

PAULO ROBERTO BORGES

**ESTUDO DA PARCELA DE RESISTÊNCIA LATERAL  
EM ESTACAS ESCAVADAS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2004

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e  
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

B732e  
2004  
Borges, Paulo Roberto, 1967-  
Estudos da parcela de resistência lateral em estacas  
escavadas / Paulo Roberto Borges. – Viçosa : UFV, 2004.  
xvii, 97f. : il. ; 29cm.

Orientador: Enivaldo Minette.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de  
Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 95-97.

1. Estacaria (Engenharia civil) - Testes. 2. Fundações  
(Engenharia). 3. Mecânica do solo. 4. Estacas de concreto.  
I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 624.154

**PAULO ROBERTO BORGES**

**ESTUDO DA PARCELA DE RESISTÊNCIA LATERAL  
EM ESTACAS ESCAVADAS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 24 de setembro de 2004.

---

Prof. Roberto Francisco de Azevedo  
(Conselheiro)

---

Prof. Cláudio H. de Carvalho e Silva

---

Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho

---

Prof Stélio Maia Menezes

---

Prof. Enivaldo Minette  
(Orientador)

*Dedico este trabalho*

*A Deus, Senhor de todas as coisas.*

*À minha mãe, razão por eu ser quem hoje sou.*

*À minha avó, com quem aprendo a arte de viver.*

*À Maria Luiza, pelo incentivo do início ao fim desta jornada.*

*À Ana Clara, o maior tesouro da minha vida.*

*Aos meus irmãos, pelos exemplos de vida de cada um.*

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me concedido uma vitória tão expressiva como esta.

À minha família, por sempre ter acreditado nos meus sonhos e me encorajado a continuar mesmo diante de obstáculos que surgiram pelo caminho.

À Maria Luiza, que cedeu grande parte de seu tempo, para que eu pudesse chegar ao resultado final desta dissertação.

À Ana Clara, que na sua inocência muito me ensinou de como a vida pode ser simples se realmente sabemos para onde vamos.

À Universidade Federal Viçosa, pela oportunidade de desenvolver e realizar um projeto de pesquisa, o qual era um sonho até aqui.

A CAPES, por financiar parte do período em que estive envolvido neste trabalho de pesquisa.

Ao Professor Enivaldo Minette, orientador competente e que muito me ajudou a encontrar soluções para o desenvolvimento e conclusão desta pesquisa.

Aos Professores conselheiros, que acompanharam e deram suporte nesta empreitada.

Aos Professores que participaram da avaliação deste trabalho e ainda contribuíram significativa para o aprimoramento do mesmo.

Aos técnicos do LEC (laboratório de engenharia civil), que foram imprescindíveis na realização deste trabalho.

Ao Paulo Afonso, figura ímpar que executou os ensaios de campo, e com quem muito aprendi.

Ao Chiquito, figura importante que esteve sempre pronto a nos ajudar nas tarefas difíceis que surgiram pelo caminho.

Aos companheiros de jornada, Douglas e Adevilson, que participaram de perto de toda montagem e execução das provas de carga.

À Gisele, que participou deste trabalhando contribuindo com a execução do ensaio PMT.

Ao colega Taciano, que dividiu um pouco do seu tempo comigo e juntos aprendemos que nesta empreitada é preciso ajudar-se mutuamente.

Aos colegas, funcionários e professores do departamento de Engenharia Civil, todos tiveram sem dúvida alguma participação fundamental neste trabalho.

A Meksol, empresa que acreditou neste trabalho e nos forneceu ajuda indispensável e que sem a qual este projeto não teria acontecido como planejado.

À Vetorial Engenharia, pelo suporte que deu para que fosse possível a montagem de nossas provas de carga.

Aos companheiros da fábrica de manilhas (UFV), que me ajudaram na montagem, transporte e tantos outros afazeres que se fizeram necessários para que este trabalho chegasse ao seu término.

Ao Laboratório de Materiais de Construção, que teve participação importante nos ensaios de concreto e calibrações de equipamentos que se fizeram necessários.

Aos funcionários da serralharia, pela ajuda em todos os momentos em que precisamos deles.

Ao engenheiro Renato Simões e aos projetistas Fernando e Getúlio, que ajudaram na formatação deste trabalho.

A todos que direta ou indiretamente, participaram deste trabalho. Gostaria de poder citar nome por nome, mais seria uma lista enorme, pois quando estamos diante de um desafio tão grande como este, precisamos e contamos com pessoas dos mais diferentes setores, mais cada uma delas tem importância única e divido aqui o mérito deste trabalho com todas, muito obrigado.

*“... e aprendi que se depende sempre, de tanta, muita, diferente gente, toda pessoa sempre é a marca das lições diárias de outras tantas pessoas...”*

*Gonzaguinha*

## **BIOGRAFIA**

PAULO ROBERTO BORGES, filho de João Borges e Maria José Mesquita Borges, nasceu em 11 de junho de 1967, na cidade de Lavras - MG.

Em fevereiro de 1991, iniciou o Curso de Engenharia Civil, no Centro Universitário da Fundação Mineira de Educação e Cultura, Belo Horizonte – MG, graduando-se em dezembro de 1998.

Em abril de 2002, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa-MG.

## CONTEÚDO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>XI</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>XIV</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>XVI</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XVII</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2. REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Histórico de prova de carga no Brasil.....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 SPT – Ensaio de penetração dinâmica.....</b>	<b>3</b>
<b>2.3 SPT-T – Ensaio de penetração dinâmica com medida de torque.....</b>	<b>5</b>
<b>2.4 PMT – Ensaio pressiométrico.....</b>	<b>8</b>
<b>2.5 DMT – Ensaio dilatométrico.....</b>	<b>11</b>
<b>2.6. Estacas Escavadas.....</b>	<b>13</b>
2.6.1. Estacas Escavadas sem Lama Bentonítica .....	14
2.6.2. Estacas escavadas com uso de lama bentonítica .....	15
2.6.3. Estacas escavadas revestidas .....	15
<b>2.7. Interação solo-estaca.....</b>	<b>16</b>
<b>2.8. Capacidade de carga em estacas.....</b>	<b>17</b>
2.8.1. Métodos estáticos .....	18
2.8.1.1 Métodos estáticos teóricos .....	18
2.8.1.1.1 Método de Terzaghi.....	19
2.8.1.1.2 Solução de Meyerhof.....	21

2.8.1.1.3 Solução de Vesic.....	23
2.8.1.2 Métodos semi-empíricos .....	27
2.8.1.2.1 Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT .....	27
2.8.1.2.1.1 Método de Meyerhof.....	27
2.8.1.2.1.2 Método Aoki-Velloso .....	29
2.8.1.2.1.3 Método Décourt-Quaresma .....	31
2.8.1.2.2 Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT-T .....	33
2.8.1.2.2.1 Método Alonso .....	33
2.8.1.2.2.2 Método Peixoto .....	34
2.8.1.2.3 Métodos semi-empíricos que utilizam o DMT .....	34
2.8.4 Prova de carga .....	35
2.8.4.1. Prova de carga com carregamento lento .....	36
2.8.4.2. Prova de carga com carregamento rápido .....	36
<b>2.9. Atrito Lateral .....</b>	<b>37</b>
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1. Campo experimental.....</b>	<b>40</b>
<b>3.2. Execução e instrumentação das estacas .....</b>	<b>42</b>
<b>3.3 Montagem das reações.....</b>	<b>47</b>
<b>3.4. Vigas de referência.....</b>	<b>51</b>
<b>3.5. Preparo da prova de carga.....</b>	<b>53</b>
<b>4. INVESTIGAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO.....</b>	<b>56</b>
<b>4.1 Investigação de campo.....</b>	<b>56</b>
4.1.1 SPT (sondagem a percussão).....	56
4.1.2 SPT-T (Sondagem a percussão com medida de torque).....	56
4.1.3 PMT – (ensaio pressiométrico) .....	57
4.1.4 DMT – (ensaio dilatométrico).....	57

<b>4.2 Ensaio de laboratório .....</b>	<b>57</b>
4.2.1. Granulometria conjunta .....	59
4.2.2 Massa específica dos sólidos .....	59
4.2.3 Limites de consistência.....	59
4.2.4 Teor de umidade .....	59
<b>4.3 Ensaio especiais .....</b>	<b>60</b>
4.3.1 Ensaio CID na umidade natural.....	60
<b>4.4 Solo estudado.....</b>	<b>60</b>
<b>5. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL ATRAVÉS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS .....</b>	<b>62</b>
<b>5.1 Determinação da capacidade de carga através do método Aoki-Velloso .....</b>	<b>62</b>
<b>5.2 Método Décourt-Quaresma .....</b>	<b>62</b>
<b>5.3 Método Alonso via ensaio SPT-T .....</b>	<b>63</b>
<b>5.4 Método Peixoto via ensaio SPT-T.....</b>	<b>63</b>
<b>5.5 Método para cálculo de capacidade de carga através de dados do DMT.....</b>	<b>63</b>
<b>6. PROVA DE CARGA .....</b>	<b>64</b>
<b>6.1 Instrumentação para prova de carga estática.....</b>	<b>64</b>
<b>6.2 Execução de ensaio.....</b>	<b>66</b>
<b>6.3 Resultados das provas de carga.....</b>	<b>67</b>
<b>7. RESULTADOS .....</b>	<b>68</b>
<b>7.1. Resultados dos ensaios de campo .....</b>	<b>68</b>
7.1.1. Resultados dos ensaios SPT .....	68
7.1.2. Resultados dos ensaios SPT-T.....	70
7.1.3. Resultados dos ensaios PMT .....	71
7.1.4 Resultados dos ensaios DMT .....	73

<b>7.2 Resultados dos ensaios de laboratório .....</b>	<b>77</b>
7.2.1 Ensaio de granulometria conjunta .....	77
7.2.2 Resultado dos ensaios de de peso específico dos sólidos.....	778
7.2.3 Resultados dos ensaios de limites de consistência .....	79
7.2.4 Resultados dos ensaios de teor de umidade.....	79
7.2.5 Resultados dos ensaios triaxiais .....	80
<b>7.3 Resultados dos cálculos de capacidade carga axial para métodos semi-empíricos.....</b>	<b>80</b>
7.3.1 Cálculo de capacidade carga para o método Aoki e Velloso .....	80
7.3.2 Cálculo de capacidade carga para o método Décourt-Quaresma .....	81
7.3.3. Cálculo da capacidade de carga para o método Alonso .....	81
7.3.4 Cálculo da capacidade de carga para o método Peixoto.....	82
7.3.5 Cálculo da capacidade de carga para o método DMT.....	82
7.3.6 Cálculo da capacidade de carga através de método teórico .....	83
7.3.7 Resultados das provas de carga .....	84
<b>8. CONCLUSÕES.....</b>	<b>93</b>
<b>9. REFERÊNCIAS .....</b>	<b>95</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> – Torquímetro utilizado na pesquisa	7
<b>Figura 2.2</b> – Equipamento em operação	7
<b>Figura 2.3</b> – Equipamento em operação	7
<b>Figura 2.4</b> – Pressiômetro	10
<b>Figura 2.5</b> – Sonda pressiométrica	10
<b>Figura 2.6</b> – Dilatômetro de Marchetti	11
<b>Figura 2.7</b> – Reação para cravação do DMT	12
<b>Figura 2.8</b> – Transferência de carga de uma estaca ao solo	17
<b>Figura 2.9</b> – Ruptura teórica segundo Terzaghi (1943)	19
<b>Figura 2.10</b> – Ruptura para fundações profundas, segundo Terzaghi	20
<b>Figura 2.11</b> – Ruptura para fundações profundas, segundo Meyerhof	21
<b>Figura 2.12</b> – Fatores de capacidade de carga, Meyerhof (1953)	22
<b>Figura 2.13</b> – Mecanismo de expansão de uma cavidade esférica – Vesic	23
<b>Figura 2.14</b> – Modelo de ruptura sob a ponta da estaca	25
<b>Figura 2.15</b> – Camadas de um perfil de solo	29
<b>Figura 2.16</b> – Diagrama de tensão vertical junto ao fuste da estaca	38
<b>Figura 3.1</b> – Croqui do campo experimental II e localização das estacas	41
<b>Figura 3.2</b> – Locação dos ensaios e estacas	42
<b>Figura 3.3</b> – Esquema de montagem dos instrumentos de medição	43
<b>Figura 3.4</b> – Desenho esquemático da montagem das reações, vigas de referência e equipamentos utilizados para aplicação da carga e leitura dos deslocamentos	44
<b>Figura 3.5</b> – Chapa de aço, haste e isopor (30 mm espessura) – ponta e topo da estaca	44
<b>Figura 3.6</b> – Vista da montagem das chapas de aço	45

<b>Figura 3.7</b> – Perfil mostrando a concretagem das estacas	46
<b>Figura 3.8</b> – Início da escavação da estaca	46
<b>Figura 3.9</b> – Escavação da estaca com trado mecânico – Vista 01	47
<b>Figura 3.10</b> – Escavação da estaca com trado mecânico – Vista 02	47
<b>Figura 3.11</b> – Montagem do conjunto de equipamentos	48
<b>Figura 3.12</b> – Montagem do conjunto utilizando macaco hidráulico nº 2	49
<b>Figura 3.13</b> – Montagem dos extensômetros	49
<b>Figura 3.14</b> – Curva de calibração do macaco hidráulico nº 1 – (500 kN)	50
<b>Figura 3.15</b> – Curva de calibração do macaco hidráulico nº 2 – (2000 kN)	50
<b>Figura 3.16</b> – viga de referência em madeira – Vista 01	52
<b>Figura 3.17</b> – viga de referência em madeira – Vista 02	52
<b>Figura 3.18</b> – Montagem da prova de carga – Vista 01	53
<b>Figura 3.19</b> – Detalhe da montagem com macaco hidráulico nº 2 – (2000 kN) – Vista 02	54
<b>Figura 3.20</b> – Montagem da prova de carga – Vista 03	55
<b>Figura 3.21</b> – Detalhe da bomba hidráulica e manômetro para aplicação de carga	56
<b>Figura 4.1</b> – Perfil do solo estudado	58
<b>Figura 6.1</b> – Detalhe da montagem da prova de carga	65
<b>Figura 6.2</b> – Posicionamento dos extensômetros	65
<b>Figura 6.3</b> – Detalhe da placa de vidro, onde foram apoiados os extensômetros	66
<b>Figura 7.1</b> – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 1	88
<b>Figura 7.2</b> – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 2	88
<b>Figura 7.3</b> – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 3	89
<b>Figura 7.4</b> – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 4	90

**Figura 7.5** – Gráfico comparativo dos valores para capacidade de carga das estacas ensaiadas

91

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b> – Fatores de capacidade de carga (Bowles, 1968)	21
<b>Tabela 2.2</b> – Fatores de capacidade de carga $N_c$ e $N_\sigma$ segundo <i>Vesic</i>	25
<b>Tabela 2.3</b> – Valores de $K_s$ sugerido por <i>Broms (1965)</i>	26
<b>Tabela 2.4</b> – Valores de $k$ e $\alpha$ (Aoki e Velloso, 1975)	30
<b>Tabela 2.5</b> – Valores de F1 e F2	30
<b>Tabela 2.6</b> – Atrito médio (Décourt e Quaresma, 1978)	31
<b>Tabela 2.7</b> – Valores de C (coesão)	31
<b>Tabela 2.8</b> – Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986)	31
<b>Tabela 2.9</b> – Valores do coef. $\alpha$ em função do tipo de estaca e tipo do solo	32
<b>Tabela 2.10</b> – Valores do coef. $\beta$ em função do tipo da estaca e tipo de solo	33
<b>Tabela 6.1</b> – Aplicação dos estágios de carregamento – estacas E 1; E 2; E 3; E 4	67
<b>Tabela 7.1</b> – Resultados dos ensaios SPT	68
<b>Tabela 7.2</b> – Resultados dos ensaios SPT-T	70
<b>Tabela 7.3</b> – Resultado PMT 01	71
<b>Tabela 7.4</b> – Resultado PMT 02	71
<b>Tabela 7.5</b> – Resultado PMT 03	72
<b>Tabela 7.6</b> – Resultado PMT 04	72
<b>Tabela 7.7</b> – Resultado DMT 01	73
<b>Tabela 7.8</b> – Resultado DMT 02	74
<b>Tabela 7.9</b> – Resultado DMT 03	75
<b>Tabela 7.10</b> – Resultado DMT 04	76
<b>Tabela 7.11</b> – Resultados da granulometria conjunta	77
<b>Tabela 7.12</b> – Resultados dos ensaios de peso específico dos sólidos	78
<b>Tabela 7.13</b> – Resultados dos ensaios de limites de liquidez e plasticidade	79

<b>Tabela 7.14</b> – Resultados dos ensaios de teor de umidade	79
<b>Tabela 7.15</b> – Resultados do ensaio triaxial CID na umidade natural	80
<b>Tabela 7.16</b> – Capacidade de carga segundo o método Aoki-Velloso – utilizando dados do SPT	80
<b>Tabela 7.17</b> – Capacidade de carga segundo o método Décourt-Quaresma - utilizando dados SPT	81
<b>Tabela 7.18</b> – Capacidade de carga segundo o método Alonso – utilizando dados do SPT-T	81
<b>Tabela 7.19</b> – Capacidade de carga segundo o método Peixoto – utilizando dados do SPT-T	82
<b>Tabela 7.20</b> – Capacidade de carga utilizando dados do DMT	82
<b>Tabela 7.21</b> – Capacidade de carga para o método teórico	83
<b>Tabela 7.22</b> – Carga x deslocamento estaca E 1	84
<b>Tabela 7.23</b> – Carga x deslocamento estaca E 2	85
<b>Tabela 7.24</b> – Carga x deslocamento estaca E 3	86
<b>Tabela 7.25</b> – Carga x deslocamento estaca E 4	87
<b>Tabela 7.26</b> – Comparativo entre os métodos para cálculo de capacidade de carga e os resultados das provas de carga	91

## RESUMO

BORGES, Paulo Roberto, M.S., Universidade Federal de Viçosa, setembro de 2004.  
**Estudo da Parcela de Atrito Lateral em Estacas Escavadas.** Orientador Enivaldo Minette. Conselheiros: Dario Cardoso de Lima e Roberto Francisco Azevedo.

