



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS
LATERALMENTE A PARTIR DO PRESSIÔMETRO**

CAMPINA GRANDE

Dezembro de 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

UILACI BEZERRA CHAVES FERREIRA

**PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS
LATERALMENTE A PARTIR DO PRESSIÔMETRO**

Orientadores: Prof. Dr. Wilson Conciani

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra

Campina Grande – PB

Dezembro de 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

UILACI BEZERRA CHAVES FERREIRA

**PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS
LATERALMENTE A PARTIR DO PRESSIÔMETRO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Geotecnia.

Orientadores: Prof. Dr. Wilson Conciani

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra

Campina Grande – PB
Dezembro de 2003



F383p Ferreira, Uilaci Bezerra Chaves
Previsão do comportamento de estacas carregadas lateralmente a partir do pressiometro / Uilaci Bezerra Chaves Ferreira. - Campina Grande, 2003.
69 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia.

1. Prova de Carga em Estacas Carregadas Lateralmente 2. Ensaio Pressiometrico 3. Caracterização do Solo 4. Dissertação I. Conciani, Wilson, Dr. II. Bezerra, Raimundo Leidimar, Dr. III. Universidade Federal de Campina Grande - Campina Grande (PB) IV. Título

CDU 624.151(043)

**Previsão do comportamento de estacas carregadas lateralmente a partir do
pressiômetro**

Uilaci Bezerra Chaves Ferreira

Dissertação submetida ao corpo docente do programa de pós graduação de Engenharia Civil e ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Geotecnia.

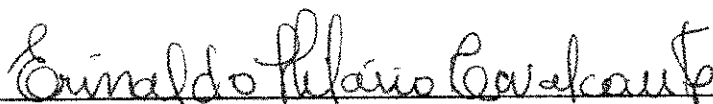
Banca Examinadora:



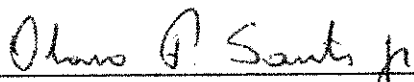
Prof. Dr. Wilson Conciani
Orientador



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra
Orientador



Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante
Examinador



Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior
Examinador

*Aos meus pais, pelo incentivo e apoio que sempre me deram.
Ao meu marido, pela compreensão, apoio e ajuda que me deu.
Aos meus filhos, Vinícius e Gabriel.*

AGRADECIMENTOS

A Deus:

Por permitir minha existência.

Ao Prof. Dr. Wilson Conciani que, com sabedoria, conhecimento, e dedicação, soube levar-me a findar este trabalho.

Ao Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, pelo apoio.

A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, CEFETMT e UFMT, pelos conhecimentos transmitidos.

A GEOSOLO, pela disponibilidade dos dados coletados nos ensaios.

A todos os colegas do curso, pela amizade.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO.....	01
1.1 Generalidades.....	01
1.2 Objetivos.....	03
1.3 Organização da dissertação.....	03
CAPÍTULO 2	
CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS.....	04
2.1 Situações em que as estacas são solicitadas lateralmente.....	04
2.2 Dimensionamento geotécnico de estacas carregadas lateralmente.....	04
2.2.1 Concepção da estaca.....	05
2.2.2 Condições de contorno – hipóteses simplificadoras.....	06
2.3 Parâmetros de projeto.....	07
2.3.1 Coeficiente de recalque horizontal do solo - k_h	07
2.3.2 Módulo de reação horizontal do solo (k).....	08
2.3.3 Obtenção do coeficiente de reação horizontal (n_h) em provas de carga.....	12
2.3.3.1 Determinação de y_3 e do valor da rigidez (EI)	15
2.3.4 Método semi-empírico baseado nos resultados do pressiômetro.....	15
2.3.5 Método baseado nos resultados do pressiômetro.....	18
2.3.6 Ruptura na solicitação lateral	18
2.4 A curva P-y – o procedimento	22
2.4.1 A curva Q-y e a curva pressiométrica.....	23
2.4.2 A curva F-y e a curva pressiométrica.....	24
CAPÍTULO 3	
LOCAL DE REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS.....	26
3.1 Localização.....	26
3.2 Geologia local.....	26
3.3 Parâmetros geotécnicos.....	28
CAPÍTULO 4	
ENSAIOS REALIZADOS.....	32
4.1 Provas de carga laterais.....	32

4.2 Ensaio pressiométricos.....	37
CAPÍTULO 5	
ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
5.1 Parâmetros de projeto – provas de carga.....	43
5.2 Parâmetros de projeto – ensaio pressiométrico.....	51
5.3 Dimensionamento pelo método pressiométrico.....	55
CAPÍTULO 6	
CONCLUSÕES.....	62
CAPÍTULO 7	
SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	64
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65

LISTA DE SÍMBOLOS

- ν - Coeficiente de Poisson.
- τ - Resistência de atrito na interface estaca-solo.
- γ_d - Peso específico seco do solo.
- σ_{k0} - Tensão horizontal no repouso.
- Δp - Variação de pressão.
- ΔV - Variação de volume.
- B - Lado ou diâmetro da estaca.
- D - Diâmetro.
- e - Distância vertical da carga horizontal aplicada no topo da estaca acima da superfície do terreno.
- E - Módulo de elasticidade do concreto.
- E_p - Módulo pressiométrico.
- F - Resistência do solo devido ao atrito.
- I - Momento de inércia.
- IP - Índice de plasticidade.
- k - Módulo de reação horizontal do solo.
- K_h - Coeficiente de recalque horizontal.
- k_j - Módulo de reação horizontal do solo na ponta da estaca.
- k_{s1} - Coeficiente de recalque para placa quadrada.
- nh - Coeficiente de reação horizontal do solo.
- P_L - Pressão limite.
- $P_{(PMT)}$ - pressão pressiométrica.
- qu - Resistência à compressão simples
- Q - Resistência do solo devido à tensão frontal.
- S - Fator de forma.
- S_0 - Rotação.
- T - Rigidez estaca-solo.
- V_m - Volume médio da sonda pressiométrica.
- W_L - Limite de liquidez.
- W_P - Limite de plasticidade.
- y - Deslocamento.

y_0 – Deslocamento na superfície.

y_1 e y_2 – Deslocamento devido a rotação.

y_t – Deslocamento total

z – Profundidade.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Variação de k com a profundidade.....	10
Figura 2.2: Variação do módulo de reação com a profundidade.....	11
Figura 2.3: Decomposição do deslocamento y_t	13
Figura 2.4: Decomposição do deslocamento y_t	13
Figura 2.5: Curva pressiométrica ideal.....	16
Figura 2.6: Mecanismo de ruptura para estacas livres e as distribuições das reações dos solos coesivos e não coesivos.....	19
Figura 2.7 Mecanismo de ruptura para estacas engastadas e as distribuições das reações dos solos coesivos e não coesivos.....	21
Figura 2.8 Atrito e distribuição de resistência frontal	22
Figura 3.1: Mapa geológico da região de Pederneiras - SP.....	27
Figura 3.2: Perfil de N_{SPT} x profundidade (Furo 05 do SPT).....	28
Figura 3.3: Índices de Atterberg, granulometria, peso específico e índice de vazios.....	31
Figura 4.1: Locação dos elementos de fundação no campo experimental e suas respectivas coordenadas.....	34
Figura 4.2: Esquema da montagem das provas de carga submetidas a esforços horizontais.....	34
Figura 4.3: Posição dos relógios comparadores (R1, R2 e R3) e do ponto de aplicação da carga.....	35
Figura 4.4: Curva carga-deslocamento – Estaca H1.....	36
Figura 4.5: Curva carga-deslocamento – Estaca H2	37
Figura 4.6: Pressiômetro Ménard.....	38
Figura 4.7: Curva típica dos ensaios pressiométricos realizados em Pederneiras (Furo 1, Profundidade 11m).....	29
Figura 4.8: Curva típica dos ensaios pressiométricos realizados em Pederneiras (Furo 1, Profundidade 1m).	40
Figura 4.9: Variação do módulo pressiométrico ao longo da profundidade, nos Furos 1 e 2.....	41

Figura 4.10: Variação da pressão limite ao longo da profundidade.....	42
Figura 5.1: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 1 na estaca H1, tipo rápida.....	45
Figura 5.2: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 2, na estaca H1, tipo lenta.....	45
Figura 5.3: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 1, na estaca H2, tipo rápida.....	46
Figura 5.4: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 2, na estaca H2, tipo rápida.....	46
Figura 5.5: Curva carga x y_3 . Prova de carga 1, na estaca H1, tipo rápida.....	47
Figura 5.6: Curva carga x y_3 . Prova de carga 2, na estaca H1, tipo lenta.....	48
Figura 5.7: Curva carga x y_3 . Prova de carga 1, estaca H2, tipo lenta.....	48
Figura 5.8: Curva carga x y_3 . Prova de carga 2, estaca H2, tipo rápida.....	49
Figura 5.9: Valores do coeficiente de reação horizontal para cada valor de y_0 das provas de carga.....	50
Figura 5.10: Variação do coeficiente de deslocamento horizontal com a profundidade. Ensaio pressiométrico dos Furos 1 e 2	52
Figura 5.11: Variação do coeficiente de deslocamento horizontal com a profundidade, sendo $k_h=3E_p/D$	53
Figura 5.12: Variação do coeficiente de deslocamento horizontal com a profundidade, sendo $k_h=0,7 E_p/D$	54
Figura 5.13: Curva carga-deslocamento medido pela prova de carga 1, estaca H1, tipo rápida e calculado pelo ensaio pressiométrico, através do Furo 1.....	57
Figura 5.14: curva carga x deslocamento medido pela prova de carga 2, estaca H1, do tipo lenta e calculada pelo ensaio pressiométrico, para o Furo 1.....	58
Figura 5.15: Curva carga x deslocamento medido pela prova de carga 1, estaca H2, tipo lenta e calculado pelo ensaio pressiométrico, através do Furo 1.....	59
Figura 5.16: Curva carga x deslocamento medido pela prova de carga 2, estaca H2, tipo rápida e calculado pelo ensaio pressiométrico, através do Furo 1.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Valores de k_{s1} para placas quadradas, em argilas pré-adensada.....	08
Tabela 2.2: Valores de k em argilas pré-adensada.....	10
Tabela 2.3: Fatores reológicos.....	17
Tabela 4.1: Características das estacas ensaiadas.....	32
Tabela 4.2: Características das Provas de Carga Horizontal.....	37
Tabela 4.3: Módulo pressiométrico estimado dos resultados de ensaios em Pederneiras.....	41
Tabela 4.4: Valores de P_L estimados dos ensaios em Pederneiras.....	42
Tabela 5.1: Valores de n_h com os respectivos intervalos de y_0	51
Tabela 5.2: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC1H1 rápida).....	56
Tabela 5.3: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC2H1 lenta).....	57
Tabela 5.4: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC1H2 lenta).....	59
Tabela 5.5: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC2H2 rápida).....	60

RESUMO

No campo experimental de Pederneiras foram realizados vários ensaios *in situ*, dentre eles o ensaio pressiométrico e a prova de carga horizontal em estacas. A prova de carga horizontal foi realizada em estaca apiloada de concreto armado, com diâmetro de 0,32m, com a finalidade de determinar os valores do deslocamento horizontal para acréscimos de carga de 5kN (no intervalo de 5 a 100kN). Os ensaios pressiométricos foram analisados, com a finalidade de se obter os valores dos deslocamentos horizontais da estaca para compará-los com os da prova de carga, que são dados reais. O resultado do ensaio pressiométrico permitiu determinar também a curva K_h versus profundidade e a curva $n_h x y_0$. Os resultados obtidos com o pressiômetro não concordam com os obtidos nas provas de carga.

Palavra-Chave: Prova de carga horizontal, ensaio pressiométrico, reação horizontal do solo, fundações por estacas.

ABSTRACT

Experimental field at Pederneiras, were realized field tests, between them the pressuremeter test and horizontally load bearing test. The horizontally load bearing test was realized on pile of concrete, with 0,32m of diameter, with the objective of determinate the valoues of horizontal displacement for loads of 5 to 100KN. The pressuremeter tests were analyzed, wanting to compare them with the ones of the horizontal load test. The pressuremeter test results possibillited determinate the curve: K_h versus depth e nhxy₀.

Key words: Horizontal load test, pressuremeter test, horizontal grade reaction, pile foundation.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

"Todas as estruturas de engenharia têm de ser suportadas, de alguma maneira, pelos materiais que formam a parte superior da crosta terrestre. Existe portanto uma conexão inevitável entre as condições geológicas e o projeto e construção de fundações" (LEGGET, 1962).

A citação de LEGGET (1962) resume a interdependência das estruturas com o meio natural. Historicamente, o desconhecimento da geologia e da geotecnia no projeto de fundações levou, e continua levando, a situações desagradáveis, quando não trágicas. As cargas que são aplicadas às estruturas são transferidas para o terreno através das fundações que são elementos estruturais cujo desempenho depende do conhecimento das propriedades do solo e da aplicação de métodos de projetos adequados a cada situação.

Um projeto de fundações deve satisfazer a três requisitos importantes para alcançar um bom desempenho: ter segurança estrutural, oferecer segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo e, evitar recalques que a construção não possa suportar sem inconvenientes. Para o cumprimento dos dois últimos requisitos, devem ser consideradas as propriedades do terreno, quais sejam, resistência ao cisalhamento e compressibilidade, que definem a capacidade de carga do solo. Esta capacidade de carga também sofre influência da estratificação do terreno e do nível do lençol freático.

A importância de se conhecer previamente a capacidade de carga da fundação levou à diversos estudos e pesquisas, objetivando garantir maior segurança e melhor qualidade na execução de um projeto de fundação.

Um fator determinante de um solo, para fins de projeto de fundação, é o grau de dificuldade e o custo da execução do ensaio, pois ensaios como os de placa, prova de carga sobre estacas e ensaio de cone de penetração, necessitam de equipamentos pesados, caros e técnicos qualificados para obtenção de resultados imediatos.

Os ensaios "*in situ*", por envolverem grande massa de solo preservando quase todas as suas propriedades naturais do solo (umidade, densidade, estado de tensões, estrutura, etc.) têm a capacidade de reproduzir de maneira mais realista o comportamento que interessa à engenharia de fundações.

O ensaio pressiométrico, apesar de pouco difundido no meio geotécnico brasileiro, é relativamente simples, tal como o SPT e não necessita de máquinas tão grandes e caras para sua execução. O furo, por exemplo, pode ser executado com o trado manual e utilizando o mesmo equipamento de percussão do SPT. A execução propriamente dita deste ensaio geotécnico, necessita de, pelo menos, um técnico qualificado.

O pressiômetro é um equipamento simples, de dimensões reduzidas, de fácil locomoção e instalação. Este equipamento possui limitações relativas à sua aplicabilidade em alguns tipos de solo, principalmente quando se usa a sonda de pré-furo. No caso dos auto-perfurantes a limitação está na mudança do estado de tensões do solo pela injeção do fluido perfurante.

As estacas-prancha de fundações de pontes, edifícios, estruturas "*offshore*", torres de transmissão de energia e muros de arrimo, são, freqüentemente, submetidas a esforços horizontais. Esses esforços podem ser causados pelo vento, ondas marítimas, empuxos de terra e, em alguns casos, atuam simultaneamente, como, por exemplo, os pilares de pontes que são solicitados pela ação do vento, pelo fluxo de água e pela frenagem dos veículos sobre a ponte.

Alguns projetos de estacas geralmente são feitos sem considerar os deslocamentos horizontais do solo, pois equipamentos caros e um tempo maior para a sua execução, seriam necessários.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é de verificar a aplicabilidade do pressiômetro na previsão do deslocamento do topo de estacas submetidas a esforços horizontais.

De uma forma específica os objetivos são:

- Obter os parâmetros geotécnicos de projetos para estacas submetidas a esforços horizontais através de ensaios pressiométricos;
- Verificar a aplicabilidade dos parâmetros de projetos obtidos aos métodos de cálculos usuais;
- Ajustar propostas de previsão de deslocamentos horizontais em estacas a partir de resultados do ensaio pressiométrico.

1.3 Organização da dissertação

O trabalho está dividido em sete capítulos, sendo o Capítulo 1 este de introdução.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre carregamento lateral em estacas; o Capítulo 3 mostra o local de realização dos ensaios; o Capítulo 4 apresenta os ensaios realizados; o Capítulo 5 apresenta e analisa os resultados encontrados; o Capítulo 6 apresenta as conclusões e o Capítulo 7 apresenta as sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

2.1 Situações em que as estacas são solicitadas lateralmente

As estacas submetidas às forças de vento, ondas marítimas e empuxos de terra e água são solicitadas lateralmente. Essa solicitação pode ser simultânea, como é o caso de pilares de pontes que são solicitados pela ação do vento, fluxo da água e da frenagem dos veículos. Em regiões sujeitas a abalos sísmicos, as fundações são submetidas a forças laterais e, por esse motivo, os códigos de construção de tais áreas geralmente especificam que as estacas de fundação devem ter capacidade de resistir a uma força lateral equivalente a 10% da carga axial aplicada (BROMS, 1964).

2.2 Dimensionamento geotécnico de estacas carregadas lateralmente

Segundo MIGUEL (1996), o problema de estacas carregadas horizontalmente engloba um estudo teórico tridimensional de difícil modelagem matemática. Os métodos da teoria de reação horizontal do solo, por serem de simples utilização, são úteis para o caso, tendo como hipótese básica a consideração de que a reação do solo é proporcional ao deslocamento horizontal.

2.2.1 Concepção da estaca

Segundo MOLITERNO (1980), no equilíbrio das forças horizontais, influem também a resistência à flexão das estacas e o equilíbrio de rotação do conjunto superestrutura (bloco) e infra-estrutura (estacas e solo).

À medida que o carregamento horizontal atua, o sistema solo-estaca reage mobilizando resistência, e restabelecendo a condição de equilíbrio.

Para um determinado valor de carga aplicada, é mobilizada a máxima resistência do conjunto solo-estaca, denominada capacidade de carga lateral da estaca (H_{rup}). Portanto, a estaca deve ter uma carga admissível (carga de trabalho) inferior à sua capacidade de carga ($H_{adm} < H_{rup}$).

Para o cálculo de estacas solicitadas horizontalmente existem dois casos: o sem contenção lateral do solo e o com contenção lateral do solo.

Para o primeiro caso:

- as estacas são consideradas como hastes bi-rotuladas no topo e na ponta;
- o estaqueamento vertical não resiste às forças horizontais e torções;
- para absorver os esforços, é necessário que sejam projetadas estacas inclinadas, formando cavaletes.

Para o segundo caso:

- as estacas são consideradas como hastes engastadas no topo;
- o estaqueamento pode absorver forças e momentos através de estacas verticais ou inclinadas;
- a contenção lateral do solo é normalmente simulada através de molas;
- o coeficiente de reação da mola depende do tipo de solo, e, normalmente, é tomado como constante ou linearmente crescente com a profundidade.

2.2.2 Condições de contorno – hipóteses simplificadoras

Segundo CINTRA (1983), para a determinação dos esforços e deslocamentos de estacas submetidas a cargas laterais e momentos fletores, tem sido muito utilizada a teoria de reação horizontal do solo, baseada no problema de viga sobre apoio elástico.

No caso da viga sobre apoio elástico, o comportamento do solo é simulado por um conjunto de molas idênticas e igualmente espaçadas, cada uma delas independente das outras. Pode-se considerar, portanto, que a reação é proporcional ao deslocamento do ponto.

Essa hipótese permite simplificar o problema, considerando que a relação entre a tensão de contato na base de uma fundação e o correspondente recalque é a mesma para qualquer ponto da área de contato, pois se a tensão é uniforme o recalque não o é (placa flexível) e vice-versa (placa rígida) (CINTRA, 1983).

As hipóteses gerais do método simplificado são:

- o bloco de coroamento é rígido;
- o material da estaca é elástico linear (Lei de Hooke);
- as estacas são rotuladas no topo e na ponta;
- a carga nas estacas é proporcional à sua rigidez axial.

As hipóteses específicas são:

- todas as estacas são verticais, e possuem a mesma seção e comprimento;
- a origem do sistema global de referência deve ser o centro de gravidade do estaqueamento;
- os eixos em planta devem ser eixos principais de inércia;
- o estaqueamento não resiste a forças horizontais e torções.

2.3 Parâmetros de projeto

Na Bibliografia a uma confusão na simbologia. Segundo SOUZA (1980) k_h é coeficiente de recalque horizontal que é baseado no trabalho de Westdergard. Para DÉCOURT et al (1998) k_s é o coeficiente de reação horizontal do solo e CINTRA (1983) este coeficiente é denominado de n_h . BOWLES (1988) denomina como módulo de reação horizontal o símbolo k_s . Devido a essas confusões neste trabalho será utilizada a simbologia de CINTRA (1983).

2.3.1 Coeficiente de recalque horizontal do solo – k_h

Em estacas carregadas lateralmente, a relação entre a tensão horizontal e o respectivo deslocamento pode então ser analogamente denominada coeficiente de recalque horizontal do solo k_h .

$$k_h = \frac{\text{tensão}}{\text{deslocamento}} \quad (2.1)$$

A estaca está enterrada no solo atravessando camadas de natureza diversas, sabe-se que as características de alguns solos variam sensivelmente com a profundidade.

