PEDRO CAVALHEIRO RIBEIRO DA SILVA

Avaliação do efeito “set-up” em estacas cravadas em solos argilosos através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica

São Paulo

(2016)

PEDRO CAVALHEIRO RIBEIRO DA SILVA

Avaliação do efeito “set-up” em estacas cravadas em solos argilosos através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. Faiçal Massad

São Paulo
(2016)

PEDRO CAVALHEIRO RIBEIRO DA SILVA

Avaliação do efeito “set-up” em estacas cravadas em solos argilosos através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. Faiçal Massad

São Paulo
(2016)

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catalogação-na-publicação

Silva, Pedro Cavalheiro Ribeiro da
Avaliação do efeito "set-up" em estacas cravadas em solos argilosos através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica / P. C. R. Silva -- versão corr. -- São Paulo, 2016.
192 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Fundação 2.Estacas 3.Capacidade de carga lateral 4.Fundações por estacas 5.Fundações profundas I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

SILVA, P. C. R.. São Paulo. Avaliação do efeito “set-up” em estacas cravadas em solos argilosos através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica. 2016. (Mestrado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

AGRADECIMENTOS

Os meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a realização da presente dissertação, em especial:

- Ao Prof. Dr. Faiçal Massad, pela dedicação e ensinamentos ao longo de todo o processo do mestrado;
- A todos os professores do programa de pós-graduação da Escola Politécnica da USP, pelos ensinamentos transmitidos;
- Aos meus companheiros de trabalho, tanto da Vecttor como da Concremat, que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho;
- À empresa Andrade Gutierrez, em especial à Engª. Árina Brugnago Bridi e ao Eduardo Diniz Longo Staino por disponibilizarem os dados de campo utilizados na presente dissertação;
- Ao Eng. Werner Bilfinger pelo constante estímulo durante a elaboração da presente dissertação;
- Ao Eng. Paulo Alberto Neme pelo apoio e colaboração em relação às análises realizadas;
- Aos meus familiares, por todo o apoio que me deram ao longo destes anos, em especial à minha mãe por todo o carinho e motivação ao longo destes anos;
- A todos os meus amigos, pela compreensão, amizade, sugestões e apoio contínuo;
- À minha esposa Nínive, que no início deste processo era minha namorada, pelo carinho, compreensão, incentivo e paciência ao longo deste anos.

" Um navio no porto é seguro, mas não é para isso que os navios foram feitos."

William Shedd

RESUMO

Tem sido observado, de longa data, que ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estática realizados em estacas cravadas após diferentes intervalos de tempo da cravação mostram que podem ocorrer variações nas suas capacidades de carga ao longo do tempo, que em certos casos levam ao aumento da resistência do solo e em outros casos resultam na diminuição da resistência do solo.

O trabalho apresenta uma revisão bibliográfica do fenômeno de ganho, com o tempo, de resistência de estacas cravadas em solos argilosos conhecido por efeito “set-up”, cujos principais mecanismos são explicados por teorias relacionadas à variação das pressões neutras, geradas ao redor das estacas durante a cravação.

O método adotado nas análises envolve conceitos da teoria da expansão da cavidade cilíndrica, onde o objetivo principal é entender o comportamento de estacas cravadas em solos argilosos, nos quais o efeito “set-up” é normalmente mais acentuado. Os fenômenos pertinentes são avaliados através de análises teóricas, usando o método de Randolph, e numéricas, recorrendo ao método dos elementos finitos. Estas análises foram validadas através de modelagens numéricas comparadas a dados de campo apresentados por ETC (Earth Technology Corporation), sendo observada boa aderência entre os dados de campos e os resultados das estimativas teóricas.

A aplicação desta metodologia permite estimar variações tanto das tensões radiais efetivas quanto dos atritos laterais unitários em função do tempo, levando em conta dois parâmetros mais relevantes, a saber, resistência não-drenada e coeficiente de adensamento primário horizontal. Comparações são feitas a ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas cravadas em uma obra da Baixada Santista (SP).

Os resultados obtidos mostram uma dispersão no ganho das resistências das estacas analisadas, mas com variações dentro de uma faixa de valores relativamente estreita. Além disso, revelam valores teóricos de “set-up”, relativo a parcela de atrito lateral, em um intervalo entre 2,0 e 2,5 aproximadamente, 20 dias após a cravação. Apesar das dispersões encontradas, inerentes a este tipo de estudo, considera-se que os resultados obtidos significam um importante passo para melhor entendimento do efeito “set-up”.

Palavras-chave: *Estacas cravadas. “Set-up”. Capacidade de carga. Atrito lateral.*

ABSTRACT

For a long time, it has been observed that load tests performed on driven piles show that there may be variations in load capacity over time, which in some cases lead to an increase in soil resistance and in other cases result in decrease of soil resistance.

In this study, a review is presented about the mechanisms that lead to the gains in pile load capacity with time, known as “set-up”, whose main mechanisms are explained by theories related to the excess porepressures generated around the piles during installation.

The presented method involves the theory of cylindrical cavity expansion, where the main objective is to understand the behavior of driven piles in clayey soils, in which "Set-up" is usually more pronounced. The relevant phenomena are evaluated by theoretical analysis, based in Randolph’s method, and numerical analysis, using the finite element method. These analyzes were validated through numerical analysis compared to field data presented by ETC (Earth Technology Corporation). Good agreement has been observed between field data and the theoretical results.

The methodology allows to estimate variations in both the effective radial stress and the unit friction resistance over time, considering two main parameters, undrained shear strength and horizontal coefficient of consolidation. Comparisons are made to dynamic load tests conducted on driven piles located in Santos Coastal Plane (“Baixada Santista”), in São Paulo - Brazil.

A dispersion in the results of the load capacities has been observed, but within a relatively narrow range of values. In adittion, the theoretical values of lateral "set-up" were obtained in a range between 2,0 and 2,5 approximately 20 days after installation. Knowing that dispersions are inherent to this type of study, it is considered that the results imply an important step to a better understanding of the "set-up".

Keywords: Driven piles. "Set-up". Piles capacity. Friction resistance.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....1

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ASSUNTO ABORDADO 1

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....4

1.3. JUSTIFICATIVA DO ASSUNTO ABORDADO 4

1.4. METODOLOGIA DA PESQUISA 5

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 7

2.1. EFEITO “SET-UP”.....7

2.2. ESTIMATIVAS DO “SET-UP”.....9

2.2.1. Métodos empíricos para estimativa do “Set-up” 9

2.2.2. Correlações do efeito “Set-up” com ensaios geotécnicos.....13

2.2.2.1. Ensaio SPT-T 13

2.2.2.2. Teste de tração em ensaios SPT 15

2.2.2.3. Ensaios de torque em hastes de pequeno diâmetro 16

2.2.2.4. Ensaios de palheta (“Vane Test”).....17

2.2.3. Estimativa do efeito “Set-up” através de ensaios em estacas-teste 19

2.3. MECANISMOS ENVOLVIDOS DURANTE A CRAVAÇÃO DE ESTACAS EM SOLOS ARGILOSOS.....20

2.3.1. Deslocamento horizontal 20

2.3.2. Geração de pressões neutras 21

2.3.3. Dissipação dos excessos de pressões neutras 26

2.3.4. Avaliação das tensões radiais totais.....34

2.4. TEORIA DA EXPANSÃO DA CAVIDADE CILÍNDRICA.....41

2.4.1. Excessos de Pressões neutras Após a Cravação 42

2.4.2. Dissipação das Pressões Neutras 44

2.4.3. Parâmetros envolvidos 46

2.4.3.1. Índice de rigidez 47
2.4.3.2. Coeficiente de adensamento horizontal 47
2.4.4. Comparação entre estimativas teóricas e casos de obra 49
2.5. ANÁLISES NUMÉRICAS PARA AVALIAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS 51
2.5.1. Modelagens numéricas.....51
2.5.2. Modelos adotados neste trabalho.....56
2.5.2.1. Modelo Linear elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb).....56
2.5.2.2. Modelo de enrijecimento do solo (“Hardening Soil”).....59
CAPÍTULO 3 CASO DE OBRA: TERMINAL DA BTP NA BAIXADA SANTISTA ...65
3.1. CARACTERÍSTICAS DA OBRA 65
3.2. ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DA BAIXADA SANTISTA 68
3.3. INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO 69
3.3.1. Sondagem a Percussão 70
3.3.2. Ensaios de palheta 73
3.3.3. Ensaios de Piezocone com Medidas de Poropressões 78
CAPÍTULO 4 AVALIAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS E DO EFEITO “SET-UP” NA BAIXADA SANTISTA 85
4.1. CRAVAÇÃO DAS ESTACAS 85
4.2. ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO – “AVALIAÇÃO DO SET-UP” 87
4.3. VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS 94
4.3.1. Descrição e geometria dos modelos adotados.....94
4.3.2. Descrição do faseamento adotado nas análises 95
4.3.3. Parâmetros adotados 98
4.3.4. Resultados obtidos nas análises numéricas.....99
4.4. MODELAGENS NUMÉRICAS DAS ESTACAS DO TERMINAL BTP 103
4.4.1. Parâmetros adotados.....104

4.4.2. Resultados das modelagens numéricas dos ensaios de dissipação de pressão neutra (CPTu).....106

4.4.3. Resultados das modelagens numéricas da cravação das estacas.....108

4.5. COMPARATIVO ENTRE AS ANÁLISES NUMÉRICAS E OS DADOS DE "SET-UP" DE ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO 114

CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES 119

5.1. CONCLUSÕES DAS REVISÕES BIBLIOGRÁFICAS.....119

5.2. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES DO EFEITO "SET-UP" EM ESTACAS DA BTP 121

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....124

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Capacidade de carga de estacas em função do tempo (Titi et al, 1999) 7
Figura 2.2 - Gráfico esquemático do desenvolvimento do efeito “Set-up” com o logaritmo do tempo (Komurka et al, 2003) 11
Figura 2. 3 - Resultados de torque em argila (Bullock e Schmertmann, 2003) 14
Figura 2. 4 - Resultados de torque em areia siltosa (Bullock e Schmertmann, 2003) 14
Figura 2. 5 - Resultados dos ensaios SPT-T em relação aos testes de tração (Rausche et al, 1996). 16
Figura 2. 6 - Torque máximo e residual em função do tempo para hastes de pequeno diâmetro (Axelsson e Westin, 2000).....17
Figura 2. 7 - Deslocamentos laterais do solo em função da distância da estaca, obtidos por análise numérica (Elástico-teórico) e por dados de inclinometria. 20
Figura 2. 8 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em relação à distância normalizada do eixo das estacas (r/r_0) medidos em diferentes profundidades (z) (Robertson et al, 1990).....22
Figura 2. 9 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em relação à distância normalizada do eixo das estacas (r/r_0) medidos em diferentes profundidades (z) (Pestana et al, 2002). 23
Figura 2. 10 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em relação à distância normalizada do eixo das estacas (r/r_0) medidos a 3,0 metros de profundidade (z) (Chandra e Hossain, 1993). 24
Figura 2. 11 - Gráfico dos excessos de pressões neutras normalizados ($\Delta U/s_u$) em relação à distância do eixo das estacas (r/r_0) obtidos nos estudos de Robertson et al. (1990), Pestana et al. (2002) e Chandra e Hossain (1993). 25
Figura 2. 12 - Gráficos dos excessos de pressões neutras em função do tempo após a cravação (Earth Technology Corporation, 1986).....27
Figura 2. 13 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em função do tempo e da profundidade (z). (Fellenius, 2008).....29
Figura 2. 14 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em função do tempo para diferentes profundidades (z) e diferentes distâncias em relação ao eixo da estaca (d). (Pestana et al., 2002).....30

Figura 2. 15 - Gráfico da resistência lateral e das pressões neutras em função do tempo e da profundidade (z). (Konrad e Roy, 1987). 31
Figura 2. 16 - Gráfico dos excessos de pressões neutras normalizados (□u/s_u) em função do tempo normalizado (t/R^2). 33
Figura 2. 17 - Gráfico das tensões radiais totais em função do tempo para estacas piloto com diâmetros de 4,37 e 7,62 cm. (ETC, 1986) 35
Figura 2. 18 - Gráfico das tensões radiais totais em função do tempo para estaca piloto com diâmetro de 10,2 cm. (Lehane e Jardine, 1994) 36
Figura 2. 19 - Gráfico das tensões radiais totais em função do tempo para estaca piloto com 7,62 cm de diâmetro. (Paikowsky e Hart, 2000).....38
Figura 2. 20 - Gráfico da relação entre as tensões radiais e as respectivas resistências não-drenadas, apresentadas em função do tempo. 39
Figura 2. 21 - Gráfico da relação entre as tensões radiais finais e após a cravação, apresentadas em função do tempo. 40
Figura 2. 22 - Modelo utilizado na teoria da expansão da cavidade cilíndrica.....41
Figura 2. 23 -. Representação do solo ao redor da estaca, indicando a distância r_p e os excessos de pressões neutras ao final da cravação. 42
Figura 2. 24 - Gráfico dos valores estimados de $\Delta u/s_u$ em função da distância r/r_0. .44
Figura 2. 25 - Gráfico dos valores estimados de $\Delta u/s_u$ em função do lnT. 46
Figura 2. 26 - Resultado típico do ensaio de dissipação de piezocone (Schnaid, 2000). 47
Figura 2. 27 - Gráfico de $\Delta u/s_u$ em função da distância normalizada – Teórico e dados da bibliografia. 49
Figura 2. 28 - Gráfico de $\Delta u/s_u$ em função do tempo normalizado pelo raio ao quadrado – Teórico e dados da bibliografia. 50
Figura 2. 29 - Exemplo de um problema axissimétrico (Brinkgreve et al, 2004) 52
Figura 2. 30 - Modelo de expansão de cavidade cilíndrica para avaliação de estacas cravadas.....53
Figura 2. 31 - Variação das pressões neutras ao redor da estaca em função de um fator tempo (Carter et al., 1979) 55
Figura 2. 32 - Variação das tensões radiais totais ao redor da estaca em função do tempo (Carter et al., 1979) 55

Figura 2. 33 - Representação da obtenção dos módulos de elasticidade, E_0 e E_{50} (Brinkgreve et al, 2014). 57
Figura 2. 34 - Representação básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Brinkgreve et al, 2014). 58
Figura 2. 35 - Representação da superficíe de plastificação do modelo de endurecimento para solos não-coesivos (Schanz et al., 1999). 60
Figura 2. 36 - Relação hiperbólica entre tensão-deformação no carregamento primário para ensaio triaxial drenado (Brinkgreve et al, 2014). 63
Figura 2. 37 - Definição do parâmetro E_{oed}^{ref} através de ensaio oedométrico (Brinkgreve et al, 2014). 64

Figura 3. 1 - Mapa indicando a localização das obras analisadas, no Porto de Santos (Fonte:googlemaps). 66
Figura 3. 2 - Planta de Layout da Brasil Terminal Portuário (BTP).....66
Figura 3. 3 - Planta de locação dos ensaios de campo. 70
Figura 3. 4. Seção geológica do Cais–Corte A-A 72
Figura 3. 5. Seção geológica da Laje de Alívio–Corte B-B.....72
Figura 3. 6 - Curva de correção proposta por Bjerrum (1973).....74
Figura 3. 7 - Gráfico dos resultados dos ensaios de palheta indicando as resistências não-drenadas corrigidas por Bjerrum (1973) em relação à profundidade. 75
Figura 3. 8 - Gráficos de sensibilidade e razão de sobreadensamento em relação à profundidade, estimados pelos resultados dos ensaios de palheta. 78
Figura 3. 9 - Resultados do ensaio CPTu-325. 79
Figura 3. 10 - Resultados do ensaio CPTu-326. 80
Figura 3. 11 - Resistências não-drenadas obtidas por CPTu, Ensaio de palheta corrigidos por Bjerrum (1973) e pela correlação s_u=15+2,3.z. 81
Figura 3. 12 - Gráfico dos resultados dos ensaios de dissipação realizados durante a cravação do cone nos ensaios CPTu's. 82

Figura 4. 1 - Planta de locação dos ensaios de carregamento dinâmicos realizados no cais e na laje de alívo. 85
Figura 4. 2 - Indicação das cotas de topo e ponta das estacas ensaiadas no Cais. .86
Figura 4. 3 - Indicação das cotas de topo e ponta das estacas ensaiadas na Laje de Alívio. 86

Figura 4. 4 - Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico - Resistência Total das estacas. 87
Figura 4. 5 - Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico – Resistência Lateral das estacas. 88
Figura 4. 6 - Resistência total das estacas em função do tempo. 89
Figura 4. 7 - Resultados do “set-up” total em estacas do cais e da laje de alívio.....90
Figura 4. 8 - Resultados do “set-up” lateral em estacas do cais e da laje de alívio...91
Figura 4. 9 - Atrito lateral unitário médio entre a cota de topo das estacas e a cota - 25,0 m. 92
Figura 4. 10 - Atrito lateral unitário médio entre a cota de topo das estacas e a cota - 25,0 m, em função do tempo. 93
Figura 4. 11 - Representação do modelo adotado para simulação da expansão de cavidade em modelo axissimétrico unidimensional 94
Figura 4. 12 - Representação do modelo adotado para simulação da expansão de cavidade em modelo axissimétrico unidimensional 95
Figura 4. 13 - Representação das tensões radiais totais iniciais 96
Figura 4. 14 - Representação das tensões radiais totais após a cravação. 97
Figura 4. 15 - Representação dos excessos de pressões neutras após a cravação. 97
Figura 4. 16 - Representação das tensões radiais totais após dissipação das pressões neutras. 98
Figura 4. 17 - Representação do excesso de pressões neutras após dissipação das pressões neutras. 98
Figura 4. 18 - Gráfico do excesso de pressões neutras em função da distância do eixo da estaca. 100
Figura 4. 19 - Gráfico do excesso de pressões neutras em função do tempo. 101
Figura 4. 20 - Gráfico da variação das tensões radiais totais em função do tempo. 102
Figura 4. 21 - Gráfico da variação das tensões radiais efetivas em função do tempo. 103
Figura 4. 22 - Dissipação das pressões neutras – CPTu’s e estimativa teórica de Randolph et al. (1979). 107
Figura 4. 23 - Dissipação das pressões neutras – CPTu’s e análise numérica com modelo Mohr-Coulomb. 107

Figura 4. 24 - Dissipação das pressões neutras – CPTu's e análise numérica com modelo Hardening-Soil. 108
Figura 4. 25 - Excesso de pressões neutras devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Mohr-Coulomb. 109
Figura 4. 26 - Excesso de pressões neutras devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Hardening-Soil. 110
Figura 4. 27 - Tensões radiais totais devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Mohr-Coulomb. 111
Figura 4. 28 - Tensões radiais totais devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Hardening-Soil. 111
Figura 4. 29 - Tensões radiais efetivas devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Mohr-Coulomb. 112
Figura 4. 30 - Tensões radiais efetivas devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Hardening-Soil. 113
Figura 4. 31 - Média do atrito lateral unitário entre topo e cota -25,0 m. 114
Figura 4. 32 - Atritos laterais unitários obtidos por ensaios de carregamento dinâmico e modelagem numérica – Mohr-Coulomb. 117
Figura 4. 33 - Atritos laterais unitários obtidos por ensaios de carregamento dinâmico e modelagem numérica – Hardening-Soil. 117

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores de “Set-up” propostos por Rausche et al (1996). 9
Tabela 2.2 - Resumo do tempo t_0 e dos parâmetros “A” obtidos em diversos estudos. 12
Tabela 2. 3 - Resultados apresentados por Mello et al. (1998). 18
Tabela 2. 4 - Valores do fator T* em função da porcentagem de dissipação. 48

Tabela 3. 1 - Resultados dos ensaios de palheta corrigidos por Bjerrum. 76
Tabela 3. 2 - Classificação das argilas segundo Skempton e Northey (1952). 77
Tabela 3. 3 - Coeficientes de adensamento horizontais obtidos nos ensaios de campo. 83
Tabela 3. 4 - Parâmetros geotécnicos – ETC (1986) - Mohr-Coulomb. 99
Tabela 3. 5 - Parâmetros geotécnicos – ETC (1986) – Hardening-soil. 99

Tabela 4. 1 – Parâmetros geotécnicos – BTP - Mohr-Coulomb. 104
Tabela 4. 2 - Parâmetros geotécnicos – BTP - Hardening-soil. 104

LISTA DE SÍMBOLOS

A = Fator que depende do solo

a_0 = Raio inicial da cavidade cilíndrica

c = Coesão do solo

c_h = Coeficiente de adensamento horizontal;

d = Distância ao eixo das estacas

d_h = Deslocamento horizontal do solo

$d_{h,máx}$ = Deslocamento horizontal máximo do solo

E_0 = Módulo de elasticidade inicial

E_{50} = Módulo de elasticidade para 50% da resistência

E_{oed} = Rigidez tangente para carregamento primário em ensaio oedométrico

E_{ur} = Rigidez no descarregamento/recarregamento em ensaio oedométrico

G = módulo de cisalhamento do solo para 50% da resistência

Ir = Índice de rigidez (=G/s_u)

k = Coeficiente de permeabilidade do solo

K = Razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical inicial

K_0 = Razão entre a tensão vertical em repouso e a tensão horizontal em repouso

m = Parâmetro exponencial que relaciona tensão e rigidez

m_v = Coeficiente de variação volumétrica

N_{KT} = Fator de correlação do cone

p^{ref} = Tensão de referência

Q = Capacidade de carga no tempo t

Q_0 = Capacidade de carga no tempo t_0

Q_t = Capacidade de carga no tempo t

$Q_{f.c.}$ = Capacidade de carga no final da cravação

Q_{crav} = Capacidade de carga total obtida na cravação

Q_{recrav} = Capacidade de carga obtida na recravação

q = Tensão desviatória

q_a = Tensão correspondente à assíntota

q_f = Tensão de ruptura

q_t = Resistência real mobilizada no cone

r = Raio

r_0 = Raio da estaca

r_p = Raio de plastificação

RSA = Razão de sobreadensamento

R_f = Razão de ruptura

R = Raio do piezocone

s_u = Resistência não-drenada do solo

t_0 = Tempo inicial

t_{50} = Tempo correspondente a 50% da dissipação

Δt = Variação de tempo

T = Fator tempo adimensional

u = Pressões neutras

Δu = Excesso de pressões neutras

$\Delta u_{,máx}$ = Máximo excesso de pressões neutras

δu = Variação de pressões neutras

z = Profundidade

α = Fator empírico entre 0,05 e 0,18 (média de 0,13)

δ = Ângulo de atrito entre a estaca e o solo

ϕ = Ângulo de atrito do solo

ϕ' = Ângulo de atrito interno das argilas

ϕ_p = Ângulo de atrito na ruptura;

σ'_{vo} = Tensão efetiva vertical inicial

σ_{vo} = Tensão vertical total inicial

σ_r = Tensão radial total

$\sigma_{r,inicial}$ = Tensão radial total logo após a cravação

$\Delta\sigma_r$ = Variação das tensões radiais totais

$\Delta\sigma'_r$ = Variação das tensões radiais efetivas

ψ = Ângulo de dilatância

σ = Tensão total

σ' = Tensão efetiva

ε = Deformação

f = Tensão de plastificação

γ_w = Peso específico da água

τ_l: Atrito lateral unitário

ν = Coeficiente de poisson

ν_{ur}: Coeficiente de Poisson no descarregamento/recarregamento

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ASSUNTO ABORDADO

O desenvolvimento das civilizações levou a uma constante evolução na forma de projetar e dimensionar estruturas, que se apresentam cada vez mais arrojadas, exigindo fundações mais resistentes e menos deformáveis.

Há algumas décadas a capacidade de carga das fundações passou a ser objeto de diversos estudos que viabilizaram dimensionar as fundações de forma mais segura e racional. Segundo Teixeira (2000), historicamente pode-se estabelecer a década de 30 como o marco que separa uma era primitiva de uma era de avanço tecnológico na execução de fundações no Brasil.

Neste contexto, pode-se definir a capacidade de carga de fundações profundas como função da resistência estrutural da estaca e da resistência do solo que lhe confere suporte, sendo que a mensuração da resistência do solo é geralmente mais complexa, visto que o solo se constitui de um material criado pela própria natureza ao longo de milhares de anos e está em constante modificação, do qual não se tem total conhecimento de suas propriedades e variabilidades.

Nas últimas décadas observou-se uma evolução nas metodologias de estimativa da capacidade de carga geotécnica de fundações profundas permitindo que os projetos sejam calculados de forma mais racional e segura, no entanto, este assunto continua a despertar o interesse de investigadores, uma vez que ainda não há um consenso quanto à melhor metodologia para dimensionamento de estacas.

Observa-se que ainda existem fenômenos que são pouco esclarecidos e, consequentemente, raramente são considerados no dimensionamento de fundações profundas como, por exemplo, os efeitos que causam modificação na capacidade de carga das estacas cravadas em função do tempo, dentre os quais pode-se citar a perda de resistência da estaca após a sua cravação, conhecido como “relaxação”, e o efeito contrário em que ocorre recuperação da resistência do solo com o tempo, o “Set-up”.

Estudos realizados por Long et al. (1999) avaliaram resultados de ensaios de carregamento em diversas estacas, mostrando que o efeito “Set-up” pode ocorrer em solos de qualquer tipo (argilas, siltes e areias), embora este fenômeno seja mais acentuado em solos argilosos nos quais a resistência das estacas podem sofrer um aumento de até 6 vezes a resistência inicial, apresentando estabilização após aproximadamente 100 dias da instalação das mesmas. No caso de areias o efeito “Set-up” é menos acentuado, com valores até 2. Além dos parâmetros do solo, Axelsson e Westin (2000) citam que o efeito “Set-up” varia também de acordo com algumas características da estaca, como por exemplo, o diâmetro e a rugosidade da parede da estaca.

Bilfinger (2010) cita que os mecanismos de “Set-up” podem ser divididos em dois grupos de comportamento, os mecanismos associados à dissipação de pressões neutras e os mecanismos que dela independem, dentre os quais fazem parte fenômenos como “aging” e “creep”. Ambos os fenômenos podem causar um aumento na resistência lateral das estacas, mesmo sem ocorrer variação nas tensões do solo.

Atualmente, as principais formas utilizadas para quantificar os efeitos tempo-dependentes são obtidas através de ensaios de campo em estacas-teste ou através de experiências prévias, com resultados obtidos em obras com características semelhantes.

No presente estudo o efeito “Set-up” é avaliado através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica, uma vez que estudos de campo indicam que os deslocamentos do solo ao redor da estaca durante a cravação podem ser considerados exclusivamente radiais (Randolph et al., 1979).

É importante ressaltar que a teoria da expansão da cavidade cilíndrica já foi utilizada para análise de diversos assuntos geotécnicos como, por exemplo, avaliação de capacidade de carga de fundações profundas (Vésic, 1977; Randolph et al., 1979; Cao et al., 2001), simulação de ensaios com pressiômetros (Vesic, 1972; Houlsby & Teh, 1988; Cao et al., 1998) e ensaios de piezocone (Salgado et al., 1997; Chang et al., 1998), apresentando boas correlações entre os resultados teóricos e os dados de campo.

O presente trabalho terá como foco principal os mecanismos do efeito “Set-up” associados à dissipação de pressões neutras, observados principalmente em estacas cravadas em solos argilosos nos quais os coeficientes de permeabilidade são menores e, consequentemente, os acréscimos de pressões neutras são mais acentuados durante a cravação.

O desenvolvimento do estudo inicia-se por uma revisão bibliográfica sobre o assunto abordado, incluindo um histórico dos métodos disponíveis atualmente para a estimativa do efeito “Set-up”, através de análises teóricas e modelagens numéricas, com apresentação de alguns casos de obras publicados na literatura e detalhamento dos mecanismos envolvidos na cravação de estacas em solos argilosos.

Em seguida, são apresentadas análises realizadas com resultados de ensaios de carregamento dinâmico executados em estacas cravadas em solos argilosos no Terminal da BTP na Baixada Santista, com objetivo de avaliar os resultados obtidos comparando-os com análises teóricas e modelagens numéricas, permitindo assim uma melhor compreensão do efeito “Set-up”, mesmo considerando que este esteja associado também a diversos outros fatores com mecanismos mais complexos.

Finalmente, observa-se que o assunto aqui abordado é de grande importância nos projetos de fundações, uma vez que estimativas precisas do fator “Set-up” permitiriam:

- Estabelecer critérios de cravação otimizados, com negas mais abertas, permitindo reduzir as tensões nas estacas durante a cravação e, consequentemente, reduzir os riscos de danos estruturais nas estacas;
- Utilizar martelos mais leves para a cravação de estacas;
- Verificar e otimizar os parâmetros de projeto quanto à capacidade de carga das estacas devido à aplicação de cargas axiais, resultando em menores comprimentos de estacas ou a redução do número de estacas num bloco, por exemplo;
- Otimizar a quantidade de ensaios de carregamento, dinâmicos e estáticos, a serem realizados após decorrido certo tempo.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo principal do estudo é de estudar os mecanismos relacionados ao ganho de resistência de estacas cravadas em solos argilosos em função do tempo, o “Set-up”.

A abordagem teórica será baseada na teoria da expansão da cavidade cilíndrica, buscando compreender as variações das pressões neutras no solo ao redor da estaca. Através destas análises pretende-se chegar a uma compreensão mais precisa dos mecanismos que ocorrem durante e após a cravação de estacas, quando os solos são amolgados e posteriormente recuperam parcialmente sua estrutura.

A pesquisa terá os seguintes objetivos adicionais:

- Apresentar uma revisão bibliográfica atualizada sobre o efeito “Set Up”;
- Indicar métodos de estimativa do “set-up”, baseados em análises teóricas e modelagens numéricas;
- Disponibilizar um comparativo entre as metodologias apresentas com resultados de ensaios de dissipação de pressões neutras, realizados em ensaios de piezocone, e ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas cravadas na Baixada Santista.

1.3. JUSTIFICATIVA DO ASSUNTO ABORDADO

As principais metodologias para dimensionamento de estacas cravadas desconsideram os fatores tempo dependentes ou fazem estimativas grosseiras do “Set-up” e, assim, podem resultar em projetos superdimensionados. Neste contexto, uma maior compreensão do efeito “Set-up” pode levar a um aprimoramento dos projetos de fundações, resultando em redução no tempo de execução e diminuição dos custos das fundações profundas, significando uma importante contribuição principalmente em projetos de obras de grande porte, nos quais as fundações representam significativa parcela da obra.

1.4. METODOLOGIA DA PESQUISA

Os estudos a serem realizados serão embasados primeiramente em uma revisão bibliográfica, buscando trabalhos já publicados e teorias relacionadas à cravação de estacas e ao efeito “set up”. Posteriormente, serão avaliados resultados de investigações geotécnicas, incluindo ensaios de palheta, ensaios CPTu, incluindo ensaios de dissipação, e ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas do Terminal BTP, onde o solo é predominantemente argiloso. Finalmente, os dados de campo serão avaliados com as metodologias disponíveis na bibliografia, buscando, assim, obter conclusões e correlações para a obra em questão.

O trabalho desenvolvido é apresentado em 5 capítulos, distribuídos da seguinte forma:

- **Capítulo 1: Introdução**

No presente capítulo estão apresentados: introdução ao assunto abordado deste estudo, incluindo as principais justificativas para escolha do tema, os objetivos e a metodologia a ser utilizada durante as análises.

- **Capítulo 2: Revisão Bibliográfica**

No capítulo 2 serão abordados estudos já realizados buscando quantificar o efeito “Set-up”, incluindo diversas metodologias para previsão do “Set-up”, análises de campo com medidas de pressões neutras e tensões radias e resultados de provas de carga indicando a capacidade de carga com o tempo.

Adicionalmente, serão apresentados os principais conceitos da teoria da expansão da cavidade cilíndrica (ECC) com ênfase nas metodologias desenvolvidas para previsão da capacidade de carga de estacas cravadas.

- **Capítulo 3: Caso de obra: Terminal da BTP na Baixada Santista**

Neste item são apresentadas as principais características da obra do Terminal da BTP, e são avaliados dados de ensaios geotécnicos (sondagens, CPTu's e ensaios de palheta) realizados na obra. Estes ensaios forneceram subsídio para definição dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises apresentadas no capítulo 4.

- **Capítulo 4: Avaliação cravação de estacas e do efeito "set-up" na Baixada Santista**

No capítulo 4 são apresentados os resultados das provas de carga realizadas nas estacas do Cais e da Laje de Alívio do Terminal BTP. Estes resultados são comparados às estimativas teóricas, obtidas por modelagens numéricas, baseadas na teoria da expansão da cavidade cilíndrica, em conjunto com o método β.

- **Capítulo 5: Conclusões e sugestões**

O capítulo 5 engloba as principais conclusões obtidas durante a elaboração do trabalho e, adicionalmente, são enumeradas sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo apresenta os principais estudos disponíveis na literatura relacionados à estimativa e avaliação do efeito “Set-up” e, adicionalmente, abrange uma breve descrição dos modelos analíticos a serem utilizados nas análises.

2.1. EFEITO “SET-UP”

O termo efeito “Set-up” é definido como o ganho de capacidade de carga de estacas com o tempo, também conhecido por cicatrização do solo ou pelo termo “freeze” em inglês.

O fenômeno de ganho de capacidade de carga com o tempo tem sido documentado em diversos estudos, incluindo Yang (1956), Seed e Reese (1955), Housel (1958), McClelland (1969), Flaate (1972), Thorburn e Rigden (1980), McManis et al. (1988), Skov e Denver (1988), Fellenius et al. (1989). Os estudos citados acima, realizados em solos predominantemente argilosos, indicam acréscimo da capacidade de carga das estacas com o tempo, conforme apresentado em Titi e Wathugala (1999), como pode ser visto na Figura 2.1.

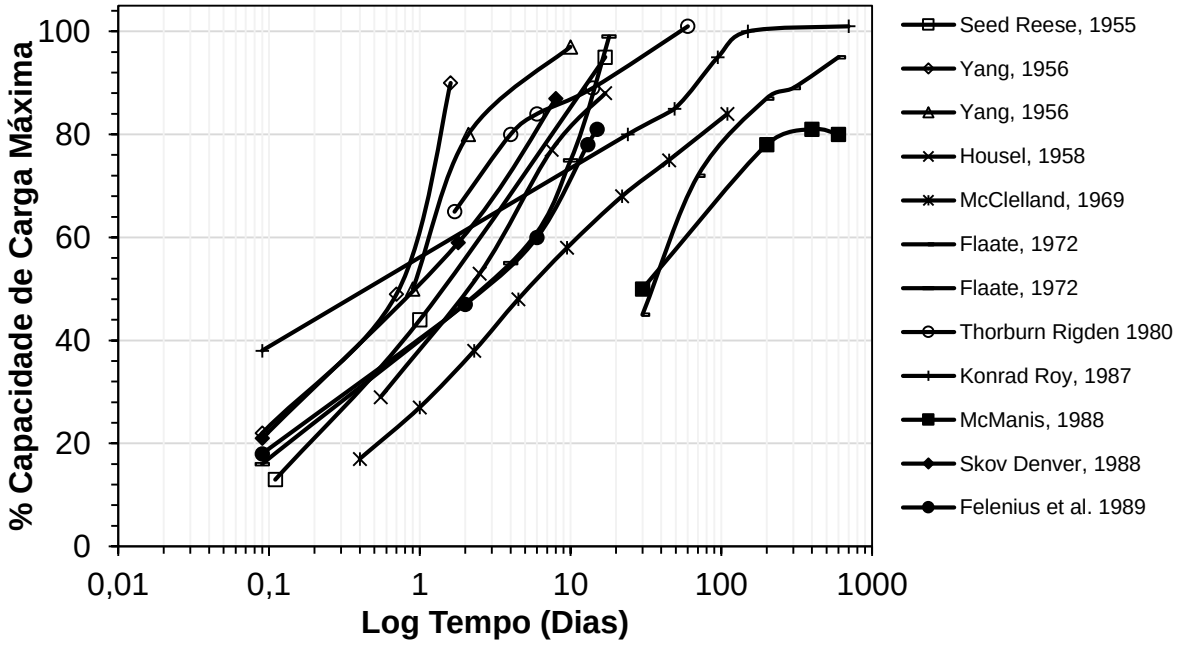


Figura 2. 1 - Capacidade de carga de estacas em função do tempo (Titi e Wathugala, 1999)

Estudos realizados por Komurka et al. (2003) indicam que o efeito “Set-up” está diretamente relacionado à resistência lateral das estacas, enquanto Chow et al. (1998) indicam que a relaxação, efeito contrário ao “Set-up”, seja mais influenciada pela resistência da ponta do que pela resistência lateral.

Considerando que o atrito lateral é a parcela da resistência responsável pelo aumento da capacidade de carga com o tempo, em um mesmo subsolo, estacas do tipo flutuantes terão um “Set-up” maior do que estacas cravadas com nega “fechada”, com resistência de ponta maior.

Por esta razão, são utilizados dois conceitos distintos para definir o “Set-up”:

- “Set-up”: Relação entre a capacidade de carga total e a capacidade de carga no final da cravação;
- “Set-up lateral”: Relação entre o atrito lateral total e o atrito lateral no final da cravação;

Os estudos realizados sobre efeito “Set-up” apresentam valores muito variáveis em função das características de cada obra; no entanto, observa-se que valores acima de 2 são relativamente comuns e os valores máximos são da ordem de 10.

O efeito “Set-up” é normalmente associado às fundações do tipo estacas cravadas de diversos materiais, podendo ser observado em todos os tipos de solo conforme apresentado nas análises realizadas por Long et al. (1999) que avaliou resultados de 80 ensaios de carregamento em estacas de diversos materiais cravadas em diferentes tipos de solos, embora este fenômeno seja mais acentuado em solos argilosos.

Os mecanismos de “Set-up” podem ser divididos em dois grupos de comportamento:

- Mecanismos associados à dissipação de pressões neutras;

- Mecanismos não vinculados à dissipação de pressões neutras. Fazem parte destes mecanismos fenômenos relacionados ao adensamento secundário como re-arranjo de partículas ou alterações do estado de tensões devido ao “creep”.

Nota-se que os mecanismos associados à dissipação de pressões neutras do solo são mais estudados do que os mecanismos que delas independem, por serem mecanismos geralmente mais acentuados e, qualitativamente, de fácil entendimento.

A seguir estão apresentadas algumas metodologias elaboradas para a estimativa do efeito “Set-up”, sendo apresentados métodos empíricos, correlações com ensaios geotécnicos e avaliações preliminares através de estacas-teste.

2.2. ESTIMATIVAS DO “SET-UP”

2.2.1. Métodos empíricos para estimativa do “Set-up”

A maioria dos estudos relacionados ao efeito “Set-up” disponíveis na bibliografia se baseiam em retroanálises de resultados de provas de carga para elaborar formulações que permitem estimar o ganho de capacidade de carga em função do tempo.

Uma forma simples foi apresentada por Rausche et al (1996) cujos estudos indicam valores típicos a serem utilizados para estimar o “Set-up”, conforme apresentado na tabela a seguir.

Tabela 2.1 - Valores de “Set-up” propostos por Rausche et al (1996).

Tipo de solo	Faixa de valores de “Set-up”	Fator de “Set-up” recomendado
Argila	1,2-5,5	2,0
Silte-argila	1,0-2,0	1,0
Silte	1,5-5,0	1,5
Areia-argila	1,0-6,0	1,5
Areia-silte	1,2-2,0	1,2
Areia fina	1,2-2,0	1,2
Areia	0,8-2,0	1,0
Areia-cascalho	1,2-2,0	1,0

Nota-se que as faixas de valores são bastante variáveis e os valores recomendados são conservadores, válidos para simulações de cravação das estacas através de programas que utilizam a equação da onda, por exemplo. Para outras aplicações, provavelmente o “Set-up” é significativamente sub-estimado.

Long *et al* (1999) fizeram um extenso levantamento de dados de provas de carga, concluindo que em argilas há casos onde o “Set-up” varia de 1,0 a 6,0. Outra conclusão é que após 100 dias, aproximadamente, ocorre uma estabilização do ganho de resistência. No caso de areias, o “Set-up” é menor, mas em muitos casos chega a 2 e, em alguns casos, as estacas continuam ganhando capacidade de carga mesmo após 500 dias. Para as areias, é proposta a eq. (2.1) que relaciona a capacidade de carga com o tempo:

$$Q_t = Q_{f.c.}.1{,}1.t^{\alpha} \tag{2.1}$$

Onde:

Q_t = capacidade de carga no tempo t (em dias), até um valor máximo de 100 dias.

$Q_{f.c.}$ = capacidade de carga no final da cravação

α = fator empírico entre 0,05 e 0,18 (média de 0,13).

A relação mais popular entre ganho de capacidade de carga e o tempo foi inicialmente apresentada por Skov e Denver (1988), na qual o acréscimo na resistência total da estaca é considerado proporcional ao logaritmo do tempo, conforme a Equação (2.2).

$$Q = Q_0 + Q_0.A.\log(t/t_0) \tag{2.2}$$

Onde:

Q = capacidade de carga no tempo t;

Q_0 = capacidade de carga no tempo t_0;

A = fator que depende do solo;

t_0 = tempo inicial, medido em dias.

Komurka et al (2003) idealizou a capacidade de carga de estacas em função do tempo em 3 fases. Durante a fase 1 a variação na capacidade de carga não é constante com o logarítmo do tempo, ocorrendo em um curto período após a cravação (ver a *Figura 2.2*). A duração da fase 1 depende das propriedades do solo (tipo e permeabilidade) e da estaca (tamanho e material). Na etapa 2 o acréscimo da capacidade de carga é linear com o logarítmo do tempo ocorrendo até a dissipação total dos excessos de pressões neutras. A fase 3 é definida após a dissipação das pressões neutras quando pode ocorrer ganho de capacidade de carga devido ao fenômeno de envelhecimento do solo - "aging". Durante esta fase o ganho de resistência se mantém linear com o logaritmo do tempo, porém com velocidade inferior à observada na fase 2.

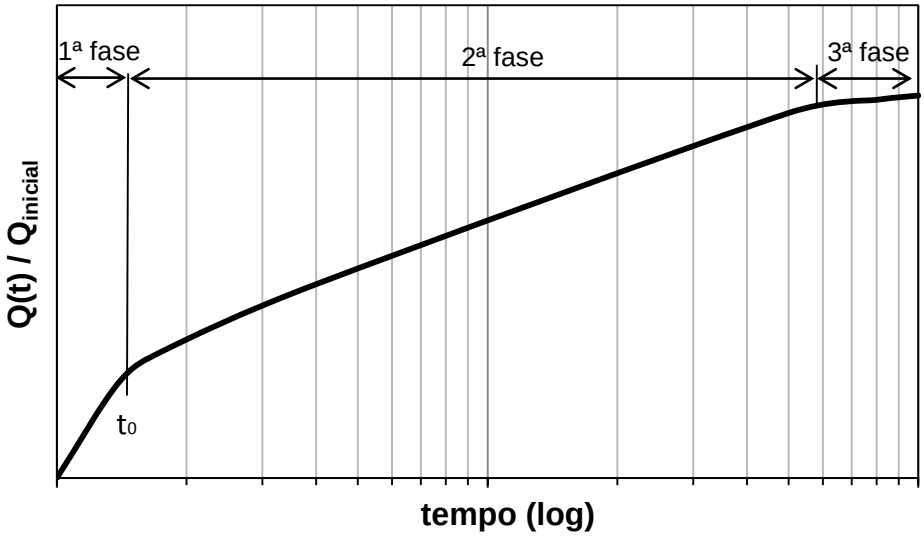


Figura 2.2 - Gráfico esquemático do desenvolvimento do efeito "Set-up" com o logaritmo do tempo (Komurka et al, 2003)

Nota-se que nesta relação o termo t_0 se refere ao tempo no qual o efeito "Set-up" se torna linear com o logaritmo do tempo. Portanto, para a determinação de t_0 são necessários valores da capacidade de carga em diversos intervalos de tempo após a

cravação. Na prática o valor de t_0 pode ser obtido através de retroanálises com ensaios de carregamento dinâmico ou estático realizados em estacas teste ou através de valores empíricos disponíveis em bibliografia específica, obtidos através de diversos resultados de ensaios de campo.

Os valores de t_0 recomendados na bibliografia são apresentados em função do tipo de solo e das características da estaca, com valores variando entre 0,01 dia (Long et al., 1999; Svinkin & Skov, 2000), 1 dia (Axelsson, 1988; Bullock,1999; McVay, 1999) e 2 dias (Camp & Parmar, 1999). Estudos indicam que quanto maior o diâmetro da estaca, maior o valor de t_0 (Camp & Parmar, 1999).

Bullock (1999) cita que os valores de t_0 e A são dependentes entre si, uma vez que variações no valor de t_0 implicam em variações no valor de A e vice-versa. Na prática o parâmetro A pode ser estimado por retroanálises de dados de campo ou obtido empiricamente.

Na Tabela 2.2 estão apresentados alguns dos valores do parâmetro A e os respectivos valores de t_0 disponíveis na bibliografia.

Tabela 2.2 - Resumo do tempo t_0 e dos parâmetros "A" obtidos em diversos estudos.

Autor	t_0 (dias)	Parâmetro "A"	
		mín	máx
Svinkin e Skov (2002)	0,1	1,60	3,50
Axelsson (1998)	1,0	0,20	0,80
Bullock (1999)	1,0	0,10	0,80
Bilfinger (2010)	1,0	0,14	0,44
Skov e Denver (1988)	1,0	0,20	0,60
Camp e Palmar (1999)	2,0	0,37	1,31

Paikowsky et al. (1996), ao avaliar resultados de ensaios de carregamento dinâmico em diferentes estacas, concluiu que para a utilização da metodologia empírica proposta por Skov e Denver os parametros A e t_0 devem ser obtidos por retroanálise para cada obra, uma vez que são função das características do solo e da estaca.

2.2.2. Correlações do efeito “Set-up” com ensaios geotécnicos

Diversos estudos foram realizados buscando correlacionar resultados de ensaios geotécnicos com o efeito “Set-up”, incluindo análises com hastes de pequeno diâmetro (Axelsson, 1998; e Axelsson e Westin, 2000), ensaios de palheta modificado (Campos, 1997), ensaios de torque em sondagens a percussão (Bullock,1999; Axelsson, 2002), dentre outros.

Segundo Bullock (1999), para a análise de ensaios de campo com objetivo de avaliar o efeito “Set-up” é necessário que o ensaio tenha uma parcela significativa de atrito lateral e que seja possível separar a parcela do atrito lateral da resistência de ponta.

2.2.2.1. Ensaio SPT-T

O ensaio SPT-T (Standard Penetration Test with Torque Measurements) proposto por Ranzine (1988) consiste em, após a cravação do amostrador padrão durante ensaios de sondagem a percussão, realizar a medida do torque no SPT-T necessário para rotacionar a haste do amostrador, registrando o valor do torque máximo e o torque residual através de um torquímetro.

Bullock e Schmertmann (2003) ao avaliar medidas de torque em diferentes tipos de solo, concluiu que no caso de solos argilosos (*Figura 2. 3*) o torque máximo tende a aumentar com o tempo, enquanto em solos arenosos (*Figura 2. 4*) o torque máximo não apresenta variações consideráveis com o decorrer do tempo após a cravação.

Nota-se que os resultados apresentados foram divididos entre ensaios de “estágio único”, quando foi realizada apenas uma medida de resistência em cada ensaio, e ensaios “em estágios”, quando foram realizadas medidas consecutivas após certo tempo em um mesmo ensaio.

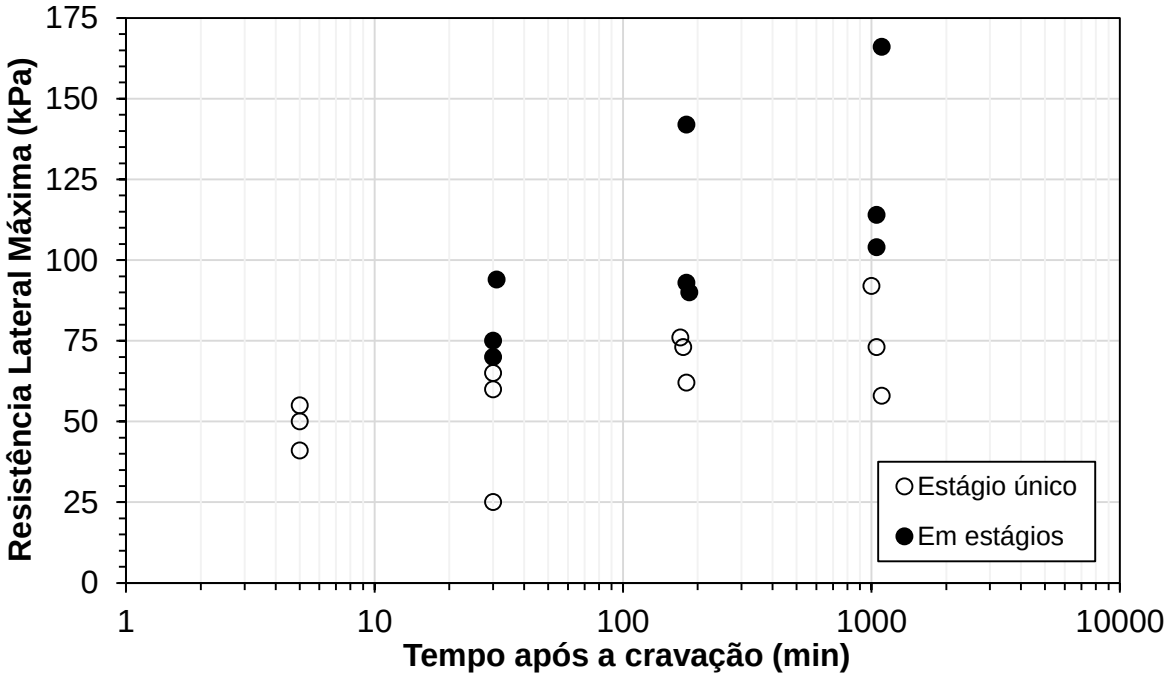


Figura 2. 3 - Resultados de torque em argila (Bullock e Schmertmann, 2003)

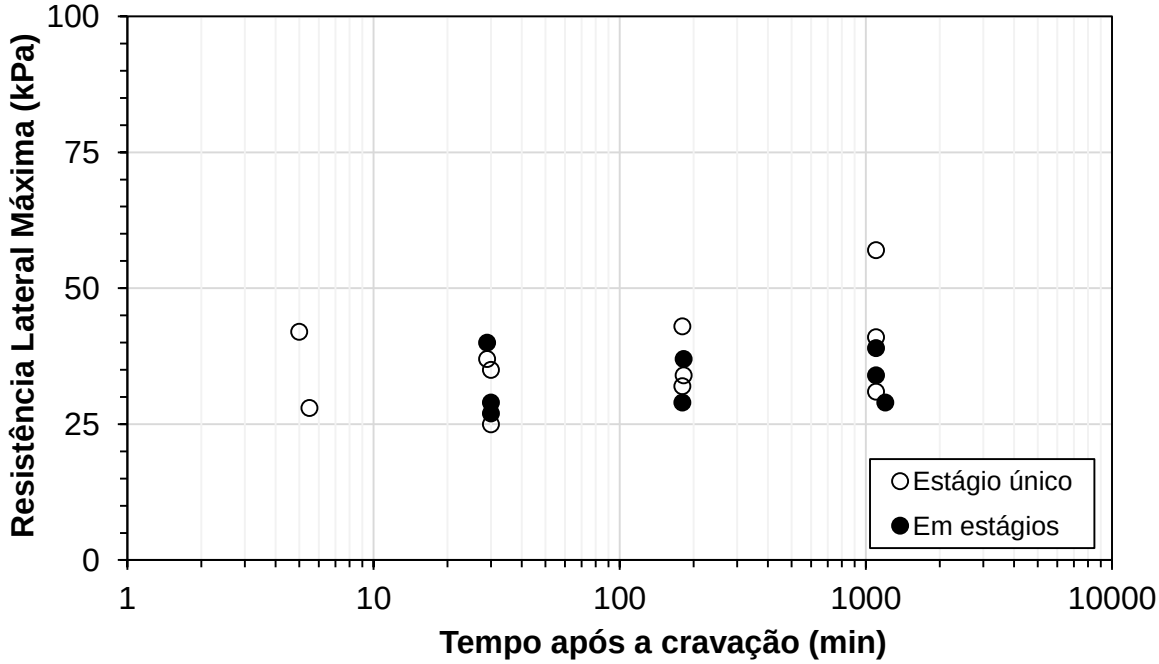


Figura 2. 4 - Resultados de torque em areia siltosa (Bullock e Schmertmann, 2003)

Diversos autores (Lutenegger, 1998; Bulock, 1999; Campos, 2002; Bilfinger, 2010) acreditam que a medida de torque em diferentes “tempos de descanso” após a

cravação do amostrador possa apresentar boa correlação com o efeito “Set-up” de estacas cravadas no mesmo local; no entanto, não foram disponibilizadas bases experimentais que comprovem esta afirmação.

Na opinião do autor, a utilização do ensaio SPT-T pode se tornar uma alternativa confiável e acessível para estimativa do efeito “Set-up”, porém ainda são necessários estudos que comprovem estas correlações. Neste caso é importante que seja padronizado o tempo entre o final da cravação e a realização do ensaio com medida de torque, uma vez que as maiores variações na capacidade carga são observadas no período logo após a cravação das estacas.

2.2.2.2. Teste de tração em ensaios SPT

Nos estudos de Rausche et al (1996) foram avaliados resultados de ensaios SPT-T e testes de tração em ensaios SPT com o intuito de estimar os parâmetros de “damping” e “quake” necessários para a análises dinâmicas em estacas.

Os ensaios de tração, realizados após 10, 25 e 70 minutos do término da cravação, indicam que o desenvolvimento da resistência à tração é linear com o logarítimo do tempo, assim como a resistência lateral de estacas. Os resultados obtidos indicam boa correlação com as medidas de torque, sendo que os valores obtidos para o teste de tração foram equivalentes a aproximadamente 80% do torque máximo, conforme apresentado na Figura 2. 5.

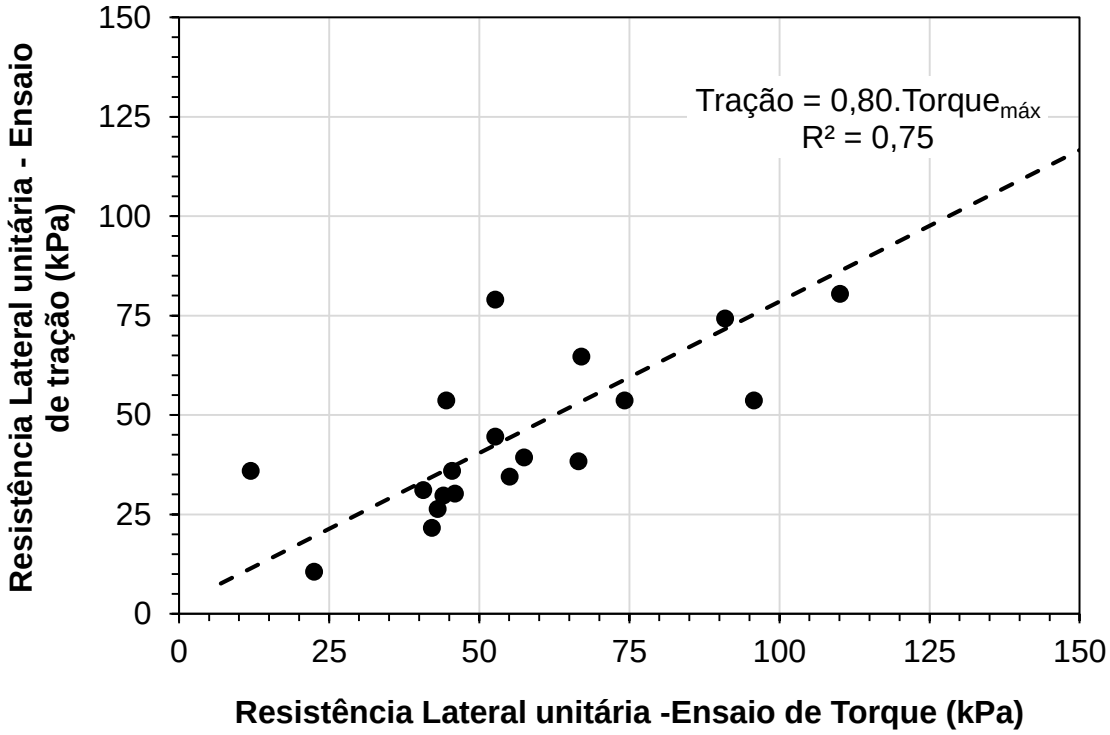


Figura 2. 5 - Resultados dos ensaios SPT-T em relação aos testes de tração (Rausche et al, 1996).

2.2.2.3. Ensaios de torque em hastes de pequeno diâmetro

Estudos semelhantes aos realizados com o amostrador de sondagens SPT foram desenvolvidos por Axelsson (1998) e Axelsson e Westin (2000) em solos não-coesivos, porém com hastes de pequeno diâmetro (32mm), muito utilizadas na Suécia para estimativa da capacidade de carga de estacas. Durante o ensaio são avaliados os números de golpes para cravação das hastes e a cada 20 cm é realizada medida do torque para rotação das hastes, buscando quantificar o atrito lateral do sistema.

Durante os estudos foram avaliadas as capacidades de carga de estacas-teste, através de ensaios de carregamento dinâmicos, e foram registradas as medidas de torque aplicadas a diversas hastes de pequeno diâmetro em diferentes períodos de tempo após a cravação. A *Figura 2. 6* apresenta os resultados dos ensaios de torque.

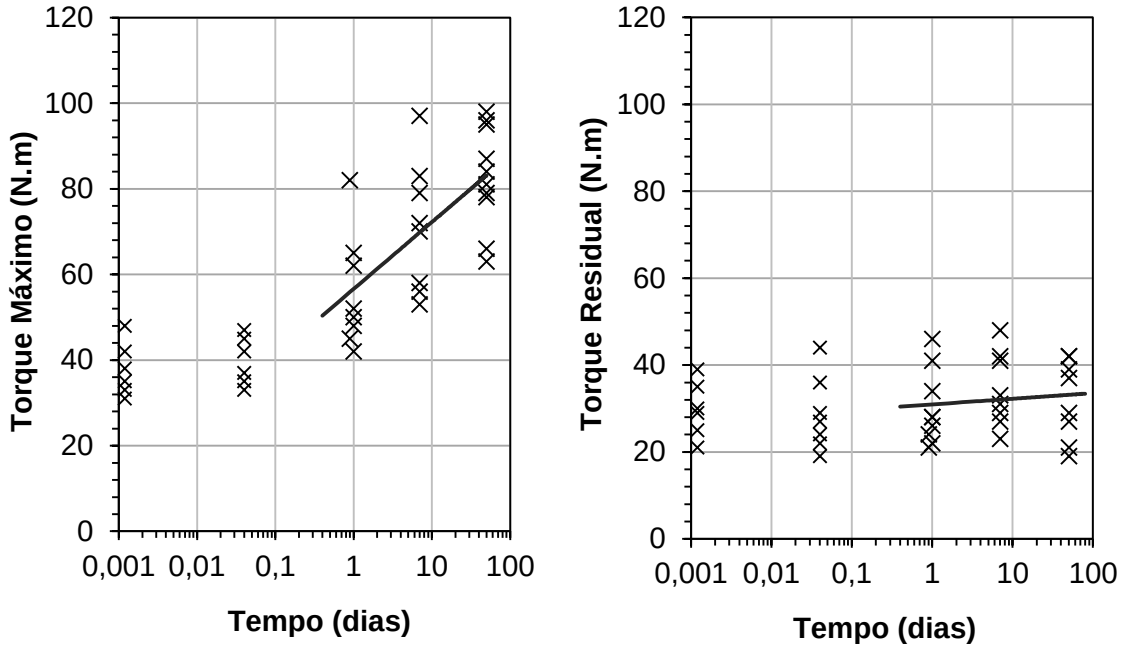


Figura 2. 6 - Torque máximo e residual em função do tempo para hastes de pequeno diâmetro (Axelsson e Westin, 2000).

O autor cita que os ensaios de torque em hastes de pequeno diâmetro indicaram um acréscimo resistência de aproximadamente 30%, enquanto provas de carga estática realizadas em estacas cravadas no mesmo local indicaram acréscimo de resistências de aproximadamente 40% da resistência inicial.

Apesar dos resultados favoráveis apresentados no estudo, os autores comentam que o fator de correlação do “Set-up” deve ser avaliado para cada solo e estaca, uma vez que a correlação varia de acordo com alguns parâmetros, dentre eles a rugosidade da parede da haste e da estaca e a relação entre os diâmetros de ambos.

2.2.2.4. Ensaios de palheta (“Vane Test”)

O principal estudo brasileiro utilizando resultados de ensaios de palheta (“Vane test”) foram realizados por Campos (1997), buscando avaliar a relação entre a sensitividade de argilas (relação entre o pico da coesão não-drenada no estado indeformado e o valor para o estado amolgado) e o fator “Set-up”.

Durante o estudo foram avaliados resultados de investigações geotécnicas realizadas em um terminal portuário da baixada Santista, no estado de São Paulo, onde foram cravadas estacas metálicas tubulares e estacas pré-moldadas de concreto protendido de seção circular.

Concluiu-se que a faixa de valores obtida para a sensitividade das argilas no local da obra, variando entre 2,8 e 3,6, pode ser um parâmetro interessante para uma primeira estimativa da magnitude do fator “Set-up”, calculado entre 2,6 e 4,0.

Para efeito de comparação, citam-se resultados de ensaios de carregamento dinâmicos e de provas de carga estáticas realizados na área portuária de Santos, decorridos diferentes intervalos de tempo após a cravação de estacas. Os resultados destes ensaios foram publicados por Mello et al. (1998), indicando uma faixa de valores para o fator “Set-up” entre 2,6 e 4,0, para intervalos de tempo entre 6 e 33 dias, conforme apresentado na Tabela 2. 3. Note-se que nesta tabela os fatores “Set-up” apresentados foram calculados com base na capacidade de carga total obtida na recravação (Q_{recrav}) e na capacidade de carga total obtida ao final da cravação (Q_{crav}).

Tabela 2. 3 - Resultados apresentados por Mello et al. (1998).

Estaca	**Q_{crav} (kN)**	**Q_{recrav} (kN)**	**Δt (dias)**	**Fator “Set-up”**
J-116	3.483	9.873	6	2,83
J-240	3.381	8.693	34	2,57
B-282	2.361	9.549	33	4,04
I-347	3.394	9.953	30	2,93

Outro estudo realizado por Campos (2002), refere-se à correlação do efeito “Set-up” com ensaios “Vane test” modificado, utilizando um cilindro ao invés da palheta. Este estudo foi realizado fazendo uso de modelos físicos reduzidos e, segundo a autora, foi um primeiro passo na longa estrada do conhecimento do fenômeno de “Set-up”. Infelizmente, não foram mais publicados estudos que complementassem estas análises.

2.2.3. Estimativa do efeito “Set-up” através de ensaios em estacas-teste

A realização de ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estática em estacas-teste é atualmente a forma mais confiável de se estimar o “Set-up” devido às incertezas envolvidas nas metodologias teóricas e semi-empíricas disponíveis, incompatíveis com o grau de confiança desejado.

O procedimento proposto por Bullock (2008) sugere que sejam realizados ensaios de carregamento dinâmico no final da cravação e decorrido algum tempo, visando calibrar o ganho de resistência com o tempo.

Nota-se que um fato relevante é a determinação exata do tempo, após a cravação, em que os ensaios são realizados, uma vez que o comportamento de ganho de resistência apresenta acréscimos mais significativos nas primeiras horas após a cravação.

Segundo Bullock (2008), é possível estimar o efeito”Set-up” com boa precisão ao serem realizados ensaios de carregamento dinâmico após 15 min, 60 min e 1 dia do final da cravação, com exceção dos solos arenosos, nos quais são necessários períodos de tempo maiores para que sejam observados os efeitos de “aging”. No entanto, o mesmo autor recomenda que sejam realizados ensaios após períodos maiores para que seja confirmada a velocidade e magnitude do ganho de resistência.

Na opinião do autor, os tempos para execução dos ensaios definidos por Bullock (2008), entre 15 min e 1 dia, são muito curtos e podem levar a erros consideráveis na estimativa do “Set-up”, uma vez que o efeito depende do tipo de solo, do diâmetro da estaca, do coeficiente de adensamento horizontal do solo, etc.

Ainda no mesmo estudo, Bullock concluiu que a resistência de ponta deve apresentar variações insignificantes durante os ensaios e, portanto, o ganho de resistência ao se avaliar a capacidade de carga total ou a resistência lateral devem ser semelhantes.

2.3. MECANISMOS ENVOLVIDOS DURANTE A CRAVAÇÃO DE ESTACAS EM SOLOS ARGILOSOS

2.3.1. Deslocamento horizontal

Durante a cravação de estacas, o solo sofre deslocamentos horizontais e verticais, sendo que o principal deslocamento se dá na direção horizontal, “empurrando” o solo para as laterais. Este efeito causa um amolgamento do solo ao redor da estaca e são gerados excessos de pressões neutras significativos causando uma redução nas tensões efetivas e, consequentemente, facilitando o processo de cravação.

O deslocamento lateral do solo devido à cravação de estacas foi estudado por diversos autores, através de análises numéricas (Randolph et al., 1979) e de resultados de ensaios de campo através de inclinômetros instalados próximos a estacas (Randolph et al., 1979; Hwang et al., 2001; Pestana et al., 2002). A Figura 2. 7 apresenta de forma gráfica os resultados de 4 análises distintas.

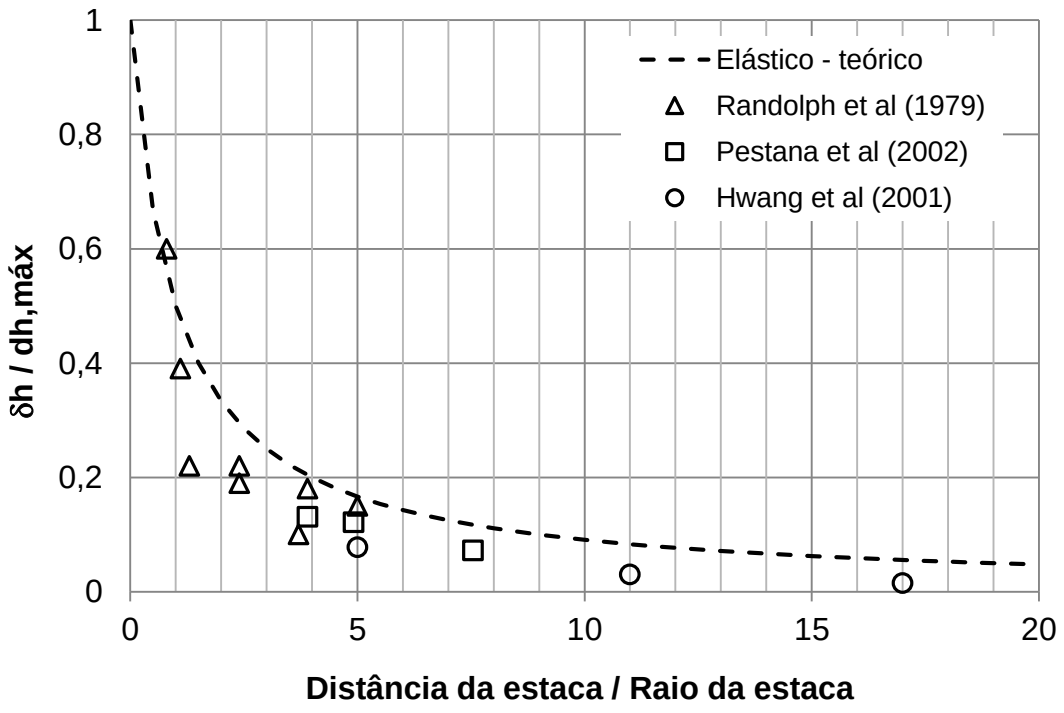


Figura 2. 7 - Deslocamentos laterais do solo em função da distância da estaca, obtidos por análise numérica (Elástico-teórico) e por dados de inclinometria.

Nota-se que os resultados sugerem que a 1 raio de distância os deslocamentos laterais são de aproximadamente 50% do deslocamento máximo e a 5 raios da estaca, os deslocamentos são de aproximadamente 10% do deslocamento na parede da estaca.

Estes resultados sugerem que em grupos de estacas nos quais o espaçamento entre estacas são inferiores a 5 raios devem ocorrer interações significativas entre estacas.