Esta dissertação de mestrado estudou o comportamento da parcela referente à resistência lateral, medido ao longo do fuste em 4 estacas escavadas com trado mecanizado e sem o uso de lama bentonítica. O ensaio foi realizado em solo residual maduro com 64% de argila, 33% areia e 3% de silte em média. O campo experimental II se localiza próximo à fábrica de manilhas da Universidade Federal de Viçosa no campus da instituição. Foram realizadas provas de carga com carregamento lento, em 4 estacas escavadas com instrumentação, verificando-se a parcela de carga absorvida pela resistência lateral de cada estaca. São apresentados também o perfil geológico-geotécnico, resultante de investigação realizada através dos ensaios: SPT, SPT-T, PMT, DMT e ensaios de laboratório, tais como: granulometria conjunta, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e ensaios triaxiais. E os dados obtidos foram comparados com os métodos de cálculo de capacidade de carga utilizados correntemente.

## ABSTRACT

BORGES, Paulo Roberto, M.S., Universidade Federal de Viçosa, September 2004.  
**Study of the Parcel of Skin Friction in Excavated Piles.** Advisor: Enivaldo Minette. Committee Members: Dario Cardoso de Lima and Roberto Francisco Azevedo.

This work studied the behavior of the parcel of lateral strength, measured on 4 mechanically excavated piles without the usage of Bentonite mud. The tests were carried out in a mature residual soil composed by 64% of clay, 33% of sand and 3% silt. The study took place at the Experimental Field II, located at the campus of the Universidade Federal de Viçosa. Load tests, with slow loading, verifying the parcel of load absorbed by the lateral strength of each four piles were realized. Also a number of field tests (PMT, DMT, SPT and SPT-T) and laboratory tests (triaxial compression, particle size analysis, consistency limits, density of soil particles) are reported. The results were compared with current load capacity calculation methods.

## 1. INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como objetivo, contribuir para formação de um banco de dados sobre o comportamento de estacas escavadas com trado mecânico. Devido à verticalização das edificações e o aumento da carga imposta ao subsolo pelas fundações, torna-se necessário ampliar pesquisas visando alcançar melhor desempenho e aproveitamento do tipo de elemento de fundação utilizado.

Em primeiro lugar definiu-se o local para instalação do experimento dentro no Campus da UFV. Realizaram-se então diversos ensaios de campo e laboratório para se definir o tipo e perfil do subsolo em questão; ainda foram retiradas amostras indeformadas para ensaios triaxiais. A seguir foram executadas as estacas escavadas, concretadas e depois de vinte e oito dias de cura do concreto, iniciou-se a execução das provas de carga. As estacas aqui ensaiadas foram executadas com diâmetro de 25cm e submetidas a esforços axiais de compressão.

Após análise dos dados das provas de carga, pode-se compará-los com os métodos de cálculo correntes e mais utilizados para este tipo de elemento de fundação, contribuindo assim, com mais um estudo sobre o assunto e como já foi colocado no início, formar-se um banco de dados sobre este tipo de elemento de fundação aplicado ao solo em questão.

Neste trabalho objetiva-se fazer uma abordagem sobre a parcela resistente de atrito lateral em algumas estacas escavadas, executadas com trado mecânico e sem o uso de lama bentonítica. As estacas foram escavadas em um perfil de solo definido via ensaios de campo e laboratório. Não se pretende criar um novo método de cálculo para este tipo de estaca e sim, aprofundar os conhecimentos e entender como os métodos existentes se comportam, comparando os seus resultados com resultados de prova de carga estática com carregamento lento, ao qual serão submetidas às estacas referentes a esta dissertação de mestrado.

Com os resultados dos ensaios obtidos neste trabalho, pôde-se então ampliar o banco de dados para a região de Viçosa, acrescentando os resultados obtidos e utilizando-os para futuros trabalhos com este tipo de elemento de fundação, tanto para parte experimental, bem como para execuções de obras reais. É sempre bom salientarmos que em termos de fundações não é possível generalizar e por isto, os resultados apresentados

devem ser utilizados com cautela, porém todo estudo é sem dúvida uma contribuição para entender cada vez mais as condicionantes geológico-geotécnicas de cada caso estudado.

Os resultados das provas de carga foram comparados e analisados em relação aos métodos empíricos de Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma, Urbano Alonso e os métodos teóricos, utilizando os valores de coesão e ângulo de atrito, conseguidos nos ensaios triaxiais.

## 2. REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 Histórico de prova de carga no Brasil

O ensaio de prova de carga com carregamento lento ou rápido é norteado pela *NBR 12.131/92*. A execução de prova de carga visa fornecer dados para avaliar o comportamento carga x deslocamento e fornecer a capacidade de carga real de cada elemento de fundação.

Conforme é de conhecimento de toda a comunidade geotécnica, este procedimento para se avaliar a performance de uma estaca ou elemento de fundação, é sem dúvida o mais confiável e pode-se dizer real sobre as condições de pressão a que este elemento está submetido. Embora seja considerado um procedimento dispendioso, é em contra partida um dos melhores métodos para se avaliar as condições de trabalho de um elemento de fundação e podendo os seus resultados ser comparados com os valores apontados em projeto. Segundo Velloso (1989, p. 5) “a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca”.

Não será descrita aqui a metodologia utilizada para a execução de uma prova de carga estática com carregamento lento, pois a mesma se encontra detalhada na *NBR 12.131/92*. Apenas deixa-se explícito quão grande é a importância da realização deste ensaio para a total compreensão sobre o que ocorre com o elemento de fundação ensaiado.

Neste trabalho será utiliza-se este ensaio (prova de carga estática com carregamento lento) e os resultados obtidos apresentados em gráficos e analisados comparativamente com os resultados obtidos através de variados métodos de cálculo de capacidade de carga.

### 2.2 SPT – Ensaio de penetração dinâmica

O ensaio de penetração dinâmica “*SPT*” é utilizado para se obter a resistência do solo através da profundidade perfurada. No Brasil, este tipo de ensaio foi introduzido em 1939 por Grillo, do IPT de São Paulo. Ao se realizar uma sondagem, o que se pretende é avaliar o tipo de solo atravessado e a resistência oferecida por ele, resistência esta denominada de  $N_{spt}$ , também, pode ser obtido com este tipo de ensaio a posição do

nível d'água encontrado logo após a perfuração e confirmado na vigésima quarta hora seguinte.

No Brasil e praticamente em todo o mundo, o ensaio de penetração dinâmica é o mais utilizado entre todos os ensaios de campo existentes, isto porque, é um ensaio de custo relativamente baixo e por permitir uma identificação da densidade dos solos granulares, bem como a identificação da consistência dos solos coesivos, chegando a ser possível até mesmo identificar rochas brandas.

Segundo Schnaid (2000), métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas, utilizam sistematicamente os resultados obtidos no ensaio de penetração dinâmica para seus cálculos, especialmente no Brasil.

Este ensaio consiste em medir a resistência dinâmica em uma sondagem de simples reconhecimento do solo que se investiga. Faz-se a perfuração por trado e/ou circulação de água, utilizando-se o trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Para tal ensaio, utiliza-se um amostrador padrão ABNT, que é cravado no fuste aberto pelo trado ou trépano, através de golpes utilizando-se um martelo e uma altura padronizadas. O valor do  $N_{spt}$  é o número de golpes necessário para penetrar o amostrador  $30\text{ cm}$  no solo, após uma cravação inicial de  $15\text{ cm}$ . Esta operação é repetida sucessivamente, ou seja, escava-se um metro de solo e logo após crava-se o amostrador  $45\text{ cm}$ , chegando-se até o limite de penetração conseguido através deste tipo de equipamento.

Este ensaio se popularizou em relação aos demais, devido à simplicidade e robustez do seu equipamento e o baixo custo de execução. É preciso lembrar que existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de execução em cada país. O resultado desta diferença pode gerar uma não uniformidade nos dados obtidos.

São apresentados a seguir alguns dos fatores que influenciam os resultados de ensaios realizados segundo a descrição de normas e da boa prática de engenharia. Ainda segundo Schnaid (2000), dentre estes fatores, podem ser citados: I – Escavação; a) perfuração revestida e não preenchida totalmente com água; b) uso de lama bentonítica; c) revestimento cravado além do limite de cravação; d) ensaio executado dentro da área revestida. II – Equipamento; a) martelo – energia transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação de queda, massa do martelo e uso de cepo de madeira

no martelo; b) haste – peso, rigidez, comprimento e perda de energia nos acoplamentos; c) Amostrador – integridade da sapata cortante, uso de válvulas, uso de plástico interno (prática americana).

Outro ponto a ser observado neste tipo de ensaio, é a eficiência. A eficiência  $E_i$  do *SPT* deve ser observada com critério, pois a mesma pode variar de até três vezes entre si, variando-se também os valores de  $N_{spt}$ , que variam com o inverso da eficiência. Então se tem, para um *SPT* com eficiência de 45%, o valor de  $N_{spt}$  será o dobro do correspondente a outro *SPT* cuja eficiência seja de 90%. Ao se fazer correlações estabelecidas em outros países, deve-se sempre procurar saber qual a eficiência do equipamento utilizado para a execução do ensaio e proceder-se aos ajustes necessários em relação à eficiência do mesmo.

Segundo Décourt (1989) a eficiência do *SPT* brasileiro, quando o mesmo é executado segundo a *NBR 6484/79*, é em média de 72%.

### **2.3 SPT-T – Ensaio de penetração dinâmica com medida de torque**

Ranzini (1988) sugeriu que se medisse o torque após a execução do ensaio *SPT*. A introdução deste ensaio na rotina dos serviços de sondagem e o estabelecimento de regras básicas para sua interpretação é obra de Décour & Quaresma Filho (1994). Basicamente, o equipamento constitui-se de um torquímetro, uma chave soquete, um pino adaptador e um disco centralizador que são acoplados às hastes, após a cravação dos 45 cm do amostrador.

A medida do torque é efetuada ao término de cada etapa do ensaio de penetração dinâmica *SPT*. Depois de cravado o amostrador, seguindo-se as recomendações da *NBR 6484/79*, retira-se a cabeça de bater e é acoplado o disco centralizador até apoiar-se no tubo guia, onde se encontrava a cabeça de bater. Rosqueia-se o pino adaptador e acopla-se na chave soquete o torquímetro. Inicia-se o movimento de rotação das hastes, usando-se o torquímetro como braço de alavanca. Um observador deve acompanhar a leitura do torquímetro, anotando o valor máximo lido e avisando o operador para que seja interrompido o movimento de rotação depois de alcançada esta leitura, podendo-se ainda ser anotada a leitura de torque residual, para tanto o operador deve continuar o movimento de rotação até se atingir o torque residual. Esta operação é repetida após cada metro de sondagem executado, limitando-se pela capacidade do torquímetro, que nunca

deve ser inferior a  $50 \text{ kgf} \times \text{m}$ . Com este procedimento, pode-se obter um dado importante para uma avaliação mais precisa do atrito lateral desenvolvido entre o amostrador e solo. Alonso (1994) apresentou correlações entre  $f_s$  medido com torquímetro através da fórmula proposta por Ranzini (1988) e a resistência dinâmica à percussão  $N_{spt}$  do ensaio tradicional *SPT*.

O índice de torque  $TR$  é a relação entre o valor de torque medido em  $\text{kgf} \times \text{m}$  e o valor do  $N_{spt}$  ( $T/N$ ). O estabelecimento de correlações estatísticas entre o valor de torque ( $T$ ), em  $\text{kgf} \times \text{m}$  e o  $N_{spt}$  permite enquadrar os solos em um novo tipo de classificação onde sua estrutura desempenha um papel fundamental.

Outro dado que pode ser trabalhado através do ensaio *SPT-T*, é a relação de  $N_{eq}$  (N equivalente). Se para os solos da bacia sedimentar terciária de São Paulo, a relação  $T/N = 1,2$  e sendo esta bacia uma das mais estudadas do país, foi proposto por Décourt (1991b), que para outros solos com valores de  $TR$  os mais diversos possíveis, pode-se utilizar a relação  $N_{eq} = T/1,2$ . A idéia seria utilizar os valores de torque, que são menos suscetíveis a influência causada pela estrutura dos solos, que os valores de  $N_{spt}$ . Se o raciocínio estiver correto, poderíamos utilizar deste valor de  $N_{eq}$  para comparar o solo estudado com os solos da bacia sedimentar terciária de São Paulo. Embora seja um estudo interessante, muito ainda há que se caminhar para que esta afirmação seja de fato aceita, pois como se sabe, para cada região o melhor é se ter um banco de dados local e com isto se definir as correlações pertinentes.

Existem ainda outras propostas para cálculo direto de adesão através do ensaio *SPT-T* e que serão aqui analisados, tais como: o método desenvolvido por Peixoto (2001) e o método descrito acima proposto por Alonso (1994) para o cálculo direto de  $r_l$  através dos valores de  $f_s$ , obtidos da expressão proposta por Ranzini (1988).

Nas figuras 2.1, 2.2 e 2.3, são mostrados o equipamento e o seu uso no Campo Experimental II da UFV, em Viçosa.



Figura 2.1 – Torquímetro utilizado na pesquisa



Figura 2.2 – Equipamento em operação



Figura 2.3 – Equipamento em operação

## 2.4 PMT – Ensaio pressiométrico

O ensaio pressiométrico foi desenvolvido pelo engenheiro francês *Luis Menárd* em 1955, que definiu o pressiômetro como sendo

um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo. (MENARD, 1995, p.75)

Este equipamento é hoje uma reconhecida ferramenta de investigação geotécnica e particularmente útil na determinação do comportamento tensão x deformação de solos *in situ*, conforme cita Schnaid (2000).

Existem hoje três tipos de equipamentos para ensaio presiometrico. A seguir cada um deles será descrito:

a) Pressiômetros em perfurações – depois de escavado o furo de sondagem, a sonda pressiométrica é inserida no solo. Utiliza-se um trado específico para que o solo sofra a menor perturbação possível e evita-se o amolgamento dos solos nesta escavação. É preciso salientar ainda que a execução dos furos depende da natureza do solo, de sua resistência e da presença do lençol freático.

Segundo Rocha Filho (1991); Schnaid e Rocha Filho (1994), em solos residuais, a experiência brasileira tem demonstrado que o uso de trado manual para execução da perfuração é muito satisfatório.

O pressiômetro de Ménard (1995) enquadra-se nesta categoria e foi o equipamento utilizado para os ensaios executados nesta dissertação. O equipamento é constituído de uma sonda pressiométrica, um painel de controle de pressão e volume de água e uma fonte de gás comprimido para fornecer a pressão.

Em linhas gerais, podemos descrever o ensaio da seguinte forma: escava-se o furo de sondagem com o trado específico e retira-se uma amostra de solo a cada 20 cm, fazendo inicialmente uma análise táctil visual do material retirado. Introduce-se a sonda pressiométrica na cota desejada e a partir de então, passa-se a expandi-la através de incrementos de pressão. Em cada incremento de pressão são registradas as leituras no volumímetro, aos 15, 30 e 60 segundos. Após os 60 segundos, um novo incremento de pressão é aplicado e com as leituras do volume injetado ao final dos 60 segundos, mais

o valor da pressão aplicada de cada incremento, traça-se a curva pressão x volume injetado.

b) Pressiômetro autoperfurante (SBPM) – Este tipo de procedimento visa minimizar os efeitos de perturbação do solo ao redor da sonda, que são causados pela inserção do equipamento no terreno. Uma sapata cortante no fundo da sonda fragmenta as partículas de solo que são retiradas via circulação de água até a superfície.

c) Pressiômetro cravado – A penetração da sonda no terreno é feita via cravação. Existem diferentes técnicas para execução deste ensaio, destacando-se entre elas o cone-pressiômetro (CPMT), que combina a robustez do cone com as medidas de tensão x deformação fornecidas pelo pressiômetro. O ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em cotas pré-determinadas, onde se procede a expansão da membrana da sonda pressiométrica, registrando-se as leituras obtidas.

Colocadas as possibilidades de equipamentos para o ensaio, resta-se frisar que a qualidade do mesmo será fruto de controle rigoroso de execução e procedimentos cuidadosos na calibração do equipamento.

Em um trabalho recente Custódio (2003) faz uma descrição detalhada deste ensaio, onde se aprofunda no método de execução e também nos parâmetros obtidos no ensaio. Aqui neste trabalho, utilizou-se o ensaio pressiométrico como ferramenta auxiliar para se obter dados para cálculo de capacidade de carga, portanto não se pretende aqui se aprofundar ou descrever este ensaio detalhadamente.

As Figuras 2.4 e 2.5 mostram o equipamento utilizado neste trabalho de dissertação.



Figura 2.4 - Pressiômetro



Figura 2.5 – Sonda pressiométrica

## 2.5 DMT – Ensaio dilatométrico

O ensaio desenvolvido por Silvano Marchetti, professor e pesquisador que o concebeu, construiu e formulou os conceitos básicos para interpretação de seus resultados.

O dilatômetro em termos de equipamento constitui-se em uma lâmina de aço inoxidável e no centro de uma das faces, encontra-se uma membrana circular bem delgada que pode ser comparada a uma célula do tipo pressão total.

A execução do ensaio dilatométrico consiste em cravar a lâmina dilatométrica no terreno e a cada 20 cm de penetração, aplica-se uma pressão na membrana e anotam-se as leituras *A*, *B* e *C*. A leitura *A* refere-se à pressão necessária para que haja um deslocamento horizontal do contra da membrana de 0,05mm ( $\pm 0,02$  mm), a leitura *B* refere-se à pressão para deslocar 1,10mm ( $\pm 0,03$ mm) e finalmente a leitura *C*, que se refere à pressão interna durante a despressurização do sistema, medida esta utilizada quando se trabalha abaixo do lençol d'água.

O equipamento utilizado neste trabalho é mostrado na Figura 2.6 e como se pode observar, a conformação do conjunto permite uma perturbação mínima da massa de solo ao redor do mesmo. Para sua penetração utilizou-se a reação desenvolvida por Minetti e Outros (1998). É possível deduzir que o equipamento permite boa performance na execução do ensaio.



Figura 2.6 – Dilatômetro de Marchetti

A reação utilizada para cravar o DMT pode ser vista na Figura 2.7, que é apresentada abaixo.



Figura 2.7 – Reação para cravação do DMT

Segundo Marchetti (1980), foram definidos três índices básicos na interpretação do ensaio, depois de obtidas as pressões  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ . Através das diferenças entre as pressões  $P_0$  e  $P_1$ , pode-se determinar o módulo de elasticidade do solo  $E_D$ , tendo como solução matemática à expressão:

$$E_D = 34,7 (P_1 - P_0) \quad (2.4)$$

Sendo o módulo  $E_D$  drenado em areias, não drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argilo-arenosos.