TERZAGHI (1955) *apud* CINTRA (1983) afirma que, para argilas rijas, os valores dos coeficientes de recalque horizontal e vertical podem ser considerados idênticos e sugere a seguinte expressão para k_h :

$$k_h = \frac{1}{1,5D} k_{s1} \quad (2.2)$$

Onde: k_{s1} = coeficiente de recalque para a placa quadrada de 0,304m de lado;

D = lado ou diâmetro da estaca.

Os valores numéricos de k_{s1} para argilas pré-adensadas propostos por TERZAGHI (1955) estão na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Valores de k_{s1} para placas quadradas, em argilas pré-adensada, de acordo com TERZAGHI (1955) *apud* CINTRA (1983).

Consistência da argila	q_u (MPa)	Varição de k_{s1} (MN/m ³)	Valores propostos de k_{s1} (MN/m ³)
Rija	0,10 – 0,20	16,0 – 32,0	24,0
Muito rija	0,20 – 0,40	32,0 – 64,0	48,0
Dura	> 0,40	> 64,0	96,0

2.3.2 Módulo de reação horizontal do solo (k)

Segundo CINTRA (1983), o módulo de reação horizontal do solo, k , é a relação entre a reação do solo p (em unidades de força por comprimento de estaca) e o correspondente deslocamento y :

$$k = \frac{p}{y} \quad (2.3)$$

que é expresso em unidade é dada em força por comprimento ao quadrado (FL⁻²).

O módulo de reação horizontal (k) tem a mesma dimensão do módulo de Young. Com isso pode ser observada a relação entre as duas notações:

$$k = k_h \times D \quad (2.4)$$

onde D é o lado ou diâmetro da estaca e k_h é o coeficiente de reação horizontal do solo.

Na prática, a principal dificuldade da teoria de reação do solo, é estimar o valor do módulo de reação (k). Como k depende de muitos fatores, além da natureza do solo, ele não pode ser determinado diretamente em laboratório ou através de ensaios em modelos reduzidos.

A determinação do módulo de reação do solo é geralmente feita através dos seguintes recursos:

- prova de carga lateral em estacas;
- prova de carga em placa;
- correlações empíricas com outros parâmetros do solo.

O modo mais interessante de realizar provas de carga em estacas seria a instrumentação, de tal forma que as reações do solo e os deslocamentos ao longo da estaca pudessem ser medidos diretamente. Contudo, este ensaio é demorado, requer muita técnica, é relativamente caro e por isso é ainda pouco executado.

O valor de k e a sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do solo. Pode-se observar que para argilas rijas ou pré-adensadas, o módulo de elasticidade é praticamente independente da profundidade, sendo observado o módulo constante. Na areia pura, o módulo de elasticidade cresce de maneira aproximadamente linear com a profundidade e, então, pode-se admitir, que a reação p exigida para produzir um deslocamento y aumenta na proporção direta com a profundidade z (CINTRA, 1983).

$$k = \frac{p}{y} = n_h \times z \quad (2.5)$$

onde n_h é o coeficiente de reação horizontal do solo, com a unidade de (FL^{-3}) .

O coeficiente de recalque e o módulo de reação do solo aumentam na proporção direta com a resistência à compressão simples, q_u . CINTRA (1983) transcreveu os valores encontrados por TERZAGHI (1955), obtendo a Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Valores de k em argilas pré-adensada (adaptados de TERZAGHI, 1955 *apud* CINTRA, 1983).

Consistência da argila	q_u (MPa)	K (MPa)
Rija	0,10 – 0,20	5,0
Muito rija	0,20 – 0,40	10,0
Dura	> 0,40	20,0

O valor de k varia ao longo da estaca, como se pode ver na função desenvolvida por PALMER e THOMPSON (1948) *apud* CINTRA (1983). Na Figura 2.1, mostra-se a variação de k com a profundidade para determinados valores de n.

$$k = k_L \left(\frac{Z}{L} \right)^n \quad (2.6)$$

onde: k_L = valor de k na ponta da estaca ($Z = L$);

n = expoente empírico positivo.

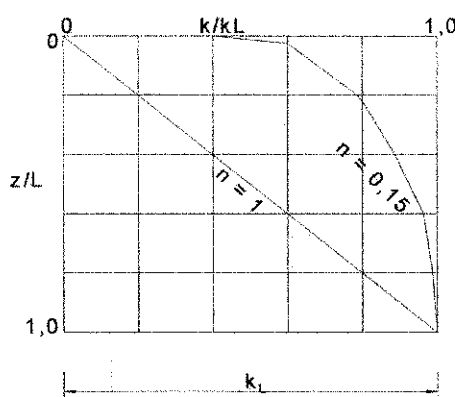


Figura 2.1: Variação de k com a profundidade (DAVISSON e PRAKASH, 1963)

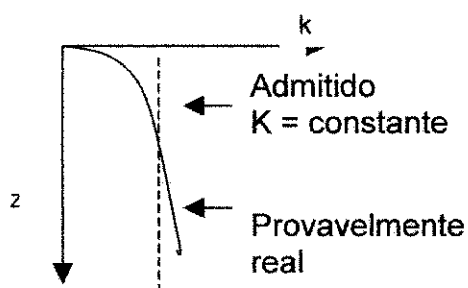
As hipóteses mais comuns são: $n = 0$ para argilas pré-adensadas, ou o módulo de reação é constante com a profundidade; $n = 1$, para as areias, ou o módulo varia linearmente com a profundidade.

DAVISSON E PRAKASH (1963) *apud* CINTRA (1983), indicam $n = 0,15$ (Figura 2.1), por ser para eles o valor mais real para argilas pré adensadas.

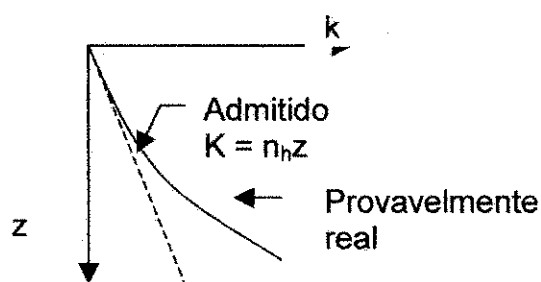
Para o caso de $n = 1$, k irá variar como:

$$k = n_h \cdot z \quad (2.7)$$

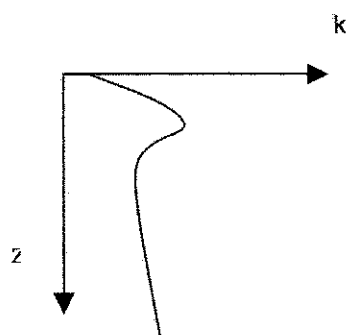
A Figura 2.2 mostra que as hipóteses de k constante com a profundidade geralmente admitidas por TERZAGHI para solos coesivos pré-adensados são improváveis, pois, próximo à superfície, k deve ter valor reduzido e, a seguir, k deve aumentar com a profundidade sem chegar a ser assintótico ou constante. Uma variação mais realista seria aquela mostrada na curva cheia da Figura 2.2 a. Para areias e também para siltes e argilas normalmente adensados, k de fato varia de forma aproximadamente linear com a profundidade mais, próximo à superfície, na região que controla o comportamento da estaca. A provável variação real é mostrada pela curva cheia da Figura 2.2 b (DAVISSON e GILL, 1963).



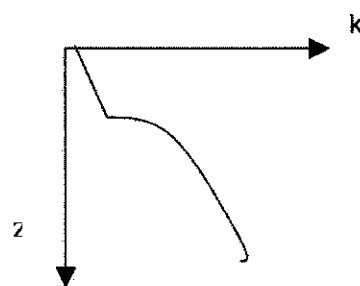
(a) solos coesivos pré-adensados



(b) areias, siltes e argilas normalmente adensadas



(c) argila seca na superfície
(normalmente adensada)



(d) camada superficial mole
(argila pré-adensada)

Figura 2.2: Variação do módulo de reação com a profundidade (DAVISSON E GILL, 1963).

2.3.3 Obtenção do coeficiente de reação horizontal (n_h) em provas de carga

ALIZADEH & DAVISSON (1970) *apud* MIGUEL (1996) apresentaram as curvas obtidas em solos arenosos na forma $n_h \times y_0$, utilizando a expressão de MATLOCK & REESE (1961) que dá o deslocamento horizontal para o caso de aplicação exclusiva de uma carga horizontal à superfície do terreno. A expressão empregada neste caso é representada pela Equação 2.8.

$$y_0 = 2,435.H \frac{T^3}{EI} \quad (2.8)$$

sendo:

y_0 = deslocamento na superfície (mm);

T = rigidez estaca solo (m);

E = módulo de elasticidade do concreto (Mpa);

I = momento de inércia (mm^4).

onde:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (2.9)$$

Substituindo a Equação 2.8 em 2.9, e isolando o valor de n_h , tem-se:

$$n_h = \frac{4,42(H)^{5/3}}{(y_0)^{5/3} \cdot (EI)^{2/3}} \quad (2.10)$$

sendo:

H = carga horizontal (kN).

O emprego da Equação 2.8 para valores diferentes e crescentes de força lateral em uma estaca, em prova de carga feita em solo arenoso, permite construir a sua curva carga x deslocamento.

CINTRA (1981), generalizou este procedimento para o caso em que a carga horizontal H é aplicada no topo da estaca a uma distância vertical "e" acima da superfície do terreno, com deslocamento horizontal nesse mesmo nível (y_t). Para correlacionar y_t com y_0 , CINTRA (1981) utilizou a proposta de KOCSIS (1971), como ilustrado nas Figuras 2.3 e 2.4.

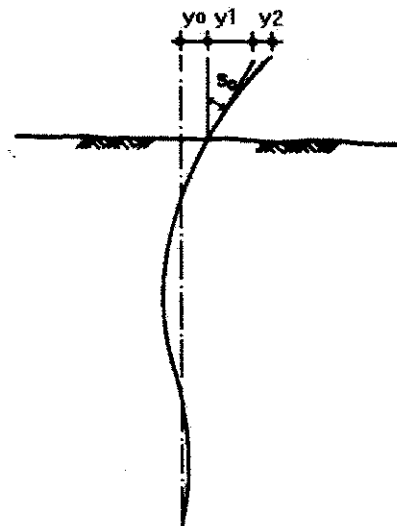


Figura 2.3: Decomposição do deslocamento y_t (KOCSIS, 1971 *apud* MIGUEL, 1996).

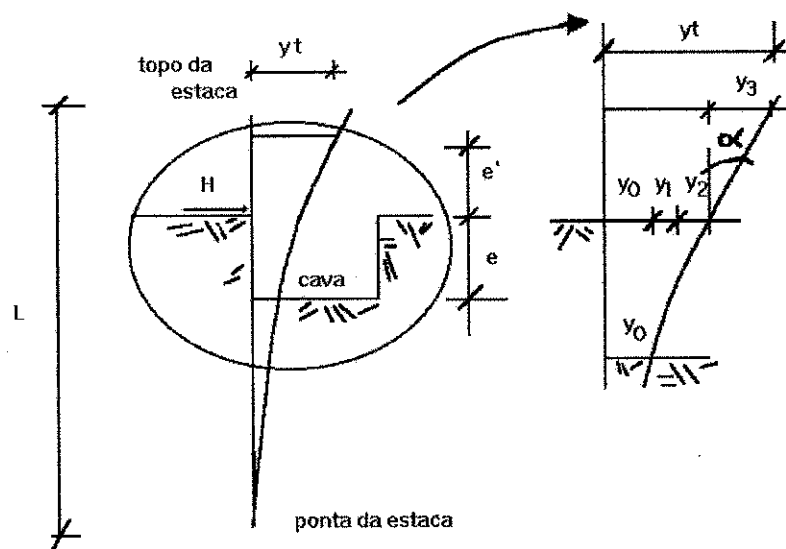


Figura 2.4: Decomposição do deslocamento y_t (MIGUEL, 1996).

A proposta de KOCSIS (1971) divide o deslocamento do topo da estaca (y_t) em três fases: o deslocamento no nível do terreno (y_0), o deslocamento devido à flexão da estaca – rotação (y_1) e (y_2). Isto é, esta proposta considera as deformações do solo e do elemento estrutural.

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 \quad (2.11)$$

onde:

$$y_1 = -S_0 \cdot e \quad (2.12)$$

$$y_2 = \frac{H \cdot e^3}{3 \cdot EI} \quad (2.13)$$

S_0 = rotação à superfície ($^\circ$);

e = distância vertical da carga horizontal aplicada no topo da estaca acima da superfície do terreno (m);

Empregando as equações de MATLOCK & REESE (1961), para cálculo do deslocamento horizontal à superfície (y_0) e da rotação (S_0), no caso de atuação conjunta de carga horizontal e de momento fletor, tem-se o seguinte equacionamento.

$$y_0 = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{EI} + 1,623 \cdot (H \cdot e) \cdot \frac{T^2}{EI} \quad (2.14)$$

$$S_0 = -1,623 \cdot H \cdot \frac{T^2}{EI} - 1,750 \cdot (H \cdot e) \cdot \frac{T}{EI} \quad (2.15)$$

Pode-se calcular o valor de T por tentativa, como proposto por CINTRA (1981), para posteriormente obter a curva $n_h \times y_0$ para cada estágio da prova de carga.

2.3.3.1 Determinação de y_3 e do valor da rigidez (EI)

Segundo CINTRA (1981) *apud* MIGUEL (1996), é necessário acrescentar a parcela (y_3) à decomposição do valor de y_t , dada pelo valor da derivada de y_2 . Este acréscimo é devido à posição em que os deslocamentos foram medidos. Deste modo:

$$y_3 = \operatorname{tg}\alpha \cdot e' = \frac{H \cdot (e)^2 \cdot e'}{EI} \quad (2.16)$$

A Figura 2.4 ilustra um esquema geral de provas de carga. Nesta figura observa-se que:

- o deslocamento y_0 está no fundo da cava;
- a carga foi aplicada acima do fundo da cava;
- a excentricidade “e” corresponde à profundidade da cava;
- os deslocamentos são medidos no nível de aplicação da carga;
- o deslocamento y_t sofre o acréscimo de uma parcela y_1 , devido à posição de medida dos deslocamentos;
- existe uma excentricidade “e” que corresponde à distância do fundo da cava até o topo do bloco de carregamento.

2.3.4 Método semi-empírico baseado nos resultados do pressiômetro

Segundo CHEN (1978) *apud* BOWLES (1988), existe uma forma de obter o valor de k . Com o resultado de E_p calcula-se o valor de k_s através das fórmulas:

Para solos granulares:

$$k = \frac{3E_p}{D} \quad (2.17)$$

Sendo: E_p o módulo pressiômetro (kPa);

D o diâmetro do furo (m).

Para solos coesivos:

$$k = \frac{1,6E_p}{D} \quad (2.18)$$

Segundo PAIVA (2000), o módulo pressiométrico é determinado no tramo pseudo-elástico (fase da curva pressiométrica onde ao retirar a pressão aplicada o solo volta ao seu estado de deformação inicial) da curva pressão *versus* volume, obtida e corrigida de acordo com as calibrações para perdas de volume e pressão. A Figura 2.5 mostra o tramo pseudo-elástico de uma curva pressiométrica ideal.

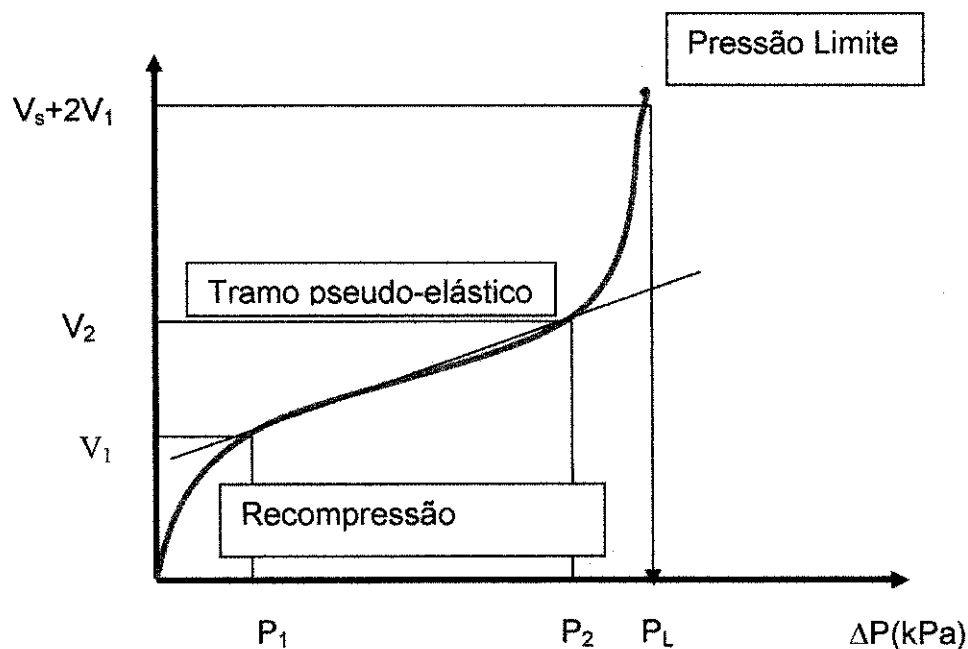


Figura 2.5: Curva pressiométrica ideal.

O módulo pressiométrico de um solo é obtido por meio da teoria da expansão de cavidades cilíndricas e sua determinação é feita a partir do tramo pseudo-elástico da curva volume versus pressão, de acordo com a Equação 2.19.

$$E_p = 2(1+\mu)V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.19)$$

sendo:

μ = coeficiente de Poisson;

V_m = volume médio da cavidade;

ΔP = variação de pressão do tramo pseudo-elástico;

ΔV = variação de volume do tramo pseudo-elástico.

Adotando-se o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson, conforme sugere MÉNARD (1975) *apud* CAVALCANTE (1999), e o volume médio da sonda igual a :

$$V_m = V_s + \frac{(V_1 + V_2)}{2} \quad (2.20)$$

tem-se:

$$E_p = 2,66 \left[V_s + \frac{(V_1 + V_2)}{2} \right] \left(\frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (2.21)$$

Vários pesquisadores tentaram relacionar o módulo pressiométrico (E_p) com o módulo de elasticidade do solo, dentre eles MÉNARD (1975) *apud* CAVALCANTE (1999), o qual considera que esta relação é função de um fator reológico (α). Este fator depende do tipo de solo e do seu grau de adensamento. Com base na Equação 2.21, ($\alpha = E/E_p$) e da Tabela 2.3, pode-se estimar essa relação.

Tabela 2.3: Fatores reológicos (MÉNARD, 1975 *apud* CAVALCANTE, 1999).

Tipo de solo	Argila	Silte	Areia	Areia pedregulho
Pré-adensada	1,00	0,67	0,50	0,33
Normalmente adensada	0,67	0,50	0,33	0,25

2.3.5 Método baseado nos resultados do pressiômetro

O ensaio pressiométrico fornece uma curva pressão versus volume injetado. Esta curva mostra que para cada incremento de pressão na célula pressiométrica há um acréscimo no seu volume. Empregando-se estes dados, é possível calcular o deslocamento do solo em contato com a sonda pressiométrica. Os valores de deslocamento radial experimentados por este solo são denominados de Δr . Este valor pode ser calculado assumindo que a sonda pressiométrica é perfeitamente cilíndrica. Sendo conhecido o volume inicial deste cilindro e a gravidade de volume que ocorre em um dado incremento de pressão, pode-se estimar o Δr para esta pressão (SCHNAID, 2000).

$$V = \pi r^2 h \quad (2.22)$$

Onde: r – variação de raio (deslocamento)

h – altura da célula de medida do pressiômetro – 21cm

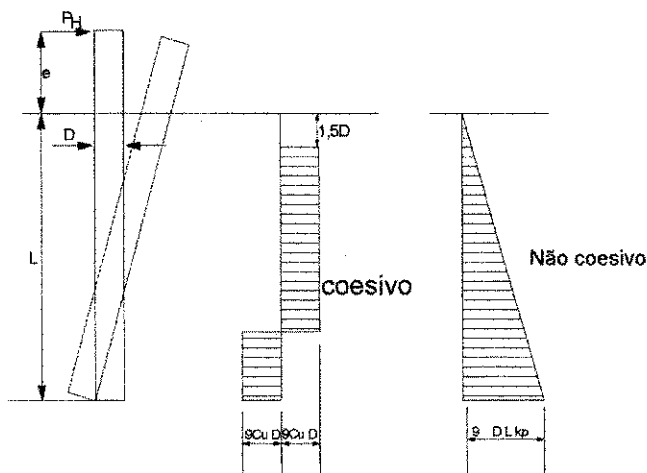
Por outro lado o coeficiente de deslocamento horizontal do solo de um solo pode ser expresso pela Equação 2.1. Associando-se o deslocamento da estaca ao deslocamento do solo junto à sonda pressiométrica pode-se obter o valor de k_h pela Equação 2.23.

$$K_h = \frac{\text{pressão}}{\Delta r} \quad (2.23)$$

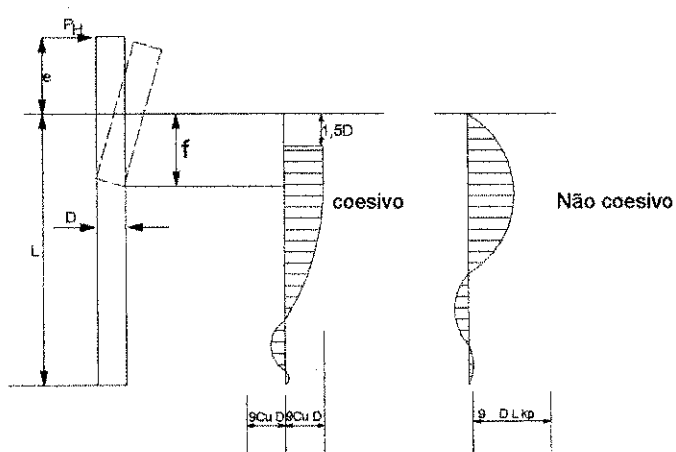
2.3.6 Ruptura na solicação lateral

Segundo BROMS (1965) *apud* CINTRA (1983), a ruptura se dá pela formação de rótulas plásticas da estaca (estacas longas), ou plastificação do solo (estacas curtas).

a) Estacas curtas livres - os deslocamentos laterais e a distribuição de reações laterais estão mostradas na Figura 2.6 (a). A ruptura ocorre quando a estaca gira como um corpo rígido em torno de um ponto localizado a uma certa profundidade. A resistência lateral do solo se desenvolve ao longo de todo o comprimento da estaca.