2.3.2. Geração de pressões neutras

Durante a cravação de estacas em solos predominantemente argilosos observa-se um amolgamento do solo ao redor da estaca e são gerados excessos de pressões neutras significativos causando uma redução nas tensões efetivas e, consequentemente, facilitando o processo de cravação. Após o final da cravação se inicia um processo de dissipação das pressões neutras, permitindo que o solo ao redor da estaca seja readensado. Durante o adensamento o solo sofre um gradual aumento de resistência e, consequentemente, a capacidade de carga da estaca aumenta.

Para avaliar as pressões neutras causadas durante a cravação, Robertson et al (1990) instrumentaram um grupo de 35 estacas metálicas de grande diâmetro com ponta aberta, pertencente à ponte estaiada Alex Fraser próxima a Vancouver, Canadá. O solo é composto basicamente por uma camada superficial de areia aluvional micácea, com aproximadamente 39 m de espessura, sobreposta à uma camada de argila-siltosa marinha, até aproximadamente 70 m de profundidade, e seguida por camadas de materiais de origem glacial, com grande presença de pedregulhos e matriz predominantemente argiloso-siltosa. As estacas, de 91,5 cm de diâmetro, foram cravadas até aproximadamente 90 m de profundidade, com distância entre eixos de 3 m.

Durante os estudos foram realizadas medidas piezométricas antes da cravação das estacas e foram avaliados os excessos de pressões neutras após a cravação de duas estacas situadas a 8 m e 12 m do piezômetro. Adicionalmente foram registradas medidas de pressões neutras ao realizar um ensaio de piezocone após 18h da cravação de uma estaca situada a 5 m do local do ensaio.

Os excessos de pressões neutras observados durante a cravação do piezocone (CPTu), após a dissipação das poropressões no piezocone cravado a 5 m da estaca (CPTu 5 m) e nos piezômetros instalados a 8 e 12 m das estacas indicam excessos de pressões neutras decrescentes em relação à distância do eixo da estaca, conforme indicados na Figura 2. 8.

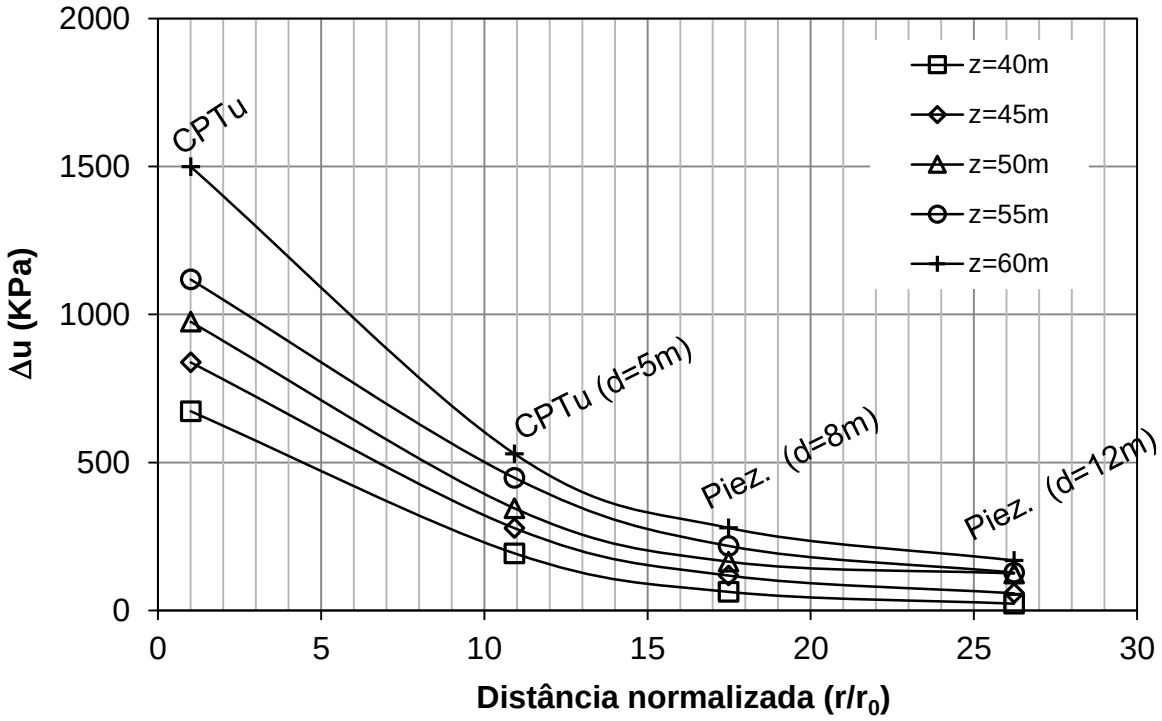


Figura 2. 8 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em relação à distância normalizada do eixo das estacas (r/r_0) medidos em diferentes profundidades (z) (Robertson et al, 1990).

Os valores de excessos de pressões neutras para o ensaio CPTu a 5 metros da estaca foram obtidos ao final de alguns ensaios de dissipação realizados nas respectivas profundidades, sendo os valores majorados em 25% de forma a estimar os valores logo após a cravação, uma vez que o ensaio CPTu foi realizado após 18 h da cravação da estaca.

Nos estudos de Pestana et al (2002) também foram avaliadas as pressões neutras geradas durante a cravação de uma estaca tubular metálica com 61 cm de diâmetro externo e ponta fechada. A estaca de 36,6m de comprimento foi cravada na península

de São Francisco na California, EUA, em local com camada de grande espessura de argila marinha tendo sua ponta apoiada sobre uma camada de areia compacta.

Para o monitoramento das pressões neutras foram instalados 9 piezômetros em 3 profundidades diferentes e a diferentes distâncias do eixo da estaca. Os excessos de pressões neutras observados logo após a cravação da estaca metálica estão apresentados de forma gráfica na Figura 2. 9.

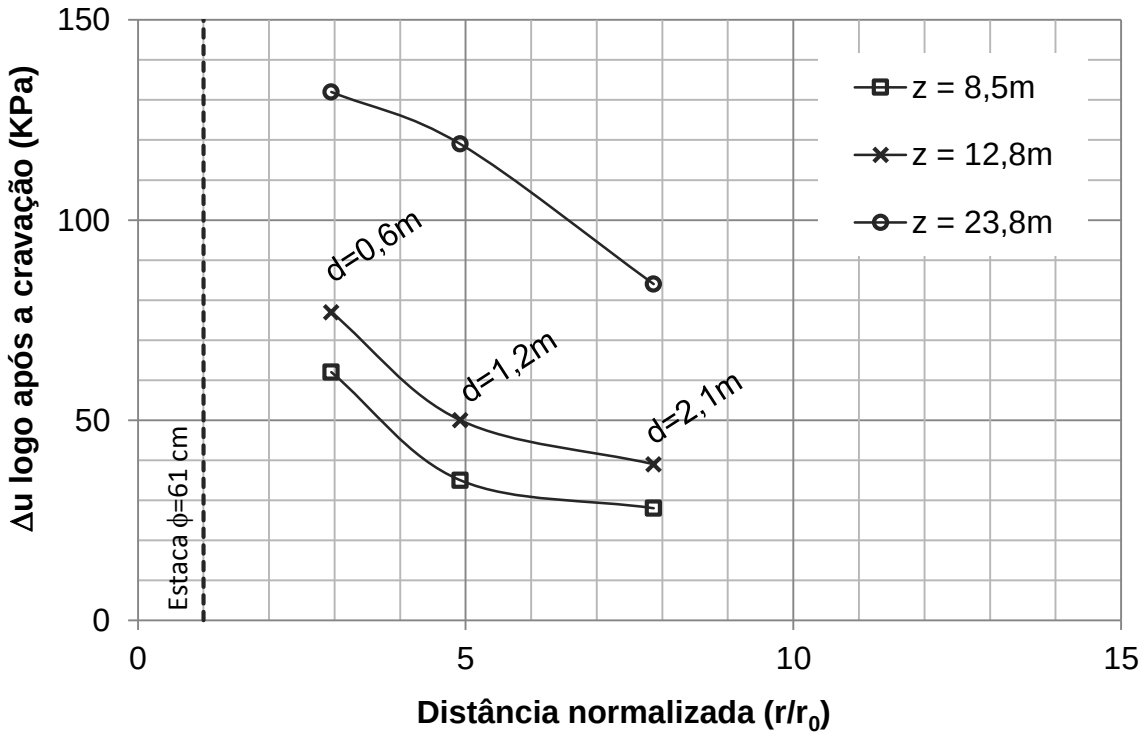


Figura 2. 9 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em relação à distância normalizada do eixo das estacas (r/r_0) medidos em diferentes profundidades (z) (Pestana et al, 2002).

Os resultados sugerem que os excessos de pressões neutras, gerados durante a cravação da estaca, crescem em função da profundidade e os excessos de pressões neutras observados a 8 raios do eixo da estaca equivalem entre 50 e 65% das pressões observadas a 3 raios do eixo da estaca.

Seguindo a mesma linha de estudos, Chandra e Hossain (1993) observaram as pressões neutras geradas durante a cravação de uma estaca de concreto protendido,

com seção retangular de 0,60 m x 0,26 m e 21 m de comprimento cravada na Universidade Thammasat, em Bagkok.

O monitoramento das pressões neutras foi realizado através de 16 piezômetros instalados ao redor da estaca, na camada superficial de argila mole até 15 m de profundidade. Nota-se na Figura 2. 10 que o excesso de poropressão máximo, observado a 2,7 raios do eixo da estaca, equivale a aproximadamente 60 KPa e quando a distância aumenta para 6,5 raios do eixo da estaca a sobrepressão neutra equivale a aproximadamente 50% do valor máximo medido.

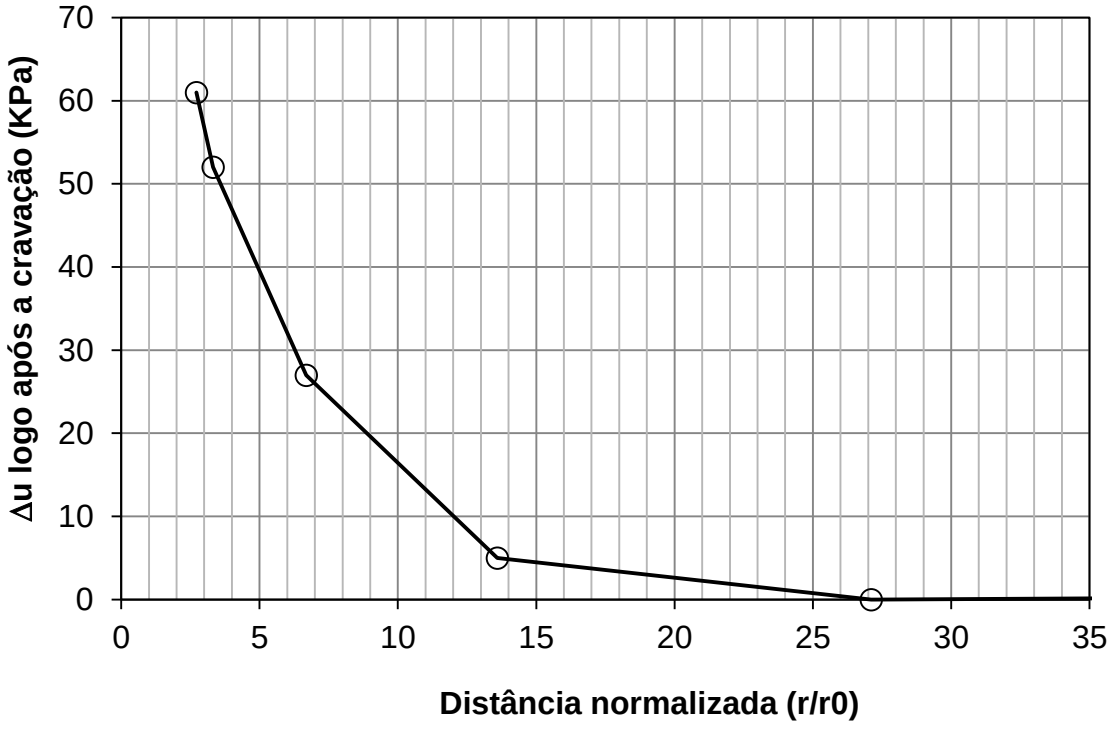


Figura 2. 10 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em relação à distância normalizada do eixo das estacas (r/r_0) medidos a 3,0 metros de profundidade (z) (Chandra e Hossain, 1993).

Nota-se que nos estudos de Robertson et al. (1990) e Pestana et al. (2002), citados anteriormente, os resultados indicam excessos de pressões neutras mais elevados para cotas mais profundas. Nestas condições, diversos autores avaliam os excessos

de pressões neutras normalizados pela resistência não drenada do solo antes da cravação ($\Delta u/s_u$) buscando obter um padrão nos valores encontrados. No caso dos estudos supracitados, verificam-se valores de $\Delta u/s_u$ máximos próximos à parede da estaca variando entre 3,0 e 5,9, conforme apresentado de forma gráfica na Figura 2. 11.

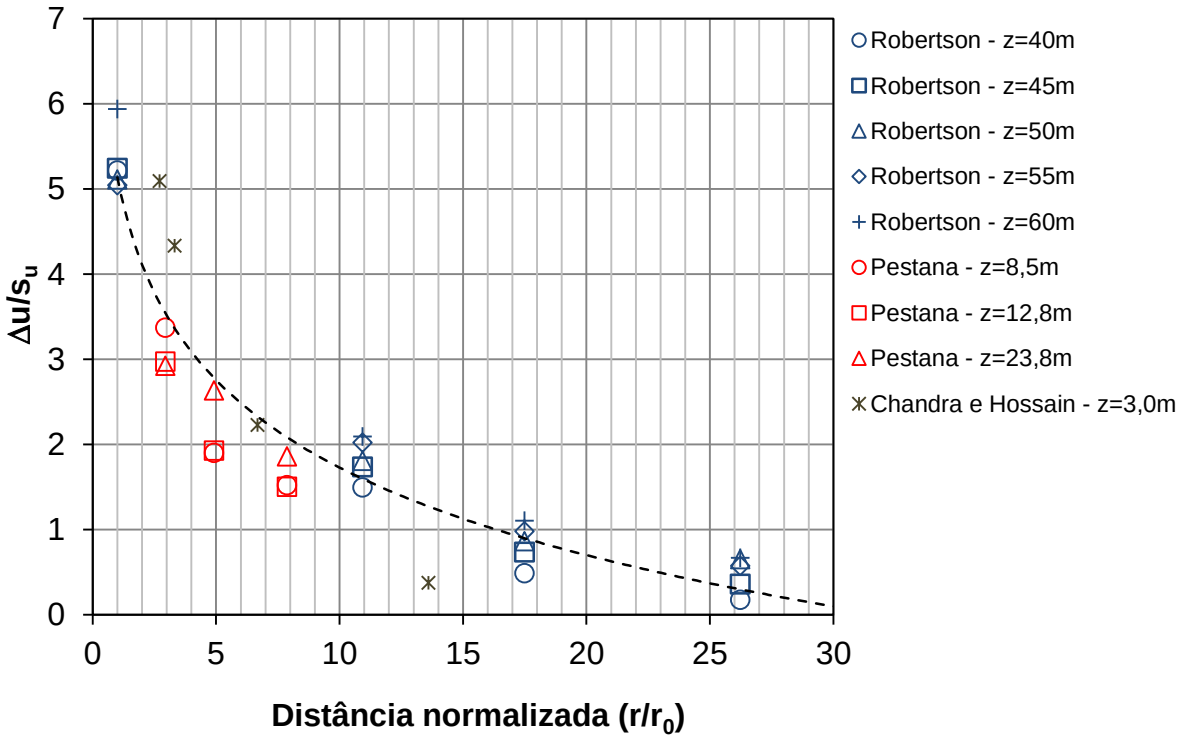


Figura 2. 11 - Gráfico dos excessos de pressões neutras normalizados (Δ_U/s_u) em relação à distância do eixo das estacas (r/r0) obtidos nos estudos de Robertson et al. (1990), Pestana et al. (2002) e Chandra e Hossain (1993).

Estes resultados sugerem que durante a cravação devem ocorrer variações consideráveis nas tensões efetivas do solo ao redor da estaca até aproximadamente 20 raios.

2.3.3. Dissipação dos excessos de pressões neutras

Ao avaliar os dados apresentados no item 2.3.2. fica evidente que durante a cravação de estacas em solos argilosos são gerados excessos de pressões neutras consideráveis ao redor das estacas. Assim, conforme já citado anteriormente, conclui-se que durante a cravação de estacas ocorre uma redução das tensões efetivas no solo ao redor das estacas, resultando em menores resistências ao cisalhamento e, portanto, facilitando a cravação. Após o término da cravação inicia-se um processo de dissipação dos excessos de pressões neutras, gerando um aumento das tensões efetivas no solo ao redor da estaca e, consequentemente, um ganho de resistência da estaca.

A dissipação dos excessos de pressões neutras gerados durante a cravação de estacas foi objeto de diversos estudos, visando avaliar a sua velocidade através de dados de campo, com piezômetros instalados próximos às estacas (ETC, 1986; Pestana et al, 2002; Fellenius, 2008); através de metodologias analíticas (Soderberg, 1962; Randolph e Wroth, 1979; Cao et al, 2001) ou através de modelagens numéricas (Randolph et al, 1979; Titi e Wathugala, 1999).

A seguir estão descritos alguns dos estudos nos quais foram medidas as pressões em campo. Já as metodologias analíticas e modelagens numéricas disponíveis na bibliografia serão descritas no item 2.4.

- **Earth Technology Corporation (1986)**

Estudos de campo envolvendo a cravação de estacas piloto, ensaios de palheta e provas de carga foram realizados pela ETC (Earth Technology Corporation) em conjunto com a Universidade do Arizona. Foram registradas medidas das pressões totais radiais, das pressões neutras e dos deslocamentos radiais do solo durante a instalação de duas estacas piloto de 4,37 cm e 7,62 cm, em Sabine Pass, no estado do Arizona, EUA.

O subsolo no local de instalação das estacas é composto por argila marinha cinza, normalmente adensada, conhecida por “Sabine Clay”. A resistência não-drenada da

argila foi obtida através de ensaios de palheta realizados em profundidades entre 15,5 e 17,0 m, resultando em valores da ordem de 35 KPa.

Os resultados apresentados na Figura 2. 12, indicando as pressões neutras na face das estacas em função do tempo após a cravação, foram obtidos a 16,1 m de profundidade.

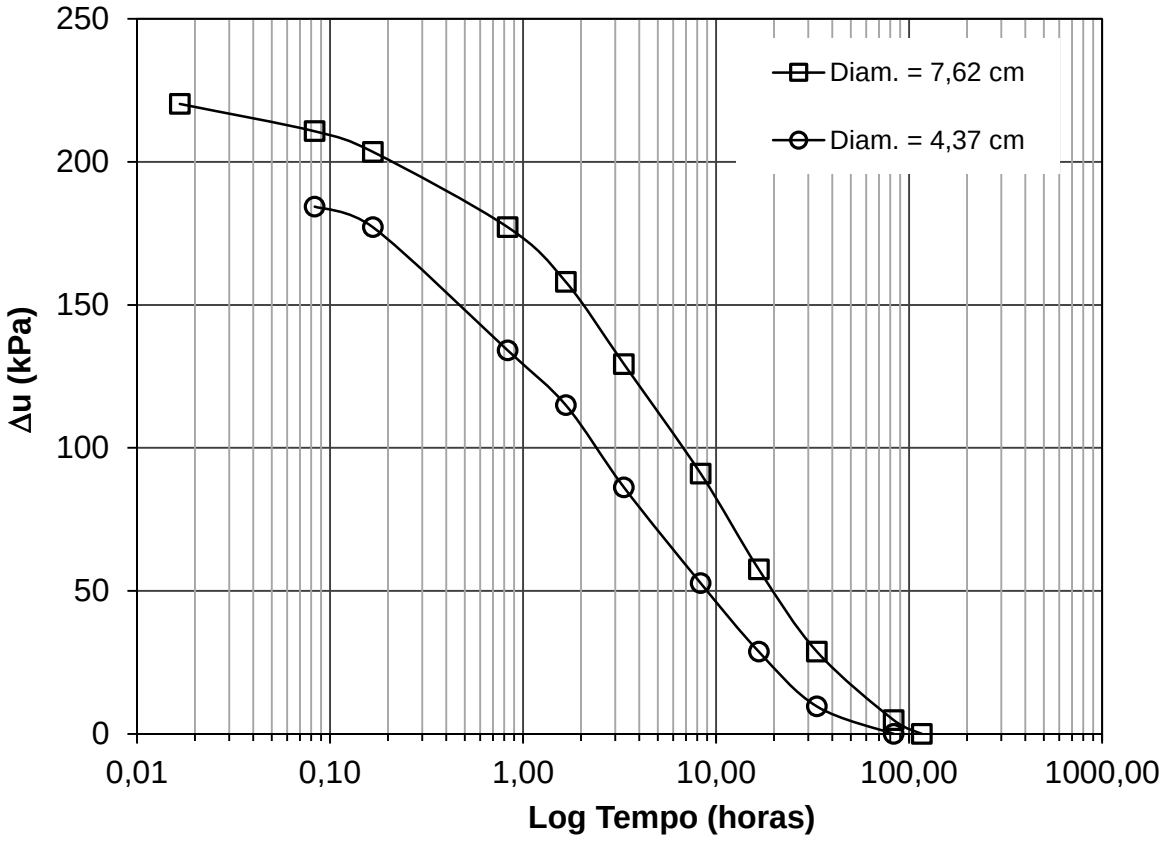


Figura 2. 12 - Gráficos dos excessos de pressões neutras em função do tempo após a cravação (Earth Technology Corporation, 1986).

Nota-se que no caso das estacas de 4,37 e 7,62 centímetros de diâmetro, o tempo para dissipação total das pressões na face das estacas foi de aproximadamente 2,5 e 5,0 dias, respectivamente.

- **Fellenius (2008)**

Os estudos realizados pelo departamento de transportes de Alberta em 1990 e avaliados por Fellenius (2008) foram baseados no monitoramento de 2 estacas cravadas a aproximadamente 2,4 metros de distância entre si em um local a 180 km a noroeste de Edmonton, Alberta, Canadá. Foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto com seção anelar, ponta fechada, 32,4 cm de diâmetro e comprimentos de 16 e 20 metros.

O subsolo local é composto por uma camada de aproximadamente 26 m de argila-siltosa glacial com pedregulho, intercalada por lentes de areia-siltosa com aproximadamente 0,5 m de espessura a 5,0 e 7,5 metros de profundidade.

Os parâmetros da camada de argila-siltosa foram obtidos por 3 ensaios de palheta a 8,0 m, 11,0 m, e 17,0 m de profundidade, indicando valores de resistência não-drenada variando linearmente entre 45 e 85 KPa. A razão de sobreadensamento é da ordem de 3,0 na camada mais superficial e 2,0 na camada abaixo das lentes de areia.

Para a avaliação das pressões neutras geradas durante a cravação foram instalados piezômetros entre as duas estacas, a profundidades de 3 m, 6 m, 9 m, 11 m, 16 m e 18m, sendo que as leituras piezômetricas foram realizadas logo após a cravação e decorridos 7 dias, 15 dias, 30 dias. Os resultados das leituras piezométricas estão apresentados na Figura 2. 13.

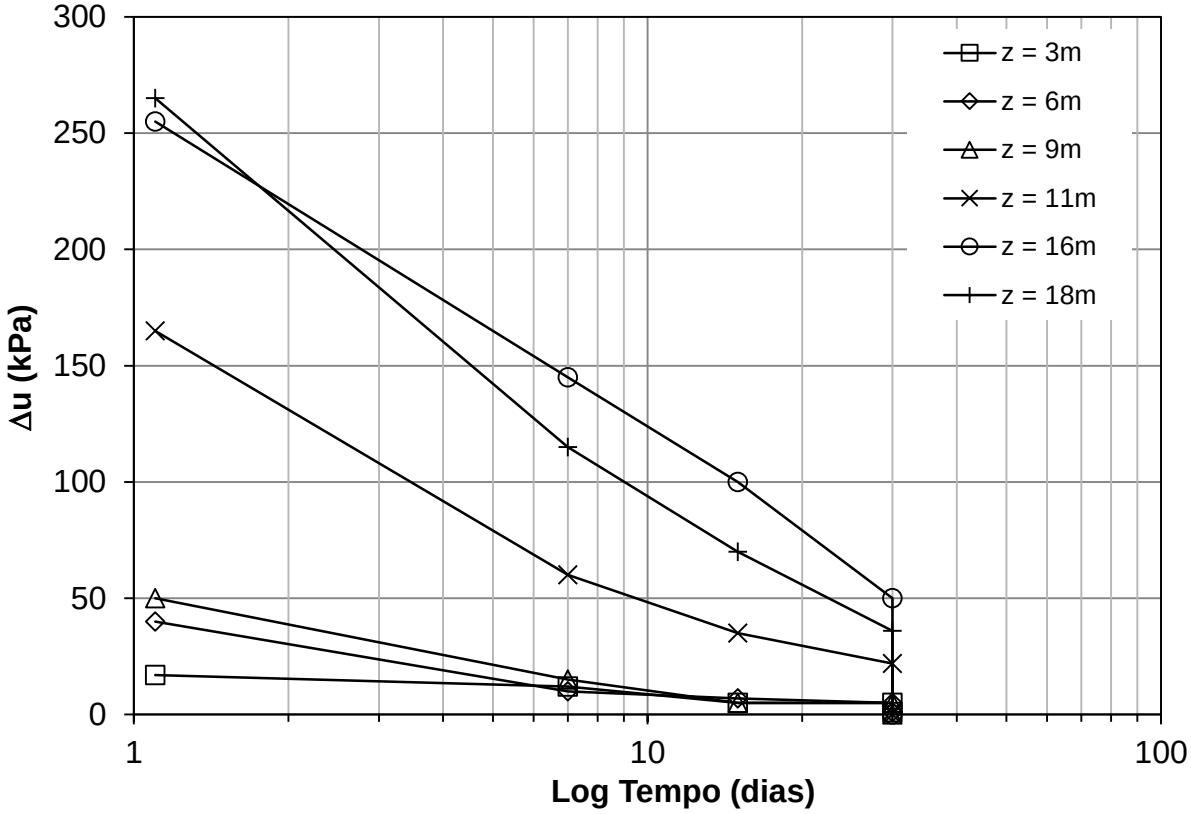


Figura 2. 13 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em função do tempo e da profundidade (z). (Fellenius, 2008)

Conforme apresentado na Figura 2. 13, nota-se que após 30 dias os excessos de pressões neutras não haviam sido completamente dissipados. Ao extrapolar os dados pode-se concluir que a dissipação total ocorreria com aproximadamente 70 dias após a cravação.

- **Pestana et al. (2002)**

O estudo de Pestana et al (2002), já detalhado no item 2.3.2, inclui resultados do monitoramento da dissipação das pressões geradas durante a cravação de uma estaca metálica com 61 cm de diâmetro externo e 36,6 m de comprimento. Os valores das pressões neutras foram registrados durante 240 dias, em 3 profundidades diferentes, 8,5 m, 12,8 m e 23,8 m, e a diferentes distâncias do eixo da estaca, 0,9 m, 1,5 m e 2,4 m, conforme apresentado na Figura a seguir.

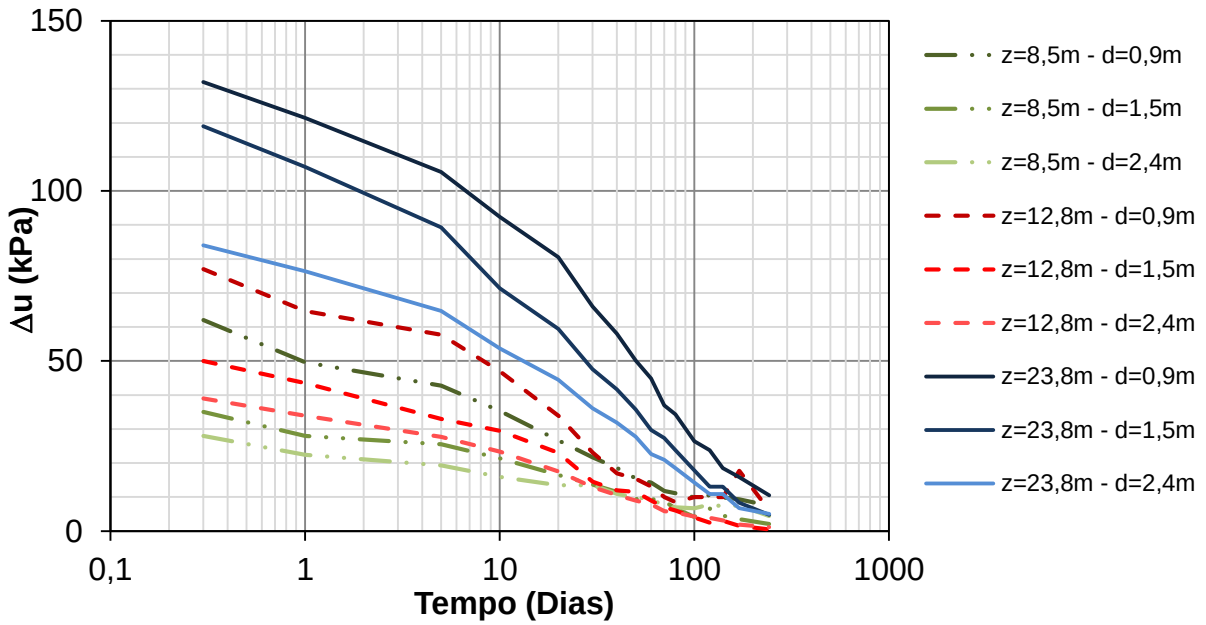


Figura 2. 14 - Gráfico dos excessos de pressões neutras em função do tempo para diferentes profundidades (z) e diferentes distâncias em relação ao eixo da estaca (d). (Pestana et al., 2002).

Através dos resultados do monitoramento das pressões neutras, apresentados na Figura 2. 14, verifica-se que os excessos de pressões neutras logo após a cravação são crescentes com a profundidade, variando entre 30 e 130 kPa e o tempo para dissipação total das pressões é de aproximadamente 150 dias até a profundidade de 12,8 m e superior a 240 dias a profundidade de 23,8 m.

- **Konrad e Roy (1987)**

Konrad & Roy (1987) além de monitorar as pressões neutras ao redor das estacas, realizaram provas de carga estática após diferentes intervalos de tempo da cravação de estacas tubadas, com ponta fechada, 22 cm de diâmetro e 7,6 m de comprimento. As estacas em questão foram cravadas em St Alban, a oeste da cidade de Quebec, Canadá. No local onde as estacas foram cravadas o perfil do solo é composto por uma camada de 8 m de espessura de argila-siltosa marinha, com razão de sobreadensamento igual a 2,2 e resistência não-drenada variando linearmente entre

10 KPa a 2 m de profundidade e 30 KPa na base da camada.

Para a realização das provas de carga as estacas foram instrumentadas, de forma a separar as parcelas de atrito lateral e de ponta, e adicionalmente, foram instalados piezômetros ao redor das estacas a 3,0 m, 4,1m e 6,1 m de profundidade com o intuito de monitorar as pressões neutras geradas durante a cravação e as respectivas dissipações. O gráfico apresentado na Figura 2. 15 indica o desenvolvimento da resistência lateral e as variações nas pressões neutras observadas ao redor da estaca durante o período dos estudos.

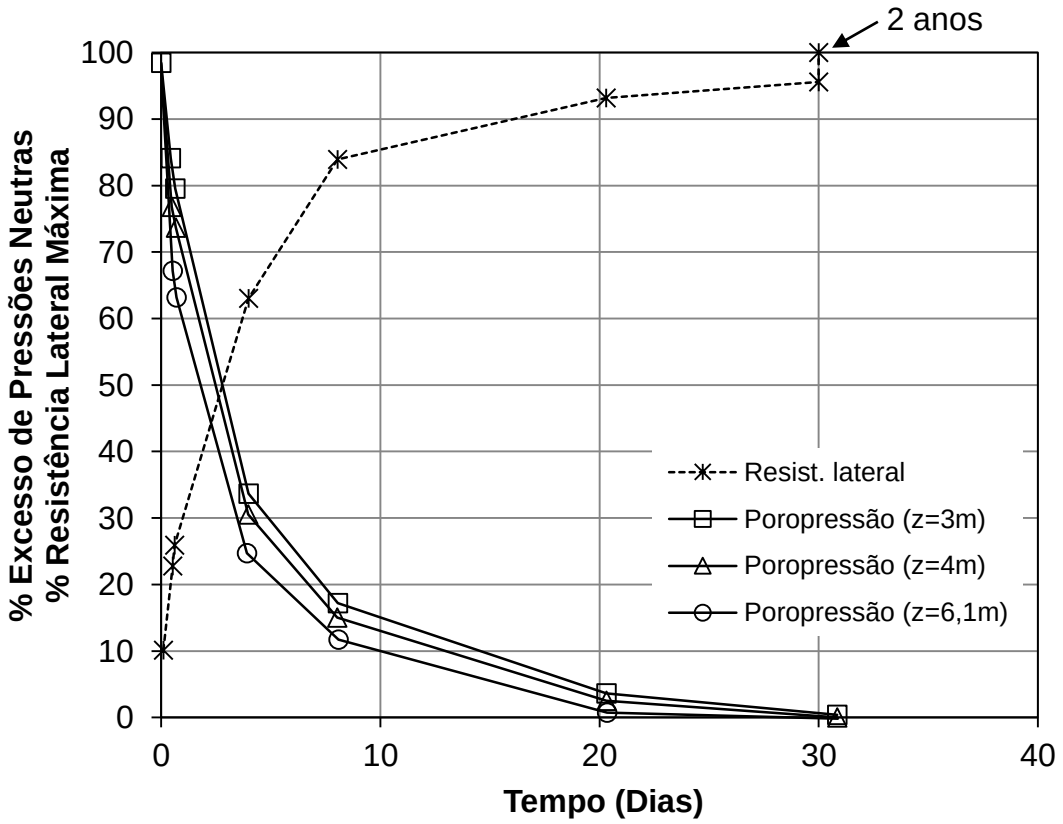


Figura 2. 15 - Gráfico da resistência lateral e das pressões neutras em função do tempo e da profundidade (z). (Konrad e Roy, 1987).

Os resultados obtidos por Konrad e Roy (1987) sugerem uma correlação praticamente direta entre a porcentagem de dissipação das pressões neutras e a porcentagem da resistência lateral máxima. Nota-se também que, neste caso, a velocidade de

dissipação foi uniforme nas 3 profundidades monitoradas, e a dissipação total ocorreu 31 dias após a cravação, quando a resistência lateral era de aproximadamente 95% da resistência lateral máxima.

- **Avaliação comparativa dos estudos sobre a dissipação de Δu**

Os dados da bibliografia, apresentados acima, indicam excessos de pressões neutras próximos à estaca variando entre 17 e 378 kPa, geralmente crescentes com a profundidade. Já a dissipação das pressões neutras duraram entre 2 dias no caso da estaca com 4,37 cm de diâmetro e aproximadamente 70 dias para a estaca com 32,4 cm de diâmetro. Neste contexto, diversos autores procuraram normalizar estes valores permitindo avaliar o comportamento das pressões neutras ao redor de estacas com diferentes características. A magnitude das pressões neutras são geralmente normalizadas pela resistência não-drenada ($\Delta u/s_u$) e, para avaliar o tempo de dissipação das pressões, é usual adotar um fator adimensional T, definido pela Equação (2.3):

$$T = \frac{c_h.t}{r_0^2} \tag{2.3}$$

Onde:
c_h: Coeficiente de adensamento horizontal;
t: Tempo;
r_0: Raio da estaca.

Os dados de dissipação das pressões neutras após a cravação de estacas, considerando as pressões neutras normalizadas em função da resistência não-drenada ($\Delta u/s_u$) e o tempo normalizado pelo raio da estaca ao quadrado, estão apresentados de forma gráfica na *Figura 2. 16*.

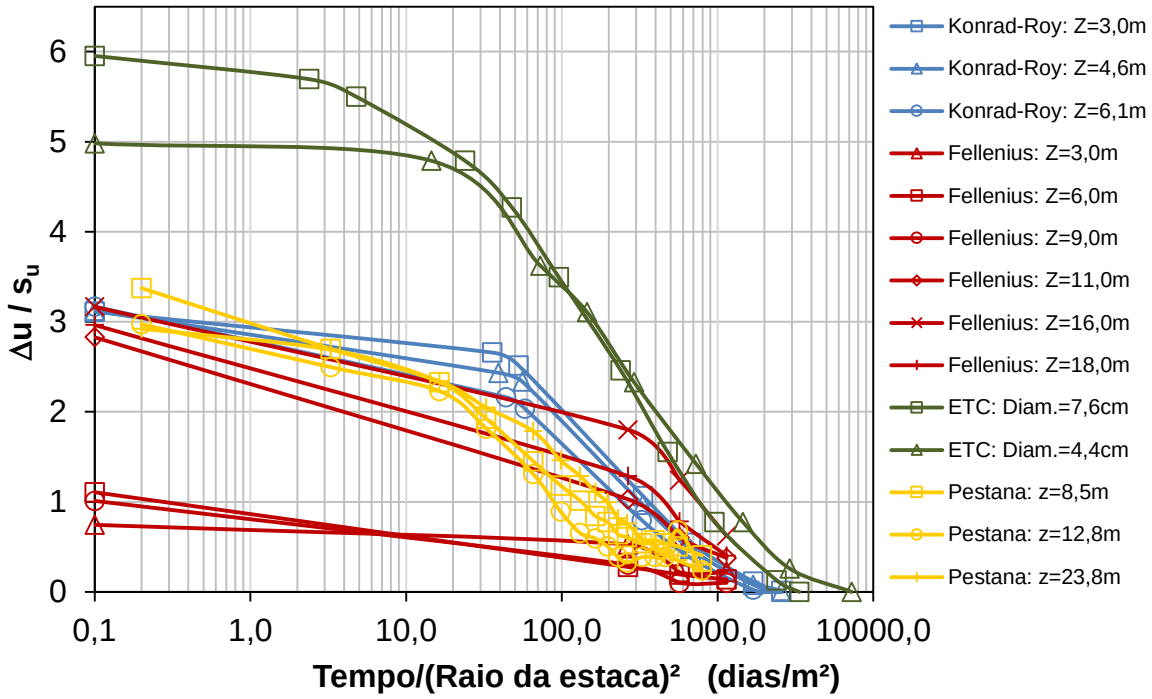


Figura 2. 16 - Gráfico dos excessos de pressões neutras normalizados ($\Delta u/s_u$) em função do tempo normalizado (t/R^2).

Os dados avaliados sugerem que os excessos de pressões neutras normalizados ($\Delta u/s_u$), logo após a cravação, são de aproximadamente 5,0 para os dados obtidos em ETC (1986) e 3,0 nos dados obtidos por Konrad e Roy (1987) e Pestana (2002). Já nos estudos de Fellenius (2008) observa-se comportamento distinto entre a camada mais superficial com $\Delta u/s_u$ da ordem de 3,0 para profundidades entre 11,0 e 18,0 metros, e $\Delta u/s_u$ de aproximadamente 1,0 para profundidades entre 3,0 e 9,0 metros.

Estudos de campo realizados por Coop e Wroth (1989) e por Bond e Jardine (1995) indicaram que, em casos de argilas muito sobreadensadas, os excessos de pressões neutras gerados ao redor das estacas são muito inferiores à estimativa proposta por Randolph e Wroth (1979), a ser apresentada mais adiante, sendo observados valores negativos em alguns casos. Assim, as pressões medidas nas camadas superficias do estudo do Fellenius (2008), $\Delta u/s_u$ da ordem de 1,0, podem estar relacionadas à razão de sobreadensamento desta camada, resultando em pressões menos significativas.

Ainda avaliando os dados apresentados na Figura 2. 16, na qual assumiu-se que o coeficiente de adensamento é constante em todos os casos, nota-se que o tempo para

dissipação completa das pressões, normalizado em função do raio da estaca ao quadrado, indica valores médios da ordem 3.000 (dias/m²), sendo assim, o tempo necessário para dissipação completa das pressões geradas pela cravação de estacas com diâmetros de 10 e 30 centímetros será de 7 e 67 dias, respectivamente.

2.3.4. Avaliação das tensões radiais totais

Os dados apresentados nos itens acima deixam evidente que durante a cravação das estacas são gerados excessos de pressões neutras consideráveis ao redor das estacas. No entanto, é importante observar que a avaliação exclusiva das pressões neutras não é suficiente para se estimar a variação das tensões efetivas ao redor das estacas, uma vez que diversos estudos (ETC, 1986; Lehane e Jardine, 1994; Paikowsky e Hart, 2000) indicam também variações nas tensões radiais totais do solo após a cravação das estacas.

Neste contexto, são apresentados a seguir alguns estudos nos quais foram avaliadas as variações das pressões totais radiais devido à cravação de estacas em solos argilosos.

- **Earth Technology Corporation - ETC (1986)**

Os estudos de campo realizados pela ETC (Earth Technology Corporation) em conjunto com a Universidade do Arizona, já detalhados no item 2.3.3., permitiram avaliar a cravação de duas estacas piloto de 4,37 cm e 7,62 cm cravadas em solo composto por argila marinha cinza, normalmente adensada, conhecida por “Sabine Clay”, em Sabine Pass no estado do Arizona, EUA.

Com o resultado dos estudos, pôde-se avaliar a variação das tensões radiais totais (σ_r) ao redor das estacas piloto a aproximadamente 16 metros de profundidade, durante e após a instalação das mesmas, conforme apresentado na Figura 2. 17.

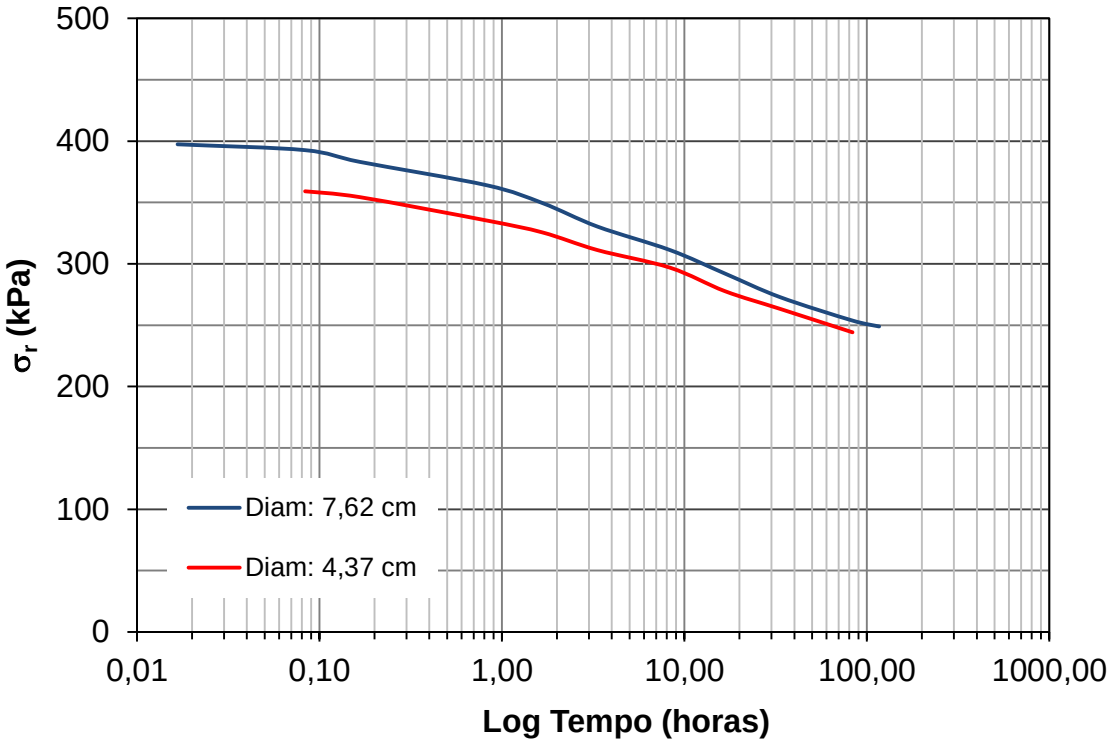


Figura 2. 17 - Gráfico das tensões radiais totais em função do tempo para estacas piloto com diâmetros de 4,37 e 7,62 cm. (ETC, 1986)

Nota-se que os resultados indicam tensões radiais totais variando entre 350 e 400 kPa logo após a cravação, reduzindo para aproximadamente 250 kPa após 100 horas da cravação, quando foi observada dissipação total das pressões neutras.

É interessante observar que as tensões radiais totais medidas após 100 horas da cravação equivalem a aproximadamente 60% das tensões medidas no término da cravação e os valores obtidos são superiores à tensão vertical total estimada na mesma profundidade.

- **Lehane e Jardine (1994)**

Lehane e Jardine (1994) apresentam resultados de estudos de campo utilizando a estaca piloto do Imperial College (“Imperial College Instrumented Displacement Pile”) na região de Bothkennar, na Escócia, caracterizado por um depósito de argila marinha mole.

A estaca utilizada nos estudos tem diâmetro externo de 10,2 cm e apresenta sensores acoplados ao longo da profundidade, permitindo medir tensões totais, radiais e cisalhantes, e pressões neutras.

O subsolo no local dos estudos, até a profundidade de cravação das estacas (6,0 m), é composto predominantemente por silte-argiloso mole com algumas lentes de silte e uma camada superficial com 1,0 m de crosta rígida. O nível d'água apresenta-se a aproximadamente 1,0 m de profundidade.

O material é caracterizado por índice de plasticidade (IP) variando entre 25% a 1,5 m de profundidade e 50% entre 4,0 e 6,0 m de profundidade. A razão de sobreadensamento (RSA) varia entre 1,9 e 1,5 para profundidades de 2,0 e 6,0 m, respectivamente e os valores de resistência não-drenada obtidos são crescentes com a profundidade, variando entre 15 kPa a 2,0 m de profundidade e 20 kPa a 6,0 m de profundidade.

As tensões radiais totais, máximas e mínimas, obtidas a 4,5 m de profundidade estão apresentadas na *Figura 2. 18*, a seguir.

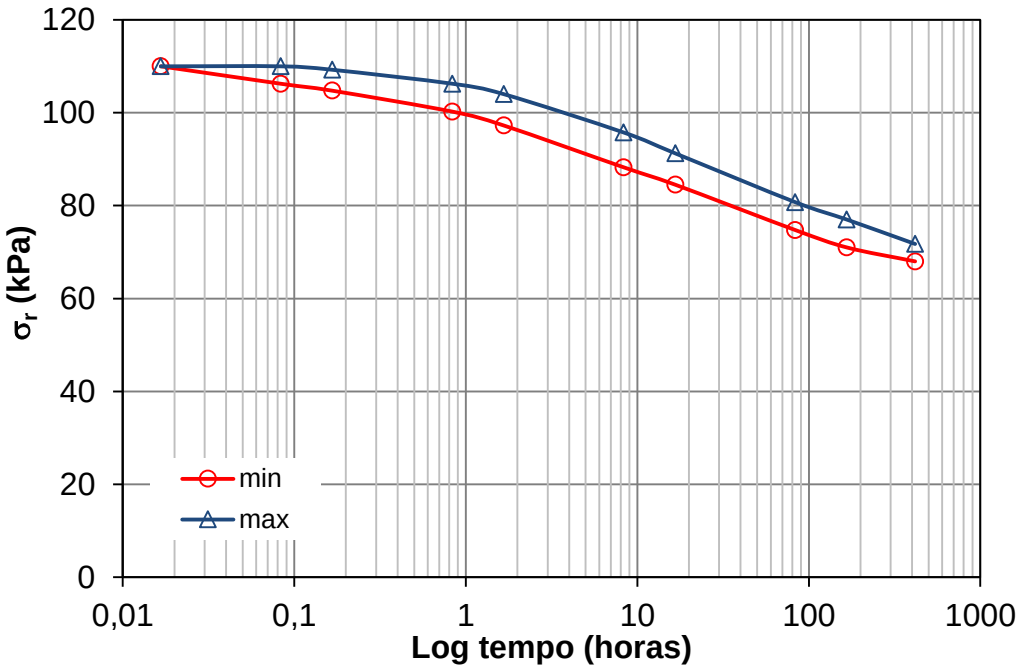


Figura 2. 18 - Gráfico das tensões radiais totais em função do tempo para estaca piloto com diâmetro de 10,2 cm. (Lehane e Jardine, 1994)

Vale observar que a relação entre as tensões radiais totais e a tensão vertical a 4,5 m de profundidade varia entre 1,5, após a cravação, e 1,0, ao término do ensaio (400 h). Neste caso as tensões radiais totais resultantes medidas após a dissipação equivalem a aproximadamente 65% das tensões radiais totais medidas logo após a cravação.

- **Paikowsky e Hart (2000)**

Nos estudos de Paikowsky e Hart (2000) são apresentados resultados de medidas de campo obtidas através da cravação de uma estaca piloto conhecida por “MDMP” (Multiple deployment Model Pile).

A estaca “MDMP” foi desenvolvida para monitorar a interação solo/estaca durante todo o ciclo de vida de uma estaca, fornecendo as seguintes informações: Força dinâmica e aceleração no topo da estaca e ao longo do fuste durante a cravação; Leituras de pressões neutras e tensões radiais durante e após a cravação; atrito lateral e resistência de ponta durante provas de carga estáticas. Essas medidas permitiram observar o ganho de capacidade de carga com o tempo e monitorar com precisão as relações de transferência de carga.

A estaca-piloto, com 7,62 cm de diâmetro, foi cravada em Newbury – Massachussetts, cujo subsolo é composto por uma camada superficial de aterro, com 2,7 m de espessura, sobreposta a uma camada de argila, conhecida por “Boston Blue Clay”, muito sobreadensada (RSA entre 2,0 e 7,0) até 5,5 m de profundidade e pouco sobreadensada (RSA entre 1,0 e 1,7) até 16,5 m de profundidade. Vale observar que esta última camada, na qual foram realizadas as leituras de excesso de pressões neutras e das pressões totais, é caracterizada por resistência não-drenada de aproximadamente 25 kPa.

Durante os estudos a estaca-piloto foi cravada até aproximadamente 12,0 m de profundidade. As pressões totais radiais monitoradas por uma célula de carga instalada a 1,5 m da ponta, foram registradas durante aproximadamente 200 horas, conforme apresentado na Figura 2. 19.

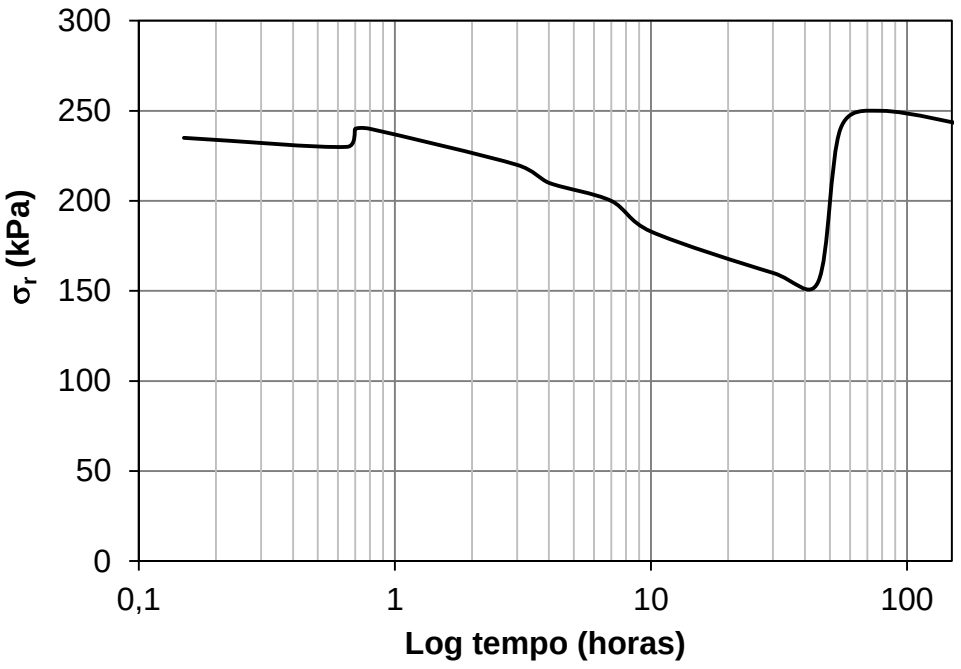


Figura 2. 19 - Gráfico das tensões radiais totais em função do tempo para estaca piloto com 7,62 cm de diâmetro. (Paikowsky e Hart, 2000).

Os dados de campo indicam uma diminuição da tensão radial total até aproximadamente 35 horas após a cravação, variando entre 235 e 155 kPa.

Neste caso a tensão radial total medida após 35 horas da cravação equivale a aproximadamente 65% da tensão radial medida logo após a cravação. No entanto, observou-se um acréscimo brusco das tensões após este período, resultando em tensões aproximadamente iguais às tensões registradas logo após a cravação. Vale observar que os autores não apresentam uma justificativa clara para este fato.

- **Avaliação comparativa dos estudos sobre a variação de σ_r**

Os estudos apresentados acima (ETC, 1986; Lehane e Jardine, 1994; Paikowsky e Hart, 2000), indicam com clareza uma diminuição das pressões radiais totais após a cravação das estacas-teste. Apesar dos autores não apresentarem uma explicação detalhada para este fenômeno, todos citam que essa diminuição está relacionada a um rearranjo das partículas do solo ao redor da estaca, que sofre grandes deslocamentos durante a cravação, ocorrendo simultaneamente à dissipação das pressões neutras geradas ao redor das estacas.

A Figura 2. 20 mostra para os três casos apresentados, as variações das tensões radiais totais normalizadas pelas respectivas resistências não-drenadas, em função do tempo.

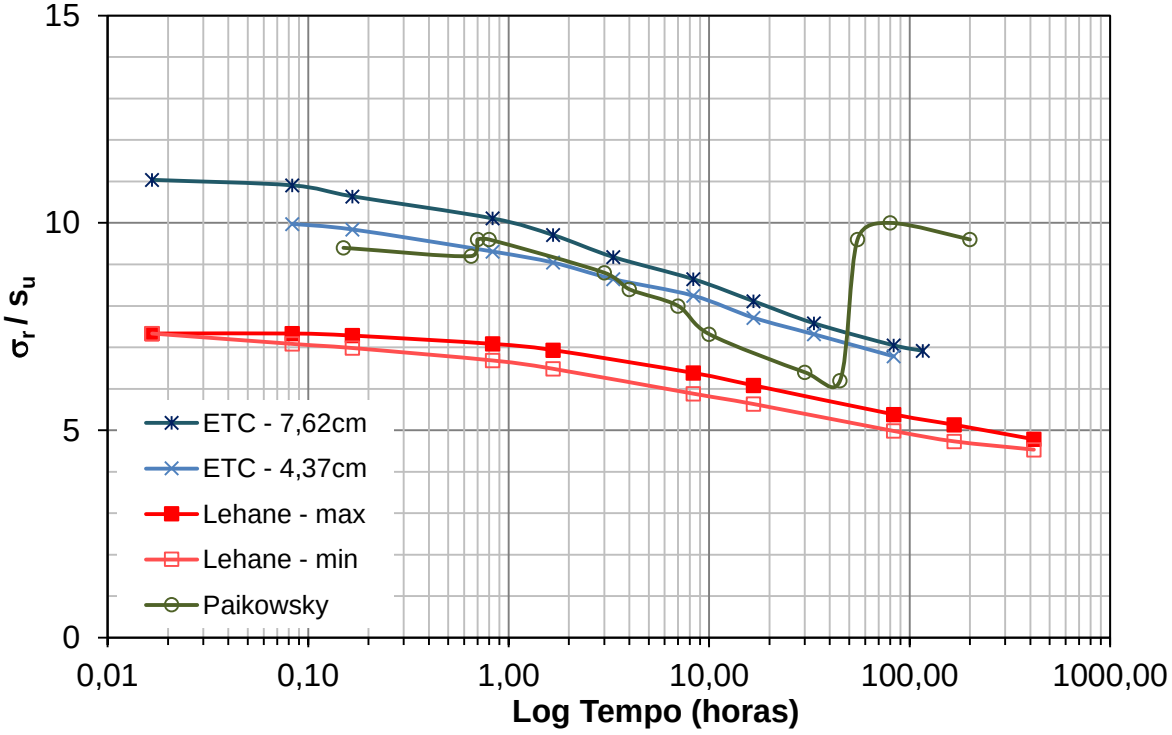


Figura 2. 20 - Gráfico da relação entre as tensões radiais e as respectivas resistências não-drenadas, apresentadas em função do tempo.

Observa-se que os estudos ETC (1986) e Paikowsky e Hart (2000), indicam valores de σ_r logo após a cravação em torno de 10 vezes s_u. Já os estudos de Lehane e

Jardine (1994) indicam que, logo após a cravação, os valores de σ_r são de aproximadamente 7 vezes s_u.

A Figura 2. 21 apresenta as tensões radiais totais, indicadas pela relação entre a tensão após a dissipação e a tensão medida logo após a cravação.

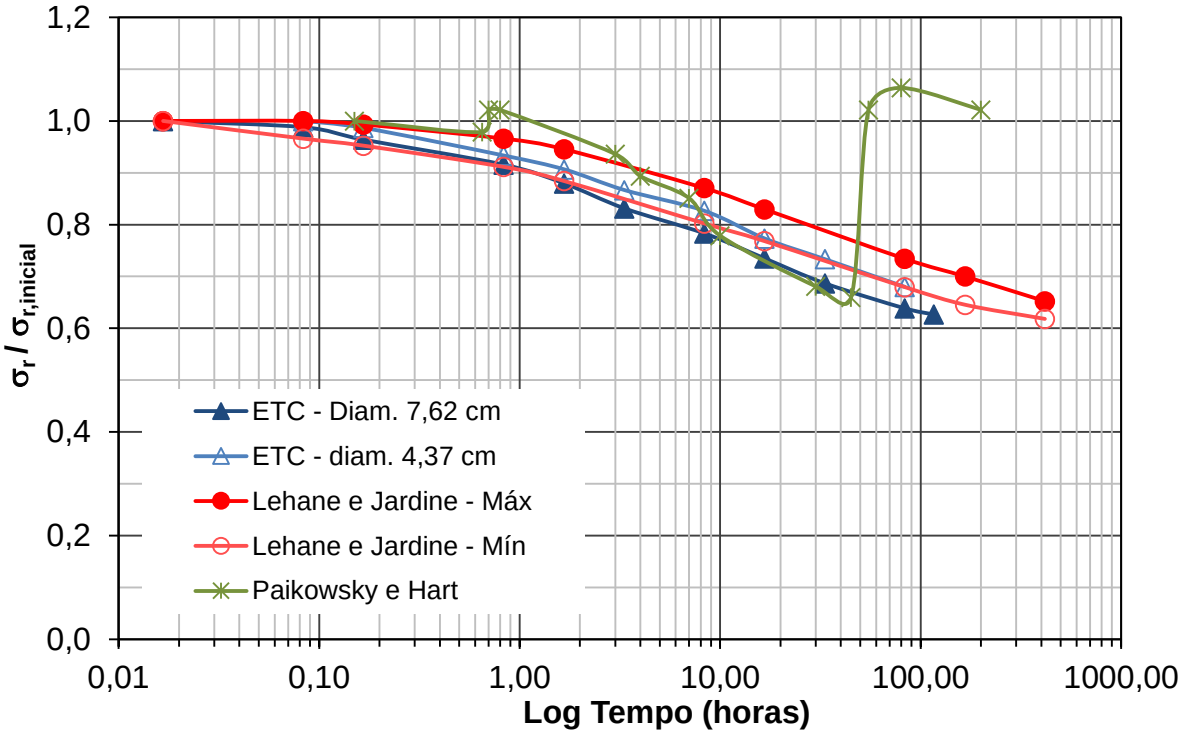


Figura 2. 21 - Gráfico da relação entre as tensões radiais finais e após a cravação, apresentadas em função do tempo.

Vale observar que nos estudos citados foram utilizadas estacas-piloto com diâmetros entre 4,4 e 10,2 cm, cravadas em solos pouco sobreadensados (RSA entre 1,0 e 1,9) e em todos os casos foram registradas tensões radiais finais equivalentes a aproximadamente 60% da tensão radial medida após a cravação (σ_{ri}), com exceção do estudo de Paikowsky e Hart (2000) que registrou um acréscimo brusco das tensões após aproximadamente 45 horas.

2.4. TEORIA DA EXPANSÃO DA CAVIDADE CILÍNDRICA

As formulações analíticas disponíveis para estimativa das pressões neutras geradas durante a cravação de uma estaca (Vésic, 1977; Randolph et al., 1979; Cao et al., 2001, dentre outros) geralmente se baseiam na teoria da expansão da cavidade cilíndrica, também utilizada em análises de diversos assuntos geotécnicos.

A teoria da expansão da cavidade cilíndrica trata da expansão de uma cavidade de comprimento infinito e raio inicial, r_0, até o raio final, r, em um solo isotrópico e homogêneo. Na Figura 2. 22 estão apresentadas as variáveis envolvidas nos problemas de expansão da cavidade cilíndrica.

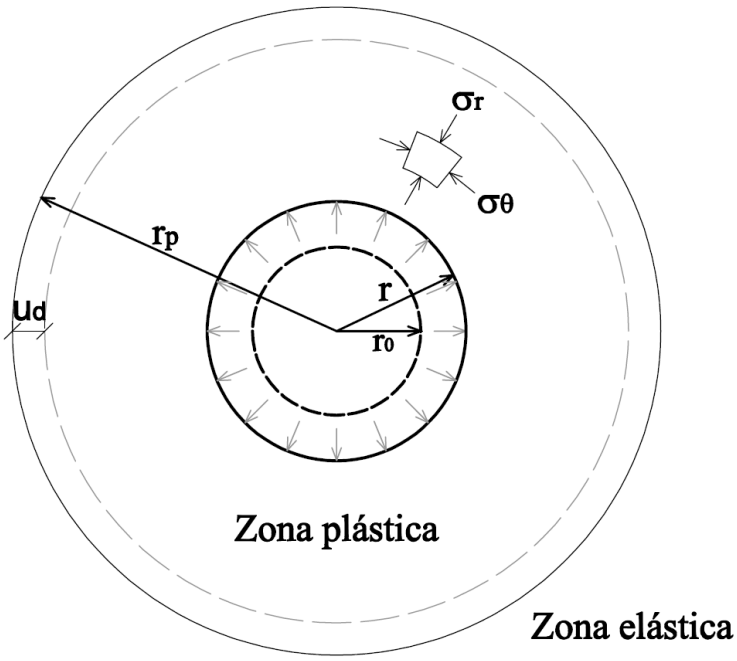


Figura 2. 22 - Modelo utilizado na teoria da expansão da cavidade cilíndrica.

Considerando que o modelo é axissimétrico e o solo homogêneo, o problema se torna unidimensional, uma vez que a análise em uma única direção pode ser extrapolada ao redor de toda a seção da estaca. As análises são geralmente realizadas com coordenadas cilíndricas (r,θ) de forma a simplificar as equações envolvidas.

As modificações nas tensões e nas pressões neutras podem ser estimadas através de soluções analíticas fechadas (Soderberg, 1962; Vesic, 1972; Randolph & Wroth, 1979) ou através de soluções numéricas utilizando o método dos elementos finitos (Randolph et al., 1979).

2.4.1. Excessos de Pressões neutras Após a Cravação

No caso de soluções fechadas para a análise de tensões e pressões neutras causadas pela cravação de uma estaca de grande comprimento (comprimento > 10 raios) a solução mais utilizada é a apresentada por Vesic (1972) na qual o solo é considerado como elástico perfeitamente plástico.

Devido ao aumento das tensões no solo causado durante a cravação de uma estaca, considera-se que haverá um trecho de raio r_p no qual o solo estará plastificado e os excessos de pressões neutras serão maiores que zero (ver Figura 2. 22). A partir deste trecho ($r>r_p$), o solo terá comportamento elástico puro e não apresentará excessos de pressões neutras.

Na Figura 2. 23 está indicado o raio r_p, na interface entre o solo plastificado e o solo com comportamento elástico puro, e uma curva característica dos excessos de pressões neutras geradas pela instalação da estaca.

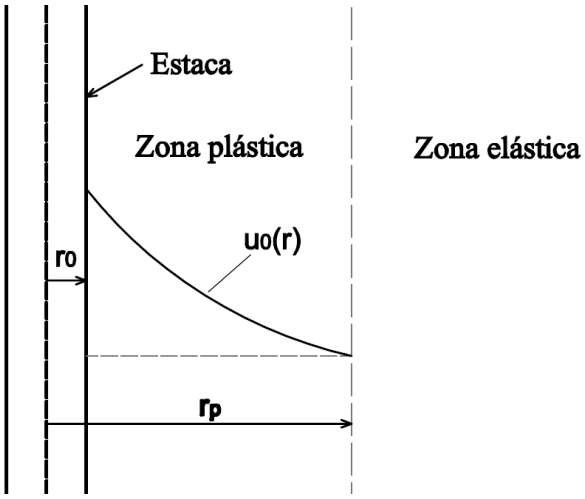


Figura 2. 23 -. Representação do solo ao redor da estaca, indicando a distância r_p e os excessos de pressões neutras ao final da cravação.

Os excessos de pressões neutras após a cravação de uma estaca de raio r_0 em solo um caracterizado pelo módulo cisalhante, G, e pela resistência não-drenada, s_u, são obtidos através da Equação (2.4):

$$\Delta u = 2.S_u.\ln\left(\frac{r_p}{r}\right), \quad r_0 \leq r \leq r_p \tag{2.4}$$

$$\Delta u = 0, \quad r \geq r_p \quad .$$

Onde: $r_p = \sqrt{\left(\frac{G}{S_u}\right).r_0^2}$

Em particular o máximo excesso de poropressão na face da estaca ($r=r_0$) é dado por:

$$\Delta u_{max} = S_u.\ln\left(\frac{G}{S_u}\right) \tag{2.5}$$

O fator G/s_u, é o índice de rigidez, I_r, que, para solos argilosos, varia entre 10 e 400 (Ladanyi, 1963), sendo os valores mais usuais para argilas moles próximos a 50 (Randolph & Wroth, 1979). Para solos da Baixada Santista é usual adotar G/s_u igual a 80.

A Figura 2. 24 apresenta as curvas de $\Delta u/s_u$ em função da distância ao eixo (r/r_o), estimados através da equação (4). As curvas foram obtidas para diversos valores do índice de rigidez.

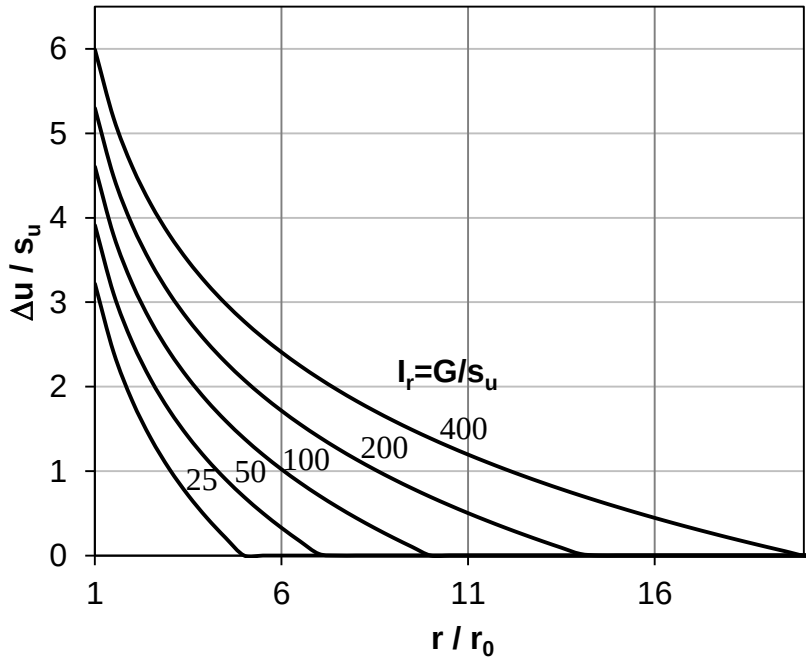


Figura 2. 24 - Gráfico dos valores estimados de $\Delta u/s_u$ em função da distância r/r_0.