Definiu-se também o índice de material  $I_D$ , que é a razão entre  $(P_1 - P_0)$  e a pressão horizontal efetiva  $(P_0 - u_0)$ , tendo como solução matemática à expressão:

$$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - u_0) \quad (2.5)$$

Este índice é utilizado para indicar o tipo de solo que se está penetrando. É importante colocar que o índice de material  $I_D$  fornece o comportamento mecânico da massa de solo que esta sendo penetrada pela lâmina dilatométrica e não analisa granu-

lometricamente o solo atravessado. Este detalhe é importante, pois neste ensaio não retiramos amostras do solo para análise tátil-visual e, portanto não é possível definir se, por exemplo, uma argila está se comportando como um silte e vice-versa. Frisa-se então, que a classificação do tipo de solo atravessado é realizada através de seu comportamento mecânico.

O terceiro e último parâmetro fornecido pelo ensaio dilatométrico é o índice de tensão horizontal  $K_D$ , que é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso  $K_0$ .

Conforme relata Schnaid (2000), o aumento de  $K_D$  é proporcional à tensão horizontal *in situ*, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobreadensamento *OCR*, idade do depósito e grau de cimentação afetam as medidas de  $K_D$ . Como solução matemática, tem-se:

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'_v \quad (2.6)$$

Colocado os parâmetros até aqui descritos, pode-se ainda através de várias correlações serem obtidos; o coeficiente de empuxo no repouso  $K_0$ , a razão de sobreadensamento *OCR*, a resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$  e o ângulo de atrito interno do solo  $\phi$ . Estas correlações fornecem uma visão de abordagens já existentes na literatura internacional e sua validação a condições brasileiras. As maiores referências são para solos sedimentares e em outros materiais a experiência ainda é pequena. Portanto, é preciso que sejam executados ensaios na área a ser estudada e definam-se as correlações próprias para cada local, criando-se assim um banco de dados para cada região.

Também para este ensaio, Custódio (2003) descreve com detalhes como são obtidos os parâmetros e como os mesmos são utilizados. Para o trabalho em questão, utilizaram-se os resultados dos ensaios dilatométricos para definição do perfil de solo estudado.

## 2.6. Estacas Escavadas

As estacas escavadas são assim denominadas, pois para a execução das mesmas faz-se uma perfuração no terreno, retirando-se o material terroso e em seguida execu-

tando-se sua concretagem. Este tipo de estaca pode vir a ter sua base alargada ou não, dependendo da solicitação aplicada e do tipo de solo onde será instalada.

Durante as perfurações, a parede do fuste pode ser suportada ou não, dependendo do tipo de solo em que se está trabalhando. Caso haja necessidade de suporte, o mesmo pode ser conseguido através de um revestimento recuperável ou perdido, ou ainda suportado por lama bentonítica (tixotrópica). Somente em terrenos coesivos e acima do lençol d'água natural ou rebaixado, é que se permite a perfuração sem suporte das paredes do fuste.

Segundo a *NBR 6122/96*, denomina-se como estaca escavada, “tipo de fundação profunda por escavação mecânica, com uso ou não de lama bentonítica, de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem”.

Para o caso específico de estacas escavadas, a resistência de atrito lateral na ruptura não deve ser inferior a 80% da carga admissível a ser adotada, tendo em vista que para ser mobilizada a resistência de ponta são necessários recalques elevados, se comparados com os recalques necessários para a mobilização do atrito lateral e também por não se poder garantir a limpeza do fundo da estaca após a retirada do trado mecânico ou mesmo em escavações com trado manual.

Existem vários tipos de estacas escavadas, porém neste trabalho estudaram-se apenas as estacas escavadas com trado mecânico e executadas acima do lençol d'água e, portanto sem o uso de lama bentonítica.

### **2.6.1. Estacas Escavadas sem Lama Bentonítica**

Uma descrição simples e rápida sobre as estacas escavadas sem uso de lama bentonítica são estacas perfuradas com trado mecânico ou manual e executadas acima do lençol d'água rebaixado ou natural, em solo com alguma coesão, para evitar assim o desmoronamento das paredes após a perfuração. Segundo a *NBR 6122/96*

perfuração não suportada isenta d'água, quando o concreto é simplesmente lançado do topo da perfuração, através de tromba (funil) de comprimento adequado, sendo suficiente que o comprimento do tubo funil seja de cinco vezes o seu diâmetro interno.

Com estudos desenvolvidos pode-se utilizar este tipo de elemento de fundação com excelente desempenho em diversos tipos de solo.

### **2.6.2. Estacas escavadas com uso de lama bentonítica**

Para estacas escavadas com uso de lama bentonítica, a perfuração é estabilizada com a bentonita e o nível do lençol freático deve estar abaixo do nível da bentonita na perfuração, garantido uma sobre-pressão efetiva de bentonita na parede da perfuração. Não é conveniente que este tipo de suporte seja utilizado quando a camada de solo atravessada for muito permeável, o que pode provocar uma grande perda de bentonita não conseguindo assim se manter o nível desejado da lama em relação ao nível d'água. Neste tipo de fundação, é sabido que as paredes da perfuração são geralmente irregulares, o que via de regra ocasiona um consumo extra de concreto, embora isto não afete o comportamento da estaca.

Um ponto positivo a se destacar neste tipo de procedimento, é que se utilizando a bentonita e tendo esta, propriedades de manter detritos em suspensão, evita-se a deposição de sedimentos no fundo da perfuração, com isto ao final do processo a ponta da estaca estará mais limpa, por consequência os recalques devido a sedimentos do fundo da estaca, serão menores.

A concretagem da estaca quando as paredes da perfuração são estabilizadas com a lama bentonítica, deve ser realizada utilizando-se um tubo tremonha. Como já colocado anteriormente, a capacidade da bentonita de manter areia e outras partículas em suspensão fornece um resultado muito bom na concretagem, permitindo que o fundo da estaca esteja em quase sua totalidade livre de sedimentos.

Quando se utiliza a lama bentonítica para estabilização da perfuração, podemos executar seções retangulares ou cruciformes que são vantajosas para o caso de solicitações laterais. Casos comuns deste tipo de execução se dão quando é necessário executar as paredes laterais de um futuro subsolo, para que o mesmo possa ser escavado depois de passado o tempo de cura da concretagem.

### **2.6.3. Estacas escavadas revestidas**

Neste tipo de procedimento o revestimento pode ser perdido ou recuperado. No primeiro caso, o fuste é revestido e o concreto lançado do topo da perfuração sem necessidade de tromba, desde que o fuste esteja isento da presença d'água. Quando há presença de água ainda para o caso de revestimento perdido, utiliza-se a tremonha, ado-

tando-se um processo de concretagem submersa e ficando o revestimento como parte do elemento de fundação.

Para estabilidade da perfuração utilizando-se o revestimento recuperável, o processo executivo deve ser conduzido de tal forma a evitar a formação de cavidades atrás do revestimento, principalmente em solos saturados e pouco permeáveis. O revestimento é geralmente cravado por percussão ou vibração, evitando grandes perturbações das camadas abaixo e em torno da estaca. Após a cravação do revestimento, escava-se a estaca com uma perfuratriz e procede-se a concretagem da mesma. Segundo Velloso & Lopes (2002, p. 62)

esta concretagem com revestimento temporário é sempre complicada. Mesmo nos casos mais simples em que um revestimento de comprimento total é usado, freqüentemente um vibrador é utilizado para acelerar o processo e evitar danos à integridade da estaca por efeito de arco e perda de trabalhabilidade.

Em relação à verticalidade da estaca, o uso de revestimento promove sem dúvida uma melhor performance que apenas o emprego de perfuratriz. Um ponto negativo imputado ao uso do revestimento recuperável é a limitação de forma da seção transversal do elemento de fundação, sendo o correntemente utilizado o de seção circular.

## **2.7. Interação solo-estaca**

A carga aplicada a uma estaca é dividida entre a parcela transmitida ao terreno ao longo do fuste e outra parcela transmitida a sua ponta. No entanto, estas parcelas são mobilizadas diferentemente pelo recalque da estaca, podendo se dizer que esta mobilização se dá pela interação entre a compressibilidade do solo e a da própria estaca.

A resistência lateral em torno do fuste da estaca, devido à deformação por cisalhamento do solo, se relaciona com o recalque diferentemente da resistência de ponta. Entretanto, há uma interação de uma sobre a outra, mantendo-se sempre a soma das duas iguais à carga aplicada. Aplicando-se a carga, a estaca deforma-se e transmite carga ao terreno lateral. A carga aplicada sofre um alívio da parte transmitida lateralmente ao terreno e sua parcela restante é levada até a ponta, este recalque retransmite carga ao terreno lateral e isto alivia a carga de ponta limitando o recalque.

Segundo Vargas (1980, p. 05),

o fenômeno de interação solo-estaca o qual pode ser visualizado, como mostra a figura 2.8, pela curva de transferência de carga da estaca ao solo, curva esta que pode ser obtida experimentalmente ou por cálculo teórico, e que consiste em colocar em gráficos as cargas  $Q_z$ , transmitidas da parte superior da carga, a uma certa profundidade, à parte inferior.

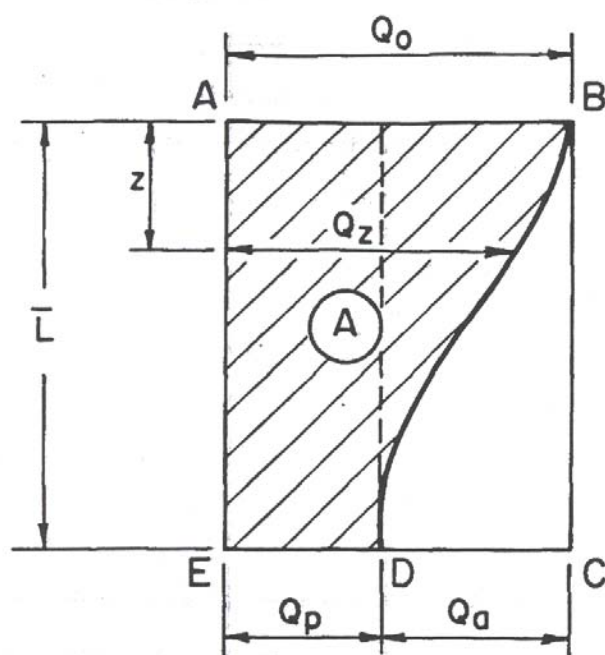


Figura 2.8 – Transferência de carga de uma estaca ao solo.

## 2.8. Capacidade de carga em estacas

De acordo com a *NBR 6122/96*,

carga admissível sobre uma estaca ou tubulão isolado: força aplicada sobre a estaca ou tubulão isolado provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação.

A capacidade de carga de uma estaca é via de regra obtida através da soma de duas parcelas de resistência, uma devido à resistência de ponta ou de base e a outra, referente à resistência de atrito lateral ao longo do fuste da estaca. Obtém-se então a

resistência total ou carga última ( $Q_{ult}$ ), que após a definição do método utilizado, divide-se o valor da carga última pelo coeficiente de segurança referente indicado pelo método e obtém-se a carga admissível do elemento de fundação estudado.

### 2.8.1. Métodos estáticos

Segundo Velloso & Lopes (2002, p. 41):

nos métodos estáticos, a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, resistência esta obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*.

Podemos dividir os métodos estáticos em duas categorias:

- Métodos racionais ou teóricos – utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo.
- Métodos semi-empíricos – aquelas que se baseiam em ensaios *in situ* (*CPT, PMT, DMT, SPT, SPT-T*).

Haveria ainda uma terceira categoria, os métodos empíricos, mais estes são utilizados apenas para uma estimativa grosseira da capacidade de carga de uma estaca, já que os mesmos levam em conta apenas à classificação da camada atravessada.

Nos métodos estáticos, imagina-se o equilíbrio entre a carga aplicada e a resistência oferecida pelo solo, desprezando-se na maioria dos casos o peso próprio da estaca, isto se dá devido à magnitude das cargas envolvidas sendo de tal ordem que o peso próprio normalmente não influencia no resultado obtido.

#### 2.8.1.1 Métodos estáticos teóricos

As formulações de teorias datam do início do século e foram instituídas por *Verendeel, Bénabeng* e outros. Inicialmente, serão mostradas as soluções para a resistência de ponta ou base da estaca, utilizando-se as fórmulas baseadas na teoria da plasticidade. Serão apresentados aqui os métodos de *Terzaghi, Meyerhof* e *Vesic*, onde cada um deles supõe um mecanismo de ruptura conforme será mostrado a seguir.

### 2.8.1.1.1 Método de Terzaghi

A solução de Terzaghi apresentada em 1943 e complementada por Terzaghi e Peck (1967), é mostrada na *Figura 2.9* abaixo:

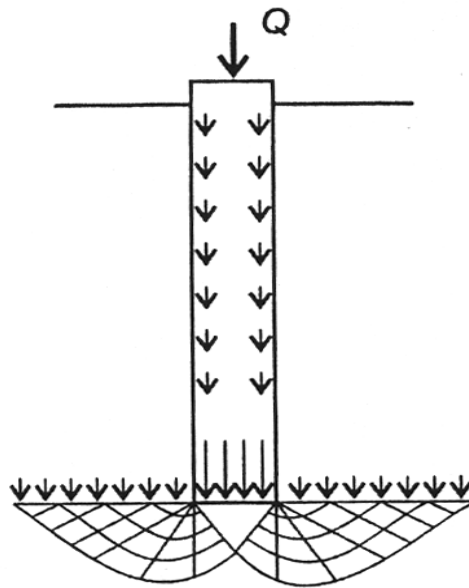


Figura 2.9 – Ruptura teórica segundo Terzaghi (1943)

Quando ocorre a ruptura do solo abaixo da base da estaca, ocorre também o deslocamento para os lados e para cima, conforme é possível visualizar na figura 2.10. Se o solo ao longo do comprimento  $L$  da estaca for muito mais compressível que o solo abaixo da base, produzem-se tensões cisalhantes desprezíveis ao longo do comprimento  $L$ . Podendo-se então calcular a resistência de ponta a partir de uma das fórmulas abaixo:

$$q_{p,ult} = 1,2 c N_c + \gamma L N_q + 0,6 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2.7)$$

Para estacas com base circular e diâmetro  $B$ .

$$q_{p,ult} = 1,2 c N_c + \gamma L N_q + 0,8 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2.8)$$

Para estacas de base quadrada,  $B \times B$ .

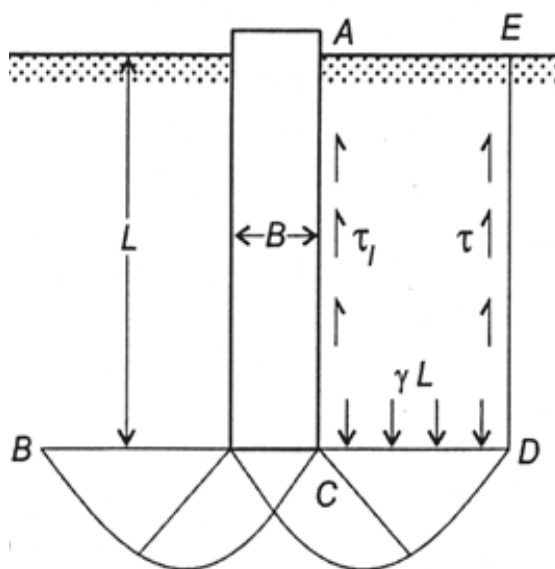


Figura 2.10 – Ruptura para fundações profundas, segundo Terzaghi

Porém, sendo o solo homogêneo, as tensões ocorridas acima da base da fundação e seus respectivos deslocamentos, podem alterar o mecanismo de ruptura deixando de ser válidos os fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ . Esta homogeneidade pode também alterar a intensidade da tensão vertical no solo junto à base da fundação. Este fato levou Vesic (1963) a sugerir a substituição do produto  $\gamma L$ , pela tensão efetiva vertical  $\sigma'_v$  atuante na faceta horizontal próxima a base da fundação, no momento da ruptura.

Na Tabela 2.1, apresentam-se os fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  para ruptura geral de solos resistentes e  $N'_c$ ,  $N'_q$  e  $N'_\gamma$  para ruptura local em solos de baixa resistência. Tais fatores foram apresentados por Bowles (1968).

Tabela 2.1 – Fatores de capacidade de carga (Bowles, 1968)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5,70	1,00	0,00	5,70	1,00	0,00
5°	7,30	1,60	0,50	6,70	1,40	0,20
10°	9,60	2,70	1,20	8,00	1,90	0,50
15°	12,90	4,40	2,50	9,70	2,70	0,90
20°	17,70	7,40	5,00	11,80	3,90	1,70
25°	25,10	12,70	9,70	14,80	5,60	3,20
30°	37,20	22,50	19,70	19,00	9,30	5,70
35°	57,80	41,40	42,40	25,20	12,60	10,10
40°	95,70	81,30	100,40	34,90	20,50	18,80
45°	172,30	173,30	297,50	51,20	35,10	37,70

#### 2.8.1.1.2 Solução de Meyerhof

Meyerhof contribuiu com vários trabalhos relativos ao estudo da capacidade de carga em fundações profundas, dentre eles podem ser citados Meyerhof (1951, 1953, 1976 e outros).

Meyerhof assim como fez Terzaghi, tratou o problema baseado na teoria da plasticidade, diferindo apenas na forma como foi levada a linha de ruptura da ponta ou base da fundação. A figura 2.11 abaixo mostra a solução adotada por Meyerhof.

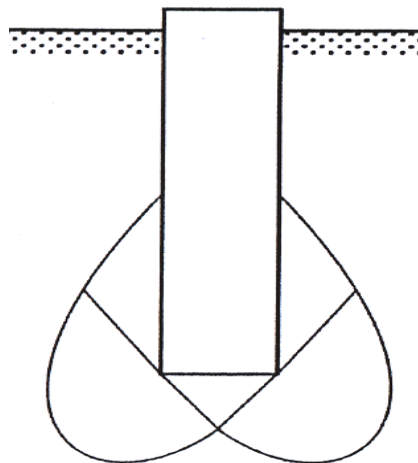


Figura 2.11 – Ruptura para fundações profundas, segundo Meyerhof

Segundo Meyerhof (1953), o cálculo da capacidade de carga em termos de resistência de ponta, é dada pela expressão:

$$q_{p,ult} = c N_c + K_s \gamma L N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2.9)$$

onde,  $k_s$  – representa o coeficiente do solo contra o fuste na zona próxima a ponta.

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  - são fatores de capacidade de carga, que dependem de  $\phi$  e da relação L/B.

