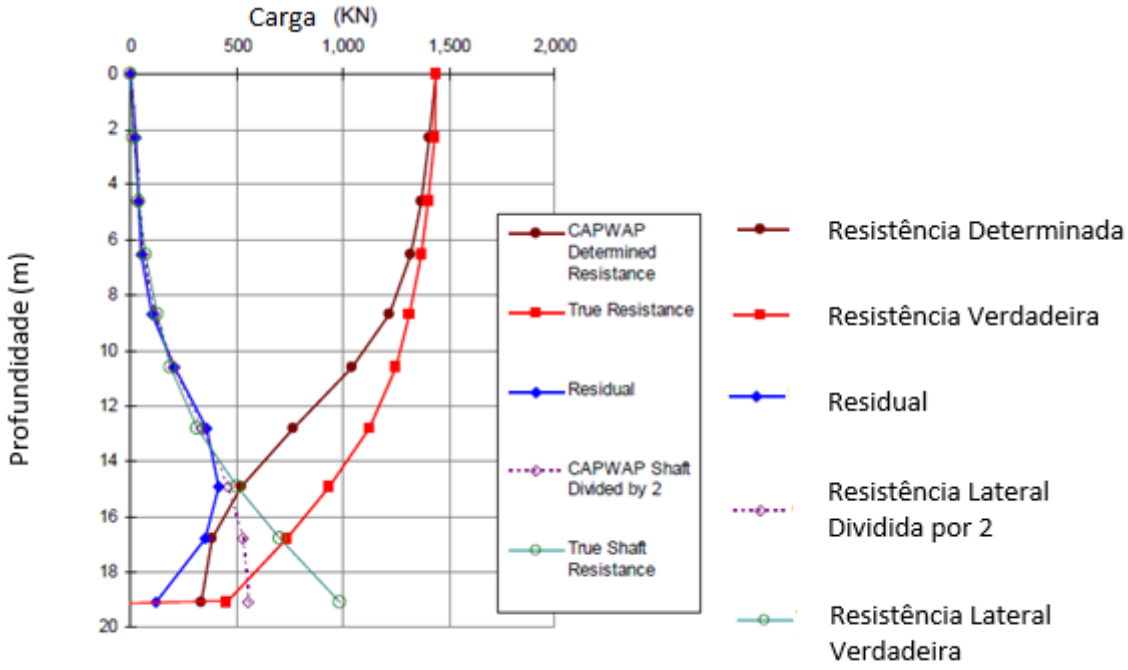


Figura 16 - Ajuste da transferência de carga medida e a “verdadeira” calculada através da distribuição da resistência por atrito.

Para este caso, a asserção de que um mesmo coeficiente beta seja aplicado acima e abaixo da profundidade de 13m resulta numa distribuição de carga residual que indica que a resistência por atrito positivo não foi totalmente mobilizada na parte inferior da estaca, exceto para o trecho de 2m acima da ponta.

A análise poderia ser ainda refinada pela aplicação de valores maiores de beta próximo à ponta da estaca. A repetição do cálculo, para um limite superior de beta, resulta do fato de, assim procedendo, o perfil de resistência “verdadeira” e o perfil da carga residual podem ser paralelas, mas o perfil da transferência de carga “verdadeira” não pode ser mais inclinado do que a inclinação da distribuição da resistênca residual. Contudo, o fato da transferência de carga medida pelo CAPWAP não ser vertical para o último elemento (abaixo de 17m) mostra que o atrito positivo imediatamente acima da ponta da estaca não é totalmente mobilizado pela tensão residual. Ao mesmo tempo, o perfil do ensaio CPT mostra que a conclusão de que a resistência unitária por atrito abaixo de 13m não é menor do que acima de 13m, ou seja, a escolha de um mesmo valor de beta acima e abaixo de 13 m é consistente. Em outras palavras, uma boa dose de julgamento de engenharia e análise criteriosa

são necessárias no processo e os resultados das análises só podem ser obtidas na faixa de contorno de limites superioes e inferiores.

Para este caso estudado e exemplificado por Fellenius (2002), o atrito lateral corrigido é de 985 kN, a resistênca de ponta é de 455 kN, se opondo a valores originais obtidos pelo CAPWAP, de 1110 kN e 330kN, respectivamente. O objetivo desta análise consiste na obtenção de uma distribuição de resistências “verdadeira” e, então, utilizá-la na análise dos parâmetros básicos, tais como os coeficientes beta e os de capacidade de carga da ponta. Valores falsos resultam em conclusões também falsas e recomendações de projeto não confiáveis.

Fellenuius (2002) ainda analisa a medição das tensões residuais. O autor comenta que diferentemente dos ensaios em que o carregamento é sempre de cima para baixo, ensaios que utilizam a célula tipo Osterberg (Osterberg, 1998) fornecem dados que permitem a análise das cargas residuais. O ensaio com a célula Osterberg consiste na expansão de um dispositivo hidráulico especial, colocado na base da estaca (ou no trecho inferior de seu fuste), que empurra o fuste para cima e a ponta para baixo. A carga máxima do ensaio é alcançada quando ou a resistência máxima do fuste é atingida ou um máximo recalque da ponta é obtido. Quando o ensaio se inicia, a carga na ponta da estaca é gual ao peso da estaca mais a carga residual. Esta carga é gradualmente transferida de um contato físico entre as placas de topo e fundo da célula para a pressão na célula. Durante essa transferência, nenhum movimento ou movimentos insignificantes ocorrem nas placas das células. Uma vez que a transferência da carga nestas células é completada, a carga na célula é aumentada continuamente e resulta num maior movimento de separação entre as placas, o que significa que a estaca está sendo comprimida, com aumento da carga sobre a estaca. Dessa forma, a análise do comportamento inicial dos deslocamentos da célula estabelece a magnitude das tensões residuais da estaca na altura da célula. Para outros niveis de locação da célula, os ensaios são combinados com strain gauges colocados em diferentes níveis na estaca. A análise da distribuição “verdadeira” de resistência destes strain gauges aplica o mesmo método utilizado para a prova de carga convencional com carga descendente aplicada na cabeça da estaca. A análise deve considerar, naturalmente, que o ensaio com a célula de Ostergerg impõe à estaca atrito negativo em todo o seu comprimento acima da célula. A

vantagem do ensaio com a celula de Osterberg é que a análise dos dados do strain gauge é norteada pelo conhecimento real da carga residual na célula.

Fellenius (2002) conclui sua análise destacando que a vantagem do método proposto para a determinação das tensões residuais é que este independe da leitura de retorno ao “zero” dos strain gauges devido à transferência que ocorre no material da estaca em função da alteração de temperatura, deslizamento, etc. Isso porque o método se baseia apenas nas cargas introduzidas (medidas no nível dos instrumentos de leitura), durante o carregamento da prova de carga.

O mecanismo de geração de tensões residuais é semelhante ao mecanismo de geração do atrito negativo. Assim, se um ensaio a longo prazo numa estaca instrumentada objetivando o estudo do desenvolvimento do atrito negativo é finalizado com um ensaio de prova de carga estática, o método pode se aplicado para determinar a distribuição do atrito negativo e eliminar a influência potencial do retorno ao “zero” (ou seja, mudanças na leitura sem carregamento) dos strain-gauges.

Fellenius (2002) salienta também que uma parcela considerável de julgamento e análise crítica é praticada durante as análises e a utilização dos resultados deve estar relacionada à uma análise estática da resposta do solo com base nos princípios da mecânica dos solos. O procedimento proposto só deve ser utilizado com o conhecimento adequado obtido por ensaios CPTU e amostragem do solo. O conhecimento apenas de uma sondagem associada ao ensaio SPT com informações descontínuas do solo raramente é suficiente.

Zhang e Wang (2007) apresentaram um artigo contendo um banco de dados muito relevante sobre o desenvolvimento de tensões residuais em estacas longas em solos residuais jovens. Os autores realizaram um programa experimental de campo, em escala natural, em onze estacas metálicas, perfil H, com comprimentos de até 60 m, com instrumentação da cravação e com resultados de provas de carga estáticas. Os resultados indicaram que as cargas residuais aumentaram de forma aproximadamente exponencial com a profundidade de penetração. Esse artigo será melhor detalhado no capítulo 4, uma vez que o banco de dados disponibilizado no artigo foi utilizado, em parte, nesta dissertação. Neste trabalho verificou-se que, excetuando-se alguma contribuição recente de Fellenius, documentada

anteriormente, há muito pouca informação, na literatura técnica mais recente, sobre pesquisa em tensões residuais, além do que foi resumido nesta pesquisa bibliográfica.

Danziger e Lopes (2008) apresentaram uma discussão ao artigo de Zhang e Wang (2007) ressaltando, inicialmente, que não é comum se ter resultados de campo numerosos e incluindo a medição de tensões residuais em estacas longas do tipo H como os autores apresentaram. Estas informações, segundo Danziger e Lopes (2008), poderiam ser utilizadas para inferir resultados anteriores de Costa et al. (2001).

Danziger e Lopes (2008) reportaram que Costa et al. (2001) procederam a uma análise paramétrica num programa de cravabilidade que incluiu um enfoque mais rigoroso para a determinação das tensões residuais, detalhados anteriormente nas Figura 8, Figura 9 e Figura 10. Danziger e Lopes (2008) indicaram na Tabela 1 e Tabela 2 da discussão, reproduzida na Figura 17 e na Figura 18, resultados que confirmam as observações de campo encontradas por Zhang e Wang (2007).

Tabela 1 - Relação entre Carga Residual na Ponta Após a Cravação ($Q_{p,res\ driv}$) e Capacidade de Carga Total (Q_R) [Adaptado de Costa et al. (2001)]

Case	P2-DL	P5-DL	P8-DL	P2-DU	P5-DU	P8-DU
$Q_{p,res\ driv}/Q_R$	0.07	0.15	0.10	0.09	0.16	0.09

Figura 17 - Tabela 1 de Danziger e Lopes (2008).

Na Figura 17 reproduzida da citada discussão, Danziger e Lopes (2008) observaram que a razão entre a tensão residual na ponta e a capacidade de carga total inicialmente cresce e depois decresce com o aumento da porcentagem de ponta. De fato, para estacas curtas, com pequena penetração, a resistência de atrito é baixa para compressão e a parcela de ponta é alta. Da Figura 18 pode-se observar que para alta porcentagem de ponta a tensão residual na ponta, após a cravação, é reduzida, pelo fato de não haver resistência de atrito suficiente para impedir parcela significativa da descompressão na ponta da estaca. Por outro lado, para estacas muito longas com a ponta embutida em solo muito resistente, como é o caso das estacas instrumentadas de Zhang e Wang (2007), a resistência lateral é suficientemente alta para restringir a completa descompressão da estaca. No caso de estacas flutuantes, trabalhando apenas por atrito, a razão entre a parcela de resistência de ponta em relação à capacidade de carga total é tão pequena que a tensão residual na ponta praticamente

não ocorrerá. Embora não seja comum se ter um programa tão extenso de estacas contemplando a instrumentação de tensões residuais, as estacas instrumentadas por Zhang e Wang (2007) são muito longas e com elevada resistência de ponta, com as condições de contorno ideais para o desenvolvimento de cargas residuais importantes.

Danziger e Lopes (2008) apresentaram na discussão a Tabela 2, reproduzida na Figura 18, onde extraíram resultados dos ensaios realizados por Zhang e Wang (2007). A partir dos resultados apresentados por Zhang e Wang (2007), Danziger e Lopes (2008) representaram a carga de ruptura na ponta (coluna 2), a carga de ruptura total pelo critério de Davisson (1972), (coluna 3), a porcentagem de ponta (coluna 4) a tensão residual na ponta observada na prova de carga estática (coluna 5), a tensão residual na ponta após cravação (coluna 6), a razão entre a tensão residual obtida na ponta muito tempo após a instalação em relação à observada após a instalação e a razão entre a tensão residual na ponta em relação à capacidade de carga total.

Tabela 2 - Resumo de Informações das Estacas Ensaiadas

Estaca	Q_p (kN)	Q_R (kN)	Q_p/Q_R (%)	$Q_{p,residual}$ (kN)	$Q_{p,res\ driv}$ (kN)	$Q_{p,residual}/Q_{p\ res\ driv}$	$Q_{p\ res\ driv}/Q_R$
1A13	3940	11354	35	2062	1645	1.25	0.14
1B3-2	4313	10644	41	1125	1142	0.98	0.11
1B1-2	4125	9934	42	2812	656	4.28	0.07
1A22	5250	11708	45	4125	790	5.22	0.07
1B3-1	5625	11708	48	3375	1190	2.83	0.10
1B2-1	4125	8496	49	1500	903	1.66	0.11
1B1-4	5620	9580	59	380	444	0.85	0.05
1B3-3	6750	9580	70	750	681	1.10	0.07
1B1-3	8190	10999	74	380	217	1.75	0.02

Figura 18 - Tabela 2 de Danziger e Lopes (2008).

As estacas 1B1-1 e 1B2-1 não foram incluídas na Tabela 2, pelas seguintes razões: na estaca 1B1-1 os autores reportaram que cargas residuais muito altas foram desenvolvidas quando a estaca foi cravada na rocha. Já a estaca 1B2-2 não está com os dados completos no artigo original. Os resultados das nove estacas restantes estão incluídos na Tabela 2 (Figura 18).

Danziger e Lopes (2008) observaram, ao analisar a Tabela 2, o mesmo comportamento das análises paramétricas de Costa et al (2001), ou seja, para todas

as estacas, exceto para as duas estacas iniciais da Tabela 2, a razão entre a carga residual na ponta e a capacidade de carga total inicialmente cresce, e depois decresce, com o crescimento da porcentagem de ponta, as maiores razões ocorrendo para porcentagens de ponta de 50%. Pode-se, assim, concluir que as cargas residuais podem ser previstas de forma satisfatória por programas de cravabilidade quando a nega é determinada diretamente, como os autores propõem.

Danziger e Lopes (2008) também fizeram observações quanto à questão dos elevados N_{SPT} registrados pelos autores, valores da ordem de até 200 golpes, e da falta de conhecimento da eficiência do N_{SPT} para a devida correção da energia.

Em resposta à discussão de Danziger e Lopes (2008), Zhang e Wang (2008) informaram que, de fato, os valores de N_{SPT} no campo foram geralmente superiores a 200 golpes por 0,3m, em profundidades superiores a 50m, indicando que o solo residual local possui elevada resistência. Informaram também que o procedimento do ensaio, em Hong Kong segue as recomendações da ISSMFE (1989). Os valores indicados no artigo não foram corrigidos para a energia transferida no topo das hastes e a profundidade. Informaram ainda que um estudo limitado da calibração da energia realizado pelo Geotechnical Engineering Office (19997) mostrou uma porcentagem de energia de 29 a 43% em relação à potencial teórica, e que não apresenta variação relevante até comprimento de hastes de até 27m. Os citados autores acreditam que, quando o N_{SPT} se aproximava de 200 golpes/ 0,3m, a energia utilizada na penetração deve ser ainda menor, isso porque eles observaram esta questão na cravação das próprias estacas. Os autores observaram, por exemplo, em Zhang (2005), a energia transferida na cravação, neste mesmo local, por martelos hidráulicos. Os citados autores informaram que se observou eficiências da ordem de 67 a 79% em martelos hidráulicos DKH1523 e eficiências ainda maiores quando do uso do martelo hidráulico JUNTTAN20. No entanto, a energia utilizada na penetração das estacas foi muito reduzida (0,5 a 7%), ao final da cravação. A maior parte da energia transferida foi perdida na deformação elástica do sistema de cravação, da estaca e do solo.

A autora da presente pesquisa irá abordar oportunamente, em capítulos que se seguirão nesta dissertação, sobre tais comentários.

2 VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA DINEXP

Antes de apresentar as análises realizadas nesta etapa do trabalho de pesquisa, cabe verificar a versão modificada do programa Dinexp conforme Alves (2004). Alves (2004) introduziu algumas adaptações nas rotinas de entrada de dados, visando melhorar a praticidade de utilização do programa.

A partir dos dados apresentados por Costa (1994), utilizando o programa DINEXP-1D, foi realizada, primeiramente, uma reprodução de seu estudo paramétrico com o objetivo de aferir os resultados obtidos na nova versão do programa.

Para o estudo paramétrico reproduzido foi feita a mesma simulação de cravação de uma estaca metálica fictícia, cujas características seguem abaixo.

Dados da estaca:

Tipo de estaca: metálica

Tipo de seção transversal: perfil duplo I 12”

Área da seção transversal: 2 x 77,3 cm²

Módulo de elasticidade da estaca: 2,1 x 10^{8} kN/m²

Comprimento total: 20 m

Comprimento em solo: 20 m

Capacidade de carga: 2400 kN

Dados do terreno:

Tipo de solo: Areia

Quake: 0,254 cm

Coeficiente de amortecimento lateral: 0,164 seg/m

Coeficiente de amortecimento na ponta: 0,492 seg/m

Dados do Sistema de Cravação:

Peso do martelo, W: 20, 25 e 30 kN

Altura de queda, h: 1,50; 1,80 e 2,00 m

Eficiência do martelo: 75%

Módulo de elasticidade do coxim: 1,8 x 10^6 kN/m²

Coeficiente de restituição do coxim: 50%

Para o desenvolvimento do estudo, verificou-se a distribuição da capacidade de carga da estaca onde três situações diferentes foram abordadas, variando-se os percentuais de ponta da estaca em questão.

1 – Parcela de Ponta: 20% (P2)

2 – Parcela de Ponta: 50% (P5)

3 – Parcela de Ponta: 80% (P8)

No que se refere a distribuição de atrito lateral duas hipóteses foram consideradas:

1 – Distribuição de atrito lateral linear.

2 – Distribuição de atrito lateral uniforme.

Em relação à energia de cravação, três valores distintos foram avaliados, conforme Tabela 1.

Energia	W (kN)	h (m)
E1	20	1,50
E2	25	1,80
E3	30	2,00

Tabela 1 – Valores de W e h para os três níveis de energia

Costa (1994) propôs que para cada valor da parcela de ponta fosse verificada a distribuição do atrito lateral e, no caso de distribuição uniforme, a energia de cravação seria variada. A Tabela 2, abaixo, representa um resumo de todos os casos analisados para melhor compreensão.

Caso	Parcela de Ponta	Energia de Cravação			
		Linear	Uniforme		
1º Caso	20%	E1	E1	E2	E3
2º Caso	50%	E1	E1	E2	E3
3º Caso	80%	E1	E1	E2	E3

Tabela 2 – Resumo dos casos analisados (Costa, 1994).

Conforme estabelecido por Costa (1994), foi utilizado também um coxim de madeira visando reduzir as elevadas vibrações nas respostas.

Seguiu-se também o mesmo critério de divisão da estaca e intervalos de tempo da análise original. Todos os detalhes da seleção dos intervalos de tempo, divisão da estaca em elementos, etc., podem ser consultados no trabalho original de Costa (1994).

A Tabela 3 ilustra a comparação entre o resultado das análises elaboradas por Costa (1994) e os resultados obtidos com a versão do programa utilizado nesta dissertação.

Na Tabela 3 a seguir são apresentados os resultados de ambas as análises, em parênteses os obtidos na presente pesquisa com a nova versão do mesmo programa. A simbologia P2-DL, por exemplo, significa que a porcentagem de ponta utilizada para a análise nesse caso foi de 20% (P2) e o tipo de distribuição de atrito lateral foi linear (DL). O mesmo acontece para P5 e P8, que se referem às porcentagens de ponta de 50 e 80%, respectivamente. Não houve referência à energia uma vez que para os casos de distribuição linear foi usada apenas a energia E1 (W =20 kN e h=1,50 m). Sendo assim, pode-se entender, por exemplo, que a simbologia P2-DU-E2 significa que a análise foi feita para uma porcentagem de ponta de 20% (P2), uma distribuição de atrito uniforme (DU) e a energia utilizada foi a E2 (W = 25 kN e h = 1,8m).

CASO	$Q_{p,res}$ (kN)	Desl. Topo (mm)		Desl. Ponta (mm)	
		Máx.	Estab.	Máx.	Estab.
P2 - DL	166,80 (166,80)	12,00 (12,00)	3,38 (3,38)	3,96 (3,95)	2,30 (2,30)
P5 - DL	352,66 (352,75)	13,22 (13,17)	2,97 (2,97)	3,67 (3,65)	1,88 (1,88)
P8 - DL	232,56 (226,84)	14,94 (14,91)	1,05 (1,12)	3,68 (3,73)	1,45 (1,49)
P2 - DU - E1	206,72 (206,54)	9,97 (9,74)	4,03 (3,94)	3,71 (3,69)	2,26 (2,25)
P5 - DU - E1	394,76 (405,54)	11,76 (11,74)	3,41 (3,45)	3,48 (3,45)	1,78 (1,79)
P8 - DU - E1	218,93 (217,36)	14,31 (14,28)	1,37 (1,49)	3,60 (3,63)	1,35 (1,39)
P2 - DU - E2	201,30 (197,52)	13,37 (13,23)	6,59 (6,49)	6,25 (6,25)	4,77 (4,78)
P5 - DU - E2	449,44 (450,69)	15,58 (15,39)	5,87 (5,83)	5,50 (5,49)	3,90 (3,92)
P8 - DU - E2	242,26 (241,83)	18,22 (18,19)	2,83 (2,96)	5,34 (5,41)	3,12 (3,19)
P2 - DU - E3	198,62 (195,83)	16,40 (16,40)	9,40 (9,29)	9,13 (9,06)	7,64 (7,63)
P5 - DU - E3	454,45 (457,36)	18,60 (18,56)	8,18 (8,14)	7,71 (7,69)	6,13 (6,14)
P8 - DU - E3	213,58 (196,98)	21,24 (21,25)	3,72 (3,91)	7,18 (7,21)	4,92 (4,94)

Tabela 3 - Comparação entre os resultados da análise paramétrica de Costa (1994) e a procedida pela autora, valores entre parênteses, com a nova versão do programa.

A nova análise apresentou resultados bem satisfatórios em relação aos originais, embora tenham sido identificadas pequenas diferenças não superiores a 8%. Como já mencionado anteriormente, essas diferenças se deram devido às modificações feitas no programa DINEXP, já que todos os dados foram reproduzidos criteriosamente, sem nenhuma alteração.

Observou-se que as análises reproduzidas com a ausência do coxim apresentavam elevadas vibrações face à dificuldade na estabilização do deslocamento, fazendo com que o tempo de análise aumentasse excessivamente. Essa ocorrência já tinha sido destacada por Costa (1994).

Cabe destacar que as mesmas análises anteriores foram também realizadas com o programa GRLWEAP, na expectativa de se compararem os resultados e, possivelmente, realizar as análises seguintes desta dissertação com o programa GRLWEAP, que é um programa comercial disponível na prática e de entrada de dados bem mais simples, com rotina gráfica. No entanto, os resultados encontrados foram muito discrepantes e seu emprego para a finalidade de obtenção das tensões residuais descartado. Cabe lembrar que o programa GRLWEAP tem a desvantagem de não se ter o conhecimento das diversas rotinas, mas apresenta a vantagem de permitir a análise de golpes múltiplos. Porém, a não disponibilização das rotinas para o usuário e a escassez de informação contida em seu manual impediram um estudo mais aprofundado através deste programa.

3 ESTUDO PARAMÉTRICO DA VARIAÇÃO DAS TENSÕES RESIDUAIS COM A PORCENTAGEM DE CARGA NA PONTA

Tendo em vista os resultados satisfatórios alcançados, este capítulo segue apresentando as análises feitas objetivando a verificação da influência das tensões residuais com a porcentagem da capacidade de carga na ponta.

De fato, a pesquisa bibliográfica apresentada anteriormente, no capítulo 1, já indicava várias observações quanto à relevância das tensões residuais no caso de estacas com ponta em solos arenosos, em que uma carga considerável da capacidade de carga é originada da parcela da resistência que ocorre na ponta.

Nas análises que se seguem, utilizam-se essencialmente perfis metálicos da GERDAU – Aço Minas do tipo HP 200x53, HP 310x79, W 610x79 e W 610x155.

3.1 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

De forma a se proceder ao estudo da influência da porcentagem de ponta, optou-se por fazer uma estimativa de capacidade de carga de estacas metálicas em solos arenosos através de um método teórico muito empregado fora do Brasil. Trata-se do Método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano. A seleção deste método, por ser mais geral, foi considerada mais adequada para esta finalidade.

No Anexo A é apresentado um resumo do citado método.

Para o desenvolvimento deste tópico foram selecionados 4 tipos de perfis metálicos entre os mais adotados na prática.

Tipo de Perfil	Largura da mesa (mm)	Área Bruta (cm²)	Perímetro (cm)	Área Plena (cm²)	Módulo de Elasticidade (MPa)
HP 200x53	207,0	68,1	120,0	422,0	205000
HP 310x79	306,0	100,0	177,0	915,0	
W 610x125	612,0	160,1	209,0	1401,0	
W 610x155	611,0	198,1	247,0	1980,0	

Tabela 4 - Dados das estacas analisadas obtidas do catálogo do fabricante.

3.2 ESTIMATIVA DAS TENSÕES RESIDUAIS DE CRAVAÇÃO

O comportamento do desenvolvimento das cargas residuais com a porcentagem de ponta foi analisado através da estimativa das tensões residuais com base no programa DINEX-1D. No capítulo 2, foi mostrada a forma como este programa determina as tensões residuais de cravação. Serão considerados os percentuais de ponta e valores de capacidade de carga obtidos através do método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano, exemplificados nos Anexos A.

Encontra-se ilustrado a seguir o gráfico que indica, para o perfil HP 200 x 53, a carga residual na ponta dividida pela capacidade de carga total em função da porcentagem de ponta. Observa-se a semelhança deste gráfico com a curva de compactação, em que o eixo das abscissas seria análogo ao teor de umidade e o eixo das ordenadas o peso específico seco do solo.

Destaca-se, porém, que cada um dos pontos deste gráfico corresponde a um comprimento distinto de estaca (observar os comprimentos, em metros indicados na figura 19). De fato, se o solo se constitui de um perfil homogêneo de areia compacta, quanto maior o comprimento da estaca, maior o atrito lateral e menor a porcentagem de ponta. Assim, a porcentagem de ponta reduz com o aumento do comprimento da estaca. O ponto mais à esquerda do gráfico, para a menor porcentagem de ponta, corresponde a uma estaca de 30m de comprimento e o mais à direita ao comprimento de 10m.