Alguns estudos comparando dados de campo com as estimativas de pressões neutras apresentadas acima indicam que os resultados são satisfatórios para as argilas normalmente adensadas ou pouco sobreadensadas (RSA<2). No entanto, para os casos nos quais a tensão de sobreadensamento é muito elevada, observou-se que a Equação (4) superestima os excessos de pressões neutras causados durante a cravação, sendo observado em campo que nestes casos os excessos de pressões neutras são desprezíveis ou, em alguns casos, foram até observadas pressões neutras negativas ao redor da estaca.

2.4.2. Dissipação das Pressões Neutras

Nos estudos de Cummings et al (1950), Bjerrum et al (1958), Bjerrum e Johannessen (1961) e Koizumi e Ito (1967) foram apresentados resultados de monitoramentos piezométricos realizados com intuito de avaliar a dissipação do pressões neutras em solos argilosos ao redor de estacas cravadas. Observou-se que a variação nas pressões neutras é constante com a profundidade e, portanto, concluiu-se que o fluxo

de água ocorre predominantemente na direção radial à estaca. Neste contexto a dissipação das pressões neutras pode ser avaliada de forma unidimensional considerando-se o solo com comportamento anisotrópico e a seção axisssimétrica.

Admitindo que o solo se deforma com comportamento elástico durante o adensamento, a equação que governa a variação das pressões neutras em um meio infinito é semelhante à equação para adensamento unidirecional de Terzaghi (Randolph e Wroth, 1979), definida por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h . \left(\frac{\partial^2 \mathrm{u}}{\partial \mathrm{r}^2} + \frac{\partial \mathrm{u}}{\mathrm{r}\,\partial \mathrm{r}} \right) \tag{2.6}$$

Onde

$$\mathrm{c_h} = \frac{\mathrm{k}}{\gamma_\mathrm{w}} \frac{2\mathrm{G}(1-\nu)}{(1-2\nu)} \tag{2.7}$$

Soderberg (1962) apresentou uma solução para o adensamento radial ao redor de estacas utilizando a técnica de diferenças finitas e usando o fator adimensional T, definido através da Equação (2.3).

Na Figura 2. 25 são apresentadas, de forma gráfica, valores de $\Delta u/s_u$ em função da constante T obtidos através da metodologia citada acima para solos com valores de G/s_u entre 25 e 400.

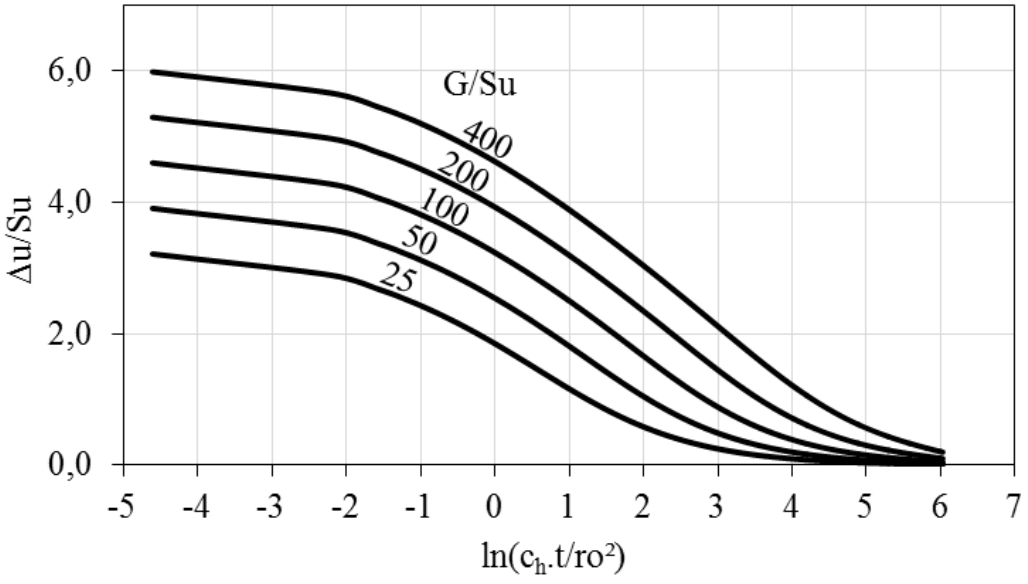


Figura 2. 25 - Gráfico dos valores estimados de Δu/s_u em função do lnT.

Nota-se que os resultados estão apresentados em função do ln da constante T, de forma a simplificar a visualização dos resultados. As estimativas sugerem que o T_{95}, fator T para 95% da dissipação, varia entre 3,0 e 6,0 para solos com relação G/s_u de 25 e 400, respectivamente.

2.4.3. Parâmetros envolvidos

A metodologia apresentada considera o solo com comportamento elástico perfeitamente plástico, ou seja, o solo tem comportamento elástico linear puro até que seja atingida a tensão de plastificação.

Os parâmetros necessários para a estimativa do desenvolvimento das pressões neutras geradas pela cravação de estacas são principalmente o índice de rigidez (G/s_u) e o pelo coeficiente de adensamento horizontal (c_h). A definição destes parâmetros pode ser obtida por dados disponíveis na bibliografia, para solos de mesma gênese, ou através de ensaios específicos.

2.4.3.1. Índice de rigidez

O índice de rigidez, definido pela relação G/s_u, é geralmente obtido através de ensaios triaxiais, e corresponde ao módulo de cisalhamento para 50% da resistência não-drenada do solo. Os valores para o índice de rigidez (I_r) de argilas moles encontrados na literatura são I_r=80 (Massad, 2009), I_r=100 para Porto Alegre (Soares, 1997) e de I_r=80 para o Rio de Janeiro (Ortigão, 1980).

2.4.3.2. Coeficiente de adensamento horizontal

O coeficiente de adensamento horizontal (c_h), pode ser determinado através de ensaios de dissipação do piezocone. Ao se interromper a cravação do piezocone no solo, as variações da poropressão são monitoradas ao longo do tempo, resultando em curvas de pressões neutras em função do tempo, conforme o exemplo da Figura 2. 26.

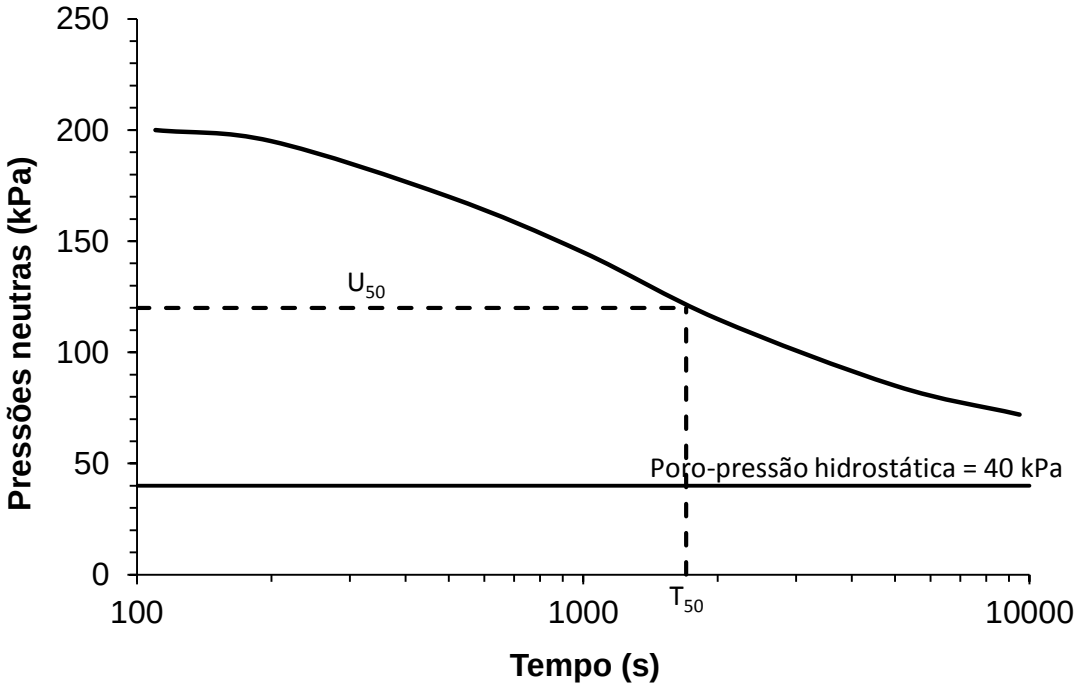


Figura 2. 26 - Resultado típico do ensaio de dissipação de piezocone (Schnaid, 2000).

Para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (c_h), Danziger e Schnaid (2000) recomendam o método proposto por Houlsby e Teh (1988). O processo de dissipação recomendado pode ser definido em função do fator adimensional T*, de acordo com a equação a Equação (2.8):

$$c_h = \frac{T^*.R^2.\sqrt{I_r}}{t} \tag{2.8}$$

Sendo:

R = raio do piezocone

t = tempo de dissipação (normalmente adotado o t50%)

I_r = índice de rigidez (=G/s_u)

G =módulo de cisalhamento do solo para 50% da resistência

Na Tabela a seguir são listados os valores do fator tempo T* em função da porcentagem de dissipação e da posição do filtro, proposto por Houlsby & Teh (1988).

Tabela 2. 4 - Valores do fator T em função da porcentagem de dissipação.*

U	**Posição do filtro**		
(%)	**Vértice do cone**	**Face do cone**	**Base do cone**
20	0,001	0,014	0,038
30	0,006	0,032	0,078
40	0,027	0,063	0,142
50	0,069	0,118	0,245
60	0,154	0,226	0,439
70	0,345	0,463	0,804
80	0,829	1,040	1,600

2.4.4. Comparação entre estimativas teóricas e casos de obra

- **Pressões Neutras**

A curva teórica das pressões neutras geradas durante a cravação de uma estaca indica que, para solos com G/s_u igual a 200, as pressões são nulas para distâncias a partir de aproximadamente 14 raios da estaca, enquanto os dados de campo obtidos por Robertson et al. (1990) sugerem sobrepressõres consideráveis a uma distância da estaca de aproximadamente 17,5 raios (*Figura 2. 27* -).

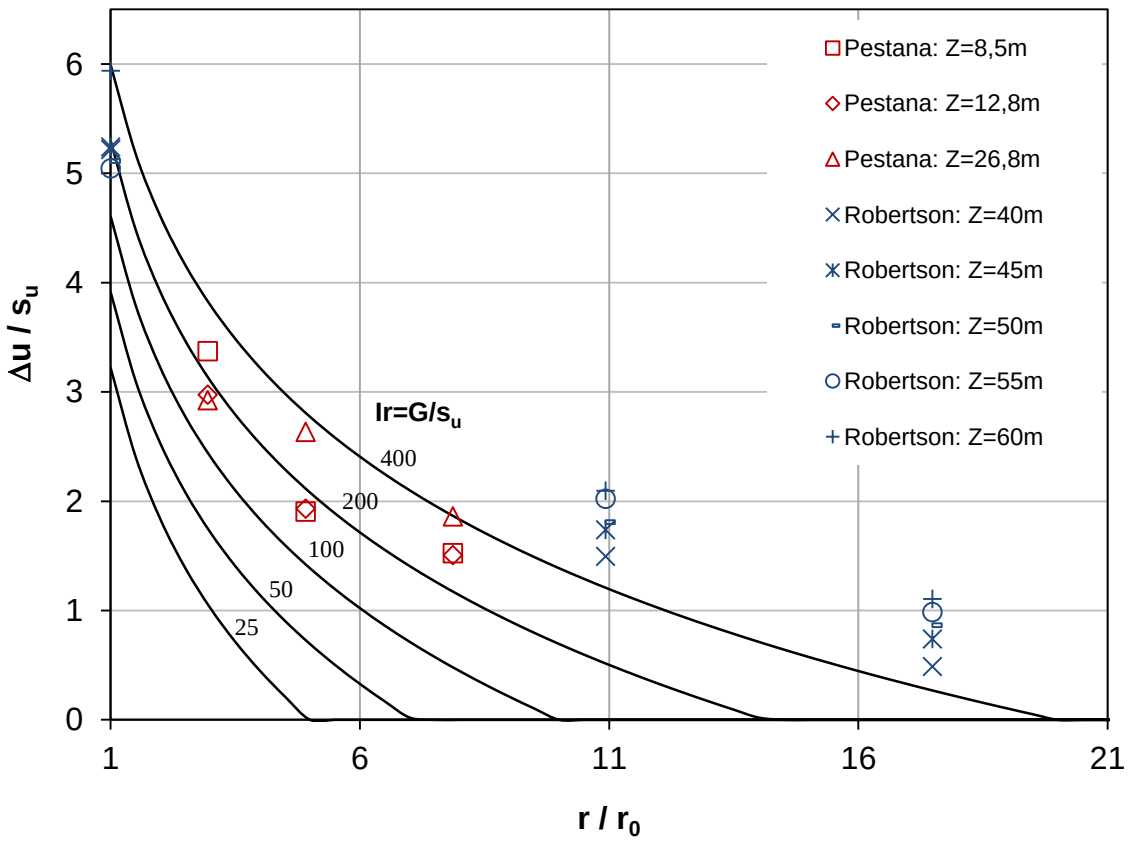


Figura 2. 27 - Gráfico de $\Delta u/s_u$ em função da distância normalizada – Teórico e dados da bibliografia.

Na Figura 2. 28 estão representados os dados de dissipação das pressões neutras obtidos em estudos específicos, conforme a Figura 2. 16. Adicionalmente estão apresentadas duas curvas teóricas para G/s_u igual a 25 e 200, considerando um valor usual para o coeficiente de adensamento horizontal de um solo argiloso, igual a 3.10^{-3} cm^2/s, uma vez que este parâmetro não foi definido nos estudos em questão.

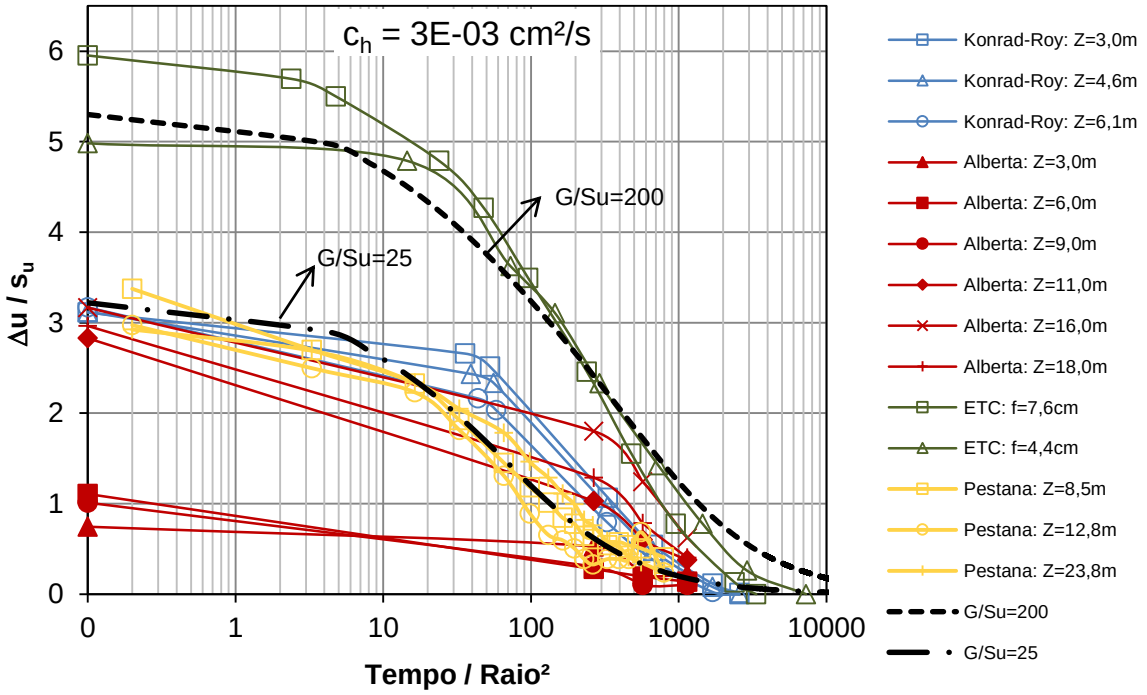


Figura 2. 28 - Gráfico de $\Delta u/s_u$ em função do tempo normalizado pelo raio ao quadrado – Teórico e dados da bibliografia.

Na opinião do autor, o fato das pressões medidas por Robertson et al. (1990) serem superiores ao previsto pela teoria, pode estar relacionado à cravação de outras estacas próximas ao local do estudo, influenciando os resultados. Já no caso dos estudos que avaliaram a dissipação das pressões neutras em função do tempo, as curvas teóricas apresentaram boa correlação com alguns dados de campo, no entanto, o coeficiente de adensamento horizontal (c_h) foi estimado podendo haver grande variação nos parâmetros de cada solo. Portanto, para que a metodologia teórica fosse validada, seriam necessárias informações adicionais, não apresentadas nos estudos em questão.

- **Tensões radiais totais**

Os casos de obras apresentados no item 2.3.4 indicam variações significativas das tensões radiais totais em função do tempo, cujos ensaios indicaram redução de até 60% das tensões entre a leitura realizada ao término da cravação e a leitura após a dissipação das pressões neutras.

Acredita-se que o entendimento deste fenômeno seja essencial para a avaliação teórica do efeito “set-up”. No entanto, as análises com comportamento elástico perfeitamente plástico indicam variações insignificantes quando comparados aos resultados obtidos em estudos de campo.

Neste contexto conclui-se que as metodologias de cálculo citadas acima, baseadas em modelo elástico perfeitamente plástico, não são indicadas para estimar as variações das tensões totais em função do adensamento do solo ao redor das estacas, uma vez que estes métodos supõem que as tensões totais se mantém praticamente constante após o término da cravação. Sendo assim, as análises das tensões totais através do método teórico serão desprezadas e avaliações mais realistas, utilizando análises numéricas com modelos reológicos mais complexos, serão apresentadas no item a seguir.

2.5. ANÁLISES NUMÉRICAS PARA AVALIAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

2.5.1. Modelagens numéricas

Análises numéricas, realizadas através de softwares específicos, são amplamente utilizadas em avaliações de projetos geotécnicos para diversas aplicações como análise de estabilidade de taludes, simulação de adensamento em aterros sobre sole moles, análise de fluxo em barragens, dentre outros. No campo de fundações, diversos estudos modelam a cravação de estacas através de análises axissimétricas,

simulando a expansão de uma cavidade cilíndrica, com intuito de avaliar as variações de tensões e pressões neutras no solo, bem como a interação solo-estaca.

O estudo de estacas isoladas é usualmente feito em modelos axissimétricos, nos quais considera-se que as estruturas são circulares com seção transversal simétrica e carregamentos uniformes em torno do eixo central (eixo y), onde as deformações e os carregamentos são iguais em todas as direções radiais.

Na Figura 2. 29 apresenta-se um croqui esquemático de um modelo axissimétrico, no qual o eixo x representa a direção radial (raio), logo nunca podem ser considerados valores negativos para este eixo, e o eixo y corresponde à linha axial de simetria.

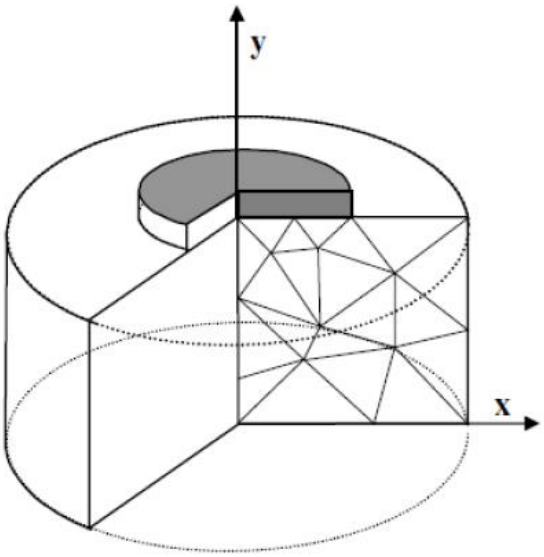


Figura 2. 29 - Exemplo de um problema axissimétrico (Brinkgreve et al, 2004)

Em aplicações como a modelagem de estacas cravadas é usual simular o processo de cravação modelando a expansão de uma cavidade cilíndrica com raio inicial nulo. Na prática os cálculos numéricos devem iniciar com uma cavidade cilíndrica de raio finito para evitar tensões radiais infinitas que ocorreriam caso fosse considerada uma cavidade com raio inicial nulo.

Neste contexto, Carter *et al.* (1979) definiram algumas relações entre o raio da cavidade cilíndrica (modelo) e o raio da estaca que levam a resultados satisfatórios ao comparar os dados de campo com a modelagem numérica. Os estudos sugerem que para simular a cravação de estacas deve-se modelar a expansão de uma cavidade com raio inicial (a_0) até o raio final (a_f), equivalente a 2 vezes a_0. O raio inicial (a_0) é definido pela relação:

$$a_0 = \frac{r_0}{\sqrt{3}} \tag{2.9}$$

Onde:

a_0: Raio inicial da cavidade cilíndrica;

r_0: Raio da estaca.

Esta situação está indicada na Figura 2. 30 que apresenta de forma esquemática as relações entre a cavidade adotada na modelagem e a respectiva estaca. Nota-se que os raios inicial e final da cavidade cilíndrica equivalem a 0,58 e 1,15 vezes r_0, respectivamente.

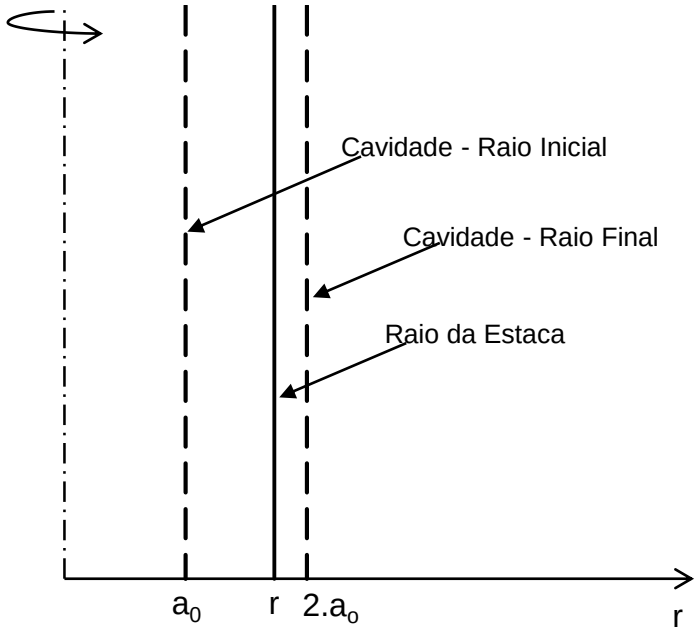


Figura 2. 30 - Modelo de expansão de cavidade cilíndrica para avaliação de estacas cravadas.

O programa Plaxis permite analisar casos com diferentes camadas de solos que podem ser caracterizados pelos seguintes modelos reológicos: modelo elástico linear, modelo Mohr-Coulomb (comportamento elasto-perfeitamente plástico), modelo Jointed Rock (comportamento anisotrópico elasto-plástico), modelo Hardening Soil (modelo mais complexo, baseado no modelo Mohr-Coulomb), modelo Soft Soil (também conhecido por modelo Cam-Clay) e modelo Soft Soil Creep (que leva em consideração efeitos viscosos dos solos).

Nos estudos de Carter et al. (1979) foram avaliados resultados de análises numéricas assumindo modelos com comportamento elasto-plástico (Mohr-Coulomb) e Cam-Clay e estes foram comparados às estimativas teóricas propostas por Randolph et al (1979). Estes comparativos indicam que a estimativa das pressões neutras ao redor das estacas é similar para os diferentes modelos avaliados, exceto quanto às estimativas das tensões totais ao redor da estaca após a cravação (expansão da cavidade cilíndrica), com diferenças acentuadas entre eles.

A Figura 2. 31 e a Figura 2. 32 apresentam respectivamente as variações nas pressões neutras e nas tensões totais apresentadas no estudo em questão.

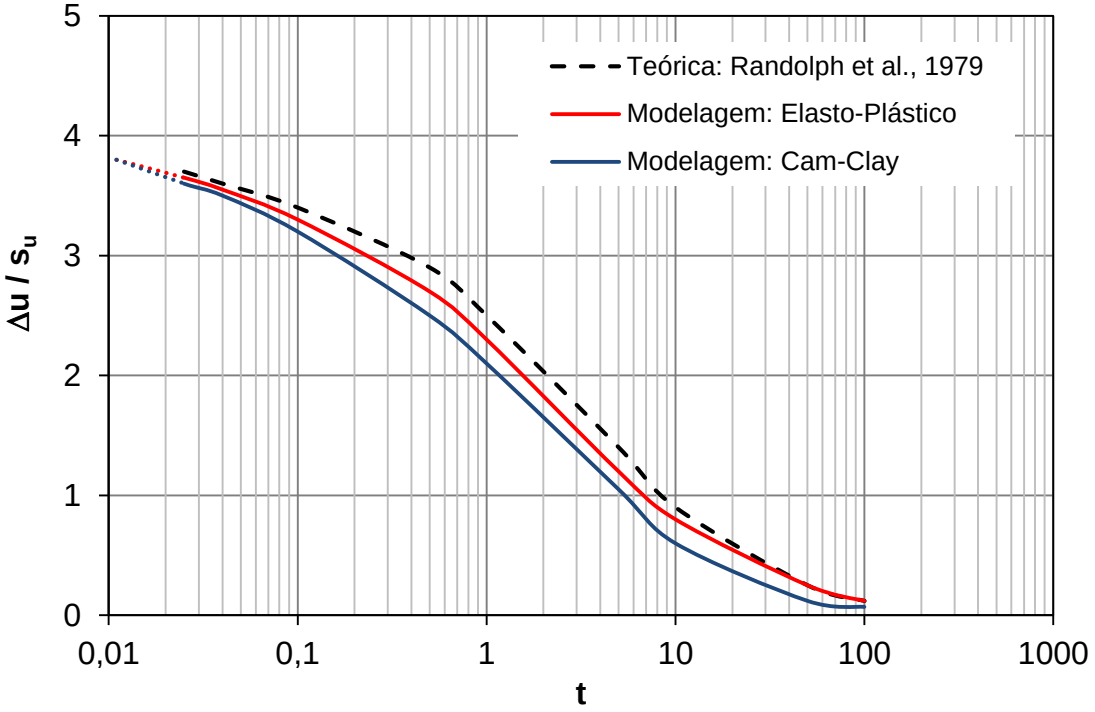


Figura 2. 31 - Variação das pressões neutras ao redor da estaca em função de um fator tempo (Carter et al., 1979)

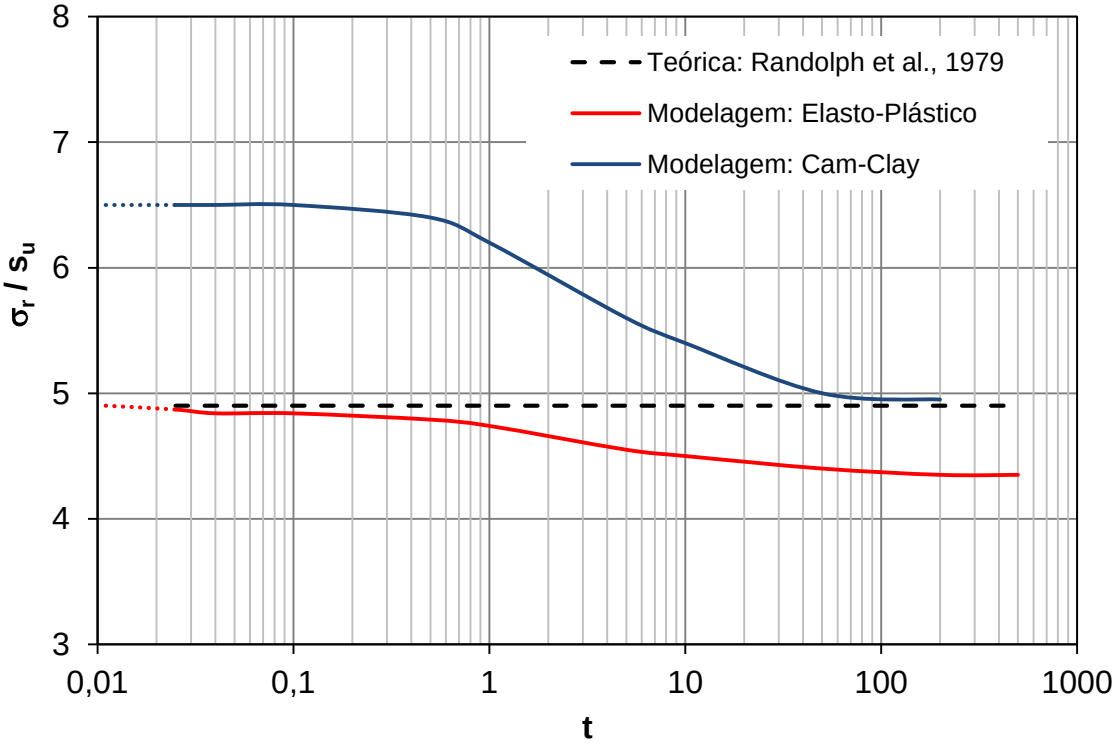


Figura 2. 32 - Variação das tensões radiais totais ao redor da estaca em função do tempo (Carter et al., 1979)

Os resultados apresentados deixam evidente que as variações das poropressões em virtude da cravação de estacas são estimadas com boa precisão através dos 3 métodos utilizados, sendo eles a metodologia teórica de Randolph et al. (1979), detalhada no capítulo 2, e análises numéricas adotando modelos elástico perfeitamente plástico e Cam-Clay.

Já as análises das tensões totais avaliadas pelos 3 métodos distintos resultaram em valores muito diferentes em cada caso, com valores mais elevados na análise numérica com modelo Cam-Clay e variações com o tempo mais acentuadas também neste modelo. Nota-se que no caso da metodologia proposta por Randolph et al. (1979) não são consideradas as dissipações das pressões totais com o tempo, efeito já estudado e confirmado com dados de campo em capítulo anterior.

2.5.2. Modelos adotados neste trabalho

As análises realizadas neste trabalho foram feitas através de dois modelos distintos de solo, sendo o primeiro caracterizado por modelo linear elástico perfeitamente plástico, considerando critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e o segundo modelo ainda elasto-plástico levando em conta o enrijecimento do solo, conhecido por “Hardening soil”, desenvolvido exclusivamente para o software Plaxis.

2.5.2.1. Modelo Linear elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb)

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, caracterizado por comportamento linear elástico perfeitamente plástico, é constituído de cinco parâmetros que podem ser obtidos através de ensaios básicos de laboratório, sendo eles:

- E_{50} – Módulo de elasticidade a 50% da ruptura;
- C – Coesão;
- ϕ – Ângulo de atrito;

- ψ - Ângulo de dilatância;
- ν - Coeficiente de Poisson.

A Figura 2. 33 apresenta os módulos de elasticidade inicial, E_0, e a 50% da tensão de ruptura, E_{50}.

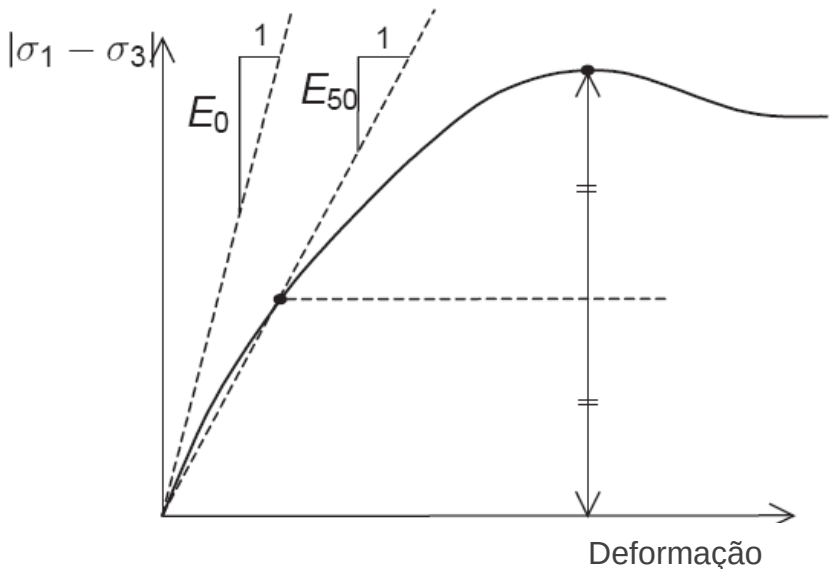


Figura 2. 33 - Representação da obtenção dos módulos de elasticidade, E_0 e E_{50} (Brinkgreve et al, 2014).

O mais usual em análises geotécnicas para modelos que envolvem grandes deformações, como é o caso de cravação de estacas, é utilizar o modulo E_{50}.

A Figura 2. 34 apresenta um gráfico tensão x deformação, caracterizando um modelo linear elástico perfeitamente plástico.

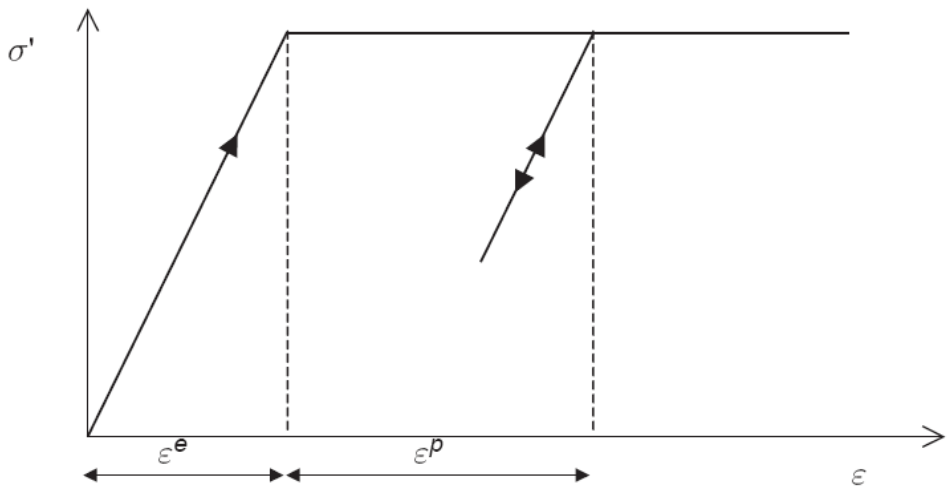


Figura 2. 34 - Representação básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Brinkgreve et al, 2014).

Nota-se que o modelo linear elástico perfeitamente plástico é caracterizado por uma envoltória de plastificação pré-definida, que independe do nível de deformação, e neste modelo, considera-se que as deformações elásticas são totalmente reversíveis.

No software Plaxis 2014 a condição de plastificação pelo critério de Mohr-Coulomb obedece a seis equações formuladas a partir das tensões efetivas principais ($\sigma`_1$, $\sigma`_2$ e $\sigma`_3$).

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3).\sin\varphi - c.\cos\varphi \ \leq 0 \tag{2.10}$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2).\sin\varphi - c.\cos\varphi \ \leq 0 \tag{2.11}$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1).\sin\varphi - c.\cos\varphi \ \leq 0 \tag{2.12}$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3).\sin\varphi - c.\cos\varphi \ \leq 0 \tag{2.13}$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2).\sin\varphi - c.\cos\varphi \ \leq 0 \tag{2.14}$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1).\sin\varphi - c.\cos\varphi \ \leq 0 \tag{2.15}$$

Para casos de solos coesivos, c>0, o critério Mohr-Coulomb considera que o solo suporta tração. Na realidade, solos suportam muito pouca ou nenhuma solicitação à tração e, neste caso, os círculos de Mohr não podem apresentar tensões principais positivas. Este comportamento pode ser simulado no software Plaxis, utilizando a ferramenta “Tension Cut-off” que introduz três funções de plastificação adicionais.

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \ \leq 0 \tag{2.16}$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \ \leq 0 \tag{2.17}$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \ \leq 0 \tag{2.18}$$

2.5.2.2. Modelo de enrijecimento do solo (“Hardening Soil”)

O modelo de endurecimento é considerado avançado para simular o comportamento de diferentes tipos de solo, tanto solos moles como solos rijos (Schanz, 1999). Este modelo tem sua superfície de plastificação não fixada ao espaço de tensões principais, podendo expandir-se devido a deformações plásticas.

Em Desai & Siriwardane (1984) enfatiza-se que muitos materiais de engenharia apresentam endurecimento durante as deformações plásticas. O endurecimento destes materiais é descrito utilizando-se critérios que diferenciam se o endurecimento do material ocorre de forma isotrópica ou anisotrópica. Os mesmos autores citam que materiais inicialmente isotrópicos podem exibir anisotropia associada à ocorrência do endurecimento.

No caso especial do ensaio triaxial drenado, observou-se que a relação entre tensões desviatórias e deformações axiais podem ser aproximadas por uma hipérbole. Esta relação foi formulada por Kondner (1963) e mais tarde utilizada como o conhecido modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970).

Segundo Brinkgreve *et al.* (2014), o modelo de Endurecimento supera o modelo hiperbólico tradicional, por usar a teoria da plasticidade ao invés da teoria da

elasticidade, por incluir a dilatância do solo e por introduzir uma “tampa” ou “chapéu” na superfície de plastificação.

Na Figura 2. 35 apresenta-se a superfície de plastificação do modelo de endurecimento para solos não-coesivos.

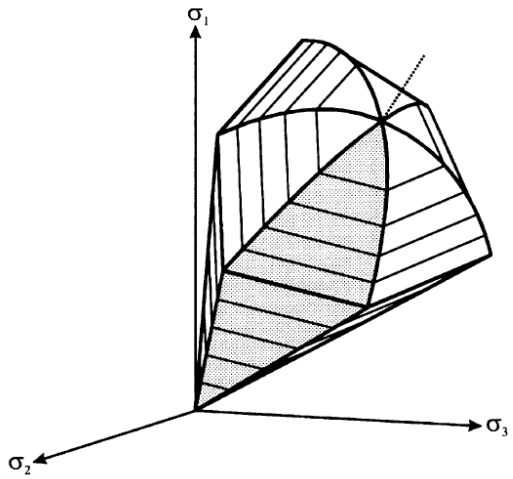


Figura 2. 35 - Representação da superficíe de plastificação do modelo de endurecimento para solos não-coesivos (Schanz et al., 1999).

Alguns dos principais parâmetros para utilização do modelo de endurecimento são:

- m: Parâmetro exponencial que relaciona tensão e rigidez;
- E_{50}^{ref}: Rigidez secante em ensaio triaxial CU;
- E_{oed}^{ref}: Rigidez tangente para carregamento primário em ensaio oedométrico;
- E_{ur}^{ref}: Rigidez no descarregamento/recarregamento em ensaio oedométrico;
- ν_{ur}: Coeficiente de Poisson no descarregamento/recarregamento;
- p^{ref}: Tensão de referência;

A ideia básica para formulação do modelo de endurecimento, considera uma relação hiperbólica entre deformação vertical (ε_1) e a tensão desviatória (q). Com relação ao ensaio triaxial drenado, o modelo de Endurecimento proposto por Schanz (1999), tende a curvas de plastificação (“yield curves”) que podem ser definidas pelas equações a seguir.

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2.E_{50}} . \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \qquad para\ q \leq q_f \tag{2.19}$$

$$q_f = \left(\frac{6.\sin\varphi_p}{3 - \sin\varphi_p}\right) . \left(p^{ref} + c.\cot\varphi_p\right) \tag{2.20}$$

Sendo:

q_a: tensão correspondente à assíntota; (Figura 2. 36)

q_f: tensão de ruptura;

φ_p: ângulo de atrito na ruptura;

p^{ref}: pressão de referência para ensaios triaxiais sendo:

$\sigma_3 = 0 \rightarrow p^{ref}$ = 100 kPa (≅ 1 atmosfera);

$\sigma_3 \neq 0 \rightarrow p^{ref} = \sigma_3$ do ensaio.

A equação apresentada para definição da tensão de ruptura (q_f) deriva do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, envolvendo os parâmetros de resistência c e φ_p. Assim que o valor de q se iguala ao valor de q_f o critério de ruptura é satisfeito, ocorrendo deformações perfeitamente plásticas. A razão entre a tensão de ruptura (q_f) e a tensão correspondente à assíntota (q_a) é conhecida como razão de ruptura (R_f), sendo que Schanz (1999) sugere um valor de 0,9, adotado como padrão no software Plaxis.

O comportamento tensão deformação para o carregamento desviatório primário é não linear. O módulo E_{50} para o carregamento desviatório primário utilizado é definido pela equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} . \left(\frac{\sigma_3 + c.\cot\varphi_p}{\sigma^{ref} + c.\cot\varphi_p}\right)^m \tag{Eq. 3.12}$$

Sendo :

- E_{50} = módulo de rigidez dependente da tensão para o carregamento primário;

- E_{50}^{ref}= módulo de rigidez correspondente a pressão de referência p_{ref};
- σ_3 = tensão confinante;
- c= coesão;
- p_{ref}= pressão de referência;
- m= Parâmetro exponencial que relaciona tensão e rigidez.

O parâmetro m é definido entre uma faixa de valores de 0 a 1, cujos valores apresentados em Brinkgreve *et al.* (2014) estão apresentados a seguir:

- m = 0,5 para areias e siltes da Noruega, Janbu (1963);
- m = 0,5 a 1, Von Soos (1980);
- m = 1,0 argilas moles sugerido pelo manual do Plaxis (2014).

O módulo de carregamento-descarregamento (E_{ur}) é definido por:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} . \left(\frac{\sigma_3 + c.\cot\varphi_p}{p^{ref} + c.\cot\varphi_p}\right)^m \tag{2.21}$$

Sendo :

- E_{ur}^{ref}: Módulo de elasticidade no descarregamento/recarregamento para a tensão de referência (p^{ref}).

Nota-se que no software PLAXIS (2014) o valor padrão para E_{ur}^{ref} = 3* E_{50}^{ref}.

A Figura 2. 36 apresenta de forma gráfica a obtenção dos módulos de elasticidade E_{50} e E_{ur}.

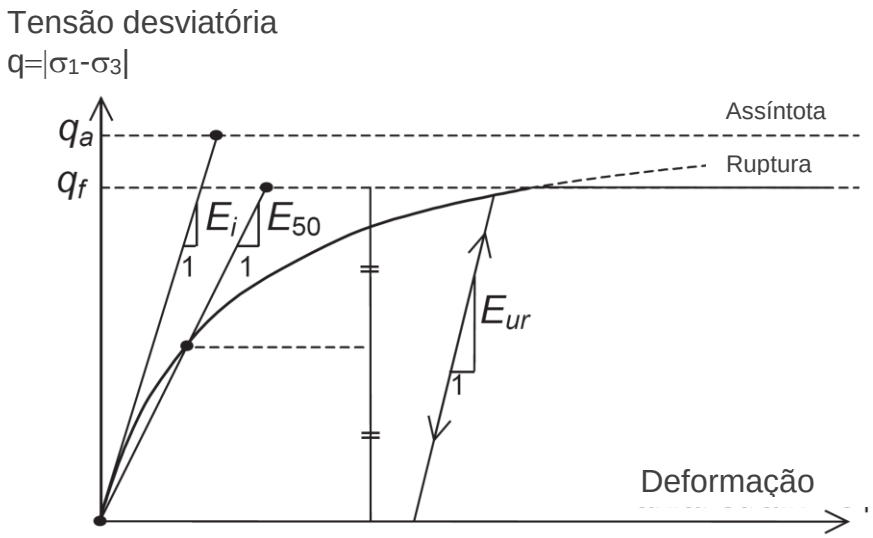


Figura 2. 36 - Relação hiperbólica entre tensão-deformação no carregamento primário para ensaio triaxial drenado (Brinkgreve et al, 2014).

Para o coeficiente de Poisson no carregamento/descarregamento (ν_{ur}) é usual considerar o valor 0,2 (Schanz *et al*, 1999; Brinkgreve *et al*., 2014). Vale observar que no modelo de endurecimento este parâmetro é puramente elástico.

Ao invés de utilizar modelo de rigidez única de Hooke (elasticidade linear) combinado ao modelo de plasticidade ideal de Mohr-Coulomb, o modelo de Endurecimento utiliza uma nova formulação através de um modelo de rigidez dupla para elasticidade, no carregamento e descarregamento, em combinação com as deformações isotrópicas com endurecimento.

Em contraste com os modelos baseados em modelos de elasticidade, o modelo de endurecimento não envolve uma relação fixa entre a rigidez do ensaio triaxial drenado (E_{50}) e o módulo do ensaio oedométrico (E_{oed}). Este módulo é obtido independentemente através da Equação 3.13.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma_1 + c.\cot\varphi_p}{p^{ref} + c.\cot\varphi_p} \right)^m \tag{2.22}$$

Onde:

- E_{oed}: Rigidez tangente para carregamento primário;
- P_{ref}: Tensão de referência.

Notar que diferentemente do considerado em E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref}, neste caso a tensão de referência está relacionada a tensão vertical (σ_1).

A Figura 2. 37 ilustra a obtenção do parâmetro E_{oed}^{ref} através do resultado de ensaio oedométrico.

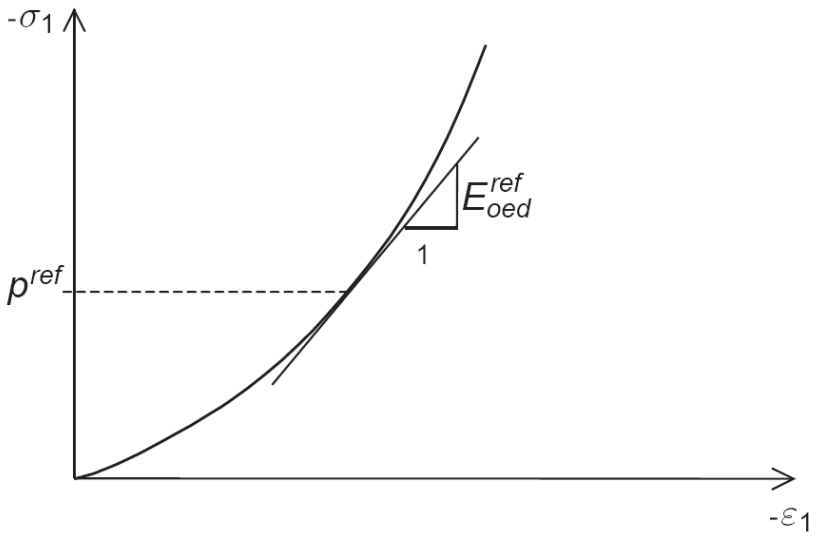


Figura 2. 37 - Definição do parâmetro E_{oed}^{ref} através de ensaio oedométrico *(Brinkgreve et al, 2014).*

CAPÍTULO 3 CASO DE OBRA: TERMINAL DA BTP NA BAIXADA SANTISTA

Neste item, estão apresentadas as principais características da obra e sua inserção no contexto geral dos solos da Baixada Santista, incluindo resultados de investigações geotécnicas executadas na região do cais da BTP (Brasil Terminal Portuário) cujas fundações serão avaliadas no próximo capítulo.

3.1. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

Os dados de campo analisados a seguir foram obtidos nas obras de construção do cais da Brasil Terminal Portuário (BTP) situado na região sudeste brasileira, mais especificamente na margem direita do Canal da Piaçaguera na cidade de Santos. Esta área corresponde ao antigo Lixão da Alemoa, terreno este situado entre os atuais píeres da Alemoa e do Saboó.

A Figura 3. 1 apresenta um mapa indicando a localização geográfica da obra analisada.

Figura 3. 1 - Mapa indicando a localização das obras analisadas, no Porto de Santos (Fonte:googlemaps).

A obra de implantação da BTP é composta basicamente por Cais, Laje de Alívio, Retroárea e Edificações, conforme apresentado na Figura 3. 2.

Figura 3. 2 - Planta de Layout da Brasil Terminal Portuário (BTP).

- **Cais e Laje de Alívio**

O projeto BTP prevê a implantação de um cais com 35,5m de largura e aproximadamente 1.100 m de extensão. Associada a esta estrutura, está prevista uma laje de alívio, com 33,5 m de largura e aproximadamente 882m de extensão.

Essas estruturas são estaqueadas com elementos de fundações em estacas pré-moldadas de concreto (protendidas) com 80 cm de diâmetro, anelar, com espessura de parede de 15 cm, prevendo uso de peças pré-moldadas emendadas e ponteiras metálicas.

- **Dragagem**

Preliminarmente aos serviços de cravação das estacas, sob a projeção do cais e laje de alívio, o projeto BTP prevê a dragagem até a cota –15,0 m, para posteriormente avançar a dragagem até a cota -17,0 m.

É importante destacar que no caso do cais ocorreu dragagem até a cota -10,0 m antes da cravação das estacas, viabilizando o acesso do flutuante para cravação. Já para alguns trechos da laje de alívio a dragagem ocorreu após a cravação das estacas.

A dragagem entre a cota –10,0 m e a cota –17,0 m, ocorreu após finalização do estaqueamento, tanto no cais como na laje de alívio.

- **Retroárea.**

A retroárea do BTP engloba uma área de aproximadamente 589.000 m² onde são implantadas diversas edificações administrativas do empreendimento e o estoque de contêineres com capacidade estática de 27.475 TEU’s, cuja cota final está na cota +3,5 m. É importante dizer que este terreno está situado em local com espessas camadas de solo argiloso mole onde funcionava um antigo lixão e, portanto, durante as obras foi necessário tratar grande volume de solo para descontaminar o terreno e foram implantados aterros de pré-carga, com cota máxima entre +6,5 m e +9,9 m, para aceleração dos recalques.

3.2. ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DA BAIXADA SANTISTA

O litoral do Estado de São Paulo é caracterizado por uma sucessão de planícies sedimentares se estendendo entre a região da serra do mar e o oceano. Estes sedimentos foram depositados durante os últimos 100.000 anos em ciclos distintos de sedimentação e eventuais erosões.

Estudos indicam que durante as fases de glaciação, ocorreu um rebaixamento significativo do nível do mar, influenciando a origem e o histórico de tensões dos solos depositados anteriormente, devido principalmente a um grande rebaixamento do nível d'água de cerca de 130 m, gerando um aumento das tensões efetivas, e ao ressecamento das camadas superficiais de solo. Em seguida, com o final das glaciações, o nível do mar voltou a subir, ocorrendo novos ciclos de sedimentação (Massad, 2009).

Outro fenômeno importante que influenciou as características do solo da região são as deposições temporárias de altas dunas de areia.

Consequentemente existem na região, no mínimo, 2 tipos de solos sedimentares, no que diz respeito à sua origem, sendo eles os solos que sofreram o efeito do grande rebaixamento do nível do mar, e aqueles que foram sedimentados após a volta do nível do mar a níveis próximos do atual. Massad (2009) apresenta características geológicas e parâmetros geotécnicos dos diferentes sedimentos encontrados na região.

Do ponto de vista de classificação granulométrica dos materiais, os solos presentes na Baixada Santista se dividem em duas grandes famílias: areias e argilas siltosas. Esta última pode ser dividida em dois grupos, conforme mencionado acima: os solos anteriores ao grande rebaixamento do nível do mar e aqueles posteriores a este rebaixamento.

Quanto ao comportamento geotécnico, as distintas argilas tem comportamento bastante diferenciado, embora a análise simples de sua granulometria e seus índices físicos não mostrem diferenças significativas.

As principais camadas de solo sedimentar encontradas na região, compostas por materiais argilo-siltosos, porém, depositadas em diferentes períodos, estão descritas a seguir:

- Materiais de origem geológica mais antiga, chamados de “Argilas Transicionais” (AT). Estes materiais se caracterizam por elevado sobreadensamento decorrente do aumento de tensões efetivas, como consequência do rebaixamento do nível do mar;

- Materiais mais recentes conhecidos por argilas de “Sedimentos Flúvio-Lagunares” (SFL) que são, em geral, normalmente adensamentos ou poucos sobreadensados.

- Existe ainda um terceiro tipo de solo predominantemente argiloso, que ainda encontra-se em fase de formação e se apresenta na superfície de alguns locais, conhecidos como mangue.

Intercalados a estas camadas mais argilosas existem lentes de materiais arenosos e sob estes horizontes, é usual encontrar uma camada de solo residual que se apoia sobre o maciço rochoso.

3.3. INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO

A metodologia teórica apresentada anteriormente exige que sejam definidos alguns parâmetros para o solo ao redor da estaca, dentre eles estão a resistência não-drenada (s_u), o índice de rigidez ($Ir=G/s_u$), o módulo de rigidez para 50% da resistência (E_{50}), o módulo de rigidez oedométrico (E_{eod}), o módulo de carregamento-descarregamento (E_{ur}) e o coeficiente de adensamento horizontal (c_h).

Para a avaliação dos parâmetros do solo foi analisada uma campanha de investigações geotécnicas que compreende a execução de sondagens à percussão, ensaios de palheta (Vane test), ensaios de piezocone com medidas de pressões neutras (CPTu), e ensaios de dissipação das pressões neutras durante a cravação do cone no CPTu.

No presente estudo foram avaliados apenas os ensaios realizados na região do Cais e da Laje de Alívio, apresentados na Figura 3. 3.

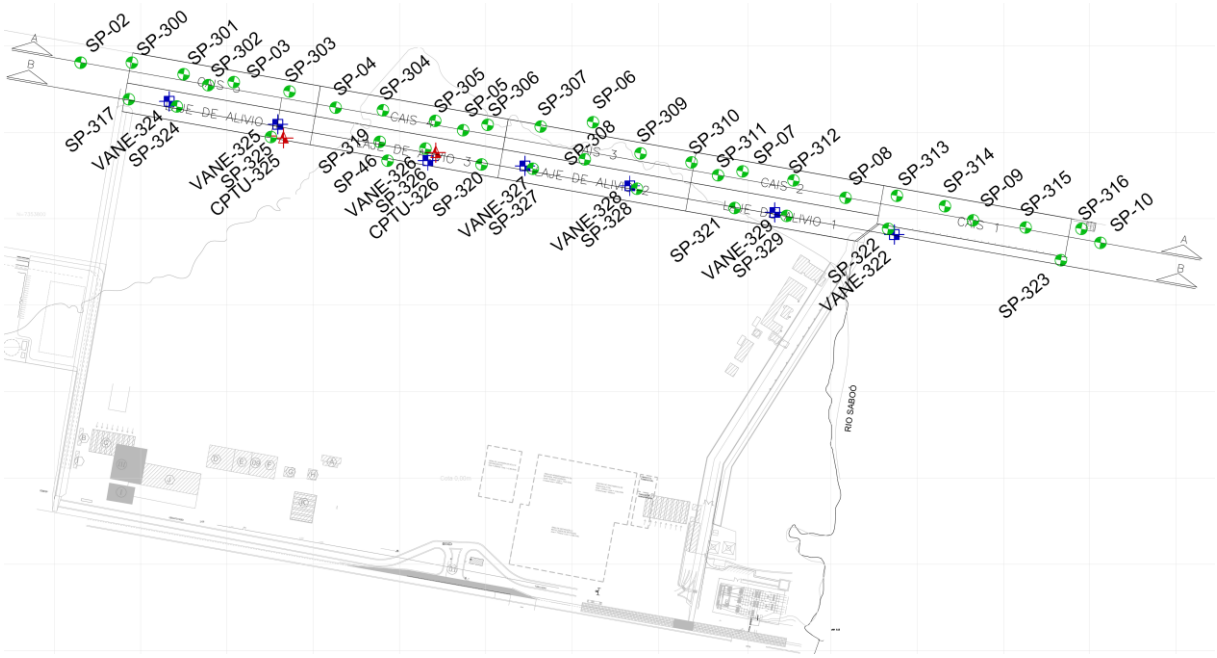


Figura 3. 3 - Planta de locação dos ensaios de campo.

A seguir estão apresentados os dados das investigações geotécnicas realizadas próximas aos locais de estudo, incluindo interpretações dos resultados, visando estimar os principais parâmetros do solo em questão.

3.3.1. Sondagem a Percussão

Para avaliação do subsolo local, foram realizadas diversas sondagens à percussão de simples reconhecimento, com medidas de resistência à penetração (SPT) de metro em metro, até que fosse atingido o impenetrável à percussão.

Em posse dos boletins de sondagens foram elaboradas duas seções, sendo a seção A-A (Figura 3. 4) longitudinal ao Cais e a seção B-B (Figura 3. 5) longitudinal a Laje de Alívio.

Nota-se que a obra em questão está inserida em contexto geológico definido por 5 camadas principais, sendo elas:

- Aterro: Camada superficial observada em alguns trechos com espessura de até 5,0 m;
- Mangue: Material predominantemente argiloso, por vezes com presença de areia, com valores de N_{SPT} praticamente nulos e espessuras de até 5,0 m;
- Argila de SFL (sedimentos fluvio-lagunares): Camada em geral, acima da cota -25,0 m, composta por material predominantemente argiloso com valores de N_{SPT} variando entre 1 e 4 golpes/30cm, com a intercalação de camadas de areia argilosa ou argila muito arenosa, também com espessuras variáveis, de 4,0 a 10,0 m, e N_{SPT}'s de 2 a 5 golpes/30cm;
- Argila AT (argilas transicionais): camada observada abaixo da cota -25,0 m, com espessuras variando entre 2,0 e 10,0 m, e valores de N_{SPT} superiores a 5 golpes/30cm, com intercalações de camadas de areia;
- Solo Residual: Camada composta por silte argilo-arenoso ou areno-argiloso, micáceo, com valores de N_{SPT} mais elevados, observada entre as cotas -35,0 e -50,0 m.

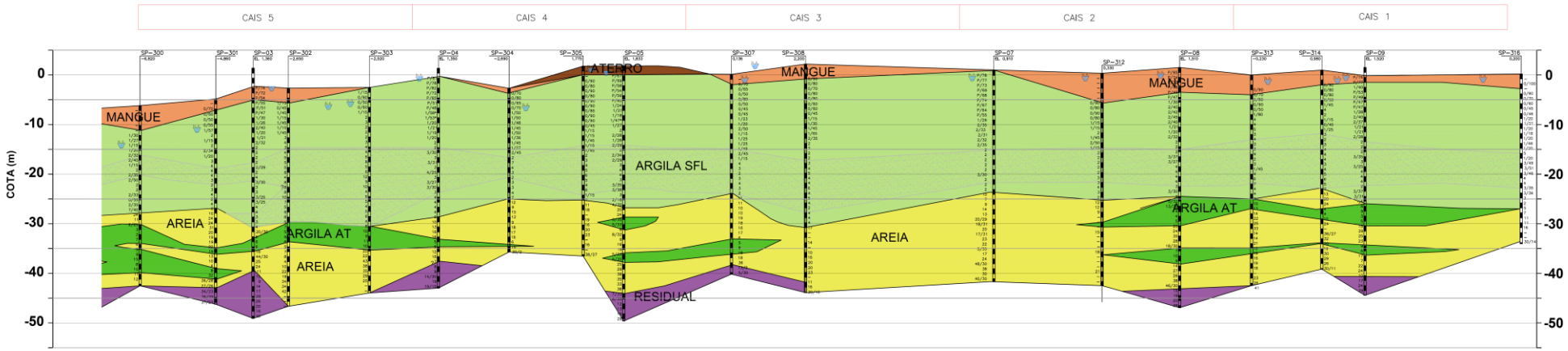


Figura 3. 4. Seção geológica do Cais–Corte A-A

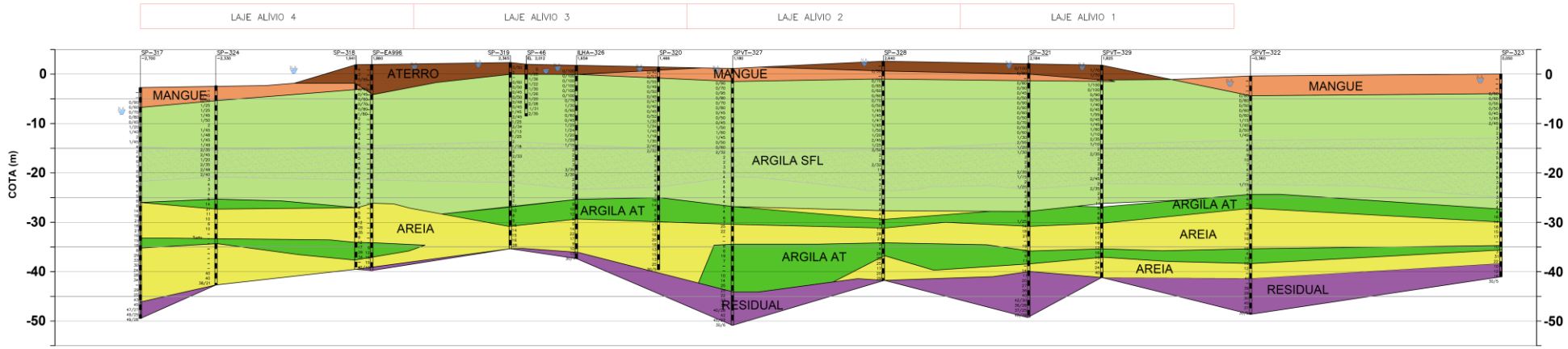


Figura 3. 5. Seção geológica da Laje de Alívio–Corte B-B

3.3.2. Ensaios de palheta

O ensaio de palheta ou “Vane Test” foi desenvolvido para determinar a resistência não-drenada de solos argilosos moles no campo. O ensaio consiste na rotação de uma palheta em diferentes profundidades das camadas de solos argilosos, com velocidade constante de 6 °/min. Como resultado, é apresentada a resistência não-drenada ao cisalhamento para a condição de solo natural e para a condição de solo amolgado, obtida após 10 revoluções completas da palheta.

Para se chegar à resistência não-drenada do solo calculada no ensaio, tem-se a fórmula:

$$s_u = \frac{0{,}86 * M_u}{\pi * D^3} \tag{3.1}$$

Onde:
s_u: Resistência não drenada (KPa)
M_u: Torque máximo medido no ensaio (kN.m)
D: Diâmetro da palheta (m)

Vale ressaltar que para se obter os valores de resistência não-drenada (s_u) do solo, é usual corrigir os resultados obtidos nos ensaios de palheta por um fator de correção, proposto por Bjerrum (1973), definido em função do Índice de Plasticidade do solo. Esta correção deve ser utilizada para compensar alguns fatores do ensaio, como velocidade de rotação, anisotropia e fluência dos solos ensaiados.

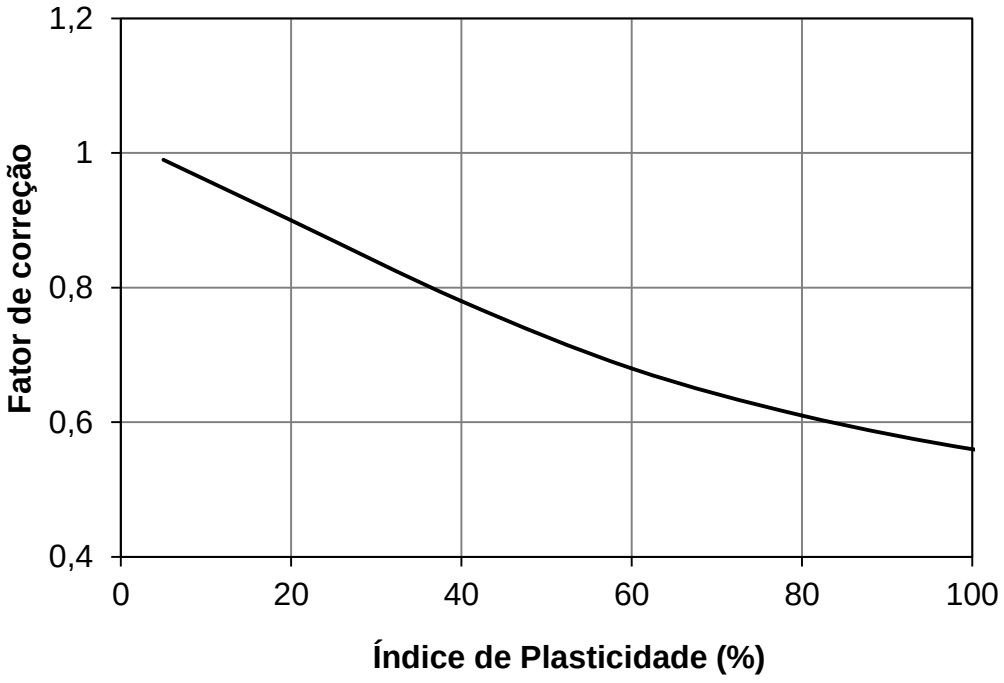


Figura 3. 6 - Curva de correção proposta por Bjerrum (1973).

No caso dos resultados analisados neste estudo, em que não foram disponibilizados ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg, adotou-se o fator de correção de Bjerrum igual a 0,70, consistente com informações extraídas de Massad (2009) para solos próximos ao local da obra.

A Figura 3. 7 apresenta um gráfico com os resultados das resistências não-drenadas para solo indeformado (em preto) e amolgado (em vermelho), em função da profundidade.

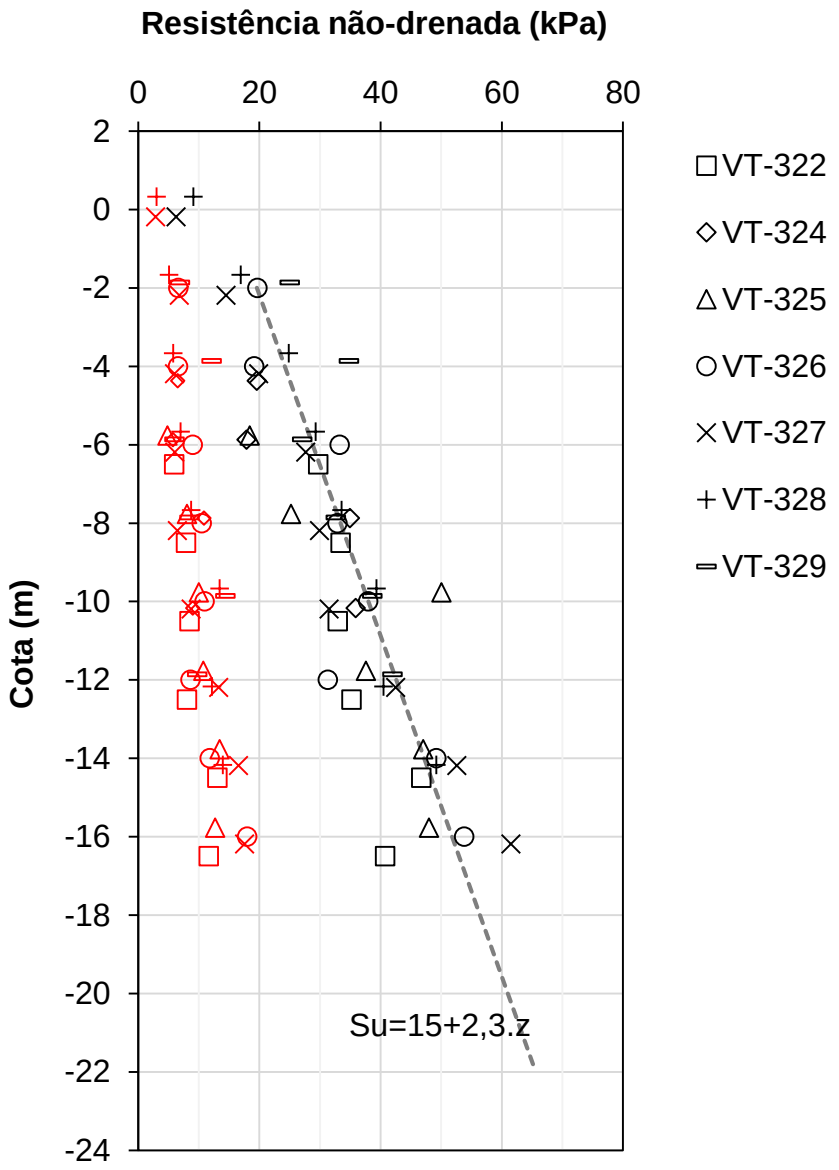


Figura 3. 7 - Gráfico dos resultados dos ensaios de palheta indicando as resistências não-drenadas corrigidas por Bjerrum (1973) em relação à profundidade.

Os resultados apresentados na Figura 3. 7, obtidos nos ensaios de palheta, estão indicados na Tabela 3. 1*Tabela 3. **1** - Resultados dos ensaios de palheta corrigidos por Bjerrum.*

Tabela 3. 1 - Resultados dos ensaios de palheta corrigidos por Bjerrum.