Quando a relação entre o comprimento da estaca (L) e sua base (B), tiver uma magnitude elevada, é comum desprezar-se a última parcela da equação (2.12) e reescrevê-la na forma:

$$q_{p,ult} = c N_c + k_s \gamma L N_q \quad (2.10)$$

onde os fatores de capacidade de carga para fundações profundas  $N_c$  e  $N_q$ , podem ser obtidos do gráfico apresentado abaixo:

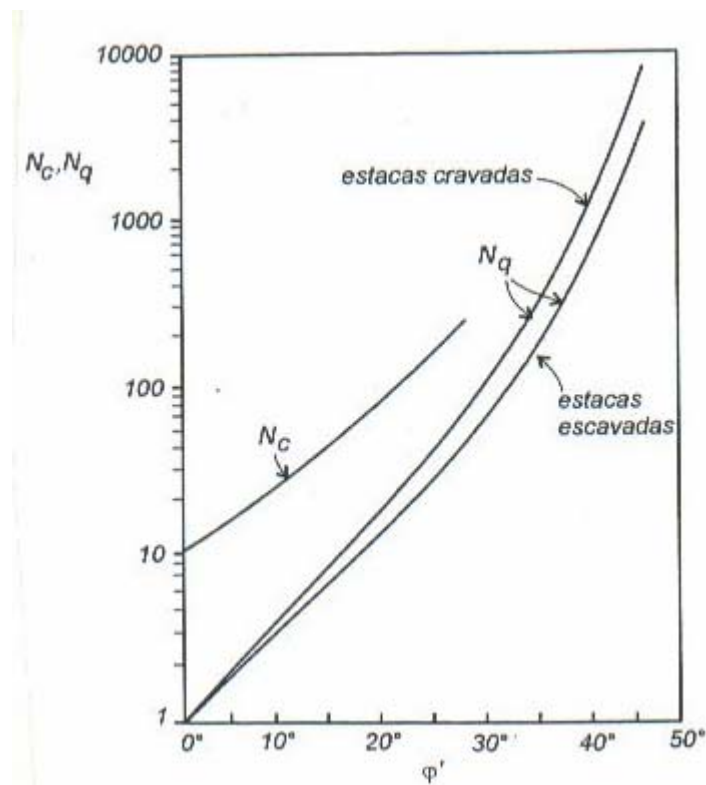


Figura 2.12 – Fatores de capacidade de carga, Meyerhof (1953)

Para solos argilosos saturados ( $\phi = 0$ ), a equação (2.10) pode ser escrita da seguinte forma:

$$q_{p,ult} = 9,5 Su + \gamma L \quad (2.11)$$

Pois para ( $\phi = 0$ ),  $N_c$  situa-se entre 9 e 10,  $N_q = 1$  e  $k_s$  aproximadamente igual à unidade.

Para solos granulares ( $c = 0$ ), a equação (1.10) passa a ser escrita na forma:

$$q_{p,ult} = K_s \gamma L N_q \quad (1.12)$$

onde ensaios de campo e laboratório apontam valores do coeficiente de empuxo  $k_s$ , para estacas cravadas, da ordem de 0,5 (areias fofas) a 1,0 (areias compactas).

Para capacidade de carga das estacas em solo estratificado, deve-se considerar a resistência de atrito lateral, como sendo o somatório das resistências laterais em cada camada atravessada. Já a resistência de ponta deve ser tomada na camada em que se localiza a ponta da estaca.

### 2.8.1.1.3 Solução de Vesic

Adotando as soluções clássicas, a resistência de ponta é função apenas da resistência do solo. Entretanto, a rigidez do material deve ser levada em conta, já que a ruptura se dá em função desta rigidez. Conforme apresentado na figura 2.13, existe uma similaridade entre a ruptura de ponta de uma estaca e a expansão de uma cavidade esférica. Sendo a solução para esta expansão de cavidade, estabelecida por Bishop (1945), para uma cavidade esférica em um material puramente coesivo, resultando na equação que se segue:

$$q_{p,ult} = \frac{4}{3} \left( l_n \frac{G}{c} + 1 \right) c \quad (2.13)$$

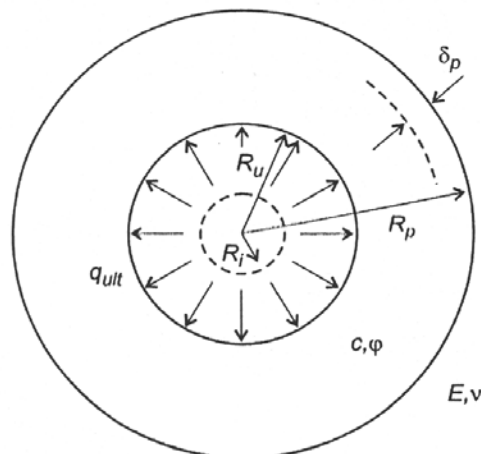


Figura 2.13 – Mecanismo de expansão de uma cavidade esférica – Vesic (1972).

Adaptações a solos foram propostas, destacando-se Vesic (1972), que sugere para resistência de ponta, a equação a seguir:

$$q_{p,ult} = c N_c + \sigma_0 N_\sigma \quad (2.14)$$

onde,  $\sigma_0 = (1 + 2k_0)/3 \cdot \sigma'_v$

$k_0$  = Coeficiente de empuxo no repouso

$\sigma'_v$  = Tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca

$N_c, N_\sigma$  = Fatores de capacidade de carga, relacionados pela equação abaixo:

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi \quad (2.15)$$

Vesic, portanto expressou a resistência de ponta em função da tensão normal média ( $\sigma_0$ ) no nível da ponta da estaca. Ainda segundo o autor

o cálculo de  $N_\sigma$  pode ser feito em princípio, por qualquer método de análise geotécnica que leva em conta a deformabilidade do solo antes da ruptura. É essencial, entretanto, que o cálculo seja baseado em um modelo de ruptura realista. De acordo com observações em modelos e estacas em verdadeira grandeza, sempre existe sob a ponta da estaca uma cunha (I na Figura 2.14) fortemente comprimida. Em solo relativamente fraco, essa cunha abre seu caminho através da massa de solo, sem produzir outras superfícies de ruptura visíveis. Entretanto, em solos relativamente resistentes, a cunha I empurra a zona de cisalhamento radial II lateralmente na zona plastificada III. Assim, o avanço da estaca no solo resistente é possível por expansão lateral do solo ao longo do anel circular BD assim como por qualquer eventual compressão nas zonas I e II. (VESIC, 1972)

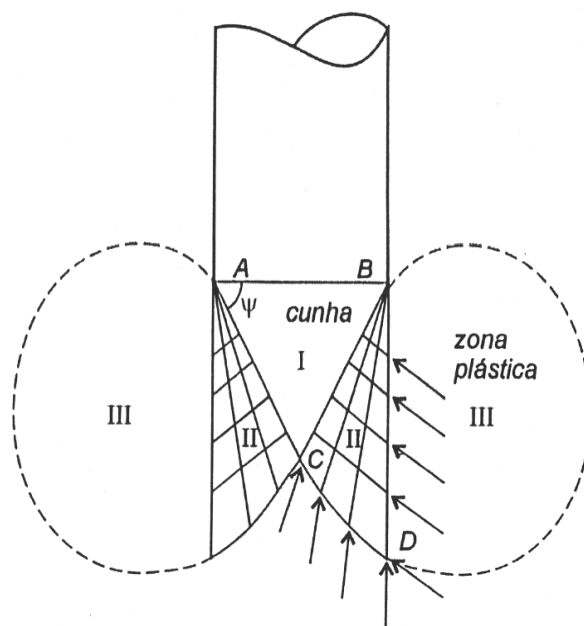


Figura 2.14 – Modelo de ruptura sob a ponta da estaca

Na Tabela 2.2 são apresentados os valores numéricos de  $N_c$  e  $N_\sigma$  para diversos valores de  $\phi$  (são os números superiores e os inferiores respectivamente).

Tabela 2.2 – Fatores de capacidade de carga  $N_c$  e  $N_\sigma$  segundo Vesic

$\phi$	$I_r$									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6,97	79,00	8,82	9,36	9,75	10,04	10,97	11,51	11,89	12,19
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5°	899,00	10,56	12,25	13,30	14,07	14,69	16,69	17,94	18,89	19,59
	1,79	1,92	2,07	2,16	2,23	2,28	2,46	2,57	2,65	2,71
10°	11,55	14,08	16,97	18,86	20,29	21,46	25,46	28,02	29,99	31,59
	3,04	3,48	3,99	4,32	4,58	4,78	5,48	5,94	6,29	6,57
15°	14,79	18,66	23,35	26,53	29,02	31,08	38,37	43,32	47,18	50,39
	4,96	6,00	7,26	8,11	8,78	9,33	11,28	12,61	13,64	14,50
20°	18,83	24,56	31,81	36,92	40,99	44,46	56,97	65,79	72,82	78,78
	7,85	9,94	12,58	14,44	15,92	17,17	21,73	24,94	27,51	29,67
25°	23,84	32,05	42,85	50,69	57,08	62,54	82,98	97,81	109,88	120,23
	12,12	15,95	20,98	24,64	27,61	30,16	39,70	46,61	52,24	57,06
30°	30,03	41,49	57,08	68,69	78,30	86,64	118,53	142,27	161,91	178,98
	18,24	24,95	33,95	40,66	46,21	51,02	69,43	83,14	94,48	104,33
35°	37,65	53,30	75,22	91,91	105,92	118,22	166,14	202,64	233,27	260,15
	27,36	38,32	53,67	65,36	75,17	83,78	117,33	142,89	164,33	183,16
40°	47,03	68,04	98,21	121,62	141,51	159,13	228,97	283,19	329,24	370,04
	40,47	58,10	83,40	103,05	119,74	134,52	193,13	238,62	277,26	311,50
45°	58,66	86,48	127,28	159,48	187,12	211,79	311,04	389,35	456,57	516,58
	59,66	87,48	128,28	160,48	188,12	212,79	312,04	390,35	457,57	517,58

Também o atrito lateral foi abordado por diversos autores, inclusive alguns dos já citados anteriormente e que propuseram soluções clássicas para a resistência de ponta.

Terzaghi (1943) aponta que para a parcela que corresponde ao efeito de profundidade, deve-se escrever  $\gamma_1 L N_q$ , em que  $\gamma_1$  seria o peso específico majorado, obtido do raciocínio de que a área anular  $BD$  da figura (2.10) tende a subir, surgindo uma força resistente dada pela equação abaixo e onde  $nB$  é o diâmetro externo da área anular e  $t$  a resistência ao cisalhamento do solo.

$$\gamma_1 = \gamma + 4 \{ \tau_l + n\tau / B(n^2 - 1) \} \quad (2.16)$$

Como as tensões cisalhantes ao longo de  $DE$  (2.10) dependem da compressibilidade do solo, este valor ( $\tau$ ) se torna de difícil determinação. Portanto ao se escolher um valor para ( $\tau$ ) na equação (2.16), para a resistência ao cisalhamento a ser considerada, deve-se supor uma mobilização incompleta ao longo da superfície  $DE$  (Figura 2.10).

Meyerhof porém adota as equações para o atrito lateral unitário, como sendo:

$$\tau_{l,ult} = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta \quad (2.17)$$

- Para solos granulares, ( $c_a = 0$ ):

$$\tau_{l,ult} = \frac{K_s \gamma L}{2} \operatorname{tg} \delta \quad (2.18)$$

Tabela 2.3 – Valores de  $K_s$  sugerido por *Broms (1965)*

<b>Tipo de estaca</b>	<b>Solo fofo</b>	<b>Solo compacto</b>
Aço	0,5	1,0
Concreto	1,0	2,0
Madeira	1,5	3,0

Para  $\delta$  *Aas (1966)* sugere:

Estacas de aço  $\delta = 20^\circ$

Estacas de concreto  $\delta = 3/4 \phi$

Estacas de madeira  $\delta = 2/3 \phi$

- Para solos argilosos ( $\phi = 0$ ):

$$\tau_{ult} = c_a \quad (2.19)$$

O  $c_a$  depende de vários fatores, dentre eles, a maneira como a estaca é executada e as propriedades do solo. Com isto  $c_a$  irá variar de acordo com as condições impostas em cada situação encontrada.

### 2.8.1.2 Métodos semi-empíricos

Estes métodos utilizam fundamentalmente as correlações com ensaios de campo tais como: o *CPT*, o *SPT*, o *SPT-T* e o *DMT*, entre outros. No Brasil é sabido que as correlações utilizam via de regra o ensaio *SPT*, por ser este um ensaio de custo reduzido e de larga utilização no país. Outros métodos têm sido implementados e com isso melhorado significativamente a qualidade destas correlações, já que os resultados de alguns ensaios estão menos sujeitos as variações encontradas na execução do *SPT*.

#### 2.8.1.2.1 Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT

No Brasil, é corrente e largamente difundido a sondagem a percussão com a determinação da resistência à penetração do amostrador padrão (*SPT*). Com isto nada mais sensato que sejam estudadas as correlações e métodos que utilizam essas correlações para o cálculo da capacidade de carga em fundações, inserindo-se neste contexto as estacas escavadas. A seguir, são apresentados alguns dos principais métodos que são utilizados no país.

##### 2.8.1.2.1.1 Método de Meyerhof

Segundo relata Velloso e Lopes (2002), acredita-se que *Meyerhof* tenha sido o primeiro pesquisador a estabelecer um método para determinação da capacidade de carga em estacas, a partir do ensaio *SPT*. Foram publicados trabalhos em 1956 e em 1976 *Terzaghi Lecture*. Seus principais resultados foram os seguintes:

Para estacas cravadas, profundidade = D em solo arenosos

- Resistência de ponta ( $\text{kN/m}^2$ )

$$q_{p, ult} = \left(0,4 \frac{ND}{B}\right) \leq 4N \quad (1.20)$$

- Resistência unitária por atrito lateral ( $kN/m^2$ )

$$\tau_{l,ult} = \frac{N}{50} \quad (2.21)$$

onde  $N$  é a média do  $SPT$  ao longo de todo o fuste.

Para siltes não plásticos

- Resistência de ponta ( $kN/m^2$ )

$$q_{p,ult} = 3N \quad (2.22)$$

Para estacas escavadas em solos não coesivos, resistência de ponta

- Resistência de ponta ( $kN/m^2$ )

$$q_{p,ult} = \frac{1}{3} \left( 0,4 \frac{ND}{B} \right) \leq 4N \quad (2.23)$$

- Resistência lateral ( $kN/m^2$ )

$$\tau_{l,ult} = \frac{1}{2} \left( \frac{N}{50} \right) \quad (2.24)$$

Para estacas com base alargada

- Resistência de ponta ( $kN/m^2$ )

$$q_{p,ult} = 2 \left( 0,4 \frac{ND}{B} \right) \leq 4N \quad (2.25)$$

ou

$$q_{p,ult} = 2 (3N) \quad (2.26)$$

Se as propriedades da camada arenosa, próximo à ponta da estaca variar, adotar um valor médio para  $N$ , calculado 4 diâmetros acima e 4 diâmetros abaixo da ponta da estaca.

Quando a camada suporte arenosa estiver acima de uma camada fraca conforme mostra a figura 2.15 abaixo e a espessura  $H$  for menor que a espessura crítica.

Onde:  $H$  - é a espessura entre a ponta da estaca e o topo da camada fraca

$10 B$  – espessura crítica

A resistência de ponta será:

$$q_{p,ult} = q_0 + (q_1 - q_0) H / 10 B \leq q_1 \quad (1.27)$$

onde:  $q_0$  – Resistência limite na camada fraca

$q_1$  – Resistência limite na camada resistente

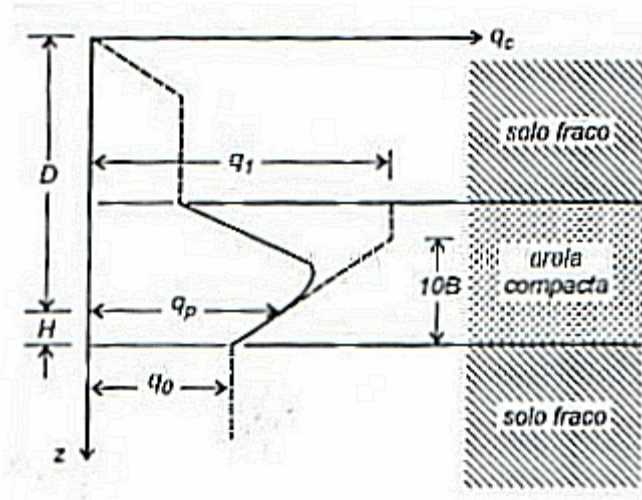


Figura 2.15 – Camadas de um perfil de solo

#### 1.8.1.2.1.2 Método Aoki-Velloso

Este método foi desenvolvido, comparando-se provas de carga em estacas e resultados de ensaio *SPT*, Aoki e Velloso (1975). Pode-se utilizar o método tanto com os resultados do ensaio *SPT*, assim como, utilizando-se os resultados do ensaio *CPT*, relacionando-os com a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca. A expressão pode ser escrita como:

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_p + U \sum \tau_l \Delta l = A_b (q_{cone}/F1) + U \sum (\tau_{cone}/F2) \cdot \Delta l \quad (2.28)$$

onde,  $F1$  e  $F2$  são fatores de escala e execução.

Relacionando o ensaio de cone holandês (*CPT mecânico*) e o *SPT*, tem-se:

$$q_c = KN \quad (2.29)$$

$$\tau_c = \alpha q_c = \alpha KN \quad (2.30)$$

Resultando na expressão que utiliza dados do *SPT*:

$$Q_{ult} = A q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta L \quad (2.31)$$

$$Q_{ult} = A \frac{KN}{F1} + U \sum \frac{\alpha KN}{F2} \Delta L \quad (2.32)$$

Os valores de  $K$  e  $\alpha$  utilizados por Aoki-Velloso (1975) são descritos na tabela abaixo:

Tabela 2.4 – Valores de  $k$  e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975)

<b>Tipo de solo</b>	<b>k (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	1000,0	1,4
Areia siltosa	800,0	2,0
areias silto-argilosa	700,0	2,4
Areia argilo-siltosa	500,0	2,8
Areia argilosa	600,0	3,0
Silte arenoso	550,0	2,2
Silte areno-argiloso	450,0	2,8
Silte	400,0	3,0
Silte argilo-arenoso	250,0	3,0
Silte argiloso	230,0	3,4
Argila arenosa	350,0	2,4
Argila areno-siltosa	300,0	2,8
Argila silto-arenosa	330,0	3,0
Argila siltosa	220,0	4,0
Argila	200,0	6,0

Com os resultados de várias provas de carga em estacas, obteve-se a partir de retro análises os valores de  $F1$  e  $F2$ . Como não se dispunha na época de resultados de estacas instrumentadas, onde se poderia definir a capacidade de carga do fuste e a capacidade de carga da ponta através da equação 2.31, adotou-se  $F2 = 2F1$ . Dando origem a Tabela 2.20, onde são dispostos estes valores:

Tabela 2.5 – Valores de  $F1$  e  $F2$

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Os valores para estacas escavadas foram adaptados de Velloso (1978).