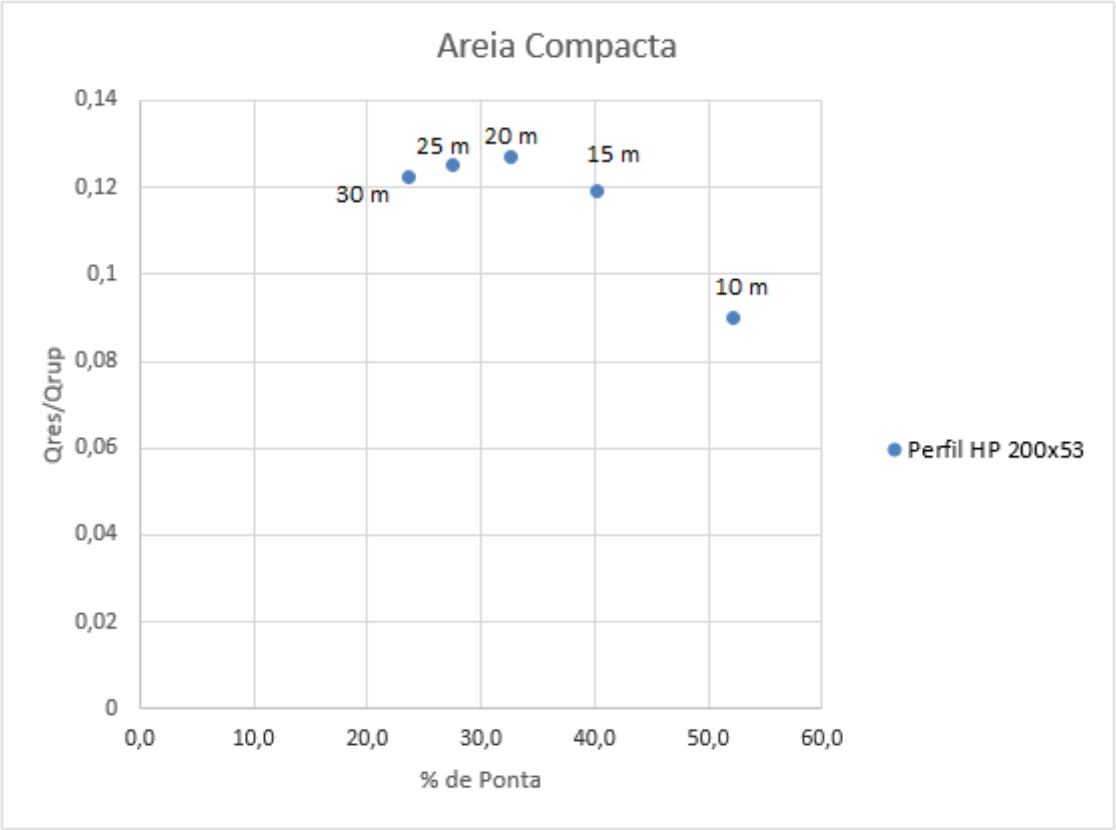


Figura 19 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil HP 200 x 53. Os valores indicados junto aos pontos correspondem aos comprimentos das estacas.

Em seguida, procurou-se executar o programa Dinexp para outros tipos de perfis, num mesmo depósito de areia compacta. Para o caso dos perfis metálicos HP 310 x 79 e W 610 x 125, os resultados também são representados na Figura 20. Considerou-se, em todos estes casos, como se o comportamento do perfil fora embuchado. Nesta Figura 20, para cada um dos perfis, variou-se os comprimentos das estacas, de forma similar ao realizado na Figura 19. Porém, como se representou três gráficos distintos na mesma figura, optou-se por não incluir os comprimentos das estacas. Naturalmente que os comprimentos mais longos correspondem aos menores percentuais de ponta, com a mesma faixa de variação, incluindo estacas de 10 metros até 30 metros de comprimento.

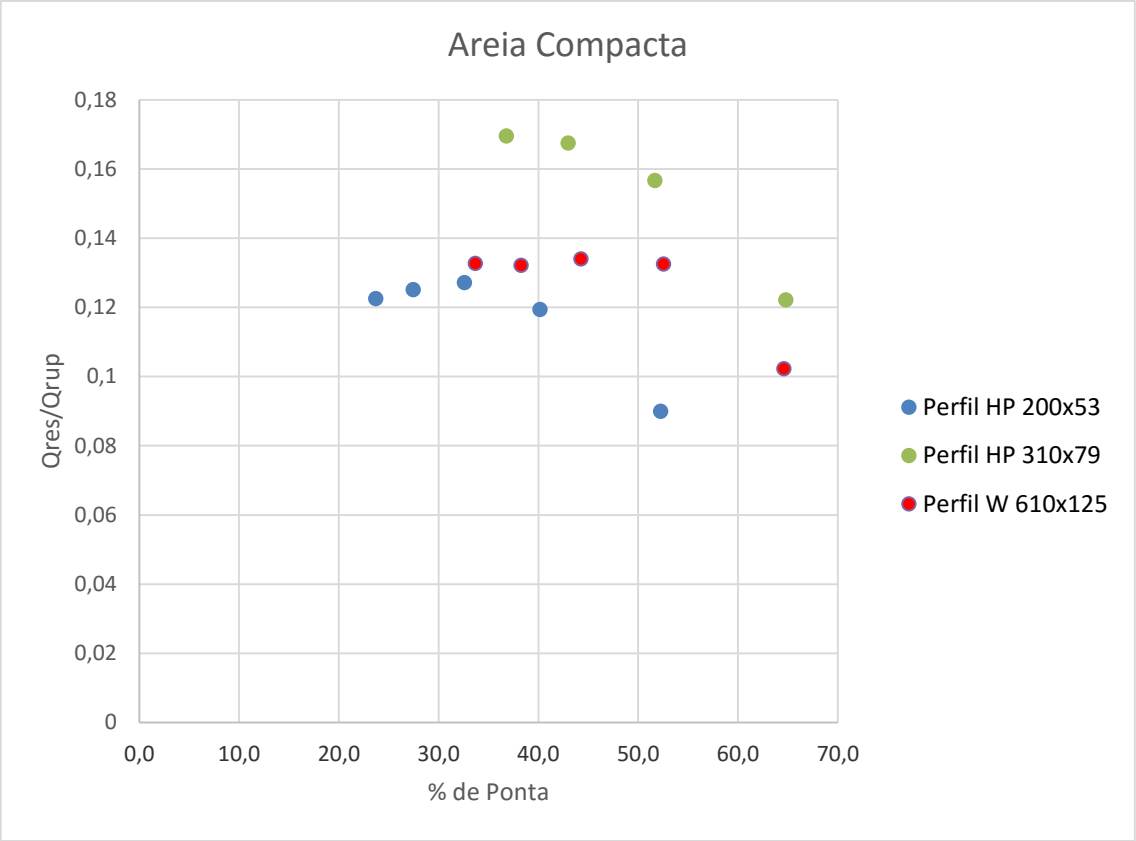


Figura 20 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfis HP 200 x 53, HP 310 x 79, W 610 x 125.

Observa-se, na figura acima que o comportamento da tensão residual normalizada em função da porcentagem de ponta apresenta um ramo crescente, quando a tensão residual aumenta com o aumento da porcentagem de ponta, seguido de um ramo decrescente, onde a tensão residual decresce com o aumento da porcentagem de ponta. De fato, Costa et al. (2001) já haviam observado este aspecto, mas não o estudaram com o detalhe que se procurou desenvolver na presente dissertação. Verificou-se, na análise procedida pela autora, que embora os dois ramos da curva estejam presentes no comportamento do desenvolvimento das tensões residuais com a resistência de ponta, a geometria da estaca também influencia o aspecto da curva.

Observou-se, por exemplo, que para o perfil HP 200 x 53, mais esbelto que o HP 310 x 79, a área de ponta sendo menor resultou numa porcentagem de ponta menor, e a curva teve início mais à esquerda, ou seja, o maior comprimento, de 30m, resultou numa menor porcentagem de ponta. Para este perfil, a tensão residual

máxima ocorreu para uma porcentagem de ponta de cerca de 32%. Já para o perfil mais robusto, com área de ponta maior, o comprimento máximo utilizado nas análises não foi suficiente para caracterizar o ramo ascendente.

No caso do perfil W, mesmo sendo mais robusto que o HP, a sua forma geométrica incorpora dimensões transversais com maior variação entre si, e, pelo que se observa, este aspecto ligado à forma também interfere no comportamento, pois embora caracterizando os dois ramos da curva, o valor da tensão residual máxima ocorreu para uma maior porcentagem de ponta.

Para o perfil W 610 x 155, o mais robusto entre os quatro analisados, o resultado não apresentou o comportamento dos demais, como pode ser observado na Figura 21. A autora acredita que este comportamento possa ser atribuído a dois fatores: i) o perfil metálico na prática pode funcionar como embuchado ou não embuchado, tendendo a não embuchado para maiores dimensões da área da base e as análises foram procedidas, até então, apenas para o caso embuchado e ii) o método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano, assim como outros métodos teóricos, considera uma profundidade crítica a partir da qual a resistência de ponta não cresce mais com a profundidade, limitando, para o cálculo, a resistência de ponta a um valor limite.

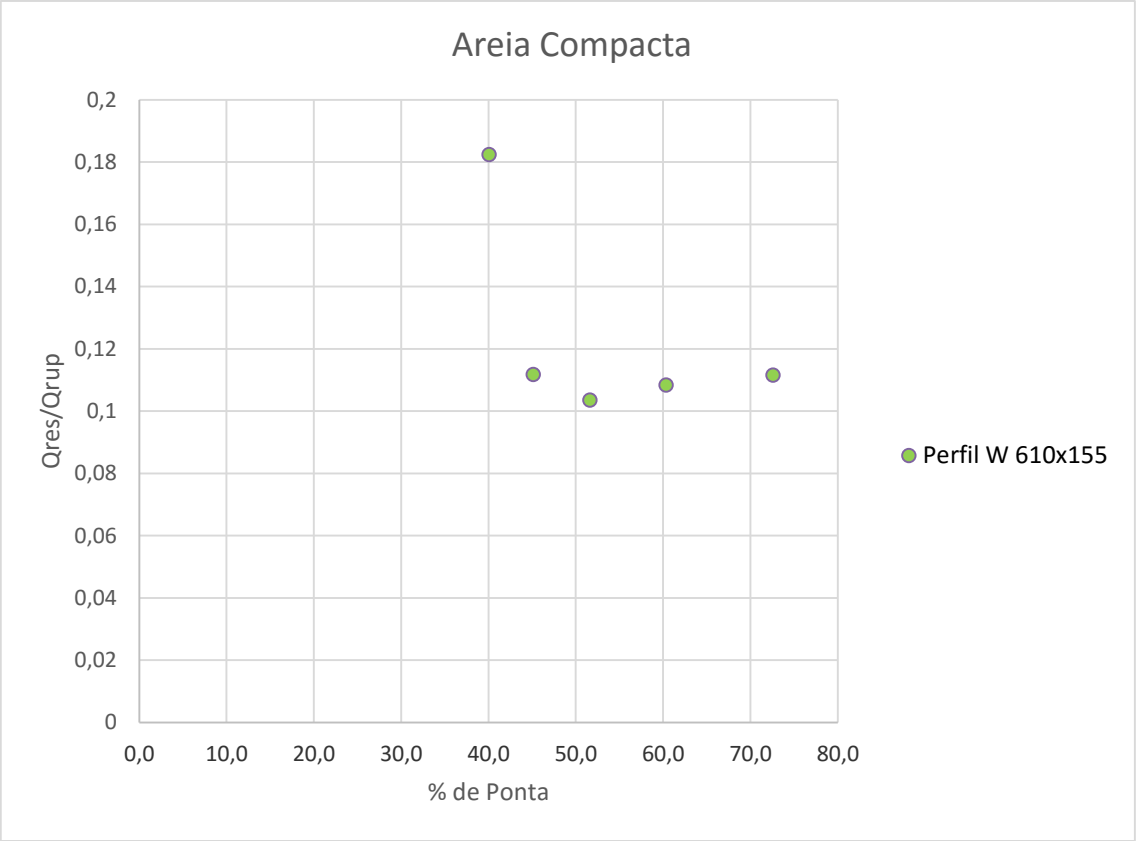


Figura 21 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil W 610 x 155.

Em relação ao primeiro fator, quanto maior a área do núcleo (área do trecho em solo no interior da estaca), menor a tendência de embuchamento. Por este motivo, as análises que foram procedidas para os perfis mais esbeltos e que consideraram a porcentagem de ponta como se o perfil trabalhasse embuchado, foram compatíveis com o comportamento esperado. Porém, para os perfis mais robustos, principalmente para os menores comprimentos, o comportamento mais provável seria o não embuchado, incompatível com a situação empregada nas análises. Segundo a autora, este aspecto de comportamento não usual da curva da Figura 21 pode estar associado à incompatibilidade de comportamento do perfil W 610 x 155 em relação ao comportamento embuchado.

O segundo fator, a questão da limitação da resistência de ponta a partir da profundidade crítica, pode dar lugar a uma mudança no crescimento da resistência de ponta e uma tendência também a não conformidade da curva com o padrão esperado. A ocorrência simultânea de ambos os fatores, no caso dos perfis mais robustos, pode ter sido a responsável pelo comportamento da curva na Figura 21

3.3 ESTIMATIVA DAS TENSÕES RESIDUAIS DE CRAVAÇÃO NO CASO DE SOLO ESTRATIFICADO

No item anterior se considerou o solo homogêneo e variou-se o comprimento das estacas, de forma a serem consideradas diferentes porcentagens de ponta, menores para maiores comprimentos.

Neste item será observado o aspecto da curva para um mesmo comprimento de estaca, com a ponta em areia compacta, mas a parcela de atrito lateral variando em função do grau de compacidade. Quanto maior o grau de compacidade ao longo do fuste, menor a porcentagem de ponta para um mesmo comprimento pré-fixado. Neste caso o comportamento mais provável é o embuchado, para maiores comprimentos, e não embuchado para menores comprimentos. A Figura 22 ilustra este comportamento.

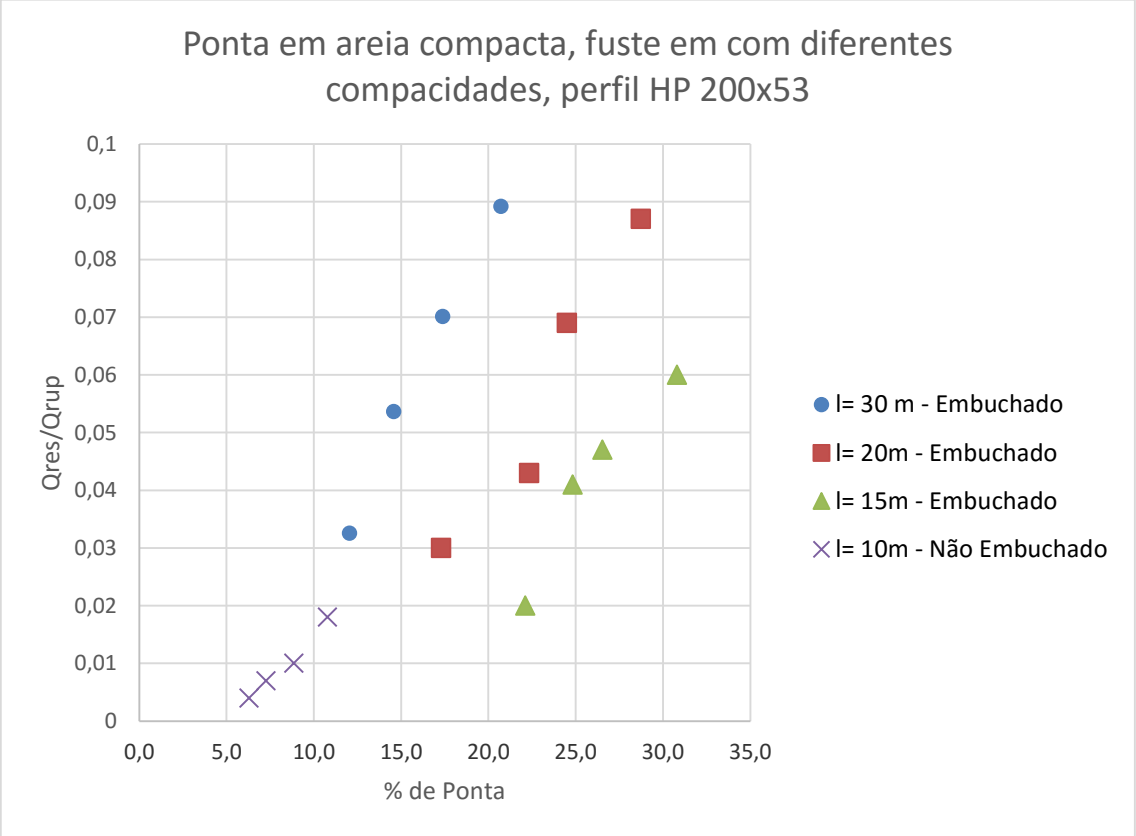


Figura 22 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil HP 200 x 53.

Destaca-se que, fixado o comprimento, quanto maior a porcentagem de ponta, maior a tensão residual. No caso de estacas longas, as porcentagens de ponta são baixas e não atingem um valor máximo a partir do qual o trecho da curva passa a apresentar um ramo descendente. Observando-se o gráfico da Figura 20 nota-se que apenas para o comprimento de 15 m e porcentagem de ponta de 32% é que a curva atinge o valor máximo. No caso analisado, mesmo para o comprimento de 30m, não se atingiu este valor máximo de tensão residual. Para comprimentos menores, as curvas revelam maiores porcentagens de ponta e seu aspecto revela que o valor máximo de tensão residual, embora ainda não atingido para esta menor profundidade, encontra-se mais próximo.

O aspecto da curva da Figura 22 indica também que quanto maior o comprimento, para uma mesma situação de embuchamento, a curva tende para cima e para a esquerda. Comparando-se com a curva da compactação, esta é a situação que se observa quando do acréscimo da energia de compactação, em que a curva do peso específico versus teor de umidade caminha para a esquerda e para cima com energias crescentes, tendendo a uma menor umidade ótima, com pesos específicos cada vez maiores. No caso das tensões residuais, para uma mesma porcentagem de ponta, as tensões residuais aumentam com o aumento do comprimento da estaca (ou o acréscimo da profundidade atingida pela mesma). Fixando-se o comprimento, quanto maior a porcentagem de ponta, maior a tensão residual, mesmo que não caracterizado ainda seu valor máximo.

Ao reduzir o comprimento da estaca, por exemplo, para 10 metros, para este perfil HP 200 x 53, a estaca passa a funcionar como ponta aberta, ou seja a resistência de ponta do núcleo supera o atrito lateral interno.

Ainda com o perfil de solo estratificado, selecionou-se, em seguida, a estaca metálica mais robusta, W 610 x 155 que, por apresentar maior área de ponta, para um comprimento de 10 m tenderá a apresentar um comportamento não embuchado. Os resultados estão apresentados na Figura 23, bem como aqueles resultados da estaca HP 200 x 53, comportamento não embuchado e comprimento de 10m, extraídos da análise anterior (Figura 22)

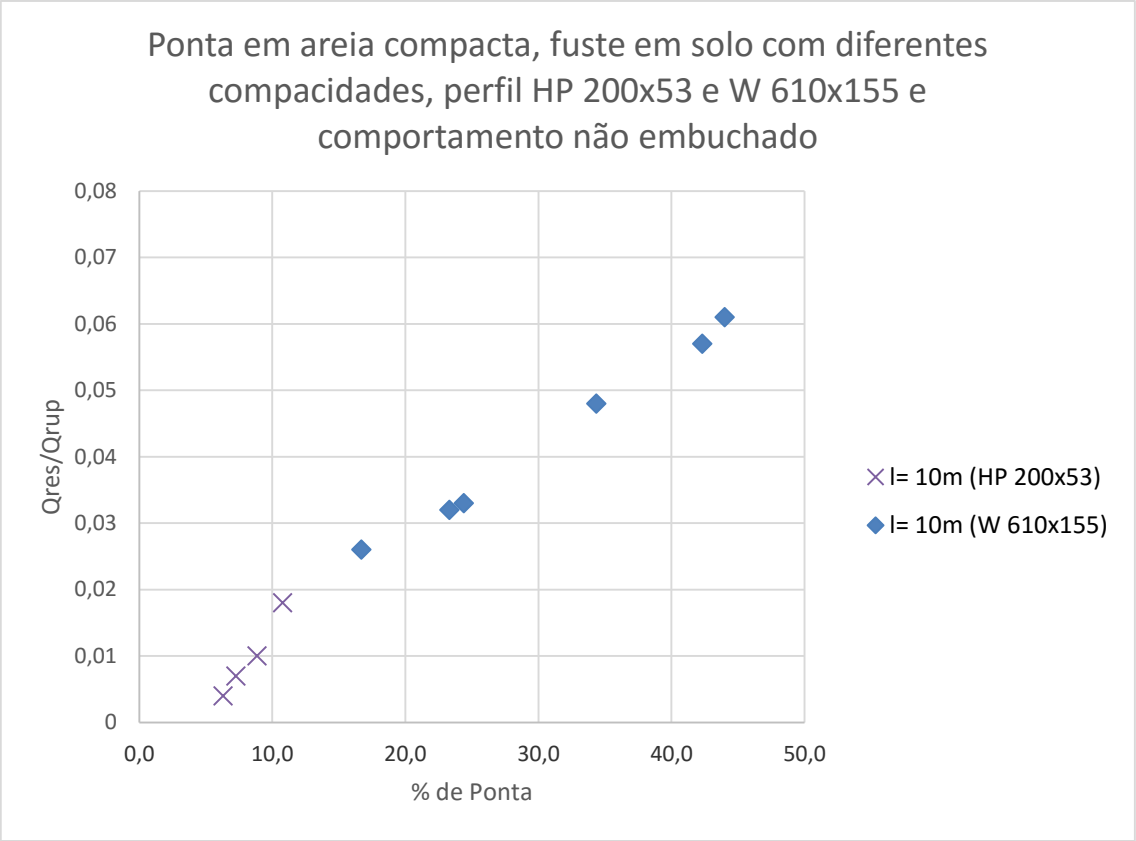


Figura 23 - Curva da tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta na ruptura, perfil W 610 x 155 e HP 200 x 53.

Observou-se que ambos os perfis se comportaram como não embuchados quando de sua estimativa de capacidade de carga. No caso do comportamento não embuchado, menores são os valores de porcentagem de ponta e a curva que expressa a tensão residual na ponta normalizada pela carga de ruptura global em função da porcentagem de ponta não chega a atingir seu valor máximo. Nota-se na Figura 23 que quanto mais robusto o perfil, maior a porcentagem de ponta mesmo no caso não embuchado. O aumento das tensões residuais normalizadas apresenta uma maior variação com a porcentagem de ponta para o perfil menos esbelto.

4 DESCRIÇÃO DO CASO DE OBRA A SER ANALISADO

O caso de obra a ser analisado neste item foi detalhado por Zhang e Wang (2007). Os autores ilustram o extenso programa experimental de monitoramento das tensões residuais, onde onze estacas metálicas, cujo comprimento variou de 34,2 a 59,8 m, foram analisadas. Essas tensões foram medidas através de instrumentação além de serem executadas provas de carga estáticas, tornando possível a interpretação do efeito causado pela presença de cargas residuais na transferência de carga.

4.1 SUBSOLO LOCAL

As condições do subsolo local foram ilustradas para cada uma das 11 estacas testadas. O subsolo é composto de uma camada de aterro, sobrejacente a sedimentos marinhos. Sob o sedimento marinho se observa a presença de uma camada de natureza aluvionar, sobrejacente ao depósito residual, até encontrar o extrato muito resistente, proveniente da decomposição da rocha granítica. Essas investigações se estendem até cerca de 60m, em alguns dos perfis.

No caso das estacas 1B2-1, 1A1-3, 1B3-2, 1B3-1 e 1B3-3, selecionadas para a análise do Capítulo 5, os perfils esquemáticos ilustrado por Zhang e Wang (2007) encontram-se reproduzidos da Figura 24 a Figura 28.

A camada de aterro superficial é composta principalmente de areia fina a grossa com fragmentos de conchas, classificada, pelo sistema Unificado, como SP-SM. Os sedimentos marinhos consistem de areias muito fofas a fofas, com granulometria fina a grossa, com algum fragmento de conchas (SW-SM). A camada de aluvião é composta de areia de densidade média a densa, granulometria fina a grossa, com alguns fragmentos de quartzo. Camadas intercaladas de argila siltosa rija também foram encontradas, em algumas das sondagens, segundo revelam os autores, no depósito aluvionar. As pontas das estacas foram embutidas na camada de elevada resistência, onde se encontra o granito designado pelos autores como **CDG**, **C**omplete **D**ecomposed **G**ranite, ou seja, granito completamente decomposto, ou **MDG**, **M**oderately **D**ecomposed **G**ranite, ou seja, granito moderadamente decomposto.

De fato, a estaca metálica, pelo fato de ter elevada impedância, apresenta cravação mais fácil, conseguindo atingir camadas muito resistentes, horizonte onde as estacas de concreto não conseguiriam ultrapassar ($Z = \frac{EA}{C}$ ou $Z = A\sqrt{E\rho}$, onde Z= impedância, A = área da seção transversal da barra, c = velocidade de propagação da onda de tensão e ρ = massa específica do material da estaca).

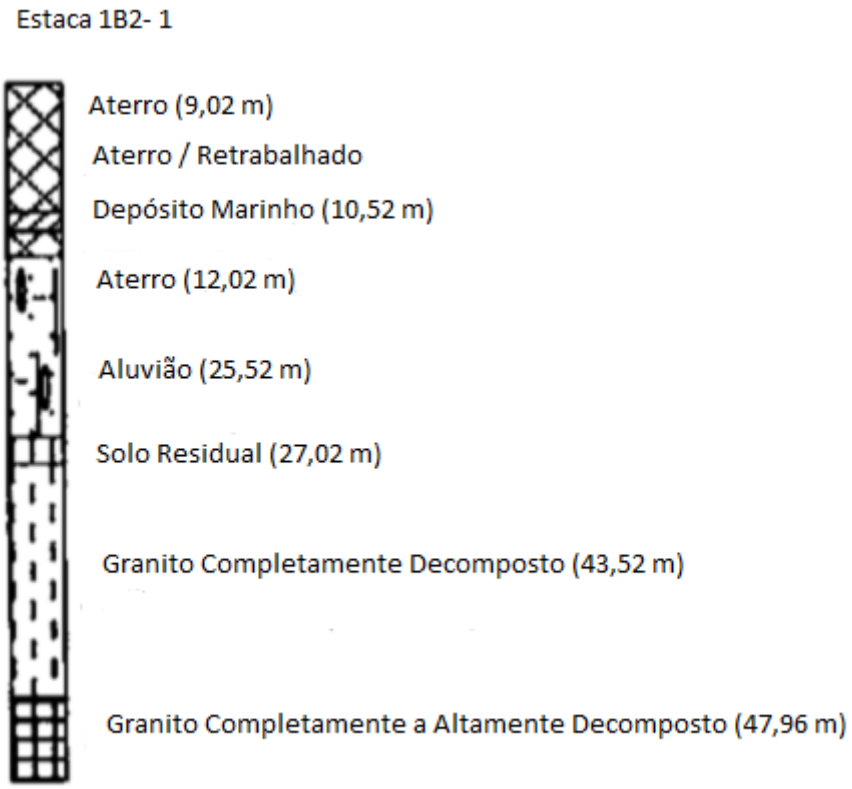


Figura 24 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B2-1. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007).