Furo	***Cota (m)***	**Resistência não-drenada (kPa)**	
		Inderfom.	***Amolg.***
VT 322	-6,5	29,7	5,9
	-8,5	33,4	7,9
	-10,5	32,9	8,5
	-12,5	35,2	8,1
	-14,5	46,7	13,1
	-16,5	40,7	11,6
VT 324	-4,37	19,6	6,5
	-5,87	17,9	5,7
	-7,87	34,9	10,8
	-10,17	35,9	9,0
VT 325	-5,77	18,4	4,8
	-7,77	25,2	8,1
	-9,77	50,1	10,0
	-11,77	37,6	10,7
	-13,77	47,0	13,4
	-15,77	48,0	12,7
VT 326	-2,00	19,7	6,6
	-4,00	19,1	6,5
	-6,00	33,2	9,0
	-8,00	32,9	10,4
	-10,00	38,0	10,9
	-12,00	31,3	8,6
	-14,00	49,2	11,8
	-16,00	53,8	18,0
VT 327	-0,19	6,2	2,9
	-2,19	14,5	6,8
	-4,19	19,8	6,0
	-6,19	27,7	6,1
	-8,19	29,9	6,4
	-10,19	31,5	8,8
	-12,19	42,5	13,3
	-14,19	52,6	16,5
	-16,19	61,5	17,5
VT 328	0,33	9,1	3,0
	-1,67	16,9	5,1
	-3,67	24,8	5,8
	-5,67	29,3	7,0
	-7,67	33,6	8,7
	-9,67	39,3	13,4
	-12,17	40,5	12,2
	-14,17	49,2	13,9
VT 329	-1,86	25,0	6,9
	-3,86	34,8	12,1
	-5,86	27,1	6,0
	-7,86	32,6	8,5
	-9,86	38,6	14,4
	-11,86	42,0	9,7

Notar que o gráfico apresenta uma linha de tendência entre os pontos indeformados abaixo da cota -2,0 m, cuja relação entre a resistência não-drenada e a profundidade é definida por s_u=15,0 +2,3.z.

A sensibilidade de um solo argiloso é dada pela relação entre a resistência não-drenada ao cisalhamento máxima e a respectiva resistência amolgada, permitindo que o material seja classificado segundo Skempton e Northey (1952), conforme tabela a seguir.

Tabela 3. 2 - Classificação das argilas segundo Skempton e Northey (1952).

Sensibilidade	**Classificação**
2 - 4	Baixa
4 - 8	Média
8 - 16	Alta
> 16	Muito alta

Os resultados dos ensaios de palheta também podem ser úteis para que sejam estimadas as razões de sobreadensamento das argilas, utilizando-se a fórmula:

$$\mathrm{RSA} = 4{,}31 * \left(\frac{\mathrm{su}}{\sigma'_{\mathrm{vo}}}\right) \tag{3.2}$$

Onde:

s_u: Resistência ao cisalhamento não-drenada;

σ'_{vo}: Tensão efetiva vertical in situ.

A Figura 3. 8 apresenta os valores de sensibilidade e de razão de sobreadensamento obtidos nos ensaios de palheta.

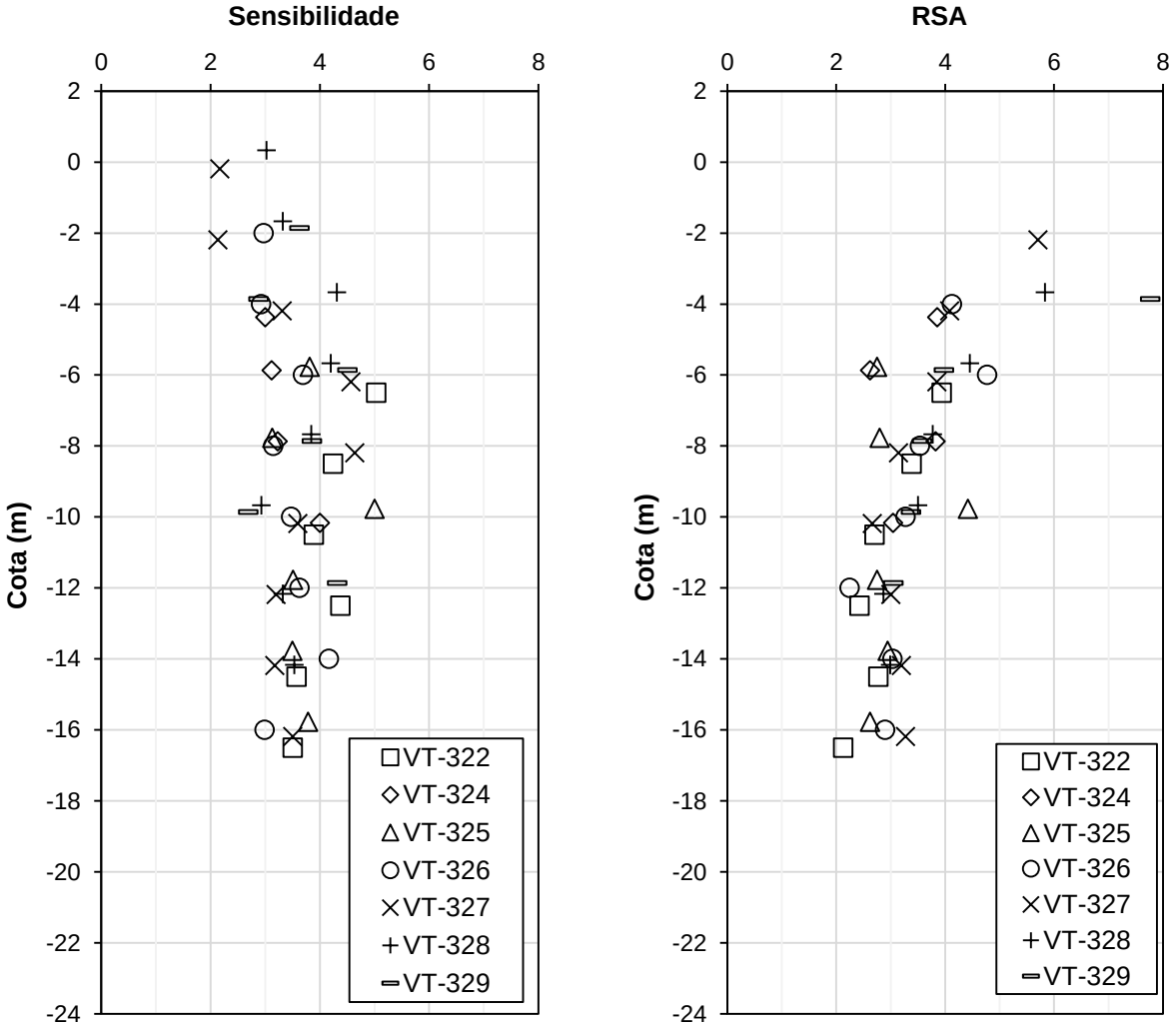


Figura 3. 8 - Gráficos de sensibilidade e razão de sobreadensamento em relação à profundidade, estimados pelos resultados dos ensaios de palheta.

3.3.3. Ensaios de Piezocone com Medidas de Poropressões

O ensaio de piezocone com medidas de poropressões (CPTu) consiste na penetração estática de um conjunto de hastes, tendo na extremidade inferior uma ponteira cônica com ângulo de vértice de 60°. Geralmente a cravação é feita por um macaco hidráulico a uma velocidade constante de 20 mm/s, sendo as medidas feitas de forma contínua, ao longo da profundidade ensaiada.

A medida de poro-pressão é feita por um elemento poroso, em geral, localizado na base do cone. Já as resistência de atrito lateral e de ponta são medidas através de células de carga situadas na base do cone e na luva de atrito, logo acima da base.

Os resultados dos ensaios CPTu realizados próximos ao cais e a laje da alívio estão apresentados de forma gráfica na *Figura 3. 9* (CPTu-325) e *Figura 3. 10* (CPTu-326).

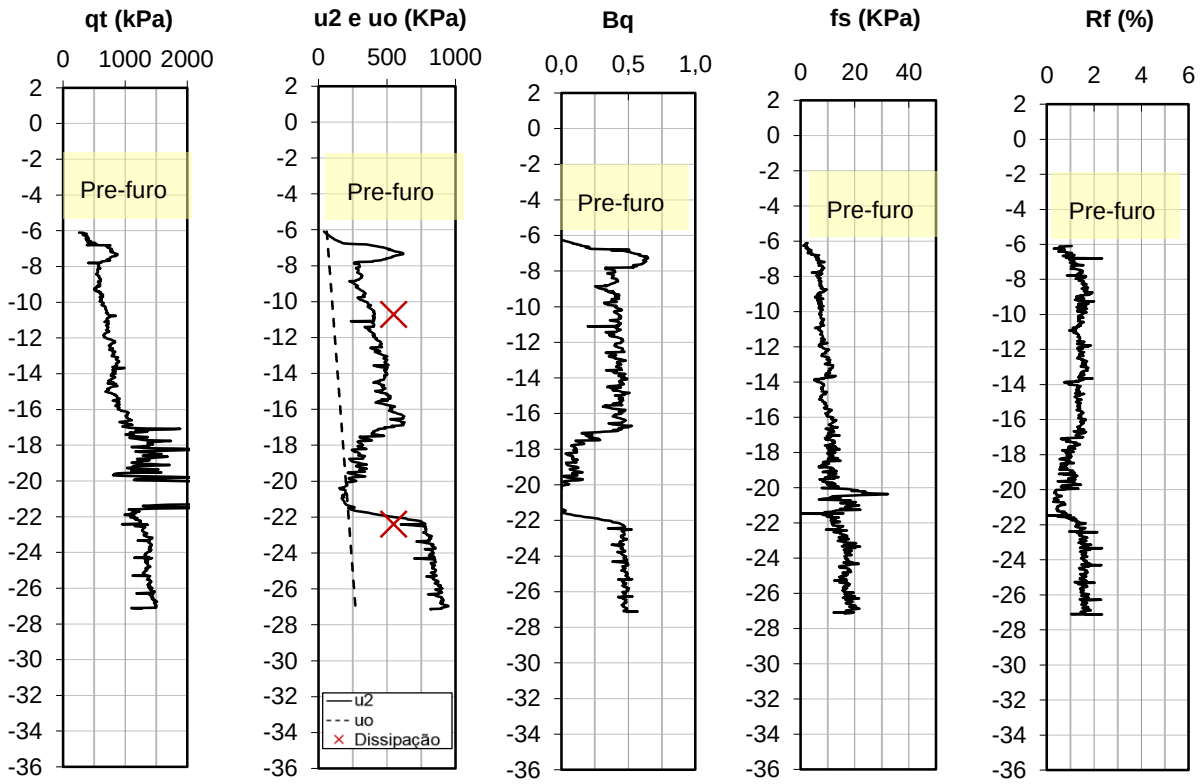


Figura 3. 9 - Resultados do ensaio CPTu-325.

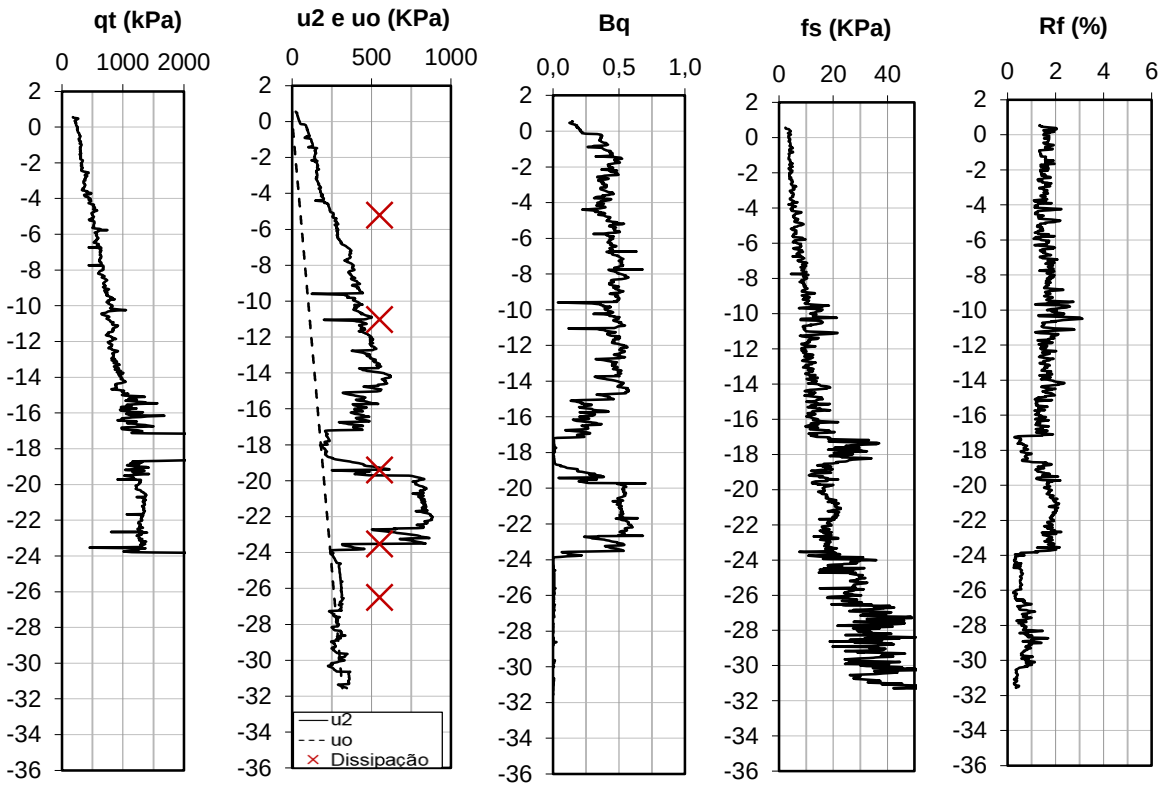


Figura 3. 10 - Resultados do ensaio CPTu-326.

- **Estimativa das resistências não-drenadas (s_u)**

Através dos resultados dos ensaios CPTu's é possível que sejam estimadas as resistências não-drenadas do solo, utilizando a correlação abaixo.

$$Su = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{KT}} \tag{3.3}$$

Onde:

q_t: Resistência real mobilizada no cone

σ_{vo}: Tensão vertical total

N_{KT}: Fator de correlação do cone

A Figura 3. 11 a seguir apresenta de forma gráfica as estimativas das resistências não-drenadas obtidas nos CPTu's, adotando o fator N_{KT} igual a 12, usual para as

argilas desta região, e adicionalmente, apresenta os valores obtidos nos ensaios de palheta e calculados pela relação entre s_u e a profundidade, definidas por s_u=15+2,3.z.

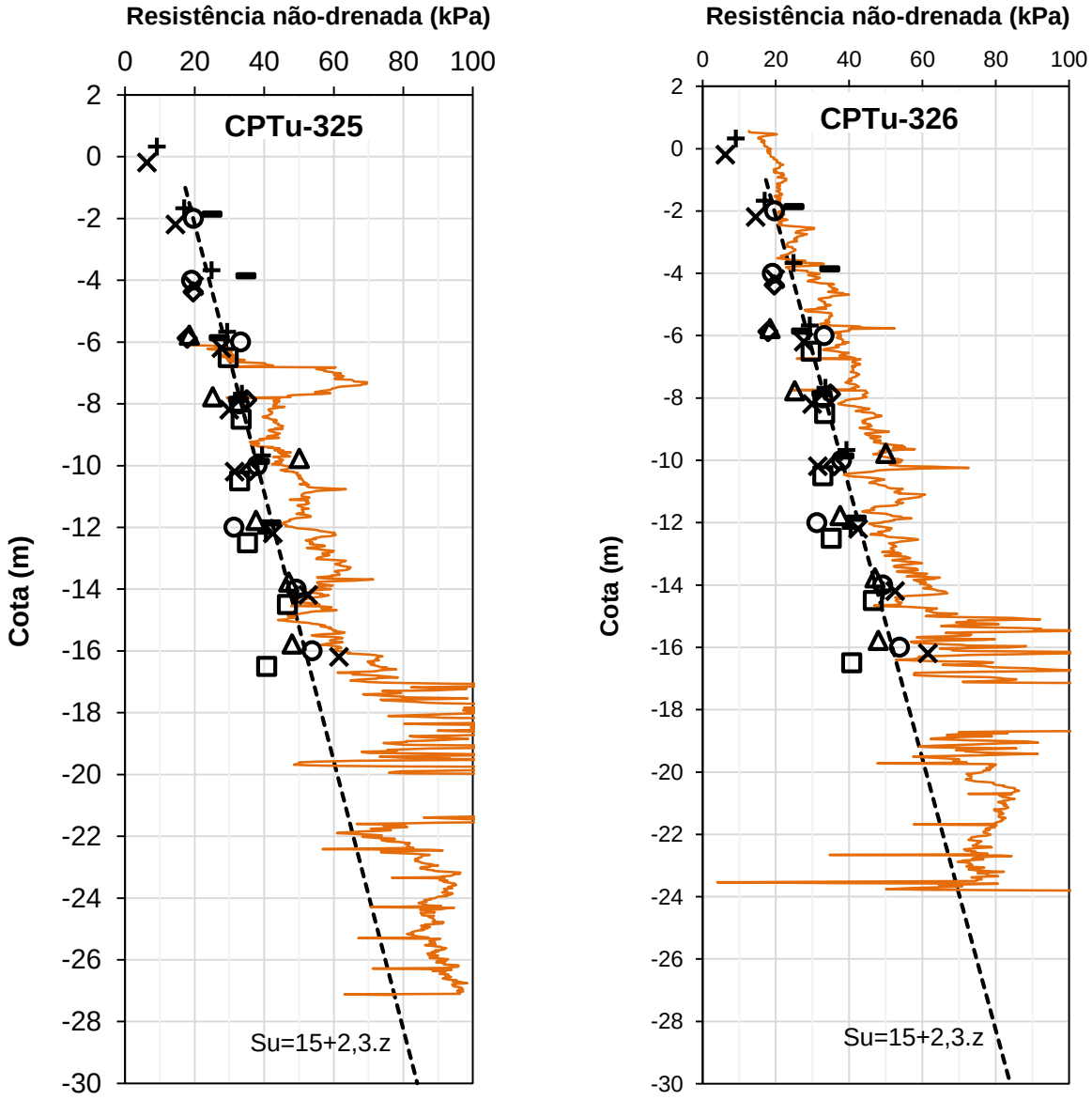


Figura 3. 11 - Resistências não-drenadas obtidas por CPTu, Ensaio de palheta corrigidos por Bjerrum (1973) e pela correlação s_u=15+2,3.z.

Nota-se boa aderência entre os valores obtidos pelo resultado do CPTu com os resultados dos ensaios de palheta, porém de forma geral os valores estimados pelos ensaios de CPTu's são geralmente um pouco mais elevados. Estas variações nas

estimativas de s_u podem estar associadas ao fator de correção de Bjerrum (1973) ou ao índice N_{KT} adotados.

É importante observar que entre as cotas -18,0 e -20,0 m são observados materiais com comportamento arenoso, indicando a presença de lentes de areia nestes trechos.

- **Estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (c_h)**

Para a definição do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) do solo é necessário avaliar os ensaios de dissipação realizados durante a cravação do piezocone, em diferentes profundidades.

A Figura 3. 12 a seguir apresenta, de forma gráfica, os resultados observados durante os ensaios de dissipação realizados em diversas profundidades.

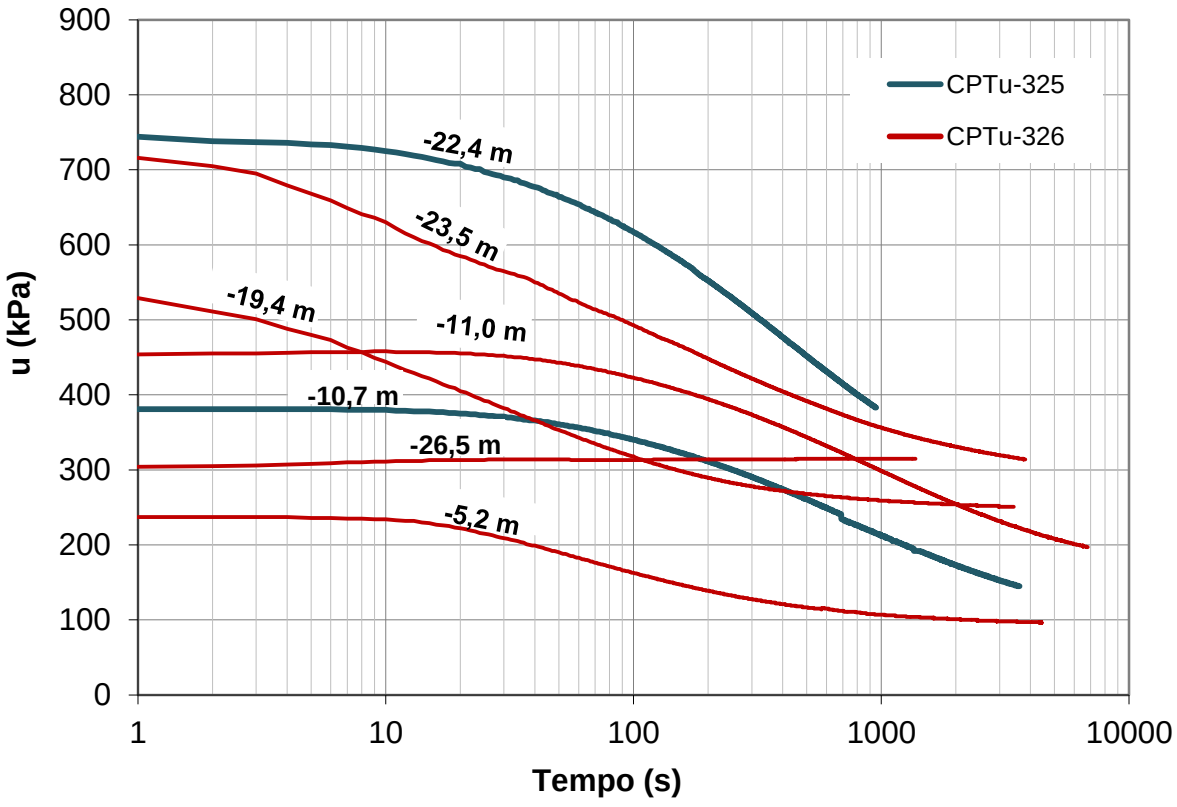


Figura 3. 12 - Gráfico dos resultados dos ensaios de dissipação realizados durante a cravação do cone nos ensaios CPTu's.

Os parâmetros de adensamento obtidos no ensaio de dissipação de piezocone são calculados a partir do método proposto por Houlsby e Teh (1988), definido por:

$$c_h = \frac{T^*.R^2.\sqrt{I_r}}{t} \tag{3.4}$$

Onde:

T*: Fator tempo

R: Raio do cone

Ir: Índice de rigidez

t: Tempo

Na tabela a seguir estão apresentadas as estimativas do c_h para cada ensaio de dissipação, considerando neste caso o índice de rigidez do solo, Ir, igual a 80. O fator tempo (T) utilizado foi de 0,245, correspondente a 50% da dissipação (Holsby e Teh, 1988).

Tabela 3. 3 - Coeficientes de adensamento horizontais obtidos nos ensaios de campo.

Parâmetros	**CPTu-325**		**CPTU-326**				
	10,7	**22,4**	**5,2**	**11,0**	**19,4**	**23,5**	**26,5**
T* (50%)	0,245	0,245	0,245	0,245	0,245	0,245	0,245
r (cm)	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79
r^2 (cm^2)	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19
Ir	80	80	80	80	80	80	80
t_{50} (s)	645	376	168	1277	44	130	-
c_h (cm^2/s)	**$1{,}1.10^{-2}$**	**$1{,}9.10^{-2}$**	**$4{,}2.10^{-2}$**	**$0{,}5.10^{-2}$**	**16.10^{-2}**	**$5{,}4.10^{-2}$**	**-**

Nota-se que os valores indicados em vermelho são muito superiores ao restante dos pontos. Acredita-se que estes ensaios tenham sido realizados em lentes de areia e, portanto, serão desconsiderados nas análises.

Sendo assim, chega-se a uma faixa de valores para o c_h entre 5.10^{-3} e 54.10^{-3} cm²/s.

CAPÍTULO 4 AVALIAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS E DO EFEITO “SET-UP” NA BAIXADA SANTISTA

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico realizados em diversas estacas do cais e da laje de alívio. Estes dados são comparados aos resultados das análises, teóricas e numéricas, realizadas com parâmetros obtidos nos ensaios geotécnicos (sondagens, CPTu e palheta) do Terminal da BTP na Baixada Santista, apresentados no capítulo anterior.

4.1. CRAVAÇÃO DAS ESTACAS

Os casos avaliados a seguir referem-se a ensaios realizados nas estacas cravadas pertencentes ao cais e a laje de alívio do terminal BTP, cujas fundações são compostas por aproximadamente 2300 estacas pré-moldadas de concreto, vazadas, com diâmetro externo de 80 centímetros e espessura de parede de 15 centímetros.

No presente estudo são avaliadas 54 estacas, nas quais foram realizados ensaios de carregamento dinâmico, por vezes ao final da cravação e em outros casos após decorrido certo tempo do término da cravação.

A Figura 4. 1 apresenta uma planta do terminal, indicando a locação das estacas que foram ensaiadas.

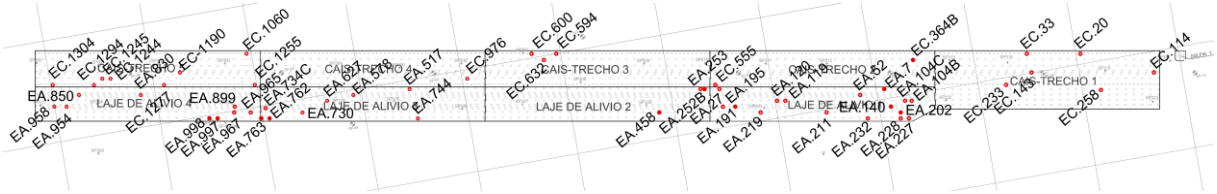


Figura 4. 1 - Planta de locação dos ensaios de carregamento dinâmicos realizados no cais e na laje de alívo.

As estacas da BTP foram cravadas com comprimentos variados, até que fosse atingido o critério de paralisação. A Figura 4. 2 e a Figura 4. 3 indicam as cotas de topo e ponta das estacas ensaias do cais e da laje de alívio, respectivamente.

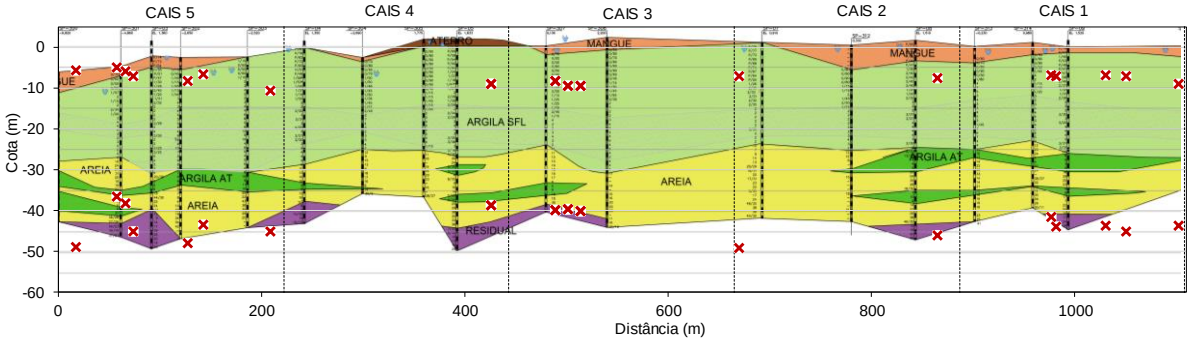


Figura 4. 2 - Indicação das cotas de topo e ponta das estacas ensaiadas no Cais.

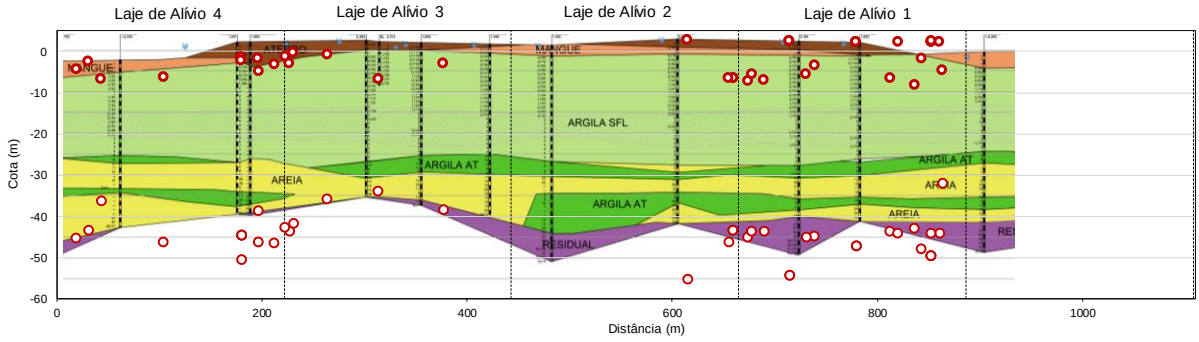


Figura 4. 3 - Indicação das cotas de topo e ponta das estacas ensaiadas na Laje de Alívio.

Vale dizer que a cravação das estacas do cais ocorreram após a dragagem da área até a cota -10,0 m. Já no caso das estacas da laje de alívio, parte das estacas foram cravadas antes da dragagem, explicando as cotas de topo mais elevadas na laje de alívio.

Ao avaliar as figuras acima, fica evidente que as cotas de ponta das estacas foram paralisadas entre as cotas -32,0 e -55,0 m, e praticamente todas as estacas ultrapassaram as camadas de SFL e AT e estão embutidas em solo residual.

4.2. ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO – “AVALIAÇÃO DO SET-UP”

Os ensaios de carregamento dinâmico nas 54 estacas do cais e da laje de alívio do terminal BTP, foram realizados com martelos modelo Juntan HHK 12 A (pilão 120 kN), Juntan HHK 16 A (pilão 160 kN), Menck MHF 10-20 (pilão 200 kN), sendo avaliados golpes com alturas crescentes, variando entre 0,20 e 1,20 m.

No presente estudo foram adotados os valores de cargas obtidos nos golpes com maior altura de queda (energia), de 1,40 m, que possibilitam mobilizar cargas maiores. Os Anexos I e II da dissertação, apresentam um resumo dos resultados de ensaios de carregamento dinâmico e os atritos laterais unitários ao longo da profundidade, respectivamente.

Os ensaios de carregamento dinâmico, executados em diferentes intervalos de tempo desde o término da cravação, até 87 dias após a cravação, resultaram em resistências totais variando entre 3.570 e 1.1.030 kN. Estes resultados estão indicados na Figura 4. 4, que apresenta a resistência total mobilizada em função da locação das respectivas estacas.

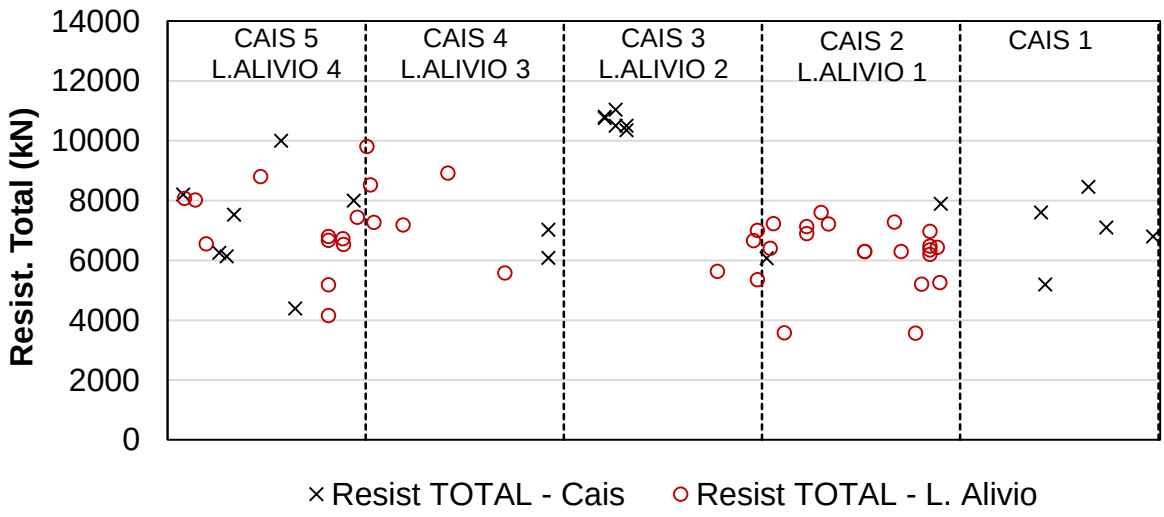


Figura 4. 4 - Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico - Resistência Total das estacas.

A Figura 4. 5 é semelhante à Figura 4. 4, no entanto, apresenta as resistências laterais das estacas, obtidas nos ensaios de carregamento dinâmico.

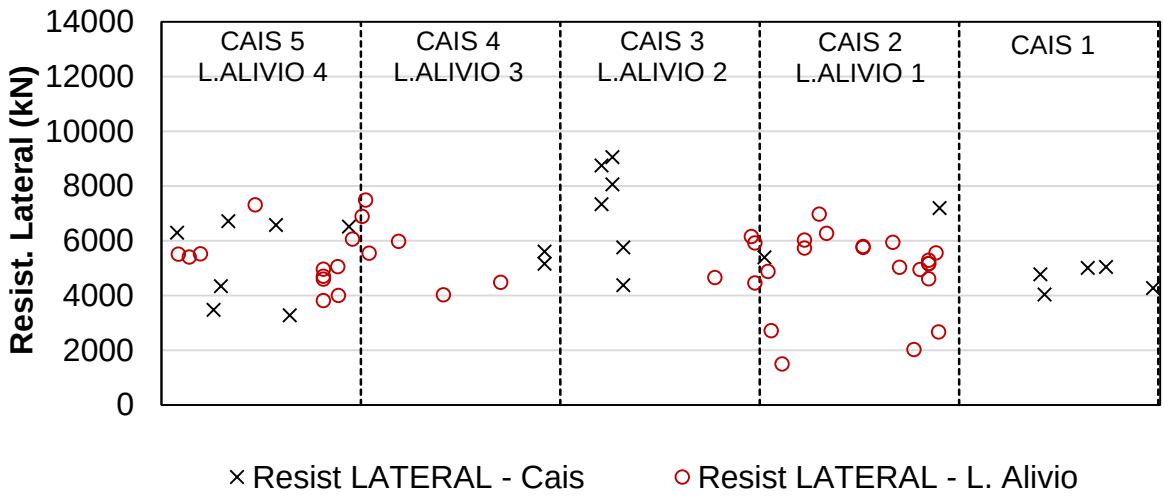


Figura 4. 5 - Resultados dos ensaios de carregamento dinâmico – Resistência Lateral das estacas.

Nota-se que, assim como as resistências totais, as resistências laterais obtidas nos ensaios de carregamento dinâmicos também foram muito variáveis, sendo obtidos valores entre 1.500 e 9.050 kN.

Os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico indicados nas Figuras 4.4 e 4.5 foram apresentados em função da locação das estacas, no entanto, é fundamental que estes resultados sejam avaliadas em função do tempo, permitindo avaliar o ganho de resistência com o tempo ou “set-up”.

A Figura 4. 6 apresenta um gráfico com as resistências totais obtidas nos ensaios de carregamento dinâmicos em função do tempo.

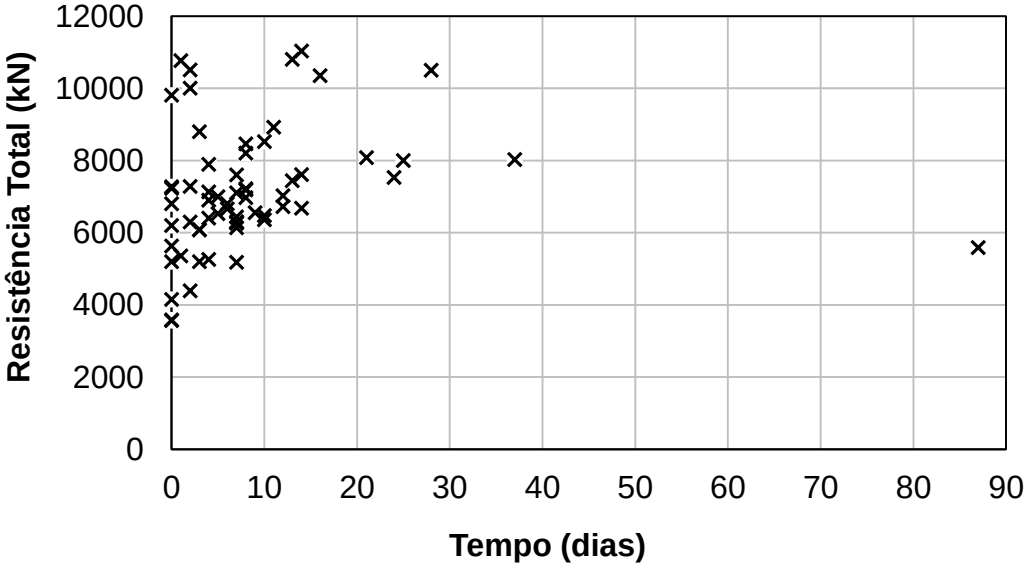


Figura 4. 6 - Resistência total das estacas em função do tempo.

Ao observar os resultados de todos os ensaios de carregamento dinâmico executados na obra, avaliando as resistências totais em função do tempo, verifica-se certa tendência de ganho de resistência com o tempo. No entanto, não há uma relação bem definida entre a resistência e o tempo.

Com intuito de avaliar com maior precisão o efeito “set-up”, optou-se por realizar mais de um ensaio em algumas estacas, após decorrido certo tempo do primeiro ensaio. Esta metodologia foi aplicada em oito estacas, que indicaram “set-up” máximo da ordem de 1,6 em 14 dias, conforme indicados na Figura 4. 7.

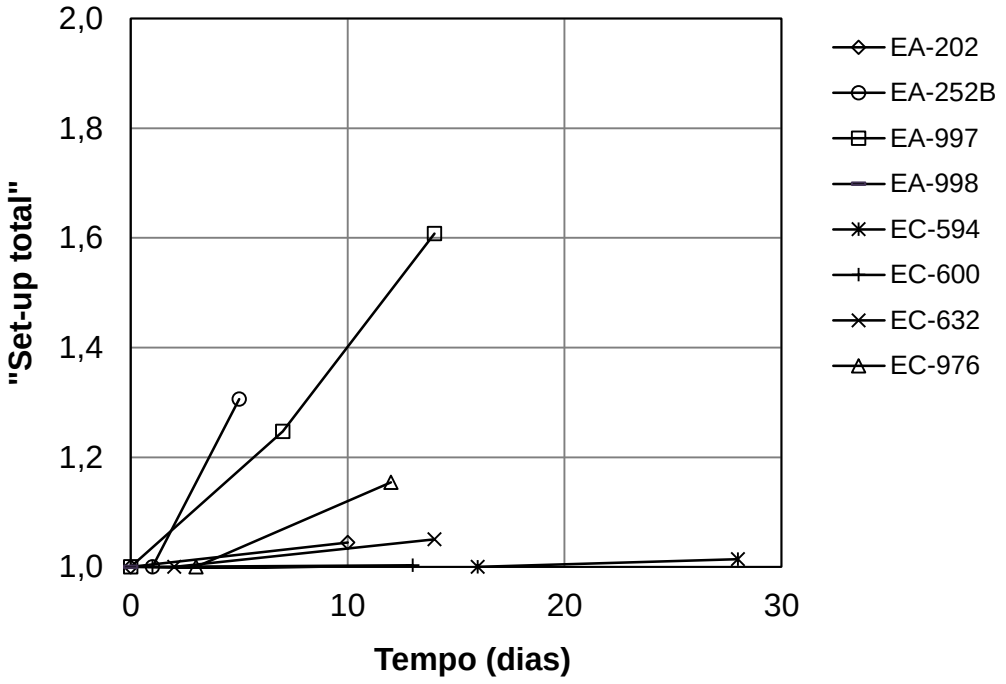


Figura 4. 7 - Resultados do "set-up" total em estacas do cais e da laje de alívio.

Observa-se que os ensaios apresentaram ganho de resistência com o tempo, sendo o valor máximo observado na estaca EA-997, na qual foram realizados três ensaios, ao final da cravação e após 7 e 14 dias da cravação.

Ainda considerando os ensaios de carregamento dinâmico apresentados na Figura 4. 7, é possível avaliar o "set-up" lateral das estacas, considerando apenas a parcela de resistência lateral indicada nas análises CAPWAP®. Os valores de "set-up" lateral estão indicados na Figura 4. 8.

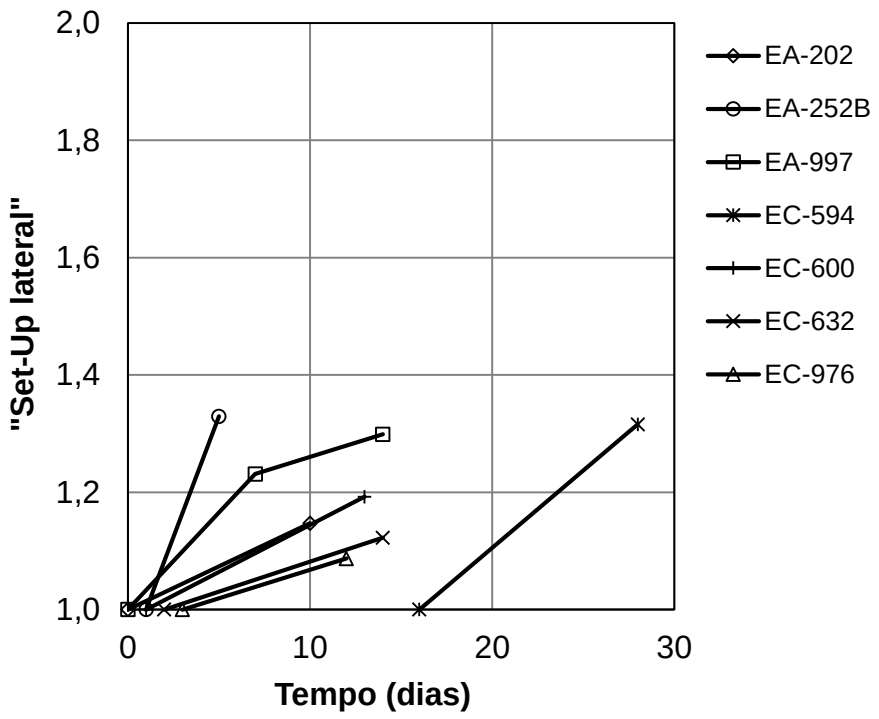


Figura 4. 8 - Resultados do "set-up" lateral em estacas do cais e da laje de alívio.

É importante verificar que em alguns dos casos, o primeiro ensaio foi realizado após alguns dias da cravação. Portanto, estes resultados não podem ser considerados como o "set-up" total da estaca, uma vez que não foram avaliados os instantes iniciais após a cravação.

Na opinião do autor, os resultados apresentados acima devem ser analisados com cautela, uma vez que as estacas foram cravadas ao longo de aproximadamente 1.300 m de cais, com diferenças no embutimento em solo mais competente (solo residual) e também no material de apoio da ponta, causando grandes variações de resistências totais.

Outro importante fator que deve ser levado em consideração é a capacidade de mobilização da resistência durante os ensaios. Apesar de ser utilizado o mesmo sistema de percussão, com as mesmas energias em cada golpe, deve-se considerar que o resultado na recravação pode subestimar as cargas, caso o sistema não tenha capacidade de mobilizar toda a carga próxima à ponta, devido ao aumento do atrito lateral no topo da estaca em função do tempo.

Considerando as premissas apresentadas acima e visando obter um maior universo de ensaios, procedeu-se para uma avaliação mais detalhada do atrito lateral no trecho da camada SFL, por se tratar da camada que deve apresentar efeito “set-up” mais significativo, uma vez que é composta por material predominantemente argiloso, pouco sobreadensado. Esta camada será o foco principal das análises, uma vez que as camadas mais arenosas (lentes de areia e solo residual) não devem apresentar ganho de resistência significativo e as camadas AT’s (argilas transicionais) são muito sobreadensadas, resultando em menores valores de “set-up”.

Sendo assim, buscando separar as resistências laterais na camada da SFL, foram avaliadas as distribuições de atrito lateral ao longo do fuste conforme apresentado nas análises dinâmicas, separando as resistências encontradas na camada de SFL, considerada até a cota -25,0 m.

A Figura 4. 9 apresenta uma média do atrito lateral unitário na camada de SFL, entre a cota de topo das estacas e a cota -25,0 m, indicando a localização das estacas.

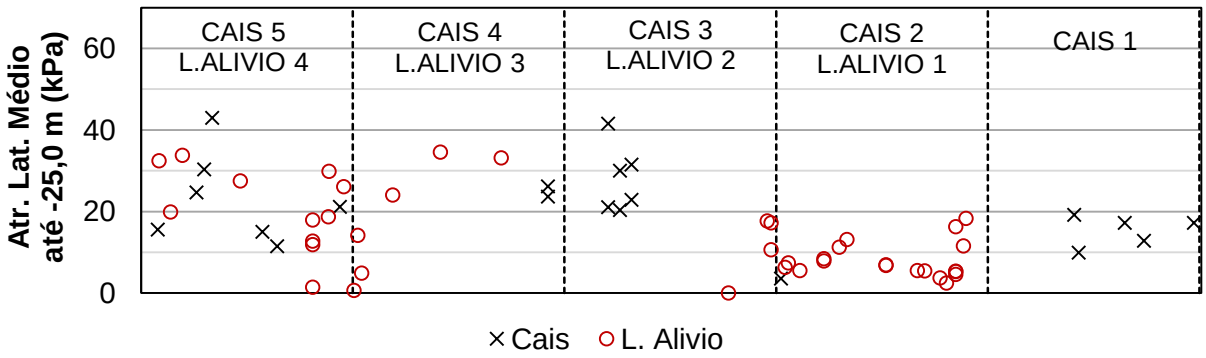


Figura 4. 9 - Atrito lateral unitário médio entre a cota de topo das estacas e a cota -25,0 m.

A seguir, na Figura 4. 10, estes mesmos resultados estão apresentados em função do tempo.

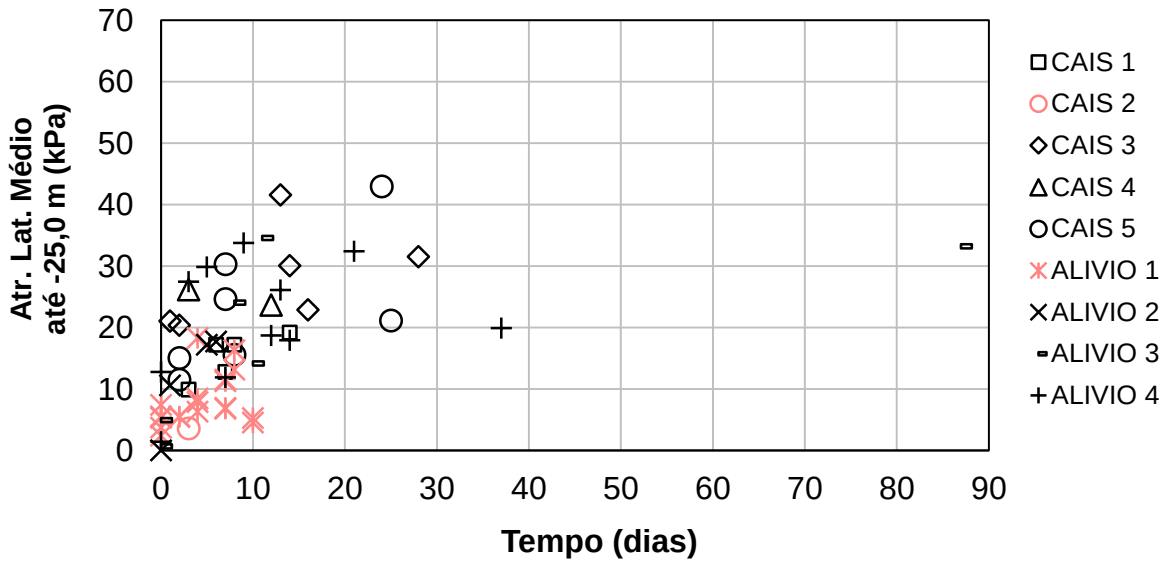


Figura 4. 10 - Atrito lateral unitário médio entre a cota de topo das estacas e a cota -25,0 m, em função do tempo.

Em posse dos resultados apresentados na Figura 4. 10, verifica-se que quando avaliadas as resistências no trecho de camada SFL (até a cota -25,0 m), ficam mais bem definidas as relações entre o acréscimo do atrito lateral e o tempo.

Neste caso fica mais evidente o efeito “set-up”, sendo que o atrito lateral médio ao final da cravação (t=0 dias), resultou em uma faixa de valores de 0 a 12 kPa, enquanto os resultados obtidos após decorrido certo tempo chegam a até 42 kPa.

Nota-se que os pontos indicados em vermelho, correspondentes à área que compreende o cais 2 e a laje de alívio 1, resultaram em valores muito inferiores em relação aos demais trechos, apesar das investigações geotécnicas não indicarem qualquer variação significativa do solo neste local. Na opinião do autor, pode ter ocorrido alguma variação durante a cravação destas estacas ou mesmo no processamento dos dados destes ensaios, resultando em resistências aquém do esperado. Portanto, para efeito de análise, os dados obtidos nesta área serão desconsiderados.

4.3. VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Com objetivo de validar a metodologia proposta neste trabalho para avaliar a cravação de estacas através de análises numéricas (ítem 2.5.2), foi feita uma aplicação ao caso ETC (1986), já descrito na revisão bibliográfica.

4.3.1. Descrição e geometria dos modelos adotados

O efeito de cravação das estacas foi avaliado através de modelos axissimétricos com comprimento radial “infinito” (comprimento maior que 100 vezes o raio adotado), sendo a cavidade de raio inicial a_0 submetida a um deslocamento dos nós na interface cavidade-solo de forma a modelar a cravação de uma estaca pela expansão da cavidade cilíndrica.

Quanto à malha foram adotados 212 elementos triangulares de 15 nós com grau 4 de interpolação e a integração com 12 pontos de tensões.Observa-se um refinamento da malha para a região mais próxima à interface cavidade-solo, onde os deslocamentos são aplicados, para garantir a acurácia de resultados.

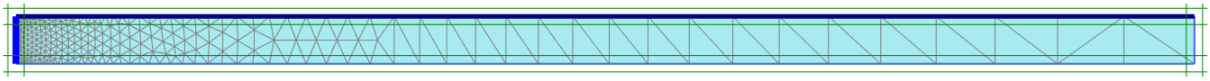


Figura 4. 11 - Representação do modelo adotado para simulação da expansão de cavidade em modelo axissimétrico unidimensional

As dimensões do modelo foram estabelecidas conforme recomendações de Carter *et al.* (1979),sintetizadas na Figura 2. 30. O raio inicial a_0 é dado pela expressão (2.9).

A Figura 4. 12 apresenta de forma esquemática o modelo adotado nas modelagens numéricas.

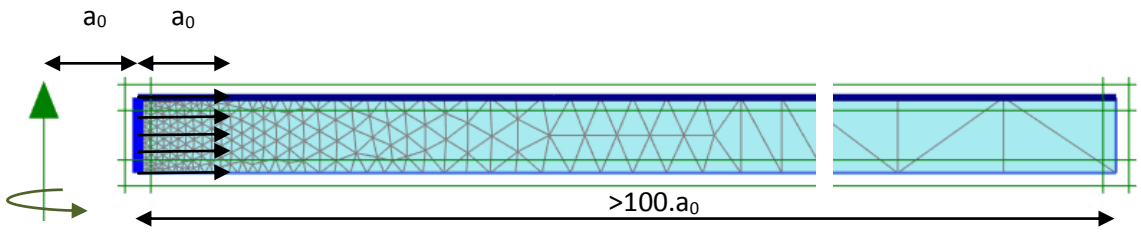


Figura 4. 12 - Representação do modelo adotado para simulação da expansão de cavidade em modelo axissimétrico unidimensional

É importante dizer que as análises foram realizadas com modelo de altura unitária, buscando gerar arquivos menores e, assim, acelerar o processamento dos dados. Sendo assim, as análises apresentadas a seguir foram elaboradas imaginando uma "fatia" retirada do centro da camada a ser analisada e, portanto, os resultados apresentados são obtidos para valores médios da camada em questão.

4.3.2. Descrição do faseamento adotado nas análises

- **Primeira fase**

Em uma primeira fase é modelado o estado de tensões iniciais do solo, através de análise drenada, sem considerar qualquer carregamento ou deslocamento nesta etapa.

A Figura 4. 13 apresenta um exemplo da saída do software Plaxis para as tensões radiais totais (σ_{xx}) iniciais do modelo.

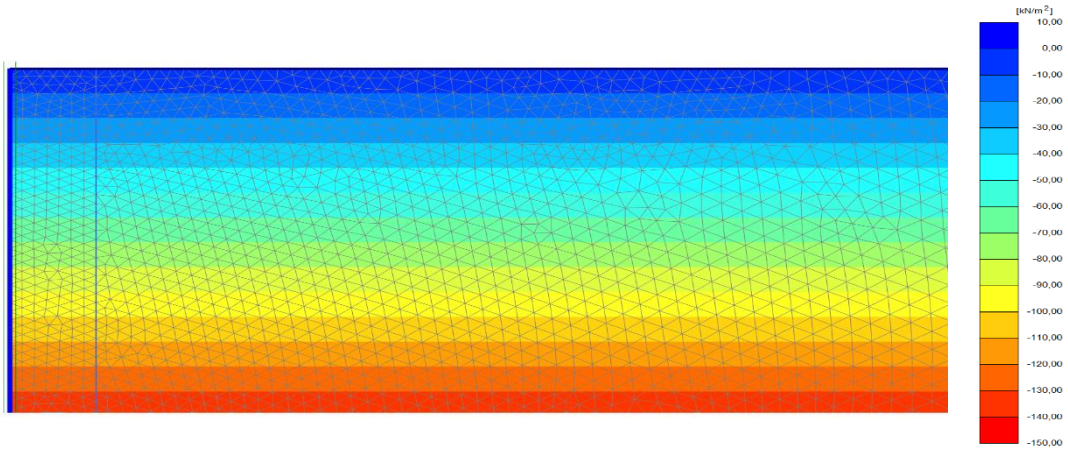


Figura 4. 13 - Representação das tensões radiais totais iniciais

Vale observar que os valores iniciais das tensões não tem qualquer influencia sobre os resultatos dos estudos, uma vez que as análises realizadas tem objetivo exclusivo de avaliar as variações de pressões neutras e tensões devido a cravação de estacas, sem necessidade de estimar as tensões resultantes da modelagem.

- **Segunda fase**

Na segunda etapa das análises, é definido um deslocamento de $x=a_0$ para $x=2.a_0$, simulando, assim, a expansão de uma cavidade cilíndrica de raio r. O deslocamento é aplicado em condições não-drenadas em um tempo igual à zero, permitindo avaliar as tensões radiais e as pressões neutras geradas.

Na Figura 4. 14 e na Figura 4. 15 são apresentados respectivamente as tensões radiais totais e os excessos de pressões neutras obtidos no instante após a expansão da cavidade cilíndrica, ou seja, da cravação da estaca.

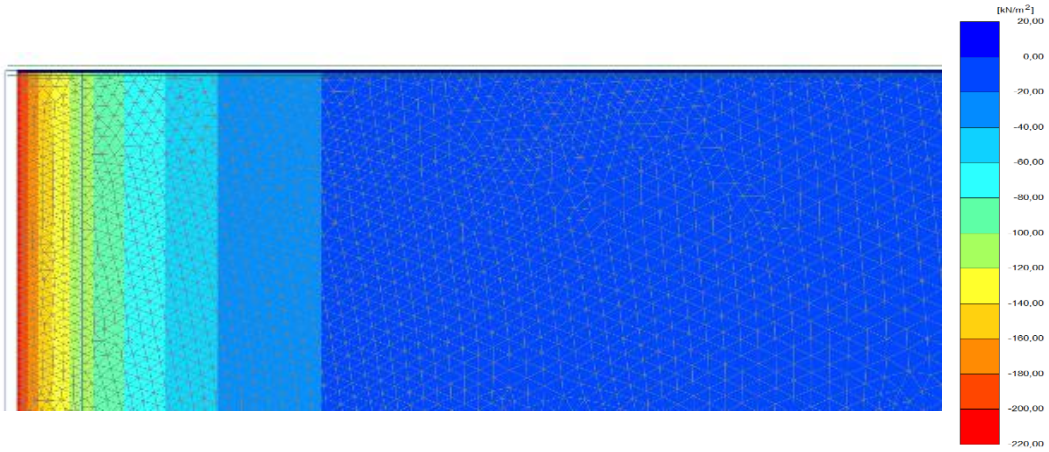


Figura 4. 14 - Representação das tensões radiais totais após a cravação.

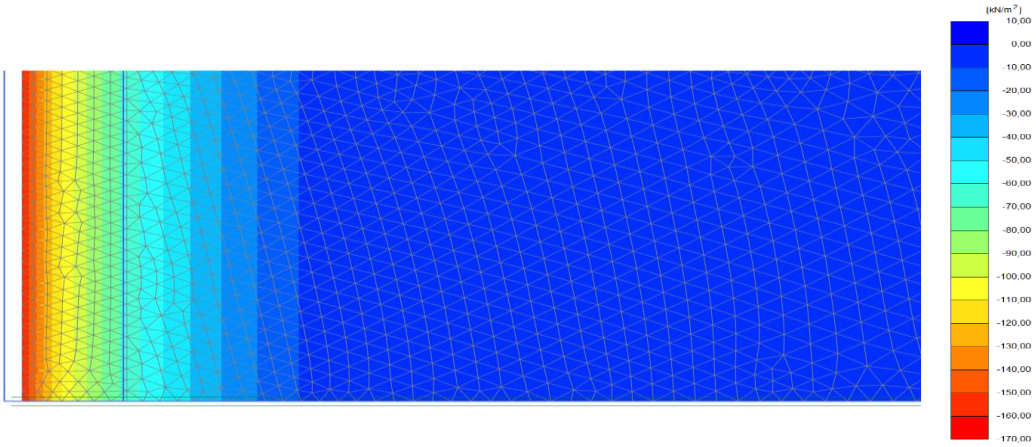


Figura 4. 15 - Representação dos excessos de pressões neutras após a cravação.

- **Terceira fase**

Na terceira e última fase, são realizadas análises de adensamento, com definição das tensões após dissipação dos excessos de pressões neutras obtidos na segunda fase.

A Figura 4. 16 e a Figura 4. 17 apresentam as tensões radiais totais e os excessos de pressões neutras (nulos) obtidos após sua dissipação.

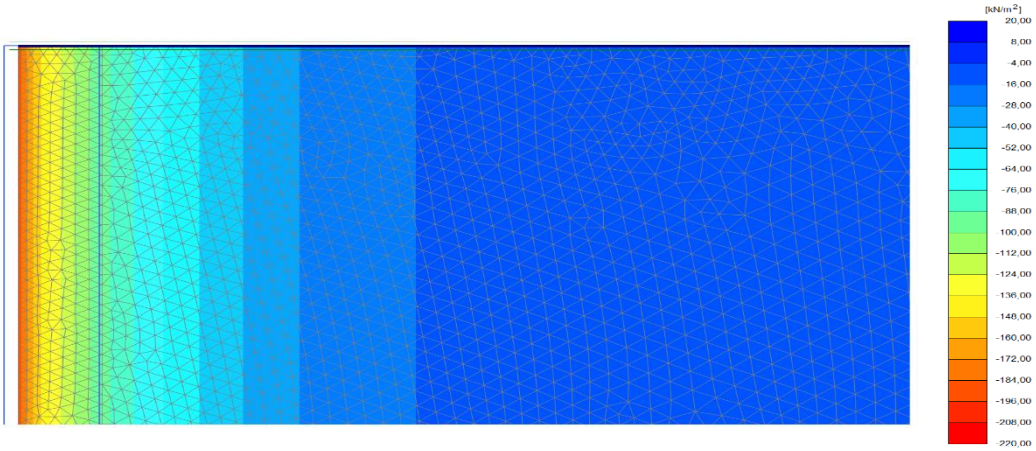


Figura 4. 16 - Representação das tensões radiais totais após dissipação das pressões neutras.

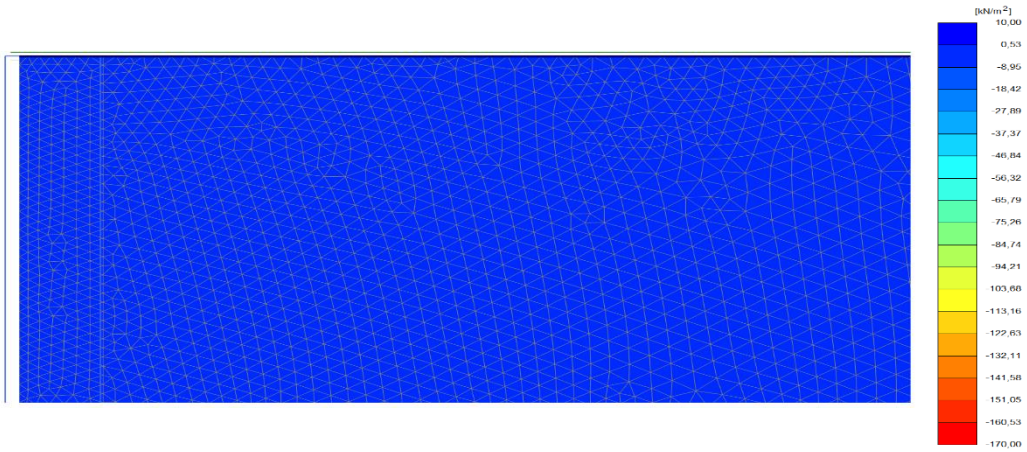


Figura 4. 17 - Representação do excesso de pressões neutras após dissipação das pressões neutras.

4.3.3. Parâmetros adotados

Os parâmetros adotados nas modelagens numéricas foram baseados no artigo ETC (1986), já detalhado no item 2.3.3, permitindo comparações com dados de campo, que contemplam medidas de pressões neutras e tensões radiais a aproximadamente 15 m de profundidade, durante e após a cravação de uma estaca piloto com 4,37 cm de diâmetro.

Os parâmetros geotécnicos adotados estão disponibilizados nos artigos ETC (1986) e Titi e Wathugala (1999), que apresentam informações sobre ensaios realizados no mesmo local, e alguns dos parâmetros não encontrados na blibliografia foram estimados através de correlações sugeridas no manual do software Plaxis.

Estes parâmetros para o modelo Mohr-Coulomb e Hardening-Soil estão apresentados na Tabela 3. 4 e Tabela 3. 5, respectivamente.

Tabela 3. 4 - Parâmetros geotécnicos – ETC (1986) - Mohr-Coulomb.

γ (kN/m³)	E (MPa)	ν'	s_u (kPa)	$I_r=G/s_u$	k_x (m/h)
15,0	12,0	0,42	36	115	5,0E-07

Tabela 3. 5 - Parâmetros geotécnicos – ETC (1986) – Hardening-soil.

γ (kN/m³)	s_u (kPa)	E_{50} (MPa)	E_{eod} (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν_{ur}	k_x (m/h)
15,0	36	12,0	12,0	36,0	0,2	5,0E-07

4.3.4. Resultados obtidos nas análises numéricas

Neste item são apresentados os resultados das análises numéricas em conjunto com os resultados das estimativas teóricas propostas por Randolph et al (1979) e com dados de campo apresentados no artigo ETC (1986).

Inicialmente são avaliadas as pressões neutras geradas durante a expansão da cavidade cilíndrica. Os resultados são apresentados em função da distância ao eixo da estaca, considerando diâmetro de 4,37 cm e índice de rigidez I_r igual a 115 para as análises teóricas Randolph et al. (1979).

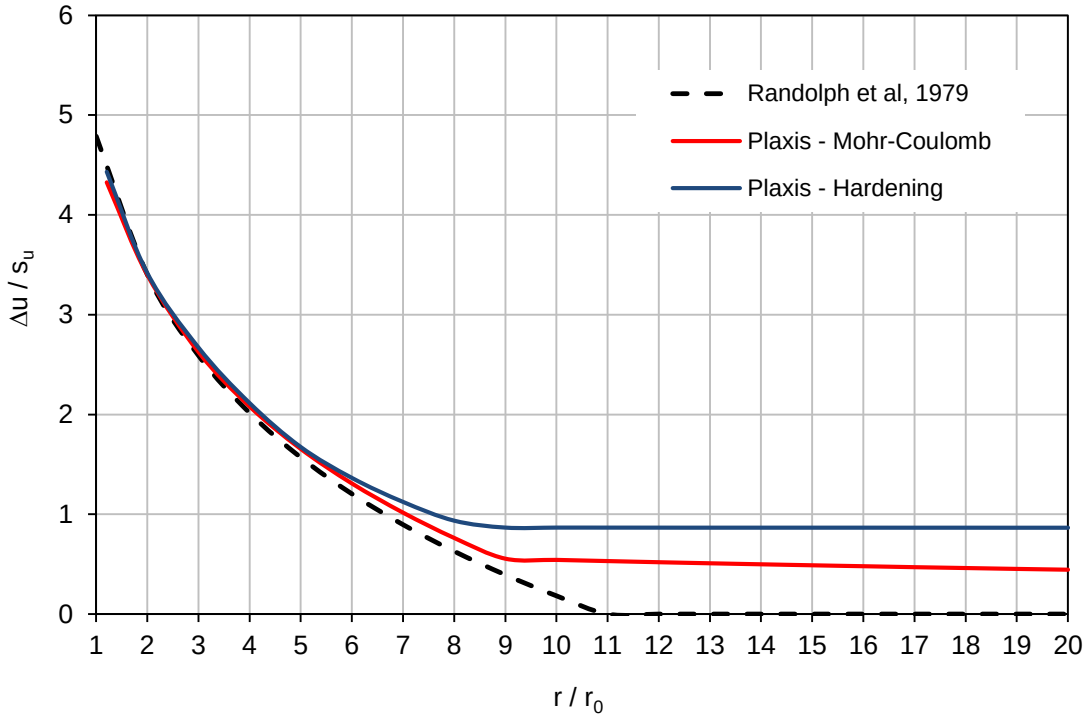


Figura 4. 18 - Gráfico do excesso de pressões neutras em função da distância do eixo da estaca.

Os excessos de pressões neutras obtidos por metodologia teórica (Randolph et al, 1979) ou através de análises numéricas com modelos Mohr-Coulomb e Hardening-Soil indicam valores muito próximos entre si, principalmente no trecho mais próximo à estaca, até uma distância de cerca de 7 raios. Nesta condição os excessos de pressões neutras equivalem a aproximadamente 20% dos valores máximos observados na parede da estaca. A partir deste ponto a curva teórica tende a zero enquanto as curvas obtidas por modelagem numérica se estabilizam com valores superiores a 0,5.s_u, provavelmente devido a uma limitação do modelo adotado. Não se dispunham de valores de $\Delta u/s_u$ de campo, ao longo da distância em relação ao eixo da estaca.

A ultima fase de cálculo das análises numéricas realizadas no software Plaxis permite estimar a dissipação das pressões neutras em função do tempo. Estas modelagens foram realizadas até aproximadamente 1.000 horas após a cravação, quando os excessos de pressões neutras são praticamente nulos. A Figura 4. 19 apresenta os excessos de pressões neutras em função do logarítimo do tempo, medidos na estaca

piloto do artigo ETC (1986) e obtidos por metodologia teórica (Randolph et al, 1979) e modelagem numérica (Plaxis).