### 2.8.1.2.1.3 Método Décourt-Quaresma

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um método para o cálculo de capacidade de carga de estacas, com base em dados do *SPT*. O método apresenta as seguintes características.

Para resistência de ponta, adota-se a média entre os valores de  $N_{spt}$  correspondente a região da ponta da estaca e os valores de  $N_{spt}$  imediatamente anterior e posterior a ela. Em  $kN/m^2$ , a resistência de ponta é dada por:

$$q_{p,ult} = CN, \quad (2.33)$$

onde  $C$  é dado na tabela abaixo:

Tabela 2.6 – Atrito médio (Décourt e Quaresma, 1978)

$N$ (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral ( $kN/m^2$ )
$\leq 3$	20
6	30
9	40
12	50
$> 15$	60

Tabela 2.7 – Valores de  $C$  (coesão)

Tipo de solo	$C$ ( $kN/m^2$ )
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Para estacas escavadas o valor de  $C$  é dado pela tabela abaixo:

Tabela 2.8 – Valores de  $C$  para estacas escavadas (Décourt, 1986)

Tipo de solo	$C$ ( $kN/m^2$ )
Argilas	100
Siltes argilosos (alteração de rocha)	120
Siltes arenosos (alteração de rocha)	140
Areias	200

Já para a resistência do atrito lateral, os valores de  $N_{spt}$  serão considerados ao longo do fuste da estaca, desprezando-se os valores de  $N_{spt}$  já computados no cálculo da estimativa da resistência de ponta. Tirando-se a média obtém-se através dos dados da Tabela 2.6 o atrito médio ao longo do fuste em  $kN/m^2$ . Neste cálculo, não é fator importante o tipo de solo em que está trabalhando.

Uma segunda versão foi desenvolvida por Décourt-Quaresma (1982), visando aprimorar o método. Passando então a resistência lateral a ser calculada através da expressão:

$$\tau_{ult} = 10 \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right), \quad (kN/m^2) \quad (2.34)$$

onde  $\bar{N}$  continua sendo a média dos valores de  $N_{spt}$  ao longo do fuste e independe do tipo de solo atravessado. Uma ressalva importante é que o valor de  $N$ , se menor que 3, utilizar igual a 3 e se maior que 50 utilizar igual a 50.

Como este método foi originalmente concebido para estacas de deslocamentos, propõem-se alguns coeficientes para o uso em estacas gerais. Sugerindo que sejam considerados os coeficientes de  $\alpha$  e  $\beta$ , que nada mais são que coeficientes de majoração ou minoração.

O cálculo a partir de então para outros tipos de estacas será:

$$Q_{ult} = \alpha q_p A_p \beta q_s A_s \quad (2.35)$$

$$Q_{ult} = \alpha K N_p A_p + 10\beta \left( \frac{Ns}{3} + 1 \right) kN/m^2 \quad (2.36)$$

E os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são dispostos nas Tabelas 2.9 e 2.10, para diversos tipos de estacas.

Tabela 2.9 – Valores do coef.  $\alpha$  em função do tipo de estaca e tipo do solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

\* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Tabela 2.10 –Valores do coef.  $\beta$  em função do tipo da estaca e tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

\* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

### 2.8.1.2.2 Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT-T

A partir dos estudos idealizados por Ranzini (1988), utilizando-se um equipamento que simulasse o atrito lateral em uma estaca, outros autores começaram a utilizar dados deste ensaio, para o cálculo de capacidade de carga.

#### 2.8.1.2.2.1 Método Alonso

Alonso (1994) apresenta um método onde a utilização do valor de  $f_s$  é calculado através da fórmula de Ranzini (1988). Neste, partindo de  $f_s$  calcula-se a parcela referente ao atrito lateral levando em conta que  $f_s$  é a adesão calculada a partir dos valores de torque máximo ( $kgf.m$ ) e a penetração ( $cm$ ) do amostrador no ensaio convencional de *SPT*. O torque é então aplicado após a penetração dos  $45\text{ cm}$  e obtém-se um dos fatores que serão utilizados para o cálculo de  $f_s$ , podendo ser expresso por:

$$f_s = \frac{100T_{\text{máx}}}{0.41h - 0.032} \text{ (kPa)} \quad (2.1)$$

Depois ter sido obtido o valor de  $f_s$  através da equação acima, calcula-se o  $r_l$ , conforme a expressão abaixo: término.

$$r_l = 0.65 \cdot f_s \quad (2.2)$$

Já para o cálculo de  $r_p$ , Alonso (1994) utiliza o modelo que já foi utilizado por Velloso (1981), conforme expressão abaixo:

$$r_p = \beta \frac{T_{\text{(mín)}}^{(1)} + T_{\text{(mín)}}^{(2)}}{2} \quad (2.3)$$

onde:  $T_{min}^{(1)}$  é a média aritmética dos valores do torque mínimo ( $kgf.m$ ) no trecho  $8D$ , medido para cima, a partir da ponta da estaca, adotando-se nulos os  $T_{min}$ , acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor que  $8D$ . Já o  $T_{min}^{(2)}$  é a média aritmética dos valores do torque mínimo ( $kgf.m$ ) no trecho  $3D$ , medido para baixo, a partir da ponta da estaca.

#### 2.8.1.2.2.2 Método Peixoto

Também Peixoto (2002) utilizou como base a proposta de Ranzini (2000) com algumas modificações elaboradas a partir do desenvolvimento de um torquímetro elétrico, que possibilita uma análise mais elaborada na determinação da resistência lateral em estacas.

Peixoto (2002) introduz um coeficiente  $F_l$  que é função do torque máximo em relação ao  $N$ , do ensaio SPT e o tipo da estaca.

$$PL = F_l s_l f T_{máx} A_l$$

Sendo:  $F_l$  = fator de correção

$s_l$  = coeficiente do tipo de estaca

$A_l$  = área da superfície lateral da estaca

$$f T_{máx} = \sum \Delta l_i f T_{máx_i} / \sum \Delta l_i$$

em que:  $\Delta l_i$  = comprimento do trecho elementar de ordem “i” do fuste

$f T_{máx_i}$  = tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem “i” do fuste.

Para resistência de ponta, Peixoto (2002), sugere que seja utilizado o método Décourt (1996), já que o método de Ranzini (2000) conduz a valores muito conservadores para esta parcela da capacidade de carga.

#### 2.8.1.2.3 Métodos semi-empíricos que utilizam o DMT

Através de trabalhos realizados na Universidade do Estado de Ghent na Bélgica, Peiffer et al (1993) estuda um método para cálculo de capacidade de carga em estacas, utilizando os dados obtidos de correlações entre prova de carga e ensaio DMT. Após realizados ensaios DMT antes e depois da execução de estacas escavadas, prova de carga e outros métodos, foram analisados o comportamento do solo adjacente ao longo do

fuste da estaca ( $L = 10 \text{ m}$ ,  $\varnothing = 35 \text{ cm}$ ). Assim obteve valores satisfatórios comparados a prova de carga. É importante ressaltar que para a aplicação de tal método é imprescindível o monitoramento da tensão horizontal efetiva ( $\sigma'_{h,c}$ ) durante a realização do ensaio DMT conforme expressão abaixo:

$$\rho = q_{u,s} / \sigma'_{h,c}$$

Onde:  $q_{u,s}$  = atrito lateral unitário na interface solo / estaca

$$\sigma'_{h,c} = p_{0,c} - u_0$$

$\rho = 0,20$  (razão de atrito lateral) valor sugerido por Marchetti et al (1986) para o caso específico de estacas escavadas.

A parcela da resistência lateral e de ponta são obtidas conforme as seguintes expressões:

$$Q_s = q_{u,s} \cdot A_s$$

$$Q_b = q_{u,b} \cdot A_b$$

Sendo  $A_s$  a área do fuste da estaca

$A_b$  a área da base da estaca

#### 2.8.4 Prova de carga

De todos os ensaios utilizados até agora, para se verificar o comportamento de uma estaca ou elemento de fundação, o mais importante é sem dúvida a prova de carga estática. Segundo Velloso (1985) “a *prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca*”. Embora tenha surgido nos últimos tempos ensaios dinâmicos, estes devem ser destinados para o controle da estaca como elemento estrutural e não para avaliar capacidade de carga do elemento de fundação, pois esta função cabe as provas de carga estáticas por representarem o comportamento complexo do conjunto solo-estrutura.

A prova de carga estática pode ser realizada diretamente no solo que receberá as solicitações, em um elemento estrutural que fará parte da obra ou em elemento estrutural especialmente construído para este fim. Este ensaio vem se evoluindo para tornar sua execução mais representativa e seu custo compatível com a realidade do nosso país.

Este ensaio tem importância notória e referida na *NBR 6122/96* e também uma norma específica para sua execução, a *NBR 12.131/92*.

Este ensaio tem sua utilização para se verificar o desempenho do elemento de fundação, quanto à ruptura e recalques. Em relação ao carregamento, este pode vir a não indicar a carga de ruptura. Isto ocorre quando não se pretende levar a estaca à ruptura ou quando a capacidade de carga da estaca é maior, por exemplo, que a carga oferecida pelas reações ou ainda, quando a estaca apresentar um recalque considerável, mas com aumento contínuo de carga.

#### **2.8.4.1. Prova de carga com carregamento lento**

A norma *NBR 12.131/92* estabelece que neste ensaio, caso a ruptura não seja atingida, a prova de carga deve ser levada, pelo menos até que se obtenha um recalque de 25 mm ou até duas vezes o valor da carga de trabalho.

O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:

- A carga aplicada por estágio não ultrapasse 20% da carga de trabalho
- A cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos por no mínimo 30 minutos.

Os demais procedimentos são descritos na norma citada acima e não se faz necessário descrevê-los por completo no corpo deste trabalho.

#### **2.8.4.2. Prova de carga com carregamento rápido**

Também descrito na norma *NBR 12.131/92* nesta modalidade de carregamento não se espera a estabilização em cada estágio. Portanto, este ensaio irá fornecer apenas a carga de ruptura, não se observando como se comporta o recalque. Alonso (1997, p. 91), observou que,

embora já constasse da norma anterior *NBR 6121/85*, que deu origem à *NBR 12.131/92*, tal procedimento de ensaio só era permitido quando fosse executado também, pelo menos uma prova de carga com carregamento lento, para uma comparação.

A eliminação desta exigência na norma atual gerou uma grande discussão quando da sua revisão. Não é pequeno o número de profissionais que defendem pelo menos

uma prova de carga com carregamento lento e existe até uma proposta de Urbano Alonso (1997), propôs que até 1,2 vezes a carga de trabalho, fosse executado o ensaio com carregamento lento e a partir de 1,2 vezes a carga de trabalho até 2 vezes esta carga ou então até a ruptura, o carregamento seria do tipo rápido em estágios com carga inferior ou, no máximo, igual a 10% da carga de trabalho. Em cada estágio a carga deveria ser mantida por 10 minutos, independente de sua estabilização. Esta discussão ainda aguarda seu fechamento em reavaliações das normas atualmente utilizadas.

## 2.9. Atrito Lateral

A teoria da resistência lateral foi desenvolvida inicialmente para o cálculo da carga última à compressão de estacas.

Por esta teoria, admitiu-se que a máxima tensão de cisalhamento na superfície do fuste de uma estaca seja pela expressão:

$$\tau_s = c_a + \sigma_h \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (2.37)$$

Onde,  $c_a$  – adesão entre a estaca e o solo

$\sigma_h$  – tensão horizontal (tensão normal entre a estaca e o solo)

$\delta$  – ângulo de atrito entre a estaca e o solo

Pode-se ainda relacionar a  $\sigma_h$  com a tensão vertical  $\sigma_v$ , através do coeficiente de empuxo horizontal ( $k_h$ ), onde se tem:

$$\sigma_h = k_h \cdot \sigma_v \quad (2.38)$$

Assim, a resistência lateral última ( $Q_{b,ult}$ ) de uma estaca de seção constante, pode ser escrita da forma:

$$Q_{b,ult} = P \int_{y=0}^{y=z} (c_a + k_h \cdot \operatorname{tg} \delta \cdot \sigma_v) dy \quad (2.39)$$

Onde:  $P$  – Perímetro da estaca

$z$  – Comprimento da estaca

$\sigma_v$  – Tensão vertical devido ao peso do solo

Pela teoria a determinação da carga lateral última ( $Q_{l,ult}$ ) depende da tensão vertical ( $\sigma_v$ ), do ângulo de atrito entre a estaca e o solo ( $\delta$ ), do coeficiente de empuxo horizontal ( $k_h$ ) e da adesão entre a estaca e o solo ( $c_a$ ).

Para solos arenosos a tensão vertical ( $\sigma_v$ ), cresce até certa profundidade e a partir daí ( $\sigma_v$ ) permanece constante, chama-se este trecho de profundidade crítica.

Vários autores escreveram sobre o tema, entre eles Poulos e Davis (1980), sugerem adotar um diagrama de tensões verticais junto ao fuste da estaca, conforme Figura 1.25. Vesic (1967) atribui este fato ao arqueamento do solo em planos verticais junto ao fuste à medida que a estaca tende a recalcar.

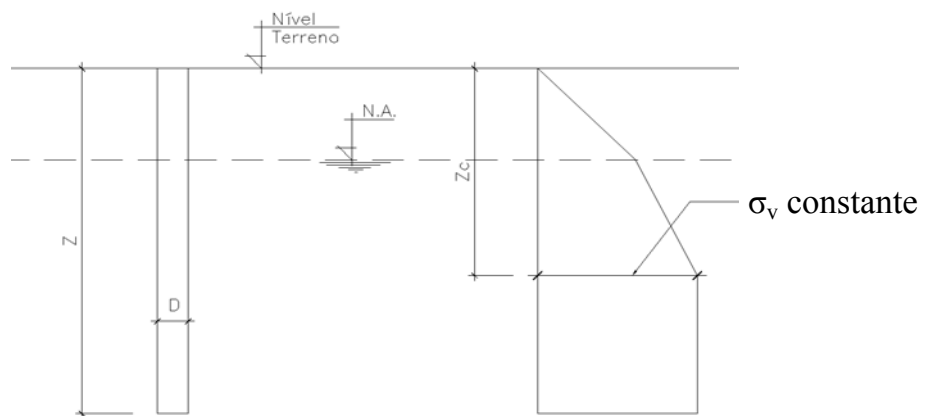


Figura 2.16 – Diagrama de tensão vertical junto ao fuste da estaca

Segundo Meyerhof (1973), para relação  $Z/D_{crit}$  deve se adotar 15 vezes o diâmetro da estaca. Poulos e Davis (1980), já consideram  $Z/D_{crit}$  em função do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), baseados em *Vésic (1967)* e com valores obtidos em gráfico.

Para o coeficiente de empuxo horizontal ( $k_h$ ), a sua determinação se torna mais complexa, já que o mesmo depende do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), do tipo e método de instalação da estaca, da compressibilidade do solo, das tensões horizontais do terreno e do tamanho e forma da estaca. Segundo Carvalho (1991), o coeficiente de empuxo horizontal ( $k_h$ ), pode ter seu valor aumentado em função da pressão exercida pelo concreto junto às paredes do solo, mesmo para estacas escavadas ou tubulões.

Para os demais valores, ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), ângulo de atrito entre solo e estaca ( $\delta$ ) e adesão entre a estaca e o solo ( $c_a$ ), não se tem uma certeza de qual valor adotar. Poulos e Davis (1980) adotam para estacas cravadas  $k_h \cdot tg \delta$  valores obtidos em gráfico e para o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) o seguinte valor:

$\phi = \frac{3}{4} \phi_1 + 10^\circ$ , onde  $\phi_1$  é o ângulo de atrito do solo antes da cravação da estaca.

Para estacas escavadas a sugestão é adotar  $\phi = \phi_1$ . Para os demais parâmetros  $\delta$  e  $c_a$ , Potyondy (1961) considera para estacas escavadas a seco, em solos arenosos, que o ângulo de atrito ( $\delta$ ) e a adesão ( $c_a$ ) no contato entre solo e elemento de fundação, como sendo o próprio ângulo de atrito ( $\phi$ ) e sua coesão *mês*.

### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

Será descrita nos itens a seguir, toda a metodologia utilizada neste trabalho de pesquisa, bem como o local escolhido para a execução do mesmo.

#### **3.1. Campo experimental**

Implantou-se o experimento dentro do Campus da Universidade Federal de Viçosa, na cidade de Viçosa-MG, conforme mostra a figura 3.1. Para a determinação do local de implantação, procurou-se um perfil de subsolo que apresentasse o nível do lençol freático abaixo dos 9 metros de profundidade e também que este perfil de preferência tivesse uma camada homogênea, ou sem variações significativas no tipo de solo encontrado ao longo do perfil.

O nível freático estando abaixo dos 9 metros de profundidade, possibilitou a retirada de amostras indeformadas e a execução das estacas escavadas com o trado mecânico, sem a necessidade de suporte nas paredes das mesmas.

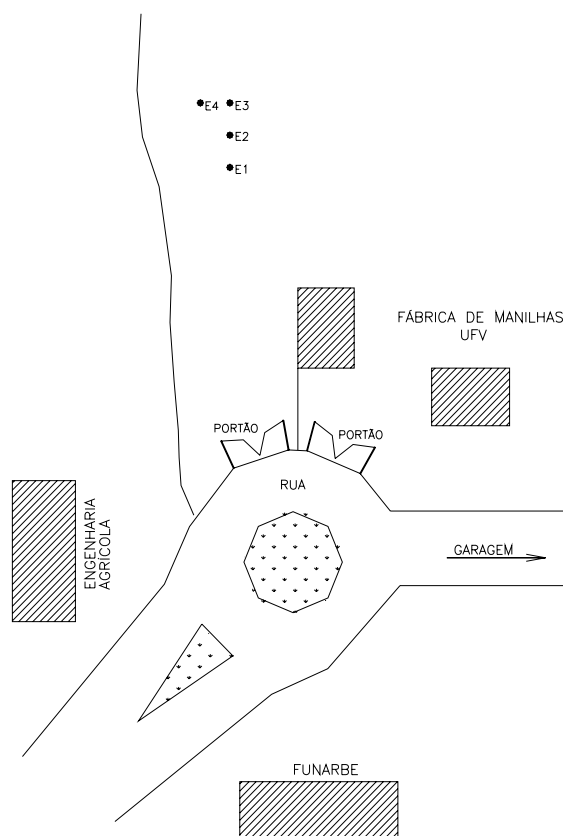


Figura 3.1 – Croqui do campo experimental II e localização das estacas

Para definição do local executaram-se 4 sondagens a percussão, definindo-se a linha onde se instalariam as estacas e também o perfil do subsolo. Não encontrado o lençol freático e tendo um perfil de subsolo bastante homogêneo, partiu-se então para os ensaios seguintes.