(a) estaca curta



(b) estaca longa

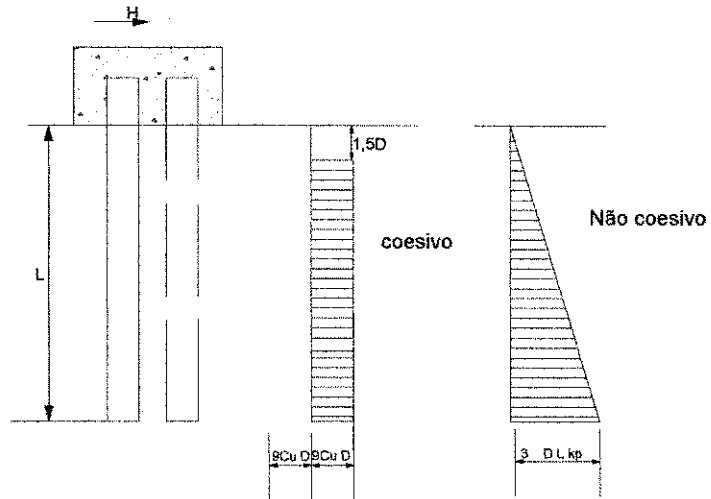
Figura 2.6: Mecanismo de ruptura para estacas livres e as distribuições das reações dos solos coesivos e não-coesivos (BROMS, 1965).

b) Estacas longas livre - a capacidade de carga lateral é parcialmente governada pela resistência do solo (Figura 2.6 b). A ruptura ocorre quando a resistência à ruptura (ou escoamento) da seção da estaca é atingida a uma profundidade f . A capacidade de carga lateral pode ser calculada por considerações de equilíbrio.

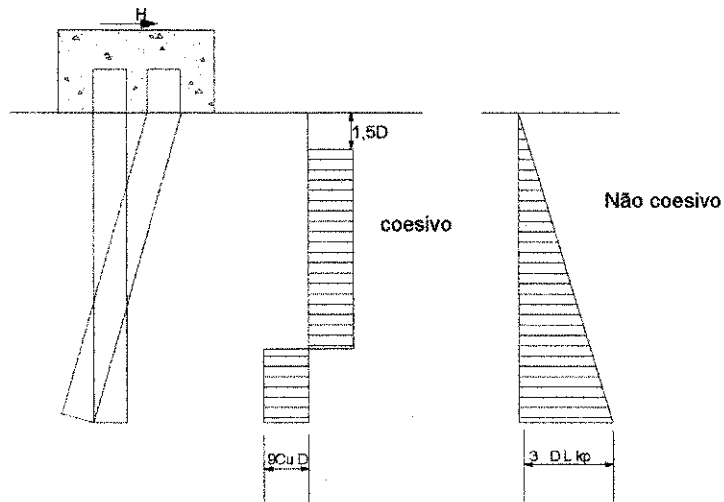
c) Estacas curtas engastadas - a ruptura ocorre quando a estaca se desloca como um corpo rígido (Figura 2.7 a).

d) Estacas intermediárias engastadas – a ruptura ocorre quando o momento fletor na seção de engastamento da estaca atinge o valor correspondente à ruptura (ou escoamento) da estaca (Figura 2.7. b).

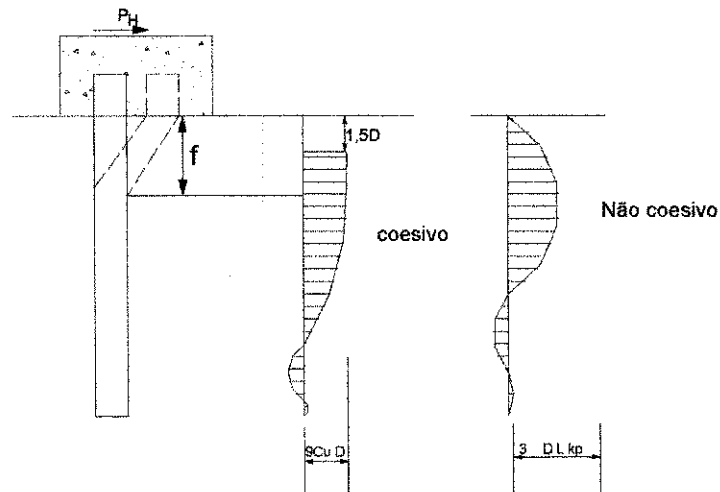
e) Estacas longas engastadas – a ruptura ocorre quando se formam duas rótulas plásticas: uma na seção de engastamento e outra a uma certa profundidade f (Figura 2.8 c).



(a) estaca curta



(b) estaca intermediaria



(c) estaca longa

Figura 2.7: Mecanismos de ruptura para estacas engastadas e as distribuioes das reaoes dos solos coesivos e no coesivos.

2.4 A curva P-y – o procedimento

Segundo BRIAUD (1992), a resistência lateral da estaca deriva de duas resistências: uma resistência frontal (Q) e a resistência de atrito da interface estaca solo (F), como mostra-se na Figura 2.8. Ambas tem unidade de força por unidade de comprimento. Em um elemento de área, existe na interface solo-estaca uma tensão cisalhante ($\tau_{r\theta}$) e uma tensão normal (σ_{rr}). O elemento de força por unidade de comprimento da estaca (dF) devido a tensão cisalhante ($\tau_{r\theta}$) é :

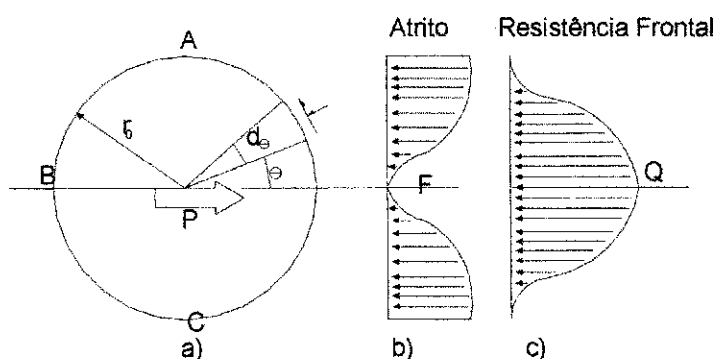


Figura 2.8: Atrito e distribuição de resistência frontal.

$$dF = \tau_{r\theta} \sin \theta d\theta \quad (2.24)$$

Similarmente, o elemento de força devido à σ_{rr} é:

$$dQ = \sigma_{rr} r_0 \cos \theta d\theta \quad (2.25)$$

e

$$Q = \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} \sigma_{rr} r_0 \cos \theta d\theta \quad (2.26)$$

A resistência de atrito e a resistência frontal são consideradas na estaca no lado ABC da Figura 2.8. BAGUELIN *et al.* (1977), *apud* BRIAUD (1992), estabelecem as expressões de σ_{rr} e $\tau_{r\theta}$ para solo linear elástico.

$$\sigma_{rr} = \sigma_{rr(\text{máx})} \cos \theta \quad \text{como} \quad \sigma_{rr(\text{máx})} = \frac{p}{2r_0} \quad (2.27)$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{r\theta(\text{máx})} \text{sen } \theta \quad \text{como} \quad \tau_{r\theta(\text{máx})} = \frac{p}{2r_0} \quad (2.28)$$

Usando as equações 2.24 a 2.28 têm-se:

$$Q = \sigma_{rr(\text{máx})} \times 2r_0 \times \frac{\pi}{4} \quad (2.29)$$

e

$$F = \tau_{r\theta(\text{máx})} \times 2r_0 \times \frac{\pi}{4} \quad (2.30)$$

A resistência total P para o deslocamento lateral y de um elemento de estaca a soma da resistência frontal Q e da resistência de atrito F. Assim como a curva P-y é a soma das curvas Q-y e F-y.

2.4.1 A curva Q-y e a curva pressiométrica

Segundo BRIAUD (1992), a distribuição teórica do elemento de força dQ foi estabelecido, registrando-se a medida de três células de pressão (A, B, C da Figura 2.8) sobre o fuste da estaca durante o ensaio de prova de carga. Utiliza-se a Equação 2.29, para obter $\sigma_{rr(\text{máx})}$. O ensaio pressiométrico utilizado foi o de pré-furo, sendo a curva pressiométrica comparada com a resposta das células de pressão medindo o $\sigma_{rr(\text{máx})}$ no fuste. Isto prova que a curva obtida no ensaio pressiométrico de

pré-furo é bem similar à reação da célula de pressão colocada no fuste da estaca. Sendo assim, pode-se estabelecer que:

$$Q_{(frontal)} = p_{(pmt)} \times B_{(estaca)} \times S_{(Q)} \quad (2.31)$$

onde:

$Q_{(frontal)}$ = resistência do solo devido a reação frontal (dado em força por unidade de comprimento da estaca);

$p_{(pmt)}$ = pressão pressiométrica;

$B_{(estaca)}$ = lado ou diâmetro da estaca;

$S_{(Q)}$ = fator de forma $\left| \begin{array}{l} = 1 \text{ para estaca quadrada; e} \\ = \pi/4, \text{ para estaca circular.} \end{array} \right.$

A relação entre os deslocamentos horizontais da estaca e do pressiômetro é dada por:

$$y_{(estaca)} = y_{(pmt)} \times \frac{R_{(estaca)}}{R_{(pmt)}} \quad (2.32)$$

onde:

$y_{(estaca)}$ = deslocamento lateral da estaca;

$R_{(estaca)}$ = raio da estaca;

$y_{(pmt)}$ = o incremento de raio na cavidade do ensaio pressiométrico;

$R_{(pmt)}$ = raio inicial da cavidade de solo do ensaio pressiométrico.

2.4.2 A curva F-y e a curva pressiométrica

Baseado na previsão teórica e nos dados experimentais, considerando o atrito lateral da estaca, determina-se F por:

$$F_{(lateral)} = \tau_{(solo)} \times B_{(estaca)} \times S_{(F)} \quad (2.33)$$

onde:

$F_{(lateral)}$ = resistência do solo devido a resistência de atrito (dado em força por unidade de comprimento da estaca);

$B_{(estaca)}$ = lado ou diâmetro da estaca;

$S_{(F)}$ = fator de forma $\left\{ \begin{array}{l} = 2 \text{ para estaca quadrada; e} \\ = 1 \text{ para estaca circular;} \end{array} \right.$

$\tau_{(solo)}$ = a máxima resistência de atrito na interface estaca-solo.

CAPÍTULO 3

LOCAL DE REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

3.1 Localização

A área onde foram realizados os ensaios encontra-se no município de Pederneiras, situado na região Centro-Oeste do estado de São Paulo, a 30km do município de Bauru e 22 km do município de Jaú. Esta área fica às margens da rodovia SP 261, km 11.

3.2 Geologia local

A geologia da região está inserida no Grupo São Bento, Formação Serra Geral, de idade Jurássico-Cretáceo, em área limítrofe aos terrenos da Formação Adamantina do Grupo Bauru, constituídos por Basaltos toleíticos em derrames tabulares superpostos e arenitos intercalados (FÚLFARO *et al.*, 1993). A Figura 3.1 mostra a posição da área em estudo no mapa geológico da região.

No perfil de solo, pode-se identificar dois pacotes bem definidos: o primeiro pacote, com espessura média de 4m, está no nível superficial. Esta camada é constituída por areias finas e/ou argilosas de cor vermelha. Esta camada possivelmente foi transportada por agentes coluvionares, conforme descrito por FÚLFARO *et al.* (1993). O material que constitui este sedimento possivelmente tem origem na Formação Serra Geral.

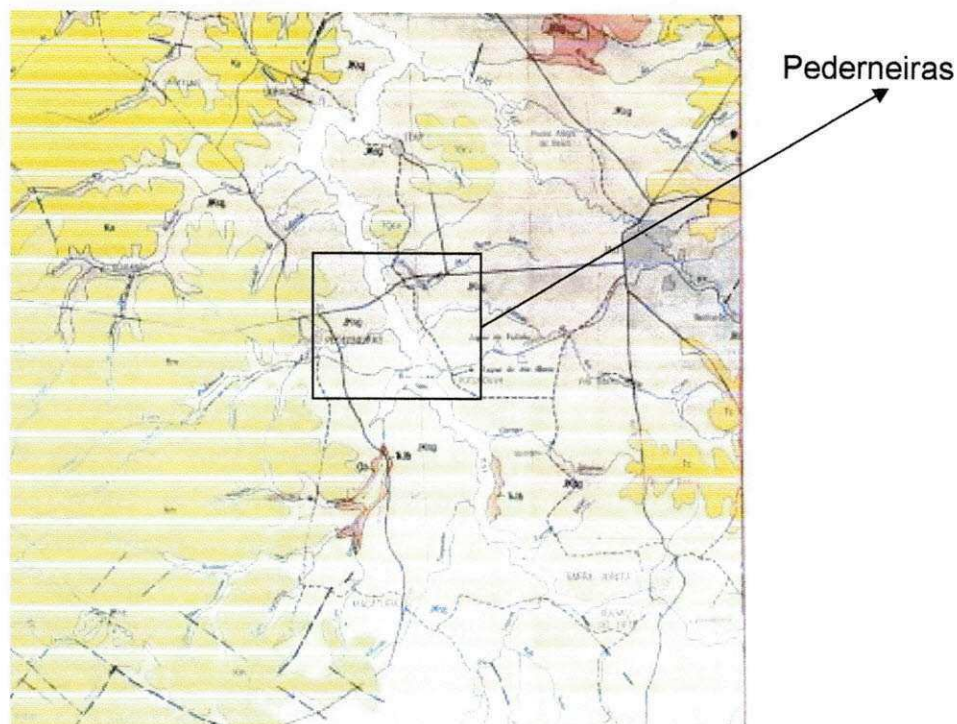


Figura 3.1: Mapa geológico da região de Pederneiras - SP (IPT, 1981).

Sob essa camada há um horizonte de areia pedregulhosa com espessura variando de 0,2m a 2,5m; os pedregulhos dessa camada têm dimensões da ordem de centímetros. Esta camada pode ser associada com a linha de seixos de ocorrência comum entre pacotes de solos autóctones e alóctones.

A camada de solo seguinte fica entre a linha de seixos e a rocha alterada. Esta camada parece ser o produto do intemperismo dos arenitos e basaltos da Formação Adamantina. Nesta camada, os solos são constituídos de areia fina ou silte arenoso. A espessura desta camada pode atingir mais de 20m. De uma forma geral, os solos são mais argilosos na medida em que aumenta a profundidade.

3.3 Parâmetros geotécnicos

A caracterização deste perfil de solos pode ser realizada a partir de um furo de SPT realizada no local dos ensaios. A Figura 3.2 mostra o perfil do furo SP 05, o mais próximo do local dos ensaios.

A primeira camada do perfil é de aproximadamente 4m e é constituída de areia fina argilosa, com N_{SPT} variando de 4 a 7. A segunda camada de 2,5m, constituída de areia fina a muito fina argilosa, pouco compacta com fragmentos de quartzo, com N_{SPT} variando de 8 a 11. A terceira camada localizada entre a linha de seixos e a rocha alterada, constituída de areia fina ou silte argiloso que pode atingir mais de 20m, com N_{SPT} variando de 7 a 75. O nível da água está a 13,26m, localizada na camada de silte argiloso, médio. O limite da sondagem foi atingido por volta dos 27m, onde encontrou-se uma camada impenetrável à percussão.

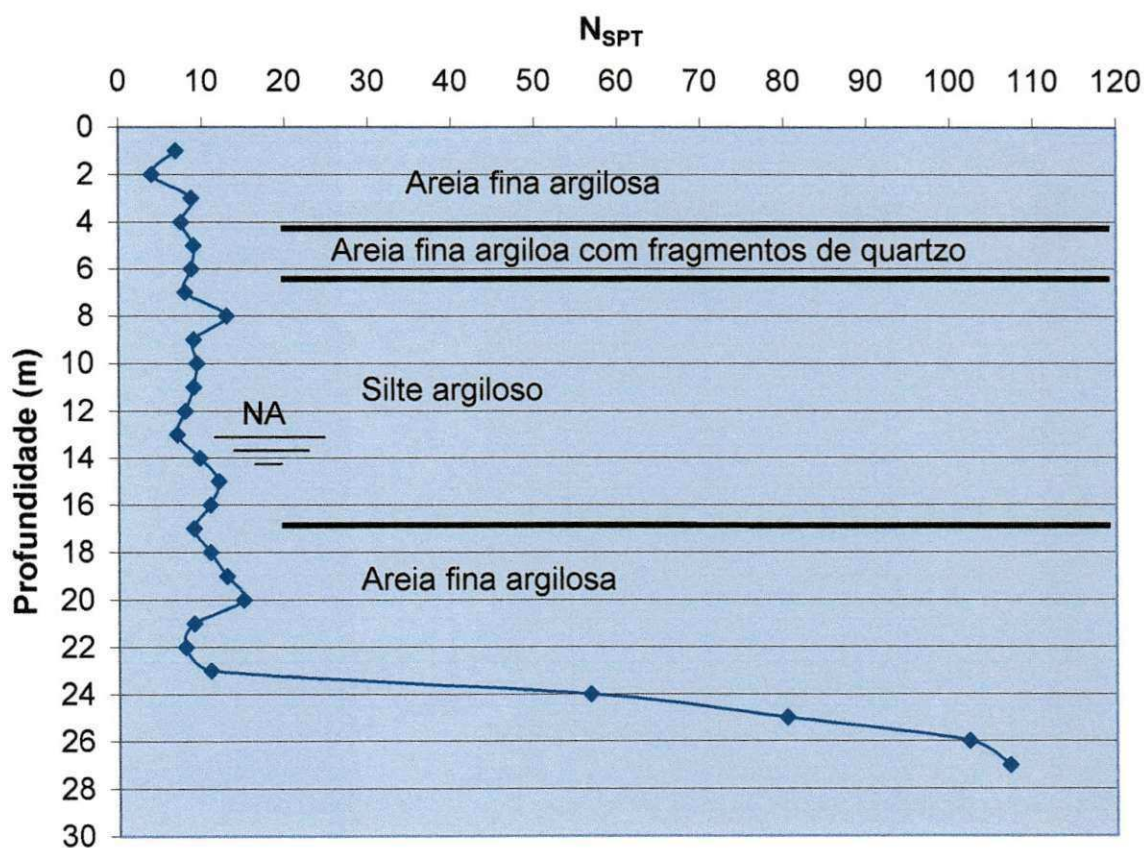


Figura 3.2: Perfil de N_{SPT} x profundidade (Furo 05 do SPT).

Os ensaios de caracterização, ou seja, limites de consistência (W_L e W_P), umidade, peso específico e granulometria foram realizados a cada 0,5m.

O teor de umidade deste solo é bastante elevado em relação ao que se encontra na região. Isto se deve, provavelmente, às chuvas que ocorreram durante a campanha de ensaios. A umidade do solo varia de 4,1 a 49,7% ao longo da profundidade, como pode-se ver na Figura 3.3 (a). Observa-se que as umidades são crescentes com a profundidade. Até a profundidade de 4m, o teor de umidade é quase constante, crescendo significativamente a partir dessa profundidade.

Os limites de consistência (W_L e W_P) foram determinados em amostras coletadas a cada 0,5m. A Figura 3.3 (a) mostra o comportamento destas propriedades ao longo da profundidade. O índice de plasticidade (IP) deste solo está em torno de 15% até a profundidade de 8m. A partir desta profundidade os valores do IP aumentam bastante confirmando o caráter argiloso do solo, podendo chegar a 30%. O limite de liquidez pode alcançar valores da ordem de 50%, nas camadas mais profundas.

A umidade natural mostra-se bem inferior ao limite de liquidez. O teor de umidade natural só se aproxima do limite de liquidez a partir de 8m de profundidade. Nas profundidades 9,5 e 10m, o teor de umidade e o limite de liquidez se igualam. A partir daí, eles permanecem praticamente iguais sem que o teor de umidade ultrapasse o limite de liquidez.