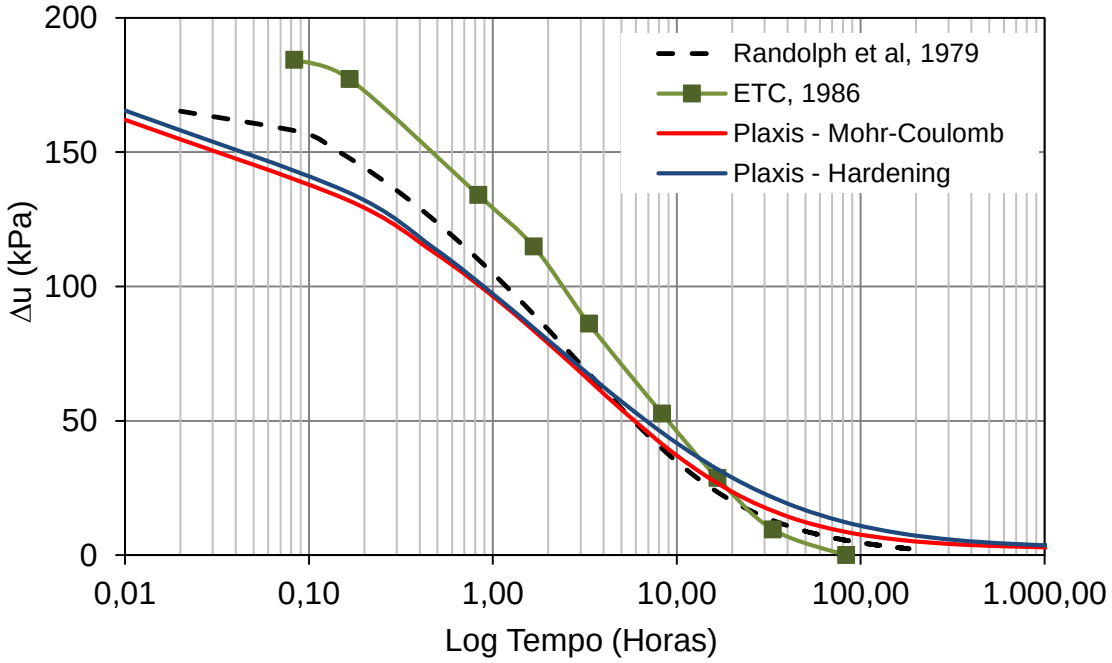


Figura 4. 19 - Gráfico do excesso de pressões neutras em função do tempo.

Nota-se que as pressões neutras medidas em campo (ETC, 1986) são mais elevadas que as pressões neutras estimadas, com valores máximos entre 185 kPa (ETC) e 165 kPa (teórico). No entanto, as curvas de dissipação tem comportamento semelhante, indicando 90% de dissipação com aproximadamente 30 horas para os casos em questão.

Um fator importante que deve ser levado em consideração para análise das variações de resistência com o tempo é a redução das tensões radiais totais após a cravação de estacas. Este fenômeno foi comentado no item 2.3.4 no qual são citados diversos estudos (ETC, 1986; Lehane e Jardine, 1994; Paikowsky e Hart, 2000) que indicam variações significativas nas tensões radiais totais do solo ao redor das estacas, durante e após a cravação.

A variação das tensões radiais totais foram estimadas através dos modelos numéricos realizados no Plaxis, e comparados aos resultados apresentados no artigo ETC

(1986). Vale observar que a metodologia teórica proposta por Randolph (1979) não permite estimar a variação das tensões totais e, portanto, não está indicada no gráfico da Figura 4. 20.

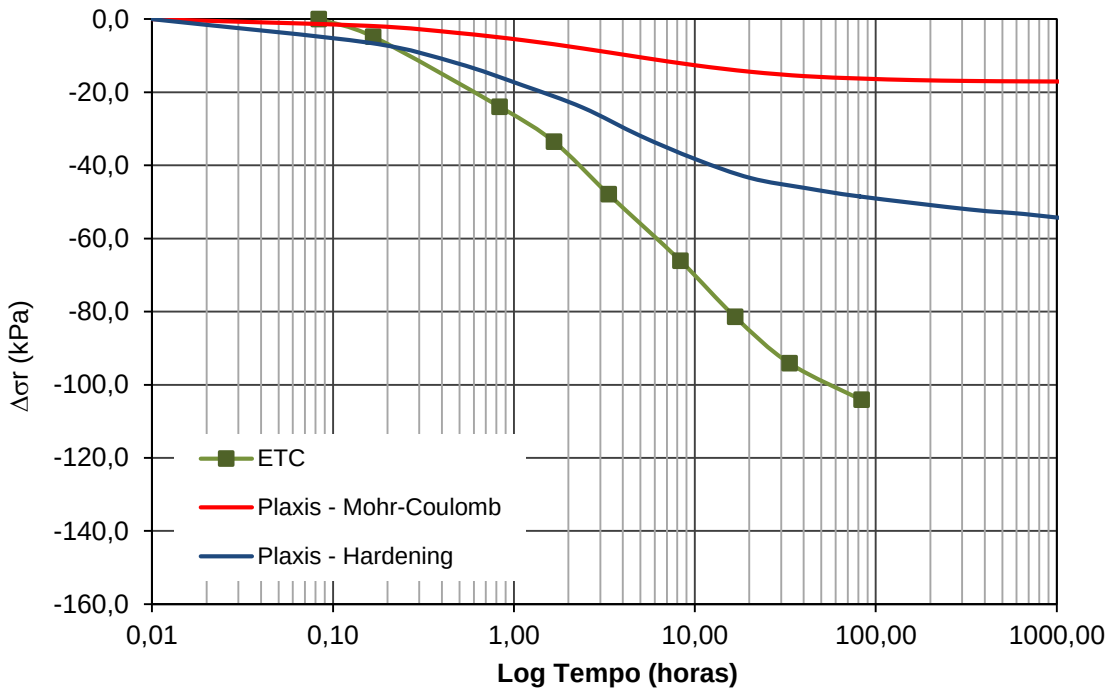


Figura 4. 20 - Gráfico da variação das tensões radiais totais em função do tempo.

Os resultados das análises numéricas apresentam variações de tensões radiais totais de aproximadamente 20 e 60 kPa para modelo Mohr-Coulomb e Hardening-Soil, respectivamente. Nota-se que estes valores são inferiores ao medido em campo nos estudos do ETC (1986), que encontrou variações da ordem de 100 kPa. Este fato pode indicar uma limitação das análises numéricas, no entanto, deve ser avaliado com cautela, uma vez que as tensões na parede da estaca piloto foram medidas em campo por células de carga que podem apresentar incertezas, principalmente após o processo de cravação da estaca piloto.

A seguir, na Figura 4. 21, mostra as tensões radiais efetivas apresentadas pelo artigo ETC (1986) em conjunto com os resultados das análises numéricas obtidas por modelos Mohr-Coulomb e Hardening-Soil.

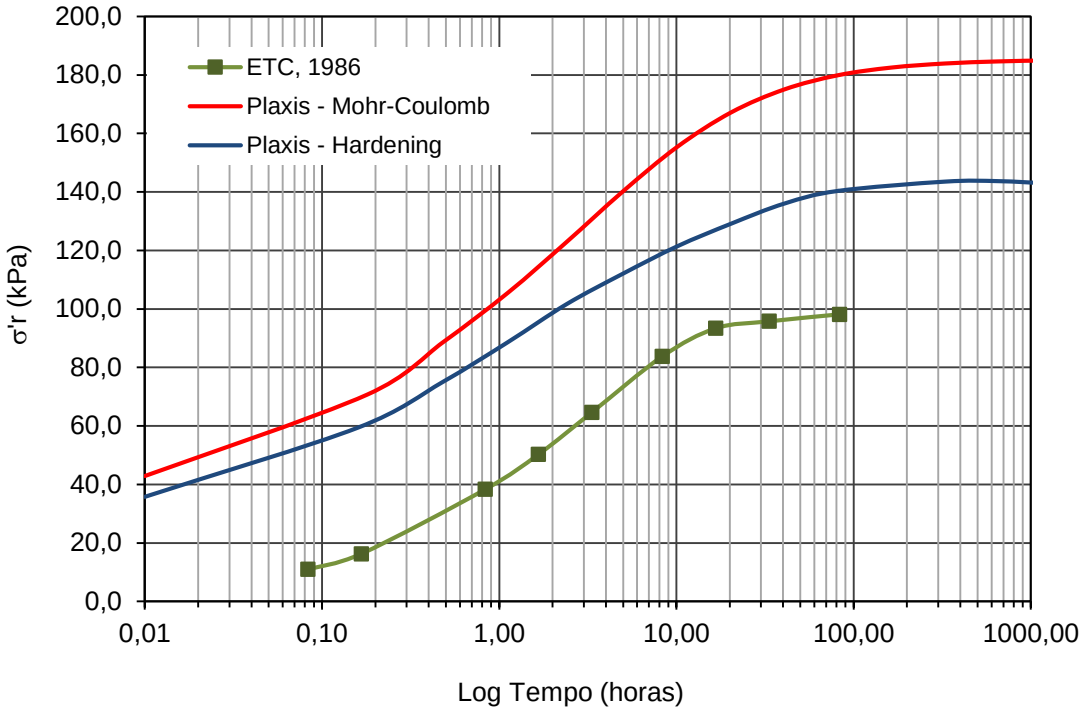


Figura 4. 21 - Gráfico da variação das tensões radiais efetivas em função do tempo.

Nota-se que as tensões radiais efetivas medidas na estaca piloto do artigo ETC (1986), são inferiores aos valores estimados nos modelos numéricos do Plaxis. No entanto, ao desprezar os valores absolutos e avaliar apenas a variação das tensões efetivas, observa-se boa aderência entre a variação obtida no artigo ETC (1986) e os modelos numéricos adotados.

4.4. MODELAGENS NUMÉRICAS DAS ESTACAS DO TERMINAL BTP

A seguir são apresentadas modelagens numéricas, buscando correlacionar os resultados destas análises com o “set-up” observado nas estacas do terminal BTP.

A geometria do modelo é a mesma empregada na validação através do caso ETC (1986) (ver Figura 4. 12).

4.4.1. Parâmetros adotados

Os parâmetros geotécnicos da camada SFL foram estimados através dos resultados dos ensaios *in situ*, apresentados no Capítulo 4, ou através de referências em bibliografia específica, considerando as análises na cota -13,0 e -17,0 m para as estacas da laje e do cais, respectivamente. Nota-se que nesta faixa de profundidades tem-se valores de s_u entre 40 e 60 kPa.

As análises foram realizadas utilizando dois modelos reológicos distintos, Mohr-Coulomb e Hardening-Soil, cujos parâmetros geológicos-geotécnicos estão apresentados na Figura 4. 1 e Figura 4. 2, respectivamente.

Tabela 4. 1 – Parâmetros geotécnicos – BTP - Mohr-Coulomb.

γ (kN/m³)	E (MPa)	ν	s_u (kPa)	c_h (.E-3 cm²/s)	k_h (.E-6 m/h)
15,0	10,0	0,25	40 a 60	5 a 50	1,8 a 18

Tabela 4. 2 - Parâmetros geotécnicos – BTP - Hardening-soil.

γ (kN/m³)	s_u (kPa)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν_{ur}	c_h (.E-3 cm²/s)	k_h (.E-6 m/h)
15,0	40 a 60	10,0	10,0	30,0	0,2	5 a 50	1,8 a 18

Onde:

γ: Peso específico do solo;

s_u: resistência não-drenada;

E_{50}: Módulo de elasticidade a 50% de deformação;

E_{oed}: Rigidez tangente para carregamento primário em ensaio oedométrico;

E_{ur}: Módulo de elasticidade no descarregamento/recarregamento;

ν: Coeficiente de Poisson;

ν_{ur}: Coeficiente de Poisson no descarregamento/recarregamento;

c_h: Coeficiente de adensamento horizontal;
k_h: Coeficiente de permeabilidade horizontal.

Nota-se que foi considerada uma faixa de valores tanto para a resistência não-drenada (s_u), obtida através dos ensaios de palheta, como para o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), obtido através dos ensaios de dissipação na cravação do CPTu.

O módulo elástico E_{50} foi estimado por correlações empíricas obtidas para solos da região, que indicam relações de E_{50}/s_u entre 150 e 250 (Massad, 2009), grosso modo. No presente estudo adotou-se E_{50} igual a 200 vezes s_u. Já os valores de E_{oed}, E_{ur} e v_{ur} foram definidos segundo correlações apresentadas por Brinkgreve *et al.* (2014), a saber:

$$E_{oed} \sim E_{50} \tag{4.1}$$

$$E_{ur} \sim 3.E_{50} \tag{4.2}$$

$$\upsilon_{ur} \sim 0{,}2 \tag{4.3}$$

O Software Plaxis utiliza o coefiente de permeabilidade (k) como parâmetro para os cálculos de adensamento. Portanto, o coeficiente de permeabilidade horizontal (k_h) foi definido pela equação abaixo.

$$c_h = \frac{k_h}{\gamma_0 . m_v} \tag{4.4}$$

Onde:
c_h: Coeficiente de adensamento horizontal;
k_h: Coeficiente de permeabilidade horizontal;
γ_0: Peso específico da água;
m_v: Coeficiente de variação volumétrica, definido por $m_v=1/E_{oed}$.

Portanto, adotando a variação de c_h obtida nos ensaios de dissipação, entre 5.10^{-3} e 50.10^{-3} cm²/s, calcula-se valores de k_h entre $1,8.10^{-6}$ m/h e 18.10^{-6} m/h.

4.4.2. Resultados das modelagens numéricas dos ensaios de dissipação de pressão neutra (CPTu)

Com intuito de confirmar os parâmetros adotados para o solo da Baixada Santista, foram realizadas análises conforme a teoria de Randolph (1979) e as modelagens numéricas através do software Plaxis, comparando estes resultados aos ensaios de dissipação de pressões neutras realizados no local do terminal BTP, apresentados no item 4.3.3.

As análises foram realizadas com base na Figura 3. 12, considerando os ensaios de dissipação de pressões neutras realizados entre as cotas -5,2 m e -23,5 m, exceto o do CPTu-326 (-26,5 m), provavelmente com o cone estacionado em areia.

A seguir são apresentadas estimativas dos excessos de pressões neutras, normalizadas por s_u de forma a facilitar a visualização dos resultados, em função do tempo, obtidas respectivamente por:

- Formulação teórica proposta por Randolph et al. (1979), considerando valores de índice de rigidez (Ir) variando entre 80 e 200, usuais dos solos da Baixada Santista (Figura 4. 22);
- Modelagem numérica, através do software Plaxis, considerando modelo elástico, perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb) (Figura 4. 23);
- Modelagem numérica, através do software Plaxis, considerando modelo Hardening-Soil (Figura 4. 24).

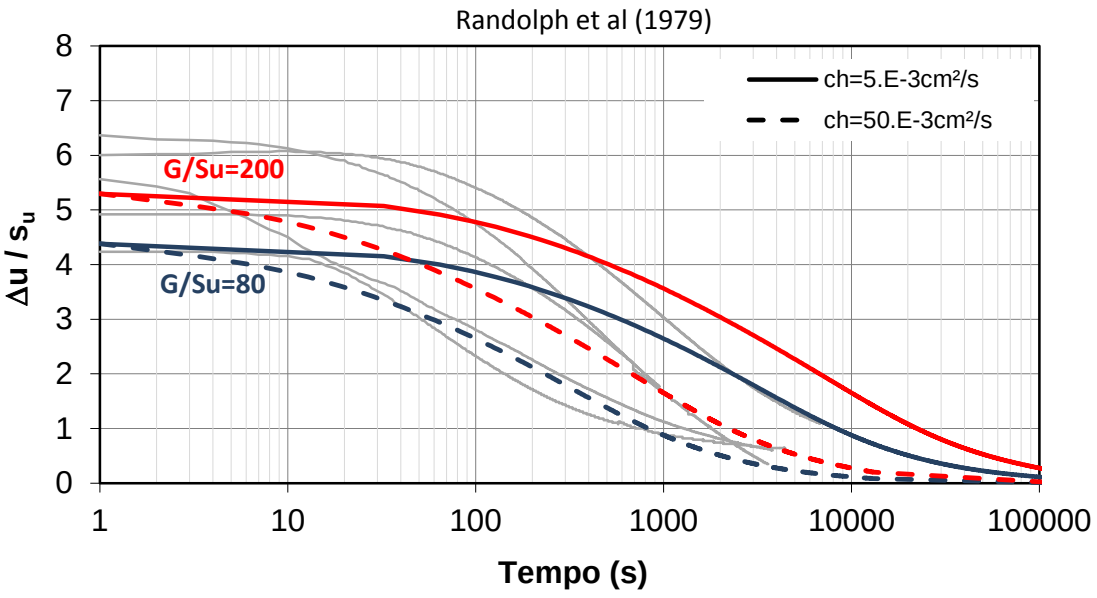


Figura 4. 22 - Dissipação das pressões neutras – CPTu's e estimativa teórica de Randolph et al. (1979).

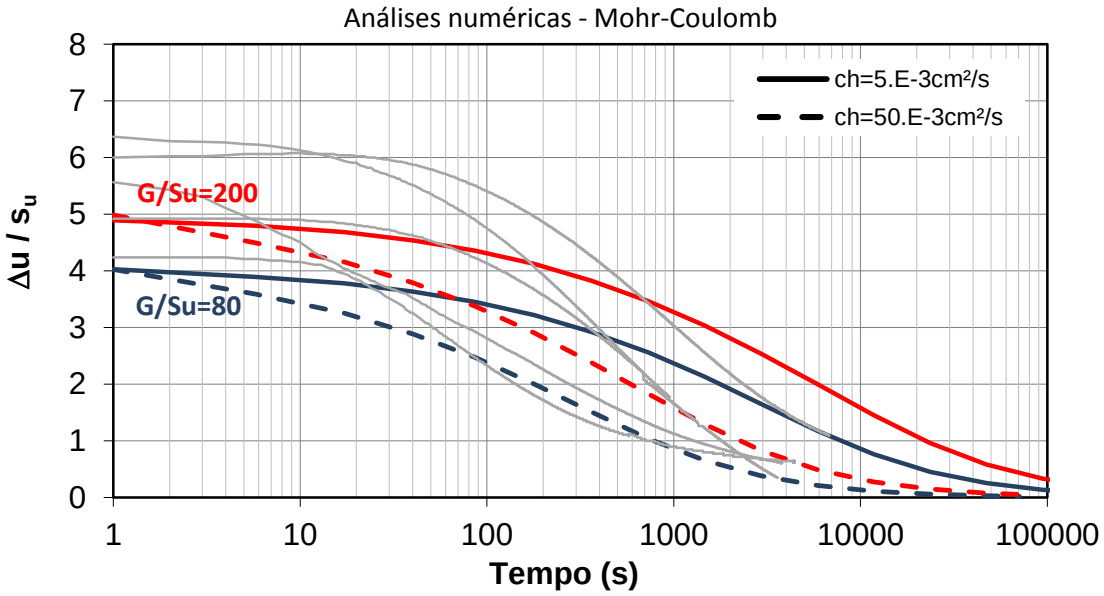


Figura 4. 23 - Dissipação das pressões neutras – CPTu's e análise numérica com modelo Mohr-Coulomb.

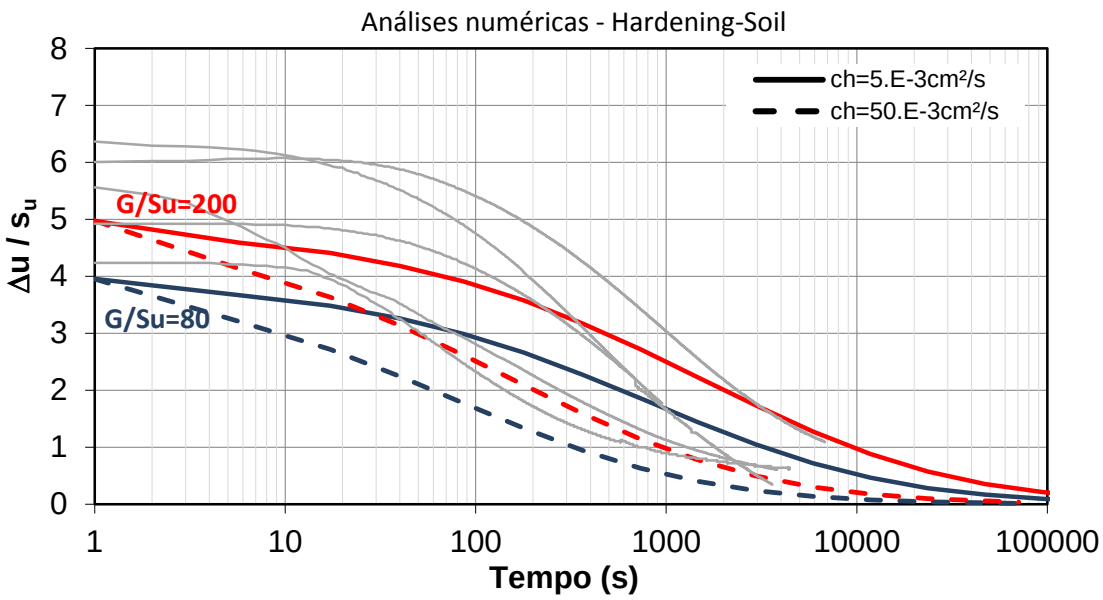


Figura 4. 24 - Dissipação das pressões neutras – CPTu's e análise numérica com modelo Hardening-Soil.

Nota-se, nas figuras acima, que as estimativas de pressões neutras ao longo do tempo, obtidas por metodologia teórica (Randolph et al., 1979) e cálculos numéricos, apresentam valores próximos entre si com relação $\Delta u/s_u$ variando entre 4,0 e 5,2. Estes resultados indicam boa correlação com a maioria dos ensaios de dissipação, com exceção de dois ensaios que apresentaram valores de pressões neutras mais elevados ($\Delta u/s_u$ maior que 6,0).

4.4.3. Resultados das modelagens numéricas da cravação das estacas

Neste item são apresentados os resultados das análises numéricas realizadas com intuito de simular a cravação de estacas com 80 cm de diâmetro, semelhantes às estacas cravadas no terminal BTP. Estas análises foram realizadas no software Plaxis, com os modelos de Mohr-Coulomb e Hardening-Soil.

Os valores de pressões neutras, tensões radiais totais e tensões radiais efetivas na interface solo-cavidade, obtidos nas análises estão apresentados a seguir.

- **Excessos de pressões neutras (Δu)**

Inicialmente são avaliadas as pressões neutras geradas devido a expansão da cavidade cilíndrica, cujos resultados são apresentados em função do tempo. Vale lembrar que foram adotadas faixas de valores tanto de s_u, entre 40 e 60 kPa, como de c_h, entre 5.10^{-3} e 50.10^{-3} cm²/s.

Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 4. 25, considerando modelo Mohr-Coulomb, e Figura 4. 26 para modelo Hardening-Soil.

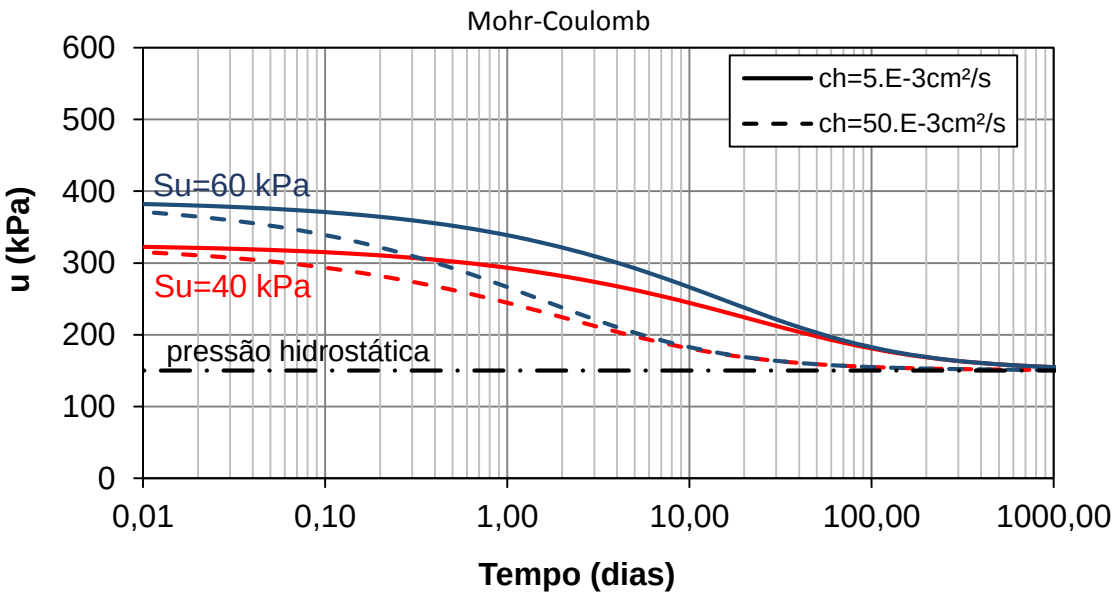


Figura 4. 25 - Excesso de pressões neutras devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Mohr-Coulomb.

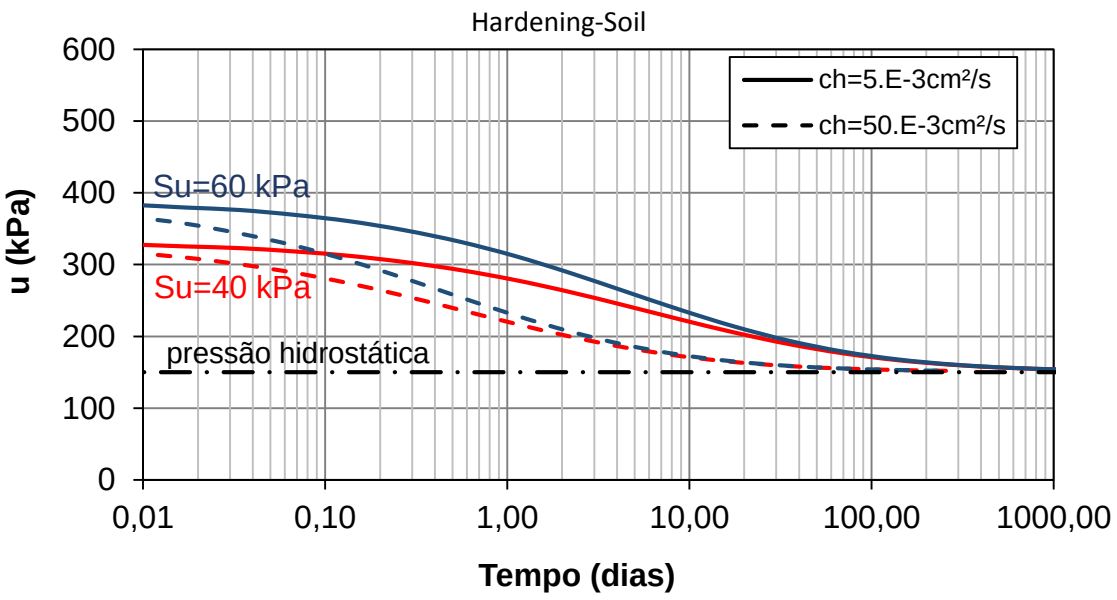


Figura 4. 26 - Excesso de pressões neutras devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Hardening-Soil.

Vale observar que os dois modelos avaliados, Mohr-Coulomb e Hardening-Soil, indicaram resultados próximos entre si, cujos valores máximos dos excessos de pressões neutras (Δu) gerados na interface solo-cavidade são da ordem de 180 e 240 kPa, para solos com resistência não-drenada de 40 e 60 kPa, respectivamente.

Nota-se que estes valores de excessos de pressão neutras são equivalentes a aproximadamente 4,5 e 4,0 vezes a resistência não-drenada adotada, ou seja, estão dentro dos valores esperados ao comparar com os resultados dos ensaios de dissipação realizados durante a cravação do piezocone (item 4.4.2).

- **Tensões radiais totais**

Como foi mencionado anteriormente (item 2.3.4) a cravação das estacas gera um excesso tanto nas pressões neutras, como nas tensões radiais totais ao redor das estacas.

Tal fato pode ser verificado nas Figuras 4.27 e 4.28.

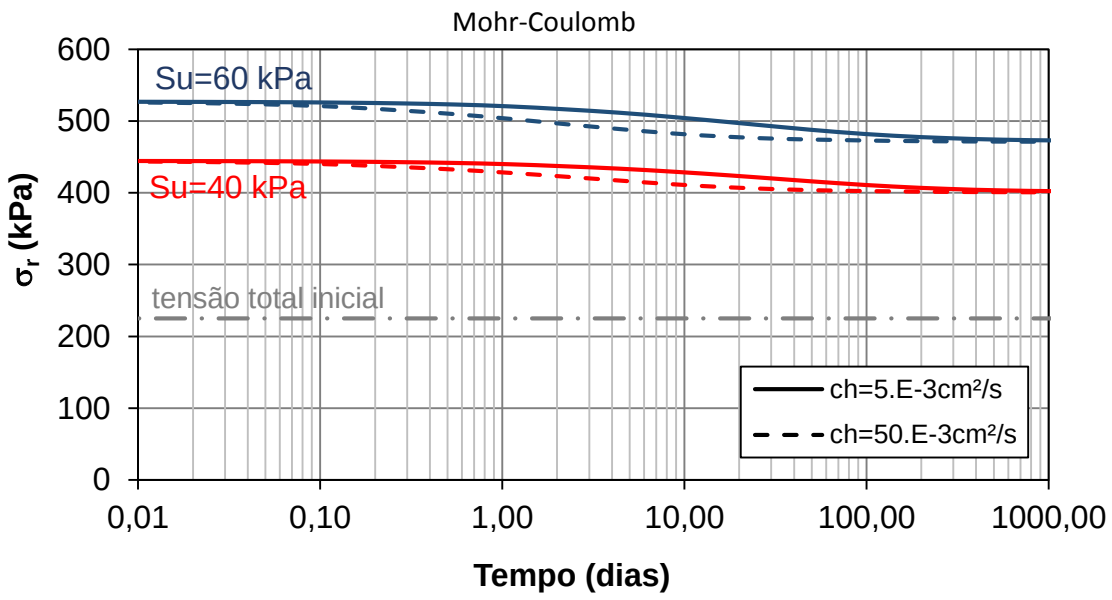


Figura 4. 27 - Tensões radiais totais devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Mohr-Coulomb.

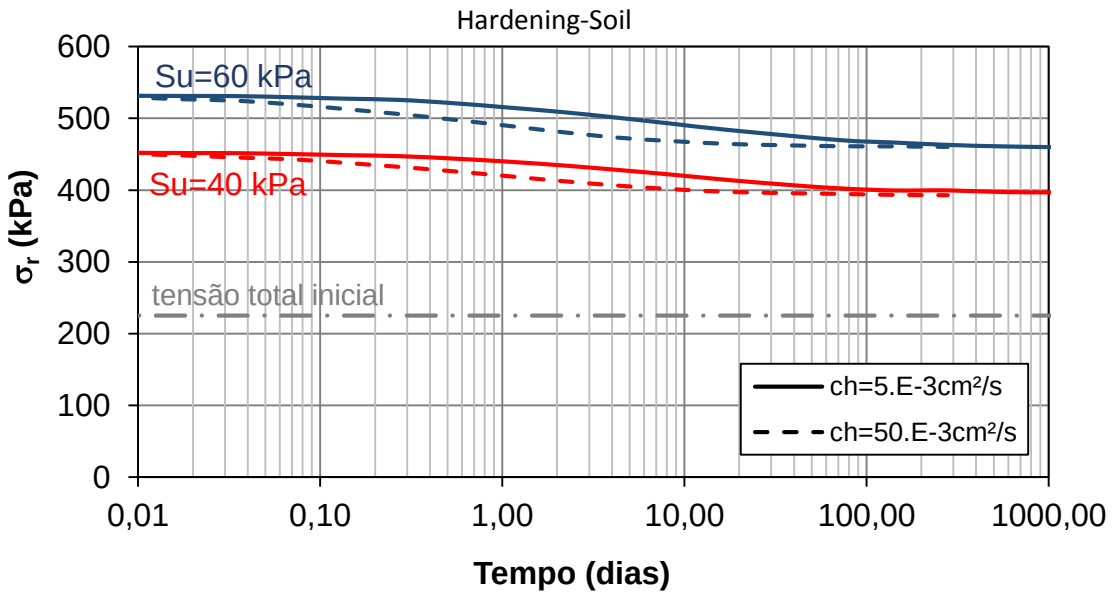


Figura 4. 28 - Tensões radiais totais devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Hardening-Soil.

Vale observar que os resultados das análises indicam um acréscimo de tensão total na parede da estaca variando entre 220 e 305 kPa, durante a cravação, havendo redução de aproximadamente 25% dos excessos de tensões totais ao longo do tempo,

resultando em acréscimos de tensões após a dissipação entre 170 e 240 kPa, para solos com resistências não-drenadas de 40 e 60 kPa, respectivamente.

Ainda avaliando os resultados de tensões radiais totais ao redor das estacas, vale observar que após a redução das tensões, estima-se que a tensão radial total será de aproximadamente 400 e 470 kPa para os solos com resistência não-drenada de 40 e 60 kPa, respectivamente. Portanto, estima-se que as tensões totais atuantes na parede da estaca, após a redução das tensões, variam entre 1,8 e 2,1 vezes a tensão horizontal em repouso do solo.

- **Tensões radiais efetivas**

Em posse dos resultados de pressões neutras e tensões radiais totais, procede-se para a estimativa das tensões radiais efetivas, cujos valores obtidos nas análises numéricas para modelo Mohr-Coulomb e Hardening-Soil estão apresentados a seguir.

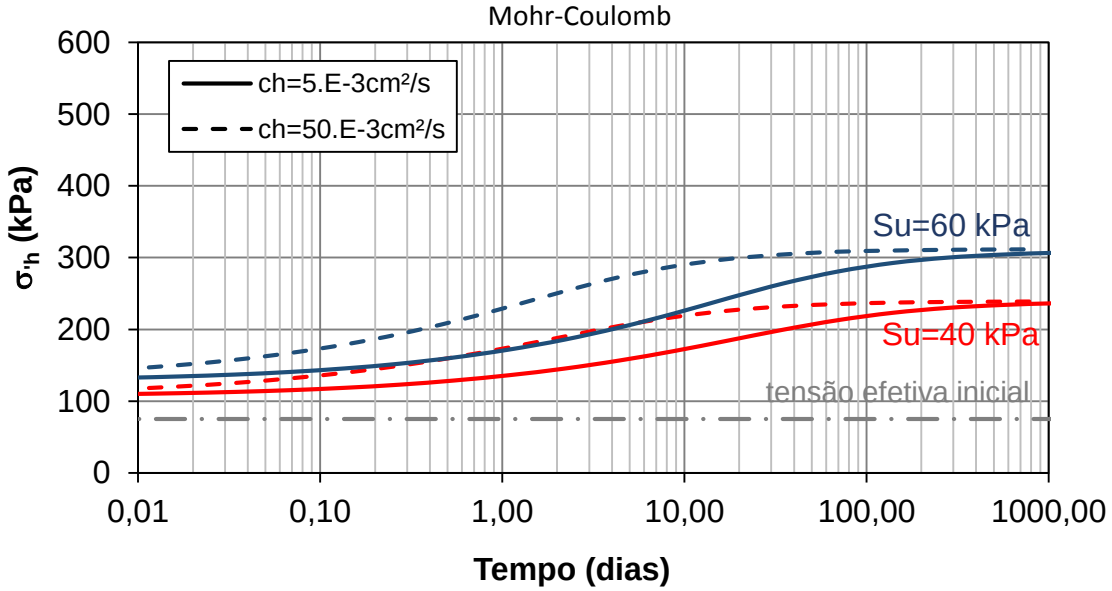


Figura 4. 29 - Tensões radiais efetivas devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Mohr-Coulomb.

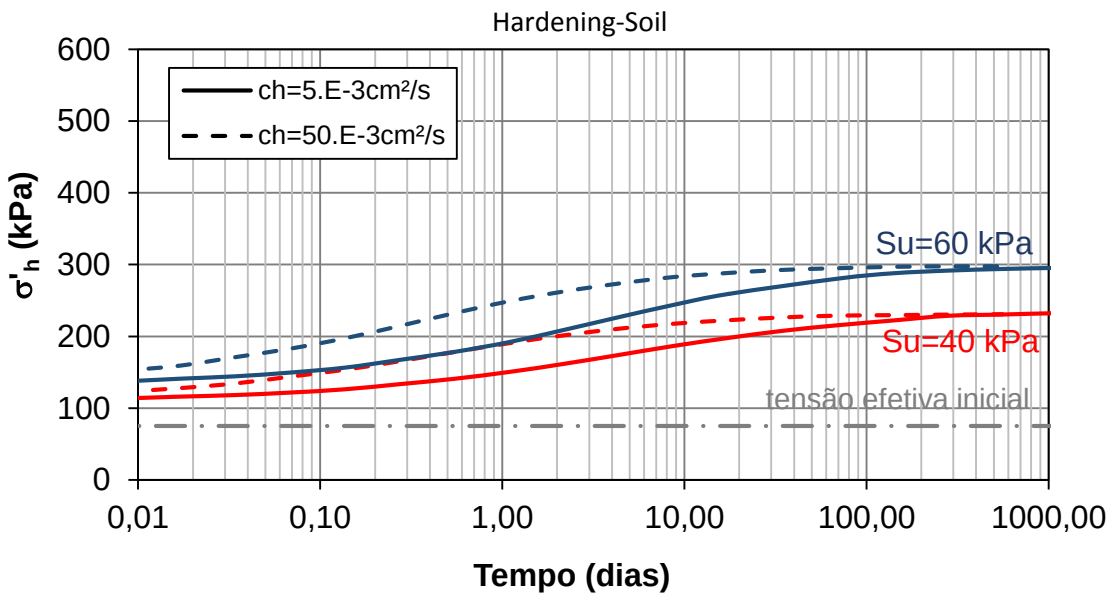


Figura 4. 30 - Tensões radiais efetivas devido a cravação de estaca ϕ=80 cm – Modelo numérico – Hardening-Soil.

Vale notar que durante a dissipação das pressões neutras e redução das tensões radiais, observou-se um acréscimo de tensões radiais efetivas de 120 e 170 kPa, para solos com resistência não-drenada de 40 e 60 kPa, respectivamente.

Além disso a tensão radial efetiva, logo após a cravação, varia entre 1,6 e 2,0 vezes a tensão efetiva horizontal do solo em repouso, e após a dissipação estes valores variam entre 3,6 e 4,9 vezes a tensão efetiva em repouso. O valor de Ko foi estimado com base na expressão:

$$K_0 = 0{,}57.RSA^{0{,}45} = 0{,}57.2{,}5^{0{,}45} = 0{,}86 \qquad (4.5)$$

Nos casos avaliados, considerando a cravação de estacas com 80 cm de diâmetro, o tempo para ocorrer 90% do acréscimo de tensão efetiva radial varia entre 6 e 70 dias, dependendo dos parâmetros adotados.

4.5. COMPARATIVO ENTRE AS ANÁLISES NUMÉRICAS E OS DADOS DE "SET-UP" DE ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Conforme apresentado no item 4.2, diversas estacas cravadas no terminal BTP, foram avaliadas através de ensaios dinâmicos, realizados em diferentes períodos após a cravação.

No presente estudo são avaliados os atritos laterais unitários estimados nos ensaios de carregamento dinâmico, isolando a parcela referente à camada de SFL. Sendo assim, a Figura 4. 31 apresenta os atritos laterais unitários médios entre o topo das estacas e a cota -25,0 m. Nota-se que se trata da Figura 4. 10, sem a área entre o Cais 2 e a Laje de Alívio 1, pelos motivos expostos anteriormente (item 4.2).

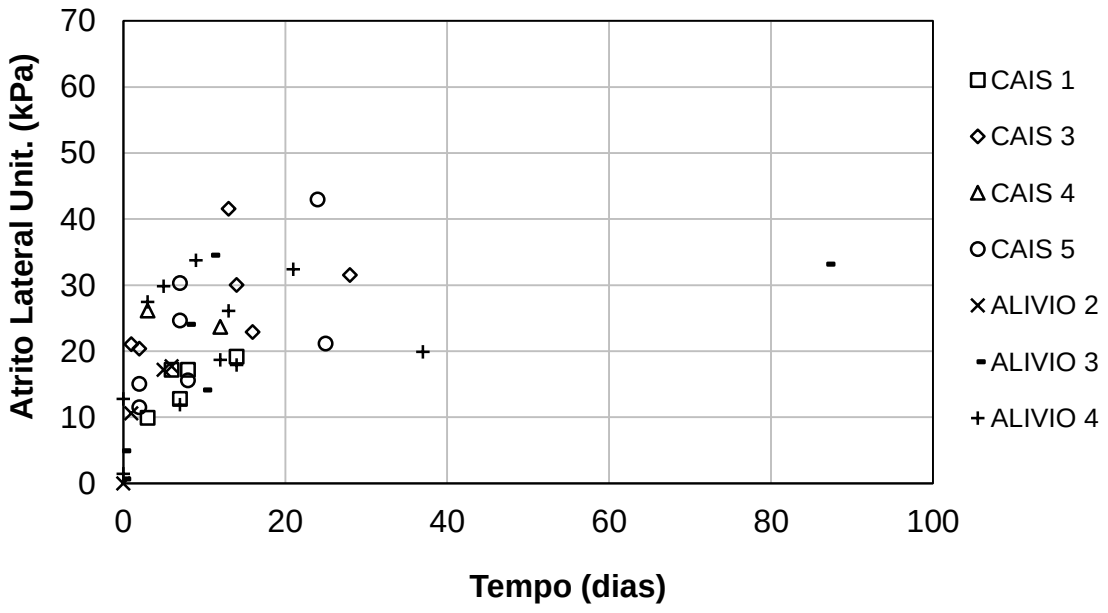


Figura 4. 31 - Média do atrito lateral unitário entre topo e cota -25,0 m.

Nota-se que ao final da cravação, no tempo igual a 0, o atrito lateral unitário varia entre 0 e 12 kPa e após decorrido certo tempo o atrito lateral unitário varia entre 10 e 43 kPa.

Com base nas Figuras 4.29 e 4.30, aplicou-se o método β (Burland,1973), também conhecido por método das tensões efetivas, com objetivo de estimar a variação do atrito lateral unitário, τ_l, das estacas.

O método β (Burland,1973), apud Velloso e Lopes (2011), é definido pela equação:

$$\tau_l = \sigma'_h . tan\delta \tag{4.6}$$

Onde:

τ_l: Atrito lateral unitário;

σ'_h:Tensão efetiva horizontal contra a superfície lateral da estaca;

δ: Ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Neste método a tensão horizontal efetiva, σ'_h, é considerada proporcional a tensão vertical efetiva inicial; σ'_{vo}, cuja relação é definida por:

$$\sigma'_h = K\sigma'_{v0} \tag{4.7}$$

Observa-se que o coeficiente K, que representa a razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical inicial, é diferente de K_0, que representa a razão de tensão horizontal em repouso, principalmente no caso de estacas cravadas cujas tensões horizontais atuantes na parede da estaca são geralmente superiores às tensões horizontais em do solo em repouso. Vale lembrar que as análises numéricas resultaram em valores de K entre 3,6 e 4,9, após dissipação total das pressões neutras.

Já o coeficiente δ, que representa o ângulo de atrito entre a estaca e o solo, depende das características do solo e da superfície da estaca, podendo ser definido através de ensaios de laboratório, porém a maioria dos estudos relacionados ao tema avaliam estacas cravadas em areia, havendo poucas informações para cravação em solos argilosos.

O produto K.tgδ foi designado por β, daí resultando:

$$\tau_{l,ult} = \beta . \sigma'_{vo} \tag{4.8}$$

Diversos estudos, ao realizarem retroanálises do atrito lateral unitário através de resultados de provas de carga, indicam valores de β variando entre 0,25 e 0,30 para estacas cravadas em argilas normalmente adensadas ou pouco sobreadensadas.

Sendo assim, considerando K da ordem de 4,0 e β igual a 0,3, conclui-se que tanδ vale aproximadamente 0,08.

Nota-se que o valor de tanδ igual a 0,08 implica em δ igual a 5°. Este valor é menor do que o ângulo de atrito efetivo de pico (ϕ'_p) das argilas de SFL, da ordem de 15 a 25°, acima dos efeitos do pré-adensamento (Massad, 2009), e de 6 a 8°, abaixo desses efeitos (Massad, 2016), que é o caso das argilas de SFL da BTP, com RSA igual a 2,5 a 15,0 m de profundidade (Figura 3.8). Essas cifras referem-se à condição intacta da argila e não à amolgada. Nesse contexto, Atkinson (1993), reconhecendo que os grandes deslocamentos cisalhantes impostos pelas estacas podem reduzir a resistência do solo ao seu valor residual, refere-se ao caso em que δ pode se situar entre o ângulo de atrito residual (ϕ'_r) e o ângulo de atrito de pico (ϕ'_p), isto é, $\phi'_r \leq \delta \leq \phi'_p$. Como a sensibilidade das argilas de SFL oscila em geral entre 3 e 5 (ver, em particular, a Figura 3.8), pode-se concluir que o ϕ'_r é baixo o que justificaria o valor de δ inferido das análises. Em posse das tensões radiais efetivas em função do tempo, obtidas por modelagem numérica, e considerando o valor de tanδ igual a 0,1, é possível estimar o atrito lateral unitário em função do tempo, conforme apresentado na Figura 4. 32, adotando modelo Mohr-Coulomb, e Figura 4. 33, adotando modelo Hardening-Soil.

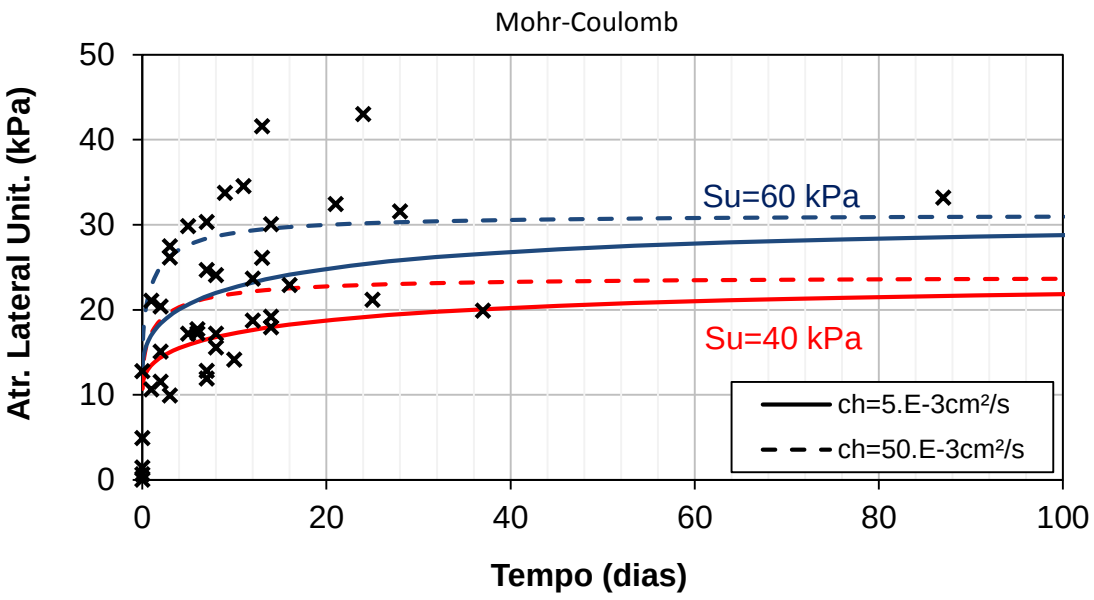


Figura 4. 32 - Atritos laterais unitários obtidos por ensaios de carregamento dinâmico e modelagem numérica – Mohr-Coulomb.

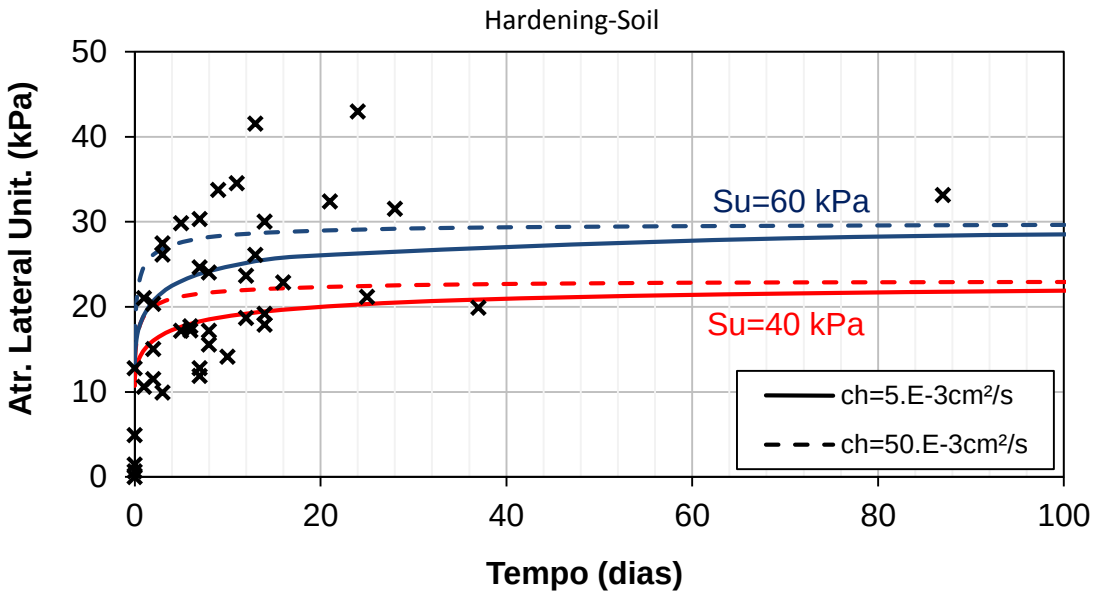


Figura 4. 33 - Atritos laterais unitários obtidos por ensaios de carregamento dinâmico e modelagem numérica – Hardening-Soil.

O atrito lateral unitário médio atuante na camada de SFL varia entre 10,7 e 13,1 kPa ao término da cravação, e 23,1 e 31,2 kPa após dissipação total das pressões neutras. Estas últimas cifras são consistentes com resultados de provas de carga realizadas

em estacas flutuantes da Baixada Santista, conforme dados das tabelas 8.5 e 8.6 de Massad (2009).

Os resultados obtidos mostram uma dispersão no ganho das resistências das estacas analisadas, mas com tendências de variações dentro de uma faixa de valores relativamente estreita. Além disso, revelam valores teóricos de “set-up lateral” em um intervalo entre 2,0 e 2,5 aproximadamente, 20 dias após a cravação. Essas cifras representam, grosso modo, valores reais do “set-up lateral” das estacas analisadas.

Nota-se que para as estacas em questão, com 80 cm de diâmetro, o tempo necessário para ocorrer 90% do efeito “set-up” é de aproximadamente 6 e 70 dias, considerando coeficientes de adensamento, c_h, de 50.10^{-3} e 5.10^{-3} cm²/s, respectivamente, confirmando resultados obtidos no final do item 4.4.

Os resultados das análises numéricas indicam que após 1 dia da cravação, já ocorre cerca de 50 a 70% do ganho de resistência total previsto.

Finalmente, conclui-se que a metodologia proposta para estimativa do “set-up” lateral de estacas através de resultados de análises numéricas em conjunto com o método β, utilizado para previsão de atrito lateral unitário levando em consideração as tensões efetivas atuantes na parede da estaca, apresenta boa correlação com os resultados de campo obtidos por ensaios de carregamento dinâmico executados nas estacas do terminal BTP.

Nota-se que, em alguns casos, os valores obtidos em campo estão fora da faixa de valores estimada. Na opinião do autor, seriam necessárias avaliações mais detalhadas de cada caso para melhor entendimento das variações observadas em campo. No entanto, de maneira geral, os resultados obtidos significam um passo importante para melhor entendimento do efeito “set-up”.

CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas tanto nas revisões bibliográficas, como nas análises dos resultados dos ensaios de campo, e, adicionalmente, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

De modo geral, apesar das dispersões encontradas e apontadas no texto, entende-se que os resultados obtidos significam um passo importante para um melhor entendimento do efeito “set-up”.

5.1. CONCLUSÕES DAS REVISÕES BIBLIOGRÁFICAS

Através das revisões bibliográficas apresentadas no presente estudo, pode-se concluir que:

- O efeito “set-up” está diretamente relacionado à resistência lateral das estacas e, portanto, estacas do tipo flutuantes terão um “Set-up total” maior do que estacas cravadas com nega “fechada”, com resistência de ponta maior.
- Os mecanismos que influenciam o “Set-up” podem ser divididos em dois grupos de comportamento, sendo associados à dissipação de pressões neutras ou a fenômenos relacionados ao adensamento secundário como re-arranjo de partículas ou alterações do estado de tensões devido ao “creep”. Nota-se que as análises numéricas indicaram outro fator importante na estimativa do “set-up” relacionado à variação de pressões totais durante a dissipação das pressões neutras, fenômeno citado por vários autores.
- Os métodos empíricos para estimativa do efeito “set-up” podem resultar em boas correlações com ensaios de campo, porém é importante observar que estes métodos não levam em consideração o diâmetro da estaca, fator que tem grande influência no tempo de dissipação das pressões neutras.
- As correlações do efeito “set-up” com ensaios geotécnicos podem apresentar resultados satisfatórios como análises preliminares, no entanto, ainda não há uma metodologia consagrada no meio técnico para estas correlações. Sendo assim, a

forma mais utilizada, e confiável, de estimativa do “set-up” é através da execução de estacas teste nas obras.

- Os comparativos entre diversos estudos de campo com medidas de deslocamentos, pressões neutras e tensões totais após a cravação de estacas em solos argilosos, indicam que:
    - Em virtude da cravação, os deslocamentos horizontais do solo a 1 diâmetro de distância da parede da estaca são de aproximadamente 50% do deslocamento máximo e a 5 diâmetros da estaca, os deslocamentos são de aproximadamente 10% o deslocamento na parede da estaca;
    - As variações das pressões neutras durante a cravação podem ser normalizadas pela resistência não-drenada do solo (s_u), podendo chegar a 6,0 vezes s_u na parede da estaca com variações consideráveis observadas até cerca de 20 raios de distância. É importante ressaltar que quanto maior a razão de sobreadensamento (RSA) do solo, menores são as variações de pressões neutras, sendo observadas variações negativas em solos muitos sobreadensados (RSA superiores a 5);
    - Os estudos apresentados indicam com clareza que ocorre uma redução das tensões radiais totais após a cravação das estacas, ocorrendo simultaneamente à dissipação das pressões neutras geradas ao redor das estacas. Os valores das tensões radiais totais medidas após a dissipação são geralmente da ordem de 60% das tensões radiais medidas na parede das estacas logo após a cravação;
- A metodologia teórica apresentada (Randolph et al., 1979) indica que as variações das pressões neutras variam entre 3,0 e 6,0 vezes s_u, crescendo em função do índice de rigidez do solo, Ir, obtido por G/ s_u. Estes resultados foram comparados aos ensaios de campo presentes na bibliografia, indicando boa correlação entre si, para casos de solos normalmente adensados ou pouco sobreadensados;
- É importante observar que a metodologia teórica não permite estimar as variações das tensões totais após a cravação, essencial para avaliação das tensões efetivas ao redor da estaca, e consequentemente, das estimativas da variação da resistência lateral em função do tempo.

5.2. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES DO EFEITO “SET-UP” EM ESTACAS DA BTP

A avaliação dos dados de campo e os resultados das análises numéricas permitem concluir que:

- As cotas de ponta das estacas avaliadas estão entre a cota -32,0 e -55,0 m, sendo que praticamente todas as estacas ultrapassaram as camadas de SFL e AT e estão embutidas em solo residual.
- Os resultados de carga máxima mobilizada obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico foram muito variáveis, sendo obtidos valores entre 3.570 e 11.030 kN para a resistência total das estacas e valores entre 1.500 e 9.050 kN para as resistências laterais.
- Ao realizar ensaios na mesma estaca em diferentes períodos após a cravação, observou-se valores de “set-up total” (atrito lateral e ponta) entre 1,0 e 1,6. No entanto, é importante ressaltar que estes valores não indicam o “set-up” total das estacas, uma vez que foram realizados em intervalos curtos de tempo por vezes desprezando o ganho de resistência nas primeiras horas após a cravação.
- Ao avaliar o atrito lateral unitário no trecho de camada SFL, foram obtidos valores médios de 0 a 12 kPa ao final da cravação (t=0 dias), e valor máximo de 42 kPa após decorrido certo tempo da cravação.
- As análises numéricas simulando a expansão de uma cavidade cilíndrica, indicam que:
    - Os valores máximos dos excessos de pressões neutras (Δu) gerados na interface solo-cavidade são da ordem de 180 e 240 kPa. Estes valores são equivalentes a aproximadamente 4,5 e 4,0 vezes a resistência não-drenada adotada, de 40 e 60 kPa, respectivamente.
    - O acréscimo de tensão radial total na parede da estaca varia entre 220 e 305 kPa, durante a cravação, havendo redução de aproximadamente 25% ao longo do tempo, resultando em valores finais de 170 e 140 kPa para solos com resistência não drenada de 40 e 60 kPa, respectivamente.

  - A tensão radial efetiva, logo após a cravação, varia entre 1,6 e 2,0 vezes a tensão efetiva horizontal do solo em repouso, e após a dissipação estes valores variam entre 3,6 e 4,9 vezes a tensão efetiva em repouso.
- As estimativas de atrito lateral unitário, através dos resultados das análises numéricas e aplicação do método β, indicam que:
  - O atrito lateral unitário médio atuante na camada de SFL varia entre 10,7 e 13,1 kPa ao término da cravação, e 23,1 e 31,2 kPa após dissipação total das pressões neutras. Estas cifras são consistentes com resultados de provas de carga realizadas em estacas flutuantes da Baixada Santista.
  - O valor do efeito “set-up” lateral estimado nas análises varia entre 2,0 e 2,5, para a camada de argila SFL.
  - O tempo necessário para ocorrer 90% do efeito “set-up” é de aproximadamente 6 e 70 dias, considerando coeficientes de adensamento, c_h, de 50.10^{-3} e 5.10^{-3} cm²/s, respectivamente.
  - Os resultados das análises numéricas indicam que um dia após a cravação ocorre cerca de 50 a 70% do ganho de resistência lateral previsto, para valores de ch de 5.10^{-3} e 50.10^{-3}, respectivamente.

5.3. SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Como sugestão para aprofundar os estudos futuros relativos aos efeitos tempo-dependentes, como o “set-up”, o autor propõe as seguintes linhas de pesquisa:

- Aprofundamento das correlações entre o efeito “set-up” e ensaios *in situ* após diferentes períodos de descanso. Nesta linha de pesquisa pode-se considerar:
  - Ensaios do tipo SPT-T, com medida de tração durante realização de sondagens a percussão;
  - Avaliação de retomada da cravação do cone após ensaios de dissipação de pressões neutras em ensaios CPTu.
- Criação de bancos de dados que incluam ensaios de carregamento dinâmicos e provas de carga estáticas em outros locais da Baixada Santista, visando ampliar a base de dados de pesquisa.

- Elaboração de campo experimental com monitoramento de pressões neutras e medidas de tensões totais, durante e após a cravação de estacas, incluindo campanha de provas de carga na estaca durante a dissipação das pressões.
- Monitoramento de pressões neutras e tensões totais na parede da estaca através de células de carga instaladas em estacas-teste.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ATKINSON, J.H. (1993). **An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations: Through Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill Book Co., Berkshire, UK.

AXELSSON, G. (1998). **Long-Term Set-up of Driven Piles in Non-Cohesive Soils Evaluated from Dynamic Tests on Penetration Rods**. Proceedings of the First International Conference on Site Characterization, Vol. 2, pp. 895-900.

AXELSSON, G. E WESTIN, A. (2000) **Torque Tests on Driven Rods for Prediction of Pile Set-up.** New Technological and Design Developments in Deep Foundations: pp. 297-311.

AXELSSON, G. (2002). **A Conceptual Model of Pile Set-up for Driven Piles in Non-Cohesive Soil.** Deep Foundations Congress, Geotechnical Special Publication, No 116, Volume 1, ASCE, Reston, Va., pp 64-79.

BILFINGER, W. (2010). **Set-up em Estacas Cravadas.** V Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, Gramado. v. 1. pp. 9-29.

BJERRUM L, SIMONS N, TORBLAA I. (1958). **The Effect of Time on Shear Strength of a Soft Marine Clay.** Proc. Brussels Conf. Earth Press Prob., vol. 1, pp. 148-158.

BJERRUM L, JOHANNESSEN I. (1961). **Pore pressures resulting from driving piles in soft clay.** Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp. 14-17.

BJERRUM, L. (1973). **Problems of soil mechanics and construction on soft clays: state of the art report.** Proceedings 8th ICSMFE, Moscow, p. 1-53.

BOND AJ, JARDINE RJ. (1995). **Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay.** Geotechnique 45(1), pp. 3-23.

BRINKGREVE, R.B.J., et al. (2014). **Plaxis Reference Manual.** Plaxis bv., The Netherlands

BULLOCK, P.J. (1999). **Pile Friction Freeze: A Field and Laboratory Study, Volume 1.** Ph.D. Dissertation, University of Florida.

BULLOCK, P.J., SCHMERTMANN, J.H. (2003). **Determining the effect of stage testing on the dimensionless pile side shear setup factor**. Research Report BC354, RPWO#27, Florida Department of Transportation.

BULLOCK, P.J., (2008).**The Easy Button for Driven Pile Setup Dynamic Testing.** From research to practice in geotechnical engineering. ASCE. Reston, VA, GSP 180. pp. 471-488.

BURLAND, J.P. (1973) **Shaft friction of piles in clay-a simple fundamental approach.** Ground Engineering 6: 30-42

CAMP III, W. M. e PARMAR, H. S. (1999). **Characterization of pile capacity with time in the cooper marl: A study of the applicability of a past approach to predict long term pile capacity.** Transportation Research Record, 1663, 16–24.

CAMPOS, G.C. (1997). **"Previsão do fator de "Set-up" para avaliação da capacidade de carga de estacas cravadas em ensaios de carregamento dinâmico".** Dissertação de Mestrado. EPUSP.

CAMPOS, G.C. (2002). **"Proposta de uma metodologia, baseada em ensaios de campo, para a previsão do fator de "Set-up" em estacas cravadas em solos argilosos de baixa consistência**". Tese de Doutorado. EPUSP.

CAO L.F., NA Y.M., WIN B.M., CHOA V. (1998). **Analysis of cone pressuremeter test in clay**. Proc. 13th Southeast Geotech. Conf., Taiwan, pp. 23-28.

CAO L.F., TEH C.I., CHANG M.F. (2001). **Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis**. Geotechnique 51, No. 4, pp. 323-334.

CARTER, J.P., RANDOLPH, M.F. e WROTH, C.P. (1979**). Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity**.. International Journal for Analytical and Numerical Methods in Geoemechanics. 3(4):305-22

CHANDRA, S. e HOSSAIN, M.D.I. (1993). **Prediction and observation of pore pressure due to pile driving**. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Paper 46.

CHANG M.F., CHOA V., CAO L.F., ARULRAJAH A. (1998). **Evaluating the state of consolidation of clay at a reclaimed site.** Proc. First Int. Symp. Geotech. Site Characterization, Atlanta, pp. 1403-1408.

CHOW, F.C., JARDINE, R.J., BRUCY, F., AND NAUROY, J.F. (1998). **Effects of Time on Capacity of Pipe Piles in Dense Marine Sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 3, ASCE, pp. 254-264.

COOP MR, WROTH CP. (1989). **Field studies of an instrumented model pile in clay**. Geotechnique 39, pp. 679-696.

CUMMINGS E.A., KERHOFF G.0., PECK R.B. (1950). **Effect of driving piles in soft clay**. Trans. Am. Sot. Civ. Engrs 115.

DANZIGER, F.A.B., & SCHNAID, F. (2000). **Piezocone Tests: Procedures, recomendatios and interpretation.** In: Anais do Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC - SEFE IV, 3, 1-51, São Paulo: ABMS.

DESAI, C.S.; SIRIWARDANE, H.J. (1984). **Constitutive Laws for Engineering Materials: With Emphasis on Geologic Materials.** Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

DUNCAN, J. M. CHANG, C. Y. (1970). **Nonlinear analysis of stress and strain in soils.** J. of Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 96 (SM5), pp. 1629-1653.

EARTH TECHNOLOGY CORPORATION. (1986). Final Report: **Some aspects of the fundamental behavior of axially loaded piles in clay soils**.

FELLENIUS, B., RIKER, R., O'BRIEN, A., AND TRACY, G. (1989). **Dynamic and Static Testing in Soil Exhibiting Set-Up**. *J. Geotech. Engrg.*,115(7), 984–1001.

FELLENIUS, B. (2008) **Effective Stress Analysis and Set-up for Shaft Capacity of Piles in Clay**. From Research to Practice in Geotechnical Engineering: pp. 384-406.

FELLENIUS, B.H. (2006). **Basic of foundation Design**. Edição eletrônica. Disponível em <www.fellenius.net>

FLAATE, K. (1972). **Effects of pile driving in clays**. Canadian Geotechnical Journal 9(1): 81-88.

HOULSBY GT, TEH CI. (1988). **Analysis of the piezocone in clay**. Proceedings International Symposium on Penetration Testing. Rotterdam, Netherlands, Vol. 1, pp. 777-783.

HOUSEL, W. S. (1958). **Procedures for Testing Soils**. ASTM, p. 360.

HWANG, J., LIANG, N., AND CHEN, C. (2001). **Ground Response during Pile Driving**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(11), 939–949.

KOIZUMI Y, ITO K. (1967). **Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations**. Soils Fdns 7, No. 3.

KOMURKA V, WAGNER AB, EDIL TB. (2003). **Estimating Soil/Pile Set-up**. Wisconsin Highway Research Program #0092-00-14.

KONDNER, R. (1963). **Hyperbolic Stress-Straim Response of Cohesive Soils.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.89, SM1.

KONRAD, J-M AND ROY, M. (1987). **Bearing capacity of friction piles in marine clay**. Geotechnique 37(2) 163-175.

LADANYI B. (1963) **Expansion of a cavity in a saturated medium**. J. Soil Mech. Found. Diu. ASCE, 89, pp. 127-161.

LEE, W., KIM, D., SALGADO, R. e ZAHEER, M. (2010). **Setup of driven piles in layered soil**. *SOILS AND FOUNDATIONS*, 10.3208/sandf.50.585, 585-598.

LEHANE, B.M., JARDINE R.J. (1994). **Displacement-pile behaviour in a soft marine clay.** Canadian geotechnical journal, Vol: 31, Pages: 181-191, ISSN: 0008-3674

LONG JH, KERRIGAN JA, WYSOCKEY MH. 1999. **Measured Time Effects for Axial Capacity of Driven Piling**. Transportation Research Record 1663, Paper No. 99-1183, pp. 8-15.

LUTENEGGER, ALAN J., AND KELLEY, SHAWN P. (1998). **Standard Penetration Tests with Torque Measurement.** Proceedings of the First International Conference on Site Characterization, Vol. 2, pp. 939-945.

MASSAD F. (2009). **Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. Oficina de textos.

MASSAD F. (2016). Comunicação pessoal.

MCCLELLAND B, FOCHT JA, EMRICH WJ (1969) **Problems in design and installation of offshore piles**. Journal of soil mechanics foundation division 95: 1491-1514

MCMANIS, KENNETH L., FOLSE, MICHAEL D., AND ELIAS, JANET S. (1989). **Determining Pile Bearing Capacity by Some Means Other Than the Engineering News Formula**. Federal Highway Administration Report No. FHWA/LA-89/234.

MCVAY, M.C., SCHMERTMANN, J., TOWNSEND, F., AND BULLOCK, P. (1999). **Pile Friction Freeze: A Field and Laboratory Study**. Florida Department of Transportation, Volume 1, pp.192-195.

MELLO, L.G., NYIAMA, S., COELHO, J., SKAF, K. (1998). **Dynamic and static load tests on the longest precast prestressed concrete piles of Brasil**. 7th Int. Conf. And Exhibition on piling and deep foundations – DFI – 98, Viena.

ORTIGÃO, J. A. R. (1980). **Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro**, tese DSc, COPPE-UFRJ.

PAIKOWSKY, S.G., LABELLE, V., HOURANI, N.M. (1996). **Dynamic Analyses and Time Dependent Pile Capacity.** *Proceedings 5th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Orlando FL. pp. 325-339.

PAIKOWSKY, S.G., HART, L.J. (2000). **Development and Field Testing of Multiple Deployment Model Pile (MDMP)**. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-RD-99-194.

PESTANA, JM, HUNT CE, BRAY JD. 2002. **Soil Deformation and Excess Pore Pressure Field Around a Closed-Ended Pile**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 128, No. 1, ASCE, pp. 1-12.

RANDOLPH MF, CARTER JP, WROTH CP. 1979. **Driven Piles in Clay – the Effects of Installation and Subsequent Consolidation**. Géotechnique 29, No. 4, pp. 361-393.

RANDOLPH, MF and WROTH, C.P. (1979). **An analytical solution for the consolidation around a driven pile**. Intl. J. Numer. and Anal. Methods in Geomech., 3(2): 217-229.

RANZINI, S.M.T. (1988). **SPTF**. Solos e Rochas. Vol. 11, pp 29-30.