Primeiramente, executou-se a locação das estacas e também foram definidos nesta etapa os locais onde seriam executados os ensaios: pressiométricos, dilatométricos, *SPT*, *SPT-T* e o local para retirada das amostras indeformadas. A figura 3.2 apresenta todas estas locações.



Nas Figuras 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6, mostra-se o arranjo da instrumentação ao longo do fuste, na base e topo da estaca. Cada figura tem uma breve descrição sobre sua utilização no processo de aquisição de dados. Seguindo-se também fotos pelas quais se pode ter uma boa visão do que foi esta instrumentação.

## MONTAGEM DA PROVA DE CARGA

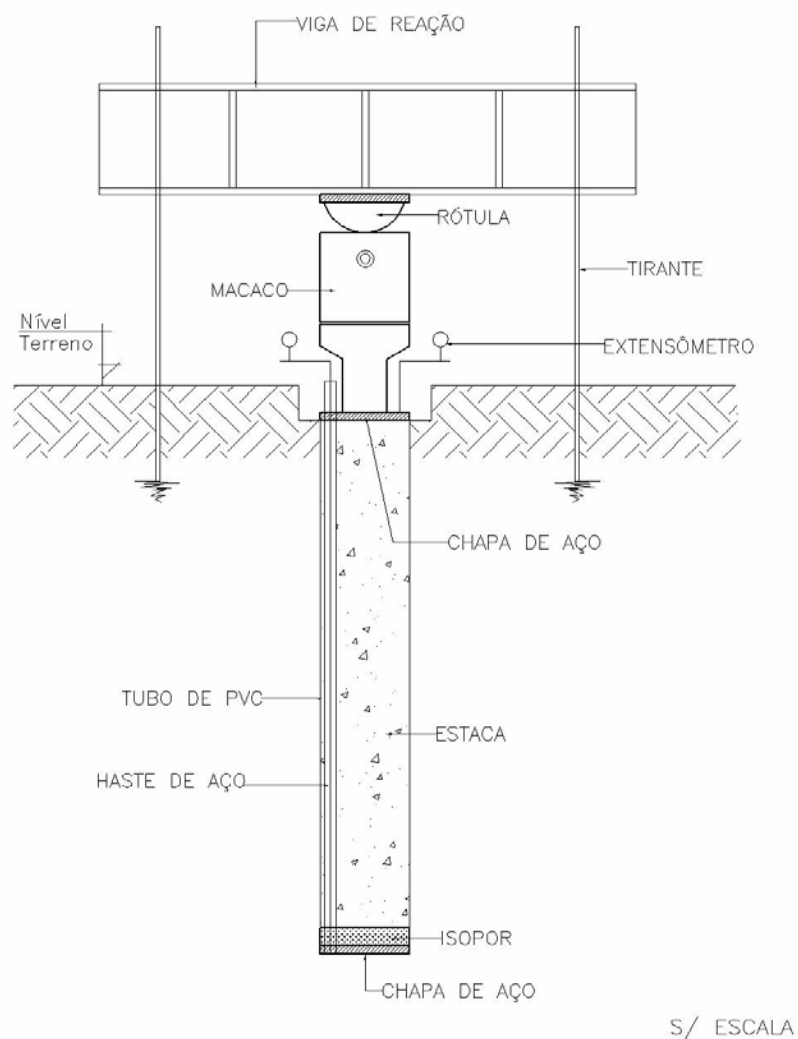


Figura 3.3 – Esquema de montagem dos instrumentos de medição

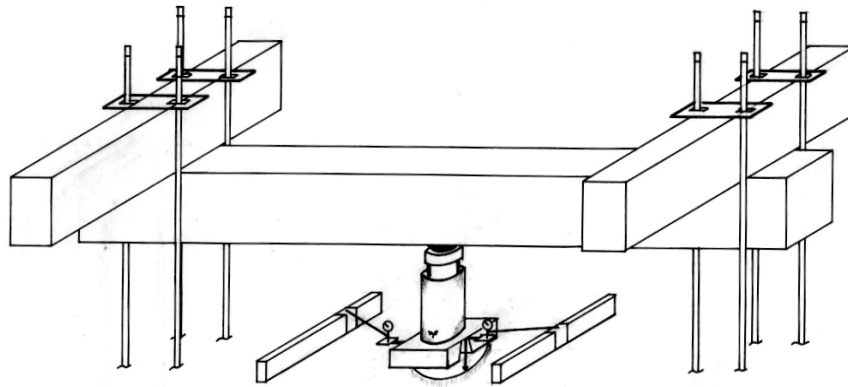


Figura 3.4 – Desenho esquemático da montagem das reações, vigas de referência e equipamentos utilizados para aplicação da carga e leitura dos deslocamentos.



Figura 3.5 – Chapa de aço, haste e isopor (30 mm espessura) – ponta e topo da estaca

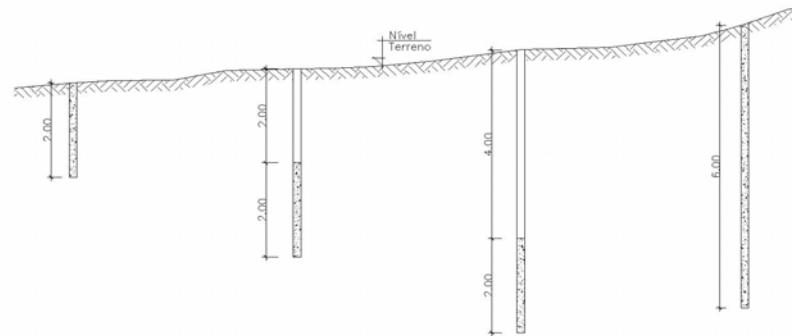


Figura 3.6 – Vista da montagem das chapas de aço

Depois de prontas, as hastes que seriam inseridas na estaca, foram executadas sua escavação com trado mecanizado e logo após esta escavação, foram concretadas as estacas.

O trado mecânico utilizado foi o de diâmetro igual a  $25\text{ cm}$  e a profundidade de cada estaca é mostrada na figura 3.7. O concreto lançado nestas estacas obteve após ensaios específicos seguindo-se a norma,  $f_{ck}$  entre  $15,5$  e  $18,2\text{ MPa}$ , satisfazendo a proposta inicial de cálculo, onde se trabalhou com  $f_{ck}\ 15\text{ MPa}$ . O tempo médio entre a abertura do furo e o término da concretagem, não foi superior a  $40$  minutos, obtendo-se assim o propósito inicial de conciliar a abertura do fuste e concretagem, no menor espaço de tempo possível. Evitando-se que o solo perdesse resistência devido ao seu relaxamento.

CAMPO EXPERIMENTAL II  
CONCRETAGEM DAS AESTACAS



S/ ESCALA

Figura 3.7 – Perfil mostrando a concretagem das estacas

As Figuras 3.8, 3.9 e 3.10 mostram a escavação do fuste, concretagem e demais etapas que foram demandadas na execução das estacas. Não se utilizou qualquer tipo de armadura, pois as estacas foram concebidas para suportar apenas carga axial.



Figura 3.8 – Início da escavação da estaca



Figura 3.9 – Escavação da estaca com trado mecânico – Vista 01



Figura 3.10 – Escavação da estaca com trado mecânico – Vista 02

### 3.3 Montagem das reações

Para este fim foram utilizadas vigas metálicas, construídas em perfis I e com capacidade adequada para suportar as cargas utilizadas na prova de carga.

Apresentam-se na figura 3.4 um desenho esquemático da reação utilizada e nas figuras 3.11, 3.12 e 3.13, o conjunto montado e pronto para execução do ensaio. Para completar o conjunto de reações foram cravados tirantes a uma profundidade de aproximadamente 4 metros e sendo estes os responsáveis por sustentar e se contrapor às cargas aplicadas pelo macaco hidráulico no topo das estacas.

Foram utilizados dois macacos hidráulicos e isso se deu, para se garantir um nível confiável de medição da transferência de carga para as estacas. Nas estacas 1, 2 e 3, utilizou-se apenas o macaco nº 1 cuja a capacidade é de 25 kN e na estaca 4 foram utilizados para o início do carregamento o macaco nº 1 e logo após ter sido aplicado 1/3 da carga de trabalho, descarregou-se a estaca nº 4 e passou-se então a carregá-la como macaco nº 2, cuja a capacidade de carga é de 200 kN.



Figura 3.11 – Montagem do conjunto de equipamentos



Figura 3.12 – Montagem do conjunto utilizando macaco hidráulico nº 2



Figura 3.13 – Montagem dos extensômetros

São apresentadas nas Figuras 3.14 e 3.15, as curvas de calibração de cada macaco. Estas calibrações foram executadas no laboratório de materiais de construção da UFV, seguindo-se a norma para tal procedimento. Obtida então as curvas de calibrações, partiu-se então para o preparo do ensaio de prova de carga.

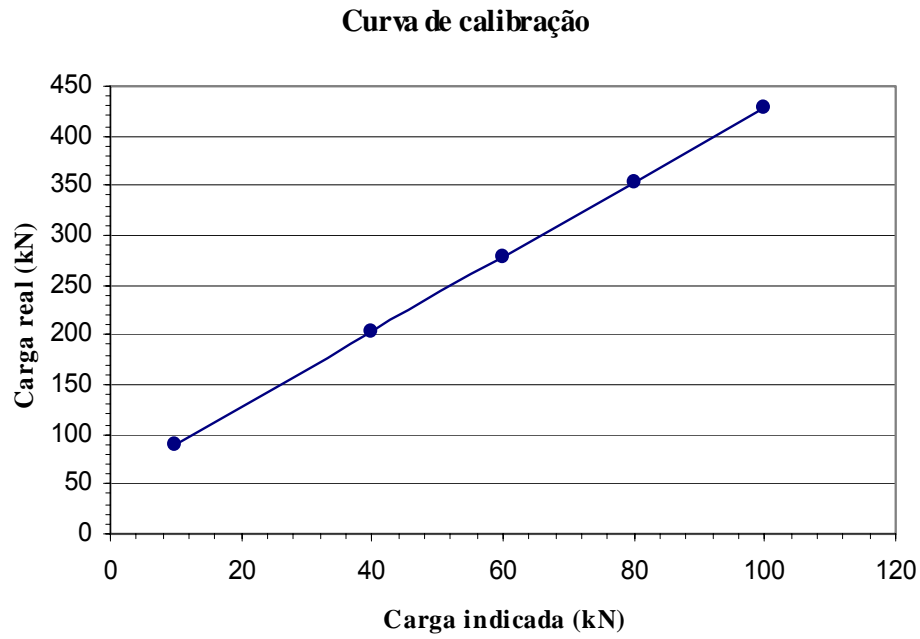


Figura 3.14 – Curva de calibração do macaco hidráulico nº 1 – (500 kN)

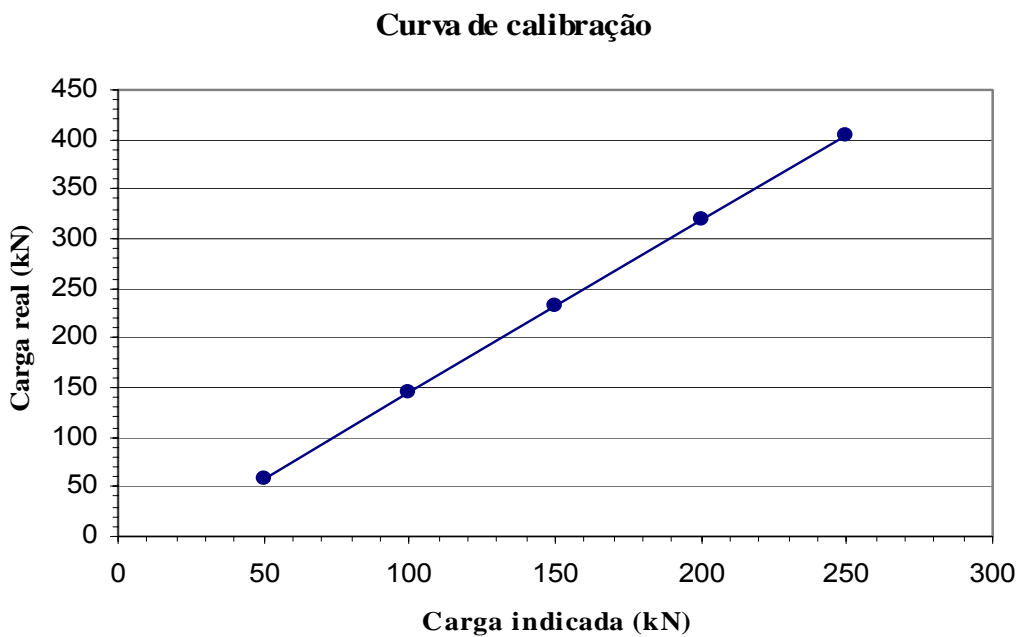


Figura 3.15 – Curva de calibração do macaco hidráulico nº 2 – (2000 kN)

### 3.4. Vigas de referência

As vigas de referência utilizadas neste trabalho, seguiram o que é prescrito na norma *NBR 12.131/92*, onde é exposto no item 2.2.7 que,

os extensômetros ficam apoiados ou fixados em vigas de referência com as seguintes características:

- a) rigidez compatível com a sensibilidade das medidas;
- b) independência de eventuais movimentos do terreno. Para tanto, são simplesmente apoiadas em ambas as extremidades, em peças fixadas ao solo distantes, quando as estacas forem de seção transversal circular, cinco diâmetros da maior seção transversal ou 1,5 metros, no mínimo do eixo da estaca ensaiada, ao eixo dos tirantes ou estacas tracionadas ou do ponto mais próximo do apoio do sistema de reação. Para estacas de seção transversal não circular, a distância deve ser 4,5 vezes a menor dimensão da maior seção transversal da estaca ou 1,5 metros, ao menos, medidos de qualquer ponto das faces do menor polígono que circunscribe a seção;
- c) os efeitos externos, tais como vento e a temperatura sobre a viga de referência, devem ser considerados quando os deslocamentos por eles provocados forem significativos.

Isto posto, pode ser observado nas Figuras 3.16 e 3.17, as vigas de referência que foram executadas em madeira, tomando-se o devido cuidado na confecção da montagem, para que a mesma pudesse ser confiável no que diz respeito a sua inércia, ou seja, que esta viga não tivesse qualquer efeito sobre as leituras anotadas nos extensômetros fixados a ela. Fez-se então um gabarito em forma retangular e travamentos intermediários para que se pudesse garantir o melhor resultado possível desta montagem. Como já foi dito em item anterior, não se observou nenhuma variação significativa nos extensômetros que tiveram leituras acompanhadas durante 24 horas antes de se começar a prova de carga e os extensômetros não apresentaram variação com a temperatura ou qualquer outra intempérie, podendo ser concluído que as vigas de referência de madeira não sofreram variação.



Figura 3.16 – viga de referência em madeira – Vista 01



Figura 2.17 – viga de referência em madeira – Vista 02

### 3.5. Preparo da prova de carga

Com todos os dados referentes à estaca e demais componentes necessários para o ensaio, partiu-se para o preparo final dos equipamentos e início da prova de carga. Utilizaram-se 3 relógios comparadores, com precisão de  $0,01\text{ mm}$  e curso de  $50\text{ mm}$ . Estes relógios foram dispostos da seguinte forma: um relógio comparador medindo o deslocamento no topo da estaca, outro relógio medindo o deslocamento na ponta da estaca e um terceiro relógio foi colocado na placa que sustentava o macaco e transferia a carga para estaca. As figuras 3.18, 3.19, 3.20 e 3.21, mostram esta montagem, onde se observa também as vigas de referência, nas quais foram instalados os relógios comparadores.

Após a fixação dos relógios comparadores nas vigas de referência e apoiados em seus locais de medição, foram lidos os deslocamentos e respectiva temperatura durante um período de 24 horas, isto para caso fosse necessário, corrigir as leituras se houvessem deslocamentos significativos com a variação da temperatura. Não se observou deslocamento maior que  $0,1\text{ mm}$  e, portanto foi desprezada a correção das leituras devido a variação de temperatura.



Figura 3.18 – Montagem da prova de carga – Vista 01



Figura 3.19 – Detalhe da montagem com macaco hidráulico nº 2 – (2000 kN) – Vista 02



Figura 3.20 – Montagem da prova de carga – Vista 03



Figura 3.21 – Detalhe da bomba hidráulica e manômetro para aplicação de carga

## 4. INVESTIGAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO

Apresentam-se neste capítulo, todos os resultados dos diversos ensaios de laboratório e de campo, que auxiliaram de forma imprescindível nas conclusões e observações do comportamento do elemento de fundação aqui estudado.

### 4.1 Investigação de campo

Os ensaios realizados nesta etapa foram ensaios *SPT*, *SPT-T*, *DMT* e *PMT*, todos executados criteriosamente, resultando em dados confiáveis e auxiliando no entendimento, comportamento e performance do elemento de fundação estudado.

#### 4.1.1 SPT (sondagem a percussão)

Foram realizadas 6 sondagens a percussão (*SPT*). A cada metro de profundidade executaram-se ensaios de penetração dinâmica no solo, medindo-se através da quantidade de golpes necessários para cravar o amostrador nos 30 cm finais e obtendo então o valor do  $N_{spt}$  da camada penetrada. Na tabela 7.1, são apresentados os resultados destas seis sondagens, bem como suas respectivas profundidades.

Para a realização dos ensaios foi seguido o que prescreve a *NBR 6484/2001* e o amostrador utilizado foi também o padronizado pela norma citada acima.