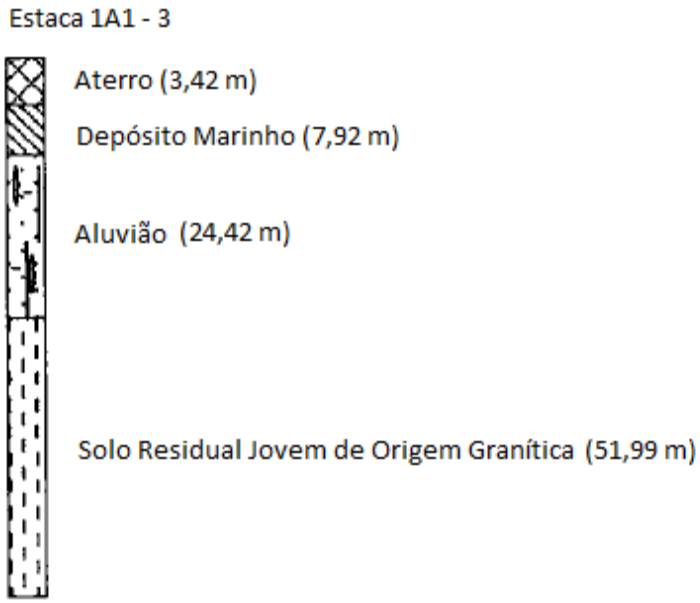


Figura 25 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1A1-3. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007).

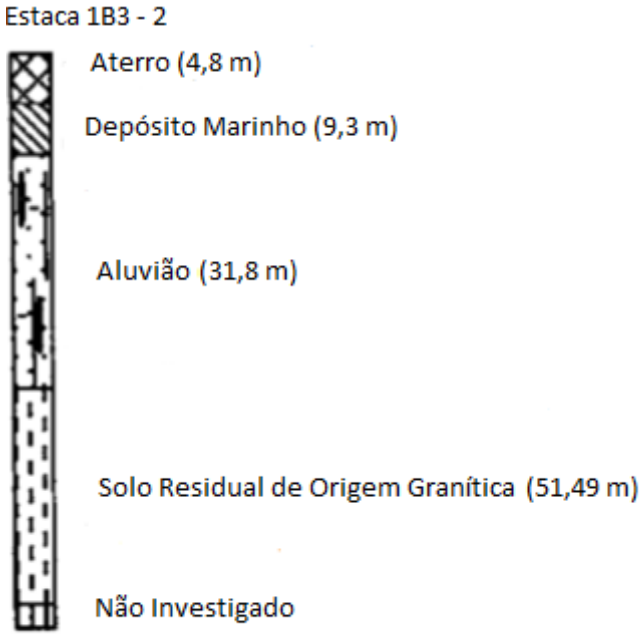


Figura 26 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B3-2. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007).

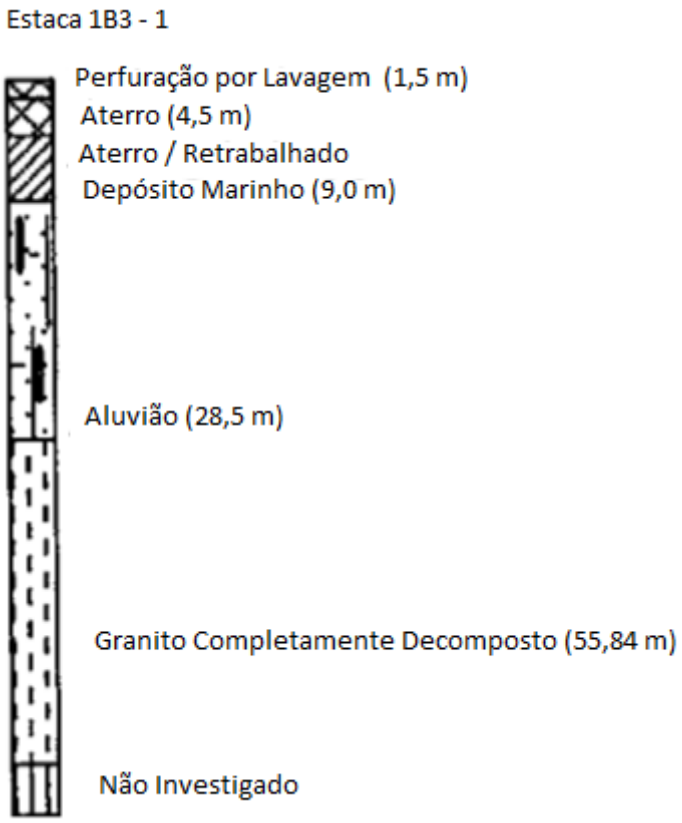


Figura 27 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B3-1. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, em relação ao NT da sondagem, Zhang e Wang (2007).

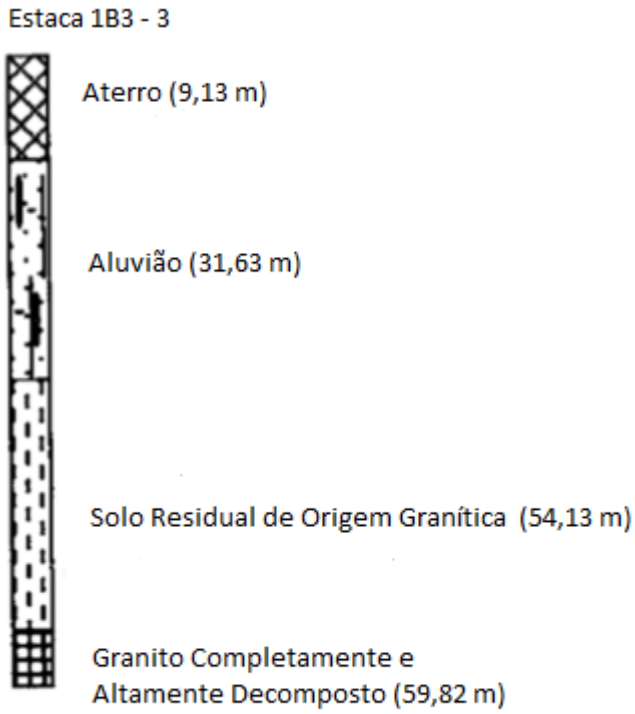


Figura 28 - Perfil geotécnico próximo à estaca 1B3-3. Os valores em parênteses correspondem à profundidade final de cada uma das camadas representadas, Zhang e Wang (2007).

Seguem apresentados na Figura 29 e Figura 30 os valores de N_{SPT} das estacas ensaiadas. A maioria dessas estacas foram cravadas em solo granítico decomposto, com valores de N_{SPT} superiores a 200 golpes/0,3 m para um embutimento de 5 m ou mais.

Cabe lembrar que na réplica dos autores à discussão de Danziger e Lopes (2007), que solicitaram informação sobre a eficiência do ensaio, Zhang e Wang (2007) esclareceram que a eficiência da energia transferida às hastes do N_{SPT} estaria na faixa entre 29 a 43%, com média de 36%. Considerando que a eficiência média no Brasil é da ordem de 72 a 83%, com média de 78%, tem-se que:

$$(N_{SPT}.ef)_{Brasil} = (N_{SPT}.ef)_{HK} \qquad \text{Equação 1}$$

ou seja, o N_{SPT} equivalente a 200 golpes em Hong Kong corresponde a cerca de 92 golpes no Brasil. Trata-se, de fato, de um valor que a cravação de uma estaca metálica de elevada impedância consegue, no limite, ultrapassar.

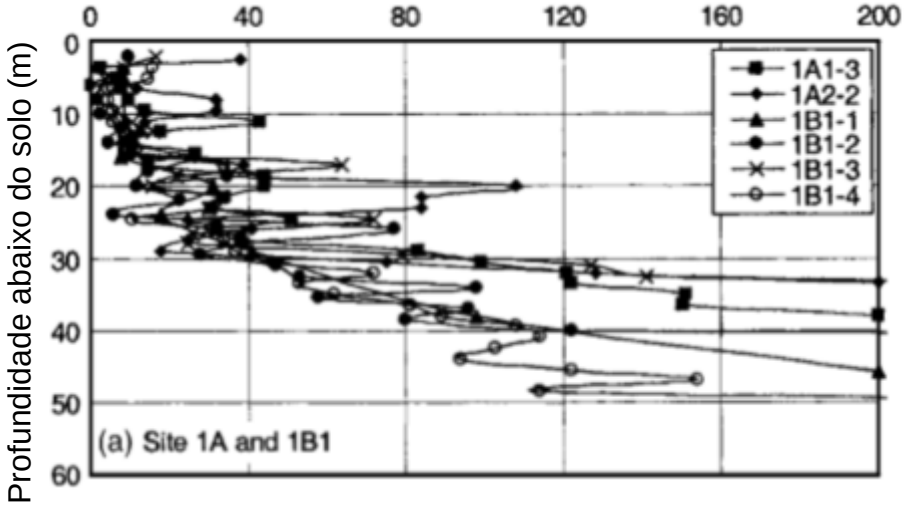


Figura 29 – Valores de N_{SPT} da estaca 1A1-3, N (golpes/ 0,3m), adaptado de Zhang e Wang (2007).

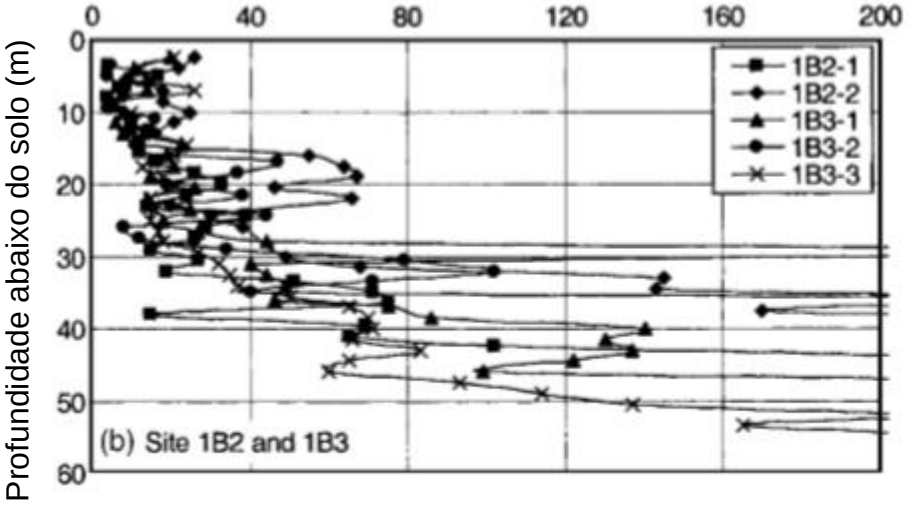


Figura 30 – Valores de N_{SPT} das estacas do grupo de estacas 1B3-2 e 1B3-3, 1B2-1, 1B3-1, N (golpes/ 0,3m), adaptado de Zhang e Wang (2007).

Dependendo do grau de fraturamento, o granito decomposto é dividido em seis classes: Grau II/III são granitos ligeiramente a moderadamente decompostos, considerados pelos autores como rocha. Grau IV/V são altamente a completamente decompostos, sendo considerados como solos areno siltosos finos a pedregulhosos. Com exceção da estaca 1B1-1, embutida no extrato de Grau II/III, todas as outras estacas são embutidas em depósito de Grau IV/V.

4.2 - DETALHES DA CRAVAÇÃO

As estacas ensaiadas são perfis H de altura e largura de 338 e 325,5mm e peso de 2,23 kN/m, com seção transversal de 0,0285 m^2. O módulo de Young e tensão de escoamento do aço das estacas é de 205 GPa e 415 MPa, respectivamente. A capacidade resistente à compressão é de 11,83 MN (=0,0285m^2 x 415 MPa). As estacas foram compostas de segmentos de 12 m e foram cravadas com o uso de martelo hidráulico, exceto o topo (último elemento). Houve um intervalo de poucos dias a várias semanas entre a cravação de dois segmentos sucessivos.

Zhang e Wang (2007) apresentaram o registro de cravação da estaca 1A1-3 de forma a ilustrar o procedimento de execução das estacas ensaiadas. O peso do martelo, altura de queda e número de golpes foram ajustados com a penetração da estaca. A legenda apresentada na figura 31 indica, por exemplo, que o segmento 1 da estaca foi cravado pelo martelo hidráulico de modelo DKH-13, no dia treze de março de dois mil e três. Nessa estaca foram utilizados 3 modelos diferentes de martelos hidráulicos. A estaca 1A1-3 com o comprimento de 51,5 m teve seu segmento 1 (0-12m) e segmento 2 (12-24m) cravados com o martelo DKH-13, com um pilão de peso igual a 127 kN. O segmento 3 (24-36m) e 4 (36-48m) foram cravados com o martelo DKH-1516, com um pilão de peso de 157 kN e, finalmente, o segmento 5 (48-52m) foi cravado com um martelo Juttan-HHK20S com um pilão de peso de 196 kN. O intervalo da cravação de dois segmentos sucessivos dos cinco segmentos da estaca foi de 5, 10, 33 e 75 dias entre os segmentos 1 e 2, 2 e 3, 3 e 4 e 4 e 5.

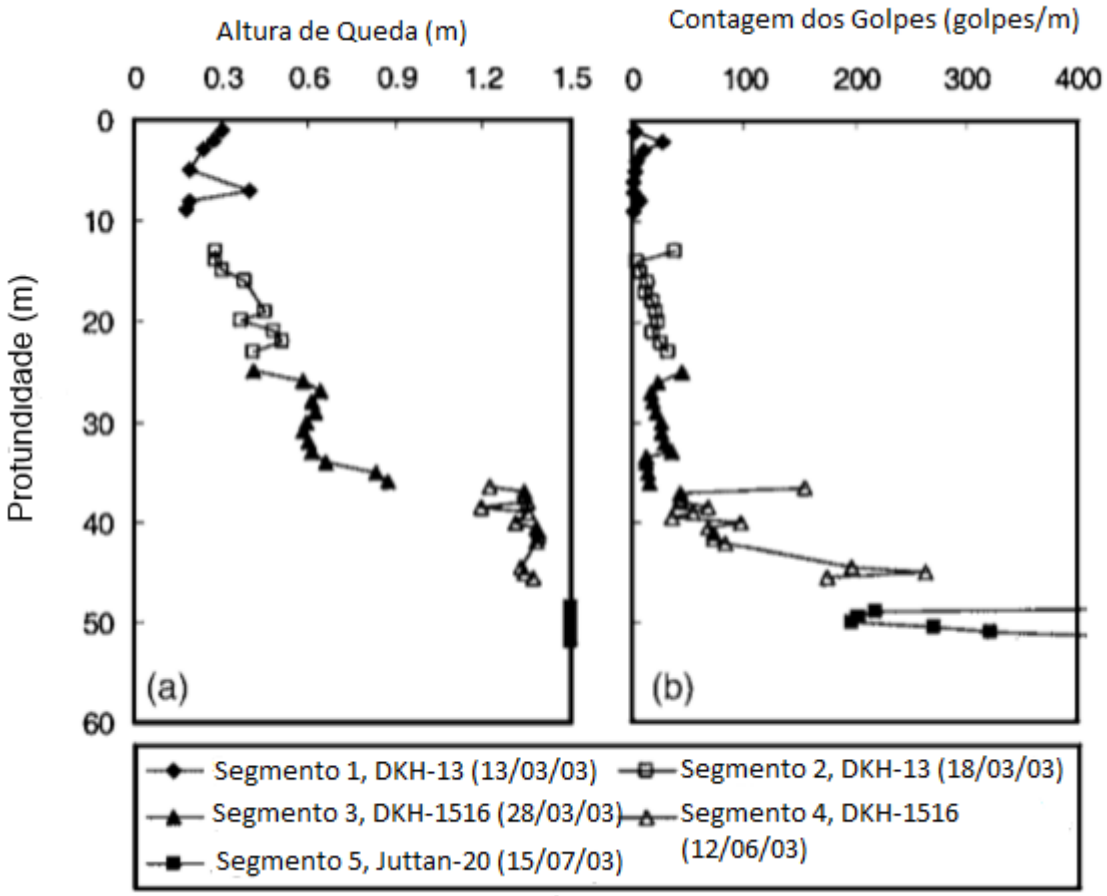


Figura 31 – Registros de cravação da estaca 1A1-3, adaptado de Zhang e Wang (2007).

Para melhor compreensão do trabalho desenvolvido pelos autores, a Tabela 5 apresenta um resumo das informações e registros das estacas ensaiadas.

Nº da Estaca	Profundidade de Enterrada da Estaca (m)	Modelo do Martelo	Peso do Martelo (kN)	Altura de Queda (m)	Deslocamento final (nega) (mm/10 golpes)	Compressão Temporária Cp + Cq (mm)	Energia Transferida (kJ)	Capacidade de Carga Método Davisson (kN)	Solo de Fundação
1A1-3	51,5	Queda Livre	181,4	2,7	29	57	365	11354	Granito graduação V
1A2-2	55,6	Juttan - 20S	196	1,5	32	48	349	11708	Granito graduação IV - V
1B1-1	34,2	Hidráulico	176,5	1,5	5	44	245	9225	Granito graduação II - III
1B1-2	45,1	Hidráulico, DKH-1523	235,4	1,5	23	44	338	9934	Granito graduação IV - V
1B1-3	38,6	Hidráulico, H04-18T	176,5	1,5	23	46	238	10939	Granito graduação IV - V
1B1-4	55,4	Hidráulico	176,5	1,5	22	50	277	9580	Granito graduação IV - V
1B2-1	47,3	Hidráulico, DKH-1520	206	1,5	11	47	229	8496	Granito graduação IV - V
1B2-2	49,4	Hidráulico, DKH-1523	238,1	1,6	24	53	297	N/A	Granito graduação IV - V
1B3-1	58,8	Hidráulico, DKH-1523	243	1,5	24	55	294	11708	Granito graduação V
1B3-2	53,1	Queda Livre	207,6	2,5	18	62	317	10644	Granito graduação IV - V
1B3-3	59,8	Hidráulico, DKH-1523	243	1,5	26	56	288	9580	Granito graduação IV - V

a) Granitos grau II, III, IV e IV: Granitos fracamente, moderadamente, fortemente e completamente decomposto.

b) Essa é a prova de carga máxima. A falha definida pelo critério de Davisson não foi encontrada no ensaio.

Tabela 5 – Resumo dos registros das Estacas Instrumentadas.

Os detalhes da instrumentação não estão aqui reproduzidos, uma vez que fogem do escopo da presente pesquisa, sendo aqui apenas incluídos os resultados que formam o banco de dados utilizado na presente dissertação.

4.3 DESENVOLVIMENTO DAS CARGAS RESIDUAIS COM A PROFUNDIDADE

Zhang e Wang (2007) instrumentaram as estacas durante a cravação e, posteriormente, durante a prova de carga estática instrumentada, com possibilidade de verificação das tensões ao longo da profundidade. Os citados autores observaram em seu trabalho que as cargas residuais em todas as estacas ensaiadas aumentaram com a profundidade de penetração. Em particular, foi observado pelos autores que as cargas residuais aumentaram significativamente quando da penetração das estacas

em camadas mais resistentes (CDG/MDG), após sua passagem pelas camadas mais fracas (aluvião e depósitos marinhos). Observaram também que em alguns desses casos essa carga atinge um valor máximo e depois diminui com a profundidade e sugeriram que esse fenômeno poderia ser estudado através da análise das mudanças na localização do ponto neutro.

Em um solo relativamente fraco, a resistência última da ponta é pequena, logo, além das cargas residuais na ponta, é também mobilizado algum atrito positivo na parte inferior da estaca para equilibrar as cargas residuais na parte superior. A localização do plano neutro se aproxima mais da ponta da estaca quando a resistência de ponta é maior, ou seja, quando alcança uma camada mais rígida. Esse comportamento pode ser observado na Figura 32 e na Figura 33. Nessas figuras é possível identificar o desenvolvimento da carga residual com a profundidade das estacas que serão retro-analisadas nesse trabalho, no capítulo 5. No caso da estaca 1A1-3, por exemplo, é possível perceber que a carga residual realmente aumenta consideravelmente abaixo da profundidade de 38 m, que corresponde à cravação dos segmentos 4 e 5, que se encontram em camadas mais resistentes. A essa profundidade, onde a estaca já está penetrando nas camadas CDG, a localização do plano neutro é influenciada pelo aumento da resistência do solo com a profundidade, e devido às diferentes distribuições de N_{SPT}, o ponto neutro se encontra mais próximo ou na própria ponta. Já nas estacas 1B3-2 e 1B3-3 a carga residual aumenta ao longo de seu comprimento, até atingir um valor máximo, depois diminui com a profundidade.

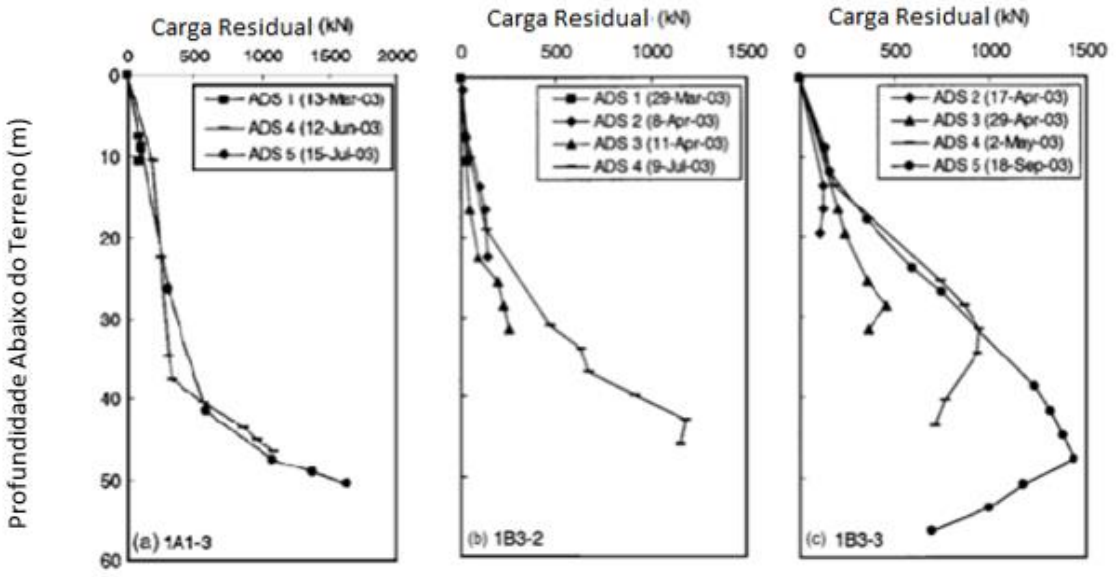


Figura 32 – Desenvolvimento da Carga Residual com a Profundidade, estacas 1A1-3, 1B3-2,1B3-3.

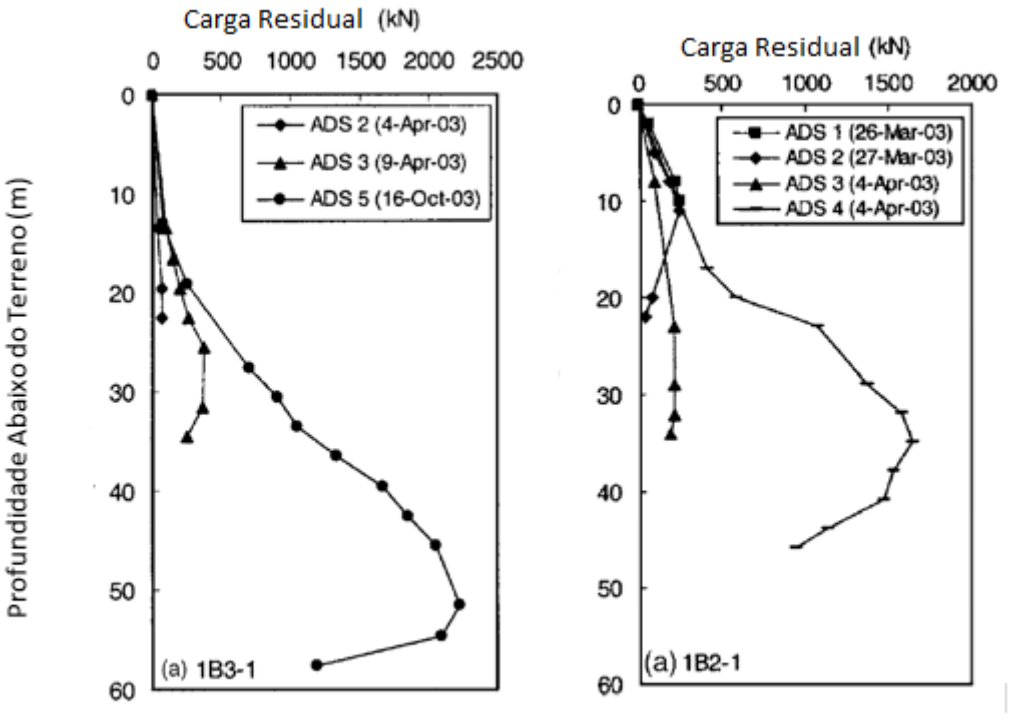


Figura 33 – Desenvolvimento da Carga Residual com a Profundidade, estacas 1B3-1, 1B2-1.

Cabe lembrar que num estudo de estacas cravadas por prensagem em argila, Cooke (1979) apresentou um único padrão de distribuição de carga residual com o aumento da penetração da estaca. Cooke (1979) plotou as cargas residuais para diferentes valores da relação penetração/diâmetro, variando de 6 a 27,4. Cooke (1979) verificou que para todos os valores da relação penetração/diâmetro, as cargas residuais se encontram muito próximas para todas as células de carga em toda a penetração da estaca. Os resultados de Cooke indicaram que as tensões residuais, numa profundidade determinada, não se alteravam com a penetração, como indicado na Figura 34.