RAUSCHE, F., THENDEAN, G., ABOU-MATAR, H. LIKINS, G, GOBLE, G (1996). **Determination of pile driveability and capacity from penetration tests**. FHWA.

ROBERTSON PK, WOELLER DJ, GILLESPIE D. (1990). **Evaluation of excess pore pressures and drainage conditions around driven piles using the cone penetration test with pore pressures mearusements**. Canadian Geotch Jounal, Volume 27, No. 2, pp. 249-254.

SALGADO R, MITCHELL JK, JAMIOLKOWSKI M. (1997). **Cavity expansion and penetration resistance in sand.** J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., 123(4), pp. 344–354.

SCHANZ, T., VERMEER, P.A., and BONNIER, P.G. (1999). **The hardening soil model: formulation and verification**. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam.

SEED, H. B. e REESE, L. C. (1955). **The action of soft clay along friction piles**. Proceedings, ASCE, Vol. 81, Paper No. 842.

SKEMPTON, A.W., NORTHEY, R.D. (1952). **The sensitivity of clays.** Géotechnique, 3, 30-53.

SKOV, R. e DENVER, H. (1988): **Time-dependence of bearing capacity of piles.** Proc. 3rd International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles, Canada, 1–10.

SOARES, J.M.D. (1997). **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre**. Tese de Doutorado.CPGEC/UFRGS. Porto Alegre

SODERBERG LO. (1962). **Consolidation theory applied to foundation pile time effects**. Geotechnique, 12(3), pp. 217–225.

SVINKIN, MARK R., SKOV R. (2000). **Set-up Effect of Cohesive Soils in Pile Capacity**. Proceedings, 6th International Conference on Application of Stress Waves to Piles, Sao Paulo, Brazil, Balkema, pp. 107-111.

TEIXEIRA, A.H. (2000). **Uma retrospectiva e as tendências da engenharia de fundações no Brasil**. Anais SEFE IV. São Paulo. ABEF/ABMS. V.1, pp. 1-22.

THORBURN, S. e RIGDEN W.J. (1980). **A practical study of pile behavior.** Proc. 12th Annual Offshore Technology Conf., Houston

TITI HH e WATHUGALA G.W. (1999). **Numerical Procedure for Predicting Pile Capacity – Setup/Freeze.** Transportation Research Record 1663, Paper No.99-0942, pp. 25-32.

VÉSIC, A.S. (1972). **Expansion of cavities in infinite soil mass**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (JSMFD), Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, No. SM2, pp. 265-290.

VESIC, AS. (1977). **Design of pile foundations**. Synthesis of Highway Practice 42. Washington, DC, Transportation Research Board, National Research Council.

YANG, NAI-CHEN (1956). **Redriving Characteristics of Piles**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 82, Paper 1026, SM 3, ASCE.

ANEXO I

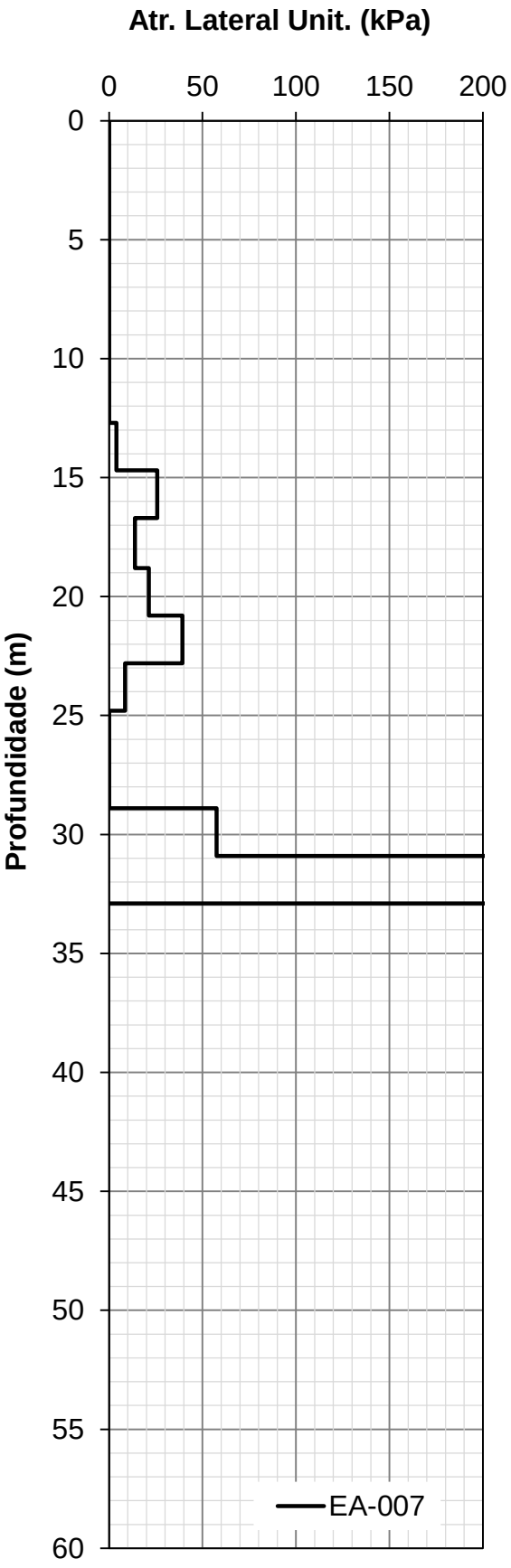
Características das estacas e resultados dos ensaios de carregamento dinâmico

Tabela A1. Características das estacas e resultados dos ensaios de carregamento dinâmico.

Trecho	Estaca	Comprimento (m)		Cota (m)		Tempo	Resistência (kN)		
		Total	Cravado	Topo	Ponta	(dias)	Lateral	Ponta	Total
ALIVIO 1	EA-007	48,0	32,9	-8,1	-43,1	0	2.023	1.544	3.567
ALIVIO 1	EA-027	48,0	37,7	-7,3	-45,1	4	4.870	1.530	6.400
ALIVIO 1	EA-052	48,0	38,2	-6,5	-43,8	2	5.935	1.345	7.280
ALIVIO 1	EA-104B	48,0	27,6	-4,6	-32,2	4	2.659	2.598	5.257
ALIVIO 1	EA-119	48,0	41,3	-3,5	-45,0	8	6.269	953	7.222
ALIVIO 1	EA-120	48,0	39,4	-5,6	-45,1	7	6.971	629	7.600
ALIVIO 1	EA-140	58,0	48,1	-1,8	-48,1	0	4.951	249	5.200
ALIVIO 1	EA-191	48,0	37,8	-7,0	-43,7	0	1.497	2.083	3.580
ALIVIO 1	EA-195	48,0	38,0	-5,6	-43,8	0	2.713	4.514	7.227
ALIVIO 1	EA-202	60,0	51,6	2,2	-49,6	10	5.159	1.195	6.354
ALIVIO 1	EA-202	60,0	51,6	2,2	-49,6	0	4.611	1.589	6.200
ALIVIO 1	EA-202	60,0	51,6	2,2	-49,6	10	5.289	1.188	6.477
ALIVIO 1	EA-211	60,0	49,8	2,4	-47,4	7	5.792	508	6.300
ALIVIO 1	EA-211	60,0	49,8	2,4	-47,4	7	5.752	548	6.300
ALIVIO 1	EA-219	60,0	56,7	2,6	-54,4	4	5.725	1.175	6.900
ALIVIO 1	EA-219	60,0	56,7	2,6	-54,4	4	6.024	1.109	7.133
ALIVIO 1	EA-227	48,0	45,3	2,1	-44,4	7	5.560	880	6.440
ALIVIO 1	EA-228	48,0	45,5	2,4	-44,2	8	5.170	1.800	6.970
ALIVIO 1	EA-232	48,0	44,5	2,3	-44,2	2	5.025	1.275	6.300
ALIVIO 2	EA-252B	48,0	36,9	-6,6	-43,5	1	4.451	909	5.360
ALIVIO 2	EA-252B	48,0	36,9	-6,6	-43,5	5	5.917	1.083	7.000
ALIVIO 2	EA-253	52,0	39,7	-6,6	-46,3	6	6.150	510	6.660
ALIVIO 2	EA-458	60,0	57,1	2,8	-55,4	0	4.651	980	5.631
ALIVIO 3	EA-578	52,0	28,1	-6,8	-34,0	11	4.021	4.898	8.919
ALIVIO 3	EA-730	48,0	35,0	-0,9	-35,9	8	5.973	1.209	7.182
ALIVIO 3	EA-734C	48,0	40,8	-2,9	-43,8	10	7.484	1.041	8.525
ALIVIO 3	EA-744	48,0	38,1	-3,0	-38,6	87	4.473	1.112	5.585
ALIVIO 3	EA-762	48,0	41,4	-0,4	-41,8	0	5.545	1.726	7.271
ALIVIO 3	EA-763	48,0	41,5	-1,3	-42,8	0	6.893	2.916	9.809
ALIVIO 4	EA-830	52,0	41,3	-6,3	-46,4	3	7.308	1.493	8.801
ALIVIO 4	EA-850	52,0	30,6	-6,9	-36,3	9	5.523	1.030	6.553
ALIVIO 4	EA-899	52,0	34,8	-4,9	-38,7	5	4.003	2.527	6.530
ALIVIO 4	EA-954	48,0	42,4	-2,4	-43,6	37	5.399	2.625	8.024
ALIVIO 4	EA-958	48,0	39,3	-4,5	-45,5	21	5.504	2.572	8.076
ALIVIO 4	EA-965	60,0	42,7	-3,3	-46,5	13	6.063	1.377	7.440
ALIVIO 4	EA-967	60,0	44,5	-1,8	-46,3	12	5.049	1.673	6.722
ALIVIO 4	EA-997	48,0	43,0	-1,7	-44,7	0	3.815	338	4.153
ALIVIO 4	EA-997	48,0	43,0	-1,7	-44,7	7	4.697	482	5.179
ALIVIO 4	EA-997	48,0	43,0	-1,7	-44,7	14	4.955	1.721	6.676
ALIVIO 4	EA-998	60,0	48,4	-2,3	-50,6	0	4.597	2.203	6.800
CAIS 1	EC-020	52,0	36,9	-6,9	-43,7	8	5.000	3.463	8.463
CAIS 1	EC-033	52,0	34,7	-6,8	-41,5	14	4.765	2.841	7.606
CAIS 1	EC-114	48,0	35,8	-9,0	-43,8	6	4.273	2.527	6.800
CAIS 1	EC-143	48,0	37,7	-7,1	-43,9	3	4.034	1.163	5.197
CAIS 1	EC-258	48,0	38,0	-7,0	-45,0	7	5.042	2.063	7.105
CAIS 2	EC-364B	52,0	38,6	-7,5	-46,1	4	7.196	700	7.896
CAIS 2	EC-555	56,0	42,0	-7,0	-49,1	3	5.387	683	6.070
CAIS 3	EC-594	52,0	30,8	-9,5	-40,2	16	4.370	5.983	10.353
CAIS 3	EC-594	52,0	30,8	-9,5	-40,2	28	5.750	4.750	10.500
CAIS 3	EC-600	52,0	31,6	-8,4	-40,0	1	7.335	3.431	10.766
CAIS 3	EC-600	52,0	31,6	-8,4	-40,0	13	8.747	2.053	10.800
CAIS 3	EC-632	48,0	30,2	-9,5	-39,7	2	8.059	2.446	10.505
CAIS 3	EC-632	48,0	30,2	-9,5	-39,7	14	9.047	1.988	11.035
CAIS 4	EC-976	48,0	29,7	-9,0	-38,7	3	5.154	926	6.080
CAIS 4	EC-976	48,0	29,7	-9,0	-38,7	12	5.603	1.417	7.020
CAIS 5	EC-1060B	52,0	34,4	-10,7	-45,1	25	6.514	1.486	8.000
CAIS 5	EC-1190	48,0	38,1	-6,7	-43,6	2	3.276	1.113	4.390
CAIS 5	EC-1244	48,0	37,9	-7,2	-45,0	24	6.708	818	7.526
CAIS 5	EC-1245	48,0	32,5	-5,8	-38,3	7	4.339	1.799	6.138
CAIS 5	EC-1277	52,0	39,8	-8,2	-48,0	2	6.575	3.425	10.000
CAIS 5	EC-1294	52,0	31,5	-5,0	-36,6	7	3.466	2.792	6.258
CAIS 5	EC-1304	52,0	43,3	-5,7	-49,0	8	6.297	1.903	8.200

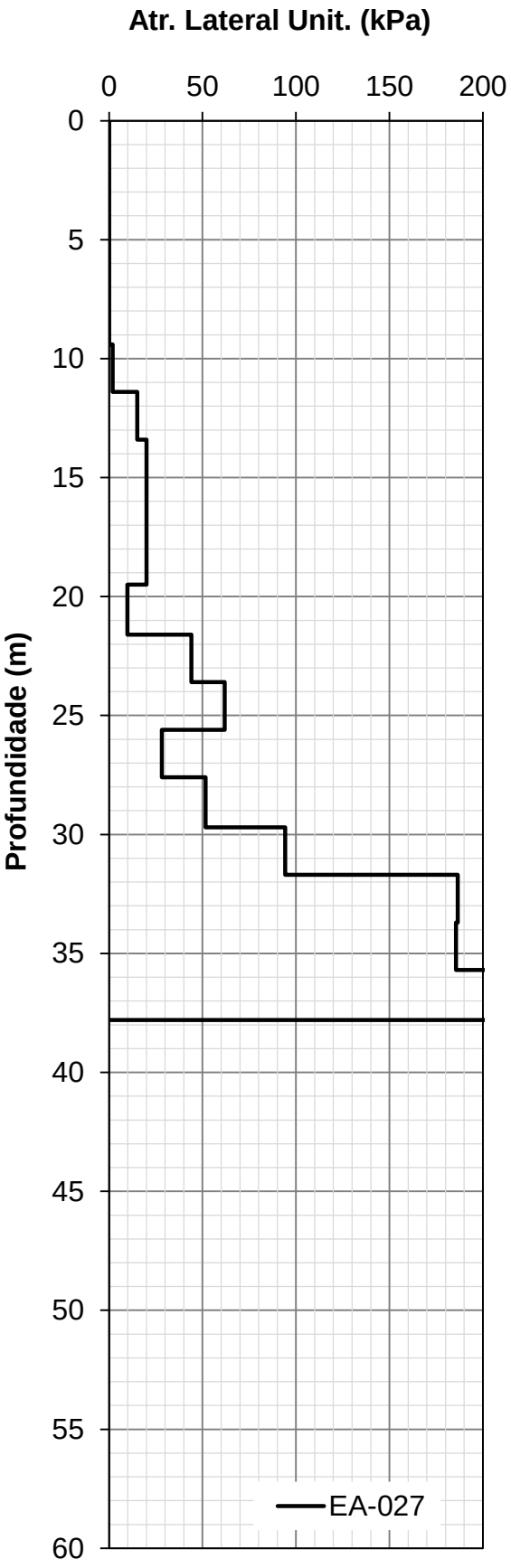
ANEXO II

Atritos laterais unitários obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico



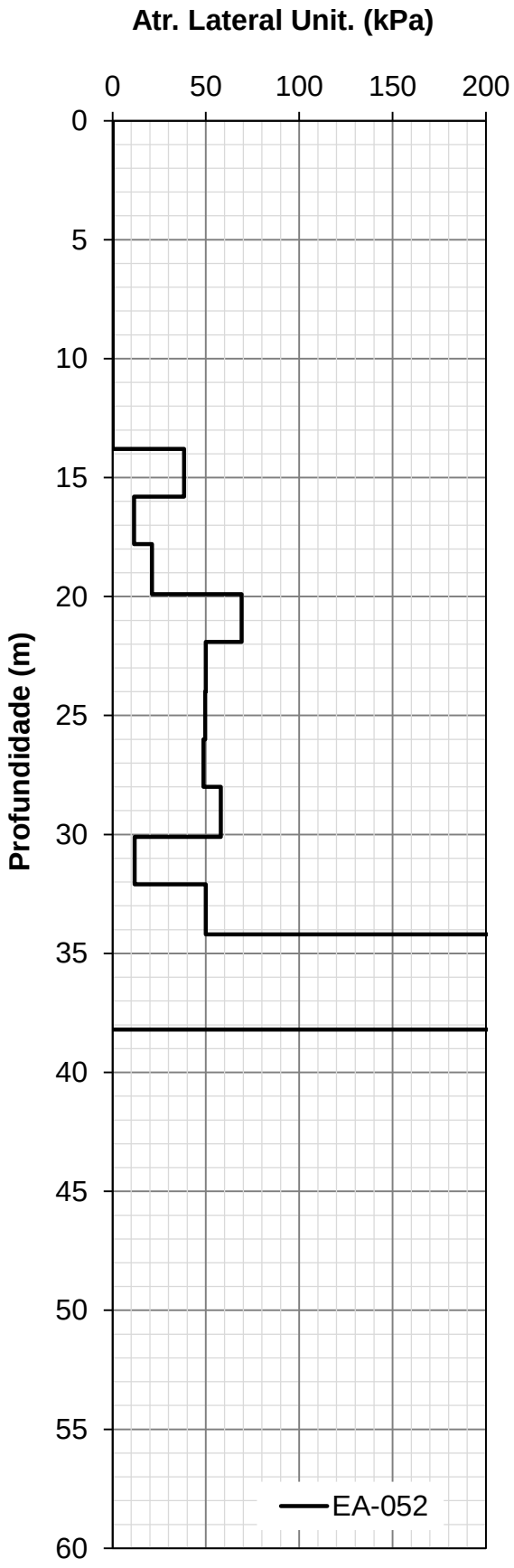
Estaca: **EA-007**
Cota Topo (m): -8,1
Cravado (m): 32,9
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
2,6	-10,7	0,0
4,6	-12,7	0,0
6,6	-14,7	0,0
8,6	-16,7	0,0
10,7	-18,8	0,0
12,7	-20,8	0,0
14,7	-22,8	3,9
16,7	-24,8	25,7
18,8	-26,9	13,8
20,8	-28,9	21,3
22,8	-30,9	39,3
24,8	-32,9	8,6
26,9	-35,0	0,0
28,9	-37,0	0,0
30,9	-39,0	57,5
32,9	-41,0	227,8



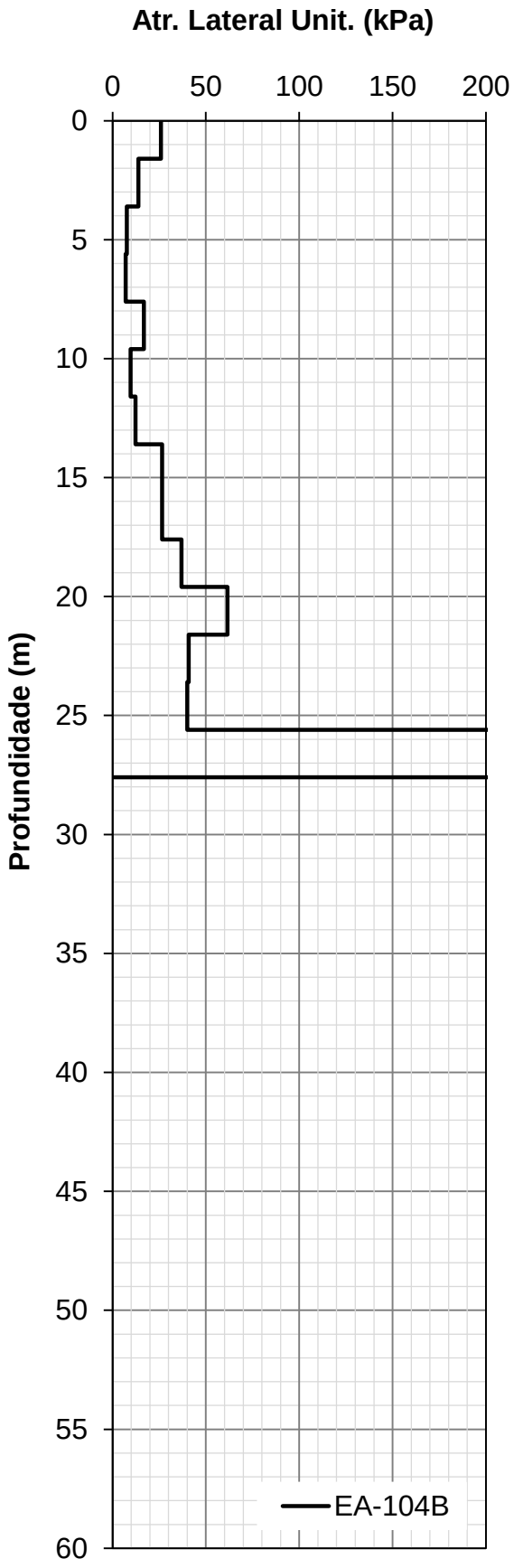
Estaca: **EA-027**
Cota Topo (m): -7,3
Cravado (m): 37,7
Tempo (dias): 4

prof	Cota	τl (kPa)
1,3	-8,6	0,0
3,3	-10,6	0,0
5,3	-12,6	0,0
7,4	-14,7	0,0
9,4	-16,7	0,0
11,4	-18,7	1,9
13,4	-20,7	15,1
15,5	-22,8	20,0
17,5	-24,8	20,0
19,5	-26,8	20,0
21,6	-28,9	9,9
23,6	-30,9	44,0
25,6	-32,9	61,9
27,6	-34,9	28,2
29,7	-37,0	51,7
31,7	-39,0	94,3
33,7	-41,0	186,6
35,7	-43,0	185,6
37,8	-45,1	217,4



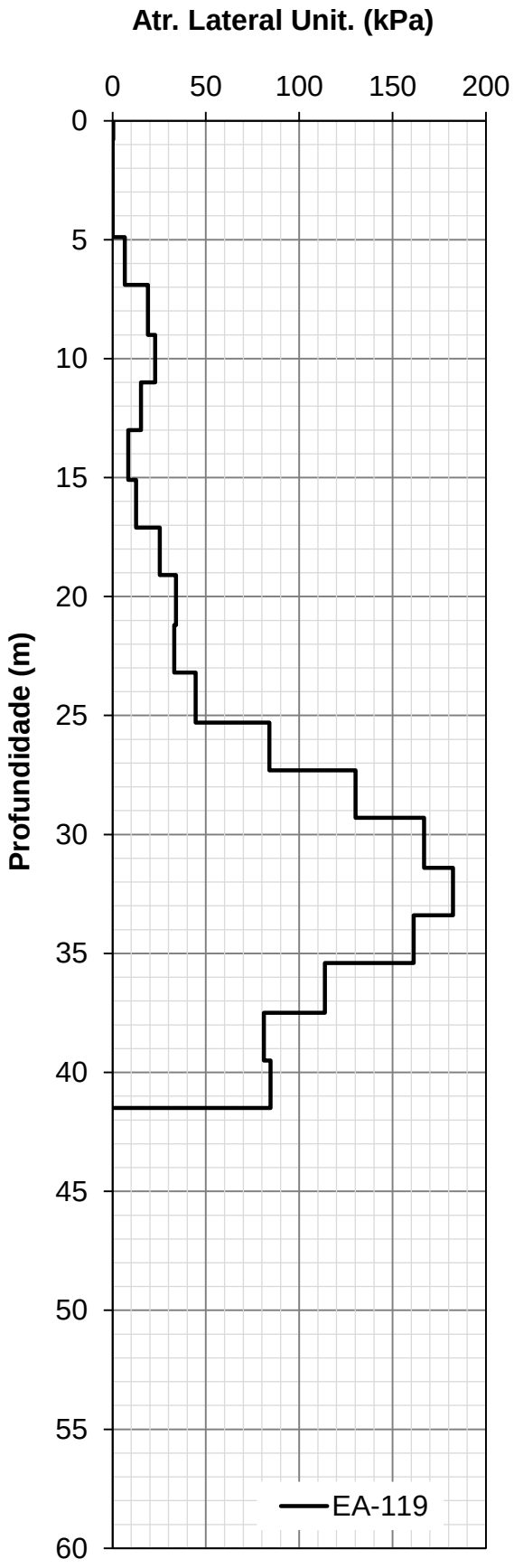
Estaca: **EA-052**
Cota Topo (m): -6,5
Cravado (m): 38,2
Tempo (dias): 2

prof	Cota	τl (kPa)
1,5	-8,0	0,0
3,6	-10,1	0,0
5,6	-12,1	0,0
7,7	-14,2	0,0
9,7	-16,2	0,0
11,7	-18,2	0,0
13,8	-20,3	0,0
15,8	-22,3	38,3
17,8	-24,3	11,5
19,9	-26,4	21,1
21,9	-28,4	69,2
24,0	-30,5	49,9
26,0	-32,5	49,6
28,0	-34,5	48,7
30,1	-36,6	58,0
32,1	-38,6	11,9
34,2	-40,7	50,0
36,2	-42,7	460,6
38,2	-44,7	289,5



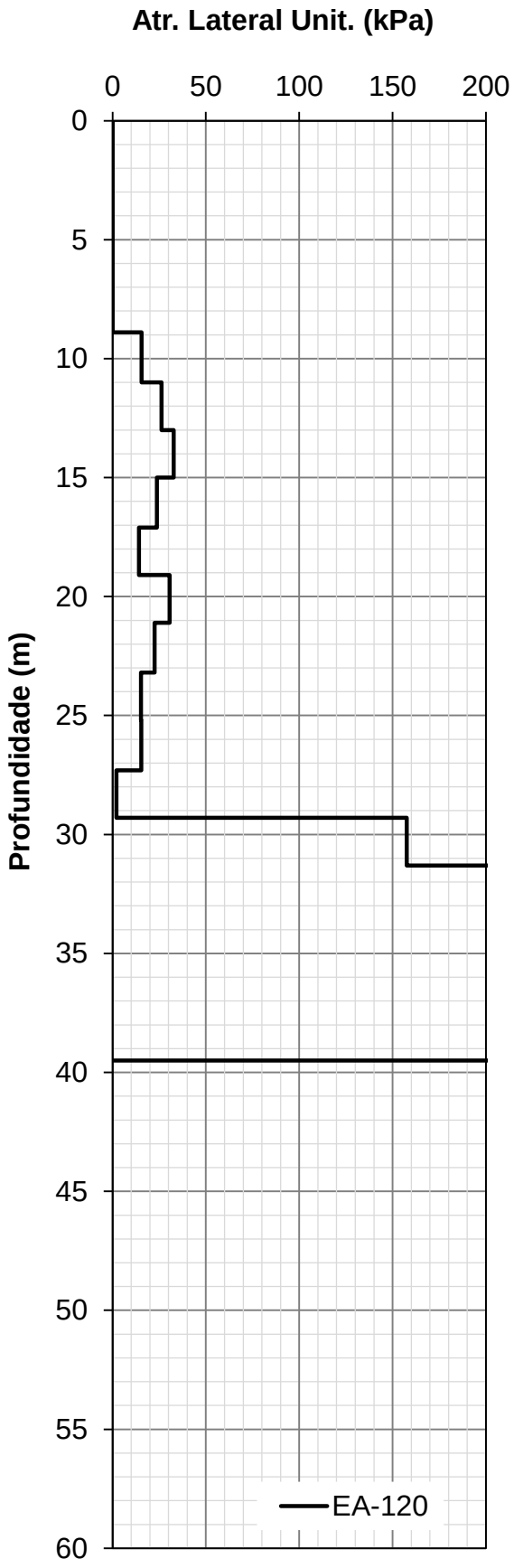
Estaca: **EA-104B**
Cota Topo (m): -4,6
Cravado (m): 27,6
Tempo (dias): 4

prof	Cota	τl (kPa)
1,6	-6,2	25,9
3,6	-8,2	13,8
5,6	-10,2	7,7
7,6	-12,2	7,0
9,6	-14,2	16,8
11,6	-16,2	9,6
13,6	-18,2	12,3
15,6	-20,2	26,6
17,6	-22,2	26,6
19,6	-24,2	36,9
21,6	-26,2	61,5
23,6	-28,2	40,8
25,6	-30,2	40,0
27,6	-32,2	208,6



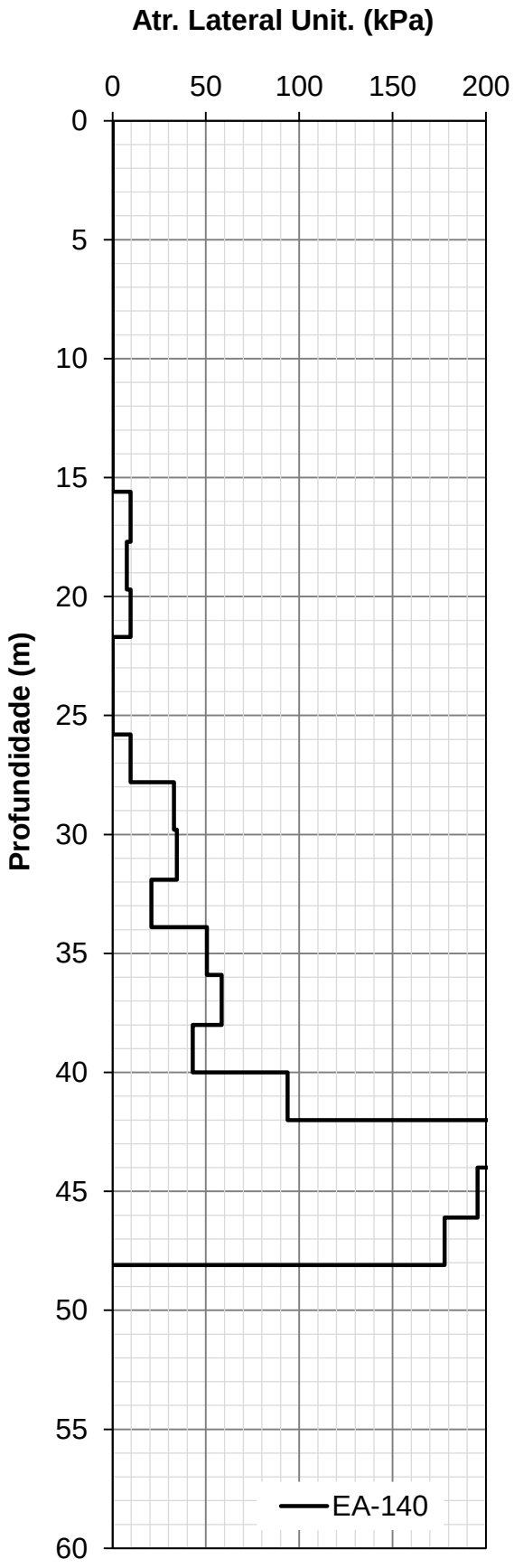
Estaca: **EA-119**
Cota Topo (m): -3,5
Cravado (m): 41,3
Tempo (dias): 8

prof	Cota	τl (kPa)
0,8	-4,3	0,4
2,9	-6,4	0,0
4,9	-8,4	0,0
6,9	-10,4	6,6
9,0	-12,5	18,9
11,0	-14,5	22,8
13,0	-16,5	15,3
15,1	-18,6	8,5
17,1	-20,6	12,6
19,1	-22,6	25,3
21,2	-24,7	34,0
23,2	-26,7	33,1
25,3	-28,8	44,5
27,3	-30,8	84,0
29,3	-32,8	130,2
31,4	-34,9	166,8
33,4	-36,9	182,4
35,4	-38,9	161,3
37,5	-41,0	113,7
39,5	-43,0	81,1
41,5	-45,0	84,6



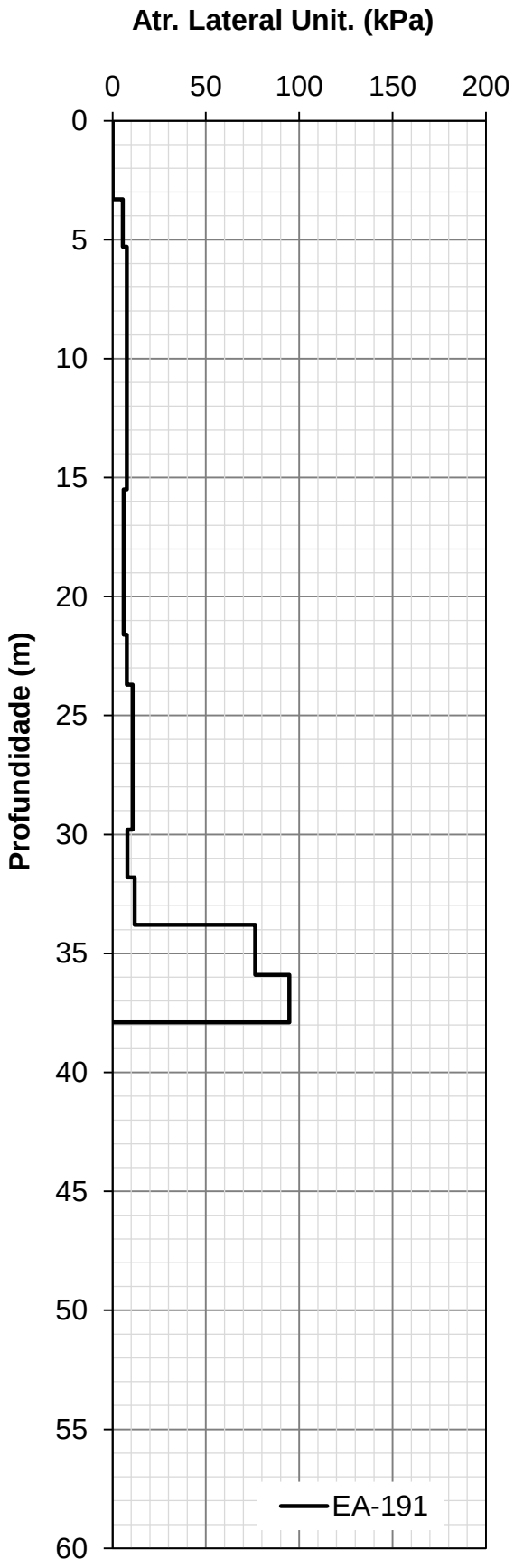
Estaca: **EA-120**
Cota Topo (m): -5,6
Cravado (m): 39,4
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τ_l (kPa)
0,8	-6,4	0,0
2,8	-8,4	0,0
4,9	-10,5	0,0
6,9	-12,5	0,0
8,9	-14,5	0,0
11,0	-16,6	15,6
13,0	-18,6	26,2
15,0	-20,6	32,7
17,1	-22,7	23,8
19,1	-24,7	14,2
21,1	-26,7	30,6
23,2	-28,8	22,6
25,2	-30,8	15,3
27,3	-32,9	15,4
29,3	-34,9	2,1
31,3	-36,9	157,6
33,4	-39,0	233,9
35,4	-41,0	232,3
37,4	-43,0	230,5
39,5	-45,1	310,4



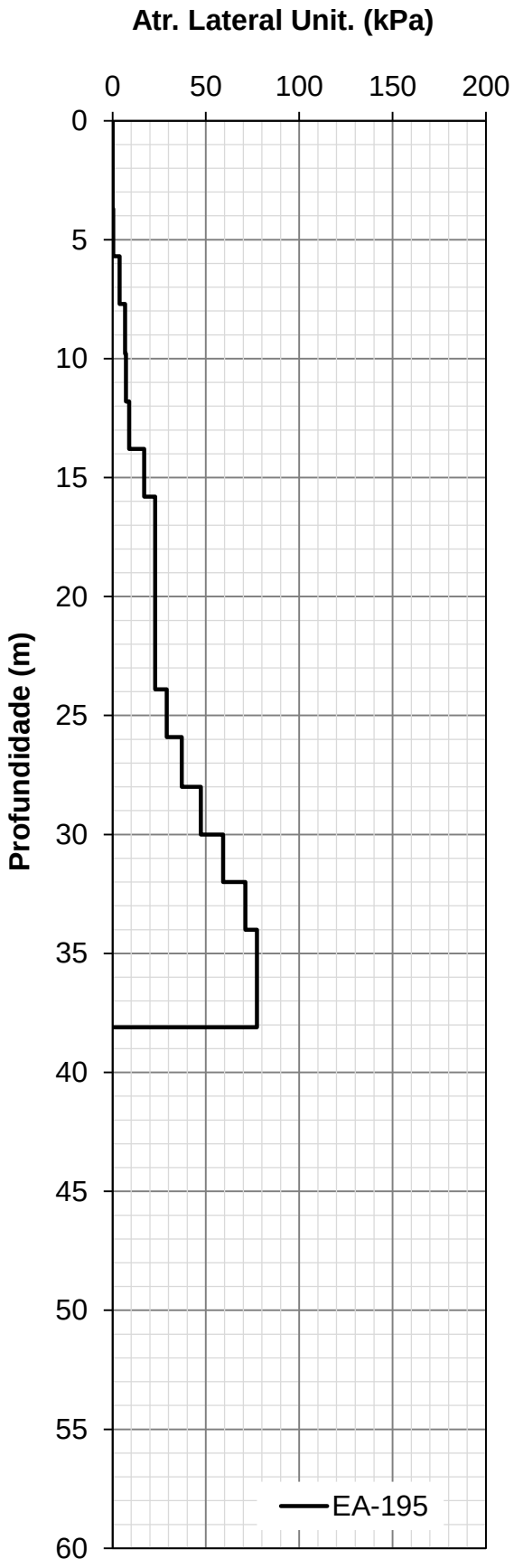
Estaca: **EA-140**
Cota Topo (m): -1,8
Cravado (m): 48,1
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
1,4	-3,2	0,0
3,4	-5,2	0,0
5,5	-7,3	0,0
7,5	-9,3	0,0
9,5	-11,3	0,0
11,6	-13,4	0,0
13,6	-15,4	0,0
15,6	-17,4	0,0
17,7	-19,5	9,6
19,7	-21,5	7,7
21,7	-23,5	9,6
23,7	-25,5	0,0
25,8	-27,6	0,0
27,8	-29,6	9,6
29,8	-31,6	32,9
31,9	-33,7	34,4
33,9	-35,7	20,8
35,9	-37,7	50,5
38,0	-39,8	58,4
40,0	-41,8	43,0
42,0	-43,8	93,8
44,0	-45,8	227,0
46,1	-47,9	195,5
48,1	-49,9	177,9



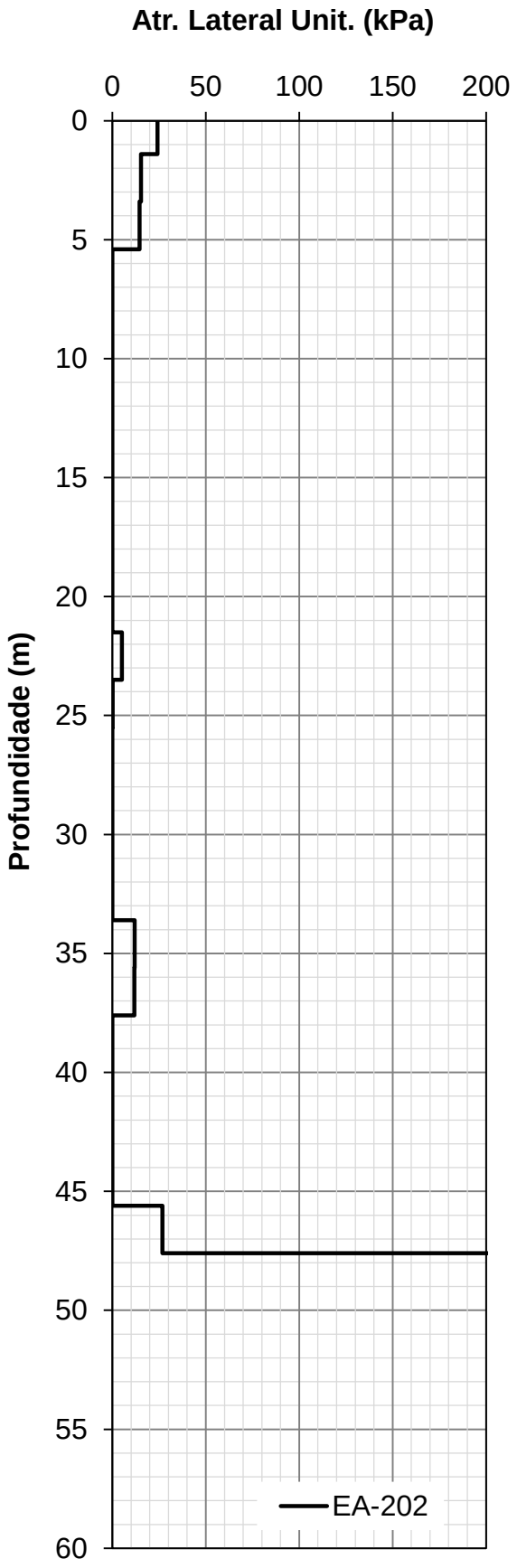
Estaca: **EA-191**
Cota Topo (m): -7,0
Cravado (m): 37,8
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τ_l (kPa)
1,3	-8,3	0,0
3,3	-10,3	0,0
5,3	-12,3	5,5
7,4	-14,4	7,7
9,4	-16,4	7,7
11,4	-18,4	7,7
13,5	-20,5	7,7
15,5	-22,5	7,7
17,6	-24,6	6,0
19,6	-26,6	6,0
21,6	-28,6	6,0
23,7	-30,7	7,7
25,7	-32,7	10,8
27,7	-34,7	10,8
29,8	-36,8	10,8
31,8	-38,8	7,9
33,8	-40,8	11,8
35,9	-42,9	76,4
37,9	-44,9	94,7



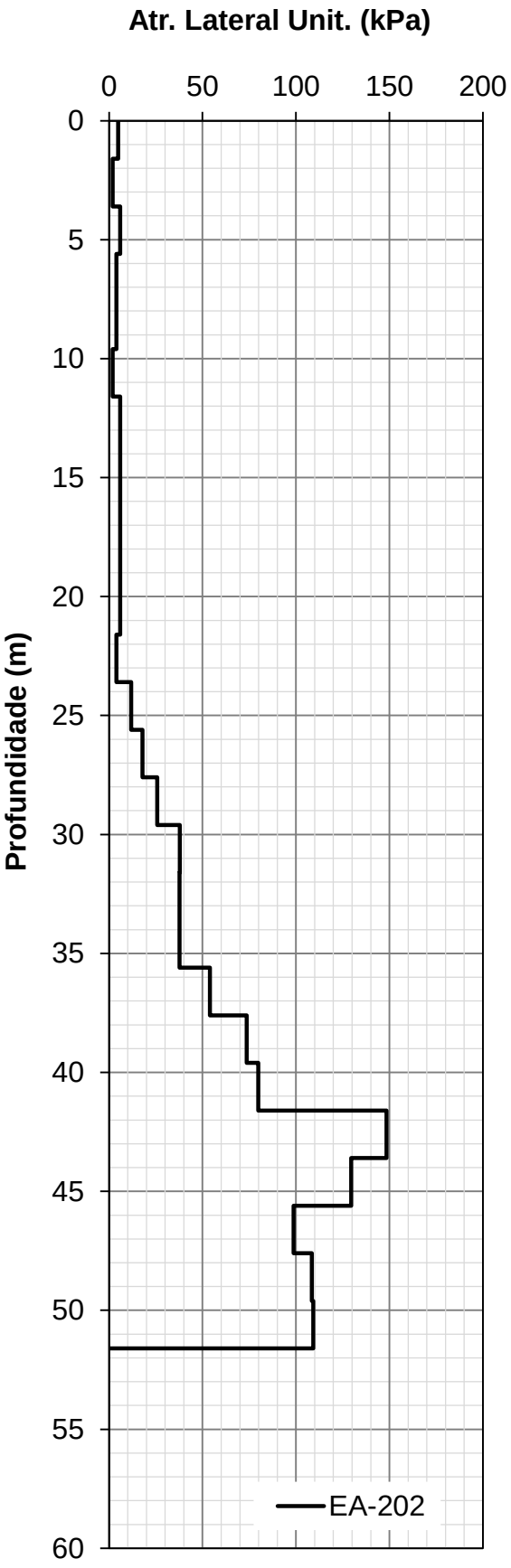
Estaca: **EA-195**
Cota Topo (m): -5,6
Cravado (m): 38,0
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
1,7	-7,3	0,0
3,7	-9,3	0,0
5,7	-11,3	0,4
7,7	-13,3	3,8
9,8	-15,4	6,8
11,8	-17,4	7,2
13,8	-19,4	8,9
15,8	-21,4	17,0
17,9	-23,5	22,8
19,9	-25,5	22,8
21,9	-27,5	22,8
23,9	-29,5	22,8
25,9	-31,5	29,0
28,0	-33,6	37,1
30,0	-35,6	47,3
32,0	-37,6	59,3
34,0	-39,6	71,2
36,0	-41,6	77,4
38,1	-43,7	77,4



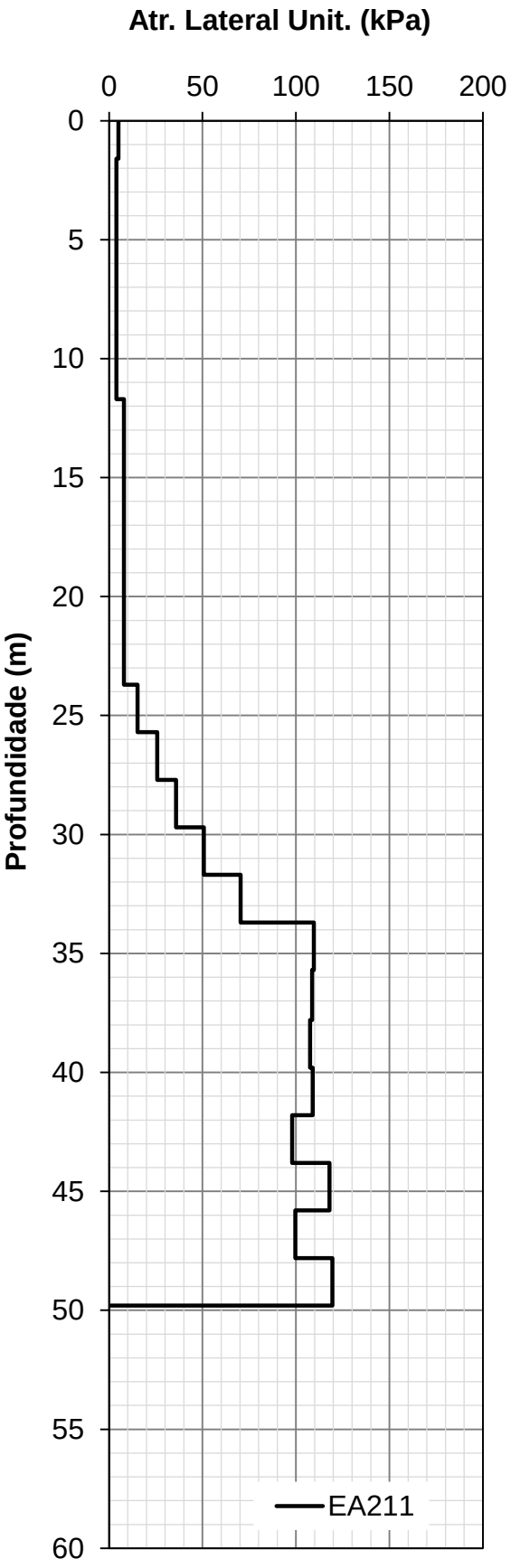
Estaca: **EA-202**
Cota Topo (m): 2,2
Cravado (m): 51,6
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
1,4	0,8	24,1
3,4	-1,2	15,3
5,4	-3,2	14,6
7,4	-5,2	0,0
9,5	-7,3	0,0
11,5	-9,3	0,0
13,5	-11,3	0,0
15,5	-13,3	0,0
17,5	-15,3	0,0
19,5	-17,3	0,0
21,5	-19,3	0,0
23,5	-21,3	5,1
25,5	-23,3	0,2
27,5	-25,3	0,0
29,5	-27,3	0,0
31,6	-29,4	0,0
33,6	-31,4	0,0
35,6	-33,4	11,9
37,6	-35,4	11,8
39,6	-37,4	0,0
41,6	-39,4	0,0
43,6	-41,4	0,0
45,6	-43,4	0,0
47,6	-45,4	26,8
49,6	-47,4	389,9
51,6	-49,4	420,5



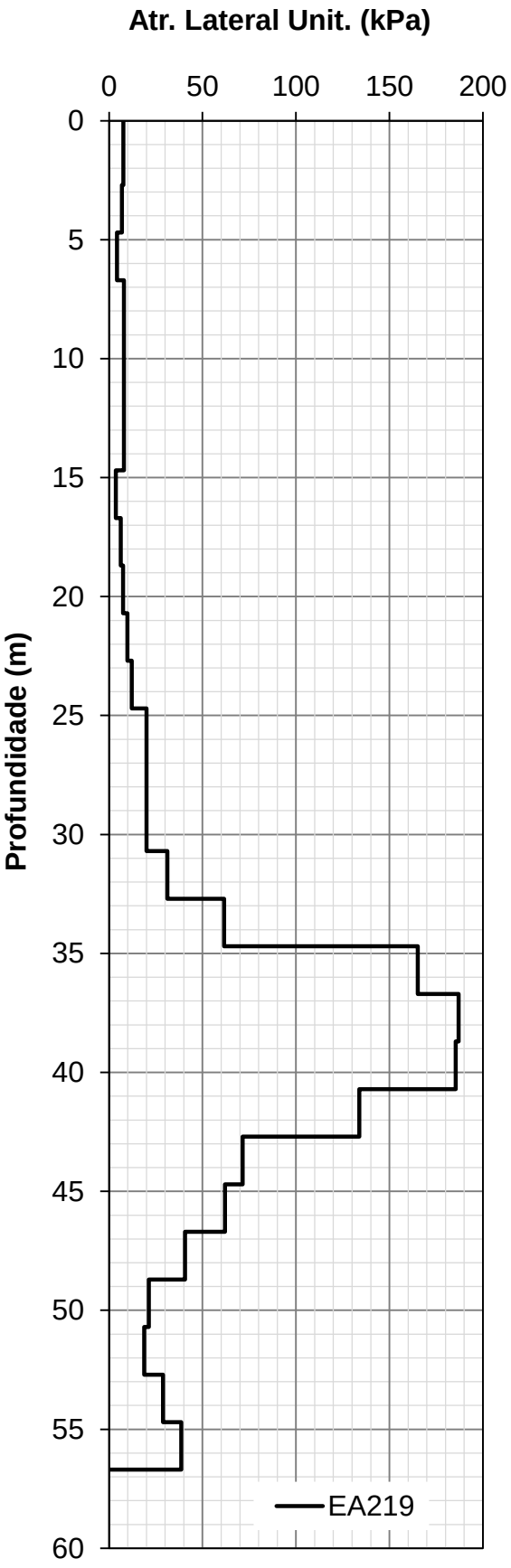
Estaca: **EA-202**
Cota Topo (m): 2,2
Cravado (m): 51,6
Tempo (dias): 10

prof	Cota	τl (kPa)
1,6	0,6	4,9
3,6	-1,4	2,0
5,6	-3,4	5,9
7,6	-5,4	4,0
9,6	-7,4	4,0
11,6	-9,4	2,0
13,6	-11,4	6,0
15,6	-13,4	6,0
17,6	-15,4	6,0
19,6	-17,4	6,0
21,6	-19,4	6,0
23,6	-21,4	4,0
25,6	-23,4	11,9
27,6	-25,4	17,8
29,6	-27,4	25,8
31,6	-29,4	37,8
33,6	-31,4	37,7
35,6	-33,4	37,7
37,6	-35,4	53,9
39,6	-37,4	73,7
41,6	-39,4	79,9
43,6	-41,4	148,4
45,6	-43,4	129,5
47,6	-45,4	98,7
49,6	-47,4	108,4
51,6	-49,4	109,2



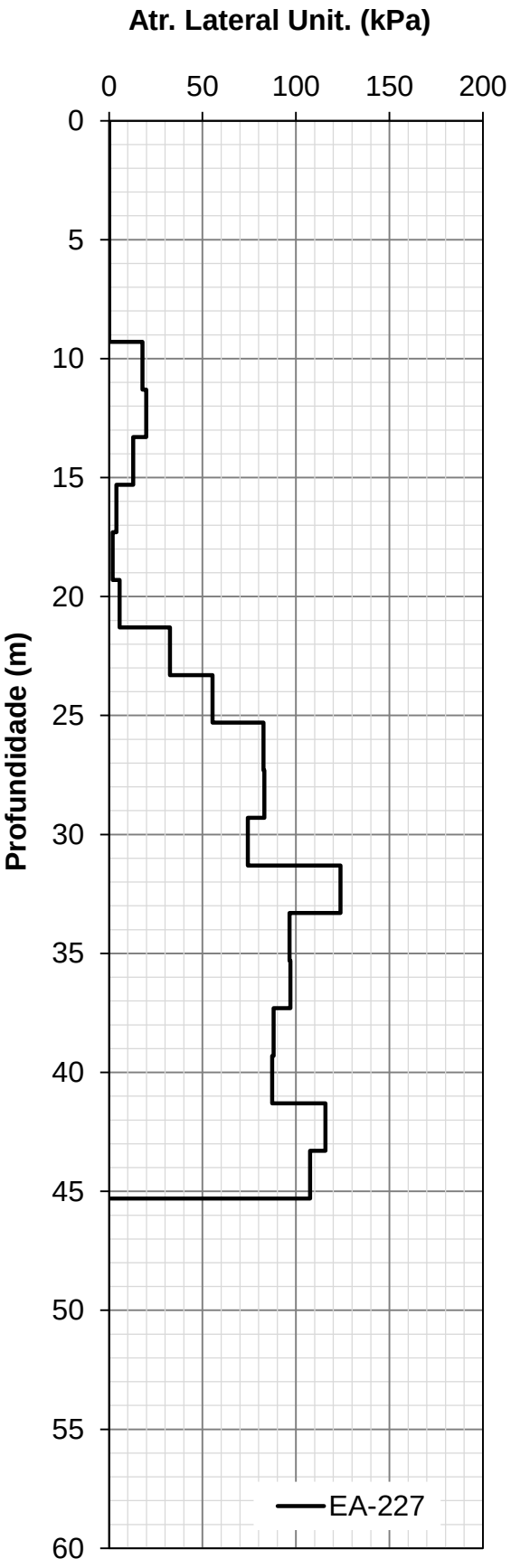
Estaca: **EA211**
Cota Topo (m): 2,2
Cravado (m): 49,8
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τl (kPa)
1,6	0,6	5,0
3,6	-1,4	4,0
5,6	-3,4	4,0
7,6	-5,4	4,0
9,6	-7,4	4,0
11,7	-9,5	4,0
13,7	-11,5	8,0
15,7	-13,5	8,0
17,7	-15,5	8,0
19,7	-17,5	8,0
21,7	-19,5	8,0
23,7	-21,5	8,0
25,7	-23,5	15,3
27,7	-25,5	25,8
29,7	-27,5	35,8
31,7	-29,5	50,7
33,7	-31,5	70,3
35,7	-33,5	109,6
37,8	-35,6	108,7
39,8	-37,6	107,6
41,8	-39,6	109,0
43,8	-41,6	97,9
45,8	-43,6	117,9
47,8	-45,6	99,6
49,8	-47,6	119,4



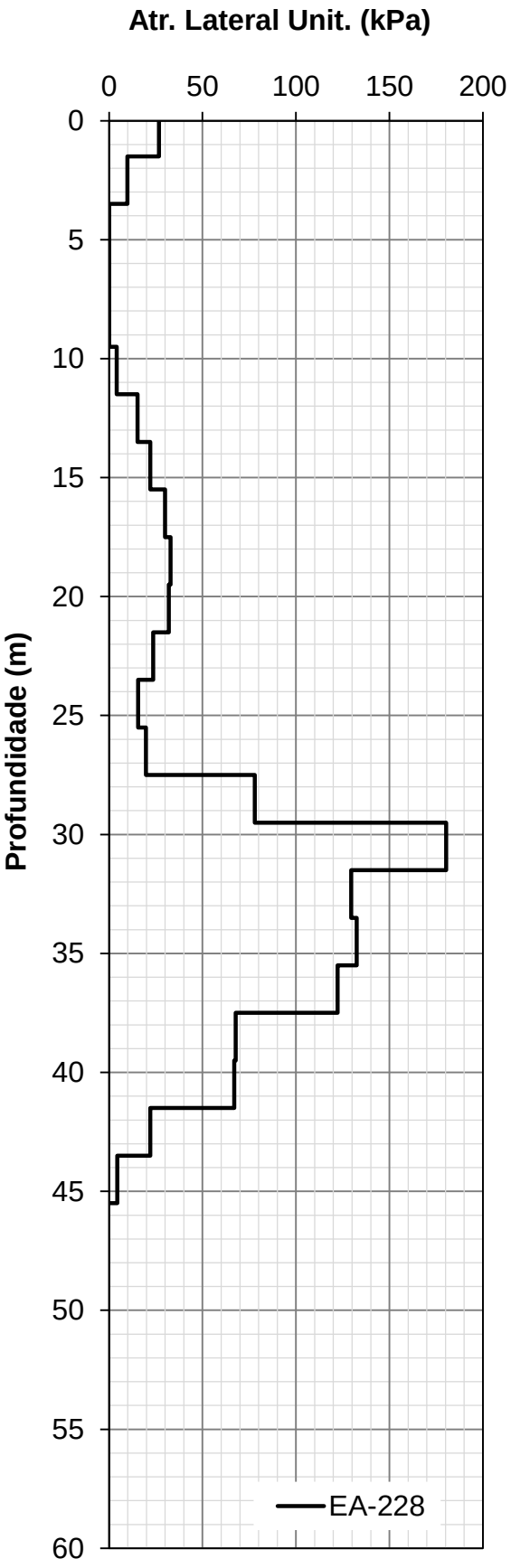
Estaca: **EA-219**
Cota Topo (m): 2,4
Cravado (m): 56,7
Tempo (dias): 4

prof	Cota	τl (kPa)
2,7	-0,3	7,7
4,7	-2,3	6,9
6,7	-4,3	4,2
8,7	-6,3	8,0
10,7	-8,3	7,9
12,7	-10,3	7,9
14,7	-12,3	7,9
16,7	-14,3	3,6
18,7	-16,3	6,2
20,7	-18,3	7,5
22,7	-20,3	9,8
24,7	-22,3	12,2
26,7	-24,3	20,0
28,7	-26,3	20,0
30,7	-28,3	20,0
32,7	-30,3	31,2
34,7	-32,3	61,5
36,7	-34,3	165,1
38,7	-36,3	187,0
40,7	-38,3	185,5
42,7	-40,3	133,9
44,7	-42,3	71,4
46,7	-44,3	62,0
48,7	-46,3	40,6
50,7	-48,3	21,3
52,7	-50,3	18,8
54,7	-52,3	28,8
56,7	-54,3	38,6



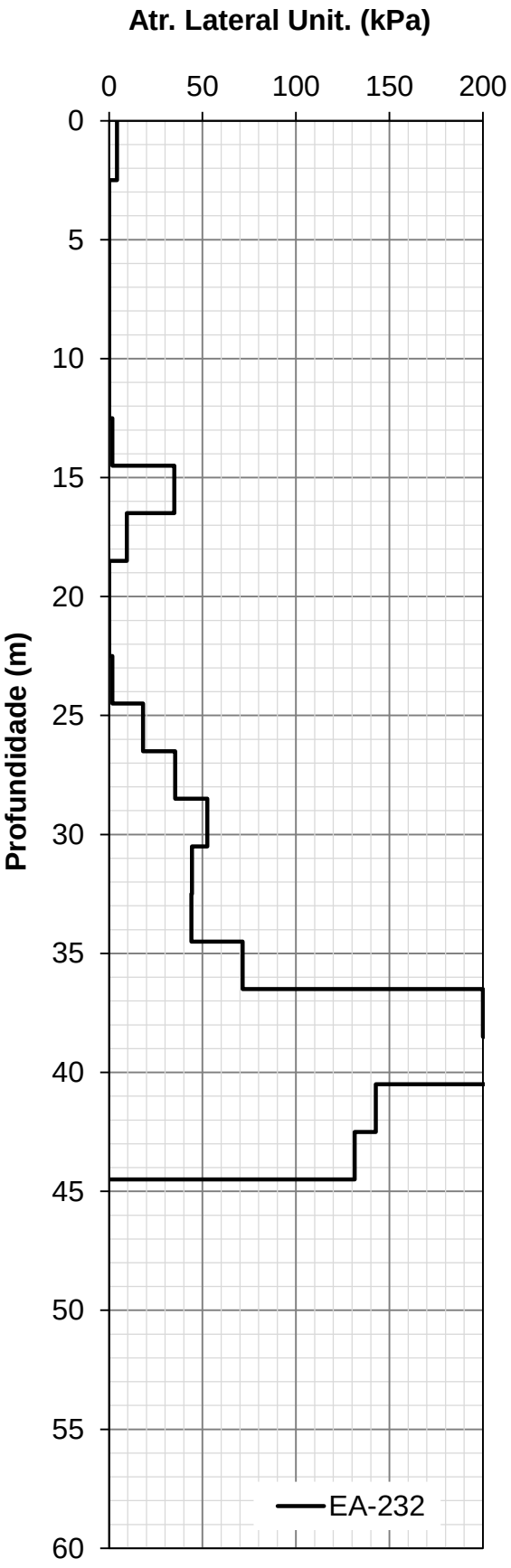
Estaca: **EA-227**
Cota Topo (m): 2,1
Cravado (m): 45,3
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τl (kPa)
1,3	0,8	0,0
3,3	-1,2	0,0
5,3	-3,2	0,0
7,3	-5,2	0,0
9,3	-7,2	0,0
11,3	-9,2	17,9
13,3	-11,2	19,9
15,3	-13,2	12,9
17,3	-15,2	4,0
19,3	-17,2	2,0
21,3	-19,2	5,6
23,3	-21,2	32,6
25,3	-23,2	55,3
27,3	-25,2	82,6
29,3	-27,2	83,1
31,3	-29,2	74,3
33,3	-31,2	123,8
35,3	-33,2	96,5
37,3	-35,2	97,0
39,3	-37,2	88,1
41,3	-39,2	87,3
43,3	-41,2	115,8
45,3	-43,2	107,6



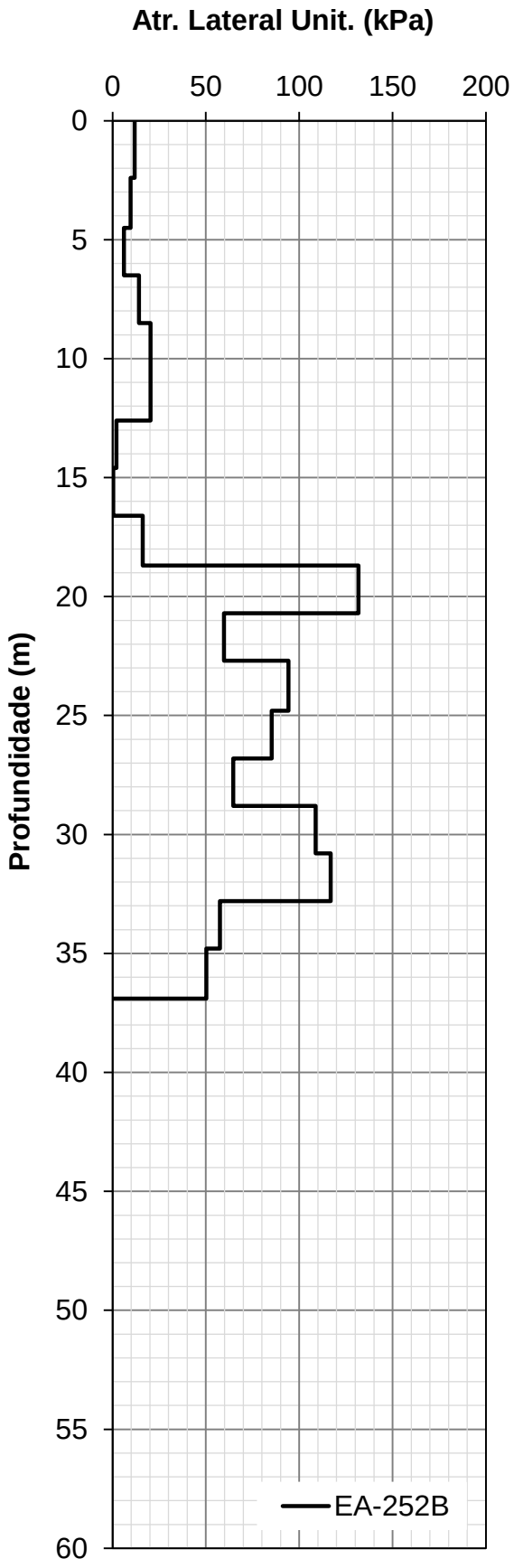
Estaca: **EA-228**
Cota Topo (m): 2,4
Cravado (m): 45,5
Tempo (dias): 8

prof	Cota	τ_l (kPa)
1,5	0,9	26,7
3,5	-1,1	9,8
5,5	-3,1	0,0
7,5	-5,1	0,0
9,5	-7,1	0,0
11,5	-9,1	4,1
13,5	-11,1	15,3
15,5	-13,1	22,0
17,5	-15,1	30,0
19,5	-17,1	32,9
21,5	-19,1	31,9
23,5	-21,1	23,6
25,5	-23,1	15,6
27,5	-25,1	19,8
29,5	-27,1	77,9
31,5	-29,1	180,4
33,5	-31,1	129,5
35,5	-33,1	132,4
37,5	-35,1	122,3
39,5	-37,1	67,8
41,5	-39,1	66,9
43,5	-41,1	22,0
45,5	-43,1	4,4



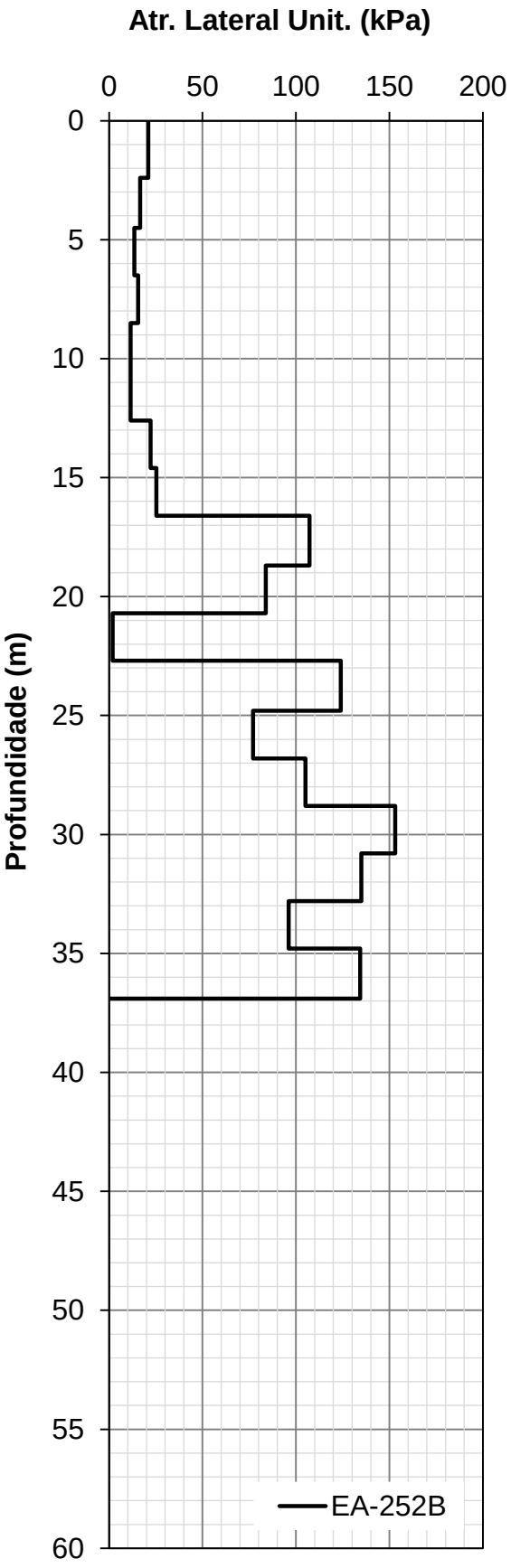
Estaca: **EA-232**
Cota Topo (m): 2,3
Cravado (m): 44,5
Tempo (dias): 2

prof	Cota	τ_l (kPa)
2,5	-0,2	4,2
4,5	-2,2	0,0
6,5	-4,2	0,0
8,5	-6,2	0,0
10,5	-8,2	0,0
12,5	-10,2	0,0
14,5	-12,2	1,8
16,5	-14,2	34,9
18,5	-16,2	9,5
20,5	-18,2	0,0
22,5	-20,2	0,0
24,5	-22,2	1,8
26,5	-24,2	18,2
28,5	-26,2	35,4
30,5	-28,2	52,5
32,5	-30,2	44,4
34,5	-32,2	44,0
36,5	-34,2	71,4
38,5	-36,2	200,0
40,5	-38,2	206,5
42,5	-40,2	142,7
44,5	-42,2	131,4