#### 4.1.2 SPT-T (Sondagem a percussão com medida de torque)

Três das sondagens a percussão citadas no item anterior, tiveram o incremento medindo-se também o torque necessário para que fosse rompido o atrito lateral entre o solo e a parede do amostrador. Este ensaio ainda não recebeu normatização, porém já vem sendo utilizado com frequência por vários pesquisadores e empresas ligadas a geotecnia. Idealizado por Ranzini (1988) conforme descrito do *item 3.3* deste trabalho, é uma ferramenta a mais para o estudo do comportamento das fundações profundas. Na tabela 7.2, são apresentados os resultados desta investigação, inclusive anotando-se o valor do torque residual, que ultimamente tem despertado interesse em vários pesquisadores brasileiros.

#### **4.1.3 PMT – (ensaio pressiométrico)**

Uma outra modalidade de investigação geotécnica utilizada neste trabalho de dissertação foi o ensaio pressiométrico de *Menárd* com pré-furo. Executaram-se quatro ensaios deste tipo e os dados estão apresentados nas Figuras 8.3, 8.4, 8.5 e 8.6.

Para execução deste ensaio, primeiro se realiza um pré-furo com trado específico conforme descrito no item 3.4 deste trabalho e a partir de então, são recolhidas amostras a cada 20 cm. Este ensaio nos permite ter uma caracterização táctil visual muito eficaz do perfil de subsolo que estamos trabalhando, tanto é, que foi a partir das amostras obtidas no ensaio pressiométrico que se fez à caracterização do solo que estava sendo analisado. É possível com este ensaio, delimitar e perceber qualquer mudança ocorrida no perfil do subsolo, visto que as amostras são retiradas a cada 20 cm e continuamente.

#### **4.1.4 DMT – (ensaio dilatométrico)**

Utilizou-se também o ensaio dilatométrico, o qual nos fornece alguns parâmetros sobre o perfil de solo atravessado. Dentre eles a característica mecânica do solo, e é nesta classificação que o ensaio mostra o comportamento deste solo. Isto tanto é verdade que se compararmos o ensaio de análise granulométrica com o resultado do ensaio dilatométrico, iremos nos deparar em alguns casos com divergências de classificação. Este fato é de fácil compreensão, pois o dilatômetro analisa a resistência mecânica oferecida pelo solo, ocorrendo algumas vezes como exemplo, uma argila se comportando como um silte, esta argila, será então classificada como silte, por ser esta a sua característica mecânica. Conjugando o dilatômetro com outros ensaios os quais se possam retirar amostras do perfil de solo atravessado, é sem dúvida um caminho importante a seguir.

Nos ensaios dilatométricos realizados no Campo Experimental II, obtiveram-se os resultados conforme se seguem nas tabelas 7.7, 7.8, 7.9 e 7.10.

#### **4.2 Ensaio de laboratório**

Para a realização destes ensaios foram utilizadas amostras deformadas e indeformadas. As amostras deformadas foram obtidas nos ensaios pressiométricos *PMT 01*, *PMT 02*, *PMT 03* e *PMT 04*. A partir dessas amostras definiu-se o perfil de solo atra-

vessado, conforme mostra a Figura 4.1. Já a amostra indeformada foi coletada em poço aberto conforme locado na Figura 3.2, de onde foram retiradas 3 amostras, nas seguintes profundidades 2, 4 e 6 metros. Propositadamente o poço foi locado em uma região onde se previa uma camada de solo com pouca variação ou mais homogêneo, pode-se assim dizer, já que este fato é relevante para as proposições as quais se basearam estes trabalhos de pesquisa.

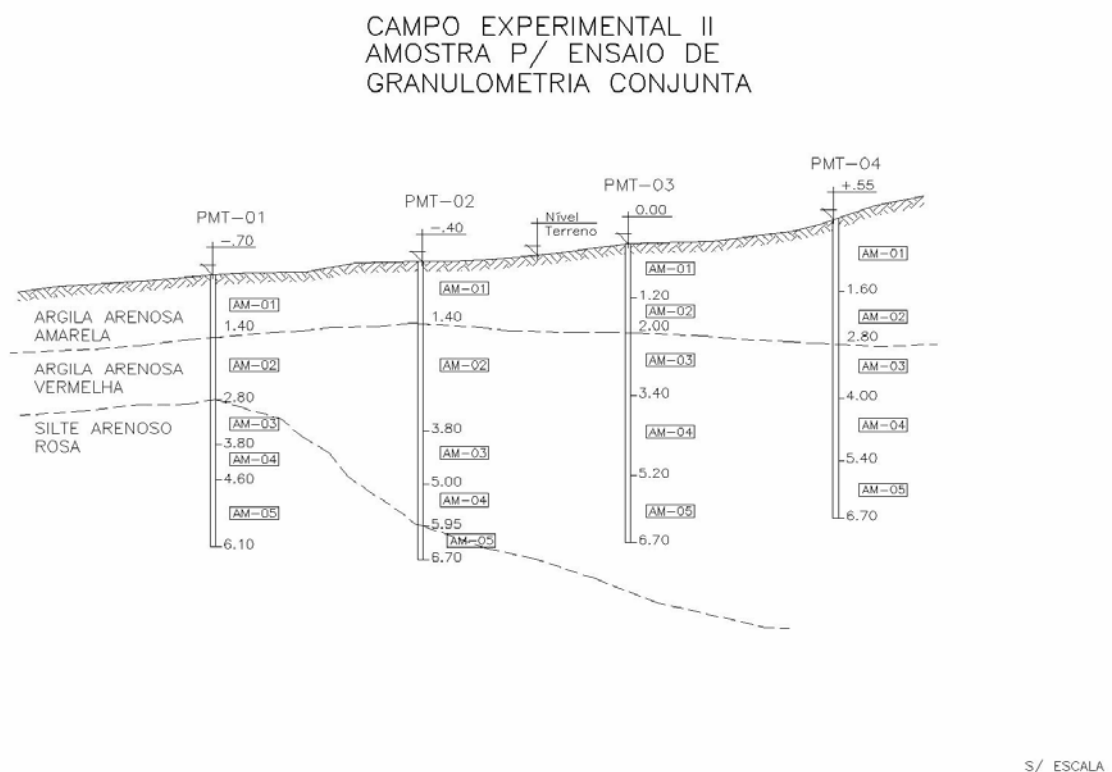


Figura 4.1 – Perfil do solo estudado

Os ensaios de laboratório foram compostos conforme se descreve abaixo:

- Análise granulométrica
- Limites de consistência
- Massa específica dos sólidos
- Massa específica do solo
- Teor de umidade

- Ensaio triaxial CID na umidade natural

Todos os ensaios seguiram normas específicas para tais, sendo apresentado nos itens a seguir.

#### **4.2.1. Granulometria conjunta**

Definiu-se um número de 20 ensaios de granulometria conjunta, sendo executado em cada furo de sondagem *PMT*, 5 ensaios de granulometria conjunta. Sendo os mesmos divididos desta forma orientando-se pela cor, textura e demais características de semelhança adquiridas pela análise tátil visual do solo.

Na tabela 7.11, são apresentados um resumo dos resultados da granulometria conjunta, dos ensaios executados para cada furo de sondagem *PMT*.

#### **4.2.2 Massa específica dos sólidos**

Também para os ensaios de massa específica dos sólidos, seguiu-se a mesma sistemática adotada nos ensaios granulométricos. Os resultados são apresentados em resumo na tabela 7.12.

#### **4.2.3 Limites de consistência**

Seguindo-se o que prescreve as normas *NBR 6459/84* para ensaio de limites de liquidez e a *NBR 7180/84* para ensaio de limites de plasticidade, executaram-se 8 ensaios divididos 2 por cada furo de sondagem *PMT*. A definição do número de ensaios obedeceu ao resultado obtido nos ensaios de granulometria conjunta. Por se tratar de um solo com granulometria bem semelhante entre as amostras obtidas e analisando o perfil do subsolo, tornou-se possível e viável a execução de apenas 2 ensaios por furo. Na Tabela 7.13, são apresentados os resultados destes ensaios.

#### **4.2.4 Teor de umidade**

Além de ser retirado o teor de umidade em todos os ensaios de laboratório realizados, foram monitorados ainda o teor de umidade para cada amostra retirada no ensaio de campo *PMT*, ou seja, a cada 20 cm ao longo de toda extensão do furo e em todos os

furos, retirou-se amostra para a determinação do teor umidade. Completou-se ainda com amostras retiradas nos dias em que foram escavadas e concretadas as estacas e também amostras em dias de execução das provas de carga. Obteve-se assim, um total controle do teor de umidade do solo em todas as etapas do trabalho. A Tabela 7.14, traz um resumo dos resultados obtidos em cada amostra coletada. Esta atenção especial dada foi por se tratar de estações diferentes entre o início do primeiro ensaio de campo e a execução das provas de carga.

### **4.3 Ensaios especiais**

Neste item, chamado ensaios especiais, focou-se a atenção apenas no ensaio triaxial CID na umidade natural e com interesse especial nos parâmetros coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ).

#### **4.3.1 Ensaio CID na umidade natural**

Foram ensaiados 9 corpos-de-prova, retirados das amostras indeformadas recolhidas do poço conforme mostrado na figura 4.1, com suas profundidades de 2, 4 e 6 metros e sendo três corpos-de-prova para cada profundidade. A tabela 7.15 apresenta os resultados obtidos para os ensaios citados acima.

Seguiu-se para a realização de tais ensaios, o que é recomendado por Head (1982). O preparo dos corpos de prova foi realizado em câmara úmida, visando sempre manter o teor de umidade original da amostra. Neste tipo de ensaio é permitida a drenagem em todas as fases. Ao se aplicar à tensão confinante ( $\sigma_3$ ), o solo é adensado e em seguida aplicada a tensão desviatória ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) também se permitindo a drenagem e por consequência não se desenvolvendo pressões neutras. Desta forma, a poro pressão durante o carregamento permanece praticamente nula e as pressões totais medidas são pressões efetivas. O ensaio realizado utilizou-se de deformação controlada, a uma velocidade de  $0,015\text{mm/min}$ .

### **4.4 Solo estudado**

Após todos os ensaios realizados, pôde-se então definir o perfil de solo onde se instalaram as estacas escavadas pelo trado mecânico. Trata-se de um solo residual ma-

duro, com camada bem homogênea como se pode notar pelos ensaios de granulometria conjunta e também através das amostras retiradas no ensaio *PMT*.

Este era um dos propósitos deste trabalho, instalar as estacas em um perfil de solo homogêneo ou próximo da homogeneidade, propósito este que se alcançou, conforme mostrado na Figura 3.1 onde é apresentado um desenho esquemático do perfil de subsolo encontrado. A partir desta homogeneidade e da forma como concretaram-se as estacas, pode-se fazer uma verificação do método de cálculo utilizado por Décourt & Quaresma (1978), onde não se leva em conta o tipo de solo atravessado.

## **5. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL ATRAVÉS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

Em nosso país, a investigação geotécnica mais difundida e realizada, é o ensaio de sondagem a percussão com determinação da resistência a penetração. Por este fato, os métodos semi-empíricos mais utilizados aqui, levam em consideração os resultados do *SPT*. Começam-se, porém a ser utilizado outros dados de ensaios geotécnicos para utilização em métodos semi-empíricos tais como: o *SPT-T* (ensaio *SPT* com medida de Torque) e *DMT* (ensaio dilatométrico).

### **5.1 Determinação da capacidade de carga através do método Aoki-Velloso**

Através do método de *Aoki e Velloso*, calculou-se a capacidade de carga das estacas utilizadas neste trabalho de pesquisa. De posse dos dados obtidos no ensaio *SPT* e da definição do tipo de solo através do ensaio de granulometria conjunta, obteve-se então das tabelas 2.4 e 2.5, os valores para o cálculo da capacidade de carga. Seguem-se na Tabela 6.16 os valores de capacidade de carga obtidos para as quatro estacas executadas no campo experimental II, utilizando-se o método de *Aoki-Velloso*.

### **5.2 Método Décourt-Quaresma**

Conforme já foi abordado no item (3.8.1.2. *método semi-empírico*), o método de Décourt & Quaresma (1978) apresenta um processo de avaliação da capacidade de carga de estacas, com base nos valores do  $N_{spt}$ . Neste trabalho de pesquisa, utilizaram-se como protótipos 3 estacas concretadas em seções e uma estaca concretada totalmente, conforme mostra a figura 4.1, do perfil das estacas. Isto satisfaz uma das metas deste trabalho que consiste em avaliar o resultado do método semi-empírico acima citado que leva em conta a soma dos valores de  $N_{spt}$  ao longo da profundidade da estaca ensaiada. Os valores utilizados para os cálculos deste método, são apresentados nas Figuras 2.6 e 2.7 e resumidamente na Tabela 7.17 estão os valores obtidos e que serão analisados posteriormente com os resultados de cada prova de carga executada.

### **5.3 Método Alonso via ensaio SPT-T**

Urbano Alonso (1994), utiliza os resultados do ensaio *SPT-T* e propõe uma forma direta para o cálculo da capacidade de carga de estacas. O método consiste na utilização do valor de torque máximo para cálculo de  $f_s$  e posterior cálculo da resistência lateral, utilizando-se também o valor de torque mínimo e torque máximo para o cálculo da resistência de ponta.

Para se obter o valor de  $f_s$ , utiliza-se a equação (2.1), proposta por Ranzini (1988) e para o cálculo de  $r_l$  (resistência lateral), adota-se um valor obtido através de correlações de resultados de várias provas de carga instrumentadas, sendo este calculado através da equação (2.2) e ao cálculo de  $r_p$  (resistência de ponta), calculado através da equação (2.3). As expressões para o cálculo de capacidade de carga, utilizando-se diretamente os valores do ensaio *SPT-T*, são apresentados abaixo:

Através dos dados dos ensaios *SPT-T* realizados no campo experimental II, obteve-se os valores da Tabela 7.17.

### **5.4 Método Peixoto via ensaio SPT-T**

Este método desenvolvido tomando como base a proposta de Ranzini (2000), sendo que a esta proposta foram inseridas modificações elaboradas por Peixoto (2002) ao desenvolver um torquímetro que possibilitou uma análise mais refinada quanto ao emprego deste instrumento na determinação da resistência lateral em estacas.

### **5.5 Método para cálculo de capacidade de carga através de dados do DMT**

Através de estudo realizado pela Universidade do Estado de Ghent na Bélgica, utilizaram-se ensaios de DMT antes e depois da execução de estacas escavadas com concreto injetado sobre pressão, comparando estes resultados com os resultados obtidos em prova de carga, analisando o comportamento do solo adjacente ao longo do fuste da estaca, considerando o tipo de solo e o volume excessivo de concreto penetrado nas paredes da cavidade. A eficiência do método na obtenção da capacidade de resistência lateral foi satisfatória se comparados aos resultados dos ensaios de prova de carga.

## **6. PROVA DE CARGA**

Já foi comentado no início desta dissertação que o método utilizado neste trabalho, foi o ensaio do tipo, prova de carga estática com carregamento lento, seguindo-se todas as prescrições da norma que rege o mesmo.

### **6.1 Instrumentação para prova de carga estática**

Inicialmente foram executadas as hastes metálicas e soldadas as chapas que foram utilizadas para medição dos deslocamentos impostas a estaca através da aplicação da carga axial. Instalaram-se 3 extensômetros para acompanhamento dos deslocamentos ocorridos. Instalados nas vigas de referência e posicionados na seqüência como se segue: o primeiro na chapa metálica que serviu de base para a transferência da carga aplicada pelo macaco, o segundo instalado na haste metálica que mede o deslocamento do topo da estaca e o terceiro, também instalado em outra haste que media o deslocamento da ponta da estaca.

As figuras 6.1, 6.2 e 6.3, mostram a montagem dos relógios comparadores e suas respectivas posições, sendo estes extensômetros utilizados para medir o deslocamento ocorrido na ponta e no topo de cada estaca, além de um terceiro que foi utilizado para verificar qualquer deslocamento na chapa metálica onde se apóia o macaco hidráulico.

Todos os equipamentos e acessórios utilizados na prova de carga foram projetados e desenvolvidos para que se pudesse ter a melhor relação de confiabilidade na obtenção dos resultados esperados. Todos os equipamentos foram aferidos e calibrados segundo as normas específicas para cada equipamento. Ainda registraram-se as variações de temperatura durante 24 horas antes de cada ensaio, para que fosse possível caso houvesse variação no deslocamento causado pela variação de temperatura, pudesse ser corrigida no ensaio. Porém, não se observou variação de deslocamento significativa devido a variação da temperatura, ficando desnecessária a correção do ensaio.

Abaixo se apresentam algumas figuras que mostram a montagem da prova de carga e todos os equipamentos utilizados para tal.



Figura 6.1 – Detalhe da montagem da prova de carga



Figura 6.2 – Posicionamento dos extensômetros



Figura 6.3 – Detalhe da placa de vidro, onde foram apoiados os extensômetros

## 6.2 Execução de ensaio

As cargas aplicadas e a execução da prova de carga, seguiram as prescrições da *NBR 12.131/92*. Para a carga aplicada, adotou-se 20 % da taxa admissível do solo, obtido pelo método de *Décourt-Quaresma* e através deste método foi definido para cada uma das estacas, sua capacidade de carga admissível e a carga de cada estágio a ser aplicado.

Os valores destes estágios para cada estaca estão relacionados na tabela 7.1. Após cada estágio de aplicação de carga foram observados os tempos necessários para a estabilização do recalque e só então aplicado um novo estágio de carga. Foram utilizados dois macacos hidráulicos, o primeiro de 500 kN, iniciava a aplicação das cargas em seus primeiros estágios, onde se necessitava de uma maior precisão por se tratar de cargas com valores pequenos e o relógio tinha divisão a cada 1 kN aplicado. O segundo macaco hidráulico, de 2000 kN, foi utilizado na aplicação de cargas de valores mais elevados, isto porque o relógio do mesmo tem divisões de 10 kN. Este último macaco, foi utilizado somente para a estaca E 4, que exigia cargas mais elevadas.

### 6.3 Resultados das provas de carga

São apresentados os gráficos com os resultados das quatro provas de carga que foram executadas no Campo Experimental II. Os valores dos descolamentos e as cargas necessárias para que se atingissem tais deslocamentos, são apresentadas nas tabelas 7.19, 7.20, 7.21 e 7.22, onde é possível visualizar o comportamento da estaca durante a aplicação dos estágios de carga. Estes resultados foram baseados, admitindo-se que um deslocamento de 1% do valor do fuste da estaca (2,5 mm), seriam suficientes para que fosse considerado o ponto de ruptura da resistência lateral do solo.