O peso específico seco do solo (γ_d) foi calculado a cada 0,5m. Esta propriedade apresentou-se bastante variada ao longo da profundidade. A variação é menor nos primeiros 4m, aumentando com a profundidade. A Figura 3.3 (c) mostra a variação do peso específico seco do solo ao longo da profundidade.

A granulometria do solo foi determinada por peneiramento e sedimentação seguindo-se a NBR 7181 (1984). A Figura 3.3 (b) mostra a composição granulométrica do solo. Conforme pode ser visto nesta figura, o solo é composto por areia fina, silte e argila. Nos primeiros metros predominam as frações areia fina e argila, ambas quase na mesma proporção. A medida que a profundidade

crece, a areia fina vai sendo substituída pelo silte. Também é possível ver que a análise granulométrica revelou uma pequena lente de areia fina na profundidade de 10,5m, a qual só foi detectada pelo CPT.

O índice de vazios foi calculado com base na relação entre os pesos específicos do solo seco e das partículas sólidas. A Figura 3.3 (d) mostra a variação do índice de vazios ao longo do perfil de solo. Observa-se que o índice de vazios varia entre 0,5 e 1,9, com exceção da profundidade 4m onde o índice de vazios foi de 0,51. Todos os demais valores estão acima de 0,8. O valor 0,8 é considerado crítico para a ocorrência do colapso. Ou seja, se forem consideradas apenas a carência de umidade e o índice de vazios, este solo é colapsível.

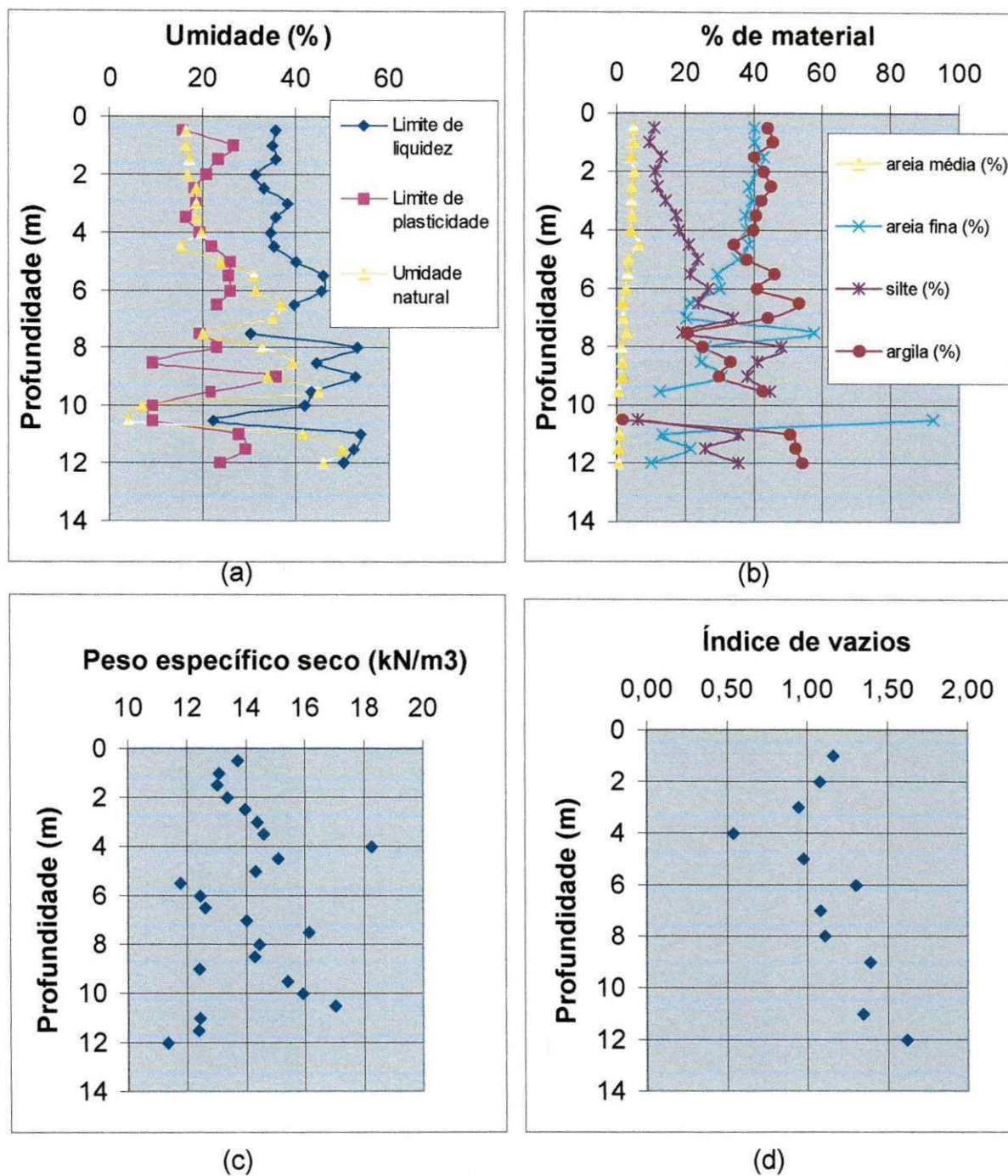


Figura 3.3: Índices de Atteberg, granulometria, peso específico e índice de vazios.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS REALIZADOS

4.1 Provas de carga laterais

Para avaliar as propriedades do solo e sua resposta ao carregamento horizontal, foram realizadas duas provas de cargas horizontais em cada estaca. Sendo uma do tipo rápida e uma do tipo lenta. As provas de cargas estão discriminadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Características das estacas ensaiadas.

Ensaio nº	Estaca	Tipo	Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Data de execução do ensaio
1	H1	Rápida	8,40	0,32	15/12/00
2	H1	Lenta	8,40	0,32	26/12/00
3	H2	Lenta	8,40	0,32	26/12/00
4	H2	Rápida	8,40	0,32	29/12/00

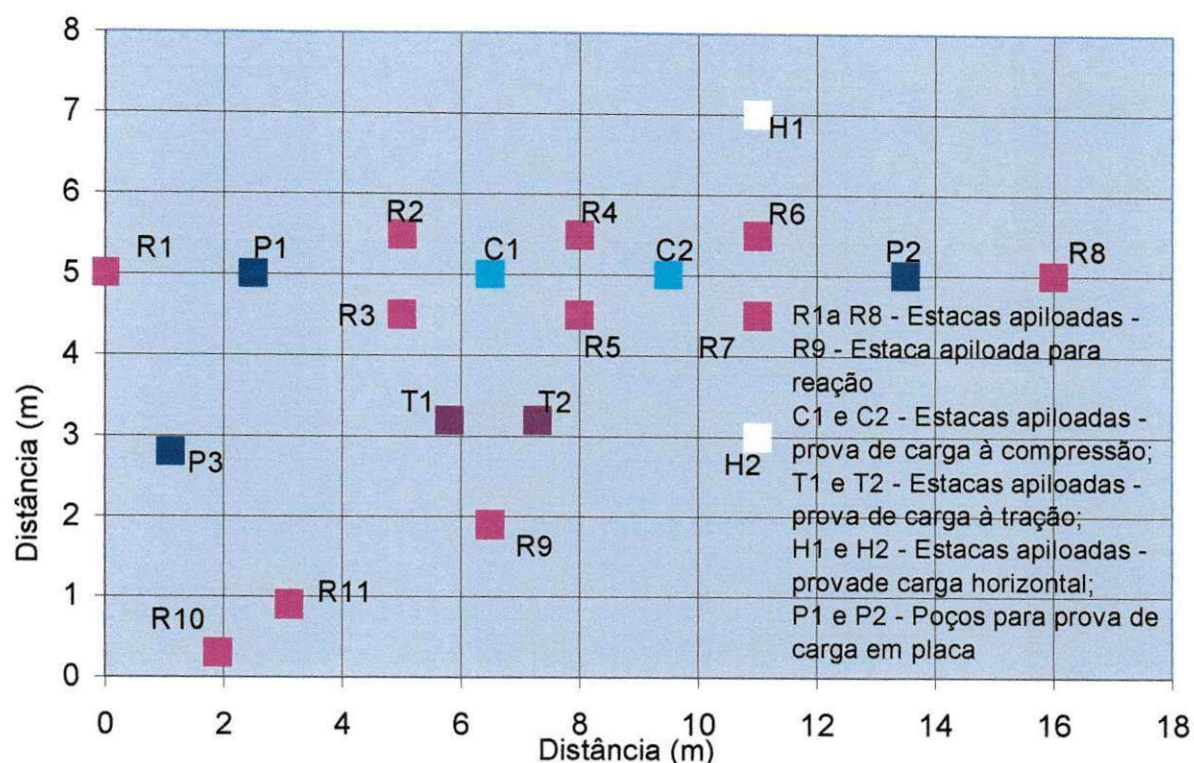


Figura 4.1: Localização dos elementos de fundação no campo experimental e suas respectivas coordenadas.

Para avaliar o efeito da velocidade de carregamento e a magnitude dos recalques, foram realizadas três provas de carga com carregamento rápido e uma com carregamento lento. As provas de carga foram realizadas nos meses de dezembro de 2000 e janeiro de 2001. Utilizaram-se macacos hidráulicos, com capacidade de 500kN. Foram utilizadas células de carga de 200kN, de acordo com a magnitude de carga esperada para o ensaio. As leituras das células de carga foram feitas através de caixa de leitura (dial indicator). A Figura 4.2 mostra o desenho esquemático das provas de cargas submetidas aos esforços horizontais.

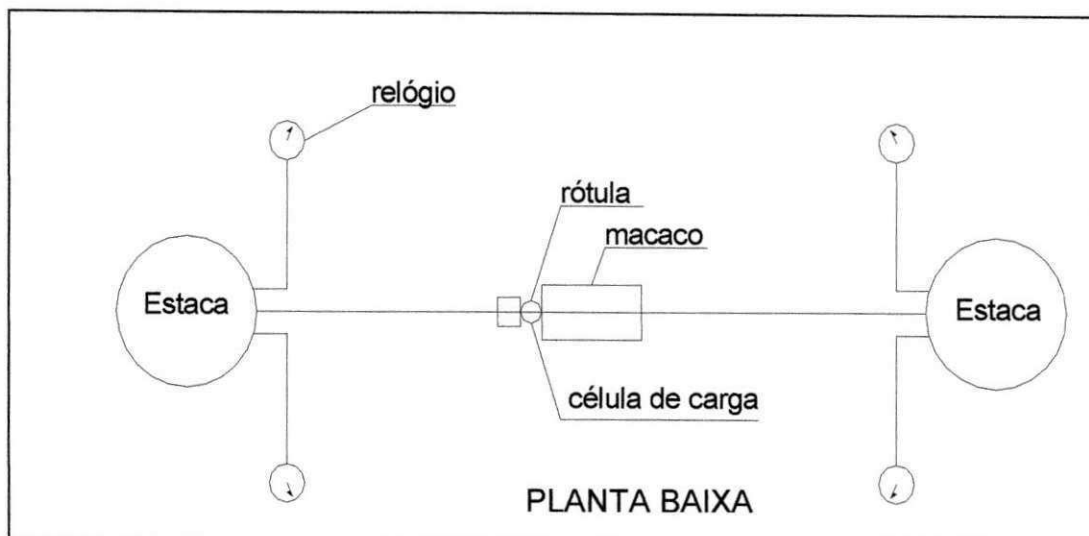


Figura 4.2: Esquema da montagem das provas de carga submetidas a esforços horizontais.

A norma NBR 6122 (1996) sugere que em estacas submetidas a esforços horizontais, seja feita a instalação de 2 (dois) relógios comparadores num mesmo plano horizontal. Porém, no presente caso, foram instalados 3 (três) relógios comparadores, para se obter maiores informações sobre o bloco de coroamento. Estes relógios foram posicionados conforme mostrado na Figura 4.3.

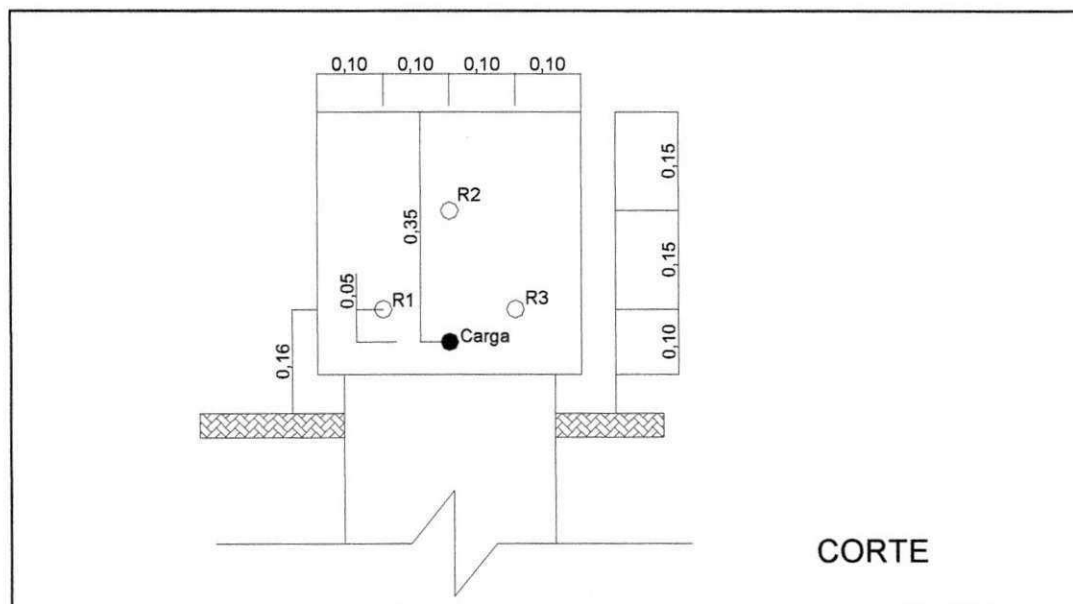


Figura 4.3: Posição dos relógios comparadores (R1, R2, e R3) e do ponto da aplicação da carga.

Os resultados destas provas de carga são apresentados através de curva carga–deslocamento. As Figuras 4.4 e 4.5 mostram as curvas de cada ensaio. Nestes resultados, observa-se que a capacidade de carga foi pouco afetada pela velocidade do carregamento.

Na Figura 4.4 são apresentada as curvas carga-deslocamento das provas de carga executadas na estaca H1, do tipo Lenta e do tipo Rápida. Na prova de carga 1 do tipo rápida observou-se um deslocamento máximo de 28,42mm, com uma carga máxima de 100kN e um deslocamento máximo do trecho elástico linear de 3,5mm, com uma carga de 34kN. Após o descarregamento observou-se um deslocamento plástico residual de 6,00mm. Esta curva tem um formato típico de curva carga-deslocamento. Há um trecho inicial, linear, até cerca de 34 kN. Um segundo trecho compreendido entre 34 e 100kN que também é linear, porém com outra inclinação. Finalmente em 100 kN, a curva sofre uma nova inflexão. Para o nível de carregamento aplicado, não foi possível determinar a carga de ruptura do sistema solo-estaca.

Na curva da prova de carga 2 do tipo lenta, observa-se um deslocamento máximo de 24,52mm, com uma carga máxima de 100kN e o deslocamento máximo do trecho elástico linear de 9,90mm, com uma carga de 35kN. Após o descarregamento, observou-se um deslocamento plástico residual de 14,75mm. Diferentemente da curva anterior, a curva desta prova de carga não tem o formato típico das provas de carga em estacas. A relação carga deslocamento não tem um comportamento bem definido.

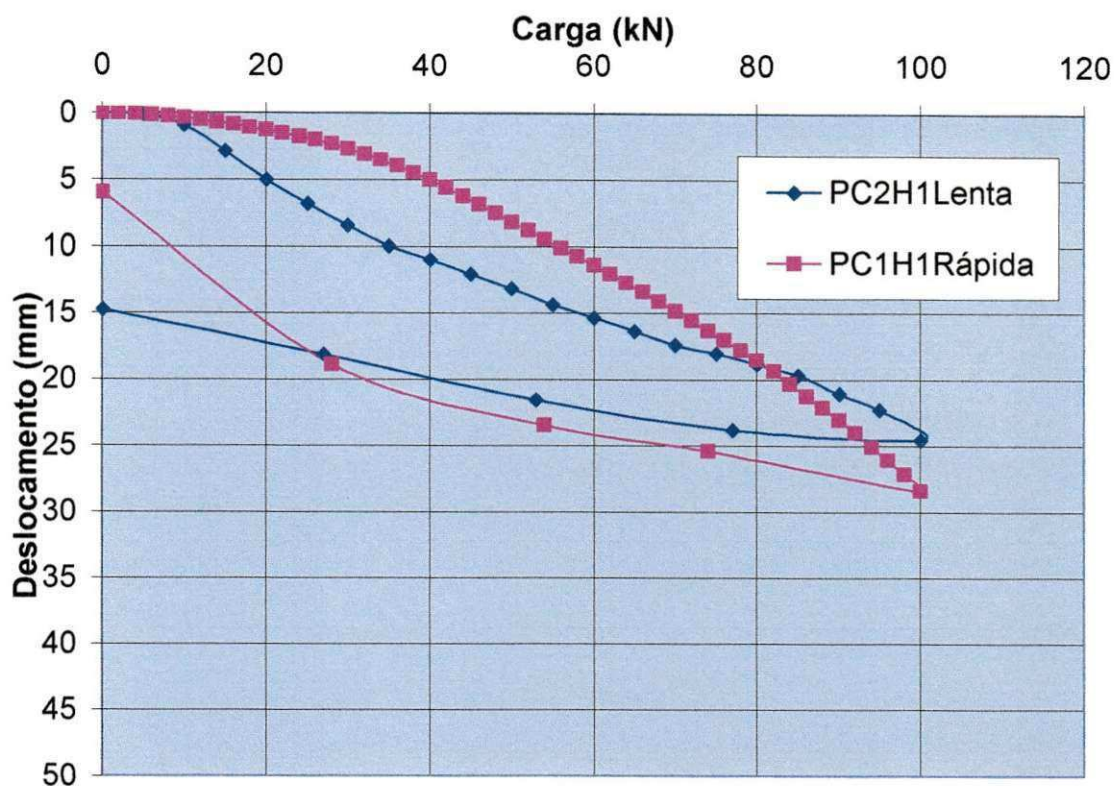


Figura 4.4: Curva carga-deslocamento – Estaca H1.

Na Figura 4.5 são apresentadas as curvas carga-deslocamento das provas de carga executadas na estaca H2, do tipo lenta e do tipo rápida. Na prova de carga do tipo lenta observa-se um deslocamento máximo de 29,83mm, com uma carga máxima de 100kN e o deslocamento máximo do trecho elástico linear de 4,57mm, com uma carga de 45kN. Após o descarregamento observou-se um deslocamento plástico residual de 9,28mm. Esta curva possui o formato típico de curvas carga-recalque. O trecho linear inicial, até cerca de 40kN, e um segundo trecho linear, porém com uma nova inclinação, de 40 a 80 kN. Possui também um terceiro trecho de 80 a 100kN, onde a curva sofre a inflexão.

Na prova de carga 2 do tipo rápida, observa-se que o deslocamento máximo é de 27,38mm, com uma carga máxima de 100kN e o deslocamento máximo do trecho elástico linear de 12,41mm, com uma carga de 40kN. Após o descarregamento observou-se um deslocamento plástico de 2,07mm.

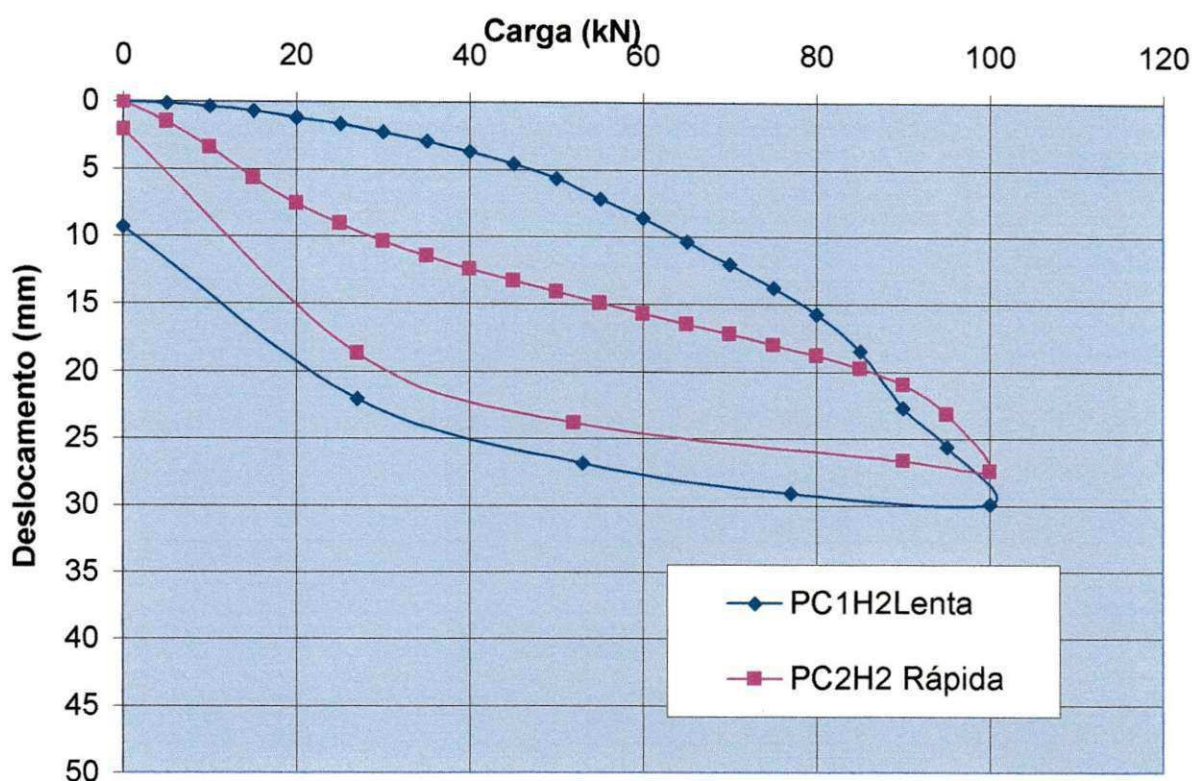


Figura 4.5: Curva carga-deslocamento – Estaca H2.