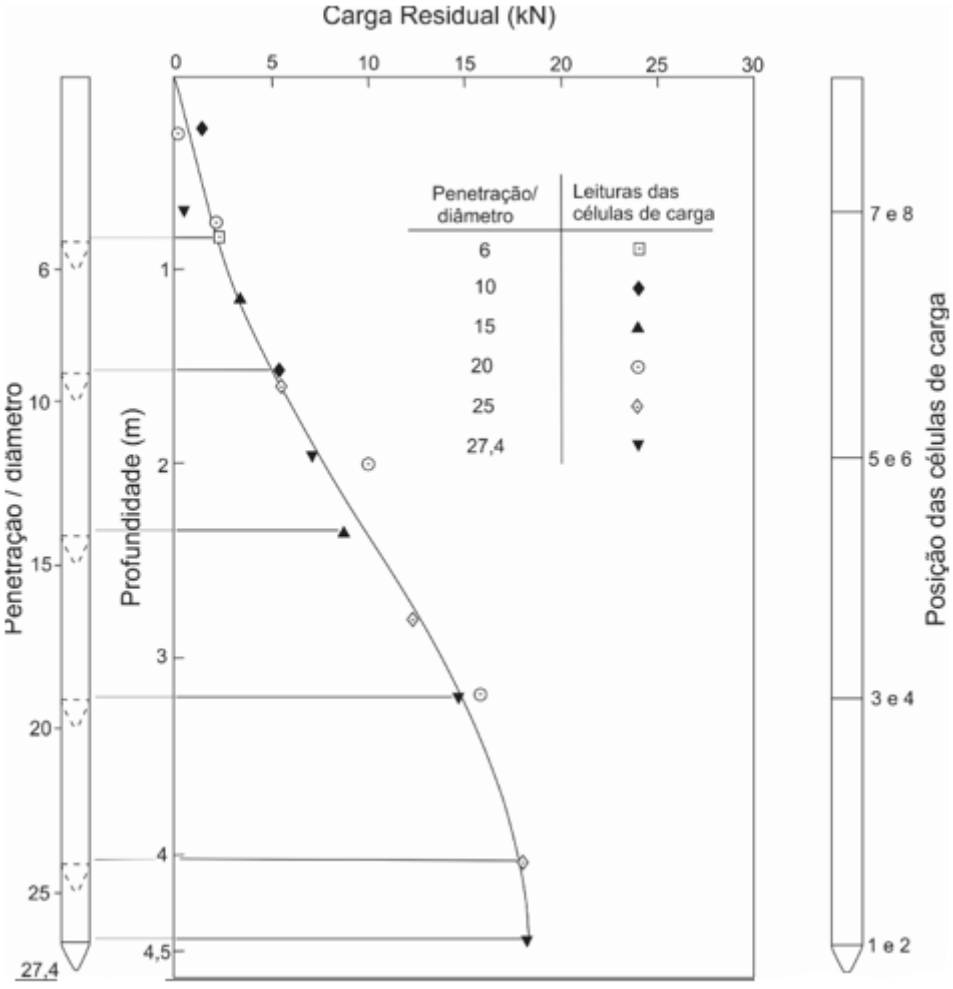


Figura 34 – Perfil da carga residual para diferentes penetrações, Cooke (1979).

Esta unicidade de comportamento não foi observada nos ensaios de Zhang e Wang (2007). Este aspecto pode ser atribuído às diferenças no perfil do subsolo, bem como às diferenças nos processos de instalação das estacas metálicas de Zhang e Wang (2007), por cravação, enquanto as estacas de Cooke (1979) foram instaladas

por prensagem. Destaca-se também que além do perfil estratificado, as estacas de Zhang e Wang (2007) foram cravadas em segmentos distintos e com intervalos entre a cravação de elementos sucessivos.

4.4 DESENVOLVIMENTO DAS CARGAS RESIDUAIS COM O TEMPO

Zhang e Wang (2007) monitoraram o comportamento das estacas ensaiadas até a instalação da cargueira que serviu de reação às provas de carga. Embora este aspecto não tenha sido estudado na presente dissertação, a autora resolveu incluí-los neste capítulo, face à relevância do assunto.

Zhang e Wang (2007) observaram que a carga residual continuou a se desenvolver mesmo na ausência de carregamentos provenientes de aterro ou de escavação. Foi observado que a magnitude das cargas residuais foi alterada com o tempo. As medições da estaca 1A1-3 duraram cerca de 30 dias e indicaram, após a cravação da seção 4 e de um ensaio de recravação, um aumento de aproximadamente 20% da carga residual na ponta, passando de 1100 a 1250 kN, para o intervalo de 30 dias logo após a cravação, e 1500 a 1850 kN, no caso da recravação. Já para a estaca 1B3-3 as medições foram feitas em torno de 10 dias e não apresentaram resultados significativos.

De uma maneira geral, os autores observaram que a carga residual aumentou continuamente com o tempo e que para estacas cravadas, por exemplo, num horizonte rochoso, a magnitude dessas cargas foi muito maior quando comparada à magnitude das cargas de uma estaca cravada numa camada densa de CDG. Ainda, com o aumento substancial dessa carga na ponta da estaca após a instalação, a carga residual pode consistir de uma fração ainda maior da resistência de ponta na ruptura. Após a cravação, os autores observaram que as cargas residuais na ponta atingiram de 10 a 40% da carga de ruptura disponível na ponta, enquanto que, ao longo do tempo, e até o ensaio estático, as tensões residuais na ponta aumentaram de forma ainda mais significativa, para algumas das estacas, como indicado na Figura 35.

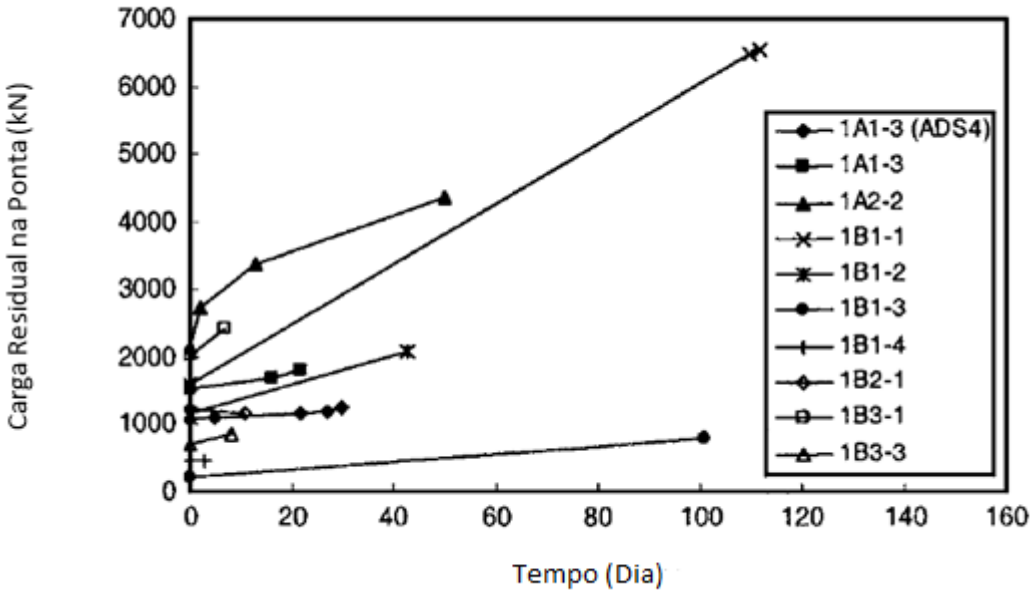


Figura 35 - Variação da carga residual na ponta com o tempo, Zhang e Wang (2007).

Zhang e Wang (2007) citam Robinsky e Morrison (1964) e Poulos e Davis (1980), quando comentam que a cravação de estacas causa uma mudança severa no maciço de solo no entorno da estaca e que, em solos abaixo do nível d'água, poro pressões em excesso às hidrostáticas são geradas. Os autores citados, ao instrumentarem ensaios em modelo em laboratório, mostraram um alto nível de compactação na ponta da estaca durante a cravação que pode criar uma "luva" fina de areia fofa no entorno do fuste. Após a cravação haverá compressão do solo que foi "perturbado", o que irá alterar as cargas residuais nas estacas. Enquanto nos solos argilosos a dissipação das poropressões e, portanto, o aumento nas cargas residuais, podem levar muito tempo, nos solos arenosos apenas algumas horas seriam necessárias, face à elevada permeabilidade do solo. A figura esquemática de Zhang e Wang (2007), reproduzida na Figura 36, ilustra bem o que deve ocorrer. De fato, o recalque adicional Δw_t, no nível da ponta (t de "toe") irá aumentar a carga residual na ponta, enquanto no trecho do atrito haverá um aumento também, diferente a cada nível, Δw_s (s de "shaft"), que é uma ação (carregamento) do solo sobre a estaca e que irá aumentar a parcela negativa do atrito lateral, de forma que a estaca se mantenha em equilíbrio. Consequentemente, tanto as tensões de compressão na ponta como

no fuste irão aumentar com o tempo, numa combinação entre os efeitos originários da cravação seguido da recompressão do solo.

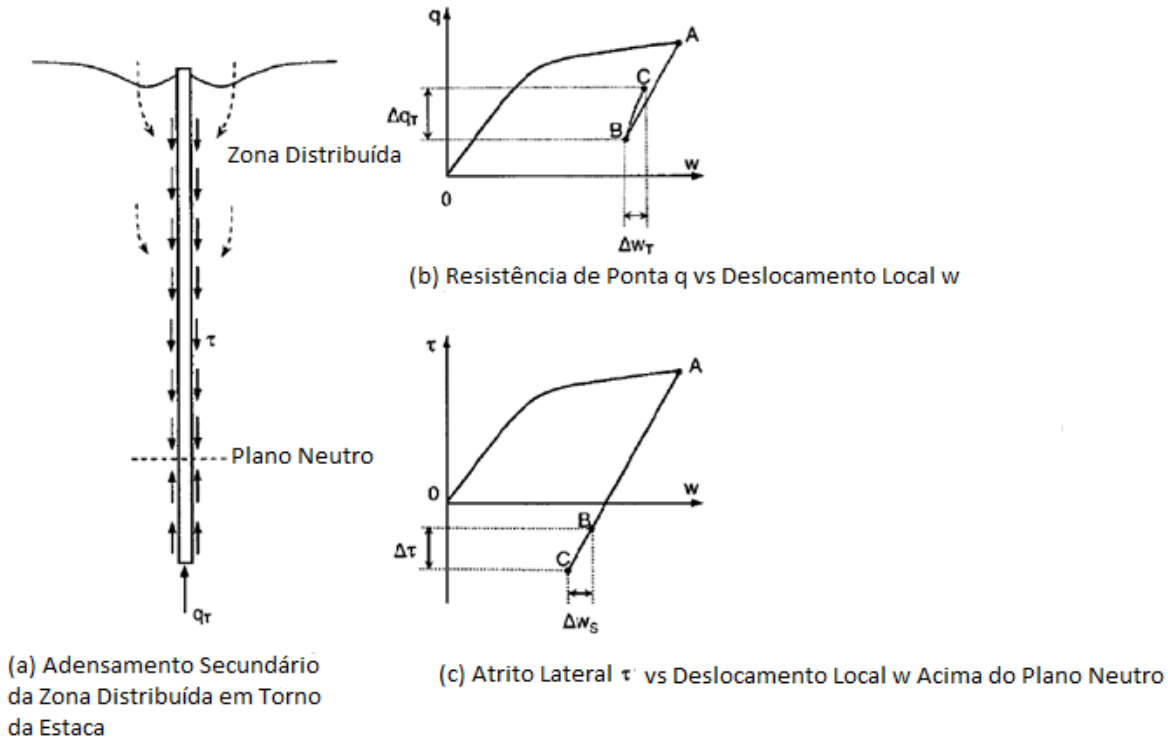


Figura 36 - Diagrama esquemático mostrando o desenvolvimento das tensões residuais com o tempo, Zhang e Wang (2007).

4.5 TRANSFERÊNCIA DE CARGA CONSIDERANDO AS TENSÕES RESIDUAIS

Ao analisar a transferência de carga para os diferentes níveis de carregamento das provas de carga realizadas, Zhang e Wang (2007) consideraram o conceito de carga aparente e carga verdadeira, já destacado anteriormente nos trabalhos de Fellenius resumidos no capítulo 1. O termo força ou carga aparente se refere ao fato de a instrumentação ser normalmente calibrada em zero antes do início da prova de carga, ou seja, considerando que nenhuma carga além daquelas que se desenvolvem na estaca após o carregamento, é medida. Com isso, as cargas residuais presentes na estaca não são contabilizadas. Já o termo força ou carga verdadeira, significa exatamente o contrário. É a carga presente na estaca levando-se em consideração a presença da carga residual.

As estacas ensaiadas foram divididas em três grupos. Essa divisão foi baseada na localização do ponto neutro, se na ponta ou acima dela. No primeiro grupo,

composto pelas estacas 1A1-3, 1B1-2 e 1B1-3, o ponto neutro se deu na ponta. No segundo grupo, composto pelas estacas 1B1-3, 1B1-4, 1B3-2 e 1B3-3, o ponto neutro se deu acima da ponta. A formação do terceiro grupo, composto pelas estacas 1A2-2 e 1B1-1, se deu por um comportamento diferenciado. A Figura 38, Figura 39 e Figura 40 mostram as distribuições das cargas aparentes e verdadeiras desses grupos. Nas figuras serão encontradas legendas que se referem à natureza da carga e o carregamento aplicado. Portanto, “RE”, “AP” e “TR” indica residual, aparente e verdadeira, respectivamente. Os números em parênteses indicam as cargas aplicadas. Por exemplo, “AP (3548 kN)” indica a distribuição de carga aparente quando a carga aplicada na cabeça da estaca foi de 3548 kN e “TR (3548)” indica a distribuição de carga verdadeira quando a carga aplicada foi de 3548 kN.

Ressalta-se que as curvas de transferência indicadas se referem a 3 diferentes níveis de carregamento: carga de projeto, duas vezes a carga de projeto e por ocasião da ruptura convencional, segundo o critério de Davisson.

O critério de Davison sugere que a carga limite seja encontrada estabelecendo-se um recalque limite para a ponta da estaca ($\delta = 4\,mm + \frac{D}{120}\,, sendo\ D\ o\ diâmetro\ da\ estaca$), que somado a sua deformação elástica corresponde ao recalque do topo. Sendo assim, na interseção da curva de ensaio obtém-se a carga limite.

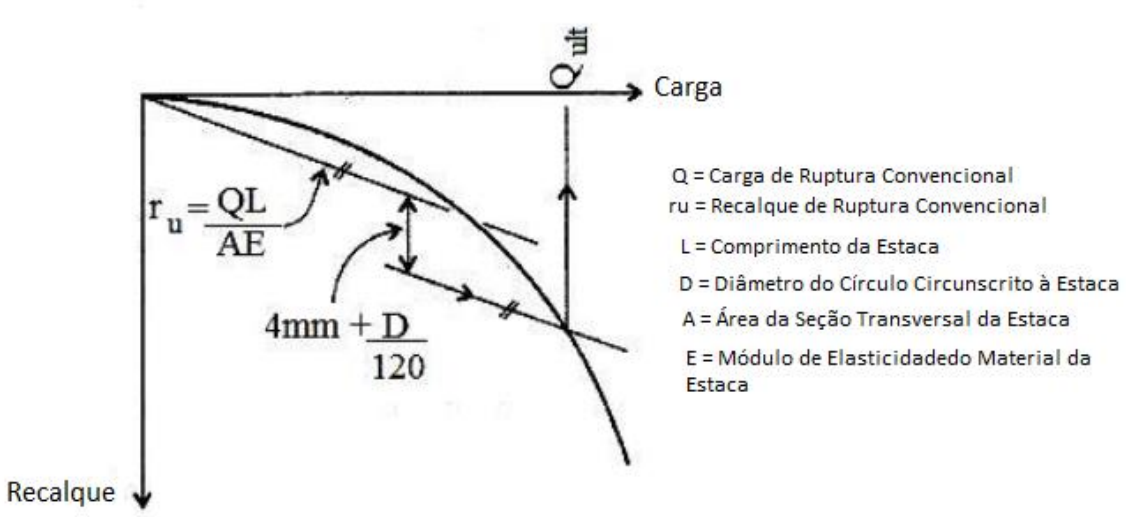


Figura 37 - Método de Davisson (1972) para determinação da carga limite conforme Schulze (2013).

Na Figura 38, para todas as estacas, o plano neutro se encontra na ponta. Portanto, as tensões residuais aumentam monotonicamente com a profundidade. A extensão na qual a transferência da carga é afetada pelas cargas residuais dependem da magnitude do nível de carregamento. Para a carga de trabalho, as magnitudes das forças residuais e forças aparentes são semelhantes. Portanto, as forças verdadeiras são alteradas de forma significativa em decorrência das cargas residuais. Como estas são as cargas que atuarão durante a vida útil da obra, a presença das cargas residuais afetará bastante o comportamento das fundações. As cargas aparentes na ponta das estacas são realmente muito pequenas, como esperado na interpretação de resultados de prova de cargas convencionais em estacas longas. Tal resultado pode levar à conclusão indevida de que pouca resistência de ponta é mobilizada para a carga de projeto. Na realidade, incluindo as cargas residuais, as cargas verdadeiras nas estacas são da ordem de 55 a 88% da carga aplicada no topo. Nesse nível de carregamento, a distribuição da carga verdadeira não reduz sempre com a profundidade, mas pode aumentar com a profundidade, onde a carga residual aumenta muito rapidamente.

Para duas vezes a carga de projeto, a carga de ponta aparente consiste apenas de 7 a 28% da carga aplicada, enquanto que a carga verdadeira representa para 39 a 60% da carga aplicada. Para o nível da carga de ruptura, a carga residual não parece afetar o padrão de distribuição de forma significativa.

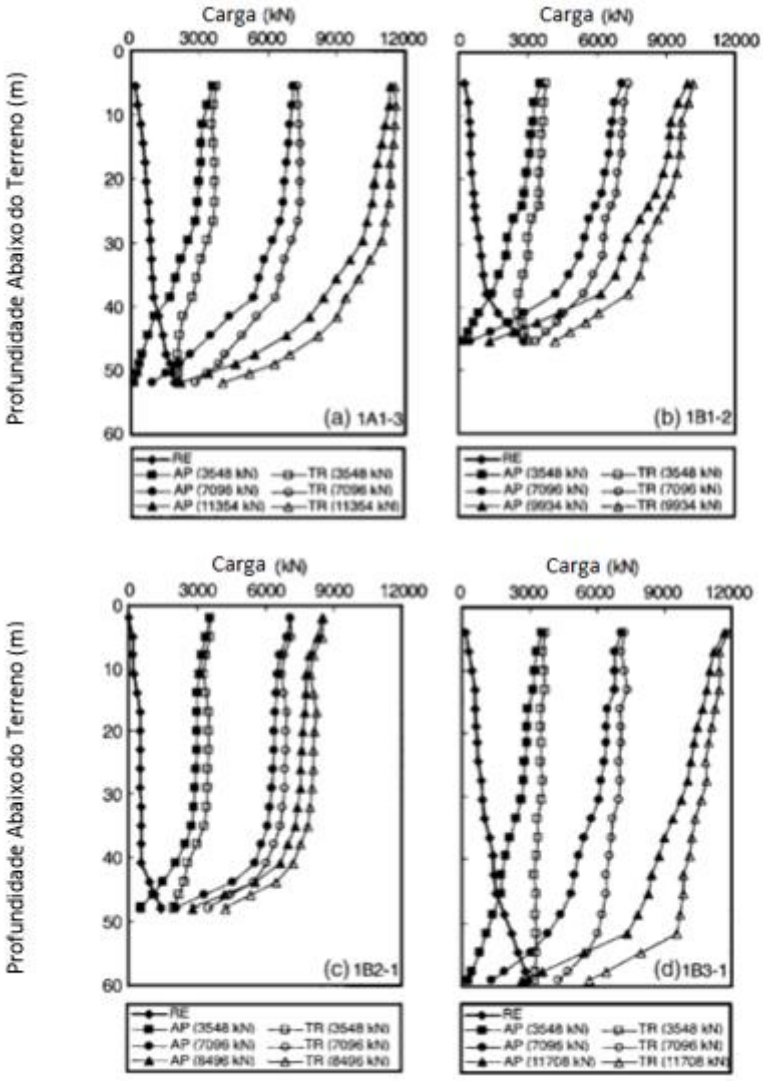


Figura 38 - Transferência de carga nas estacas com plano neutro na ponta, adaptado de Zhang e Wang(2007).

No caso da estaca 1B1-3, por exemplo, da Figura 33, o plano neutro se encontra acima da ponta. Acima do plano neutro as cargas residuais aumentam com a profundidade e abaixo do plano neutro as cargas residuais diminuem com a profundidade. De fato, a distribuição da carga verdadeira mostra uma redução significativa da carga com a profundidade, indicando um atrito lateral significativo, neste trecho, o que causou a elevação do plano neutro nesta estaca. Observe que próximo do plano neutro, a carga aparente muda abruptamente, o que contribui, em parte, com a justificativa de Fellenius, ressaltada no capítulo 1, de ser esta a explicação para a existência do conceito de “profundidade crítica”.

A Figura 39 mostra a transferência de carga do segundo grupo de estacas onde o ponto neutro se localiza acima da ponta.

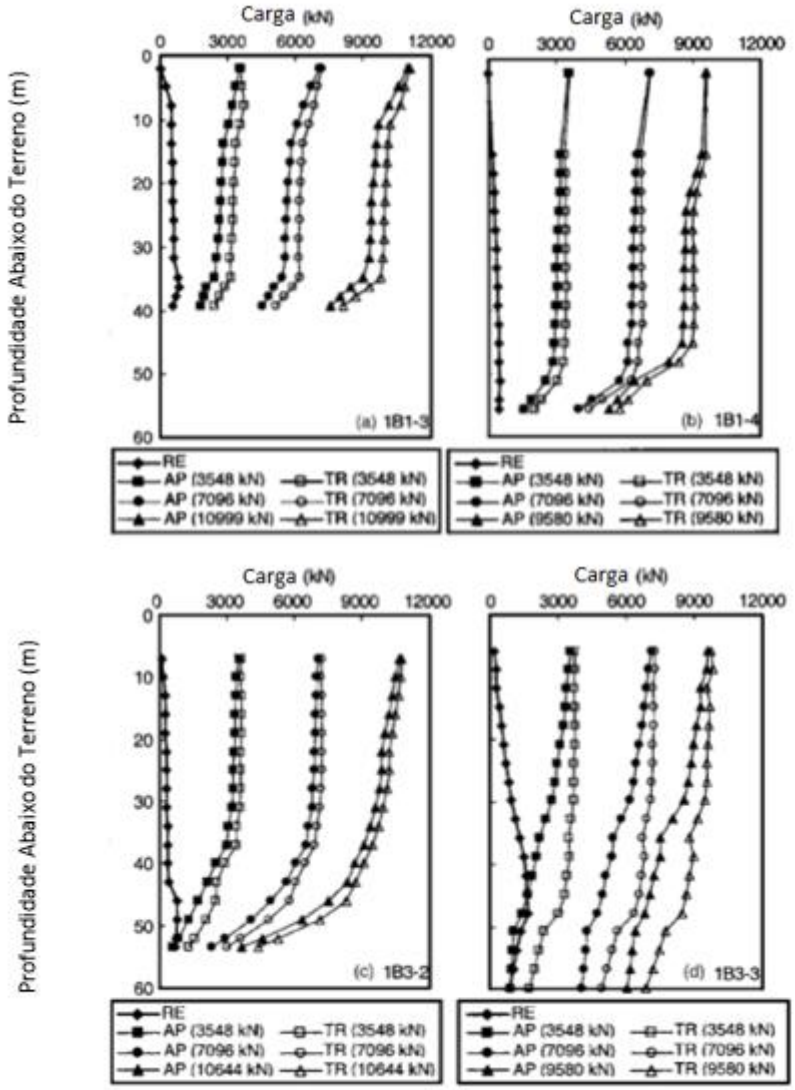


Figura 39 – Transferência de carga nas estacas com ponto neutro acima da ponta.

Na Figura 40, são mostradas as distribuições de carga nas estacas referentes ao terceiro grupo, as quais apresentam um desenvolvimento de carga residual muito grande. Na estaca 1A2-2 (Figura 40 (a)), as distribuições de cargas verdadeiras na parte inferior da estaca são consideravelmente afetadas pelas cargas residuais no nível da carga de projeto e duas vezes a carga de projeto. As cargas verdadeiras de ponta são de 115 a 64% das cargas aplicadas, respectivamente, em contraste às cargas aparentes de ponta que são apenas de 2 a 7% das cargas aplicadas. Na estaca 1B1-1 (Figura 40 (b)), cargas residuais extremamente elevadas foram desenvolvidas quando as estacas foram cravadas em rocha. Embora as distribuições de carga

aparente apresentem um comportamento esperado de uma interpretação convencional, as cargas verdadeiras de ponta são controladas pelas cargas residuais e são significativamente maiores que as cargas aplicadas, para todos os níveis de carregamentos analisados.

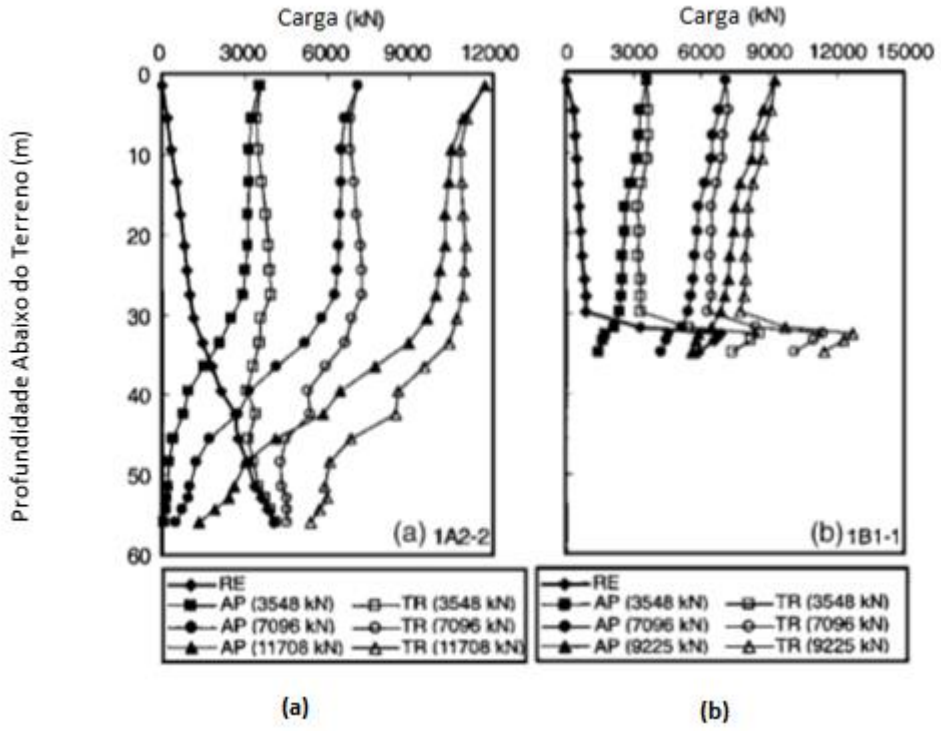


Figura 40 – Transferência de carga nas estacas 1A2-2 e 1B1-1.

Os autores concluíram então, que as distribuições de cargas residuais com a profundidade de penetração são influenciadas pelo perfil (N_{SPT}) ao longo da estaca, a resistência de ponta e a penetração da estaca. As cargas residuais aumentam significativamente quando as estacas ensaiadas penetram de camadas fracas (aluvião ou depósito marinho) para camadas rígidas (CDG/HDG). Devido ao aumento da capacidade de carga na ponta com o embutimento, a localização do plano neutro das cargas residuais move-se gradualmente de alguma distância acima da ponta da estaca para a ponta da estaca. As cargas residuais na estaca aumentam aproximadamente com a profundidade de penetração, assim se torna particularmente importante estudar cargas residuais em estacas muito longas.