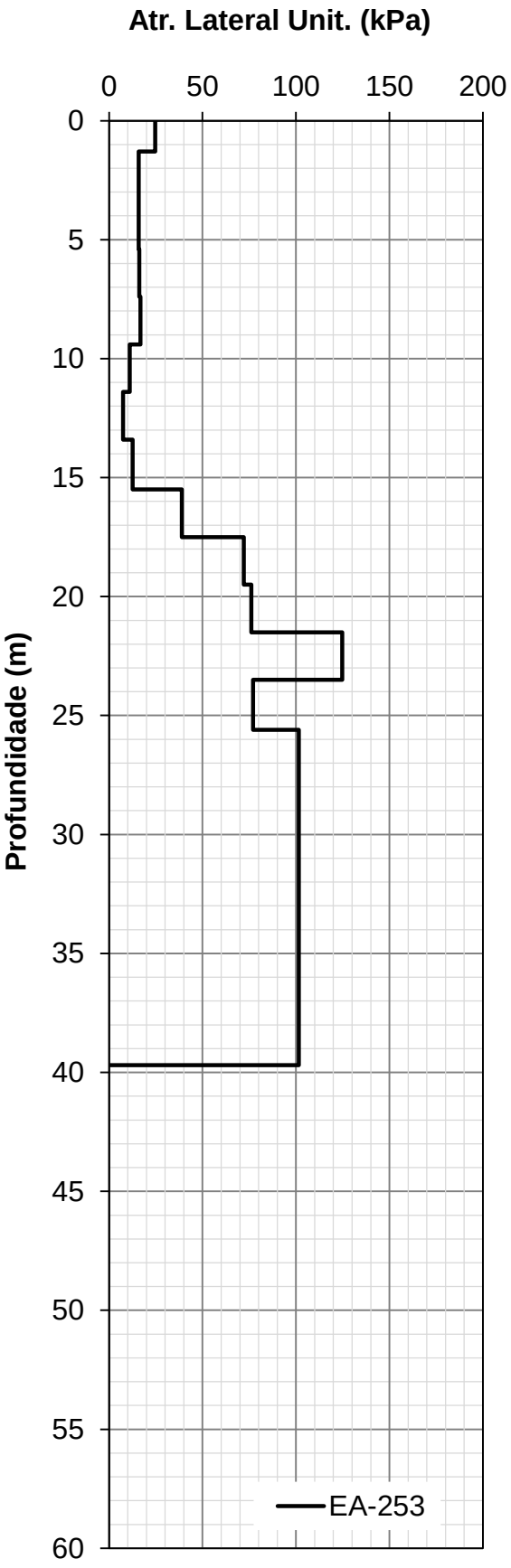
Estaca: **EA-252B**
Cota Topo (m): -6,6
Cravado (m): 36,9
Tempo (dias): 1

prof	Cota	τl (kPa)
2,4	-9,0	11,8
4,5	-11,1	9,7
6,5	-13,1	6,1
8,5	-15,1	14,2
10,5	-17,1	20,3
12,6	-19,2	20,3
14,6	-21,2	2,1
16,6	-23,2	0,4
18,7	-25,3	16,1
20,7	-27,3	131,7
22,7	-29,3	59,7
24,8	-31,4	94,2
26,8	-33,4	85,3
28,8	-35,4	64,6
30,8	-37,4	108,8
32,8	-39,4	116,8
34,8	-41,4	57,5
36,9	-43,5	50,2



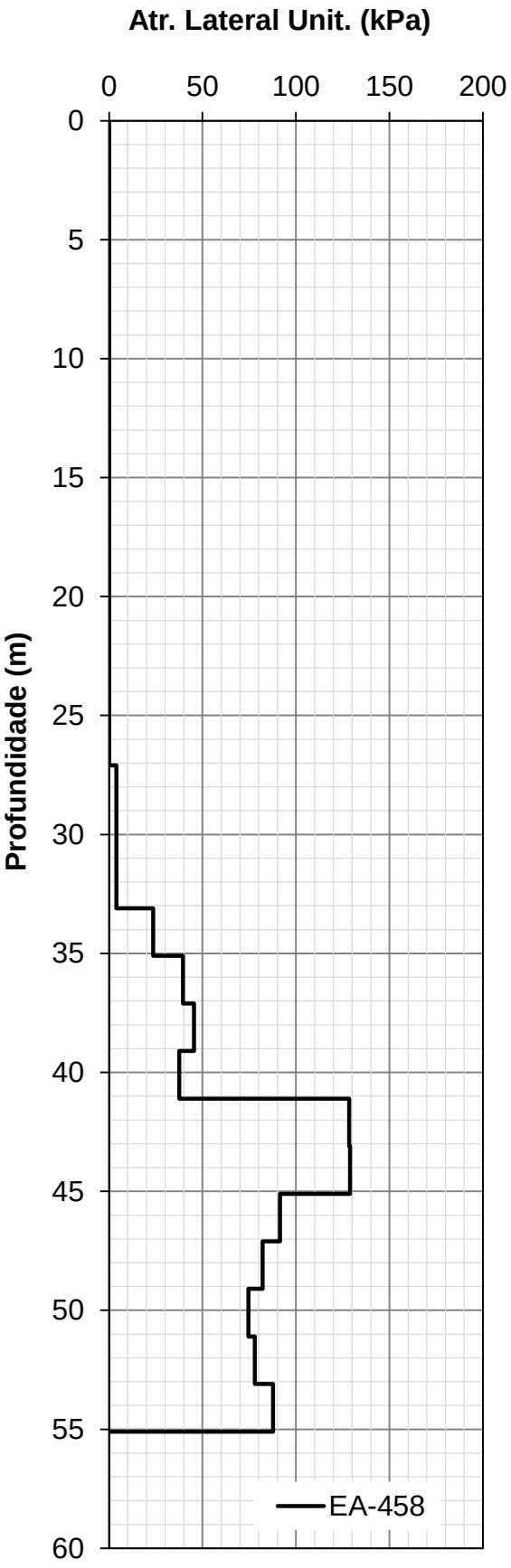
Estaca: **EA-252B**
Cota Topo (m): -6,6
Cravado (m): 36,9
Tempo (dias): 5

prof	Cota	τl (kPa)
2,4	-9,0	20,9
4,5	-11,1	16,7
6,5	-13,1	13,6
8,5	-15,1	15,6
10,5	-17,1	11,6
12,6	-19,2	11,6
14,6	-21,2	22,2
16,6	-23,2	25,3
18,7	-25,3	107,3
20,7	-27,3	83,9
22,7	-29,3	1,9
24,8	-31,4	124,0
26,8	-33,4	77,1
28,8	-35,4	105,1
30,8	-37,4	153,0
32,8	-39,4	135,0
34,8	-41,4	96,1
36,9	-43,5	134,4



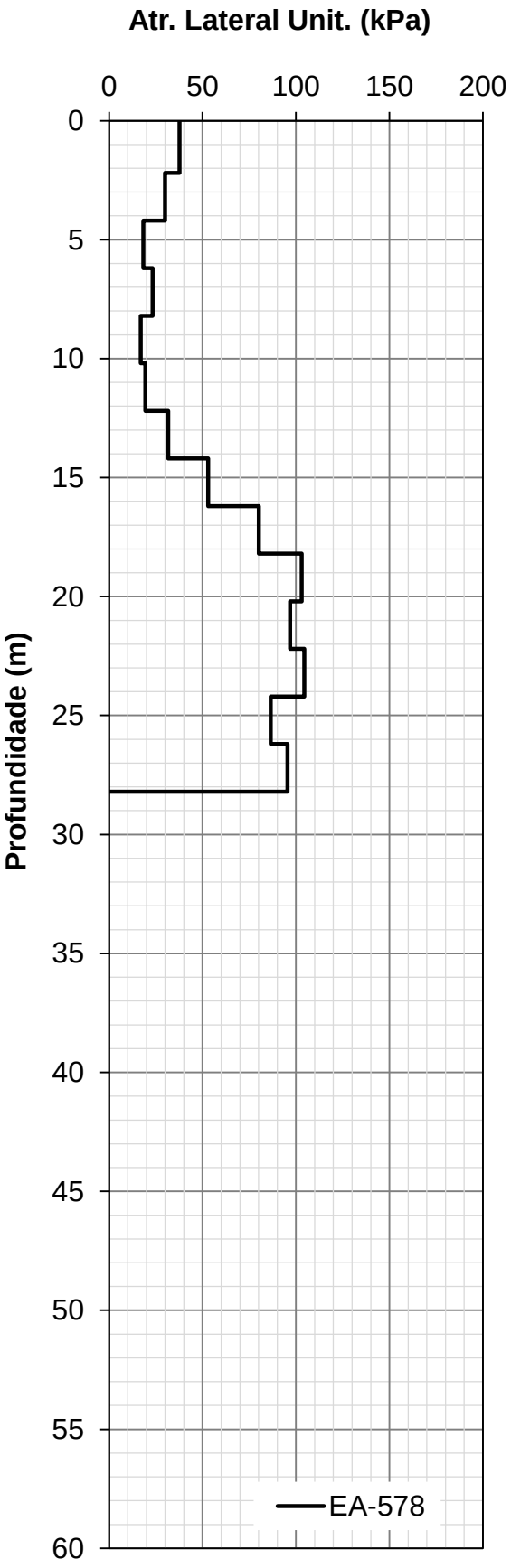
Estaca: **EA-253**
Cota Topo (m): -6,6
Cravado (m): 39,7
Tempo (dias): 6

prof	Cota	τl (kPa)
1,3	-7,9	24,7
3,3	-9,9	15,9
5,4	-12,0	15,8
7,4	-14,0	16,1
9,4	-16,0	16,8
11,4	-18,0	11,1
13,4	-20,0	7,5
15,5	-22,1	12,6
17,5	-24,1	39,0
19,5	-26,1	72,1
21,5	-28,1	76,1
23,5	-30,1	124,7
25,6	-32,2	77,1
27,6	-34,2	101,5
29,6	-36,2	101,5
31,6	-38,2	101,5
33,6	-40,2	101,5
35,7	-42,3	101,5
37,7	-44,3	101,5
39,7	-46,3	101,5



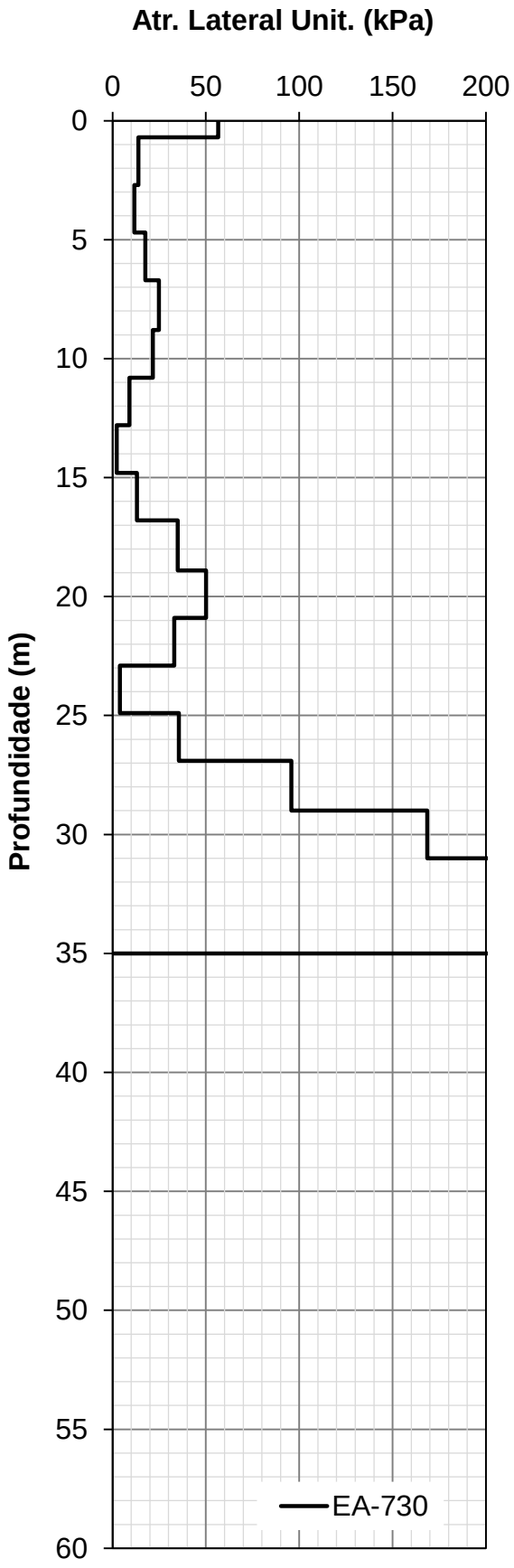
Estaca: **EA-458**
Cota Topo (m): 2,8
Cravado (m): 57,1
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
1,1	1,7	0,0
3,1	-0,3	0,0
5,1	-2,3	0,0
7,1	-4,3	0,0
9,1	-6,3	0,0
11,1	-8,3	0,0
13,1	-10,3	0,0
15,1	-12,3	0,0
17,1	-14,3	0,0
19,1	-16,3	0,0
21,1	-18,3	0,0
23,1	-20,3	0,0
25,1	-22,3	0,0
27,1	-24,3	0,0
29,1	-26,3	3,9
31,1	-28,3	3,9
33,1	-30,3	3,9
35,1	-32,3	23,6
37,1	-34,3	39,5
39,1	-36,3	45,5
41,1	-38,3	37,5
43,1	-40,3	128,4
45,1	-42,3	128,9
47,1	-44,3	91,5
49,1	-46,3	82,1
51,1	-48,3	74,5
53,1	-50,3	77,9
55,1	-52,3	87,7



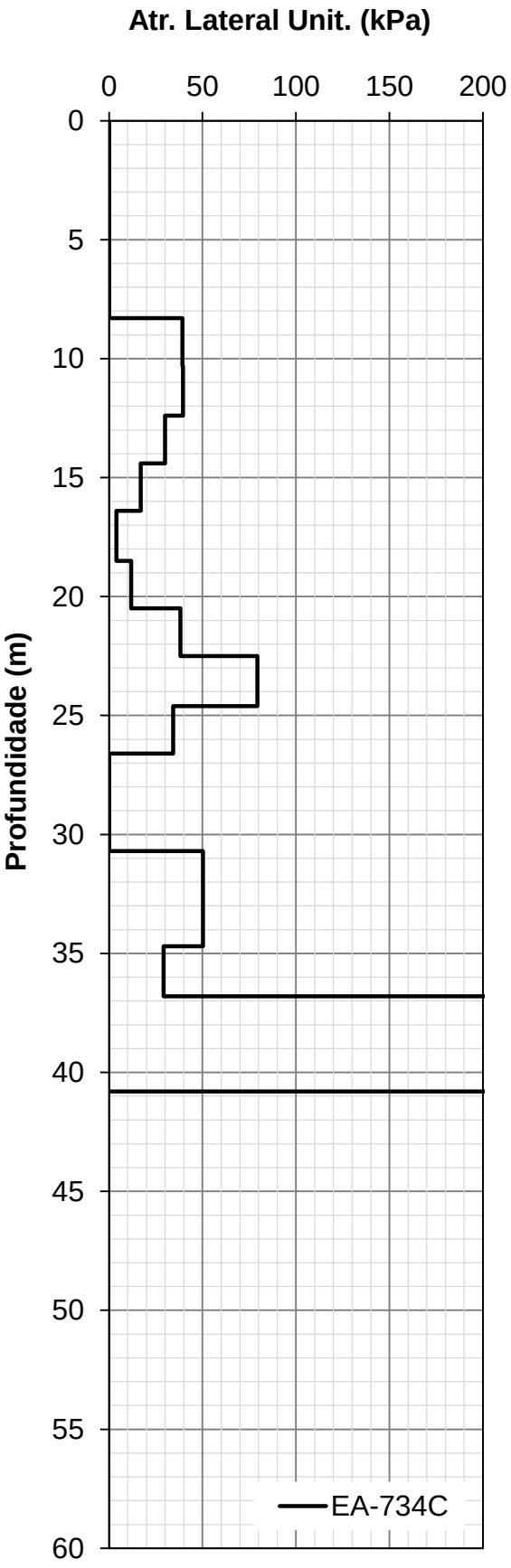
Estaca: **EA-578**
Cota Topo (m): -6,8
Cravado (m): 28,1
Tempo (dias): 11

prof	Cota	τl (kPa)
2,2	-9,0	37,7
4,2	-11,0	29,9
6,2	-13,0	18,4
8,2	-15,0	23,3
10,2	-17,0	17,0
12,2	-19,0	19,5
14,2	-21,0	31,7
16,2	-23,0	53,1
18,2	-25,0	80,2
20,2	-27,0	103,1
22,2	-29,0	96,9
24,2	-31,0	104,4
26,2	-33,0	86,5
28,2	-35,0	95,5



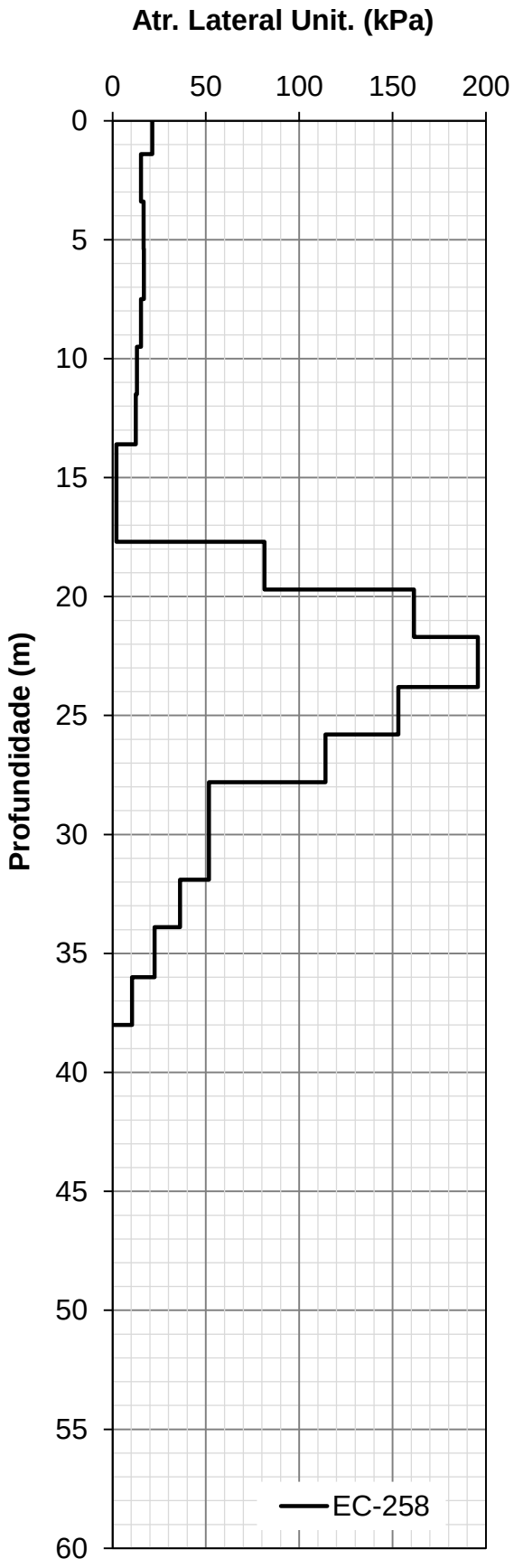
Estaca: **EA-730**
Cota Topo (m): -0,9
Cravado (m): 35,0
Tempo (dias): 8

prof	Cota	τl (kPa)
0,7	-1,6	56,6
2,7	-3,6	13,9
4,7	-5,6	11,7
6,7	-7,6	17,6
8,8	-9,7	24,9
10,8	-11,7	21,6
12,8	-13,7	9,0
14,8	-15,7	2,3
16,8	-17,7	13,0
18,9	-19,8	34,9
20,9	-21,8	50,1
22,9	-23,8	33,0
24,9	-25,8	4,0
26,9	-27,8	35,5
29,0	-29,9	95,8
31,0	-31,9	168,6
33,0	-33,9	279,9
35,0	-35,9	341,9



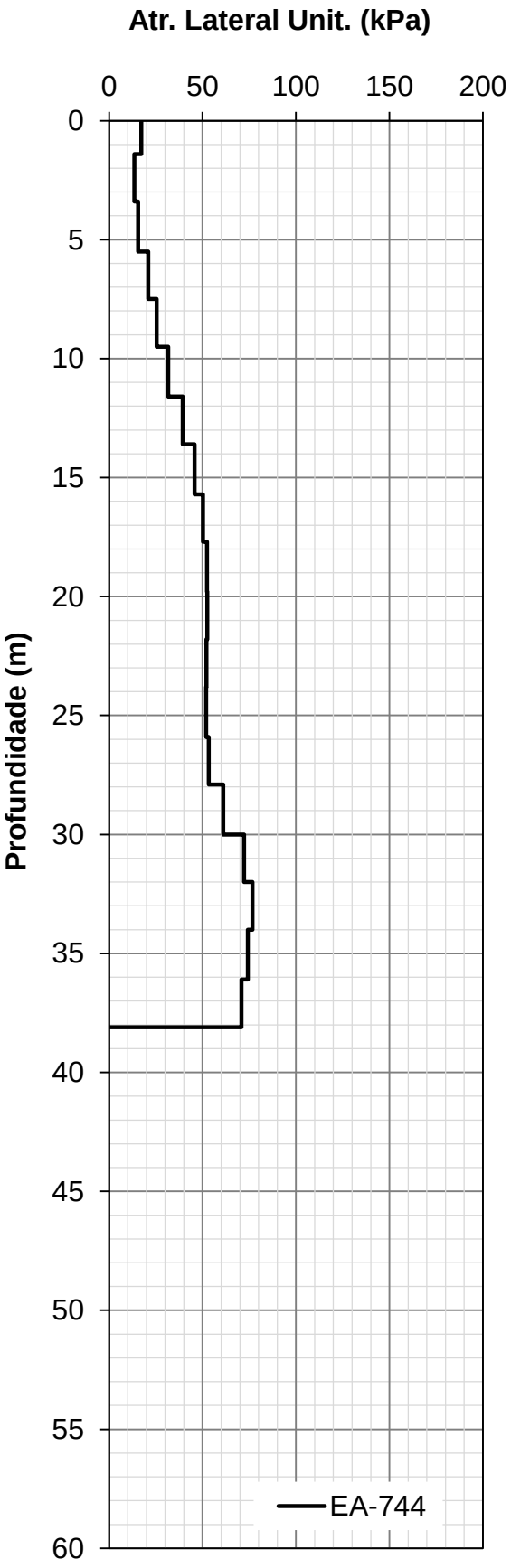
Estaca: **EA-734C**
Cota Topo (m): -2,9
Cravado (m): 40,8
Tempo (dias): 10

prof	Cota	τl (kPa)
2,2	-5,1	0,0
4,2	-7,1	0,0
6,3	-9,2	0,0
8,3	-11,2	0,0
10,3	-13,2	39,3
12,4	-15,3	39,5
14,4	-17,3	29,9
16,4	-19,3	16,9
18,5	-21,4	3,9
20,5	-23,4	11,9
22,5	-25,4	38,1
24,6	-27,5	79,3
26,6	-29,5	34,3
28,6	-31,5	0,0
30,7	-33,6	0,0
32,7	-35,6	50,2
34,7	-37,6	50,2
36,8	-39,7	29,2
38,8	-41,7	344,2
40,8	-43,7	696,6



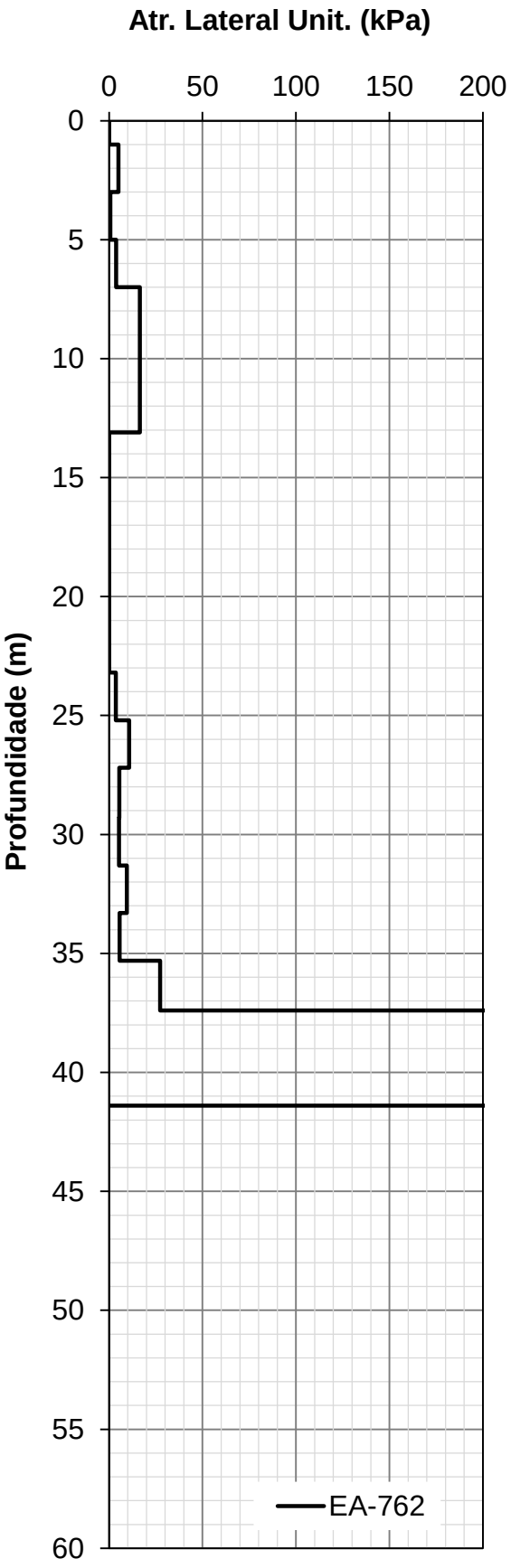
Estaca: **EC-258**
Cota Topo (m): -7,0
Cravado (m): 38,0
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τl (kPa)
1,4	-8,4	21,3
3,4	-10,4	15,3
5,4	-12,4	16,7
7,5	-14,5	16,8
9,5	-16,5	15,3
11,5	-18,5	13,1
13,6	-20,6	12,5
15,6	-22,6	2,1
17,7	-24,7	2,1
19,7	-26,7	81,3
21,7	-28,7	161,4
23,8	-30,8	195,6
25,8	-32,8	153,1
27,8	-34,8	114,1
29,9	-36,9	51,6
31,9	-38,9	51,6
33,9	-40,9	36,1
36,0	-43,0	22,6
38,0	-45,0	10,5



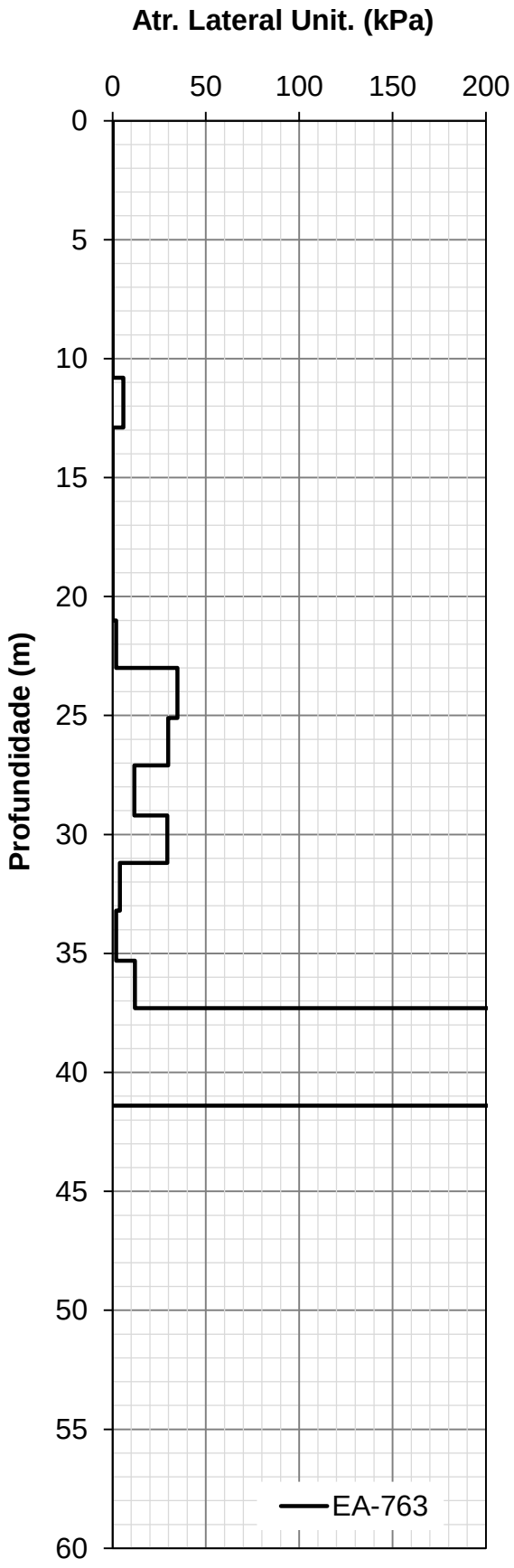
Estaca: **EA-744**
Cota Topo (m): -3,0
Cravado (m): 38,1
Tempo (dias): 87

prof	Cota	τl (kPa)
1,4	-4,4	17,3
3,4	-6,4	13,6
5,5	-8,5	15,6
7,5	-10,5	21,0
9,5	-12,5	25,5
11,6	-14,6	31,6
13,6	-16,6	39,4
15,7	-18,7	45,8
17,7	-20,7	50,2
19,8	-22,8	52,4
21,8	-24,8	52,5
23,8	-26,8	52,1
25,9	-28,9	51,9
27,9	-30,9	53,3
30,0	-33,0	61,1
32,0	-35,0	72,3
34,0	-37,0	76,7
36,1	-39,1	74,2
38,1	-41,1	70,9



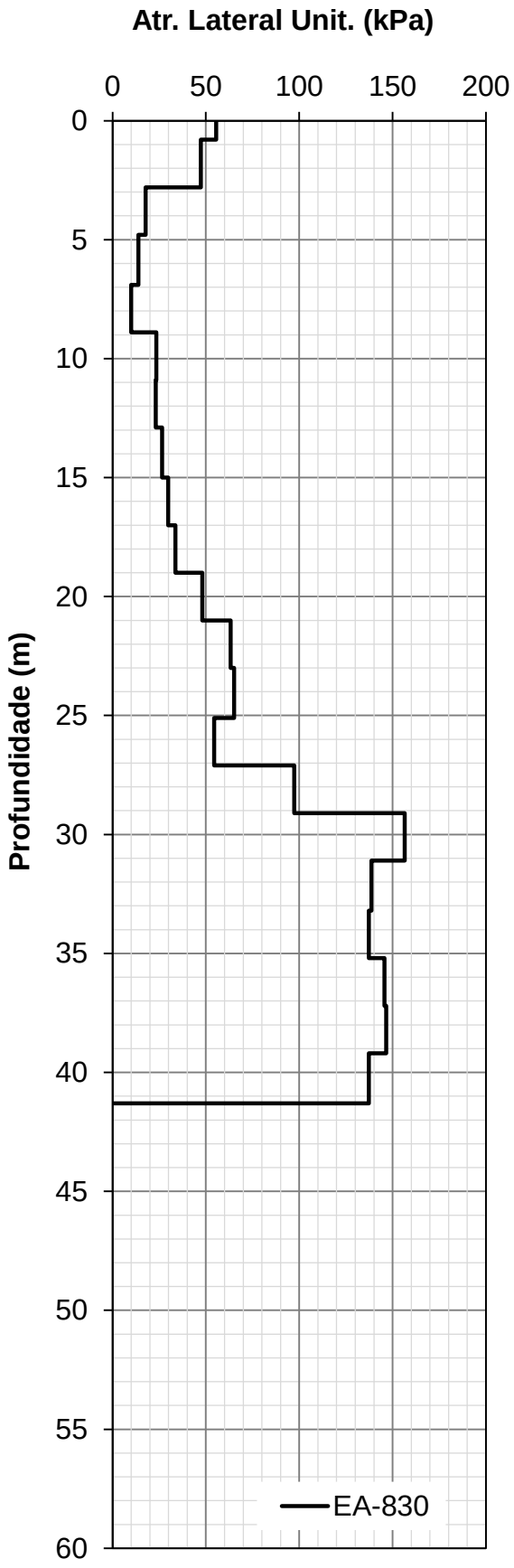
Estaca: **EA-762**
Cota Topo (m): -0,4
Cravado (m): 41,4
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
1,0	-1,4	0,0
3,0	-3,4	5,0
5,0	-5,4	0,7
7,0	-7,4	3,8
9,0	-9,4	16,5
11,1	-11,5	16,5
13,1	-13,5	16,5
15,1	-15,5	0,0
17,1	-17,5	0,0
19,2	-19,6	0,0
21,2	-21,6	0,0
23,2	-23,6	0,0
25,2	-25,6	3,7
27,2	-27,6	10,8
29,3	-29,7	5,5
31,3	-31,7	5,4
33,3	-33,7	9,5
35,3	-35,7	5,6
37,4	-37,8	27,3
39,4	-39,8	311,3
41,4	-41,8	652,7



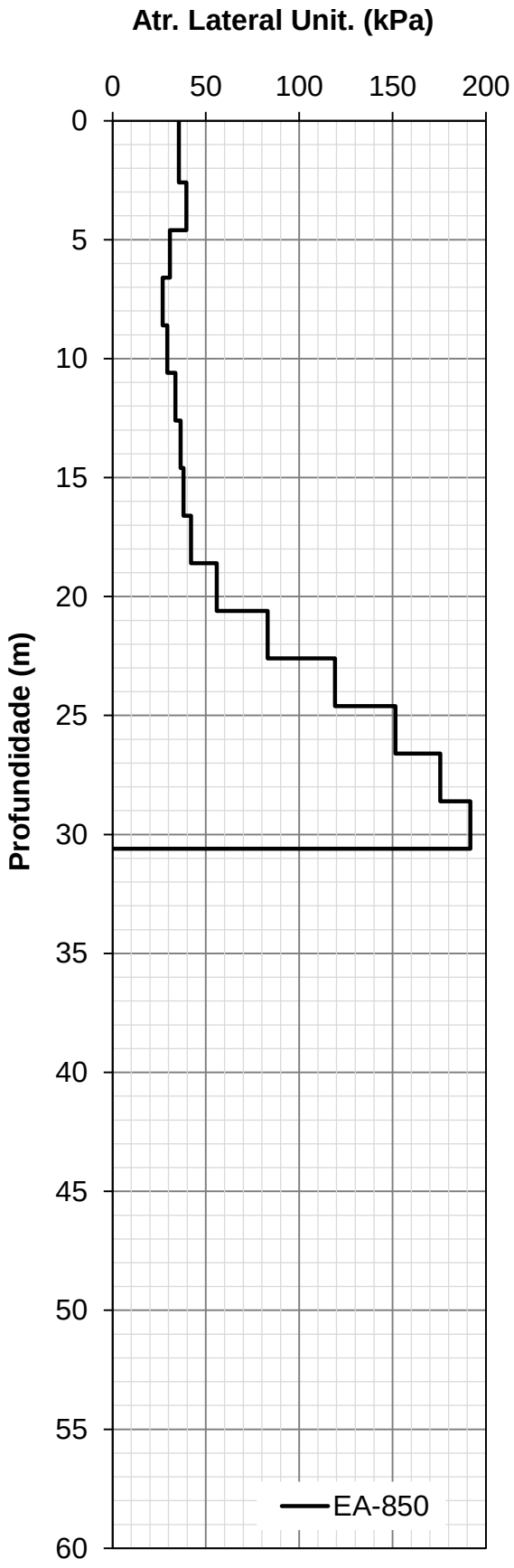
Estaca: **EA-763**
Cota Topo (m): -1,3
Cravado (m): 41,5
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
0,7	-2,0	0,0
2,7	-4,0	0,0
4,7	-6,0	0,0
6,8	-8,1	0,0
8,8	-10,1	0,0
10,8	-12,1	0,0
12,9	-14,2	5,8
14,9	-16,2	0,0
16,9	-18,2	0,0
19,0	-20,3	0,0
21,0	-22,3	0,0
23,0	-24,3	2,0
25,1	-26,4	34,7
27,1	-28,4	29,8
29,2	-30,5	11,7
31,2	-32,5	29,4
33,2	-34,5	4,0
35,3	-36,6	2,0
37,3	-38,6	12,0
39,3	-40,6	608,2
41,4	-42,7	608,2



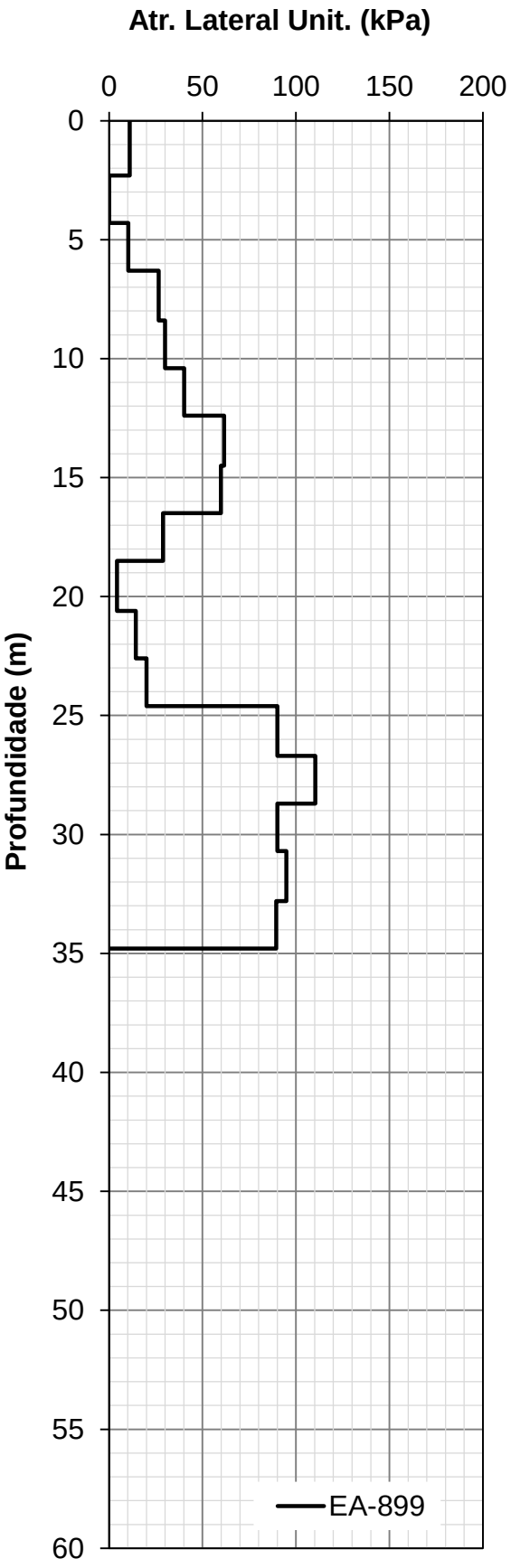
Estaca: **EA-830**
Cota Topo (m): -6,3
Cravado (m): 41,3
Tempo (dias): 3

prof	Cota	τl (kPa)
0,8	-7,1	55,5
2,8	-9,1	47,3
4,8	-11,1	17,7
6,9	-13,2	13,8
8,9	-15,2	10,0
10,9	-17,2	23,4
12,9	-19,2	23,1
15,0	-21,3	26,6
17,0	-23,3	29,8
19,0	-25,3	33,6
21,0	-27,3	48,0
23,0	-29,3	63,3
25,1	-31,4	65,1
27,1	-33,4	54,5
29,1	-35,4	97,3
31,1	-37,4	156,5
33,2	-39,5	138,7
35,2	-41,5	137,3
37,2	-43,5	145,7
39,2	-45,5	146,5
41,3	-47,6	137,2



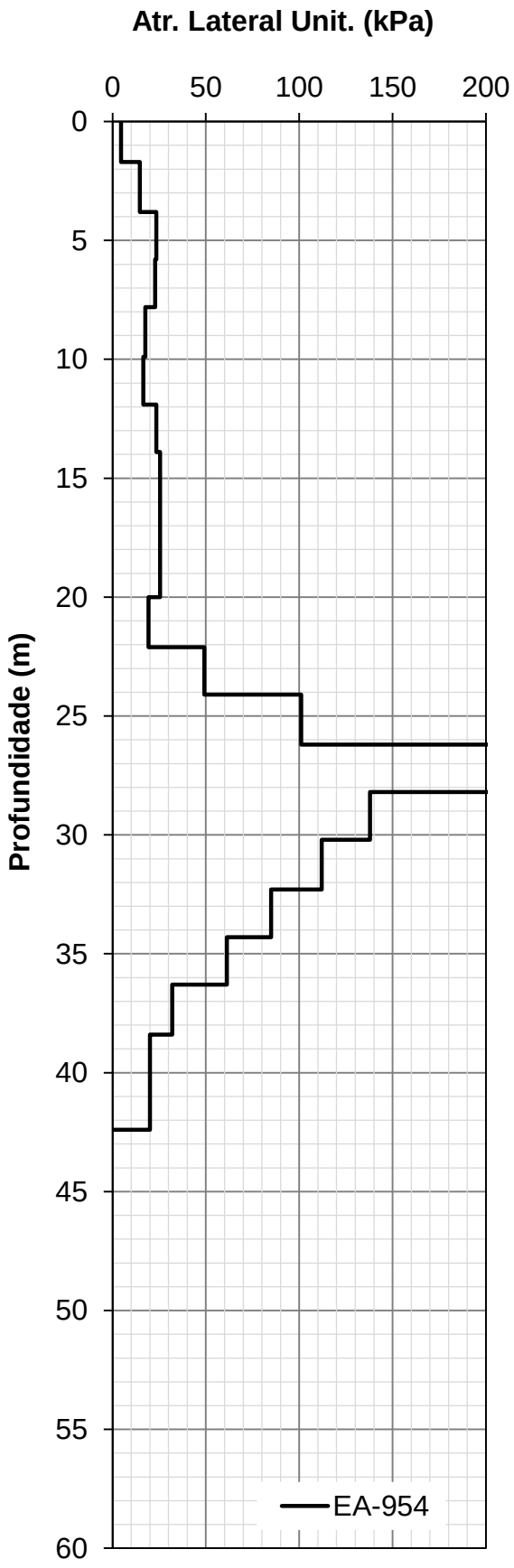
Estaca: **EA-850**
Cota Topo (m): -6,9
Cravado (m): 30,6
Tempo (dias): 9

prof	Cota	τl (kPa)
2,6	-9,5	35,5
4,6	-11,5	39,6
6,6	-13,5	30,8
8,6	-15,5	26,8
10,6	-17,5	29,3
12,6	-19,5	33,6
14,6	-21,5	36,4
16,6	-23,5	38,0
18,6	-25,5	42,0
20,6	-27,5	55,8
22,6	-29,5	83,1
24,6	-31,5	119,1
26,6	-33,5	151,5
28,6	-35,5	175,6
30,6	-37,5	191,6



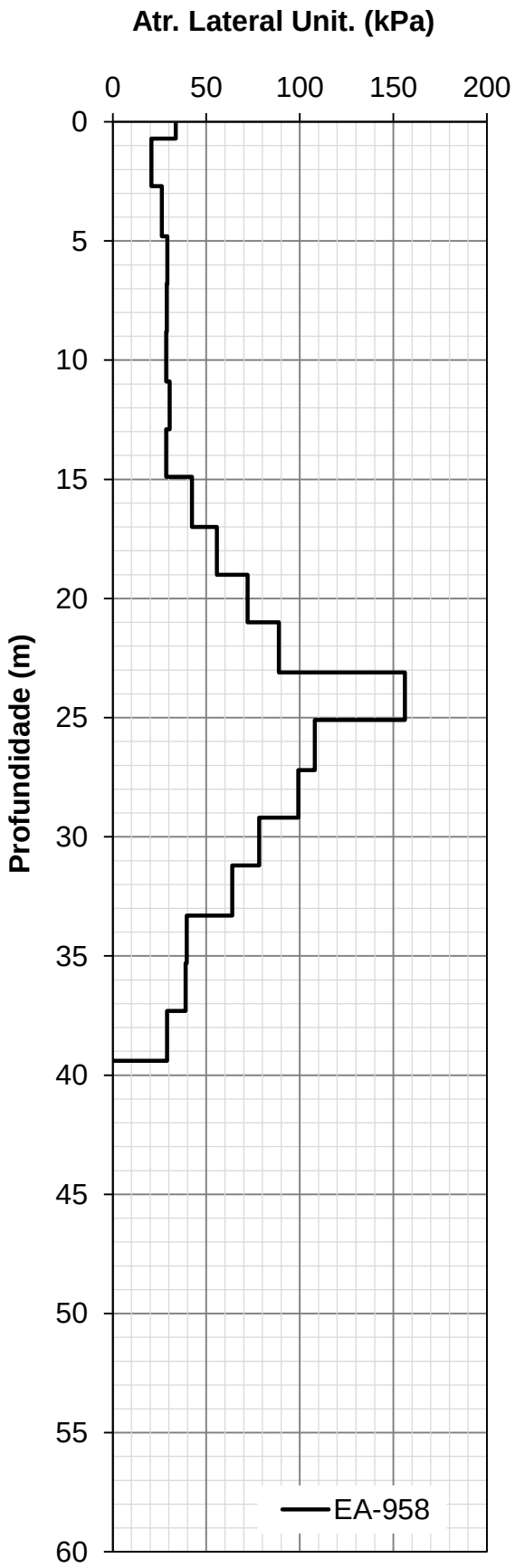
Estaca: **EA-899**
Cota Topo (m): -4,9
Cravado (m): 34,8
Tempo (dias): 5

prof	Cota	τl (kPa)
2,3	-7,2	11,1
4,3	-9,2	0,0
6,3	-11,2	10,3
8,4	-13,3	26,6
10,4	-15,3	30,0
12,4	-17,3	40,2
14,5	-19,4	61,5
16,5	-21,4	59,9
18,5	-23,4	28,9
20,6	-25,5	4,2
22,6	-27,5	14,3
24,6	-29,5	20,1
26,7	-31,6	90,1
28,7	-33,6	110,3
30,7	-35,6	90,1
32,8	-37,7	94,9
34,8	-39,7	89,4



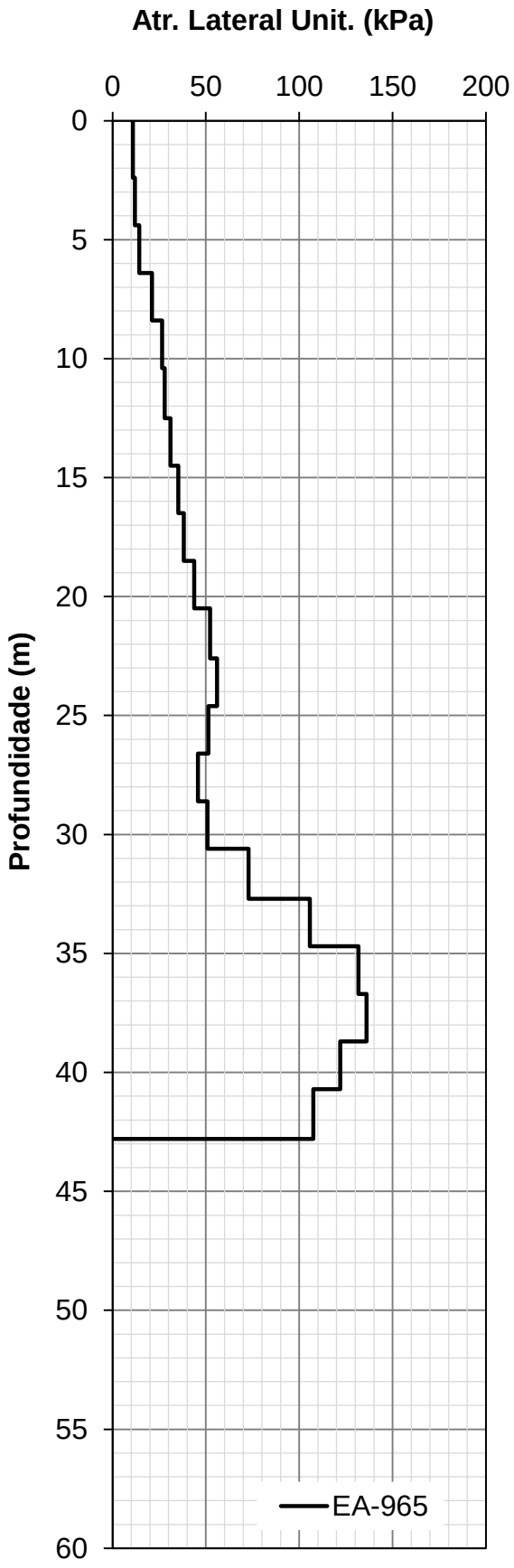
Estaca: **EA-954**
Cota Topo (m): -2,4
Cravado (m): 42,4
Tempo (dias): 37

prof	Cota	τl (kPa)
1,7	-4,1	4,5
3,8	-6,2	14,6
5,8	-8,2	23,5
7,8	-10,2	22,9
9,9	-12,3	17,6
11,9	-14,3	16,5
13,9	-16,3	23,5
16,0	-18,4	25,5
18,0	-20,4	25,5
20,0	-22,4	25,5
22,1	-24,5	19,2
24,1	-26,5	49,2
26,2	-28,6	101,0
28,2	-30,6	218,4
30,2	-32,6	137,9
32,3	-34,7	112,1
34,3	-36,7	85,0
36,3	-38,7	61,3
38,4	-40,8	32,0
40,4	-42,8	20,0
42,4	-44,8	20,0



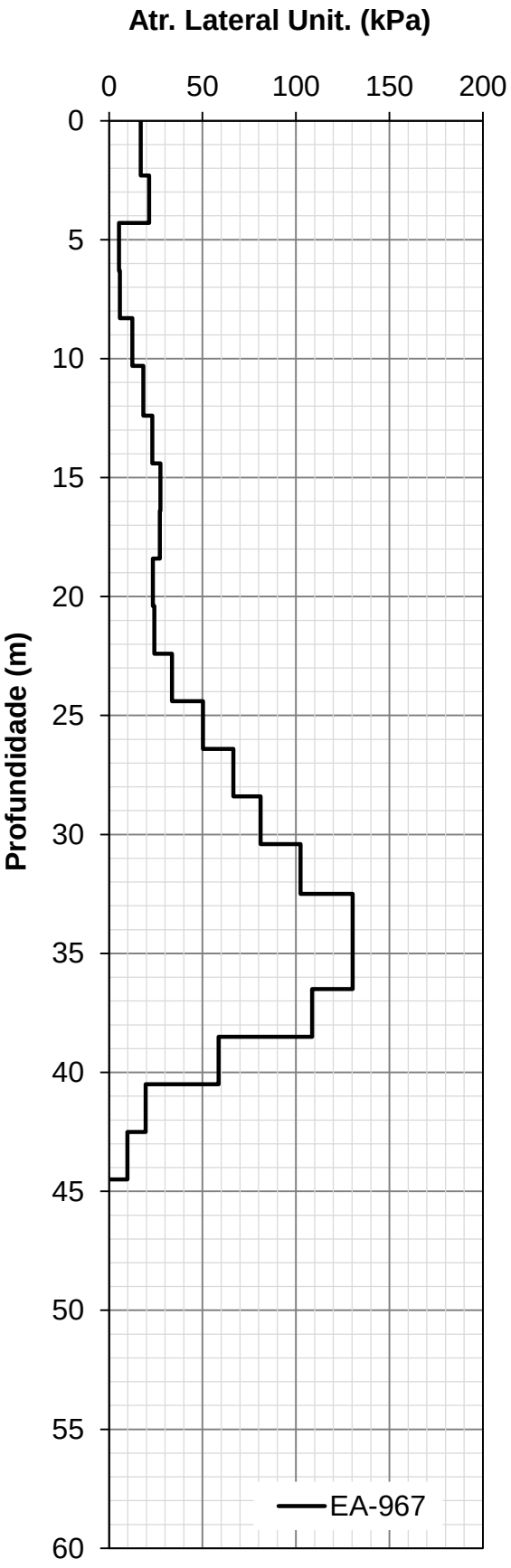
Estaca: **EA-958**
Cota Topo (m): -4,5
Cravado (m): 39,3
Tempo (dias): 21

prof	Cota	τ_l (kPa)
0,7	-5,2	33,6
2,7	-7,2	20,6
4,8	-9,3	26,3
6,8	-11,3	29,2
8,8	-13,3	28,8
10,9	-15,4	28,6
12,9	-17,4	30,4
14,9	-19,4	28,6
17,0	-21,5	42,3
19,0	-23,5	55,7
21,0	-25,5	72,1
23,1	-27,6	88,8
25,1	-29,6	156,2
27,2	-31,7	108,0
29,2	-33,7	99,2
31,2	-35,7	78,2
33,3	-37,8	63,9
35,3	-39,8	39,6
37,3	-41,8	39,0
39,4	-43,9	29,1



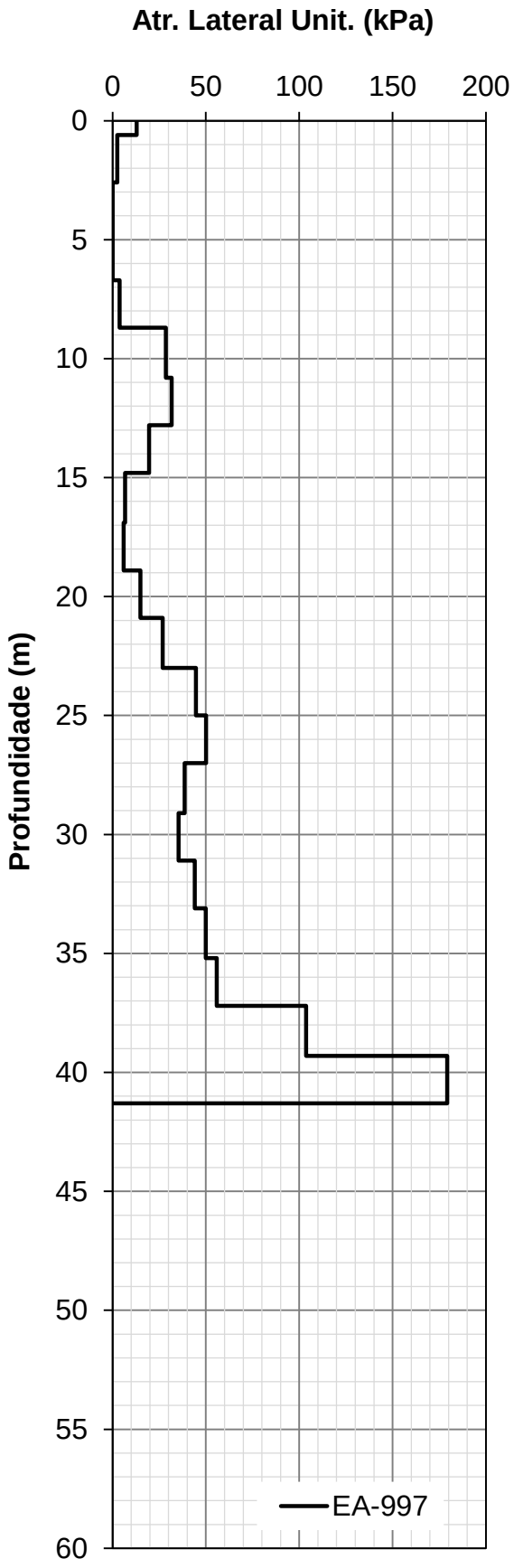
Estaca: **EA-965**
Cota Topo (m): -3,3
Cravado (m): 42,7
Tempo (dias): 13

prof	Cota	τl (kPa)
2,4	-5,7	10,9
4,4	-7,7	12,0
6,4	-9,7	14,3
8,4	-11,7	21,1
10,4	-13,7	26,5
12,5	-15,8	28,0
14,5	-17,8	31,0
16,5	-19,8	35,2
18,5	-21,8	38,2
20,5	-23,8	43,8
22,6	-25,9	52,2
24,6	-27,9	55,9
26,6	-29,9	51,3
28,6	-31,9	45,7
30,6	-33,9	50,8
32,7	-36,0	72,9
34,7	-38,0	105,7
36,7	-40,0	131,7
38,7	-42,0	136,0
40,7	-44,0	122,0
42,8	-46,1	107,6



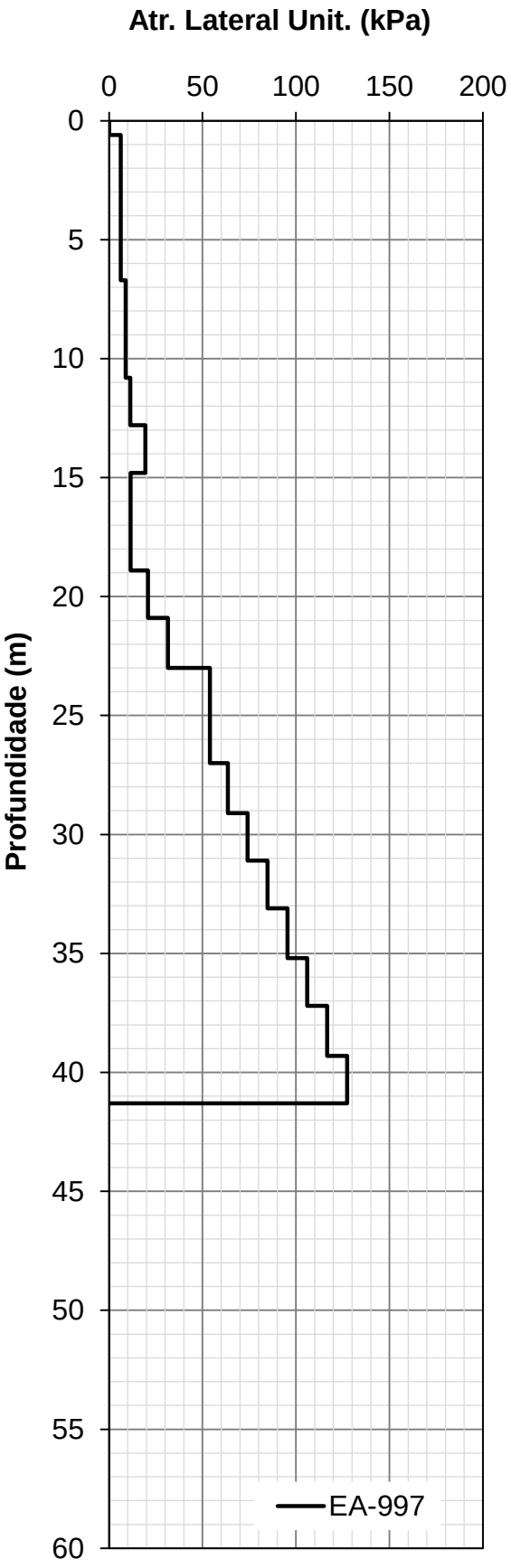
Estaca: **EA-967**
Cota Topo (m): -1,8
Cravado (m): 44,5
Tempo (dias): 12

prof	Cota	τl (kPa)
2,3	**-4,1**	17,0
4,3	**-6,1**	21,4
6,3	**-8,1**	5,4
8,3	**-10,1**	5,8
10,3	**-12,1**	12,4
12,4	**-14,2**	18,3
14,4	**-16,2**	23,1
16,4	**-18,2**	27,5
18,4	**-20,2**	27,2
20,4	**-22,2**	23,5
22,4	**-24,2**	24,2
24,4	**-26,2**	33,7
26,4	**-28,2**	50,2
28,4	**-30,2**	66,5
30,4	**-32,2**	81,1
32,5	**-34,3**	102,5
34,5	**-36,3**	130,3
36,5	**-38,3**	130,3
38,5	**-40,3**	108,6
40,5	**-42,3**	58,6
42,5	**-44,3**	19,6
44,5	**-46,3**	9,8



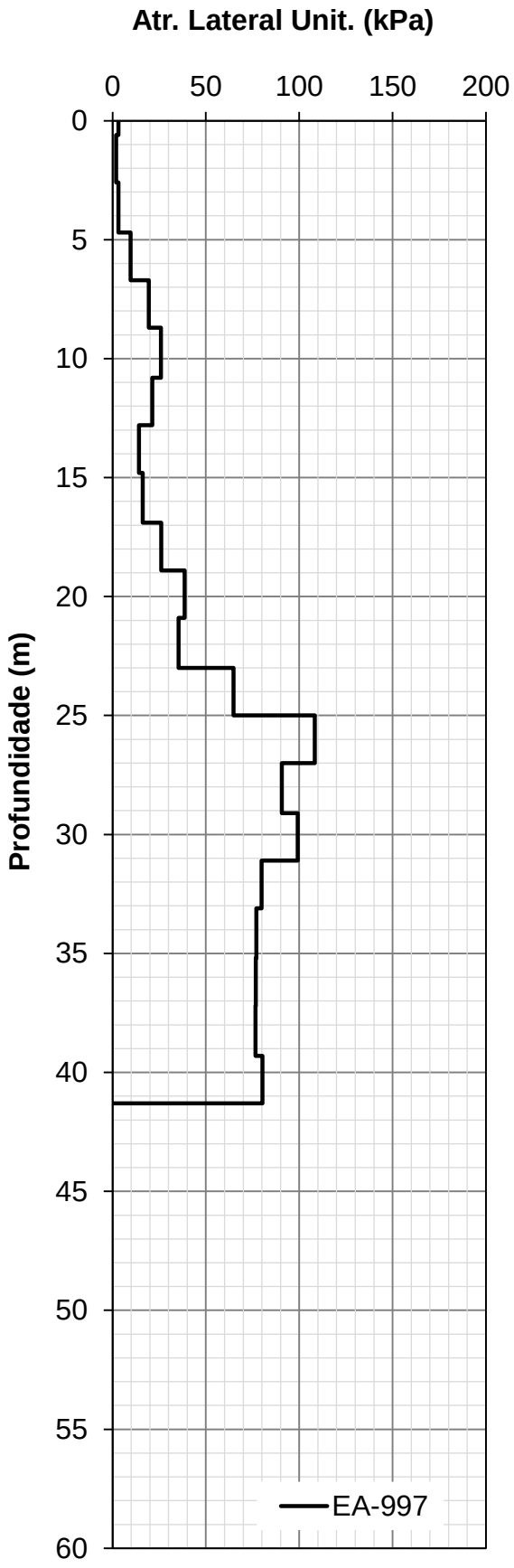
Estaca: **EA-997**
Cota Topo (m): -1,7
Cravado (m): 43,0
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
0,6	-2,3	12,9
2,6	-4,3	2,5
4,7	-6,4	0,0
6,7	-8,4	0,0
8,7	-10,4	3,8
10,8	-12,5	28,6
12,8	-14,5	31,6
14,8	-16,5	19,6
16,9	-18,6	6,7
18,9	-20,6	5,9
20,9	-22,6	15,0
23,0	-24,7	26,8
25,0	-26,7	44,7
27,0	-28,7	50,1
29,1	-30,8	38,7
31,1	-32,8	35,4
33,1	-34,8	44,0
35,2	-36,9	50,0
37,2	-38,9	55,8
39,3	-41,0	103,6
41,3	-43,0	179,3



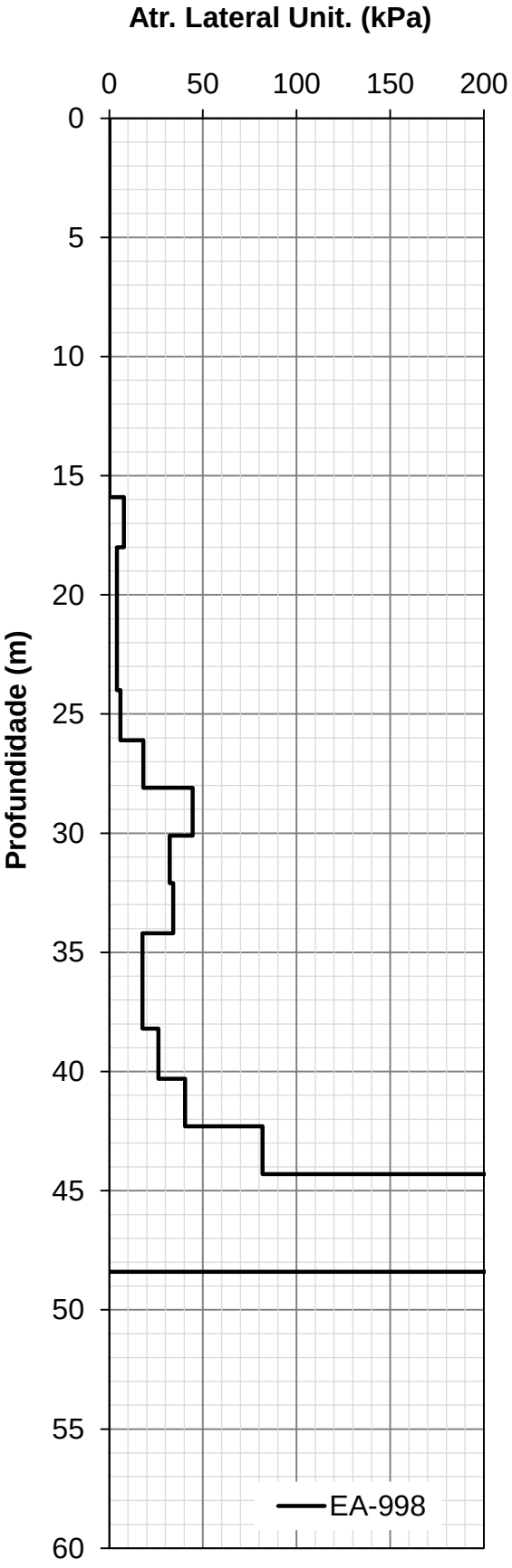
Estaca: **EA-997**
Cota Topo (m): -1,7
Cravado (m): 43,0
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τl (kPa)
0,6	-2,3	0,0
2,6	-4,3	6,3
4,7	-6,4	6,3
6,7	-8,4	6,3
8,7	-10,4	8,9
10,8	-12,5	8,9
12,8	-14,5	11,4
14,8	-16,5	19,4
16,9	-18,6	11,5
18,9	-20,6	11,5
20,9	-22,6	20,8
23,0	-24,7	31,5
25,0	-26,7	53,9
27,0	-28,7	53,9
29,1	-30,8	63,5
31,1	-32,8	74,1
33,1	-34,8	84,8
35,2	-36,9	95,4
37,2	-38,9	106,0
39,3	-41,0	116,7
41,3	-43,0	127,4