Tabela 4.2: Características das Provas de Carga Horizontal.

Ensaio nº	Estaca	Tipo	$H_{m\acute{a}s}$ (kN) carga máxima	Y_t (mm) deslocamento máximo
1	H1	Rápida	100	28,42
2	H1	Lenta	100	24,52
3	H2	Lenta	100	29,83
4	H2	Rápida	100	27,38

4.2 Ensaios pressiométricos

O pressiômetro consiste de um cilindro de aço vazado com três células infláveis que aplicam uma tensão radial nas paredes de um furo aberto no solo. Esse equipamento permite controlar o volume de enchimento da sonda a pressão

necessária para enchê-la durante o ensaio. Desta forma, é possível obter-se pares de tensão-deslocamento radial do solo. Estes parâmetros são empregados na estimativa das propriedades mecânicas do solo ensaiado.

O pressiômetro empregado neste trabalho é da marca APAGEO, fabricado na França. Trata-se de um equipamento com duas células de guarda e uma célula central na qual as medidas são realizadas. O diâmetro inicial da sonda é de 60mm. A relação L/D neste equipamento é igual a 7,5. A capacidade do volumímetro é de 700cm³. A Figura 4.10b mostra detalhes do painel de controle do equipamento. O sistema de pressão é a base de gás, podendo aplicar pressões de até 6MPa. O equipamento está ajustado para a realização de ensaios até a profundidade de 25m.



(a) Vista geral

(b) Painel de controle

Figura 4.6: Pressiômetro Ménard.

Os ensaios foram realizados seguindo-se os procedimentos recomendados pela norma americana ASTM D-4719 (1987). De uma forma resumida, o procedimento de ensaio pode ser descrito assim:

- verificação geral do funcionamento do equipamento;
- calibração para perda de volume e pressão do equipamento;
- abertura do furo de ensaio com diâmetro freqüentemente superior ao da sonda (até 20% maiores);

- inserção da sonda no furo;
- expansão da sonda sob estágios de pressão (normalmente em torno de 10 estágios, podendo, os carregamentos serem cíclicos);
- registro das variações de volume da sonda pelo tempo de 1min;
- correções dos dados obtidos empregando-se as calibrações de perda de pressão e volume;
- cálculo das propriedades mecânicas.

Foram realizados ensaios a cada metro de dois furos, sendo as profundidades dos furos variando entre 8 e 11m, . Não foram realizados ensaios em profundidades maiores por limitações no processo de escavação.

O módulo de deformação do solo obtido através do pressiômetro é conhecido como módulo pressiométrico. Esta propriedade é determinada no trecho pseudo-elástico da curva pressão-volume.

Os resultados dos ensaios pressiométricos são expressos através de curvas pressão-volume da sonda. As Figuras 4.7 e 4.8 mostram curvas típicas dos ensaios realizados.

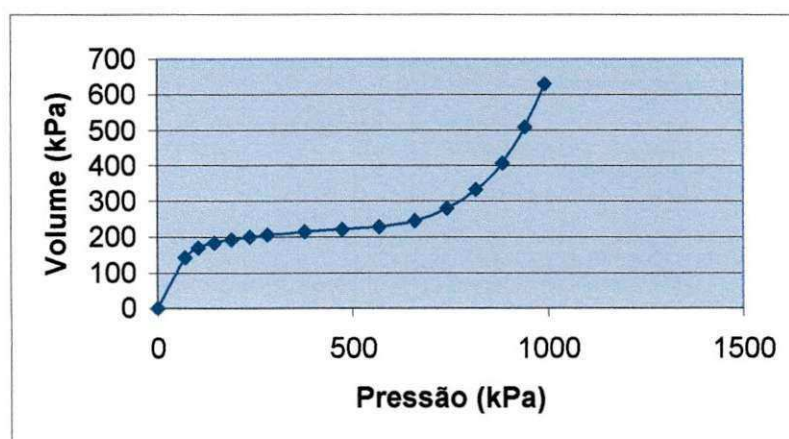


Figura 4.7: Curva típica dos ensaios pressiométricos realizados em Pederneiras (Furo 1, profundidade 11m).

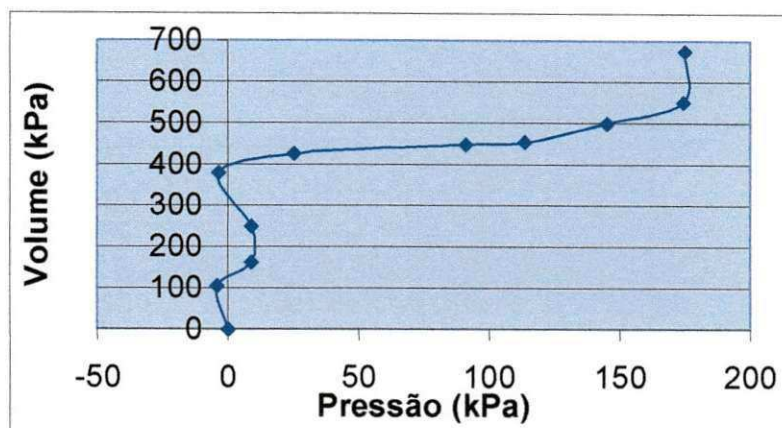


Figura 4.8: Curva típica dos ensaios pressiométricos realizados em Pederneiras (Furo 1, profundidade 1m).

A diferença entre as Figuras 4.7 e 4.8 deve-se ao fato que na profundidade de 1,00m, possivelmente a resistência da sonda é maior que a resistência do solo.

Embora não seja a principal qualidade do pressiômetro, seus resultados permitem determinar a pressão limite do ensaio que pode ser associada à tensão de ruptura. A pressão limite foi obtida por leitura direta na curva pressãoxvolume nos trechos em que a curva se torna assintótica. Nos casos em que a curva não se tornou assintótica no trecho final, fez-se uma projeção, empregando-se a linearização logarítmica e tomando-se o valor de pressão correspondente ao dobro do volume inicial da cavidade.

A Tabela 4.3 mostra a marcação dos valores de E_p com a profundidade. No Furo 1, o maior valor do módulo está na profundidade de 6,00m, com valor igual a 8336kPa e, no Furo 2, está na profundidade de 3,00m, com o valor de 8969kPa.

Tabela 4.3: Módulo pressiométrico estimado dos resultados de ensaios em Pederneiras.

Furo	Profundidade (m)	Ep (kPa)	Furo	Profundidade (m)	Ep (kPa)
1	1	4222	2	1	4482
	2	3403		2	3864
	3	6347		2	8963
	4	6412		2	2310
	5	3168		2	7462
	6	8336		2	6331
	7	5851		2	5293
	8	3389		2	3215
	9	4224		2	4321
	10	8130		2	7132
	11	6624		2	6857

A Figura 4.13 mostra a variação do módulo pressiométrico ao longo da profundidade. Pode-se observar que tanto no Furo 1 quanto no Furo 2 o módulo pressiométrico é bastante variável com a profundidade, tendo acréscimos e decréscimos. As curvas têm o mesmo formato, porém, somente na profundidade de 8m é que elas praticamente se equivalem.

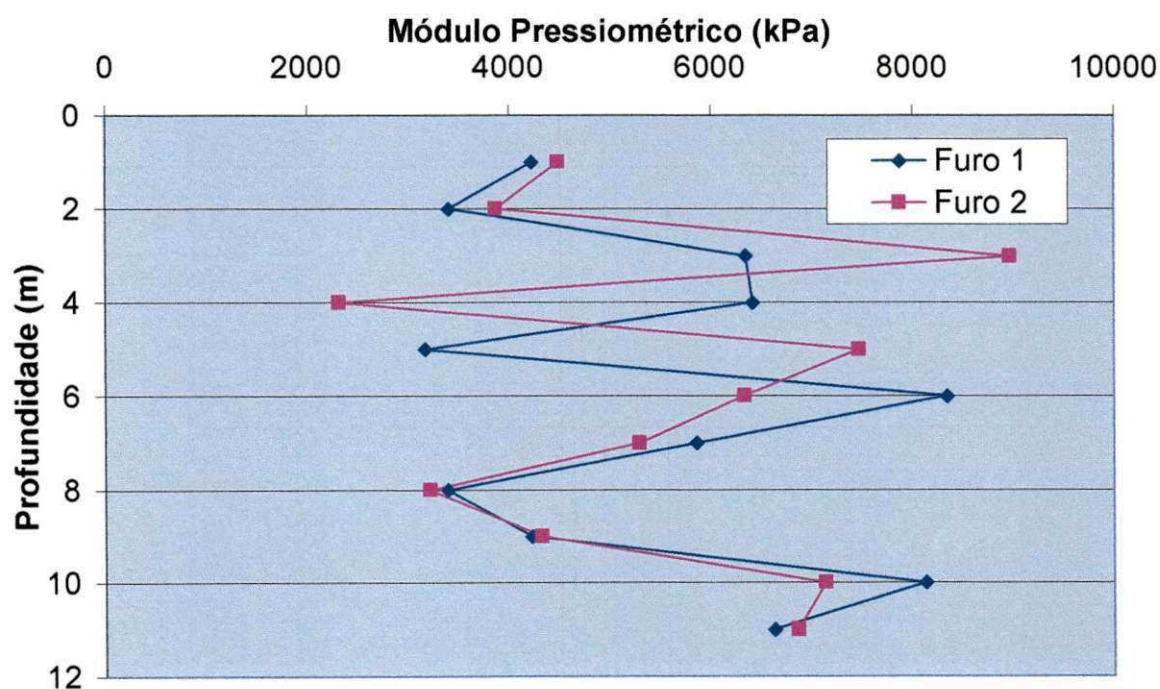


Figura 4.9: Variação do módulo pressiométrico ao longo da profundidade, nos Furos 1 e 2.

A Tabela 4.4 mostra os valores da pressão limite nas profundidades ensaiadas. A Figura 4.14 mostra o comportamento da Pressão Limite ao longo da profundidade. Observa-se que a pressão limite aumenta à medida que a profundidade aumenta.

Tabela 4.4: Valores de P_L estimados dos ensaios em Pederneiras.

Furo	Profundidade (m)	P_L (kPa)	Furo	Profundidade (m)	P_L (kPa)
1	1	180	2	1	170
	2	160		2	220
	3	280		3	-
	4	300		4	200
	5	180		5	550
	6	480		6	450
	7	480		7	480
	8	800		8	650
	9	1230		9	1100
	10	1200		10	1200
	11	1150		11	950

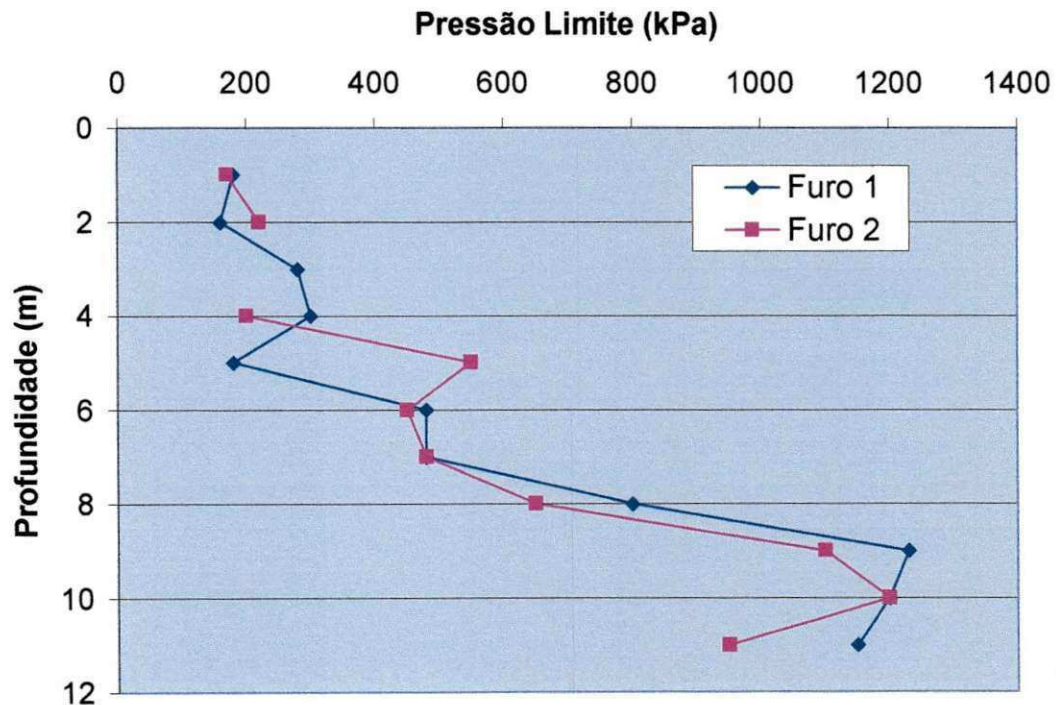


Figura 4.10: Variação da pressão limite ao longo da profundidade.

O solo apresentou maior variação no Módulo Pressiométrico que na Pressão Limite.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Parâmetros de projeto – provas de carga

A prova de carga constitui-se um meio seguro capaz de determinar a capacidade de carga de uma estaca isolada. Alguns autores, como MIGUEL (1996), defendem o uso da retroanálise de provas de carga para obtenção de parâmetros de projeto. Nesta seção são analisadas as provas de carga lateral, realizadas em Pederneiras, para se obter uma estimativa de n_h (coeficiente de reação horizontal).

Nas Figuras 4.4 e 4.5, foram mostradas as curvas carga-deslocamento das provas de carga realizadas para este trabalho. Mais uma vez, é importante observar que as cargas aplicadas na prova de carga 1 da estaca H1, variam de 2 a 100kN e nas outras três provas de carga, variam de 5 a 100kN. Os deslocamentos gerados por estas cargas estão entre 0 e 30 mm.

Neste trabalho o valor de y_3 foi calculado através da Equação 2.16 e também por semelhança de triângulos, utilizando os valores das leituras dos relógios comparadores colocados em níveis diferentes como foi citado no Capítulo 4 (Figura 4.3).

O valor de E_I foi considerado constante, ou seja, não variando com a fissuração do concreto. O Módulo de Elasticidade do Concreto, estimado para as estacas, foi $E=21000$ MPa.

O esquema de realização da prova de carga mostrado na Figura 4.3, do capítulo anterior, permite obter os valores dos dados necessários à determinação de y_0 e y_t . Cabe ainda destacar da Figura 4.3, que foram empregados 3 relógios comparadores para medir o deslocamento da estaca. Destes relógios comparadores, dois estão no nível de aplicação de cargas e um está acima deste nível, como mostrado na Figura 4.3. Este último permite uma extrapolação para obter o valor de y_3 .

Neste trabalho, de acordo com a Figura 4.3, tem-se:

- $e = 0,16\text{m}$;
- $e' = 0,05\text{m}$.

Através da Equação 2.14, com a determinação de T , por tentativas, obtém-se os valores de y_0 .

Com a Equação 2.15, obtêm-se os valores de S_0 , para ser utilizado na Equação 2.12 e assim obter os valores de y_1 .

Na Equação 2.13, obtém-se os valores de y_2 , que dependem da carga, da excentricidade "e", do módulo de elasticidade do concreto e do momento de inércia.

O momento de inércia foi calculado através da Equação 5.1.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \quad (5.1)$$

onde:

D= diâmetro da estaca.

As Figuras 5.1 a 5.4 mostram as curvas carga-deslocamento, ao nível do solo, o medido e o no topo de cada prova de carga ensaiada. Como era de se esperar, estas figuras mostram que o valor do deslocamento ao nível do solo (y_0) este deslocamento é calculado, é menor que no topo da estaca. Os valores de y_0 e

y_m ($y_1 + y_2$) (deslocamento medido nas provas de carga) são próximos. Entretanto, o valor de y_t pode ser até 3,5 vezes maior que y_0 . Para deslocamentos inferiores a 20mm os deslocamentos tendem a ser próximos.

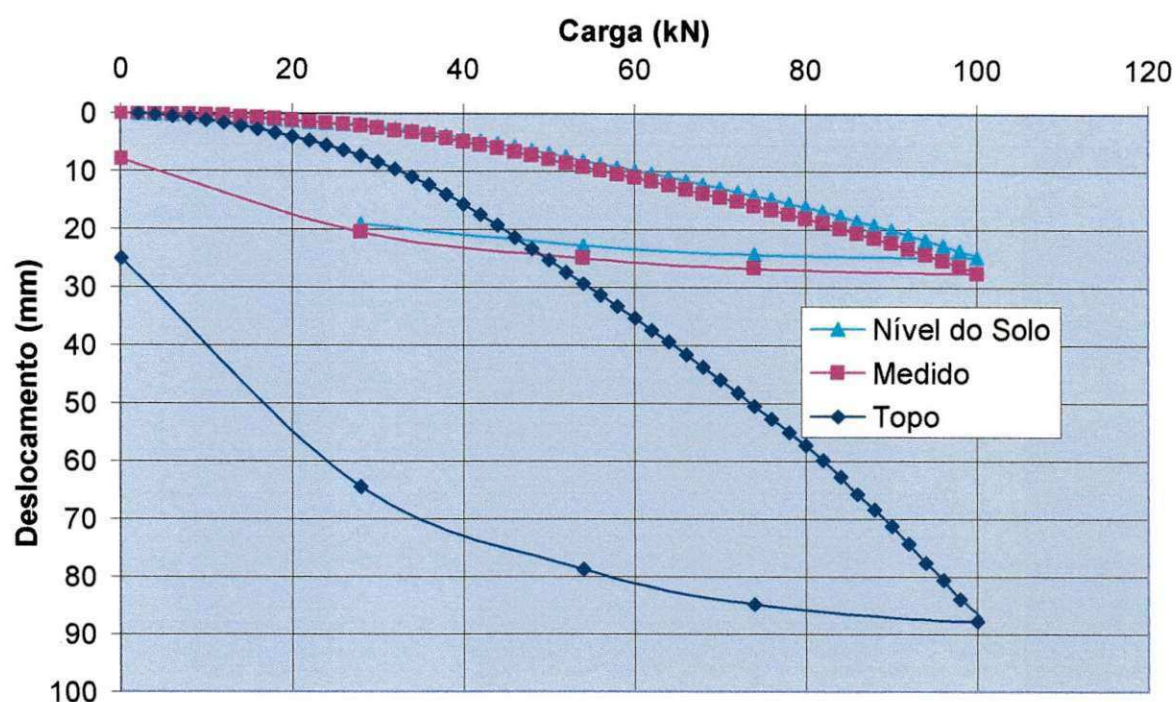


Figura 5.1: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 1 na estaca H1, tipo rápida.