Os resultados das cargas residuais na ponta alcançaram de 10 a 40% da resistência última da ponta após a cravação e aumentaram a longo prazo. As grandes

cargas residuais nas estacas longas afetam significativamente a interpretação da distribuição de carga das estacas. Particularmente na carga de projeto, a distribuição de carga pode ser governada pelas cargas residuais. À medida em que as cargas aplicadas aumentam, a influência das cargas residuais diminui.

5 RETROANÁLISE DAS TENSÕES RESIDUAIS

Neste capítulo são elaboradas retro-análises de alguns dos registros do banco de dados das estacas instrumentadas por Zhang e Wang (2007), objetivando verificar a capacidade do programa Dinexp em reproduzir as cargas residuais instrumentadas logo após a instalação.

O procedimento utilizado para proceder à seleção dos dados para a análise inicial e as sucessivas alterações nos arquivos de entrada para obtenção do melhor ajuste entre a carga residual medida e a carga residual estimada pelo programa encontra-se detalhado no item 5.1. Cabe destacar que a descrição completa das rotinas do programa, os dados de entrada e as variáveis de saída encontram-se resumidos na pesquisa de doutorado de Danziger (1992).

5.1 SELEÇÃO DOS DADOS INICIAIS E PROCEDIMENTO DE RETRO-ANÁLISE

Para a montagem do arquivo de dados de partida para a elaboração da retro-análise, a geometria da estaca, a estratigrafia, os acessórios de cravação, a eficiência do impacto, a velocidade de impacto do martelo, massa adicionada ao topo da estaca relativa ao peso do martelo, resistência do solo mobilizada durante a cravação, porcentagem de ponta, distribuição de resistências ao longo do fuste, intervalo de tempo de análise, parâmetros do material da estaca, bem como os parâmetros assumidos para o quake e amortecimento do solo precisam ser selecionados e informados.

A autora observou, no decorrer das análises, a importância da “expertise” desenvolvida na seleção ideal de um arquivo de partida, que seria, então, modificado e ajustado, em análises sucessivas, até um ajuste adequado entre parâmetros registrados durante os ensaios e os parâmetros calculados através do programa Dinexp.

A autora procurou se basear nas informações fornecidas por Zhang e Wang (2007), procurando reproduzir, no arquivo, todos os detalhes documentados. Com base em alguns dos registros fornecidos por Zhang e Wang (2007) e na melhor

seleção para os demais parâmetros, a autora procurou alterar, durante as sucessivas análises, os parâmetros restantes de forma a chegar aos resultados de carga residual na ponta e posição do plano neutro mais próximos àqueles documentados da Tabela 1 do artigo e Zhang e Wang (2007), reproduzida na Tabela 5 da presente dissertação. Para se chegar a um ajuste adequado, muitos parâmetros, selecionados inicialmente, foram variados continuamente, dentro de uma faixa de valores adequada ao caso em estudo.

As características geométicas foram fixadas, bem como a energia transferida ao topo da estaca, e os parâmetros geotécnicos foram variados numa faixa adequada, até se atingir um bom ajuste, seguindo o procedimento resumido a seguir:

i) Características geométricas da estaca e dos materiais.
   Comprimento total da estaca, comprimento abaixo do nível do terreno, coordenada do nó superior, número de elementos de cada trecho de diferente geometria da estaca ou diferente camada, amortecimento lateral e quake lateral para cada trecho de diferente estratigrafia, geometria da seção transversal, módulo de elasticidade do material da estaca, coeficiente de restituição do material da estaca, entre outros parâmetros detalhados em Danziger (1992).

ii) Intervalos de tempo para a análise.
   O programa permite a utilização de diferentes intervalos de tempo ao longo da análise. No caso em pauta fixou-se o intervalo de tempo inicial e final (0,00001 s – 10 s) de cada trecho de análise, bem com o número total de intervalos (1000000). Procurou-se adotar um número de intervalos que, multiplicado pelo intervalo de tempo (0,00001 s) selecionado, igualasse ao tempo final de análise.

iii) Velocidade de partícula no topo da estaca.
   Uma vez que as estacas instrumentadas são metálicas e não havia registro de uso de coxim, inicialmente a própria velocidade de impacto do martelo foi considerada como a velocidade de partícula no topo da estaca. Porém, os registros calculados de forças e deslocamentos, que seriam comparados com os registros fornecidos pelos autores, apresentaram-se com muita oscilação, dificultando a observação de um valor calculado com estabilização adequada. Foi necessária então a

simulação de um coxim de madeira de pequena espessura, de forma que não houvesse perda significativa de energia durante o impacto e que, ao mesmo tempo, permitisse a visualização de um valor calculado apresentando estabilização adequada. A espessura do coxim utilizado foi de 10 cm.

A velocidade do martelo no topo do coxim foi calculada com base no peso e altura de queda fornecida, ou seja, energia potencial disponível pelo sistema de cravação, corrigida em função da perda ocorrida durante o golpe. A Tabela 5 apresentou, entre outros registros, a energia transferida ao topo da estaca, que dividida pela energia potencial disponível permite o cálculo da eficiência do golpe. Com a eficiência e a altura de queda foi possível a determinação da velocidade no momento do impacto através da equação 2, que expressa a lei da conservação da energia.

$$(m \times g \times h)\, ef = \frac{1}{2} m \times v^2 \qquad \text{Equação 2}$$

A partir de Equação 2 se obtém a velocidade de impacto:

$$v = \sqrt{2ghef}$$

Sendo:

m= massa do martelo

g= aceleração da gravidade

h = altura de queda

ef = eficiência

v = velocidade de impacto, igual à velocidade de partícula no nó superior da estaca.

iv) Resistência estática mobilizada pelo golpe.

Uma vez que se conhecia o valor da capacidade de carga estática de cada uma das estacas, os valores da resistência estática mobilizados ao final da cravação foram variados, durante as sucessivas análises, de forma que ficassem sempre inferiores aos valores disponíveis na ruptura obtidos no ensaio estático. Outro parâmetro básico de ajuste é a distribução do atrito lateral com a profundidade, arquivo “distL”, que em conjunto com a resistência estática mobilizada e a porcentagem da carga na ponta, consistem nos parâmetros mais relevantes para o ajuste dos valores medidos de tensão residual.

v) O arquivo “distL” consiste da distribuição normalizada do atrito lateral mobilizado ao longo da profundidade da estaca. O somatório dos valores normalizados (inseridos de forma decimal) ao longo da profundidade de embutimento do fuste deve totalizar 1 (100%). Procurou-se observar o perfil estratigráfico da sondagem próxima a cada uma das estacas testadas. Inicialmente arbitrou-se a distribuição percentual de resistências de forma compatível com o perfil estratigráfico e com os valores do índice de resistência à penetração, N_{SPT}, concentrando os maiores valores normalizados de atrito às profundidades relativas ao solo residual jovem e à rocha fraturada. Com as análises sucessivas a distribuição do atrito era modificada, visando um melhor ajuste.

vi) Ao final de cada análise, os seguintes arquivos podem ser observados: Deslocamento no nó de ajuste (desl.aju), velocidade no nó de ajuste (velo.aju), aceleração no nó de ajuste (acel.aju), velocidade no nó da ponta (vel.pta), deslocamento no nó da ponta (dels.pta) tensão no elemento de controle (tens.con), reação de mola no nó de controle (ream.con), reação de amortecimento no nó de controle (reaa.con), reação de mola no nó da ponta (ream.pta), reação de amortecimento no nó da ponta (reaa.pta), deslocamento da estaca no nó de controle (desl.con), deslocamento do solo no nó de controle (desl.sol), velocidade no nó de controle (vel.con), aceleração no nó de controle (acel.con), reação elástica no nó de controle (reae.con), reação viscosa no nó de controle (reav.con) e o “nome do arquivo de entrada”.out que é o arquivo

onde a análise é apresentada detalhadamente. Os principais registros calculados observados nas análises sucessivas foram:

a) A resistência estática mobilizada na ponta é o primeiro registro calculado que deve ser observado após as análises, pois é preciso verificar se o valor fornecido como carga de ruptura multiplicado pelo percentual de ponta também fornecido como dado de entrada tinha sido, de fato, mobilizado durante a análise. Caso contrário, o valor da resistência estática mobilizada pelo golpe da análise seguinte era alterado e o programa novamente executado, até que, pelo menos em algum momento, a resistência estática mobilizada pelo golpe fornecida no arquivo de dados fosse atingida.

b) Deslocamento total no nó de controle. O nó de controle corresponde ao nó com saída gráfica dos deslocamentos, velocidades e acelerações (resultado da função ao longo do tempo de análise). O nó da ponta é sempre fornecido para a saída gráfica, mas pode-se selecionar um segundo nó, designado por nó de controle, para saída gráfica no programa Dinexp. A autora selecionava sempre o nó do topo da estaca, pois neste nível é que se dispunha de registros de deslocamento observados por Zhang e Wang (2007): deslocamento permanente (nega) e deslocamento elástico. Uma vez ajustados os registros de forma aproximada, quais sejam: a carga residual na ponta, a posição do plano neutro, o deslocamento permanente (nega) e o deslocamento elástico do solo, a retro-análise estava finalizada.

c) Análise do deslocamento residual.

   Como se viu no capítulo 1, quando não se tem a ocorrência da tensão residual, o deslocamento total reduzido do quake é igual ao deslocamento estabilizado (nega). No caso em apreço, isso não ocorria, em razão da ocorrência das tensões residuais. O valor da carga residual na ponta pode ser obtido de duas formas distintas. Na primeira, a partir do deslocamento residual. O deslocamento residual, relativo ao descarregamento incompleto da ponta da estaca, pode ser obtido da observação do deslocamento calculado na ponta da estaca, ao final da análise, comparando-o com o deslocamento máximo do solo na ponta reduzido da parcela elástica (quake). O

primeiro, em geral maior, inclui a parcela do deslocamento não totalmente recuperado, superando o segundo exatamente deste valor. Este deslocamento não recuperado, quando multiplicado pela rigidez do solo na ponta resulta na carga residual na ponta da estaca. A rigidez do solo na ponta é igual à resistência mobilizada dividida pelo valor do quake do solo na ponta. A segunda forma de se obter a carga residual na ponta da estaca consiste na observação do cálculo da tensão, valor estabilizado, no final da análise no primeiro elemento da estaca (o elemento da extremidade inferior), multiplicado pela área da seção transversal da estaca na ponta. Este esforço normal no elemento inferior ao final da análise corresponde à carga residual que permaneceu na ponta da estaca ao final do golpe.

vii) Perfil das tensões residuais ao final do golpe.

Uma vez ajustados os valores calculados com aqueles medidos, é possível executar o programa para diferentes elementos de controle, obtendo-se as tensões estabilizadas, ao final do registro, para cada um dos elementos em que a estaca foi representada na simulação. Estas tensões, multiplicadas pela área da seção transversal, permite a obtenção do perfil de carga residual ao final daquele golpe.

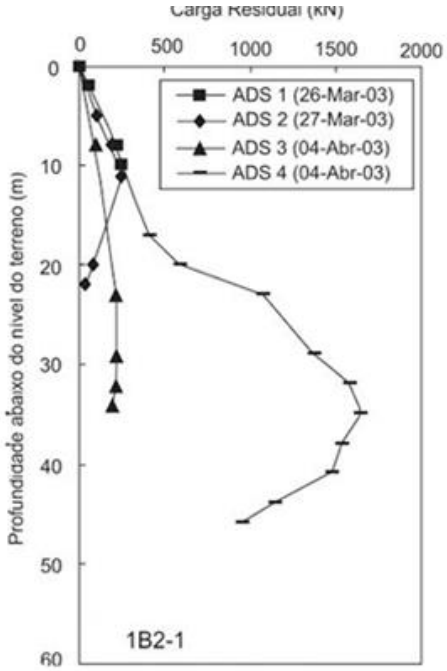
viii) Em seguida se determina o atrito lateral mobilizado ao longo de toda a estaca e sua comparação com o atrito mobilizado, também calculado, a partir da carga residual medida.

5.2 RESULTADO DAS RETRO-ANÁLISES

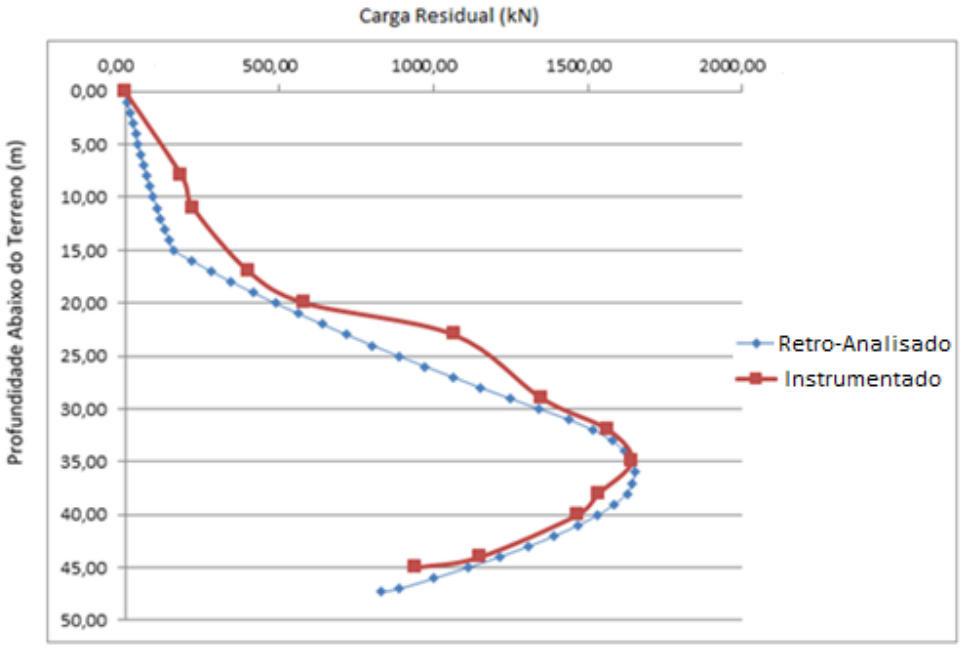
Estaca 1B2-1

Os registros desta estaca encontram-se detalhados no Capítulo 4, sendo o perfil da carga residual logo após o final da cravação reproduzido na Figura 41 (a).

O perfil de cargas residuais retro-analisado ao longo da profundidade está apresentado na Figura 41 (b) pela curva azul, enquanto o perfil obtido da instrumentação está ilustrado pela curva vermelha.



(a)



(b)

Figura 41 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B2-1 - (Retro-analisado).

No caso da estaca 1B2-1, cabe observar que houve uma concordância razoável entre a carga residual na ponta, a carga residual máxima bem como a localização do plano neutro. Costa et al. (2004) já relatavam que a localização do plano neutro, entre outros fatores, depende, principalmente, do percentual de carga de ruptura na ponta e da distribuição do atrito ao longo da profundidade. Quanto maior a porcentagem de carga na ponta e maior a distribuição do atrito próximo à ponta, mais profundo é o planto neutro. De fato, durante as análises sucessivas foi verificado que quando a porcentagem da ponta era aumentada ou quando se concentrava a distribuição de atrito próximo à ponta da estaca, ocorria o aprofundamento do plano neutro. Para isso realizava-se o ajuste do arquivo “distL”, que trata da distribuição normalizada do atrito lateral, bem como o ajuste do percentual de carga na ponta.

Os resultados foram reunidos numa tabela resumo, para cada uma das estacas retro-analisadas, visando uma comparação mais fácil e direta dos resultados.

Estaca 1B2-1		
Grandeza observada	Instrumentado	Retro-Analisado
Profundidade Aproximada do Plano Neutro (m)	36,0	35,0
Carga Residual Máxima (kN)	1650,6	1641,7
Profundidade Aproximada da Carga Residual na Ponta (m)	45,0(*)	47,3
Carga Residual na Ponta (kN)	941,76	828,49

Tabela 6 – Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B2-1.

A profundidade da carga residual na ponta corresponde à profundidade da ponta no registro retro-analisado. Porém, no registro instrumentado considerou-se como carga residual na ponta o valor medido mais próximo à extremidade inferior da estaca. Esta é a razão das profundidades não serem equivalentes.

A carga residual ao longo da profundidade ilustrada na Figura 41 permite a elaboração da Figura 42 que contém a distribuição do atrito lateral com a profundidade. A curva designada como a) corresponde à distribução simulada pelo programa e a curva b) à distribuição de atrito obtida dos valores da carga residual medida na instrumentação. Considerou-se, na curva instrumentada, o diagrama em degraus, uma vez que entre os níveis instrumentados não se tem registros da carga e, assim, só se tem o atrito médio entre os níveis da instrumentação. A diferença entre a carga medida, em trechos sucessivos, dividida pela distância entre os níveis instrumentados e o perímetro da estaca fornece o atrito médio no trecho. Como na simulação se refinou muito mais o atrito, a curva obtida é uma curva contínua, enquanto a instrumentação possibilita apenas a obtenção de um atrito unitário médio no trecho entre os diferentes niveis instrumentados.

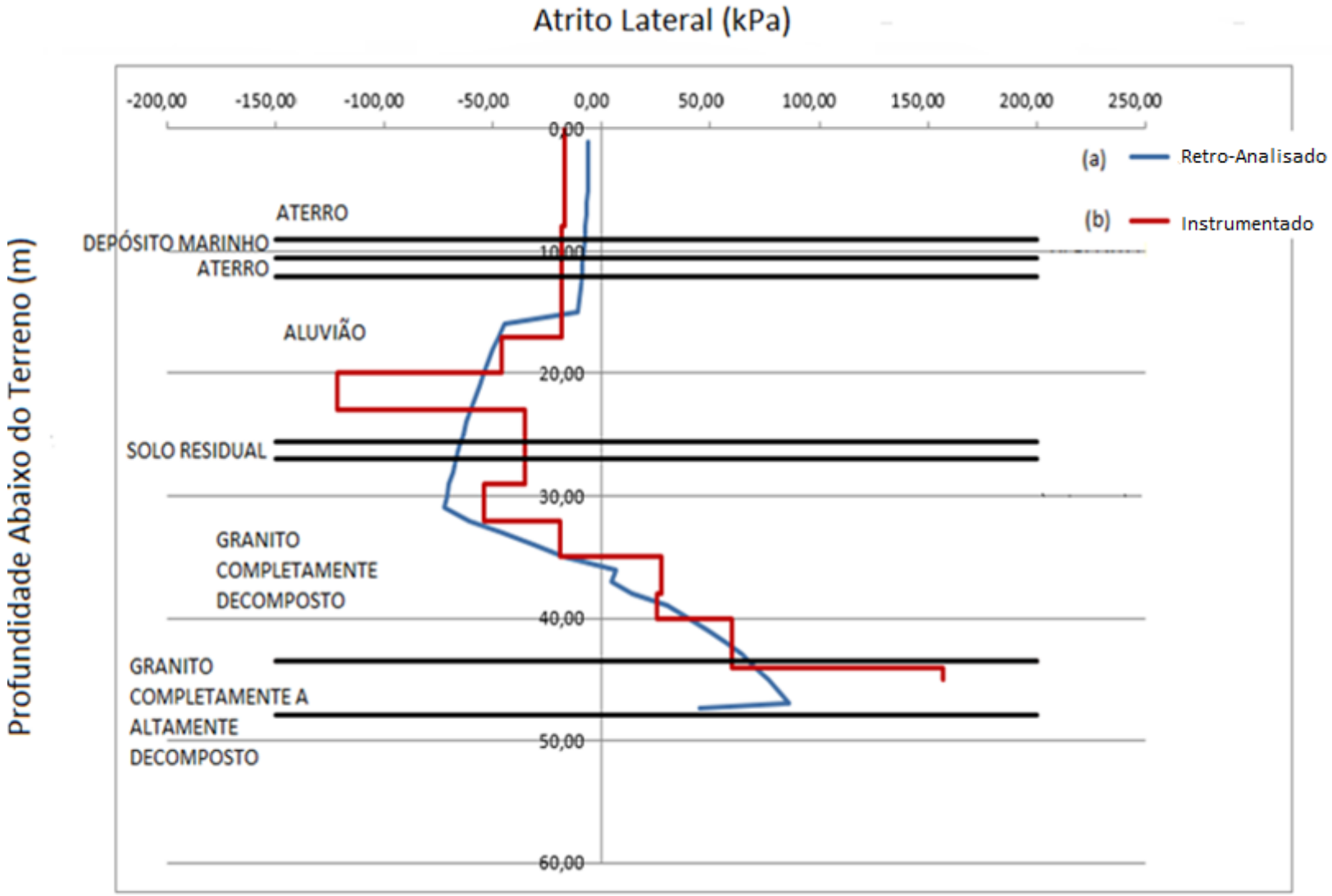


Figura 42 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B2-1. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007).

É possível observar que a distribuição de atrito lateral residual difere um pouco entre as curvas, principalmente no trecho mais superficial, com a curva instrumentada apresentando valores superiores. Cabe observar também que, como o sistema é auto-equilibrado e a resultante das forças deve ser nula, parte do fuste apresenta atrito negativo (indicado do lado esquerdo da figura), e parte apresenta atrito positivo (indicado do lado direito). O atrito negativo apresenta menor valor, mas ocorre num trecho maior (acima do ponto neutro). O atrito positivo apresenta maior valor (trecho de maior resistência), mas ocorre num menor trecho. Para o equiíbrio é preciso se integrar todo o trecho de atrito e, ainda somar com a resistência residual na ponta.

Observa-se também que o atrito começa a aumentar quando a estaca penetra em solo residual jovem.

Estaca 1A1-3

Os registros desta estaca encontram-se detalhados no Capítulo 4.

O perfil de cargas residuais ao longo da profundidade está apresentado na Figura 43 (a), enquanto o perfil obtido da retro-análise comparado ao instrumentado encontra-se na Figura 43 (b).

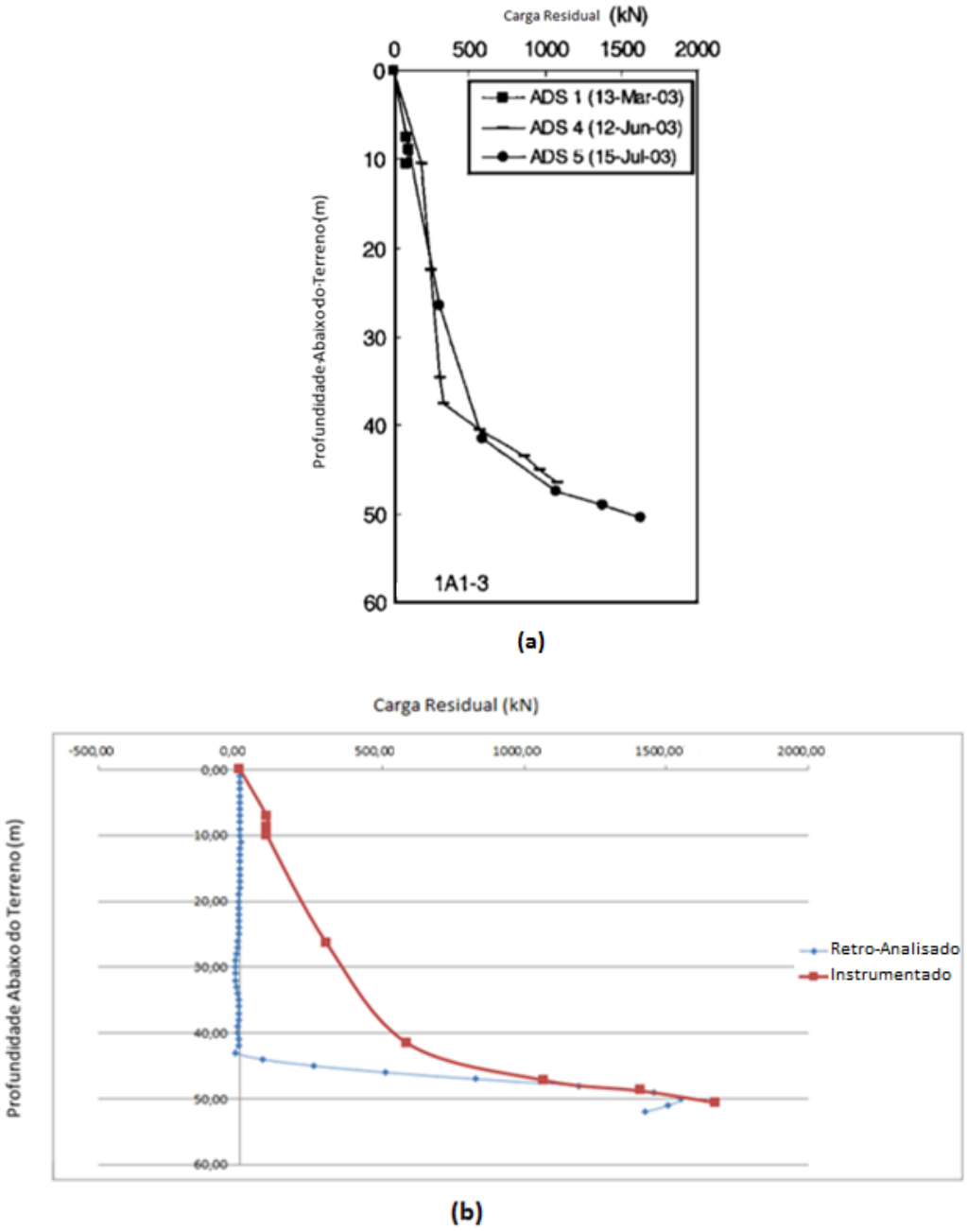


Figura 43 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1A1-3 - (Retro-analisado).

Cabe observar que houve uma concordância razoável entre a carga residual máxima retro-analisada, bem como sua localização, conhecida como a profundidade do plano neutro, no registro simulado e no medido. De fato, Costa et al.(2004) já relatavam que a localização do plano neutro, entre outros fatores, depende, principalmente, do percentual de carga de ruptura na ponta e da distribuição do atrito

ao longo da profundidade. Quanto maior a porcentagem de carga na ponta e a distribuição do atrito, próximo à ponta, mais profundo é o ponto neutro.

A tabela 7 apresenta um resumo comparativo.

Estaca 1A1-3		
Grandeza observada	Instrumentado	Retro-Analisado
Profundidade Aproximada do Plano Neutro (m)	50,0	50,6
Carga Residual Máxima (kN)	1552,2	1676,0
Profundidade Aproximada da Carga Residual na Ponta (m)	52,0	50,6
Carga Residual na Ponta (kN)	1426,6	1676,0

Tabela 7 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1A1-3.