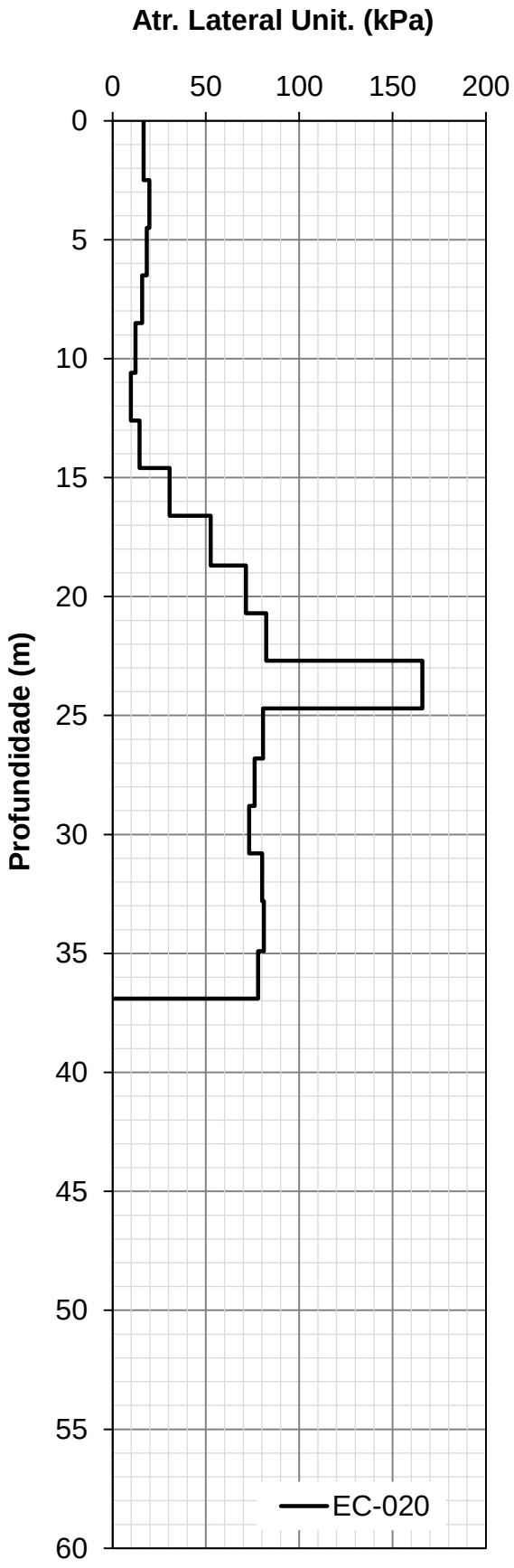
Estaca: **EA-997**
Cota Topo (m): -1,7
Cravado (m): 43,0
Tempo (dias): 14

prof	Cota	τl (kPa)
0,6	-2,3	3,2
2,6	-4,3	2,0
4,7	-6,4	3,1
6,7	-8,4	9,6
8,7	-10,4	19,5
10,8	-12,5	25,9
12,8	-14,5	21,3
14,8	-16,5	14,2
16,9	-18,6	16,2
18,9	-20,6	26,1
20,9	-22,6	38,6
23,0	-24,7	35,4
25,0	-26,7	64,8
27,0	-28,7	108,3
29,1	-30,8	90,7
31,1	-32,8	99,2
33,1	-34,8	79,8
35,2	-36,9	77,0
37,2	-38,9	76,8
39,3	-41,0	76,5
41,3	-43,0	80,3



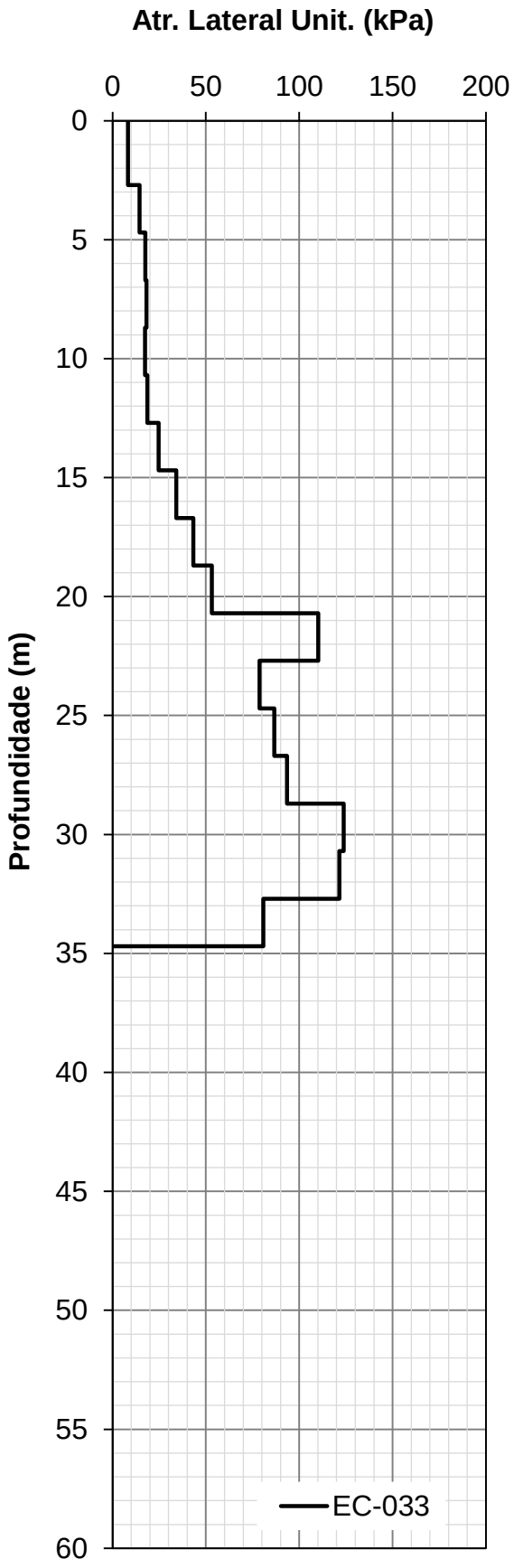
Estaca: **EA-998**
Cota Topo (m): -2,3
Cravado (m): 48,4
Tempo (dias): 0

prof	Cota	τl (kPa)
1,7	-4,0	0,0
3,8	-6,1	0,0
5,8	-8,1	0,0
7,8	-10,1	0,0
9,8	-12,1	0,0
11,9	-14,2	0,0
13,9	-16,2	0,0
15,9	-18,2	0,0
18,0	-20,3	7,8
20,0	-22,3	4,1
22,0	-24,3	4,1
24,0	-26,3	4,1
26,1	-28,4	6,0
28,1	-30,4	18,2
30,1	-32,4	44,5
32,1	-34,4	32,3
34,2	-36,5	34,2
36,2	-38,5	17,7
38,2	-40,5	17,7
40,3	-42,6	26,2
42,3	-44,6	40,5
44,3	-46,6	81,9
46,3	-48,6	264,0
48,4	-50,7	298,6



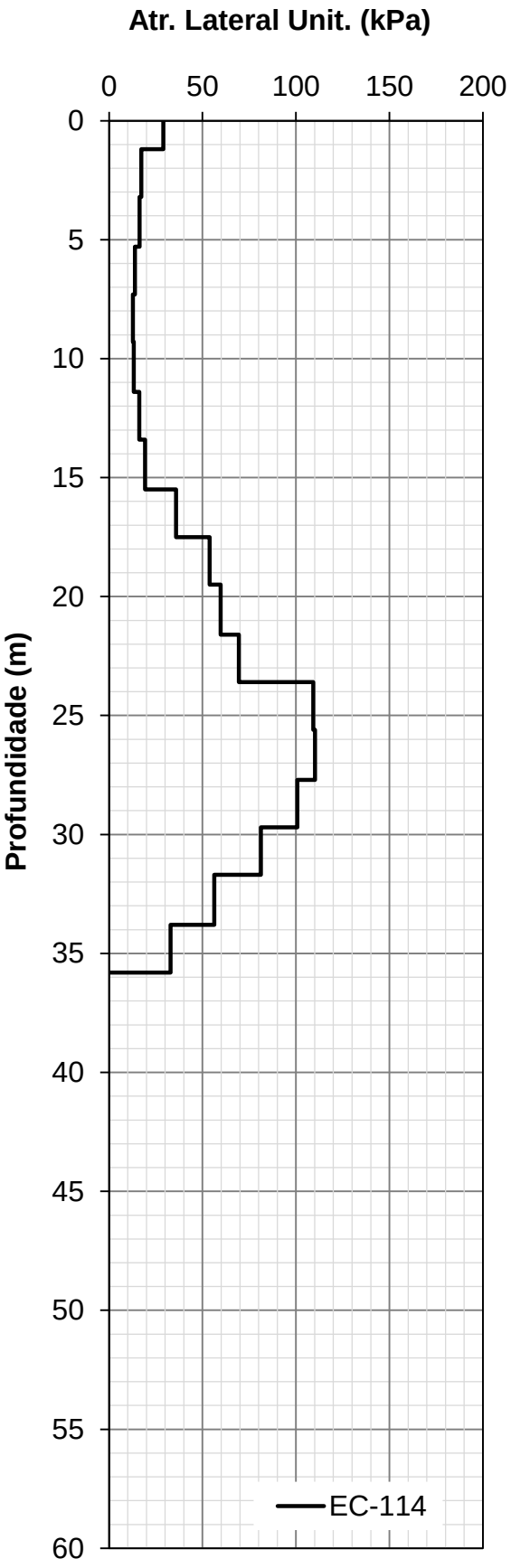
Estaca: **EC-020**
Cota Topo (m): -6,9
Cravado (m): 36,9
Tempo (dias): 8

prof	Cota	τl (kPa)
2,5	-9,4	16,6
4,5	-11,4	19,8
6,5	-13,4	18,3
8,5	-15,4	15,8
10,6	-17,5	12,3
12,6	-19,5	9,8
14,6	-21,5	14,4
16,6	-23,5	30,5
18,7	-25,6	52,5
20,7	-27,6	71,5
22,7	-29,6	82,3
24,7	-31,6	165,9
26,8	-33,7	80,6
28,8	-35,7	76,1
30,8	-37,7	73,2
32,8	-39,7	80,1
34,9	-41,8	81,1
36,9	-43,8	78,0



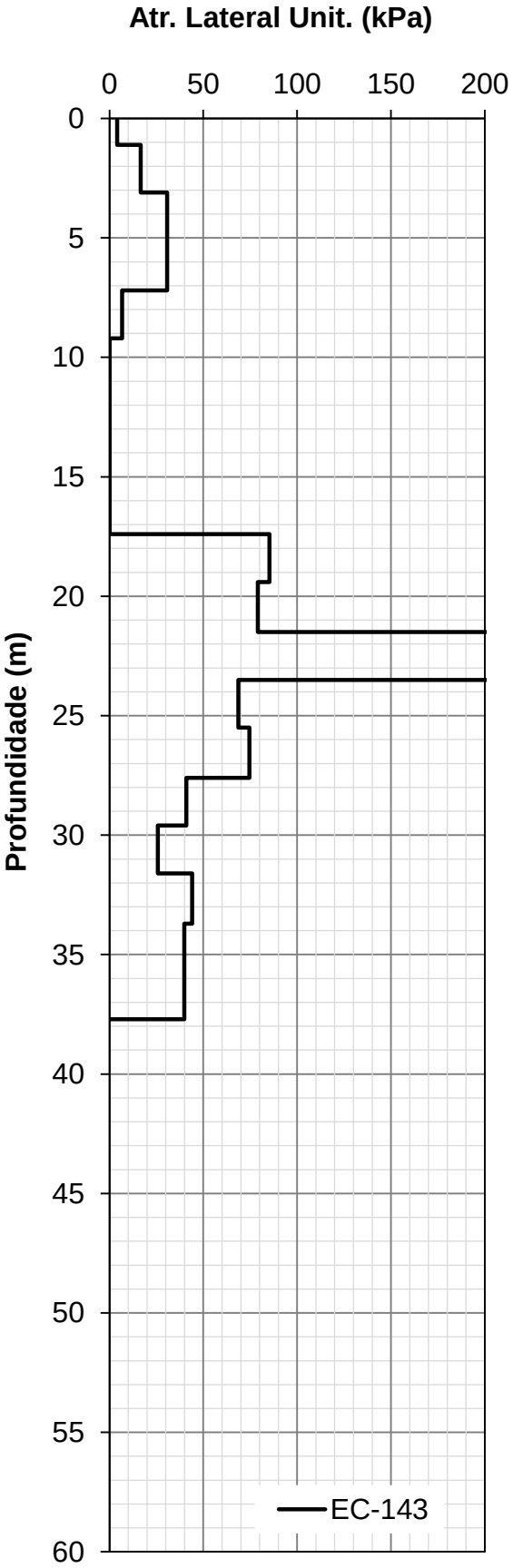
Estaca: **EC-033**
Cota Topo (m): -6,8
Cravado (m): 34,7
Tempo (dias): 14

prof	Cota	τl (kPa)
2,7	-9,5	8,3
4,7	-11,5	14,5
6,7	-13,5	17,6
8,7	-15,5	18,2
10,7	-17,5	17,4
12,7	-19,5	18,7
14,7	-21,5	24,7
16,7	-23,5	34,1
18,7	-25,5	43,2
20,7	-27,5	53,2
22,7	-29,5	110,1
24,7	-31,5	78,8
26,7	-33,5	86,6
28,7	-35,5	93,5
30,7	-37,5	123,8
32,7	-39,5	121,5
34,7	-41,5	80,7



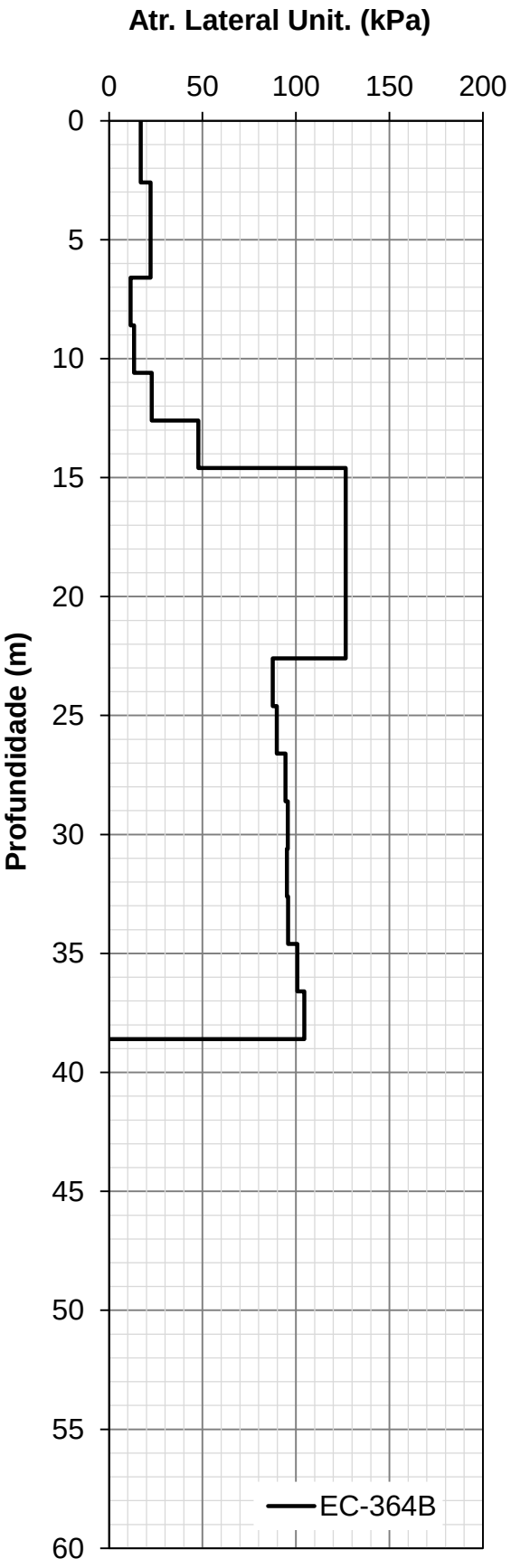
Estaca: **EC-114**
Cota Topo (m): -9,0
Cravado (m): 35,8
Tempo (dias): 6

prof	Cota	τl (kPa)
1,2	-10,2	29,0
3,2	-12,2	17,2
5,3	-14,3	16,3
7,3	-16,3	13,9
9,3	-18,3	12,7
11,4	-20,4	13,2
13,4	-22,4	16,1
15,5	-24,5	19,3
17,5	-26,5	35,9
19,5	-28,5	53,8
21,6	-30,6	59,7
23,6	-32,6	69,5
25,6	-34,6	109,2
27,7	-36,7	110,2
29,7	-38,7	100,8
31,7	-40,7	81,2
33,8	-42,8	56,3
35,8	-44,8	32,9



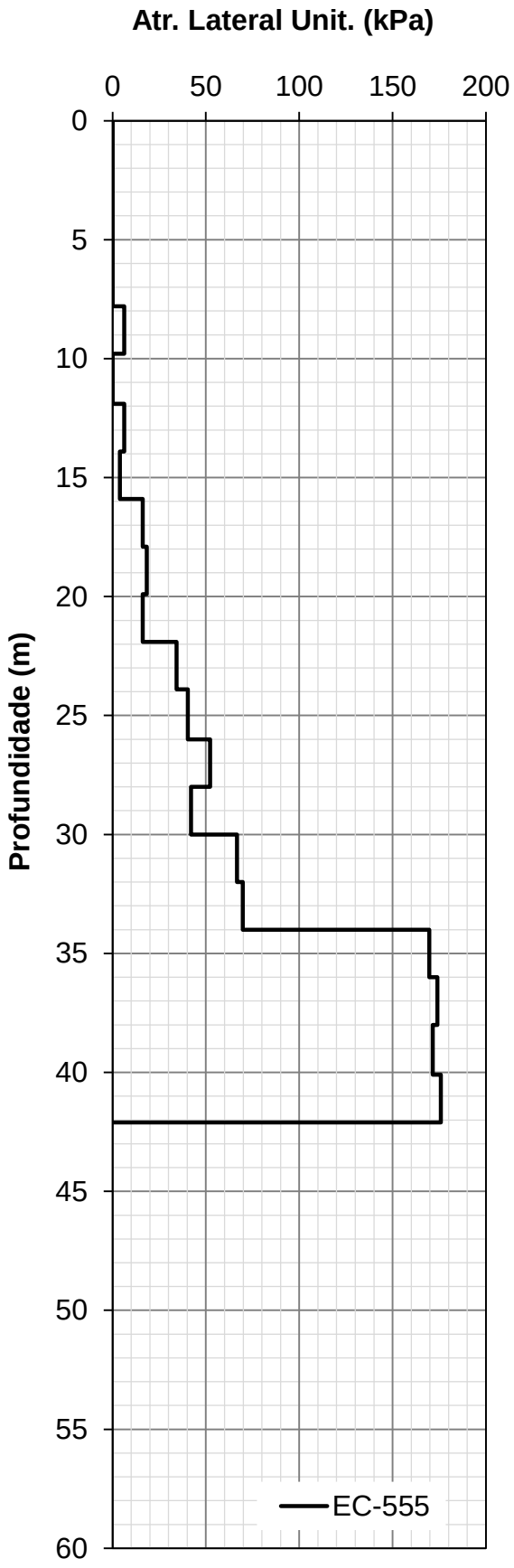
Estaca: **EC-143**
Cota Topo (m): -7,1
Cravado (m): 37,7
Tempo (dias): 3

prof	Cota	τl (kPa)
1,1	-8,2	4,1
3,1	-10,2	16,6
5,2	-12,3	30,8
7,2	-14,3	30,8
9,2	-16,3	6,8
11,3	-18,4	0,1
13,3	-20,4	0,0
15,4	-22,5	0,0
17,4	-24,5	0,0
19,4	-26,5	85,3
21,5	-28,6	79,0
23,5	-30,6	203,7
25,5	-32,6	68,6
27,6	-34,7	74,5
29,6	-36,7	41,0
31,6	-38,7	25,8
33,7	-40,8	44,0
35,7	-42,8	39,8
37,7	-44,8	39,8



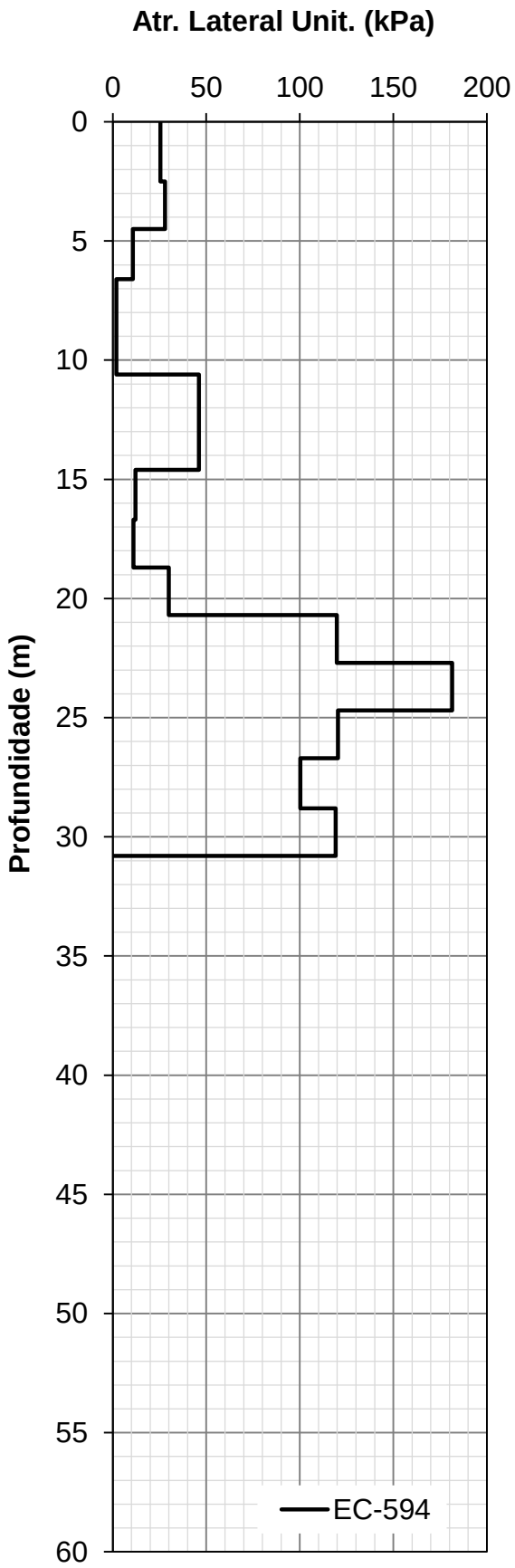
Estaca: **EC-364B**
Cota Topo (m): -7,5
Cravado (m): 38,6
Tempo (dias): 4

prof	Cota	τl (kPa)
2,6	-10,1	17,0
4,6	-12,1	22,2
6,6	-14,1	22,2
8,6	-16,1	11,5
10,6	-18,1	13,4
12,6	-20,1	22,9
14,6	-22,1	47,7
16,6	-24,1	126,6
18,6	-26,1	126,6
20,6	-28,1	126,6
22,6	-30,1	126,6
24,6	-32,1	87,5
26,6	-34,1	89,8
28,6	-36,1	94,4
30,6	-38,1	95,6
32,6	-40,1	95,2
34,6	-42,1	95,7
36,6	-44,1	100,7
38,6	-46,1	104,4



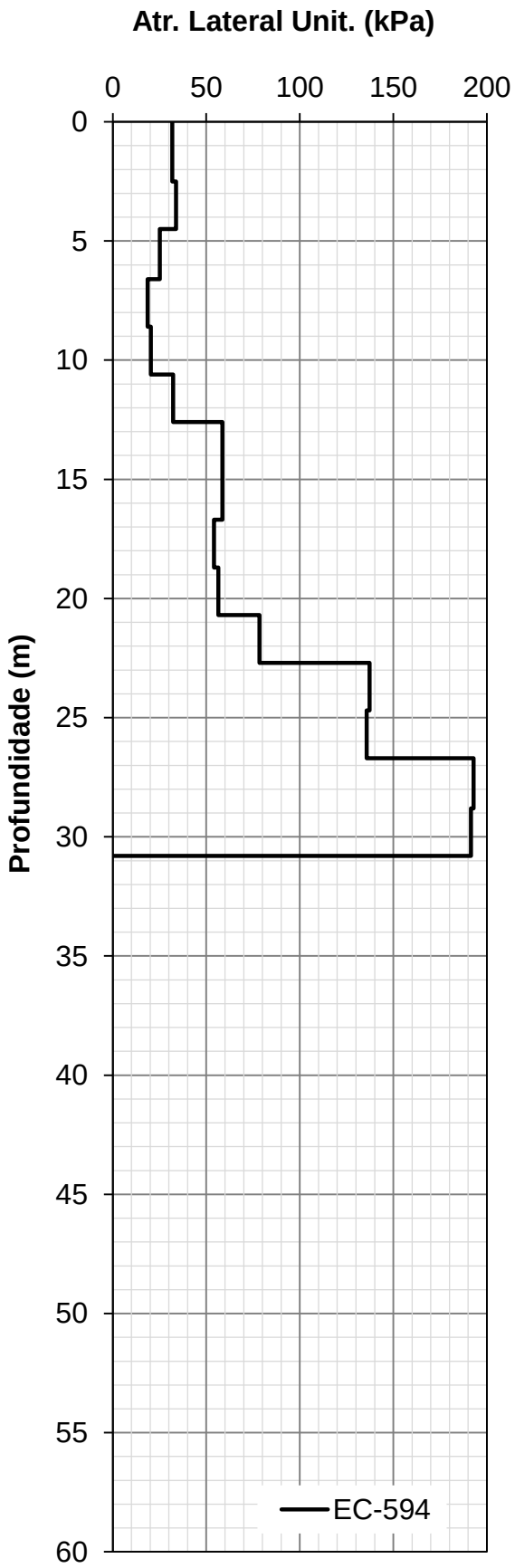
Estaca: **EC-555**
Cota Topo (m): -7,0
Cravado (m): 42,0
Tempo (dias): 3

prof	Cota	τl (kPa)
1,8	-8,8	0,0
3,8	-10,8	0,0
5,8	-12,8	0,0
7,8	-14,8	0,0
9,8	-16,8	6,2
11,9	-18,9	0,0
13,9	-20,9	6,2
15,9	-22,9	4,0
17,9	-24,9	16,2
19,9	-26,9	18,4
21,9	-28,9	16,2
23,9	-30,9	34,3
26,0	-33,0	40,4
28,0	-35,0	52,2
30,0	-37,0	42,1
32,0	-39,0	66,7
34,0	-41,0	69,8
36,0	-43,0	169,7
38,0	-45,0	174,0
40,1	-47,1	171,5
42,1	-49,1	175,9



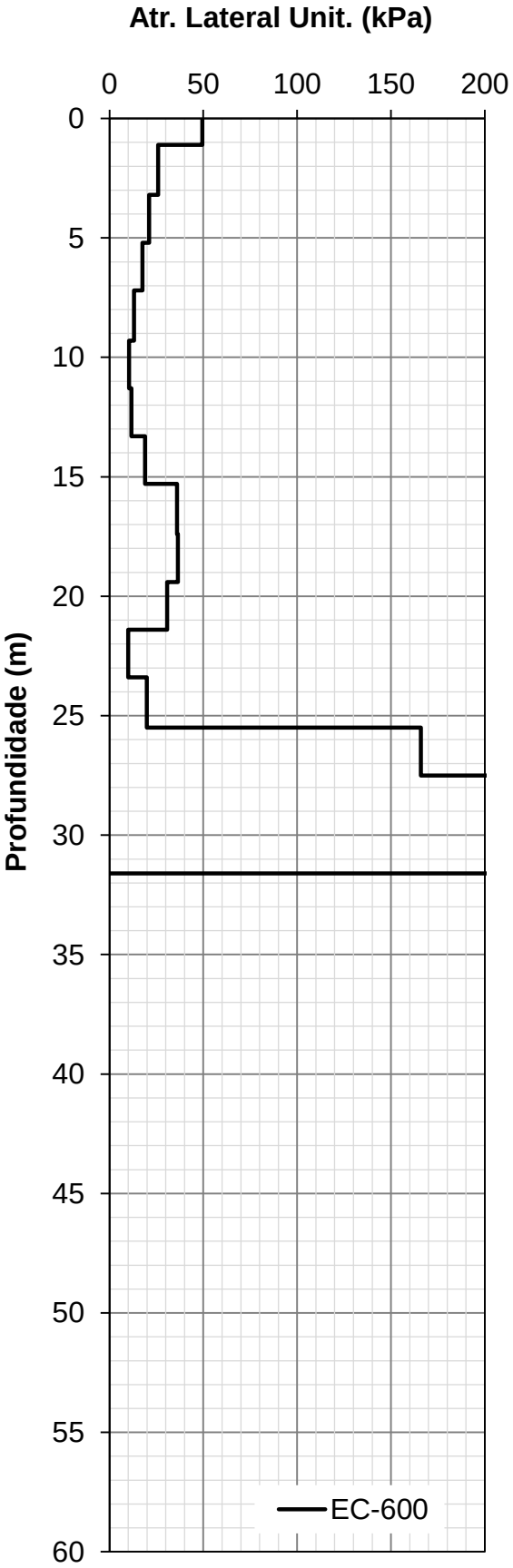
Estaca: **EC-594**
Cota Topo (m): -9,5
Cravado (m): 30,8
Tempo (dias): 16

prof	Cota	τl (kPa)
2,5	-12,0	25,5
4,5	-14,0	28,0
6,6	-16,1	10,7
8,6	-18,1	2,0
10,6	-20,1	2,0
12,6	-22,1	46,0
14,6	-24,1	46,0
16,7	-26,2	12,1
18,7	-28,2	11,0
20,7	-30,2	30,0
22,7	-32,2	119,8
24,7	-34,2	181,4
26,7	-36,2	120,4
28,8	-38,3	100,2
30,8	-40,3	119,2



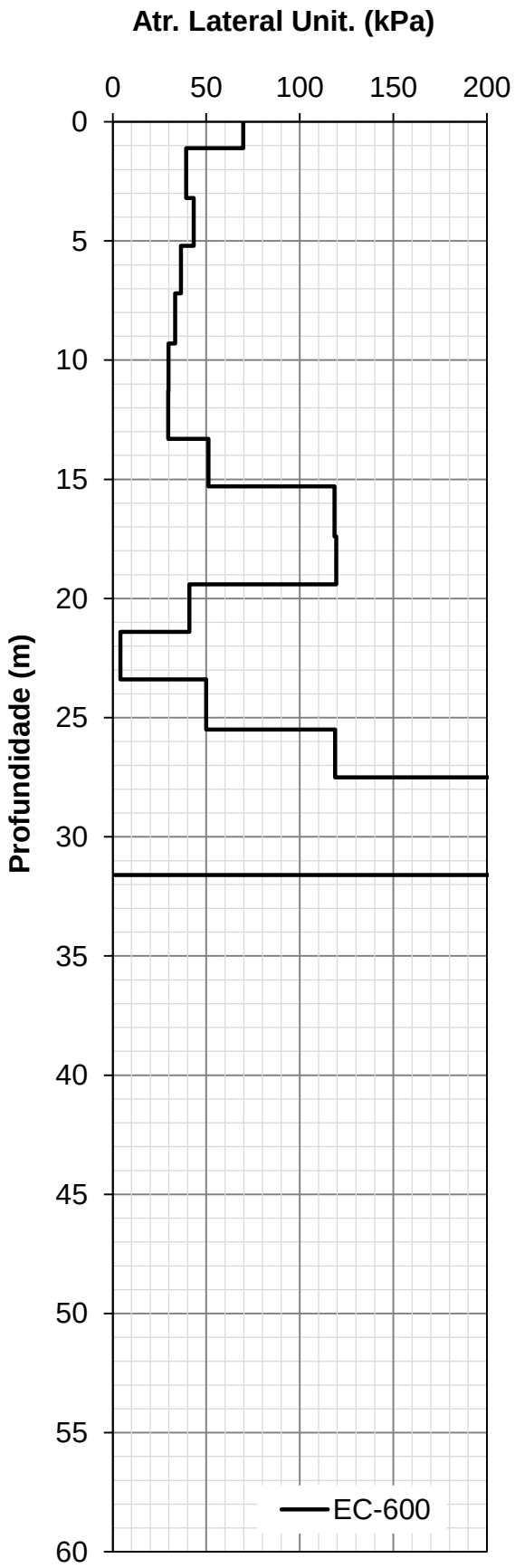
Estaca: **EC-594**
Cota Topo (m): -9,5
Cravado (m): 30,8
Tempo (dias): 28

prof	Cota	τl (kPa)
2,5	-12,0	31,8
4,5	-14,0	33,8
6,6	-16,1	25,2
8,6	-18,1	18,7
10,6	-20,1	20,4
12,6	-22,1	32,3
14,6	-24,1	58,6
16,7	-26,2	58,6
18,7	-28,2	54,1
20,7	-30,2	56,4
22,7	-32,2	78,5
24,7	-34,2	137,2
26,7	-36,2	135,7
28,8	-38,3	192,9
30,8	-40,3	191,5



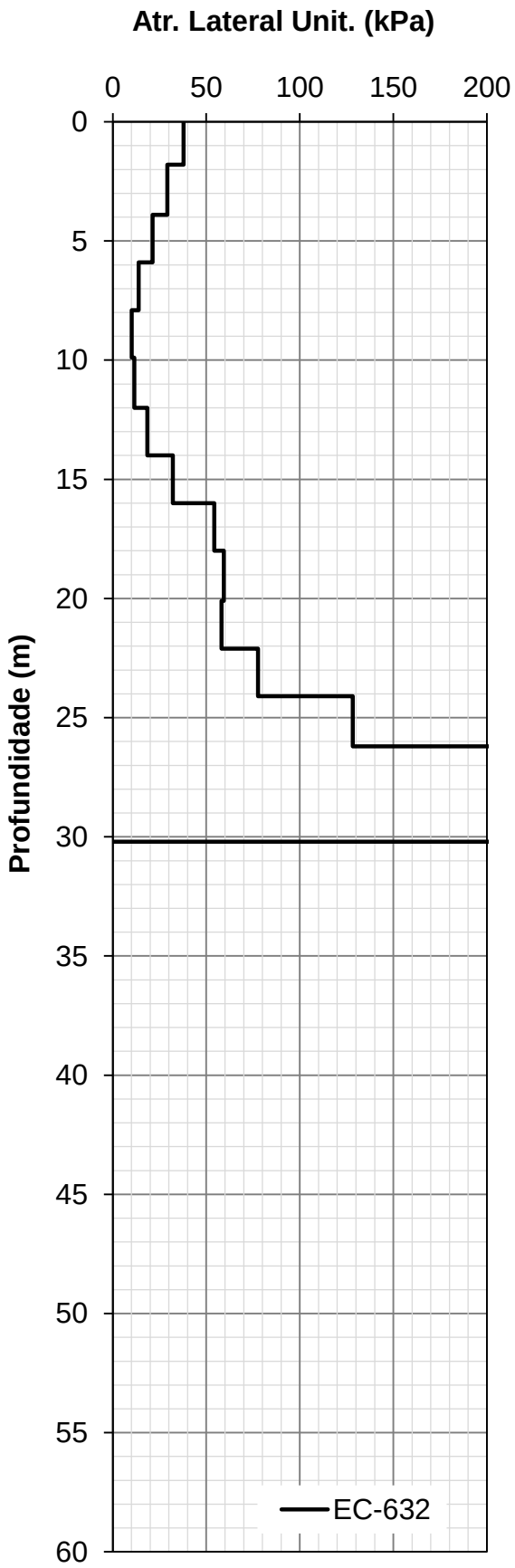
Estaca: **EC-600**
Cota Topo (m): -8,4
Cravado (m): 31,6
Tempo (dias): 1

prof	Cota	τl (kPa)
1,1	-9,5	49,5
3,2	-11,6	25,9
5,2	-13,6	21,2
7,2	-15,6	17,5
9,3	-17,7	13,1
11,3	-19,7	10,5
13,3	-21,7	11,7
15,3	-23,7	19,0
17,4	-25,8	36,0
19,4	-27,8	36,4
21,4	-29,8	30,7
23,4	-31,8	10,0
25,5	-33,9	19,9
27,5	-35,9	166,0
29,5	-37,9	346,3
31,6	-40,0	646,9



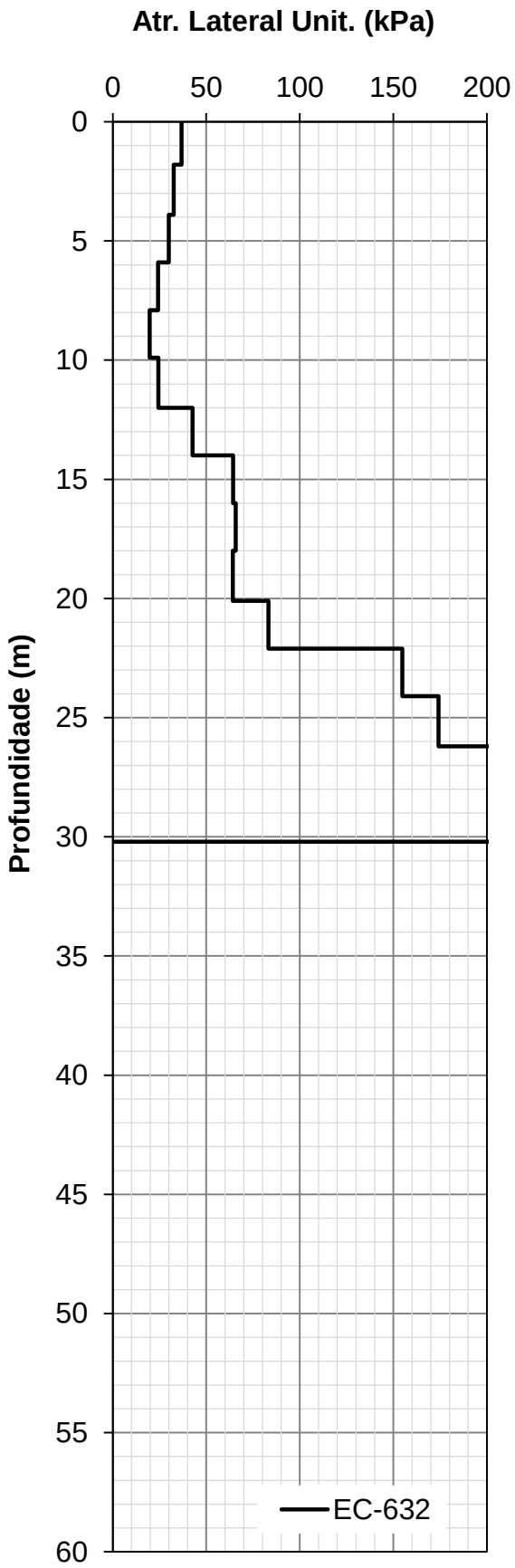
Estaca: **EC-600**
Cota Topo (m): -8,4
Cravado (m): 31,6
Tempo (dias): 13

prof	Cota	τl (kPa)
1,1	-9,5	69,7
3,2	-11,6	39,2
5,2	-13,6	43,2
7,2	-15,6	36,5
9,3	-17,7	33,3
11,3	-19,7	29,8
13,3	-21,7	29,6
15,3	-23,7	51,2
17,4	-25,8	118,5
19,4	-27,8	119,4
21,4	-29,8	41,0
23,4	-31,8	4,1
25,5	-33,9	50,0
27,5	-35,9	118,9
29,5	-37,9	418,5
31,6	-40,0	543,8



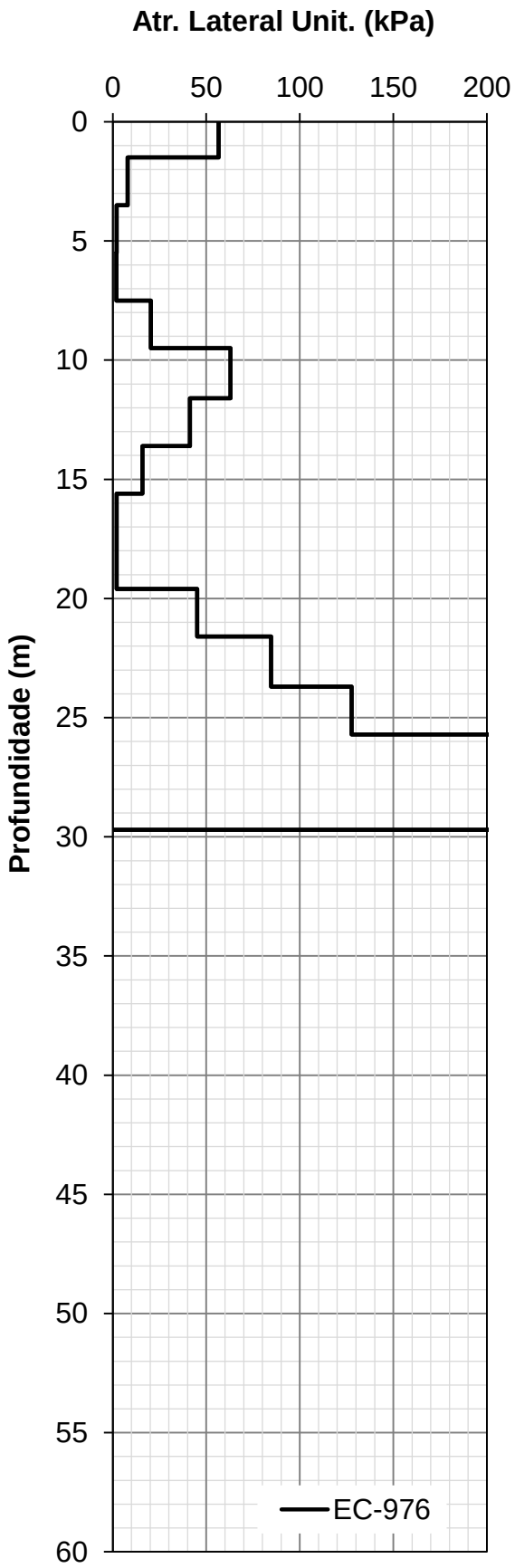
Estaca: **EC-632**
Cota Topo (m): -9,5
Cravado (m): 30,2
Tempo (dias): 2

prof	Cota	τl (kPa)
1,8	-11,3	37,9
3,9	-13,4	29,2
5,9	-15,4	21,3
7,9	-17,4	13,9
9,9	-19,4	10,2
12,0	-21,5	11,6
14,0	-23,5	18,5
16,0	-25,5	32,2
18,0	-27,5	54,3
20,1	-29,6	59,4
22,1	-31,6	58,2
24,1	-33,6	77,6
26,2	-35,7	128,3
28,2	-37,7	471,8
30,2	-39,7	560,7



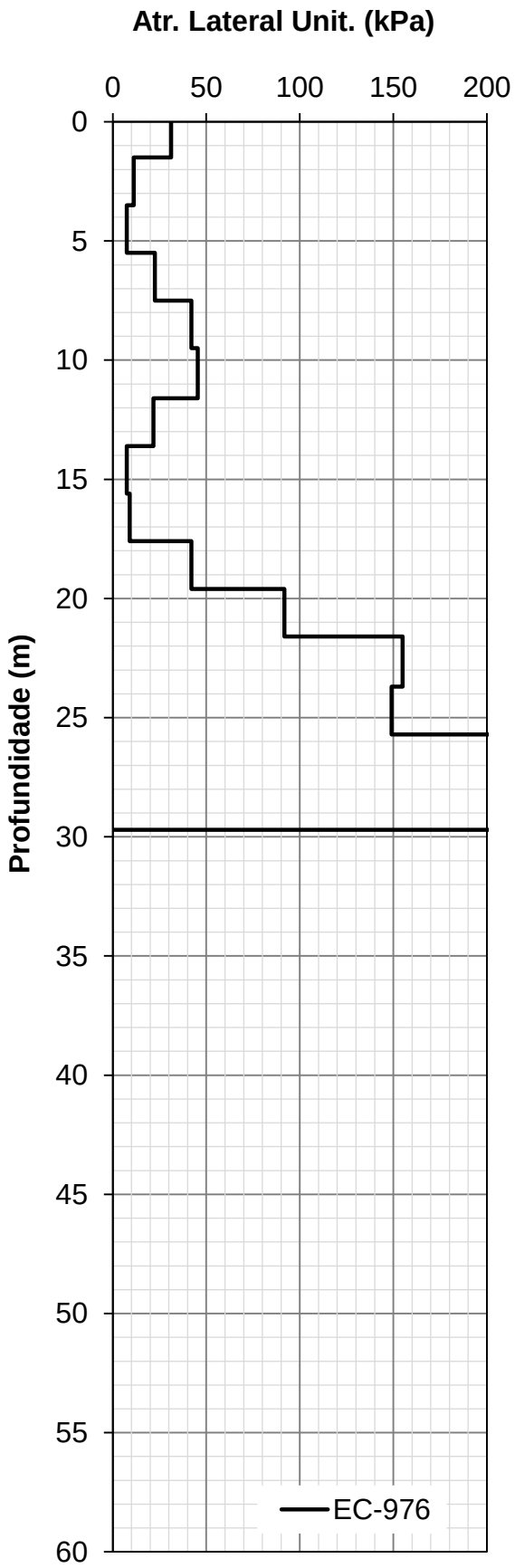
Estaca: **EC-632**
Cota Topo (m): -9,5
Cravado (m): 30,2
Tempo (dias): 14

prof	Cota	τl (kPa)
1,8	-11,3	36,8
3,9	-13,4	32,6
5,9	-15,4	29,9
7,9	-17,4	24,2
9,9	-19,4	19,8
12,0	-21,5	24,4
14,0	-23,5	42,6
16,0	-25,5	64,3
18,0	-27,5	65,8
20,1	-29,6	64,2
22,1	-31,6	83,2
24,1	-33,6	154,8
26,2	-35,7	174,1
28,2	-37,7	437,7
30,2	-39,7	524,3



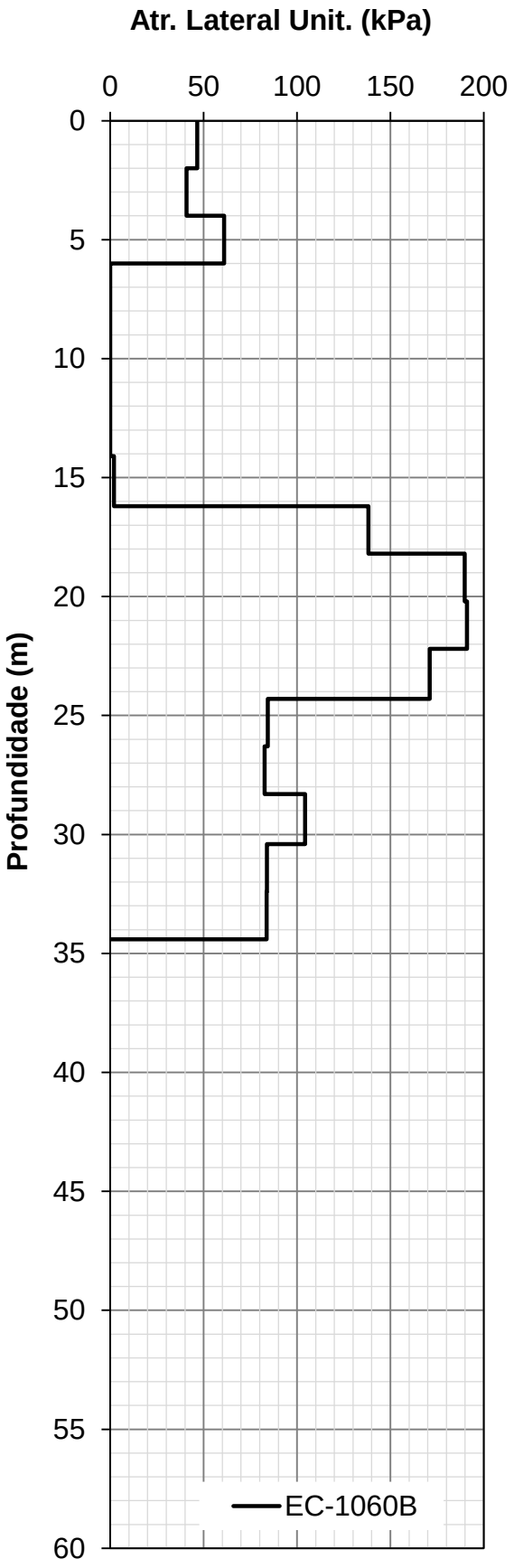
Estaca: **EC-976**
Cota Topo (m): -9,0
Cravado (m): 29,7
Tempo (dias): 3

prof	Cota	τl (kPa)
1,5	-10,5	56,6
3,5	-12,5	8,0
5,5	-14,5	2,1
7,5	-16,5	2,0
9,5	-18,5	20,3
11,6	-20,6	63,0
13,6	-22,6	41,3
15,6	-24,6	15,8
17,6	-26,6	2,1
19,6	-28,6	2,1
21,6	-30,6	45,1
23,7	-32,7	84,6
25,7	-34,7	127,6
27,7	-36,7	229,2
29,7	-38,7	281,6



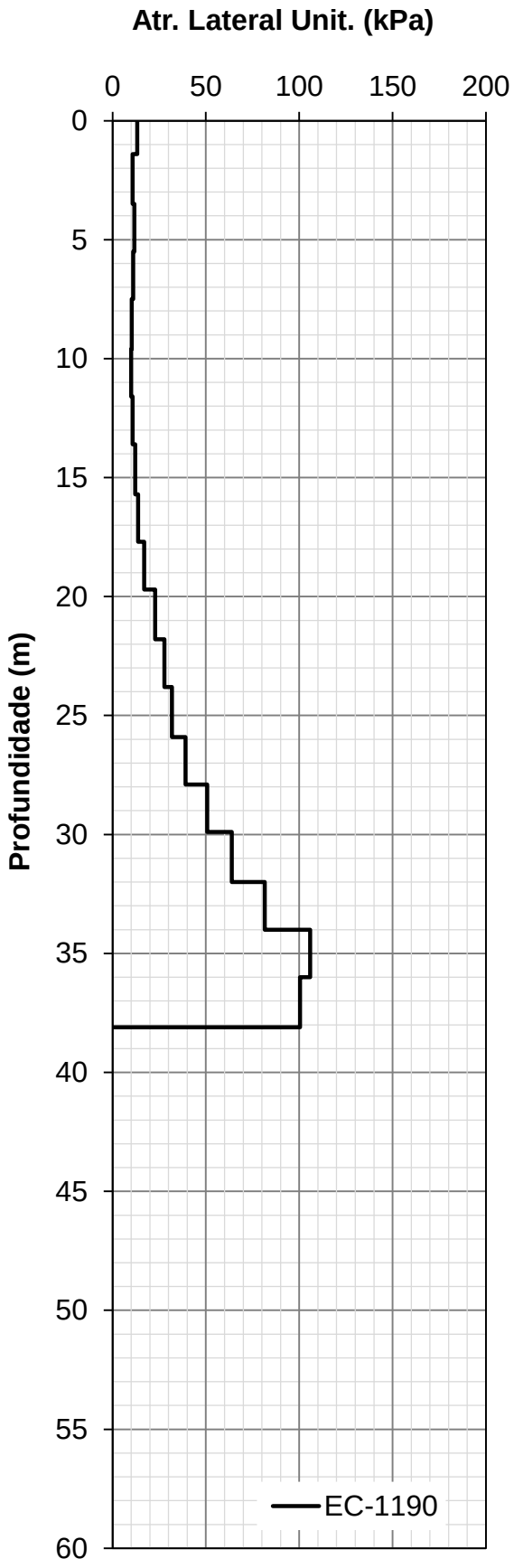
Estaca: **EC-976**
Cota Topo (m): -9,0
Cravado (m): 29,7
Tempo (dias): 12

prof	Cota	τl (kPa)
1,5	-10,5	31,2
3,5	-12,5	11,2
5,5	-14,5	7,5
7,5	-16,5	22,5
9,5	-18,5	42,1
11,6	-20,6	45,5
13,6	-22,6	21,8
15,6	-24,6	7,5
17,6	-26,6	9,1
19,6	-28,6	42,1
21,6	-30,6	91,7
23,7	-32,7	155,0
25,7	-34,7	149,1
27,7	-36,7	235,6
29,7	-38,7	241,0



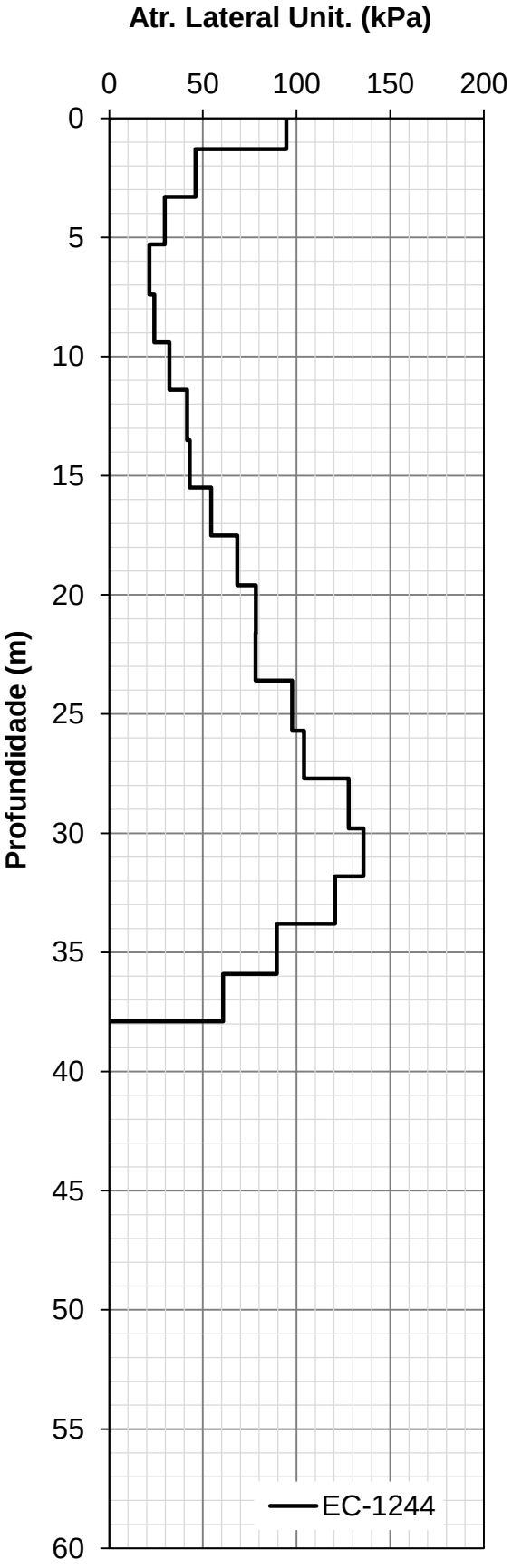
Estaca: **EC-1060B**
Cota Topo (m): -10,7
Cravado (m): 34,4
Tempo (dias): 25

prof	Cota	τl (kPa)
2,0	-12,7	46,5
4,0	-14,7	40,8
6,0	-16,7	61,0
8,0	-18,7	0,0
10,1	-20,8	0,0
12,1	-22,8	0,0
14,1	-24,8	0,0
16,2	-26,9	2,0
18,2	-28,9	138,3
20,2	-30,9	189,8
22,2	-32,9	191,0
24,3	-35,0	171,0
26,3	-37,0	84,4
28,3	-39,0	82,6
30,4	-41,1	104,3
32,4	-43,1	83,9
34,4	-45,1	83,7



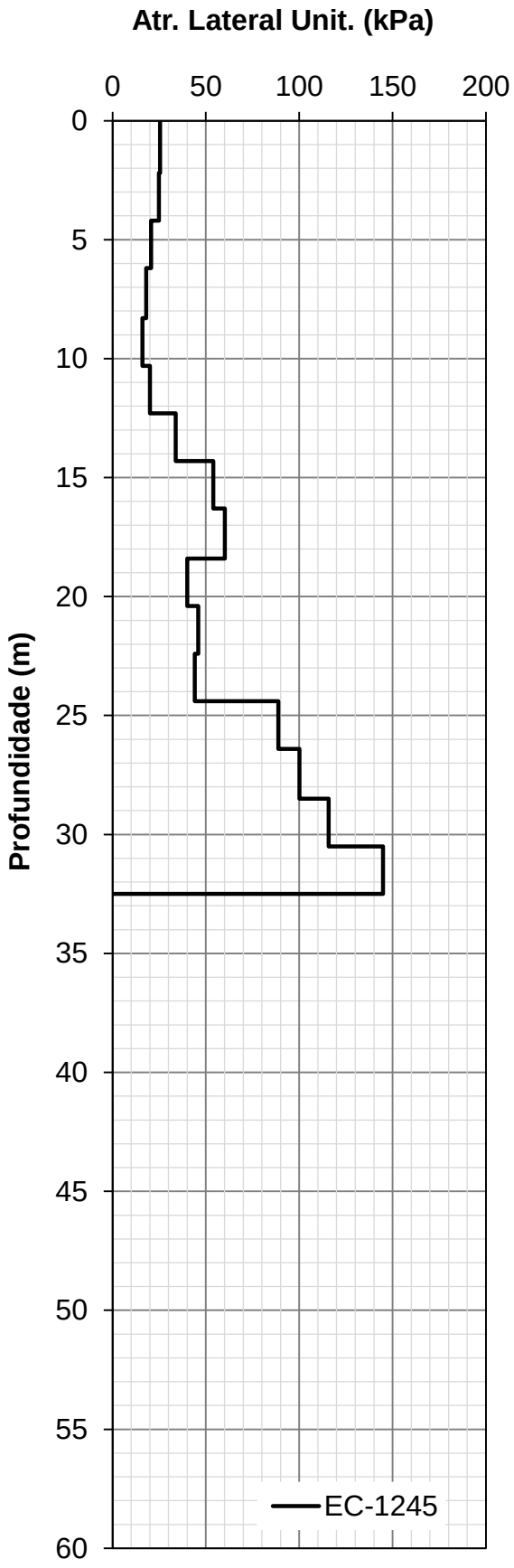
Estaca: **EC-1190**
Cota Topo (m): -6,7
Cravado (m): 38,1
Tempo (dias): 2

prof	Cota	τl (kPa)
1,4	-8,1	13,2
3,5	-10,2	10,8
5,5	-12,2	11,7
7,5	-14,2	11,1
9,6	-16,3	10,3
11,6	-18,3	10,0
13,6	-20,3	10,7
15,7	-22,4	12,2
17,7	-24,4	13,7
19,7	-26,4	17,0
21,8	-28,5	22,8
23,8	-30,5	27,8
25,9	-32,6	31,8
27,9	-34,6	39,1
29,9	-36,6	50,7
32,0	-38,7	63,8
34,0	-40,7	81,5
36,0	-42,7	105,9
38,1	-44,8	100,4



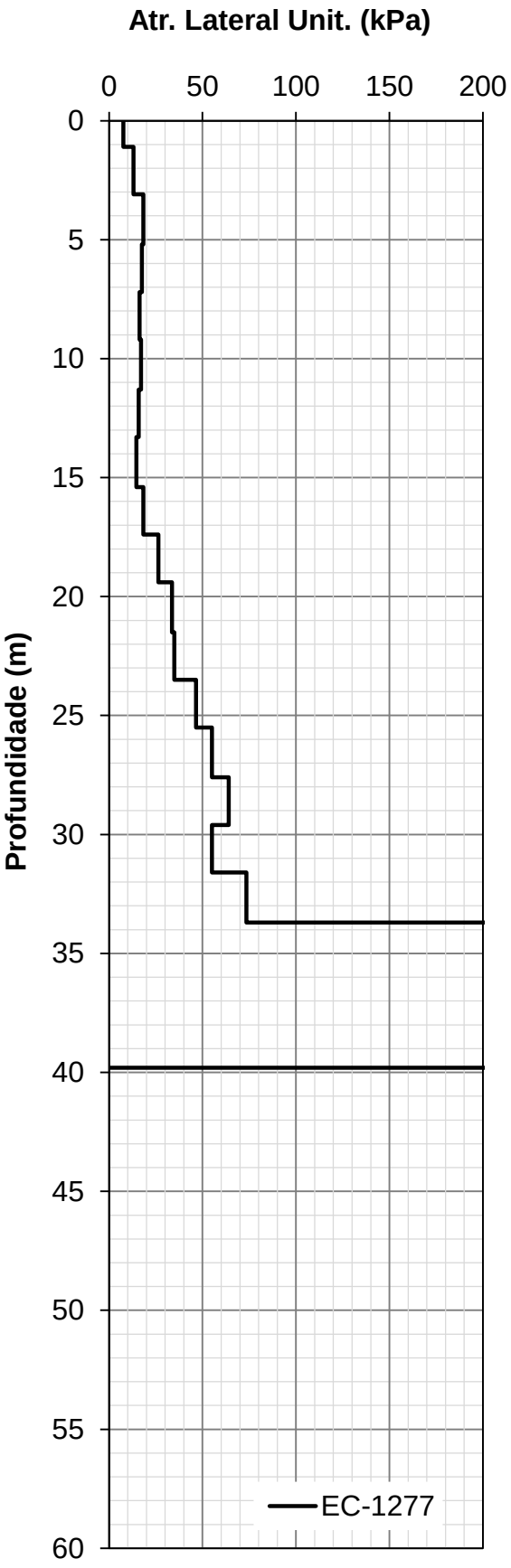
Estaca: **EC-1244**
Cota Topo (m): -7,2
Cravado (m): 37,9
Tempo (dias): 24

prof	Cota	τl (kPa)
1,3	-8,5	94,5
3,3	-10,5	46,0
5,3	-12,5	29,7
7,4	-14,6	21,5
9,4	-16,6	24,0
11,4	-18,6	32,1
13,5	-20,7	41,6
15,5	-22,7	43,0
17,5	-24,7	54,5
19,6	-26,8	68,3
21,6	-28,8	78,2
23,6	-30,8	78,1
25,7	-32,9	97,6
27,7	-34,9	104,0
29,8	-37,0	127,9
31,8	-39,0	135,7
33,8	-41,0	120,6
35,9	-43,1	89,4
37,9	-45,1	60,8



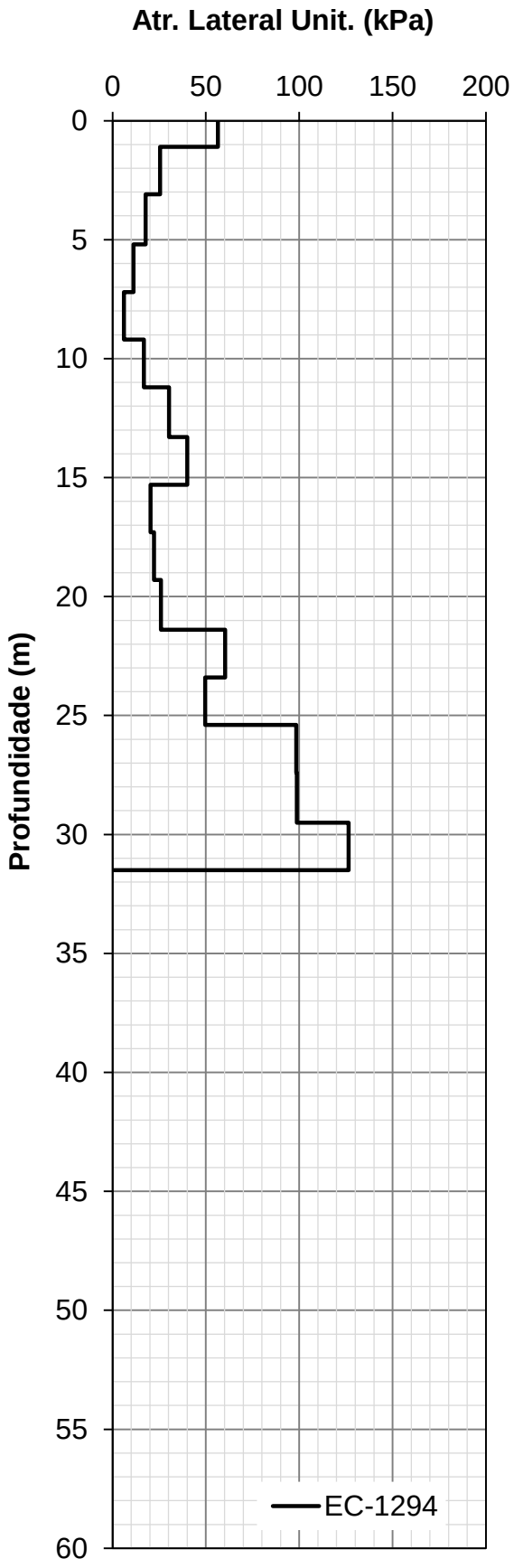
Estaca: **EC-1245**
Cota Topo (m): -5,8
Cravado (m): 32,5
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τl (kPa)
2,2	-8,0	25,5
4,2	-10,0	24,8
6,2	-12,0	20,6
8,3	-14,1	18,0
10,3	-16,1	16,0
12,3	-18,1	20,0
14,3	-20,1	33,9
16,3	-22,1	54,0
18,4	-24,2	60,1
20,4	-26,2	40,0
22,4	-28,2	45,9
24,4	-30,2	44,0
26,4	-32,2	88,8
28,5	-34,3	100,1
30,5	-36,3	115,8
32,5	-38,3	144,9



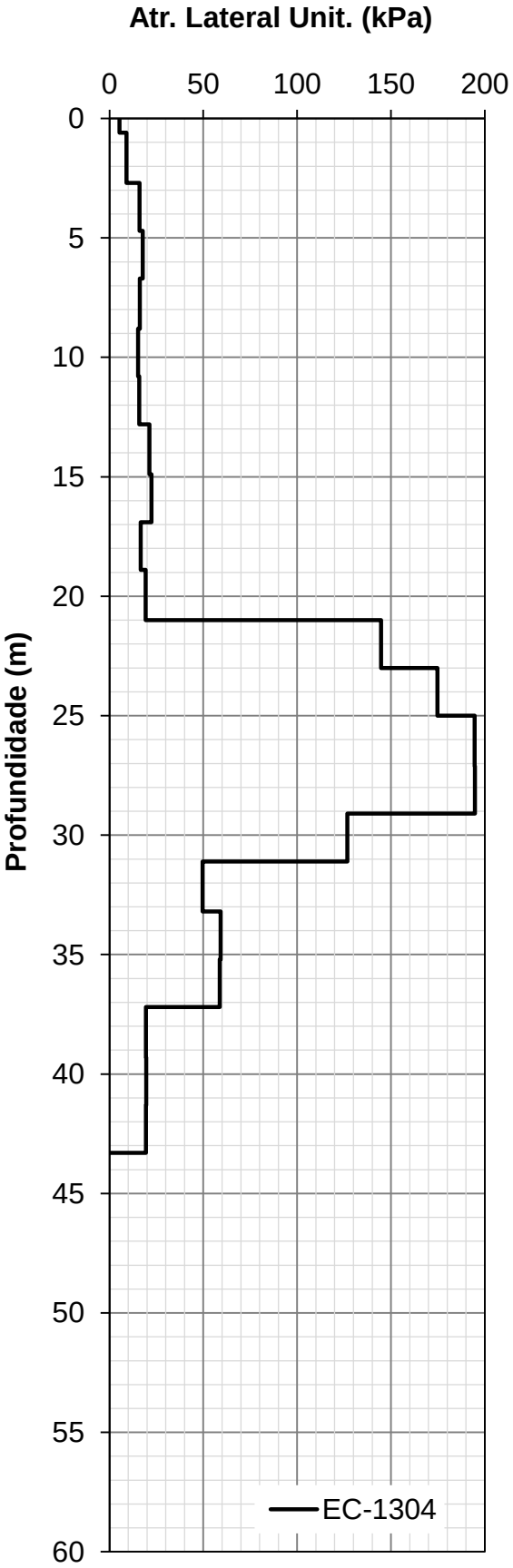
Estaca: **EC-1277**
Cota Topo (m): -8,2
Cravado (m): 39,8
Tempo (dias): 2

prof	Cota	τ_l (kPa)
1,1	-9,3	7,6
3,1	-11,3	13,1
5,2	-13,4	18,3
7,2	-15,4	17,6
9,2	-17,4	16,3
11,3	-19,5	17,1
13,3	-21,5	15,9
15,4	-23,6	14,6
17,4	-25,6	18,4
19,4	-27,6	26,4
21,5	-29,7	33,7
23,5	-31,7	34,9
25,5	-33,7	46,6
27,6	-35,8	55,0
29,6	-37,8	64,0
31,6	-39,8	55,1
33,7	-41,9	73,4
35,7	-43,9	245,7
37,8	-46,0	219,1
39,8	-48,0	295,6



Estaca: **EC-1294**
Cota Topo (m): -5,0
Cravado (m): 31,5
Tempo (dias): 7

prof	Cota	τl (kPa)
1,1	-6,1	56,5
3,1	-8,1	25,5
5,2	-10,2	17,7
7,2	-12,2	11,2
9,2	-14,2	6,1
11,2	-16,2	16,8
13,3	-18,3	30,3
15,3	-20,3	40,0
17,3	-22,3	20,3
19,3	-24,3	22,2
21,4	-26,4	26,0
23,4	-28,4	60,3
25,4	-30,4	49,6
27,4	-32,4	98,4
29,5	-34,5	98,7
31,5	-36,5	126,4



Estaca: **EC-1304**
Cota Topo (m): -5,7
Cravado (m): 43,3
Tempo (dias): 8

prof	Cota	τl (kPa)
0,6	-6,3	5,3
2,7	-8,4	9,1
4,7	-10,4	16,0
6,7	-12,4	17,7
8,8	-14,5	16,2
10,8	-16,5	15,2
12,8	-18,5	15,9
14,9	-20,6	21,3
16,9	-22,6	22,4
18,9	-24,6	16,6
21,0	-26,7	19,3
23,0	-28,7	144,7
25,0	-30,7	174,7
27,1	-32,8	194,5
29,1	-34,8	194,8
31,1	-36,8	126,7
33,2	-38,9	49,7
35,2	-40,9	59,3
37,2	-42,9	58,8
39,3	-45,0	19,5
41,3	-47,0	19,6
43,3	-49,0	19,4