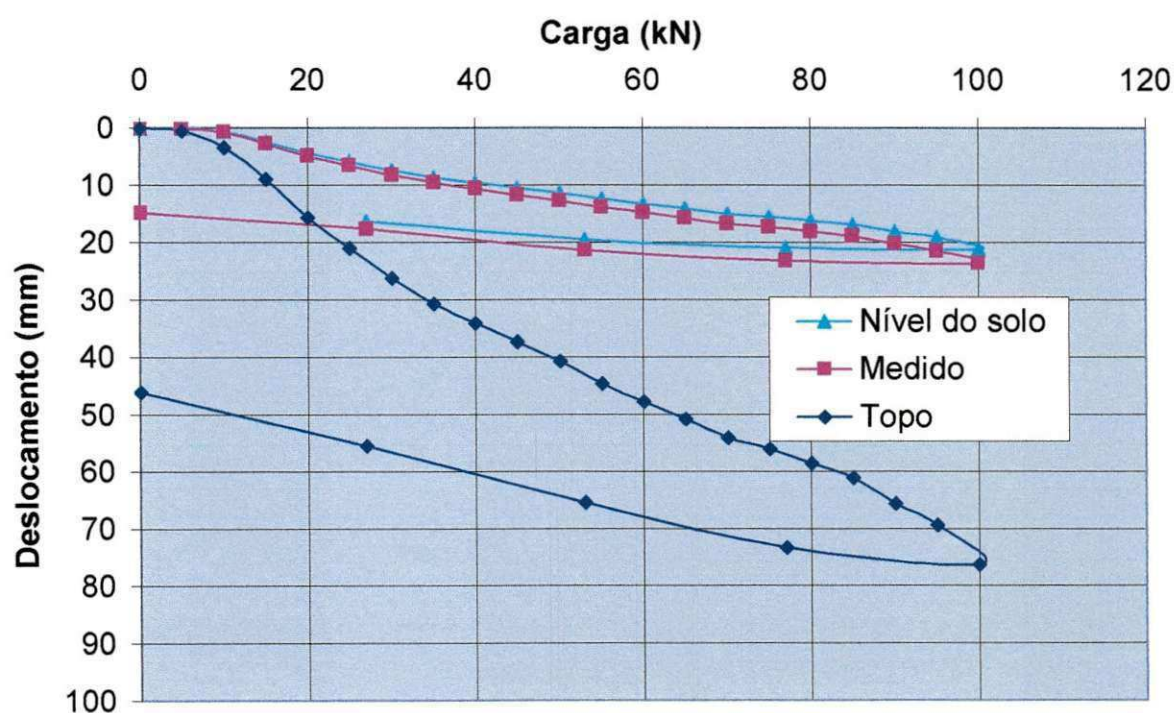


Figura 5.2: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 2, na estaca H1, tipo lenta.

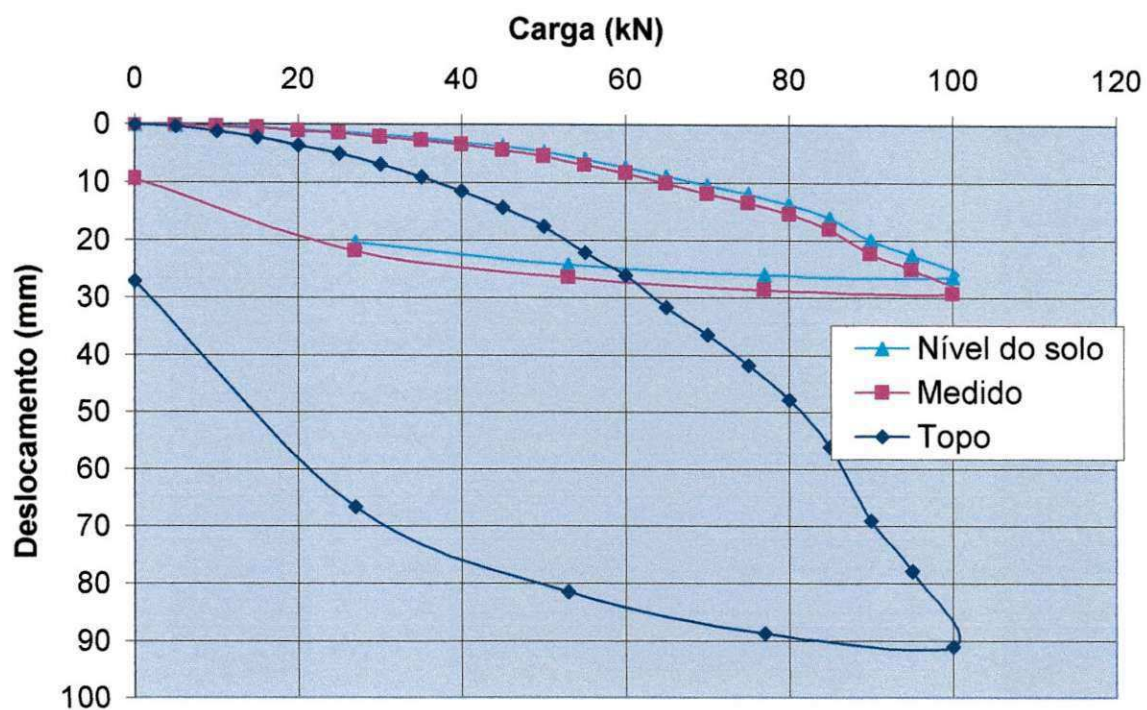


Figura 5.3: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 1, na estaca H2, tipo lenta.

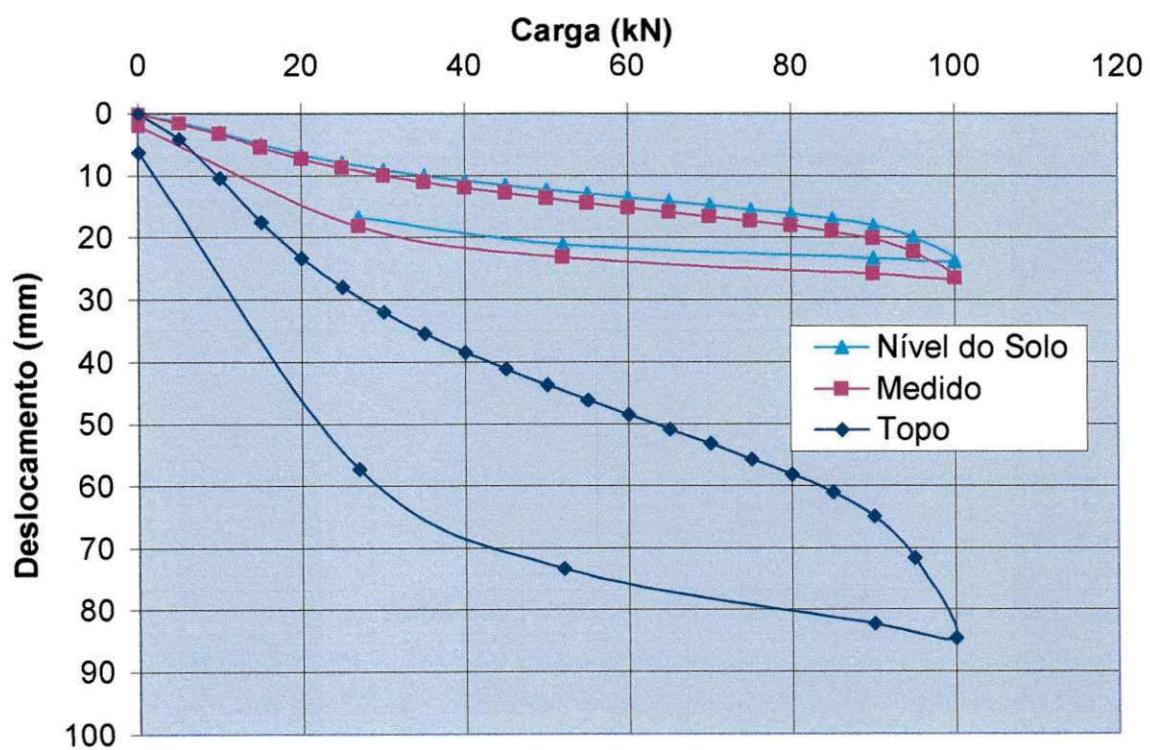


Figura 5.4: Curva carga-deslocamento. Prova de carga 2, na estaca H2, tipo rápida.

O valor de y_3 foi obtido de duas formas: a primeira por extrapolação dos valores medidos; a segunda por cálculo a partir das características da estaca. A Equação 2.16, mostra como obter y_3 das características da estaca. A extrapolação dos valores de deslocamentos medidos na prova de carga foi possível graças à instalação de relógios comparadores em alturas diferentes da estaca, conforme ilustrado na Figura 4.3.

As Figuras 5.5 a 5.8 mostram a comparação entre os valores de y_3 calculado pela Equação 2.16 e os valores medidos com os relógios comparadores. Como pode ser visto, nas Figuras 5.5 e 5.7 os valores de y_3 medidos e calculados são concordantes até cargas de aproximadamente 25kN. Nas Figuras 5.7 e 5.8 esta convergência entre os valores medidos e observados não se verificou.

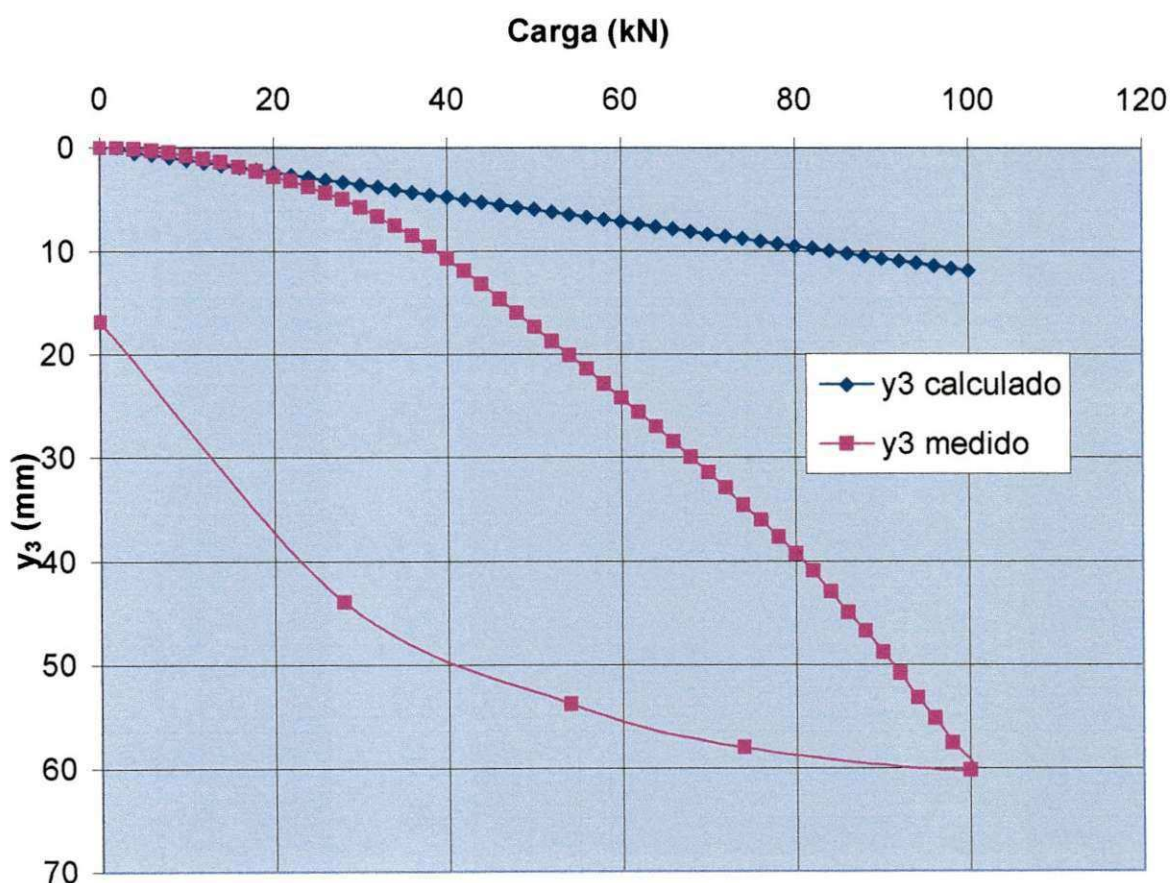


Figura 5.5: Curva carga x y_3 . Prova de carga 1, na estaca H1, tipo rápida.

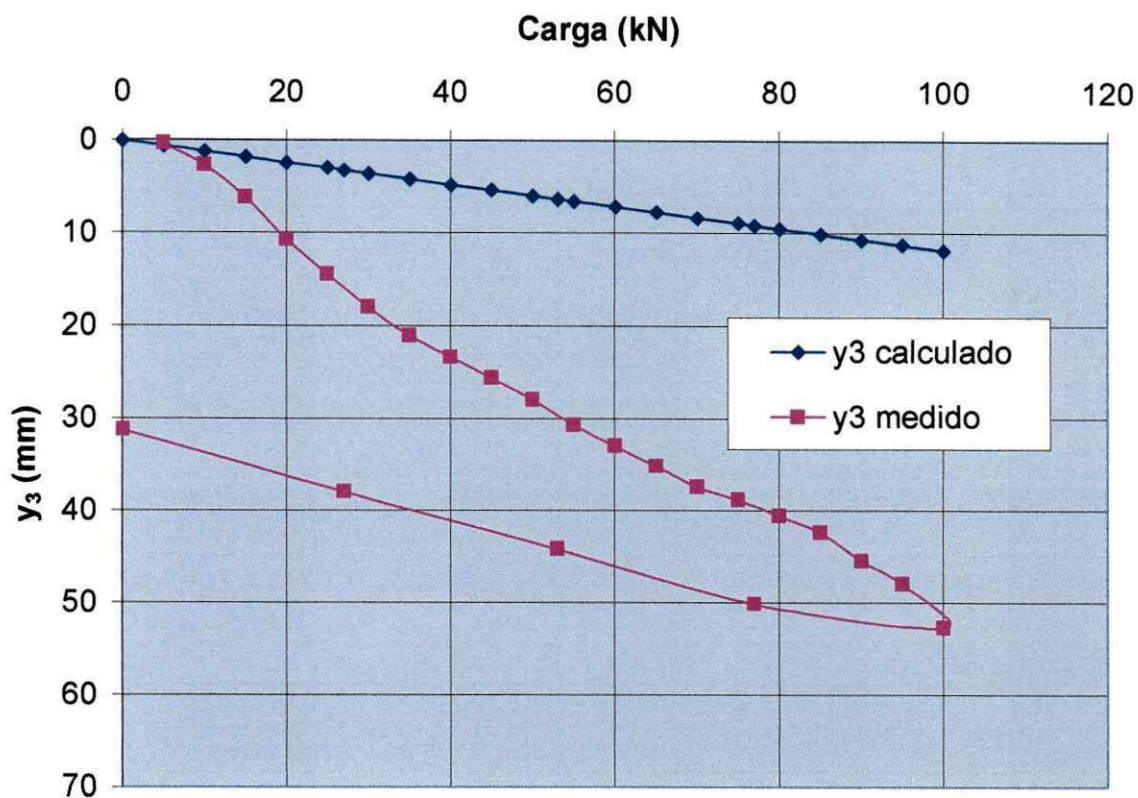


Figura 5.6: Curva carga x y_3 . Prova de carga 2, na estaca H1, tipo lenta.

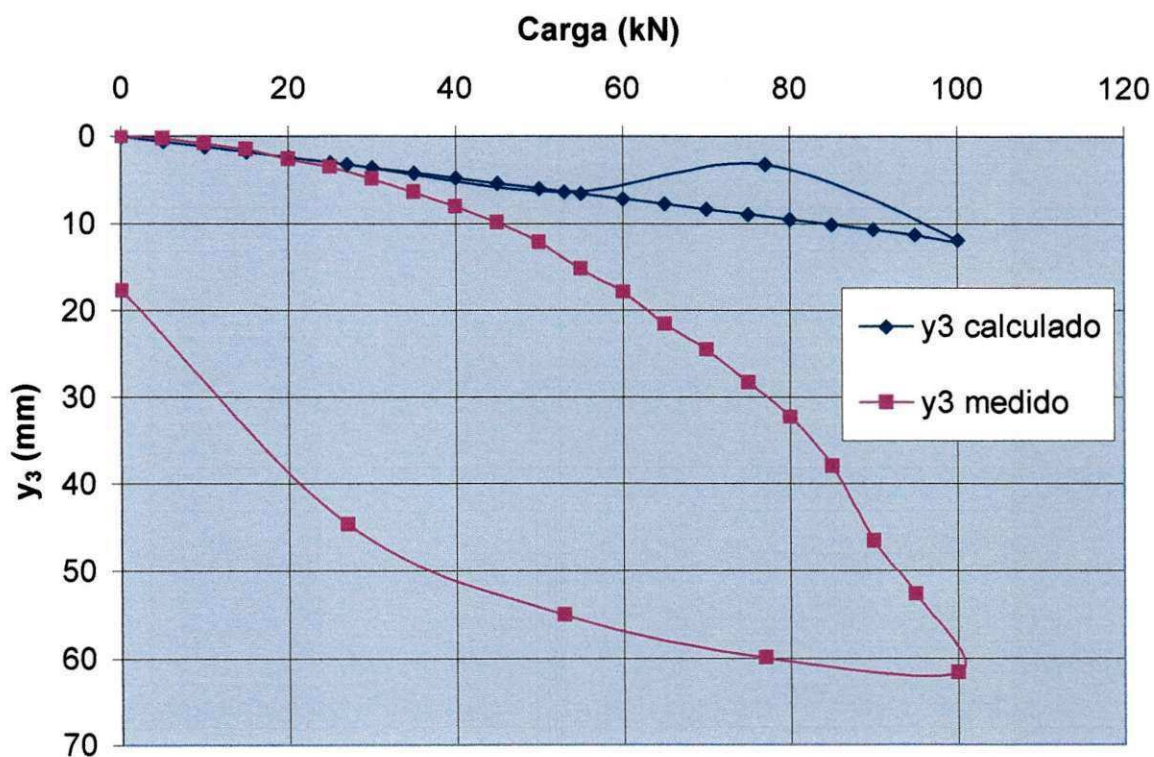


Figura 5.7: Curva carga x y_3 . Prova de carga 1, estaca H2, tipo lenta.

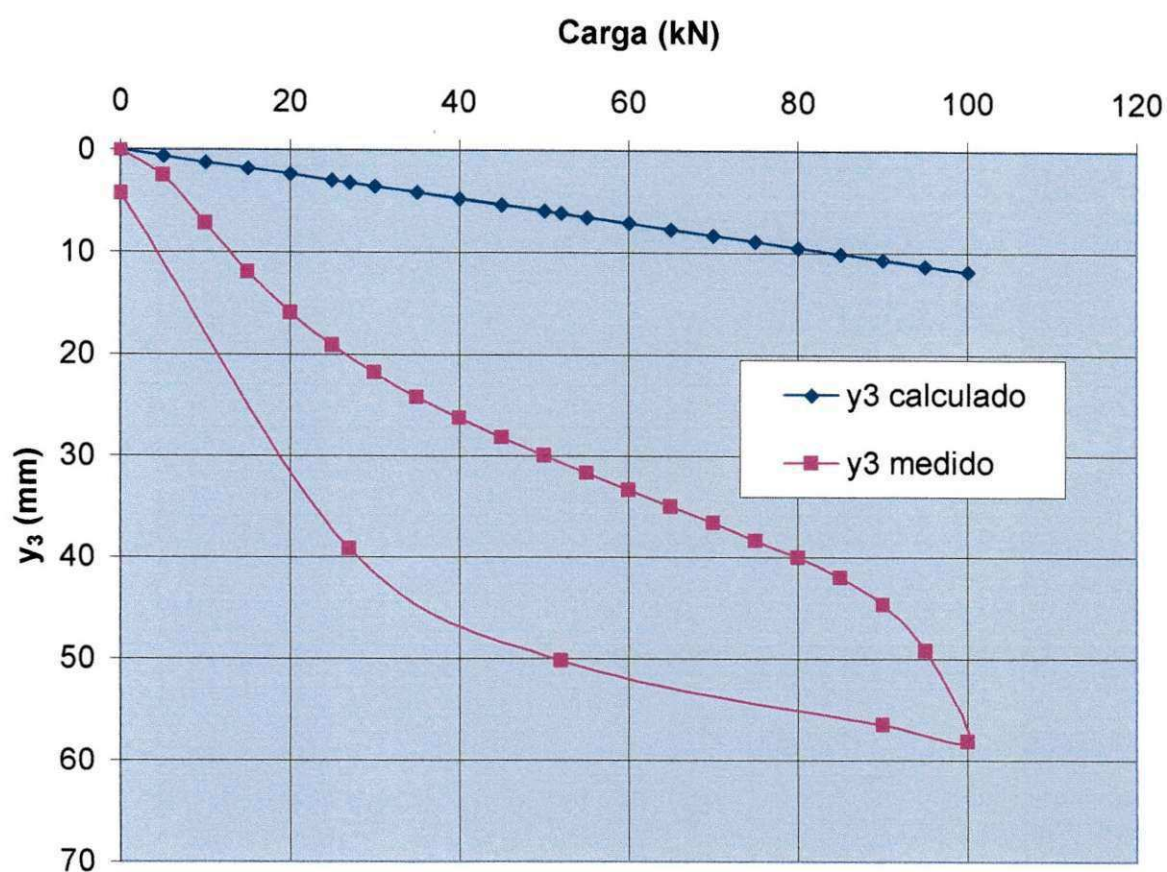


Figura 5.8: Curva Carga x y_3 . Prova de carga2, estaca H2, tipo rápida.

As discrepâncias entre os valores de y_3 medido e calculado podem ser um indicativo de que os valores de EI , presentes na Equação 2.16, não são constantes com o carregamento. Esta hipótese é reforçada pelo aumento das divergências dos valores medidos e calculados quando as cargas solicitantes crescem.

Por outro lado, é de se supor que inicialmente as solicitações estruturais sejam menos influentes que as solicitações do solo. Daí, poderia se presumir que o valor de EI é relativo ao conjunto solo-estaca, e sempre varia.