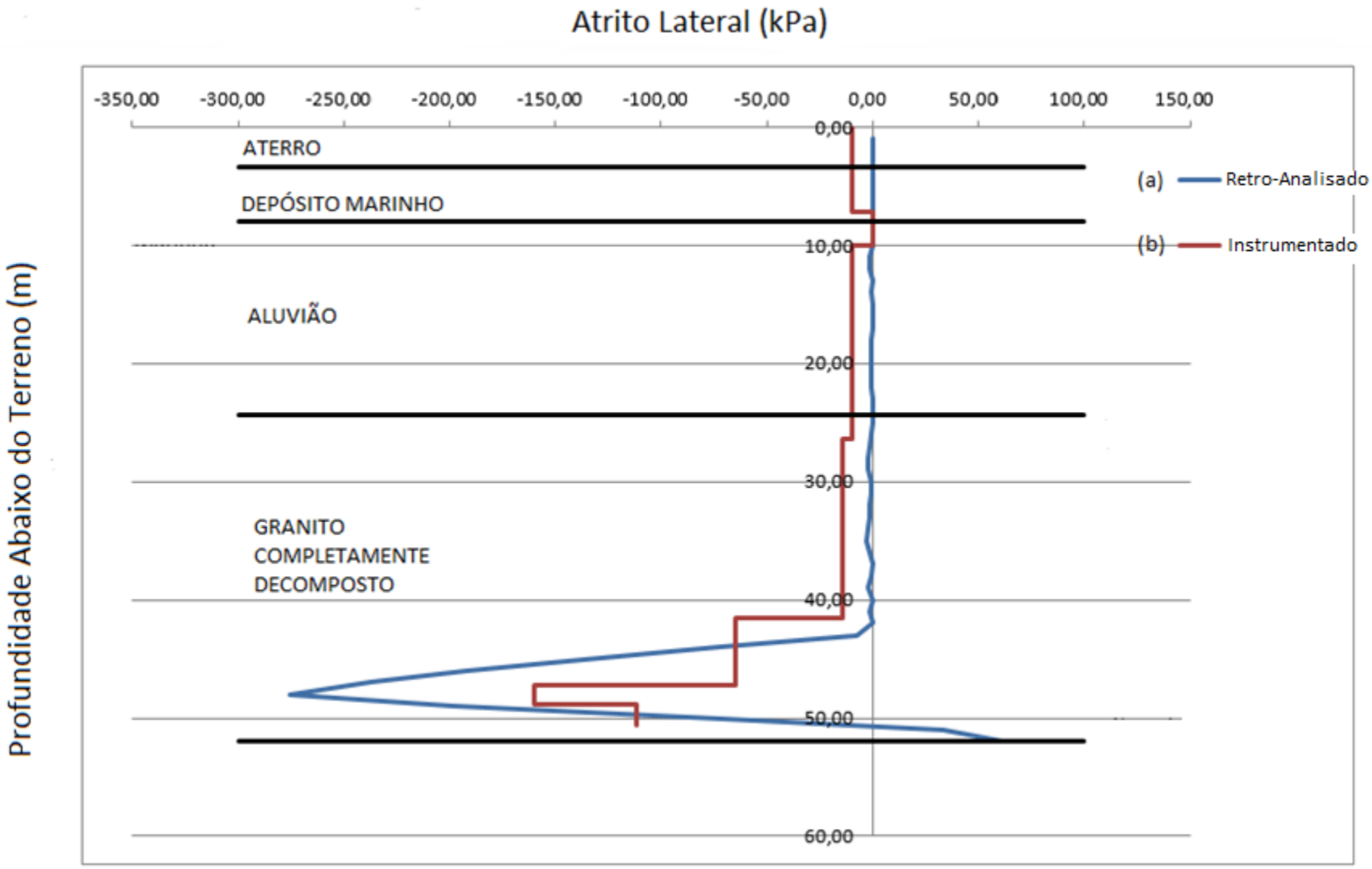


Figura 44 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1A1-3. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007).

A diferença entre os valores de atrito é grande, principalmente no trecho mais superficial. A autora da presente pesquisa, ao observar os valores medidos por ocasião da cravação em diferentes trechos das estacas instrumentadas observou que, ao se cravar a estaca continuamente, com golpes múltiplos, os perfis de carga residual vão aumentando com a profundidade, indicando o esgotamento do atrito residual, à medida que a profundidade avança, nos golpes sucessivos. Como o programa Dinexp analisa apenas um golpe, o programa não é capaz de analisar a influência dos golpes sucessivos.

De fato, quando se inicia a análise pelo programa Dinexp a estaca encontra-se descarregada e as tensões residuais que se obtêm são aquelas geradas no golpe em análise. Por outro lado, a instrumentação realizada por Zhang e Wang (2007) revela que mesmo nos primeiros segmentos de estaca, quando a extremidade inferior ainda não tinha alcançado o solo residual e rocha fraturada, já havia tensões residuais presentes na estaca. A Figura 32 do capítulo 4, mostra este aspecto de forma clara. Observa-se na estaca 1A1-3 que após a cravação do segmento 5, as cargas residuais abaixo dos 46m já tinham sido registradas na cravação do elemento 4. Portanto, embora o programa Dinexp tenha conseguido reproduzir, de forma aproximada, a máxima tensão residual, bem como, em linhas gerais, a profundidade do plano neutro, ao analisar apenas um golpe o programa gera apenas as tensões geradas por aquele golpe, sem reproduzir as tensões dos golpes anteriores que já haviam sido transferidas à estaca pelas resistências anteriormente mobilizadas e não descarregadas em sua total magnitude.

Estaca 1B3-2

Os registros desta estaca encontram-se detalhados no Capítulo 4.

O perfil de cargas residuais ao longo da profundidade está apresentado na Figura 45 (a) para o registro medido em campo, enquanto o perfil obtido da retro-análise comparado ao instrumentado na Figura 45 (b). Na figura das cargas medidas são apresentadas 3 curvas. A que atinge menor profundidade corresponde à cravação apenas do primeiro elemento (ADS1 = after driving section one). Em seguida se obtém as medições após emendado o elemento 2, até uma profundidade maior, seguida do elemento 3 e 4, sucessivamente. A figura ilustra que as tensões residuais inicialmente são reduzidas no trecho mais superficial, na cravação dos primeiros elementos,

aumentando com os golpes sucessivos, quando são cravados os elementos seguintes. As cargas residuais vão se somando, golpe a golpe, pois a instrumentação está presente nos golpes sucessivos. Por outro lado, no registro calculado a estaca é considerada como descarregada, na sua condição inicial. Por este motivo, as tensões residuais não se somam, no trecho mais superficial do registro simulado, por razão da não simulação dos golpes múltiplos. Já no trecho mais inferior, quando o último segmento já foi soldado, o registro calculado se torna mais próximo do registro medido. Este aspecto foi observado de forma acentuada em todas as retro-análises, consistindo numa limitação do porgrama Dinexp de não analisar os golpes múltiplos.

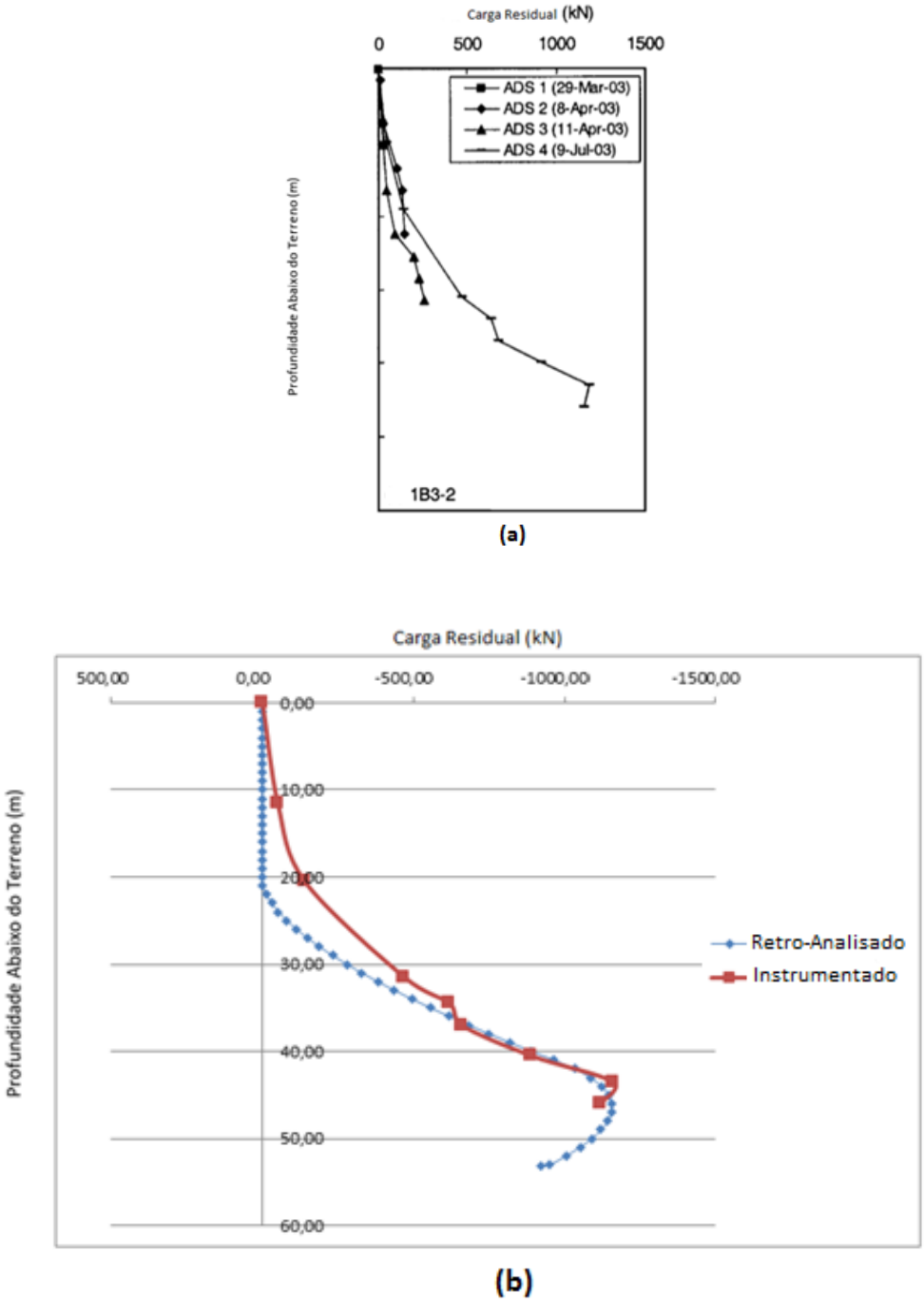


Figura 45 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-2 – (Retro-analisado).

Observou-se, todavia, assim como para as estacas anteriores, que houve uma concordância razoável entre as cargas residuais instrumentadas e retro-analisadas no trecho inferior, próximo à ponta, bem como a localização do plano neutro. Essa estaca foi instrumentada até aproximadamente 46 m e seu comprimento cravado foi de 53,1.

De acordo com o padrão observado nas demais análises, pode-se concluir que possivelmente o comportamento da estaca ensaiada seria mais aproximado ainda caso a instrumentação tivesse sido feita ao longo de todo seu comprimento.

A Tabela 8 resume e compara os valores obtidos.

Estaca 1B3-2		
Dados	Instrumentado	Retro-Analisado
Profundidade Aproximada Carga Residual máxima (m)	43,5	46,0
Carga Residual Máxima (kN)	1160,0	1156,8
Profundidade Aproximada Carga Residual na Ponta (m)	46,0	53,1
Carga Residual na Ponta (kN)	1120,0	920,0

Tabela 8 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B3-2.

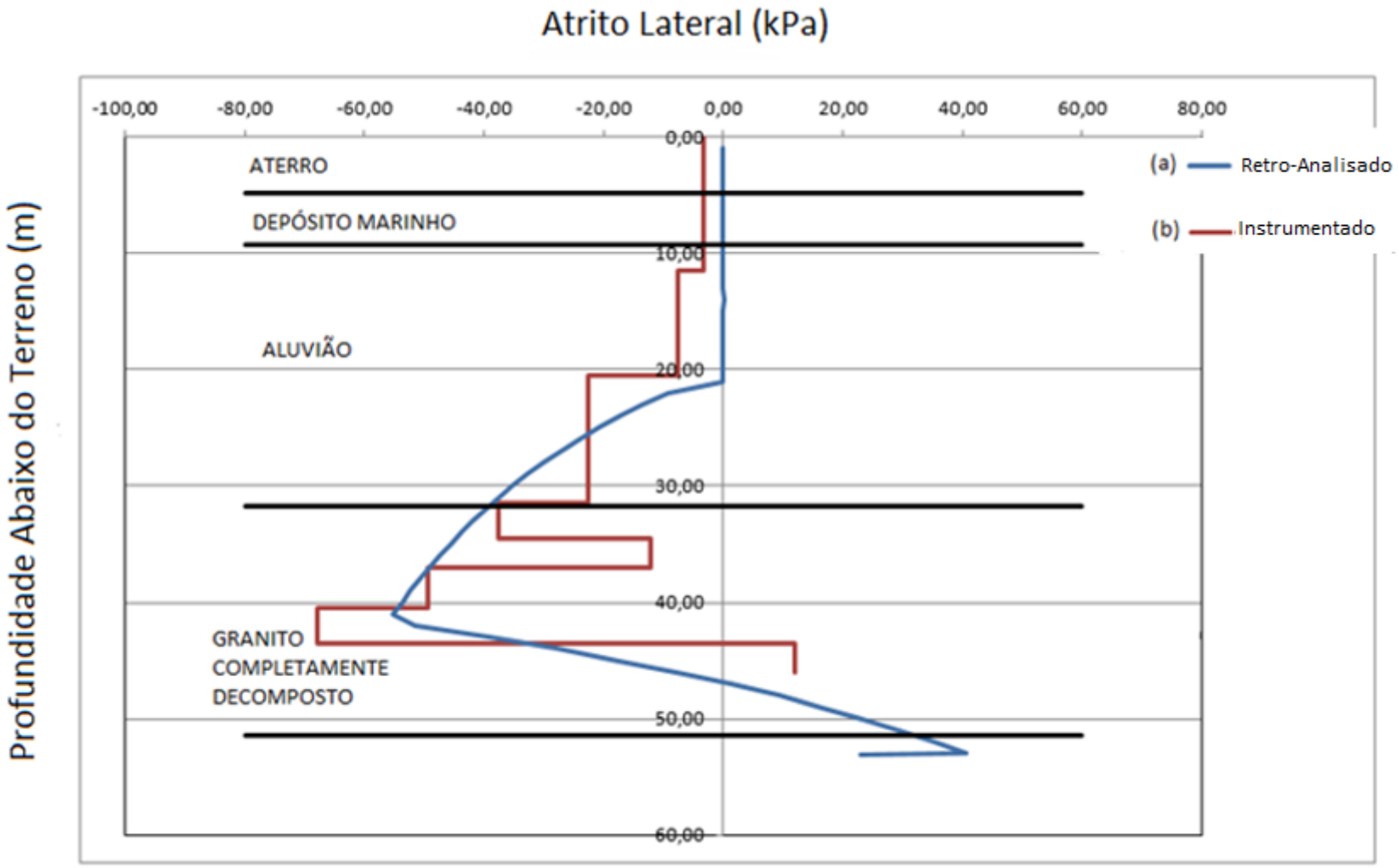


Figura 46 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-2. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007).

É possível observar que a distribuição de atrito lateral residual retro-analisado guarda o aspecto da curva b, obtida da estaca ensaiada. O atrito residual inicialmente é negativo e depois muda de sinal, na altura do plano neutro. O fato da curva instrumentada estar em degraus dificulta um pouco a comparação. Por este motivo resolveu-se incluir os resultados também na forma de tabelas. Como já mencionado no início do capítulo, essa diferença se apresenta de forma expressiva nas camadas mais superiores, que apresentam menor resistência, e que são mais sujeitas aos golpes múltiplos.

Estaca 1B3-1

Os registros dessa estaca encontram-se detalhados no Capítulo 4.

O perfil de cargas residuais ao longo da profundidade está apresentado na Figura 47 (a), enquanto a comparação do perfil obtido da instrumentação com a retro-análise está ilustrado na figura (b).

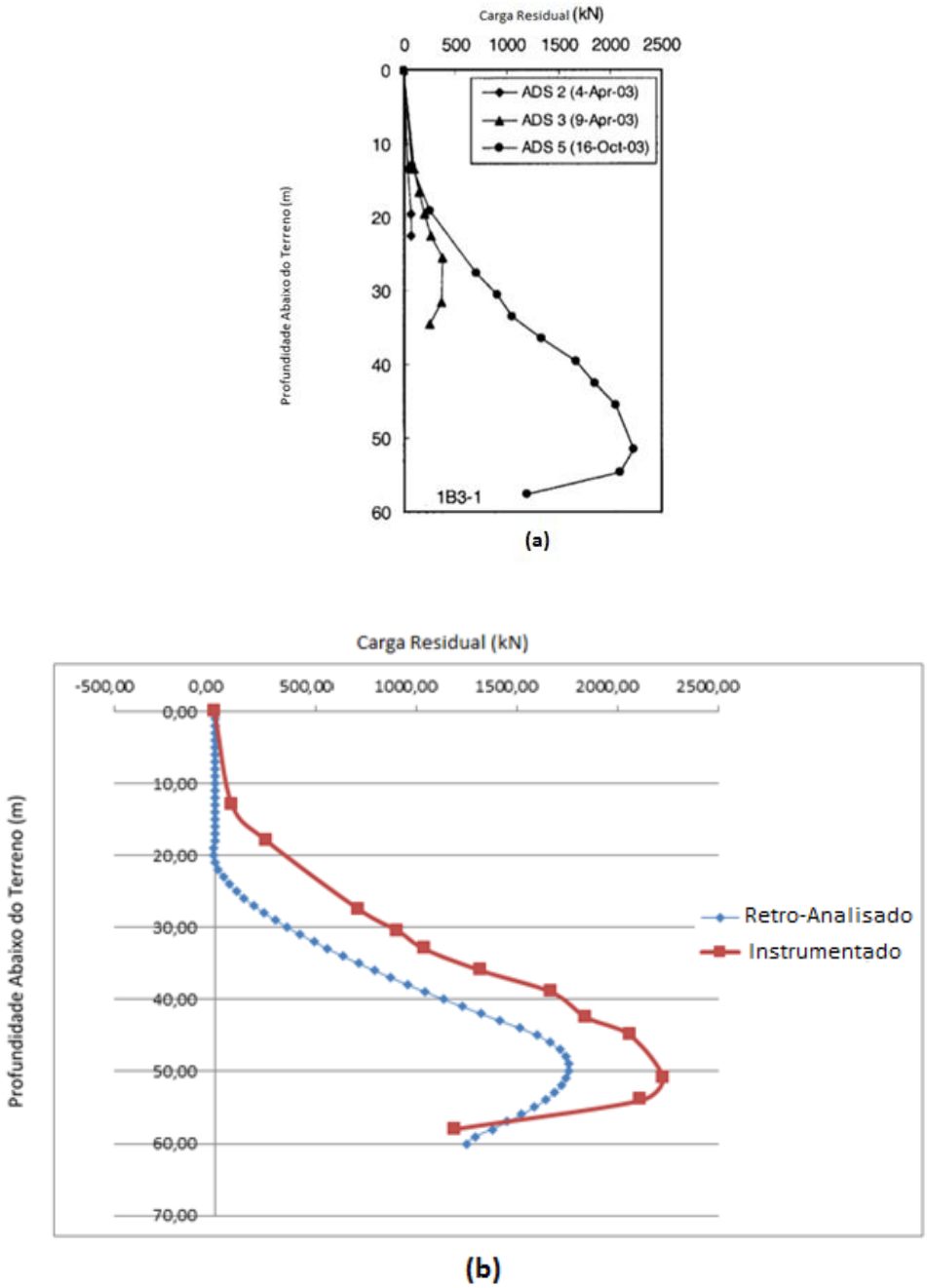


Figura 47 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) - b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-1 – (Retro-analisado).

A análise da estaca 1B3-1 apresentou grandes diferenças entre valores instrumentado e retro-analisado de carga residual na ponta e carga residual máxima, sendo observado apenas comportamento compatível no que diz respeito a localização do plano neutro. Pela prática adquirida pela autora no uso do programa, conclui-se que essas diferenças se deram devido ao ajuste do arquivo “distL”, responsável pela

distribuição normalizada do atrito lateral mobilizado ao longo da profundidade da estaca. Apesar das inúmeras tentativas, não se conseguiu melhorar a qualidade dos ajustes para diferentes distribuições percentuais de atrito com a profundidade. Essas diferenças podem ser notadas claramente tanto na Figura 47, acima, como nos resultados resumidos na Tabela 9, apresentada a seguir

Estaca 1B3-1		
Dados	Instrumentado	Retro-Analisado
Profundidade Aproximada Carga Residual máxima (m)	51,0	50,0
Carga Residual Máxima (kN)	2227,8	1758,0
Profundidade Aproximada Carga Residual na Ponta (m)	58,0	60,0
Carga Residual na Ponta (kN)	1195,0	1249,6

Tabela 9 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B3-1.

A Figura 48 ilustra o atrito lateral unitário instrumentado, curva b) vermelha em degraus e o retro-analisado, curva a) azul e contínua. Verifica-se a tendência de maiores atritos na curva instrumentada em elação à curva retro-analisada. Em consequência, maior carga residual na ponta retro-analisada do que na instrumentada. Esta dificuldade de um melhor ajuste, após inúmeras tentativas, possivelmente decorre da presença de cargas residuais presentes, na curva instrumentada, de golpes anteriores (golpes múltiplos).

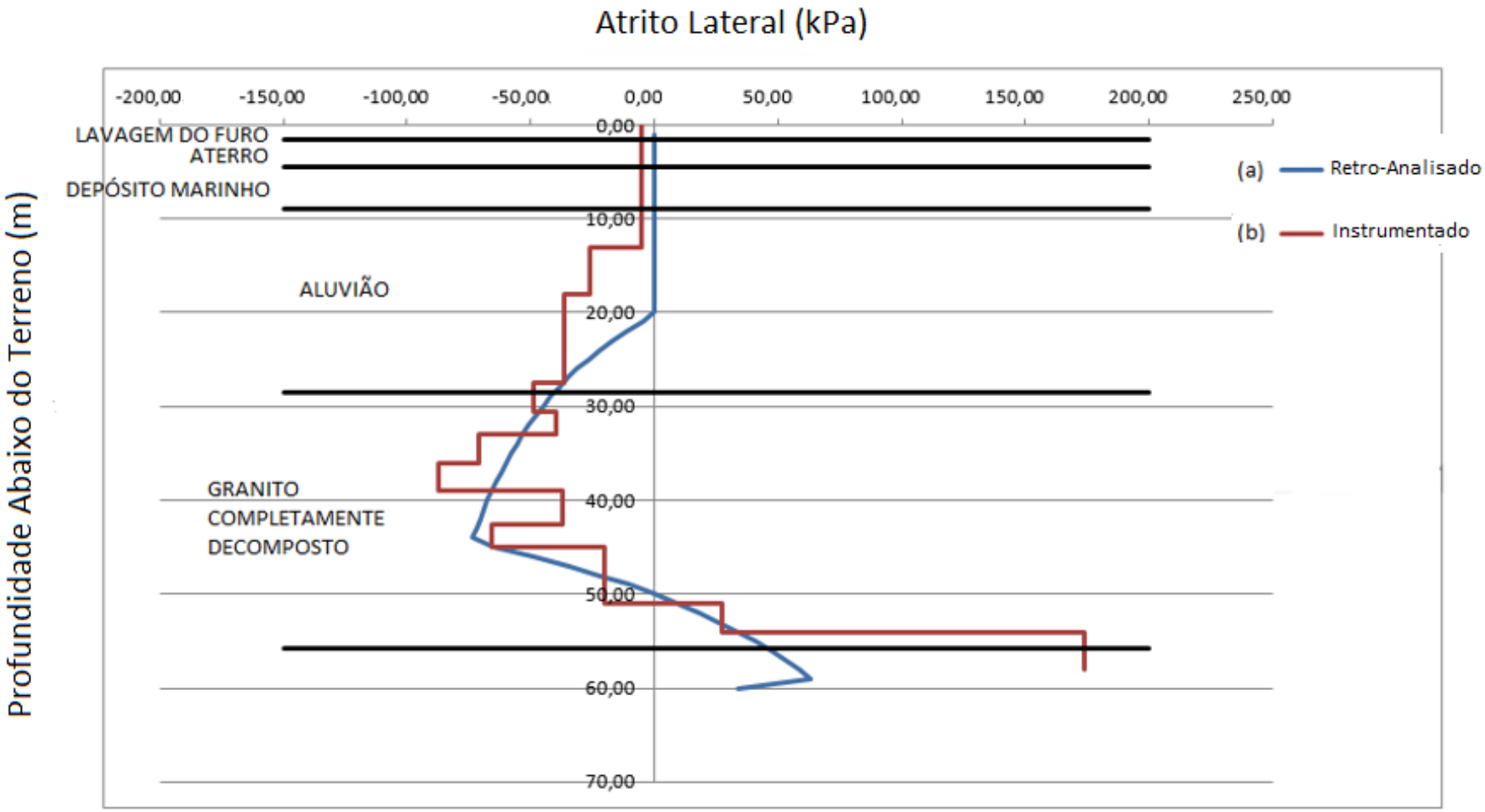


Figura 48 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-1. a) obtido na retro análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007).

Estaca 1B3-3

Os registros desta estaca encontram-se detalhados no Capítulo 4.

O perfil de cargas residuais ao longo da profundidade está apresentado na Figura 49 (a), enquanto a comparação do perfil obtido da instrumentação com o retro-análisado está ilustrada na figura (b).