Com a determinação de T por tentativas e a obtenção de y_0 , obtém-se n_h através da Equação 2.9. Assim, pode-se determinar a curva $n_h x y_0$ para cada prova de carga, considerando EI constante com a fissuração do concreto. Estas curvas estão apresentadas na Figura 5.11.

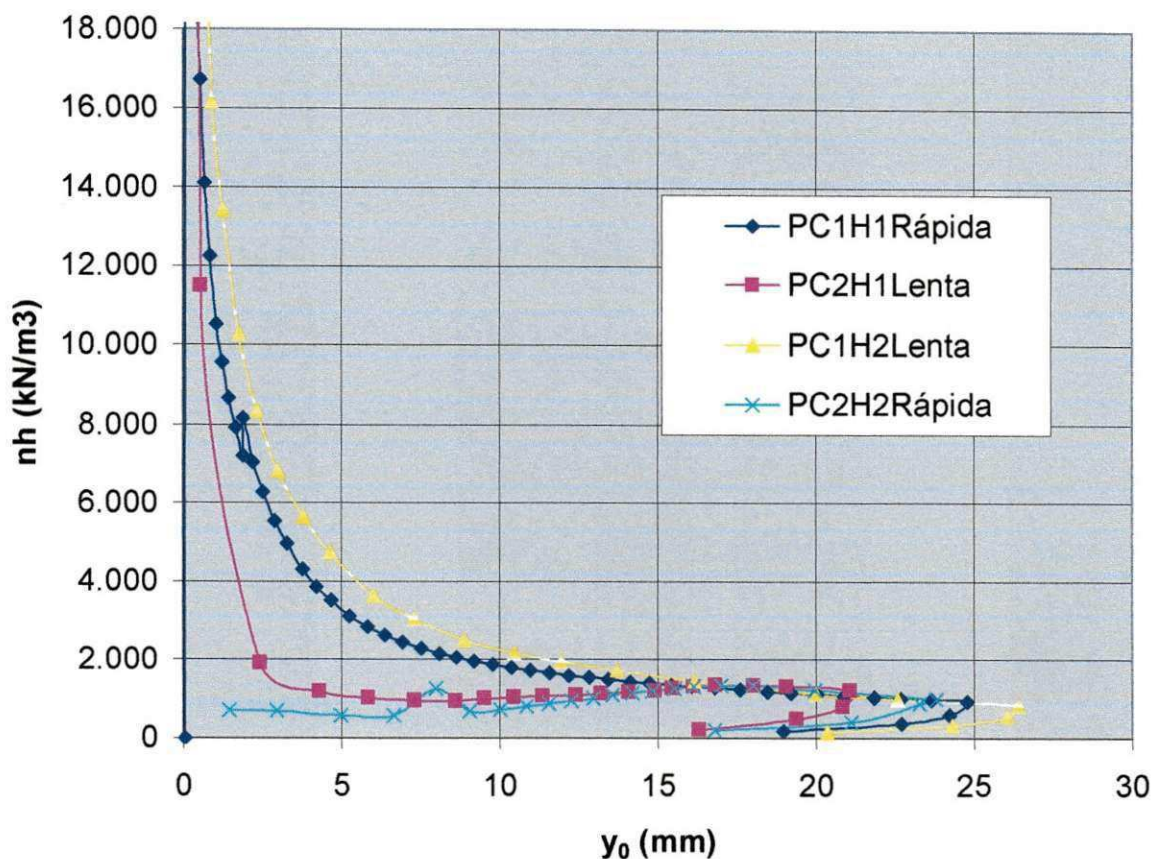


Figura 5.9: Valores do coeficiente de reação horizontal para cada valor de y_0 das provas de carga.

Observando-se as curvas de $nh \times y_0$, mostradas na Figura 5.9, nota-se que os valores de nh diminuem à medida que y_0 aumenta, tendendo a um valor assintótico. Isto significa que para grandes deslocamentos, o valor de nh tende a ser constante. Assumindo que o solo já teria ultrapassado o ponto de plastificação, pode-se considerar que, neste caso, as propriedades estruturais (E , I , T) da estaca estão governando o comportamento da prova de carga. Partindo deste pressuposto, foi adotado um intervalo de y_0 para a estimativa do valor de nh , como foi feito por ALIZADEH & DAVISSON (1970), CINTRA (1981) e MIGUEL (1996). A Tabela 5.1 mostra os valores de nh encontrados para cada ensaio, e o respectivo intervalo de y_0 .

Tabela 5.1: Valores de n_h com os respectivos intervalos de y_0 .

Ensaio	Estaca	Tipo	n_h (kN/m ³)	Intervalo de y_0 (mm)	n_{hi} (kN/m ³)	y_0 (mm)
1	H1	Rápida	1309	10,00-25,00	3.866	4,20
2	H1	Lenta	1146	5,80-21,10	1.907	2,40
3	H1	Rápida	1183	10,00-17,00	1.688	1,72
4	H2	Lenta	1337	11,80-26,40	5.648	3,76
5	H2	Rápida	1062	7,50-18,00	-	-

Na Tabela 5.,1 também foi apontado o valor de n_{hi} . Este valor corresponde ao n_h no trecho inicial da curva carga deslocamento. Este dado procura evidenciar a participação da resposta do solo na resistência ao deslocamento. O valor de n_{hi} varia de 1.688 a 5648 kN/m³.

Os valores de n_h variam de 1062 a 1337 kN/m³. Esses valores de n_h encontrados são da mesma grandez dos sugeridos por TERZAGHI (1955) e DAVISSON (1970) encontrados por MIGUEL (1996).

Como ficou evidenciado que o valor de n_h é influenciado pela estrutura, é preciso considerar que as estacas ensaiadas por MIGUEL (1996) são dos tipos apiloada, escavada, strauss e raiz, enquanto as ensaiadas neste trabalho são somente apiloadas, ainda assim a diferença de y_0 é muito grande.

5.2 Parâmetros de projeto – ensaio pressiométrico

Para este trabalho o valor de Δr foi obtido para o intervalo de pressão correspondente à fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico. A Figura 5.10 mostra as curvas coeficiente de deslocamento horizontal (k_h) versus a profundidade, obtidas dos ensaios pressiométricos. Pode-se observar na Figura 5.10, que k_h cresce com a profundidade, mais acentuadamente no Furo 1 que no

Furo 2. No Furo 1, do primeiro para o segundo metro de profundidade, o k_h é praticamente constante, depois cresce da profundidade de 2m para a profundidade 3m, decrescendo da profundidade de 3m até a profundidade de 6m, voltando a crescer entre as profundidades 6 e 8,5 metros, tendo um novo decréscimo de 8,5m para 9m, de onde inicia-se uma nova tendência de crescimento. Esta variação se dá por causa da mudança do tipo de solo nestes pontos, o que pôde ser verificado na Figura 3.2. Já, no Furo 2, os valores destes acréscimos e decréscimos são menos acentuados. Ainda sobre a diferença entre o comportamento dos Furos 1 e 2, especula-se que sejam por conta de variações (anisotrópicas) do solo local, conforme indica uma análise realizada por ALCANTRA JÚNIOR (2003).

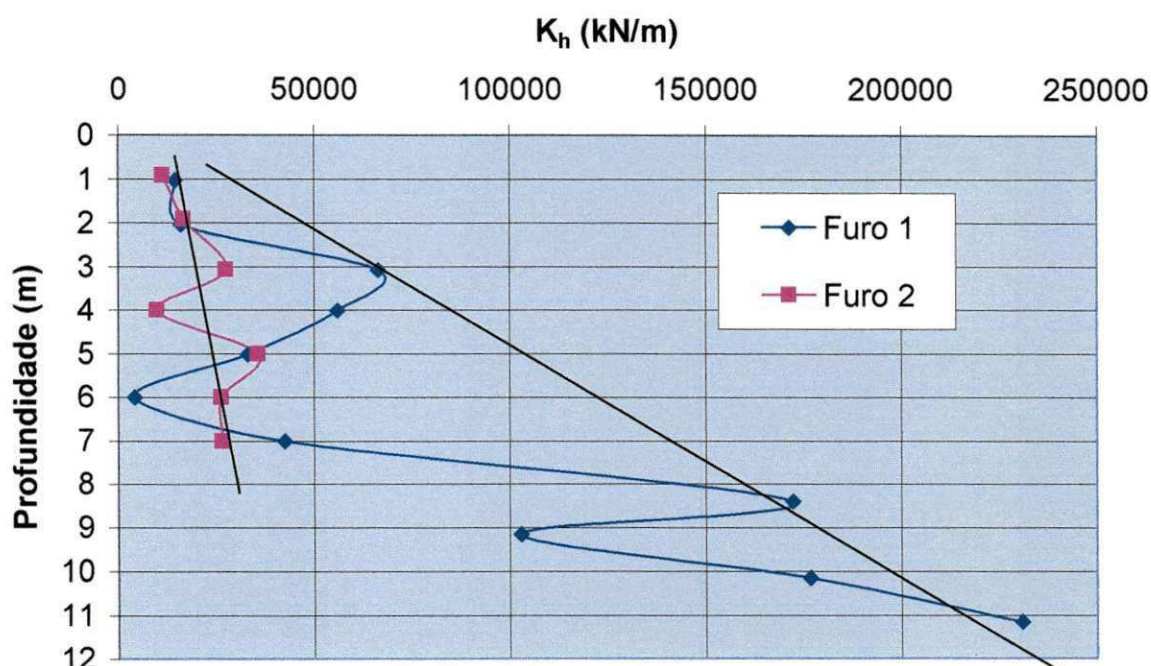


Figura 5.10: Variação do coeficiente de deslocamento horizontal com a profundidade. Ensaio pressiométrico dos Furos 1 e 2.

A literatura traz algumas relações empíricas entre os valores do módulo pressiométrico e dos coeficientes de deslocamento horizontal. CHEN (1978) *apud* BOWLES (1982) diz que os valores de k_h são inversamente proporcionais ao diâmetro da estaca (D) e diretamente proporcionais ao módulo pressiométrico com uma razão igual a 3. A Equação 5.2 apresenta esta relação.

$$k_h = \frac{3E_p}{D} \quad (5.2)$$

A Figura 5.11 apresenta os valores de k_h obtidos por esta relação empírica, ao longo da profundidade do perfil ensaiado. Observa-se nesta figura que k varia com a profundidade. Ainda é possível observar nesta figura que, diferentemente dos valores de k_h mostrados na Figura 5.11, os valores de k_h não têm uma tendência clara de variação ao longo da profundidade.

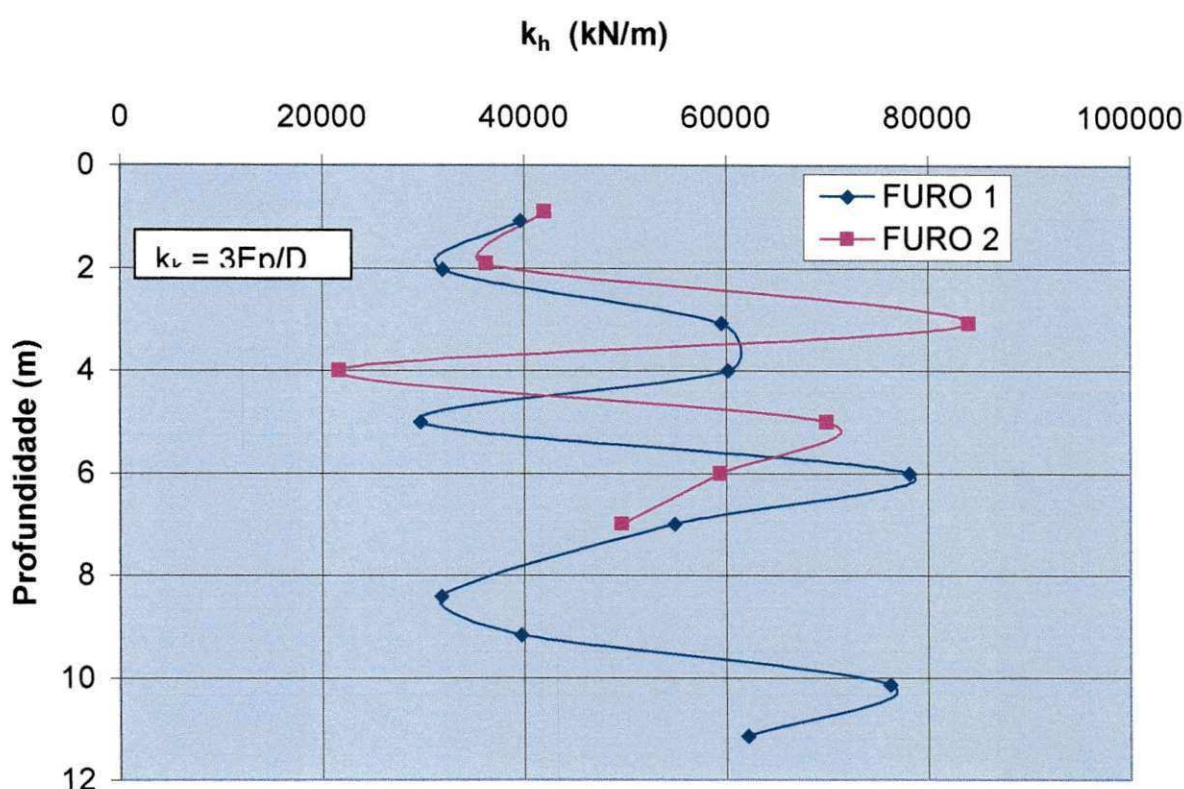


Figura 5.11: Variação do coeficiente de deslocamento horizontal com a profundidade, sendo $k_h = 3E_p/D$.

A relação entre o módulo de deformação obtido com o pressiômetro e o seu diâmetro é, neste caso, uma estrutura empírica do valor de k_h . O valor de k_h , assim estimado varia entre 9.901 a 25.406. Este valor é em média 30% menor que o valor de k_h estimado pela Equação 5.12. Desta forma, a relação empírica entre k_h e E_p proposta neste trabalho é:

$$k_p = \frac{0,70E_p}{D} \quad (5.3)$$

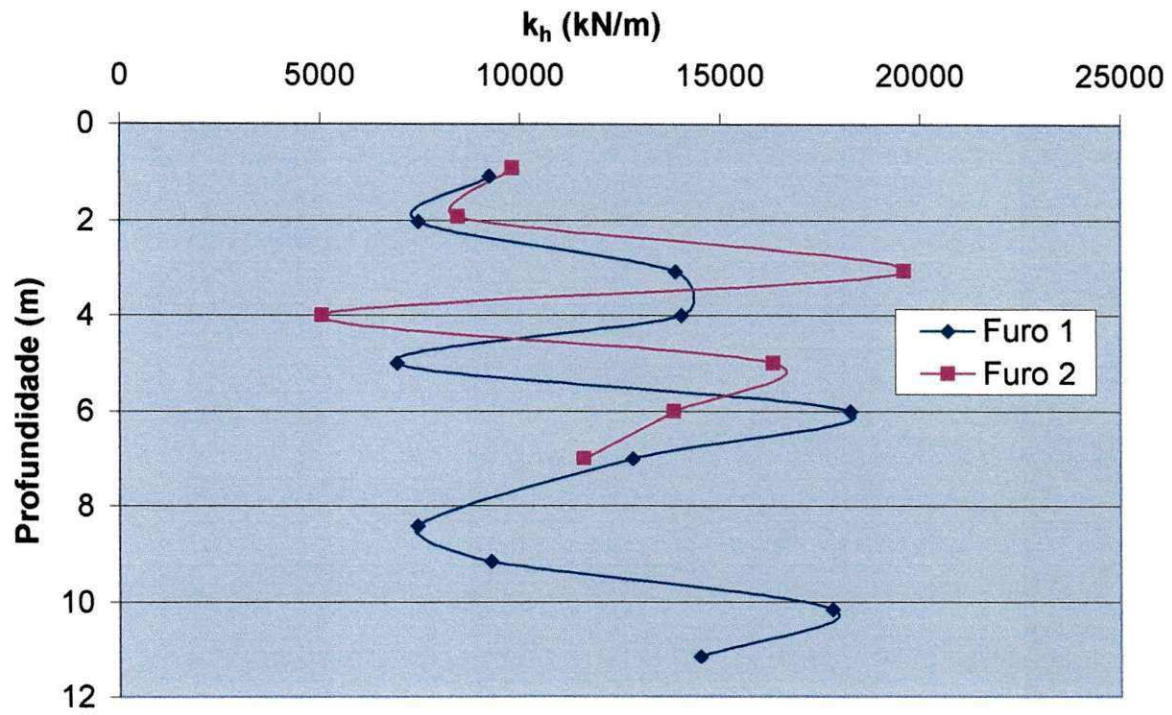


Figura 5.12: Variação do coeficiente de deslocamento horizontal com a profundidade, sendo $k_h=0,70E_p/D$.

5.3 Dimensionamento pelo método pressiométrico

Através das Equações 2.20 e 2.22, foram determinados os valores da resistência do solo devido à reação frontal e devido ao atrito lateral. Estas parcelas fornecem, somadas, o valor da carga total aplicada no pressiômetro, para depois compará-la com os valores encontrados na prova de carga. A Equação 2.21, determina o valor do deslocamento do topo da estaca utilizando os dados encontrados no ensaio pressiométrico.

Os valores da reação frontal (Q) foram determinados utilizando-se a pressão aplicada nos ensaios pressiométricos a um metro de profundidade. O diâmetro da estaca é 0,32m e o fator de forma é $\pi/4$, em razão da estaca ter seção transversal circular.

Os valores do atrito lateral foram determinados utilizando-se o valor da coesão ($c = 28\text{kPa}$) e do ângulo de atrito ($\phi = 46^\circ$), obtidos em ensaios de cisalhamento direto. Para a tensão normal, utilizou-se a pressão corrigida do ensaio pressiométrico. Utilizando assim a Equação 5.4.

$$\tau = c + p_{(pmt)} \cdot \tan \phi \quad (5.4)$$

onde:

c = coesão (28 kPa);

ϕ = ângulo de atrito (46°);

$p_{(pmt)}$ = tensão normal, pressão corrigida do ensaio pressiométrico.

Os deslocamentos horizontais da estaca foram determinados pela Equação 2.32, utilizando-se o incremento de raio do ensaio pressiométrico e os raios da cavidade do ensaio pressiométrico (0,06 m) e da estaca (0,32 m).

Assim foram obtidos os dados mostrados nas Tabelas 5.2 a 5.5, com os dados do Furo 1 do ensaio pressiométrico. São feitas comparações entre o valor do deslocamento horizontal medido nas provas de carga horizontais e os deslocamentos horizontais calculados com base no ensaio pressiométrico. Como os valores da carga no ensaio pressiométrico não são as mesmas das provas de carga, foram feitas extrapolações para se conseguir os valores dos deslocamentos horizontais.

Pode-se observar nas Tabelas 5.2 a 5.5, que os valores de carga onde os volumes do ensaio pressiométrico são praticamente constantes, as diferenças entre os deslocamentos horizontais medidos e calculados são muito baixas, tendendo praticamente a zero. É possível, então, utilizar os deslocamentos horizontais calculados através do ensaio pressiométrico para calcular as estacas.

Tabela 5.2: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC1H1 Rápida).

Q (kN)	F (kN)	(F+Q)	$y_{cal}(mm)$	$y_{med}(mm)$	$\Delta(\%)$
-1,10	7,60	6,50	3,100	0,147	-2.075,44
2,17	11,83	14,00	4,600	0,147	-618,75
2,18	11,83	14,01	7,200	0,64	-1.025,00
-1,00	7,70	6,70	10,900	0,1515	-7.094,72
6,30	17,30	23,60	12,000	1,642	-630,82
22,80	39,10	61,90	13,300	11,677	-13,90
28,50	46,50	75,00	13,300	16,21	-17,95
36,40	57,00	93,40	16,600	24,055	30,99

A Figura 5.13 mostra a comparação da curva carga x deslocamento medida na prova de carga 1, com aquela prevista com base no ensaio pressiométrico. Como se pode observar, para valor muito baixo de carga, as discrepâncias são muito grandes. À medida que o valor da carga aumenta, as discrepâncias vão diminuindo, tornando a aumentar no final.