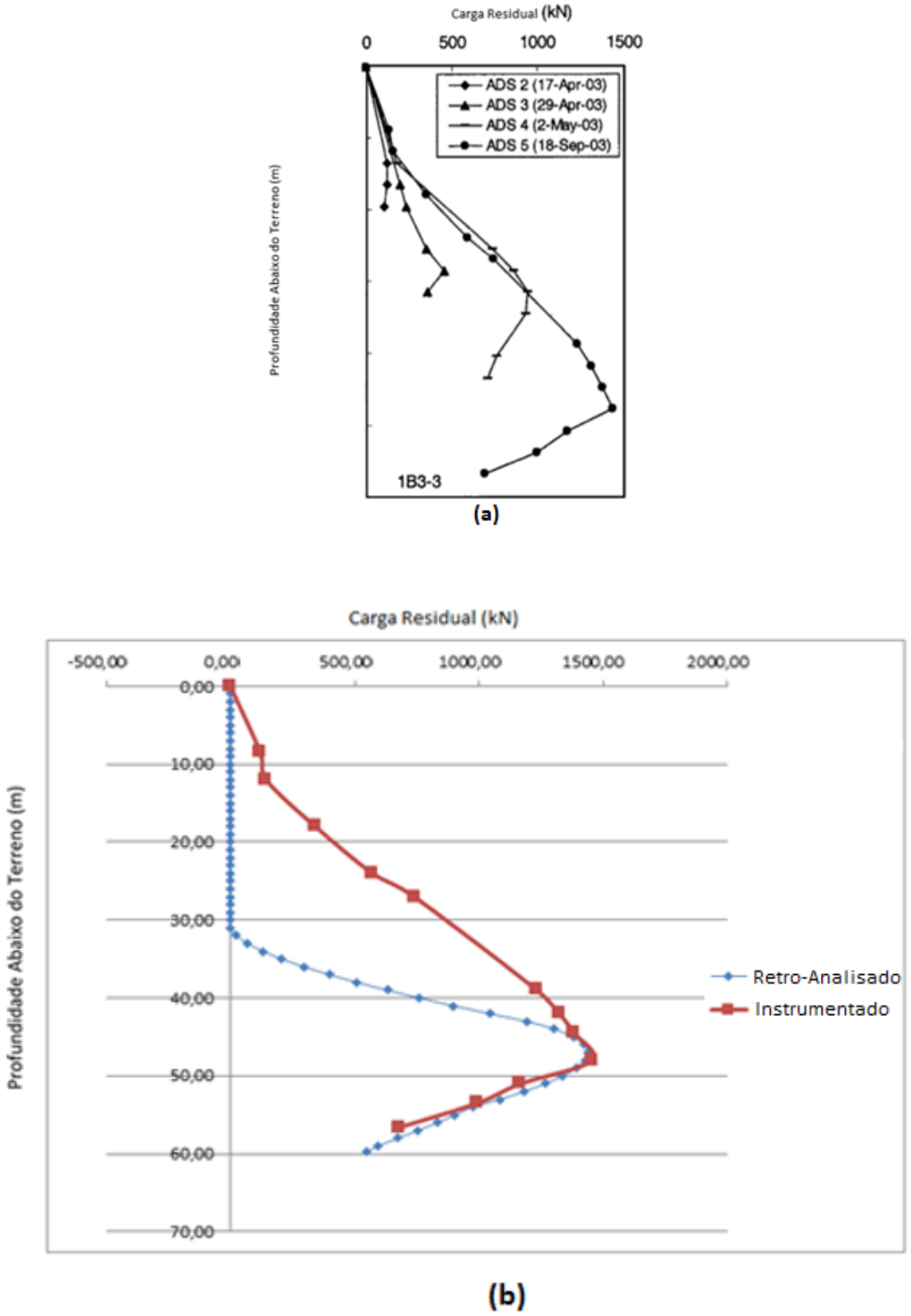


Figura 49 – a) Perfil de cargas residuais ao longo da profundidade, Zhang e Wang (2007) – b) curva vermelha - reproduzida da instrumentação de Zhang e Wang (2007) e curva azul - carga residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-3 – (Retro-analisado).

Observou-se, no caso da estaca 1B3-3, que também houve uma concordância razoável entre valor instrumentado e retro-analisado no que diz respeito à carga

residual na ponta, carga residual máxima e sua localização. Abaixo encontra-se uma tabela resumo com os resultados obtidos e medidos para que se possa compará-los.

Estaca 1B3-3		
Dados	Instrumentado	Retro-Analisado
Profundidade Aproximada Carga Residual máxima (m)	47,0	48,0
Carga Residual Máxima (kN)	1456,0	1437,5
Profundidade Aproximada Carga Residual na Ponta (m)	56,6	59,8
Carga Residual na Ponta (kN)	680,0	549,4

Tabela 10 - Resumo dos Resultados – Grandezas obtidas da instrumentação e da retro-análise, Estaca 1B3-3.

A Figura 50 ilustra a distribuição do atrito lateral com a profundidade para a distribução retro-analisada a) e para a distribuição de atrito obtida dos valores de tensão residual instrumentada b).

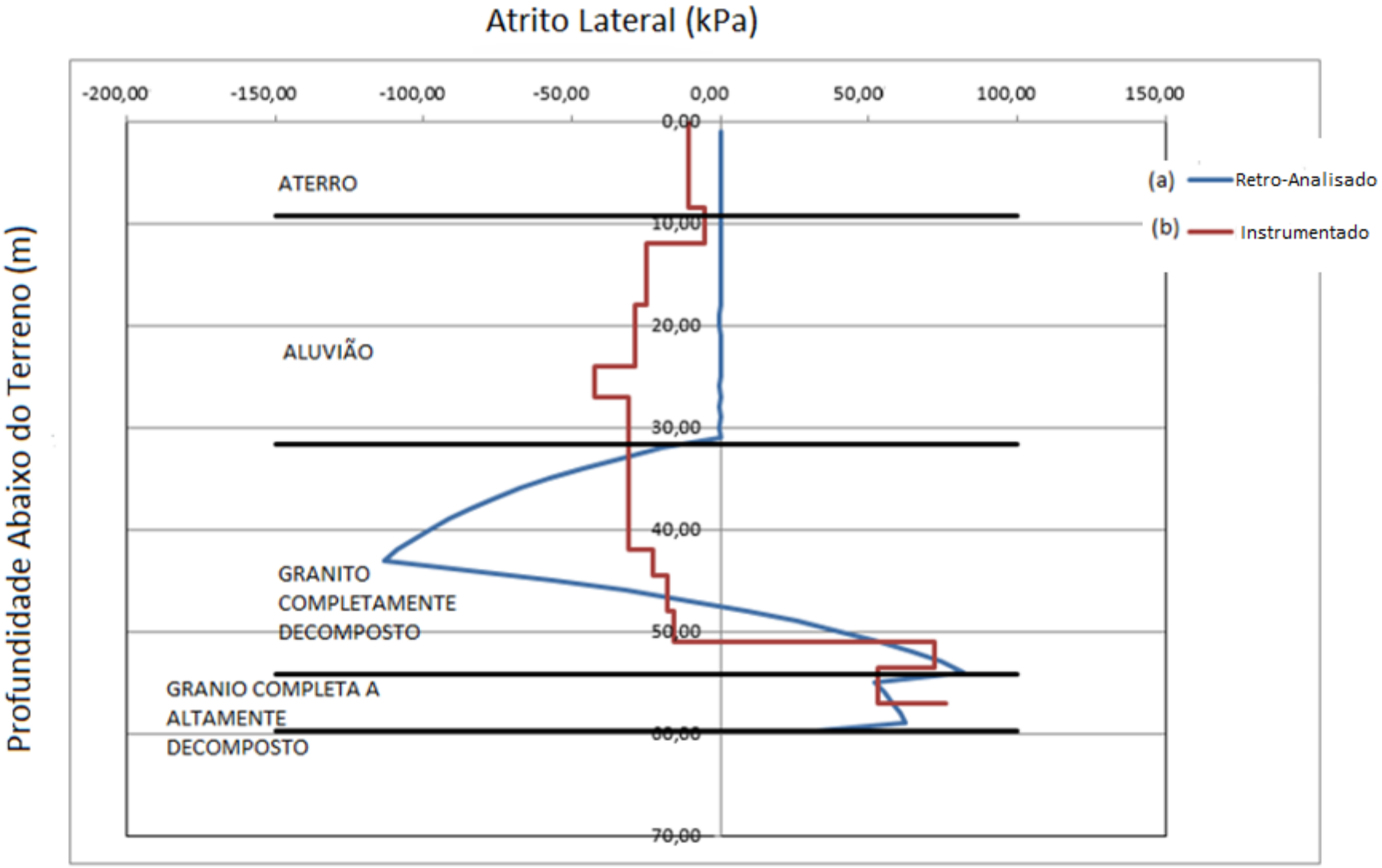


Figura 50 – Atrito lateral residual ao longo da profundidade para a estaca 1B3-3. a) obtido na retro-análise e b) obtido na instrumentação Zhang e Wang (2007).

Embora as áreas dos diagramas sejam equivalentes (já que a sua integração, somada à carga residual na ponta, deve ser nula), o atrito negativo medido no trecho superior da estaca é bem maior que o valor calculado. A mesma razão já discutida, da superposição de tensões causada por golpes múltiplos deve ser a possível justificativa da dificuldade do ajuste e das diferenças encontradas, principalmente no trecho superior do diagrama de atrito residual unitário.

A autora da presente pesquisa, ao observar os valores medidos por ocasião da cravação em diferentes trechos das estacas instrumentadas observou que, ao se cravar a estaca continuamente, com golpes múltiplos, os perfis de carga residual vão aumentando com a profundidade, indicando o esgotamento do atrito residual, à medida que a profundidade avança, nos golpes sucessivos. Como o prograna Dinexp analisa apenas um golpe, o programa não é capaz de analisar a influência dos golpes sucessivos.

De fato, quando se inicia a análise pelo Dinexp a estaca encontra-se descarregada e as tensões residuais que se obtêm são aquelas geradas no golpe em análise. Por outro lado, a instrumentação realizada por Zhang e Wang (2007) revela que mesmo nos primeiros segmentos da estaca, quando a extremidade inferior ainda não tinha alcançado o solo residual e rocha fraturada, já havia tensões residuais presentes na estaca.

Portanto, embora o programa Dinexp tenha conseguido reproduzir, de forma aproximada, a máxima tensão residual, bem como, em linhas gerais, a profundidade do plano neutro, ao analisar apenas um golpe o programa gera apenas as tensões naquele golpe, sem reproduzir as tensões dos golpes anteriores que já haviam sido transferidas à estaca pelas resistências anteriormente mobilizadas e não descarregadas em sua total magnitude.

5.3 COMPORTAMENTO DO CONJUNTO DE PROVAS DE CARGA RETRO-ANALISADAS

Os resultados das cinco estacas retro-analisadas anteriormente são reunidos na Tabela 11, a seguir.

	Estaca 1A1-3	Estaca 1B2-1	Estaca 1B3-1	Estaca 1B3-2	Estaca 1B3-3
Comprimento da Estaca (m)	51,50	47,30	58,80	53,10	59,80
Capacidade de Carga Medida (kN)	11354,00	8496,00	11708,00	10644,00	9580,00
Capacidade de Carga de Análise (kN)	9650,00	6700,00	7500,00	5700,00	6900,00
Capacidade de Carga na ponta (%)	43,00	17,10	23,90	30,00	11,20
Deslocamento Plástico Medido (mm)	2,90	1,10	2,40	1,80	2,60
Deslocamento Plástico Calculado (mm)	2,87	11,16	8,82	21,53	9,90
Deslocamento Máximo (mm)	62,26	41,99	55,34	60,17	57,63
Deslocamento Elástico Medido (mm)	57,00	47,00	55,00	62,00	56,00
Deslocamento Elástico Calculado (mm)	59,39	30,83	46,52	38,64	47,73
Carga Residual na Ponta (kN)	1676,00	828,49	1249,61	920,00	549,43
Qres,ponta/Qrup	0,13	0,12	0,17	0,16	0,08

Tabela 11 – Resumo das Estacas em conjunto.

A tabela indica o comprimento total de cada estaca, a capacidade de carga estática medida na prova de carga estática, a carga mobilizada simulada no último golpe, a porcentagem de ponta, o deslocamento plástico (nega) obtido da instrumentação, o deslocamento plástico simulado, o deslocamento máximo instrumentado, o deslocamento elástico instrumentado e o deslocamento elástico calculado pelo programa. Esta tabela indica, especialmente para as estacas 1B2-1 e 1B3-2, valores de deslocamentos simulados e instrumentados que se mostraram distantes entre si. Como as estacas já se encontravam comprimidas por ação de golpes anteriores, os deslocamentos elásticos medidos superaram de forma significativa os calculados.

Com o objetivo de verificar a variação da tensão residual na ponta em função da porcentagem de ponta, os valores de porcentagem de ponta de cada uma das estacas foram colocados no eixo das abcissas e a razão entre a carga residual na ponta e a capacidade de carga total, no eixo das ordenadas. O resultado está apresentado na Figura 51.

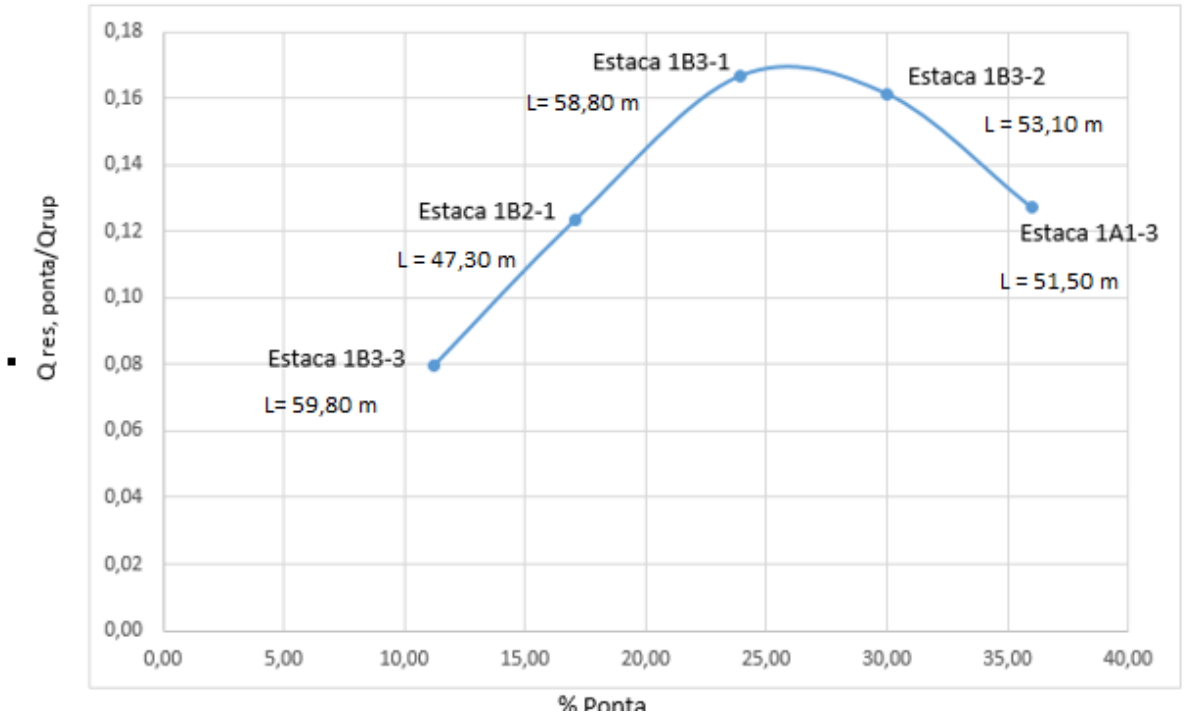


Figura 51 - Razão entre a carga residual na ponta e a capacidade de carga total em função da porcentagem de ponta. Estacas cravadas com comprimentos diferentes e solo com estratigrafias diferentes.

Os pontos observados para cada uma das 5 estacas retro-analisadas sinalizam um comportamento similar ao indicado nas análises paramétricas. As cargas residuais variam com a porcentagem de ponta, revelando uma curva similar à da compactação. Três estacas tiveram os resultados ilustrados no ramo ascendente da curva, revelando valores de tensão residual crescentes com a resistência de ponta, enquanto duas estacas se posicionaram no ramo descendente da curva, com tensão residual decrescente com o aumento da porcentagem de ponta.

As análises paramétricas indicaram também que o aumento do comprimento da estaca tende a fazer a curva transladar para cima e para a esquerda, com um comportamento similar ao aumento da energia de compactação.

A expectativa que se vislumbra com as análises é de que a “curva de saturação”, que limita a região onde se concentram as curvas de compactação, esteja relacionada com a profundidade limite do ponto neutro, concentrada na ponta da estaca. Este é um assunto que ainda precisa ser estudado, numa etapa mais avançada desta pesquisa.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 CONCLUSÕES

A análise do banco de dados de estacas metálicas longas embutidas em solo residual indicou que o programa que simula a cravação através da equação da onda, quando executado num tempo longo o suficiente para que toda a energia gerada pelo impacto seja transferida para o maciço de solo, foi capaz de determinar as cargas residuais que permanecem na ponta das estacas após cessada a cravação. O programa é capaz de determinar também a posição do plano neutro, separando o trecho superior da estaca, onde ocorre o atrito residual negativo, após a cravação, e o trecho inferior, onde atua o atrito positivo.

Observou-se também, conforme ilustrado em análises paramétricas, um comportamento similar à curva de compactação. Com o aumento da porcentagem de ponta a tensão residual na ponta em relação à carga de ruptura total tende a aumentar, atinge um valor máximo e depois tende a reduzir.

As análises paramétricas indicaram também que o aumento do comprimento da estaca tende a transladar a curva para cima e para a esquerda, com um comportamento similar ao aumento da energia de compactação.

A expectativa que se vislumbra com as análises é de que a “curva de saturação”, que limita a região onde se concentram as curvas de compactação, esteja relacionada com a profundidade limite do ponto neutro, concentrada na ponta da estaca. Este é um assunto que ainda precisa ser estudado, numa etapa mais avançada desta pesquisa.

Observou-se que o critério de estender o tempo de análise, como proposto por Danziger (1992) possibilitou uma análise adequada das tensões residuais. Este é um enfoque que não é contemplado nos programas usuais. Em relação ao GRLWEAP (2005) não se conseguiu verificar este aspecto pois a versão disponível do programa é “fechada”, ou seja, os detalhes não são ilustrados para o usuário.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

i) Dar continuidade à análises paramétricas de forma a melhor investigar a influência da rigidez do material, da ocorrência do embuchamento, da estratigrafia, da posição do plano neutro, etc., no desenvolvimento das tensões residuais.

ii) Retro- analisar os registros das demais estacas deste banco de dados.

iii) Procurar outros bancos de dados para analisar diferentes casos de obra.

iv) Comparar a previsão do Dinexp com o programa de Fellenius (2002)

v) Procurar outros casos documentados na literatura para novas retro-análises.

vi) Comparar os resultados deste banco de dados com o programa Unipile, desenvolvido por Fellenius.

vii) Incluir, no programa de simulação, a análise de golpes múltiplos.

viii) Verificar a influência da localização do martelo durante a instalação, na cravabilidade e, consequentemente, nas tensões residuais de cravação.

REFERÊNCIAS

[1] – Alves, Antônio Marcos de Lima (2004). A Influência da Viscosidade do Solo e do Tempo após a Cravação na Interação Dinâmica Estaca – Solo em Argilas. Tese de D.Sc. COPPR/UFRJ.

[2] – Axelsson, G. (1998 a). “Long-Term Increase in Shaft Capacity of Driven Piles in Sand.”. Proc. 4th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng., paper 1.25, St. Louis Missouri.

[3] - Briaud, J. L. & Tucker, L. (1984). “Piles in Sand: A Method Including Residual Stresses”. Journal of the Geotechinical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, Nº11, pp. 1666-1680.

[4] - Cooke, R. W. (1979). “Influence of Residual Installation Forces on the Stress Transfer and Settlement Under Working Loads of Jacked and Bored Piles in Cohesive Soils”. In Behavior of Deep Foundations. Edited by R. Lundgren. American Society for Testing And Materials, Special Technical Publications STP 670, American for Testins and Materials, pp. 231-249.

[5] - Cooke, R. W. and Price, G. (1973). “Strains and Displacements Around Friction Piles”. In Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2.1, pp. 53-60, Moscow.

[6] - Costa, A. M. (1988). “Programa DINEXP-1D”. Software desenvolvido no CENPES.

[7] - Costa, L. M. (1994). “Previsão do Comportamento de Estacas Considerando as Tensões Residuais de Cravação”. Tese de M.Sc, COPPE / UFRJ.

[8] - Costa, L. M., Danziger, B. R. and Lopes, F. R. (2001). “Prediction of Residual Stresses in Piles.” Can. Geotech. J., 38 (2), pp. 410-421.

[9] Danziger, B.R (1991). “Análise Dinâmica de Cravação de Estacas”. Tese de D.S.c, COPPE / UFRJ

[10] - Danziger, B.R., Pacheco, M.P., Costa, A.M., and Lopes, F.R. (1992). “Backanalysis of Closed-End Pipe Piles for an Off-Shore Platform”. In Proceedings of the 4th, Internacional Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Hague, pp. 557-562.

[11] - Danziger, B.R. and Lopes, F.R. (2008). “Development of Residual Forces in Long Driven Piles in Weathered Soils - by L. M. Zhang and Hao Wang.”. Discussion Journal of Geotech. Geoenviron Eng., pp.1420-1421.

[12] - Darrag, A. A. & Lovell, C. W. (1989). “A Simplified Procedure for Predicting Residual Stresses for Piles”. In Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 1127-1130, Rio de Janeiro.

[13] - Decourt, L. (1991). “Thoughts Concerning the Interpretation of Sucessive Load Tests on the Same Pile”, In Proceedings of the 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 585-597.

[14] - Fellenius, B. H & Altaee, A., (1995). “Critical Depth: How it came into being and why it does not exist.”. Proceedings of the ICE, Geotechnical Enineering, Vol. 113, pp. 107-111.

[15] - Fellenius, B. H. (2001). “Determining the True Distribuition of Load in Piles”. Proceedings of International Deep Foundation Congress, an International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, ASCE, Vol. 2, pp. 1455-1470 Orlando, Florida.

[16] - Fellenius, B. H. (2002 a). “Determinig the True Distribuitions of Load in Intrumented Piles.” ASCE Geotech. Special Publication, Nº 116, 2, pp 1455-1470.

[17] - Fellenius, B. H. (2002 b). “Determining the Resistance Distribuition in Piles. Part 1: Notes on Shift of No – Load Reading and Residual Load.”Geotech. News, 20 (3), pp. 25-29.

[18] - Goble, G. G. and Hery, P. (1984). “Influence of Residual Forces on Pile Driveability”. In Proceedings of the 2nd International Conference on the Applicattion of Stress-Wave Theory on Piles”, pp. 154-161, Stockholm.

[19] - Goble, G. G., Rausche, F., and Likins, G. E. (1988). “GRLWEAP – Wave Equation Analysis of Pile Driving”. WEAP 87 Program Manual. GRL, Globe Rausch Likins and Associates, Inc. Cleveland Ohio.

[20] - Goble Rausche Likins and Associates (2002). GRLWEAP Wave Equation Manual, Cleveland Ohio.

[21] - Gregersen, O. S., AAS, G. & DiBiagio, E. (1973). “Load Tests on Friction Piles in Loose Sand”. In Proceedings of 8th ICSMFE, Vol. 2, pp. 109-117”, Moscow.

[22] - Hery, P. (1983). “Residual Stress Analysis in Weap”, M.Sc. thesis, University of Colorado, Boulder, Colorado.

[23] - Holloway, D. M.; Clough, G. W., and Vesic, A. S. (1978). “The Effects of Residual Driving Stress on Piles Performance Under Axial Loads”. In Proceedings of the Offshore Technology Conference, OTC 3306, pp. 2225-2236, Houston.

[24] - Hunter, A. H., and Davisson, M. T. (1969). “Measurement of Pile Load Transfer”. In Performance of Deep Foundation, ASTM STP 444, pp. 106-117.

[25] - Kerisel, J, (1964). “Deep Foundations – Basic Experimental Facts.”. Proceedings, North American Conference on Deep Foundations, pp. 5-44, Mexico City.

[26] - Kulhawy, F. H. (1984), “Limiting tip and side Resistance: Factor Fallacy?”, In Meyer, JR (Ed.) Analyses & Design of Pile Foundations, American Societe of Engineers, pp. 80-98, New York.

[27] - Kulhawy, F. H. (1996). “Critical Depth: How it Came into Being and It Does Not Exist.”. Discussion Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng, Vol. 119, pp. 224-245.

[28] - Leonards, G. A., and Darrag, A. A. (1987). “Analysis of Residual Stress Effects in Piles”. Discussion. Journal of Geothecnical Engineering, ASCE, 113: pp. 589-593.

[29] - Maiorano, R. M. S., Viggiani, C., and Randolph, M. F. (1996), “Residual Stress System Arising from Different Methods of Pile installation. In Proceeedings of the 5th Internaational Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Vol. 1, pp. 518-528, Orlando.

[30] - Massad, F. (1982). “Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral, Parte I: Solos relativamente homogêneos", Revista Solos e Rochas, Vol. 15, Nº2, pp. 103-115, São Paulo.

[31] - Meyerhof, G. G. (1964). “Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. Canadian Geotechnical Journal, pp. 16-26.

[32] - Meyerhof, G. G. (1976). “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, Nº GT3, pp. 197-228.

[33] - O’Neill, M., Hawkins, R. A., and Audibert, J. M. E., (1982). “Installation of Pile Group in Overconsolidated Clay”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108: pp. 1369-1386.

[34] - Paes, E. P. F. (1983). “Mecanismos Associados à Cravação de Estacas”, Tese de M.Sc., PUC/RJ.

[35] - Poulos, H. G. (1987). “Analysis of Residual Stresses Effects in Piles”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, Nº3, pp. 216-229.

[36] – Poulos, H.G., & Davis, E. (1980). “Pile Foundation Analysis and Design.” Wiley and Sons, New York.

[37] - Randolph, M. F. (1991). “The Effect of Residual Stress in Interpreting Stress Wave Data”. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol. 1, pp. 777-782, A. A. Balkema, Rotterdam.

[38] – Robinsky, E.I., Morrison, C.F. (1964). “Sand Displacement and Compaction Around Model Friction Piles.” Canadian Geotrchinical Journal, 1 (2), pp. 81-93.

[39] - Rausche, F., Richardson, B., and Likins, G (1996). “Multiple blow Capwap analysis of Pile Dynamic Records.” In Proceedings of the 5th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Vol. 1, pp. 435-446, Orlando.

[40] - Rieke, R. D. & Crowser, J. C., “Interpretation of Pile Load Test Considering Residual Stresses.”, Journal of Geotechnical Division, ASCE, Vol. 113, Nº4, pp. 320-334.

[41] – Schulze, Tami (2013), “Análise da Capacidade de Carga de Estaca Escavada Instrumentada de Pequeno Diâmetro por Meio de Métodos Semi-Empíricos, Tese de M. Sc, UNICAMP/SP.

[42] - Simons, H. A. (1985). “A Theorical Study of Pile Driving”, Ph.D., Thesis, Cambridge University, Cambridge.

[43] - Smith, E. A. L. (1960). “Pile Driving Analysis by the Wave Equation”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 127, part I, pp. 1145-1193.

[44] - Vesic, A. S. (1964), “Investigations of Bearing Capacity of Piles in Sand”, Proc. North American Conf. on Deep Foundations, Mexican Society of Soil Mechanics, 1:197-224.

[45] - Vesic, A. S. (1970), “Tests on Instrumented Piles – Ogeechee River Site”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, Nº SM2, pp. 561-584.

[46] - Vesic, A. S. (1977), “On the Significance of Residual loads for Load Response of Piles. In Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 374-379, Tokyo.

[47] - Zhang, L. M.& Wang, H. (2007). “Development of Residual Forces in Long Driven Piles in Weathered Soils”.Journal of Geotech. Eng., Vol. 133, Nº 10, pp. 1216-1228.

A. ANEXO - MÉTODO DO CORPO DE ENGENHEIROS DO EXÉRCITO AMERICANO

Neste item resumiu-se o método utilizado pelo US Corps of Engineers (2005). São apresentadas apenas as tabelas associadas à aplicação do método às estacas pré-moldadas de concreto, trabalhando à compressão.

A.1. ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS (DE COMPORTAMENTO DRENADO)

A.1.1. Atrito Lateral

O atrito lateral de estacas em solos arenosos varia linearmente com a profundidade até uma profundidade crítica, D_c, permanecendo constante abaixo desta profundidade. A profundidade crítica varia entre 10 a 20 diâmetros (ou largura B), dependendo da densidade relativa da areia, da seguinte forma:

D_c = 10 B, para areais fofas

D_c = 15 B, para areais médias

D_c = 20 B, para areias densas

O atrito lateral f_s unitário é determinado pela seguinte expressão:

$$f_s = K \times \sigma'_v \times \tan\delta \qquad \text{Equação A. 1}$$

onde:

σ'_v = tensão efetiva vertical, para $D < D_c$

σ'_v = tensão efetiva vertical na profundidade crítica D_c para $D > D_c$

K = coeficiente de empuxo lateral, variando de 1,0 a 2,0 para areias, 1,0 para siltes e 1,0 para argilas.

δ = ângulo de atrito entre o solo e a estaca, variando de 0,9 a 1,0 ϕ', para estacas de concreto.

D = profundidade considerada.

A resistência total de atrito num certo trecho é dada por:

$$Q_s = f_s \times A_s \qquad \text{Equação A. 2}$$

onde A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

A.1.2. Resistência de ponta

A resistência unitária na ponta é calculada como:

$$q = \sigma'_v \times N_q \qquad \text{Equação A. 3}$$

sendo:

σ_v' = tensão efetiva vertical, para $D < D_c$

σ_v' = tensão efetiva vertical na profundidade crítica D_c para $D \geq D_c$

Os mesmos valores estabelecidos da profundidade crítica para o atrito lateral são utilizados para o cálculo da resistência de ponta.

O valor de N_q deve ser obtido da Figura 52, em função de ϕ'.

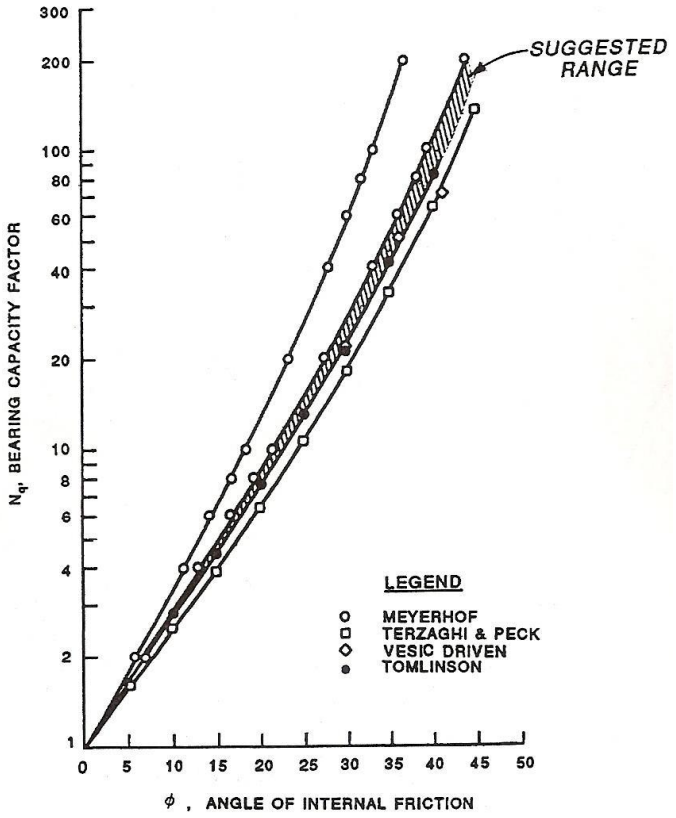


Figura 52 - Fator de capacidade de carga Nq, US Corps of Engineers (2005).

A.2. ESTACAS EM SOLOS COESIVOS (DE COMPORTAMENTO NÃO DRENADO)

A.2.1. Atrito lateral

Embora denominado de atrito lateral, a publicação do US Army Corps of Engineers (2005) ressalta que a resistência é devida à coesão ou adesão da argila ao fuste da estaca, calculada como:

$$f_s = c_a$$ Equação A. 4

sendo

$$c_a = \alpha \times S_u$$ Equação A. 5

onde:

c_a = adesão entre a argila e a estaca

α = fator de adesão

S_u = resistência não drenada da argila

A resistência lateral total num certo trecho é dada por:

$$Q_s = f_s \times A_s$$ Equação A. 6

onde A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

Os valores de α, função da resistência não drenada, são obtidos da Figura 53.

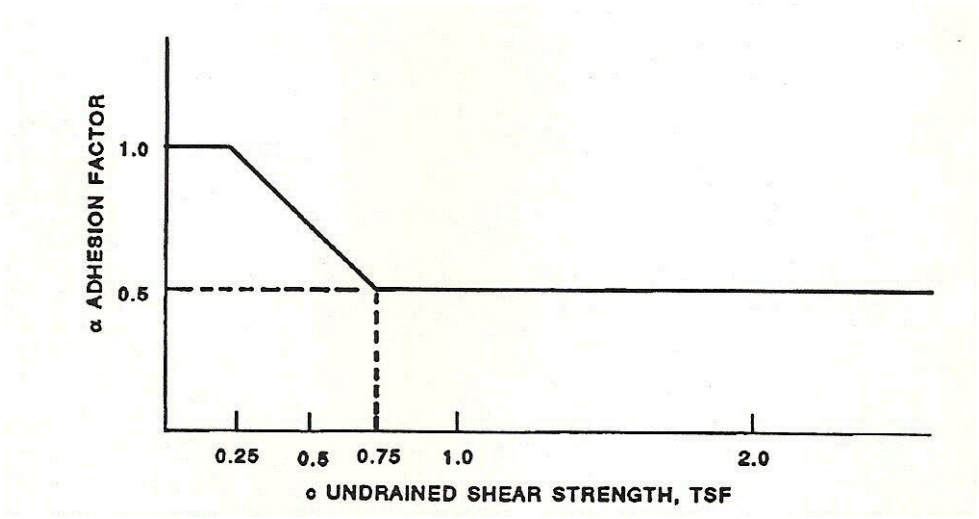


Figura 53 - Valores de α em função de Su, US Corps of Engineers (2005).

Um procedimento alternativo desenvolvido por Semple e Ridgen (1984), conforme citado pelo US Army Corps of Engineers (2005), consiste na obtenção dos valores de α que são especialmente aplicados a estacas longas, dados por:

$$\alpha = \alpha_1 \times \alpha_2$$ Equação A. 7

e

$$f_s = \alpha \times S_u$$ Equação A. 8

com α_1 e α_2 obtidos da Figura 54.

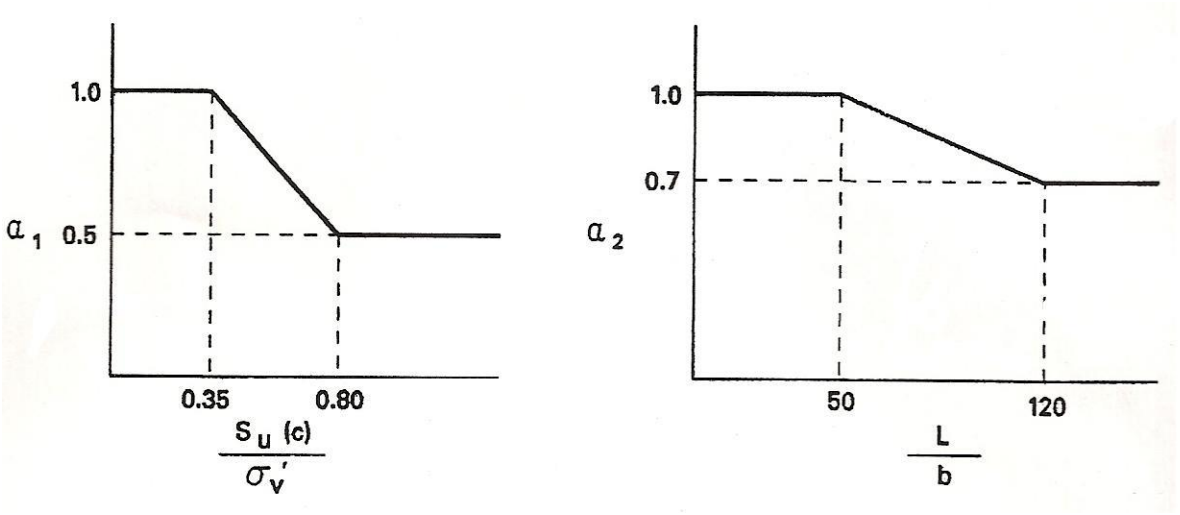


Figura 54 - Valores de α1 e α2 para estacas muito longas, US Corps of Engineers (2005).

A.2.1.1. Resistência de ponta

A resistência de ponta é calculada como:

$$q = 9 \times S_u$$ Equação A. 9

e

$$Q_p = A_p \times q$$ Equação A. 10

A.3. ESTACAS EM SOLOS SILTOSOS

A diferença para o caso das areias, para o atrito lateral, consiste na introdução da parcela $\alpha \times c$, sendo α obtido da Figura 2 e c a parcela de coesão.

$$\tau_s = K \times \sigma'_v \times \tan\delta + \alpha \times c$$ Equação A. 11

com K = 1,0.

Não há diferença para o caso das areias no caso da resistência de ponta.

A.4. ESTACAS EM SOLOS ESTRATIFICADOS

A publicação do Corpo de Engenheiros do Exército Americano ressalta ainda que no caso de solos estratificados, os procedimentos de cálculo devem ser utilizados com base em cada camada. A capacidade de carga na ponta deve ser determinada a partir das propriedades da camada de solo na ponta. Contudo, quando camadas mais fracas existirem a profundidades de até cerca de 1,5 m ou 8 diâmetros abaixo da ponta, o que for maior, a resistência de ponta vai ser afetada. Torna-se necessário computar este efeito e considerá-lo quando do cálculo da resistência de ponta. No cálculo do atrito lateral, a contribuição de cada camada é computada separadamente, considerando as camadas acima como sobrecargas e aplicando os fatores de redução apropriados para o tipo de solo envolvido em cada incremento de profundidade.

APÊNDICE A – INFORMAÇÕES SOBRE O PROGRAMA DINEXP

Este apêndice tem como objetivo facilitar a visualização da utilização do programa DINEXP. São apresentadas algumas telas de entrada e saída assim como o exemplo de um arquivo de entrada.

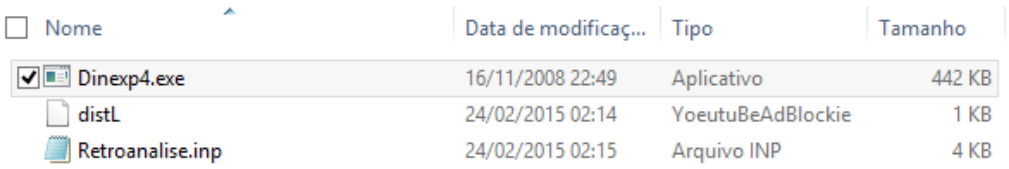
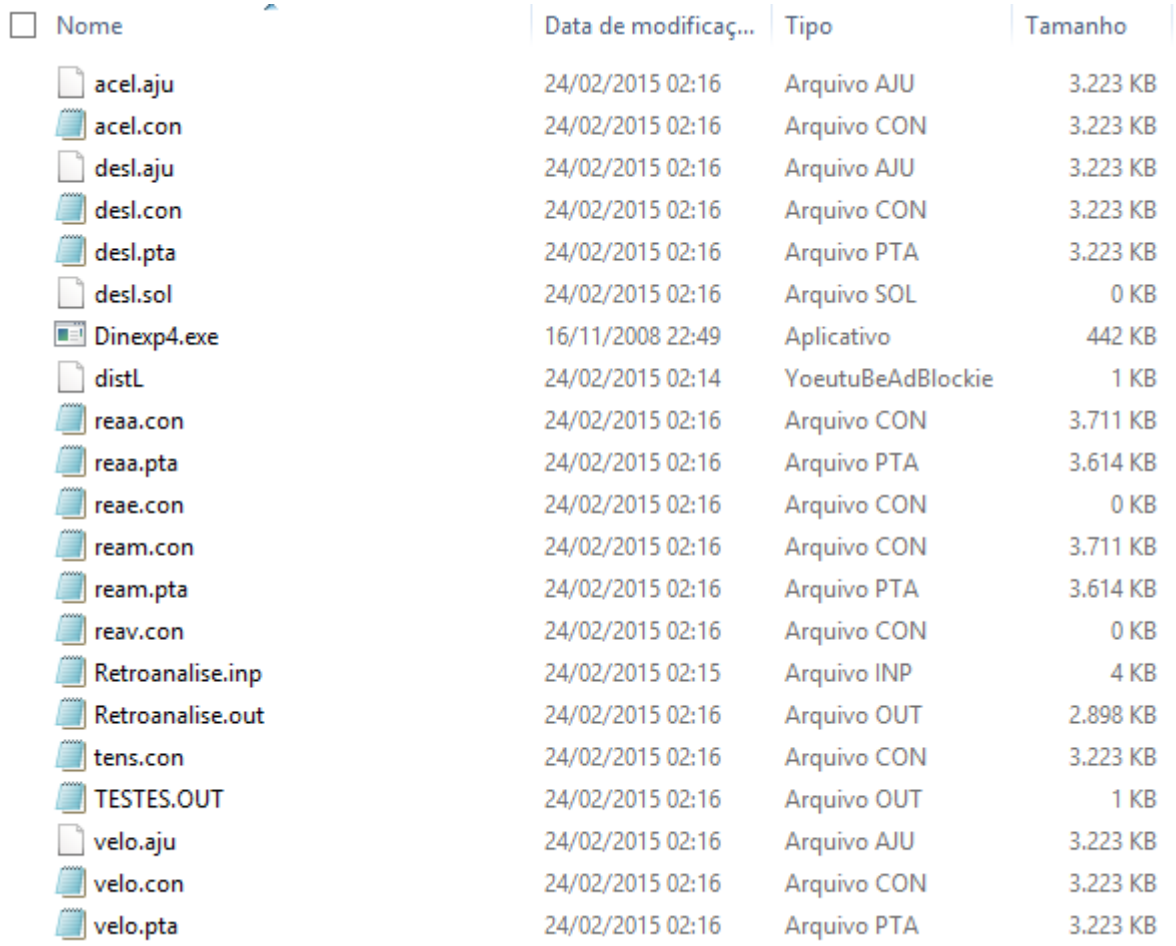


Figura 55 - Ícone do Programa Dinexp, Arquivo de Distribuição de Atrito Lateral, Arquivo input de entrada de dados e Tela de Entrada do Programa



Nome	Data de modificaç...	Tipo	Tamanho
acel.aju	24/02/2015 02:16	Arquivo AJU	3.223 KB
acel.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	3.223 KB
desl.aju	24/02/2015 02:16	Arquivo AJU	3.223 KB
desl.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	3.223 KB
desl.pta	24/02/2015 02:16	Arquivo PTA	3.223 KB
desl.sol	24/02/2015 02:16	Arquivo SOL	0 KB
Dinexp4.exe	16/11/2008 22:49	Aplicativo	442 KB
distL	24/02/2015 02:14	YoeutuBeAdBlockie	1 KB
reaa.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	3.711 KB
reaa.pta	24/02/2015 02:16	Arquivo PTA	3.614 KB
reae.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	0 KB
ream.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	3.711 KB
ream.pta	24/02/2015 02:16	Arquivo PTA	3.614 KB
reav.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	0 KB
Retroanalise.inp	24/02/2015 02:15	Arquivo INP	4 KB
Retroanalise.out	24/02/2015 02:16	Arquivo OUT	2.898 KB
tens.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	3.223 KB
TESTES.OUT	24/02/2015 02:16	Arquivo OUT	1 KB
velo.aju	24/02/2015 02:16	Arquivo AJU	3.223 KB
velo.con	24/02/2015 02:16	Arquivo CON	3.223 KB
velo.pta	24/02/2015 02:16	Arquivo PTA	3.223 KB

Figura 56 - Arquivos retornados pelo programa Dinexp

Abaixo a discrição da rotina utilizada no arquivo input (arquivo de entrada do Dinexp) para que sejam produzidas as análises. Todos os arquivos têm o formato *.txt.

Aanalise Cravabilidade 1B3-2 (bloco 1 - linha 1)

desl.aju

velo.aju

acel.aju

velo.pta

desl.pta

tens.con

ream.con

reaa.con

ream.pta

reaa.pta

desl.con

desl.sol

velo.con

acel.con

reae.con

reav.con

1 0 1 0 codigo de geracao automatica de dados (bloco 3 - 4 Opções)

0 smith Original (Bloco 4 - linha única)

53.2 comprimento total da estaca (bloco 6 - Linha 1)

53.1 comprimento abaixo do mudline (bloco 6 - Linha 2)

3 numero de intervalos com diferentes niveis de refinamento (bloco 6 - Linha 3)

0.1 1 (bloco 6 - Linha 4)

53.1 53 (bloco 6 - Linha 4)

53.2 1 (bloco 6 - Linha 4)

2 numero de intervalos com diferentes tipos de materiais (bloco 6 - Linha5)

53.1 1 0 (bloco 6 - Linha 6)

53.2 2 1 (bloco 6 - Linha 6)

1 numero de intervalos em distancia com amortecimento variavel (bloco 6 - Linha 7)

53.1 0.164 distancia a partir da ponta e amortecimento lateral (bloco 6 - Linha 8)

1 numero de intervalos em distancia com quake variavel(bloco 6 - Linha 9)

53.1 0.00254 distancia a partir da ponta e quake lateral (bloco 6 - Linha 10)

0 numero de nos restritos (bloco 9 - Linha 1)

1 numero de elementos cujas tensoes devem ser impressas (bloco 10 - Linha 1)

1 identificacao dos elementos com tensoes impressas (bloco 10 - Linha 2)

2 numero de nos com vel,acel e deslocamento impressos (bloco 10 - Linha 3)

1 identificacao dos nos (bloco 10 - Linha 4)

55 identificacao dos nos (bloco 10 - Linha 4)

55 numero do no com saida grafica (bloco 10 - Linha 5)

01 numero do elemento com saida grafica (bloco 10 - Linha 6)

55 NOCONT (bloco 10 - Linha 7)

100 contagem de intervalos para impressao (bloco 10 - Linha 8)

2 numero de materiais (bloco 11 - Linha 1)

1 8.0 0.1900 0.1900 0.0 205000000. 1. (bloco 11 - Linha 2)

2 0 0.1900 0.1900 0.0 1800000. 0.5 (bloco 11 - Linha 2)

1 numero de nos com massa adicionada (bloco 12 - Linha 1)

56 21.18 massa do martelo (bloco 12 - Linha 2)

0 numero de nos com atrito de contato (bloco 13 - Linha 1)

1000000 num.int.tempo (bloco 14 - Linha 1)

0.00001 int.tempo (bloco 14 - Linha 2)

10. tempo final (bloco 14 - Linha 3)

0.0 amortecimento estrutural (bloco 15 - Linha 1)

0.492 0.00254 massa especifica e Gmax de ponta (bloco 16 - Linha 1)

1.00 fator de multiplicacao do modulo de unloading da ponta (bloco 18 - Linha 1)

1.00 fator de multiplicacao do modulo de unloading de resistencia lateral (bloco 18 - Linha 2)

0.000 gap de restituicao da ponta (entrar com valores negativos) (bloco 18 - Linha 3)

5700 capacidade de carga da estaca (bloco 19 - Linha 1)

0.30 porcentagem de ponta (bloco 19 - Linha 2)

4 distribuicao percentual de resistência (bloco 19 - Linha 3)

distL

10 impdt contador de intervalos para impressao grafica (bloco 22 - Linha 1)

1 numero de nos com velocidade inicial prescrita (bloco 22 - Linha 2)

56 -5.47 no e velocidade (bloco 22 - Linha 3)

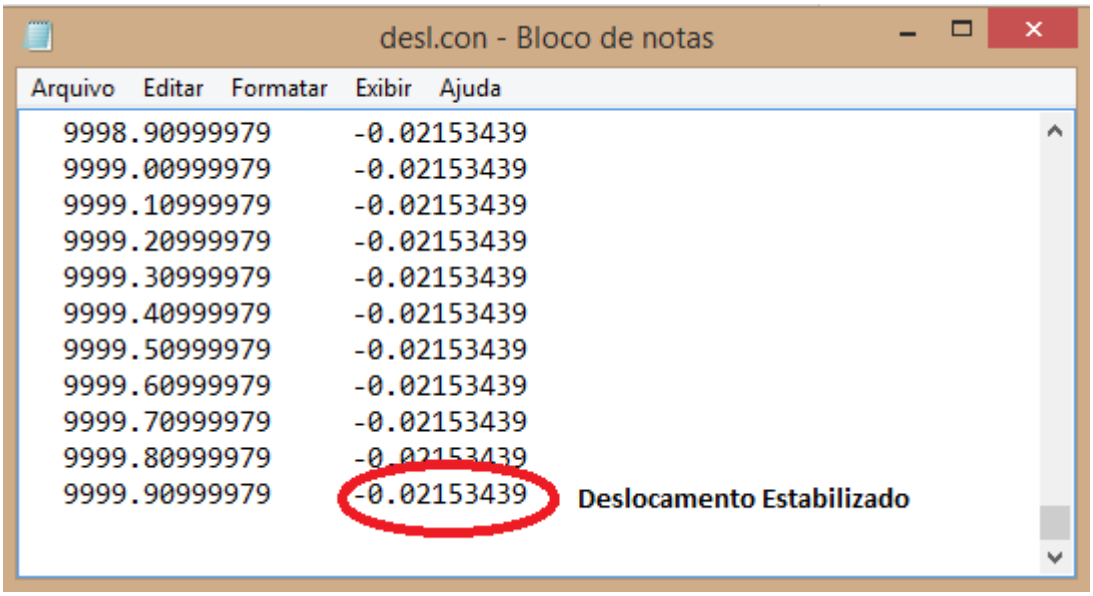


Figura 57 - Arquivo do Deslocamento do Nó de Controle (Deslocamento Estabilizado)

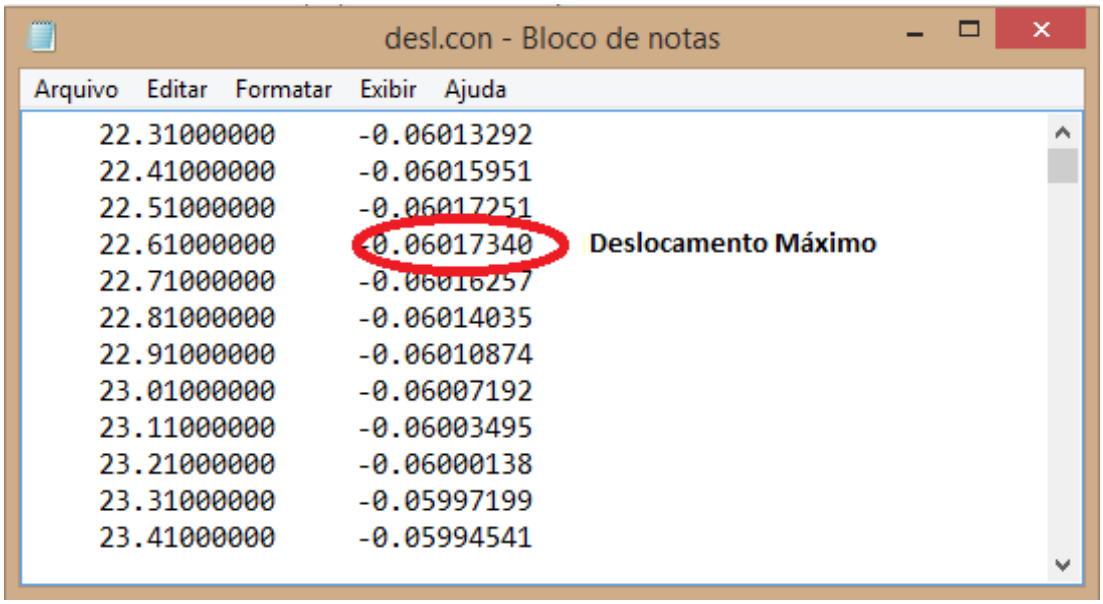


Figura 58 - Arquivo do Deslocamento do Nó de Controle (Deslocamento Estabilizado)

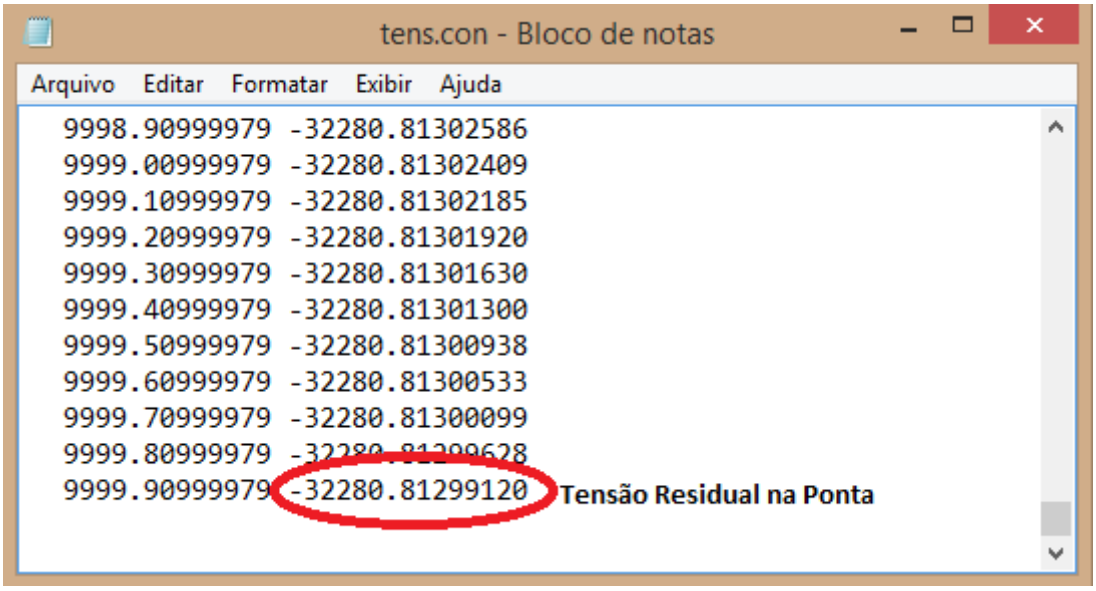


Figura 59 - Arquivo da Tensão Residual na Ponta (Nó de Controle)