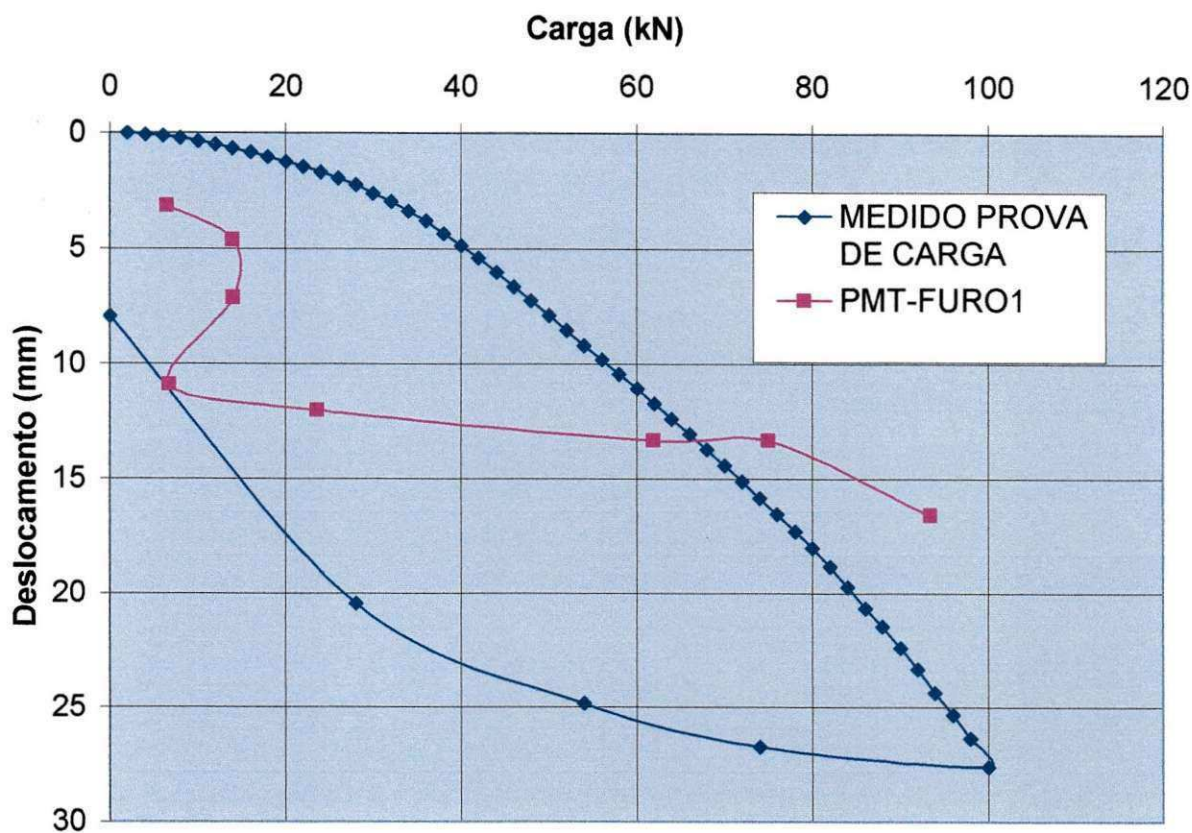


Figura 5.13: Curva carga-deslocamento medido na prova de carga 1 da estaca H1, tipo rápida e calculado pelo ensaio pressiométrico, através do Furo 1.

Tabela 5.3: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC2H1 Lenta).

Q (kN)	F (kN)	(F+Q)	$y_{cal}(mm)$	$y_{med}(mm)$	$\Delta(\%)$
-1,10	7,60	6,50	3,100	0,247	-1.155,00
2,17	11,83	14,00	4,600	2,316	-98,62
2,18	11,83	14,01	7,200	2,316	-210,88
-1,00	7,70	6,70	10,900	0,270	-3.937,04
6,30	17,30	23,60	12,000	6,040	-98,68
22,80	39,10	61,90	13,300	15,130	12,10
28,50	46,50	75,00	13,300	17,320	23,21
36,40	57,00	93,40	16,600	21,030	21,07

Na Figura 5.14 é apresentada uma comparação entre os deslocamentos medidos na prova de carga 2 da estaca H1, do tipo lenta, e os deslocamentos calculados. Como na Figura anterior, as discrepâncias são maiores para as cargas menores, diminuindo para cargas da ordem de 50 a 65 kN, e voltando a aumentar para cargas acima de 65kN, onde o aumento das discrepâncias não é muito drástico.

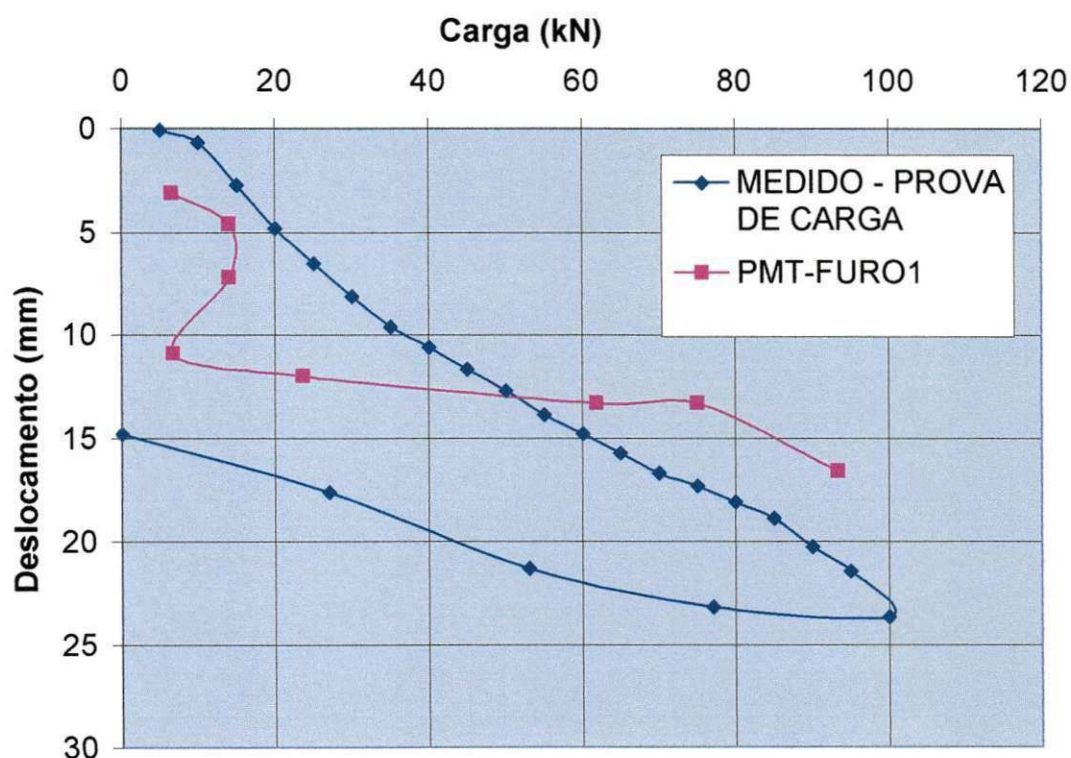


Figura 5.14: Curva carga x deslocamento medido na prova de carga 2, estaca H1, do tipo lenta, e calculada com base no ensaio pressiométrico, para o Furo 1.

Tabela 5.4: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC1H2 lenta).

Q (kN)	F (kN)	(F+Q)	Y_{cal}	Y_{med}	$\Delta(\%)$
-1,10	7,60	6,50	3,100	0,159	-1.849,69
2,17	11,83	14,00	4,600	0,552	-733,33
2,18	11,83	14,01	7,200	0,552	-1.204,35
-1,00	7,70	6,70	10,900	0,168	-6.388,10
6,30	17,30	23,60	12,000	1,382	-768,31
22,80	39,10	61,90	13,300	9,030	-47,29
28,50	46,50	75,00	13,300	13,530	-1,70
36,40	57,00	93,40	16,600	24,280	31,63

Na Figura 5.15, são mostrados que os deslocamentos calculados com base nos dados do pressiômetro são maiores que os valores medidos na prova de carga. Somente a partir de 70 kN é que esses deslocamentos ficam menores que os medidos na prova de carga.

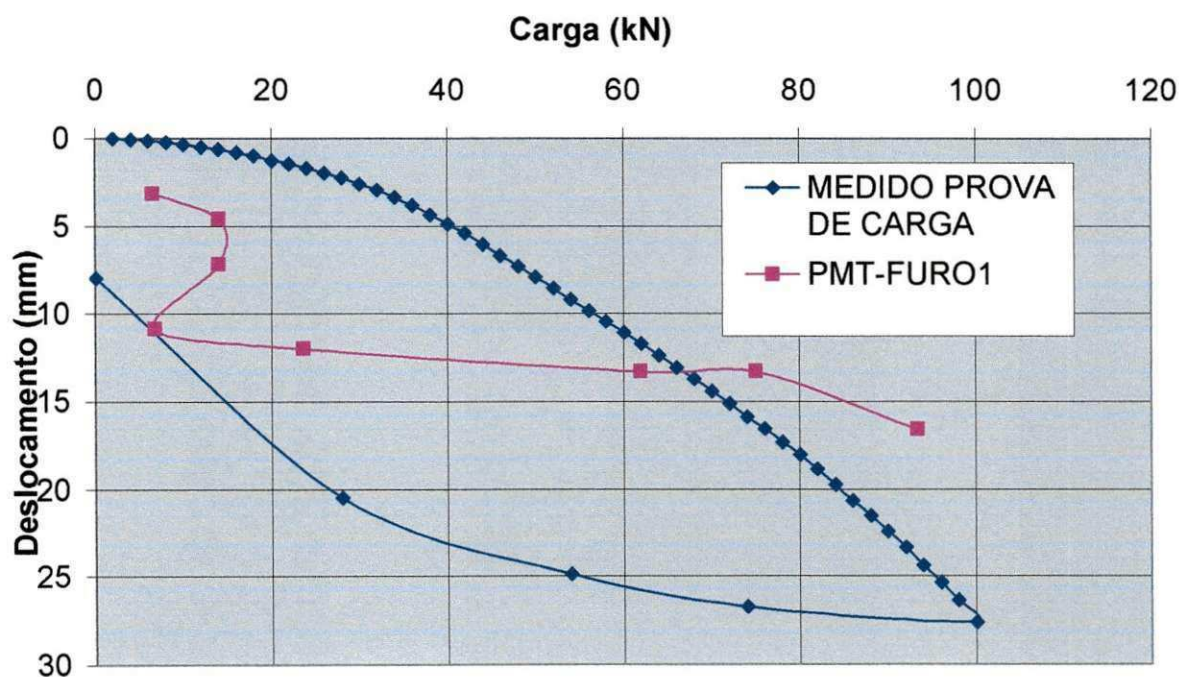


Figura 5.15: Curva carga x deslocamento medido na prova de carga 1, estaca H2, tipo lenta, e calculado com base no ensaio pressiométrico, para o Furo 1.

Tabela 5.5: Carga e deslocamentos calculados e medidos (PC2H2 rápida).

ee	F (kN)	(F+Q)	y_{cal}	y_{med}	$\Delta(\%)$
-1,10	7,60	6,50	3,10	2,12	-46,23
2,17	11,83	14,00	4,60	5,06	9,09
2,18	11,83	14,01	7,20	5,06	-42,29
-1,00	7,70	6,70	10,90	2,18	-400,00
6,30	17,30	23,60	12,00	8,39	-43,03
22,80	39,10	61,90	13,30	15,44	13,86
28,50	46,50	75,00	13,30	17,42	23,65
36,40	57,00	93,40	16,60	21,69	23,47

Da Figura 5.16, observa-se que para cargas abaixo de 20kN, a diferença entre os valores dos deslocamentos previstos e medidos é bastante grande, ficando os deslocamentos previstos hora praticamente iguais aos medidos na prova de carga e hora bem maiores aos encontrados na prova de carga. Para cargas entre 20 e 40 kN, os deslocamentos previstos não se distanciam muito dos medidos, sendo ligeiramente superiores aos medidos na prova de carga. A partir de 40 kN os deslocamentos previstos foram menores que os medidos na prova de carga.

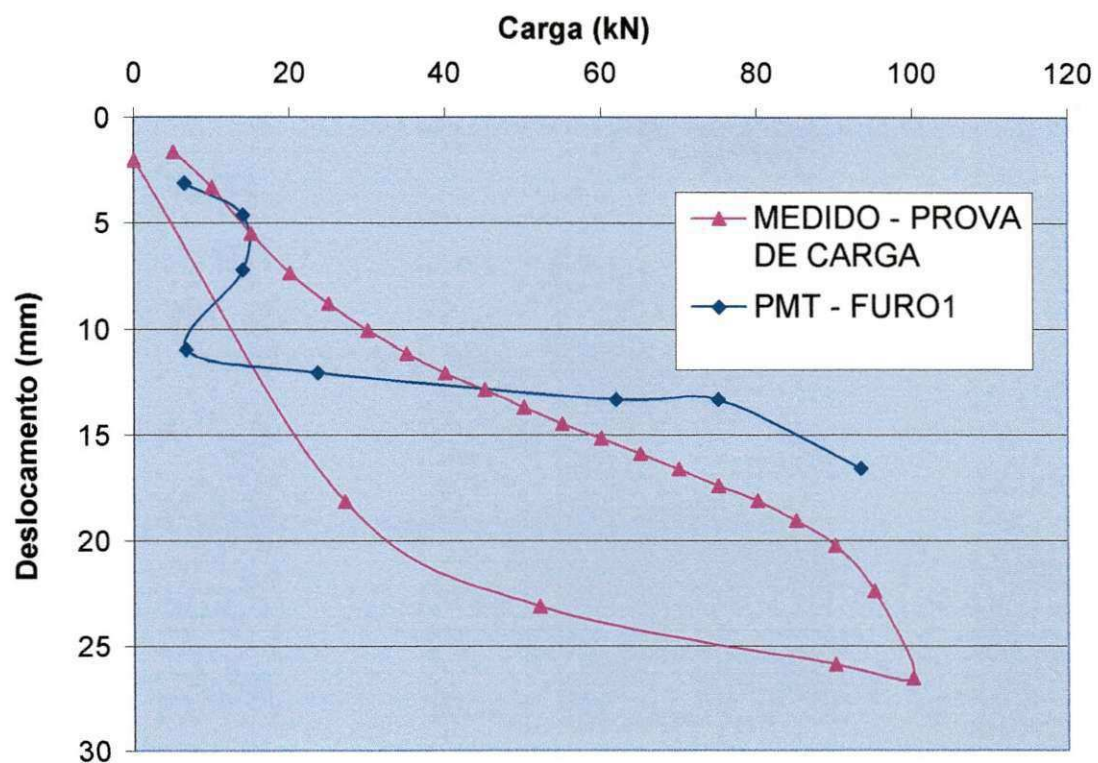


Figura 5.16: Curva carga x deslocamento medido na prova de carga 2, estaca H2, tipo rápida, e calculado com base no ensaio pressiométrico, para o Furo 1.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

- 1) O deslocamento na superfície (y_0) e os valores do deslocamento medidos ($y_1 + y_2$) são próximos.
- 2) Os valores do deslocamento total pode ser até 3,5 vezes maiores que o valor do deslocamento na superfície.
- 3) Os valores de y_3 medidos e calculados são concordantes até cargas de aproximadamente 25kN.
- 4) As discrepâncias entre valores medidos e previstos de y_3 , podem ser devidas à variação da inércia do conjunto estaca-solo durante o carregamento.
- 5) As curvas $nhxy_0$ mostram que, para pequenos deslocamentos, nh diminui acentuadamente com o aumento do deslocamento. Para deslocamentos maiores, nh é relativamente insensível á variação do deslocamento.
- 6) Os valores de nh encontrados são equivalentes aos sugeridos por TERZAGHI (1955), DAVISSON (1970) e MIGUEL (1996).
- 7) Nos ensaios pressiométricos, os valores do k_h crescem com a profundidade. Pode-se perceber que estes valores são bastante variáveis com a profundidade.
- 8) Estimativas empíricas de k_h , com base no PMT, indicam que k_h é da ordem de 0,70% o valor de E_p/D .

- 9) As curvas p - y previstas com uso dos dados pressiométricos não concordam com as curvas p - y obtidos nas provas de carga.

CAPÍTULO 7

SUJESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- 1) Realizações de provas de carga horizontal em outros tipos de estaca e em outros campos experimentais.
- 2) Realização de ensaios pressiométricos, em locais onde já tem provas de carga, para fazer novas comparações de resultados.
- 3) Verificação se as cargas à tração e compressão influenciam no comportamento das estacas carregadas horizontalmente.
- 4) Verificação do valor do módulo de reação horizontal ao longo da profundidade em outros tipos de solos, para compará-los com equações empíricas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALCANTRA JÚNIOR, A. P. **Aplicabilidade do SPT e do CPT no dimensionamento de estacas apiloadas em solos colapsíveis**. Dissertação de Mestrado apresentada ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, 2003. p.98.

ALIZADEH, M. e DAVISSON, M. T. Lateral Loaded Tests on Piles - Arkansas River Project. **Journal of the Soil Mech. And Foud. Div., ASCE**, v. 96, n. SM5, p.p. 1583-1604, 1970. Citado por CINTRA, J. C.A. **Uma análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 150p, 1981.

AMERICA SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D 4717-87. **Standard test Method for Pressumeter testing in soils**. Philadelphia, 1987. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181/84. **Solo – Análise Granulométrica. Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1984.13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122/96. **Estaca e Tubulão – Prova de Carga. Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1996. 6p.

BAGUELIN, F., FRANK, R. A. E SAID, Y., **Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles**, Geotechnique, 27 (3). Setember 1977. Citado por BRIAUD, J-L. **The Pressuremeter**. A. A Balkema/Rotterdam/Brookfield.. Texas A & M University, College Station. Texas 1992. p.132-164.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-HILL International Editions. 4ed. Singapore. 1988.

BRIAUD, J-L. **The Pressuremeter**. A. A Balkema/Rotterdam/Brookfield.. Texas A & M University, College Station. Texas 1992. p.132-164.

BROMS, B. B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 90, nº SM2, Mar, 1964, pg. 27-63. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

BROMS, B. B. **Design of Lateral Loaded Piles**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 91, nº SM3, Mai, 1965, pg. 79-99. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

CAVALCANTE, E. H.. **Considerações sobre Métodos para Estimativa da Capacidade de Carga e do Recalque de Fundações com Base no Pressiômetro de Ménard**. Seminário – COPPE/Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.1999.137f.

CHEN, W. W. **Discussion: Laterally Loaded Piles: Program Documentation**, JGED, ASCE, GT1, Jan., pg 161-162. Citado por BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-HILL International Editions. 4ed. Singapore. 1988.

CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1991.

CINTRA, J. C. A. **Uma análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 150p, 1981. Citado por MIGUEL, M. G.. **Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível...** Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola

de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Paulo, 162p, 1996

DAVISSON, M. T. **Lateral Load Capacity of Piles**. Highway, Research Record, n.333. Pile Foundations, National Research Council, Eashinhton, D.C.,p.104-112, 1970. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

DAVISSON, M.T. e GILL, H. L. **Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System**, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 89, nº SM3, Mai, pg. 63-64. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

DAVISSON, M.T. e PRAKASH. **A Review of Soil-Pole Behavior**, Highway Research Record, nº 39, Stresses in Soils and Layered Systems, National Research Council, Washington, D. C., pg. 25-48. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

DAVISSON, M.T. e ROBINSON, K.E. **Bending and Buckling of Partially Embedded Piles**. In: Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Enh.,VI, Montreal, v.2, p.243-246,1995. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

DÉCOURT, L.; ALBIEIRO, J. H. e CINTRA. J. C. A **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. In: **Fundações Teoria e Prática**. Woldemar Hachich e outros. São Paulo: PINI – ABMS/ABEF. 1998. p. 293.

FÚLFARO, V. J. e BJOMBERG, A. J. S. Geologia. In José Carlos Cintra e José Henrique Albieiro. **Solos do Interior de São Paulo**. São Carlos: EESC-USP. 1993. p. 1-42.

HACHICH, W., et al. **Fundações Teoria e Prática**. ABMS/ABEF. Pini. São Paulo. 1996.

INSTITUTO DE PESQUISA TECNOLÓGICA – IPT (1984): **Mapa Geológico do Estado de São Paulo**. Folha Bauru – SF-22-Z-B. Convenio DAEE e IGCE/UNESP/Campus Rio Claro.

KOCSIS, P. **Discussion of Lateral Load Test on Piles – Arkansas River Project**. Journal of Soil Mech. And Found. Div., ASCE, v. 97, nº SM6, p. 932-935, 1971. Citado por MIGUEL, M. G.. **Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Paulo, 162p, 1996.

MATLOCK, H. e REESE, L. C. Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. In: **Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng.**, V, Paris, v. 2, p. 91-97, 1961. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

MÉNARD, L. **The Ménard Pressuremeter**, Interpretation and application of Pressuremeter test result to foundation design, Soils Soils, nº 26. 1975. Citado por CAVALCANTE, E. H.. **Uma contribuição ao Estudo Tensão-Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade de Recife, Através da Utilização do Pressiômetro de Ménard**. Seminário – Dissertação (Mestrado em Geotécnica) UFPB, Campina Grande, 1997.

MIGUEL, M. G.. **Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível...** Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Paulo, 162p, 1996

MOLITERNO, A **Caderno de Muros de Arrimo**. Editora Edgard Blucher, São Paulo, pg. 140-149, 1980.

PAIVA, W.. **Influência do Processo de Instalação as sonda nos Resultados de Ensaios com Pressiômetro de Ménard**.. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande, 2000.127p.

PALMER, L. A. e THOMPSON, J. B. **The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lenghts of Piles Subject to Lateral Thrust**, Proc. Second Int. Conf. On Soil Mech And Found. Eng., Rotterdam, vol. 5, pg. 156-161. Citado por CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.

SCHNAID, F. **ENSAIOS DE CAMPO e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos. São Paulo, 2000. 133p.

SOUZA, M. L. de. **Pavimentação Rodoviária**. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos. 1980. p.216.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. **Géotechnique**, v.5, n.4, p.297-326, 1955. CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral de Estacas**. Publicação 041/91 reimpressão. Universidade de São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1983.