Tabela 6.1 – Aplicação dos estágios de carregamento – estacas E 1; E 2; E 3; E 4

E 1		E 2		E 3		E 4	
Estágio	Carga (kN)	Estágio	Carga (kN)	Estágio	Carga (kN)	Estágio	Carga (kN)
1	15	1	15	1	15	1	40
2	30	2	30	2	30	2	80
3	45	3	45	3	45	3	120
4	60	4	60	4	60	4	165
5	75	5	75	5	75	5	202
6	90	6	90	6	90	6	240
7	105	7	105	7	105	7	277
8	120	8	120	8	120	8	315
9	135	9	135	9	135	9	353
10	150	10	150	10	150	10	390
11	165	11	165	11	165	11	428
12	180	12	180	12	180	12	334
13	195	13	195	13	195	13	240
14	181	14	210	14	225	14	146
15	108	15	150	15	150	15	0
16	58	16	100	16	100		
17	0	17	50	17	50		
		18	0	18	0		

## 7. RESULTADOS

Apresentam-se, neste capítulo, um conjunto de resultados dos ensaios executados e uma análise dos dados obtidos. É preciso salientar aqui, que os dados obtidos são referentes ao solo estudado e qualquer analogia em uma outra região, pode ser imprudente e incorrer em erro não previsto.

### 7.1. Resultados dos ensaios de campo

#### 7.1.1. Resultados dos ensaios SPT

Tabela 7.1 – Resultados dos ensaios SPT

<b>SPT - 01</b>			
Profundidade (m)		$N_{spt}$	Classificação do material
1	1,45	12	Argila siltosa amarela
2	2,45	18	Argila siltosa vermelha
3	3,45	24	Argila siltosa vermelha
4	4,45	33	Silte arenoso rosa + mica
5	5,45	44	Silte arenoso rosa + mica
6	6,45	43	Silte arenoso rosa + mica
7	7,45	35	Silte arenoso rosa + mica
8	8,45	39	Silte arenoso - alt. Rocha
9	9,45	43	Silte arenoso - alt. Rocha

<b>SPT - 02</b>			
Profundidade (m)		$N_{spt}$	Classificação do material
1	1,45	15	Argila siltosa amarela
2	2,45	16	Argila siltosa vermelha
3	3,45	26	Argila siltosa vermelha
4	4,45	31	Argila siltosa vermelha
5	5,45	39	Argila siltosa vermelha
6	6,45	51	Argila siltosa vermelha
7	7,45	40	Areia fina siltosa
8	8,45	41	Areia fina siltosa
9	9,45	41	Areia fina siltosa

**SPT - 03**

Profundidade (m)	N <sub>spt</sub>	Classificação do material	
1	1,45	9	Argila arenosa amarela
2	2,45	13	Argila arenosa vermelha
3	3,45	24	Argila arenosa vermelha
4	4,45	28	Argila arenosa vermelha
5	5,45	36	Argila arenosa vermelha
6	6,45	47	Argila arenosa vermelha
7	7,45	64	Argila arenosa vermelha

**SPT - 04**

Profundidade (m)	N <sub>spt</sub>	Classificação do material	
1	1,45	16	Argila arenosa amarela
2	2,45	22	Argila arenosa amarela
3	3,45	28	Argila arenosa vermelha
4	4,45	35	Argila arenosa vermelha
5	5,45	28	Argila arenosa vermelha
6	6,45	38	Argila arenosa vermelha

**SPT - 05**

Profundidade (m)	N <sub>spt</sub>	Classificação do material	
1	1,45	15	Argila arenosa amarela
2	2,45	18	Argila arenosa amarela
3	3,45	22	Argila arenosa vermelha
4	4,45	26	Argila arenosa vermelha
5	5,45	24	Argila arenosa vermelha
6	6,45	32	Argila arenosa vermelha

**SPT - 06**

Profundidade (m)	N <sub>spt</sub>	Classificação do material	
1	1,45	15	Argila arenosa amarela
2	2,45	24	Argila arenosa vermelha
3	3,45	28	Argila arenosa vermelha
4	4,45	32	Argila arenosa vermelha
5	5,45	25	Silte arenoso rosa
6	6,45	25	Silte arenoso rosa

## 7.1.2. Resultados dos ensaios SPT-T

Tabela 7.2 – Resultados dos ensaios SPT-T

<b>SPT-T 01 (SPT-04)</b>					
Profundidade (m)	$N_{spt}$	Torque máximo (kgxm)	Torque residual (kgxm)	Classificação do material	
1	1,45	16	12	8	Argila arenosa amarela
2	2,45	22	24	15	Argila arenosa amarela
3	3,45	28	38	20	Argila arenosa vermelha
4	4,45	35	42	24	Argila arenosa vermelha
5	5,45	28	38	21	Argila arenosa vermelha
6	6,45	38	54	33	Argila arenosa vermelha

<b>SPT-T 02 (SPT-05)</b>					
Profundidade (m)	$N_{spt}$	Torque máximo (kgxm)	Torque residual (kgxm)	Classificação do material	
1	1,45	15	8	4	Argila arenosa amarela
2	2,45	18	8	5	Argila arenosa amarela
3	3,45	22	20	12	Argila arenosa vermelha
4	4,45	26	30	18	Argila arenosa vermelha
5	5,45	24	26	16	Argila arenosa vermelha
6	6,45	32	46	26	Argila arenosa vermelha

<b>SPT-T 03 (SPT-06)</b>					
Profundidade (m)	$N_{spt}$	Torque máximo (kgxm)	Torque residual (kgxm)	Classificação do material	
1	1,45	15	10	6	Argila arenosa amarela
2	2,45	24	28	14	Argila arenosa amarela
3	3,45	28	38	20	Argila arenosa vermelha
4	4,45	32	48	30	Argila arenosa vermelha
5	5,45	25	30	22	Silte arenoso rosa
6	6,45	25	44	29	Silte arenoso rosa

### 7.1.3. Resultados dos ensaios PMT

Tabela 7.3 – Resultado PMT 01

Cliente											
Dissertação de mestrado - Paulo Roberto Borges											
Procedência											
Fábrica de Manilhas								Data do ensaio		13/5/2003	
Sondagem n°											
PMT 01				N.A. Não encontrado (m)				Profundidade 0,5 a 5,8 (m)			
Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	K	E <sub>m</sub> (kPa)	E <sub>m</sub> /P <sub>L</sub>	IV/V <sub>0</sub>
1	1,0	45	117	369	198	401	749	1478	5911	14,7	0,7
2	1,6	15	132	428	213	679	749	1478	7536	11,1	0,6
3	2,2	27	162	489	243	830	809	1478	8428	10,2	0,5
4	2,8	26	123	540	228	1167	731	1510	7390	6,3	0,9
5	3,4	42	102	839	225	1237	689	1533	9937	8,0	1,2
6	4,0	31	94	882	184	1457	673	1490	14085	9,7	1,0
7	4,6	39	96	1124	204	1705	677	1514	15205	8,9	1,1
8	5,2	41	90	1089	211	1632	665	1531	13259	8,1	1,3
9	5,8	43	100	1202	246	1780	685	1564	12416	7,0	1,5

Tabela 7.4 – Resultado PMT 02

Cliente											
Dissertação de mestrado - Paulo Roberto Borges											
Procedência											
Fábrica de Manilhas								Data do ensaio		13/5/2003	
Sondagem n°											
PMT 02				N.A. Não encontrado m				Profundidade 0,5 a 6,4 m			
Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	K	E <sub>m</sub> (kPa)	E <sub>m</sub> /P <sub>L</sub>	□V/V <sub>0</sub>
1	1,0	22	106	385	169	686	727	1454	8378	12,2	0,6
2	1,6	24	100	517	246	680	685	1564	5281	7,8	1,5
3	2,2	22	99	455	220	797	683	1531	5477	6,9	1,2
4	2,8	26	97	551	169	996	679	1466	10687	10,7	0,7
5	3,4	27	97	949	195	1502	679	1500	14115	9,4	1,0
6	4,0	31	100	1124	249	1583	685	1568	11503	7,3	1,5
7	4,6	30	92	1017	151	1884	669	1448	24230	12,9	0,6
8	5,2	30	101	1423	207	2177	687	1511	19855	9,1	1,0
9	5,8	34	103	1386	189	2314	691	1484	23334	10,1	0,8
10	6,4	42	102	956	246	1440	689	1561	9911	6,9	1,4

Tabela 7.5 – Resultado PMT 03

Cliente													
Dissertação de mestrado - Paulo Roberto Borges													
Procedência													
Fábrica de Manilhas								Data do ensaio		13/5/2003			
Sondagem n°													
PMT 03				N.A. Não encontrado				m		Profundidade		0,5 a 6,4	
m													
Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	K	E <sub>m</sub> (kPa)	E <sub>m</sub> /P <sub>L</sub>	□V/V <sub>0</sub>		
1	1,0	17	163	249	225	479	841	1452	5435	11,3	0,4		
2	1,6	24	165	360	234	624	815	1462	7118	11,4	0,4		
3	2,2	19	160	293	202	697	805	1426	9301	13,3	0,3		
4	2,8	26	144	524	217	1013	773	1467	10008	9,9	0,5		
5	3,4	27	142	559	191	1127	769	1435	15581	13,8	0,3		
6	4,0	31	144	935	291	1331	773	1565	9627	7,2	1,0		
7	4,6	30	144	990	236	1604	773	1492	15571	9,7	0,6		
8	5,2	30	147	731	240	1511	779	1494	11258	7,5	0,6		
9	5,8	34	142	1529	258	2365	769	1524	19644	8,3	0,8		
10	6,4	42	140	1484	231	2711	765	1491	23626	8,7	0,7		

Tabela 7.6 – Resultado PMT 04

Cliente													
Dissertação de mestrado - Paulo Roberto Borges													
Procedência													
Fábrica de Manilhas								Data do ensaio		13/5/2003			
Sondagem n°													
PMT 04				N.A.				9,00		m		Profundidade	
0,5 a 5,8													
m													
Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	K	E <sub>m</sub> (kPa)	E <sub>m</sub> /P <sub>L</sub>	□V/V <sub>0</sub>		
1	1,0	17	155	202	225	401	825	1463	3864	9,6	0,5		
2	1,6	15	165	149	198	320	815	1414	5745	18,0	0,2		
3	2,2	27	146	489	204	1024	777	1447	11526	11,3	0,4		
4	2,8	26	144	748	270	1167	773	1537	8810	7,5	0,9		
5	3,4	42	142	852	276	1334	769	1548	9358	7,0	0,9		
6	4,0	31	157	860	286	1457	799	1541	9906	6,8	0,8		
7	4,6	30	148	804	211	1532	781	1454	17860	11,7	0,4		
8	5,2	30	147	1066	252	1758	779	1510	14894	8,5	0,7		
9	5,8	43	144	1006	210	2000	773	1458	21269	10,6	0,5		

## 7.1.4 Resultados dos ensaios DMT

Tabela 7.7– Resultado DMT 01

DMT - 01															
z (m)	A (KPa)	B (KPa)	P <sub>0</sub> (KPa)	P <sub>1</sub> (KPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ' (KPa)	Id	Kd	Ed (Mpa)	K <sub>0</sub>	OCR	φ (°)	M (Mpa)	Cu (KPa)	Material
0,2	455	1700	408	1678	19,6	3	3,12	99,9	44,1			-	206,3		Areia siltosa
0,4	315	1025	294	1003	18,6	7	2,41	40,2	24,6			46	93,9		Areia siltosa
0,6	340	760	334	738	17,7	11	1,21	30,2	14,0			-	49,7		Silte arenoso
0,8	265	730	256	708	17,7	15	1,76	17,6	15,7			43	47,5		Silte arenoso
1,0	170	575	164	553	17,7	18	2,36	9,1	13,5			40	32,5		Areia siltosa
1,2	190	655	182	633	17,7	22	2,49	8,4	15,7			40	36,7		Areia siltosa
1,4	200	655	192	633	17,7	25	2,30	7,6	15,3			39	34,5		Areia siltosa
1,6	250	630	246	608	16,7	29	1,47	8,6	15,3			-	29,5		Silte arenoso
1,8	175	735	162	713	17,7	32	3,41	5,0	12,6			37	36,5		Areia
2,0	225	600	224	579	16,7	36	1,63	6,2	19,1			38	25,3		Areia siltosa
2,2	385	895	374	873	17,7	39	1,33	9,6	12,4			-	42,6		Areia siltosa
2,4	325	825	315	803	17,7	42	1,55	0,4	17,3			-	37,5		Areia siltosa
2,6	275	885	289	863	18,6	46	2,33	5,6	16,9			38	41,4		Silte arenoso
2,8	420	1250	393	1228	18,6	50	2,12	7,9	21,0			39	66,1		Silte arenoso
3,0	560	1525	526	1503	19,6	53	1,85	9,9	29,0			40	84,2		Silte arenoso
3,2	465	1650	420	1628	19,6	57	2,87	7,3	33,4			39	93,3		Silte arenoso
3,4	405	1200	380	1178	18,6	61	2,10	6,3	41,9			38	57,0		Silte arenoso
3,6	435	1525	395	1503	19,6	65	2,80	6,1	27,7			38	79,2		Silte arenoso
3,8	585	1975	530	1953	19,6	69	2,68	7,7	38,4			39	111,9		Silte arenoso
4,0	900	2525	833	2503	19,6	73	2,00	11,4	49,4			41	152,2		Silte arenoso
4,2	805	2350	742	2328	19,6	77	2,14	9,7	57,9			40	135,8		Silte arenoso
4,4	865	2500	798	2478	19,6	81	2,11	9,9	55,0			40	145,1		Silte arenoso
4,6	760	2150	705	2128	19,6	85	2,02	8,3	58,3			40	115,0		Silte arenoso
4,8	625	2075	567	2053	19,6	89	2,62	6,4	49,4			38	108,4		Silte arenoso
5,0	825	2225	770	2203	19,6	92	1,86	8,3	51,6			40	115,7		Silte arenoso
5,2	995	2550	932	2528	20,6	96	1,71	9,7	49,7			40	136,7		Areia siltosa
5,4	740	2425	775	2403	19,6	101	2,10	7,7	56,5			39	127,6		Silte arenoso
5,6	755	2275	694	2253	19,6	104	2,25	6,6	54,1			39	115,0		Silte arenoso
5,8	1525	3200	1456	3178	20,6	108	1,18	13,4	59,8	2,2	19,6	-	166,1	258	Silte
6,0	1050	3175	958	3153	21,1	112	2,29	8,5	76,1			40	179,2		Silte arenoso
6,2	890	2300	834	2278	19,1	117	1,73	7,1	50,1			39	109,2		Areia siltosa

Tabela 7.8– Resultado DMT 02

z (m)	DMT - 02										K <sub>0</sub>	OCR	φ (°)	M (Mpa)	Cu (KPa)	Material
	A (KPa)	B (KPa)	P <sub>0</sub> (KPa)	P <sub>1</sub> (KPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ' (KPa)	Id	Kd	Ed (Mpa)							
0,2	540	1425	511	1405	19,1	3	1,75	99,9	31,0				-	145,1		Areia siltosa
0,4	185	565	182	545	17,7	7	2,00	25,1	12,6				44	42,5		Silte arenoso
0,6	235	610	232	590	16,7	11	1,54	21,6	12,4				-	40,1		Areia siltosa
0,8	220	515	221	495	16,7	14	1,24	15,7	9,5				-	27,8		Areia siltosa
1,0	270	645	267	625	17,7	17	1,34	15,3	12,4				-	36,1		Areia siltosa
1,2	170	510	169	490	17,7	21	1,90	8,0	11,1				40	25,6		Silte arenoso
1,4	260	620	258	600	16,7	24	1,33	10,5	11,9				-	30,3		Areia siltosa
1,6	195	710	185	690	17,7	28	2,73	6,6	17,5				39	37,5		Silte arenoso
1,8	240	865	224	845	18,6	31	2,76	7,2	21,5				39	47,5		Silte arenoso
2,0	325	1035	305	1015	18,6	35	2,33	8,7	24,6				40	58,4		Silte arenoso
2,2	365	855	356	835	17,7	39	1,34	9,2	16,6				-	40,1		Areia siltosa
2,4	335	780	328	760	17,7	42	1,31	7,8	15,0				-	33,7		Areia siltosa
2,6	215	535	215	515	16,7	46	1,40	4,7	10,4				-	18,4		Areia siltosa
2,8	305	885	292	865	18,6	49	1,97	5,9	19,9				38	40,0		Silte arenoso
3,0	620	1575	588	1555	19,1	53	1,64	11,1	33,6				41	87,2		Areia siltosa
3,2	255	770	245	750	18,6	57	2,06	4,3	17,5				36	30,1		Silte arenoso
3,4	370	1070	351	1050	18,6	60	1,99	5,8	24,3				38	48,3		Silte arenoso
3,6	605	1250	288	1230	19,1	64	1,09	9,2	22,3	1,7	10,8		-	53,7	95	Silte
3,8	505	1500	471	1480	19,6	68	2,14	6,9	35,0				39	75,6		Silte arenoso
4,0	405	1475	367	1455	19,6	72	2,96	5,1	37,7				37	72,2		Silte arenoso
4,2	645	2075	589	2055	19,6	76	2,49	7,8	50,9				39	115,7		Silte arenoso
4,4	830	2500	762	2480	19,6	80	2,25	9,6	59,6				40	146,6		Silte arenoso
4,6	750	2550	676	2530	19,6	84	2,74	7,1	64,3				40	148,8		Silte arenoso
4,8	780	2370	716	2350	19,6	87	2,28	8,2	56,7				40	131,4		Silte arenoso
5,0	1050	2875	974	2855	21,1	90	1,93	10,7	65,3				41	167,1		Silte arenoso
5,2	1125	3100	1042	3080	21,1	96	1,96	10,9	70,7				41	182,6		Silte arenoso
5,4	1045	3000	963	2980	21,1	100	2,09	9,6	70,0				40	172,6		Silte arenoso
5,6	1005	2775	932	2755	21,1	104	1,96	9,0	63,3				40	151,6		Silte arenoso
5,8	1250	3075	1174	3055	20,6	108	1,60	10,8	65,3				41	168,2		Areia siltosa
6,0	1350	3200	1273	3180	20,6	112	1,50	11,3	66,2				-	173,2		Areia siltosa
6,2	1450	3450	1366	3430	20,6	117	1,51	11,7	71,6				-	189,9		Areia siltosa
6,4	1650	3925	1552	3905	20,6	121	1,52	12,9	81,7				-	223,6		Areia siltosa
6,6	1900	4200	1801	4180	20,6	125	1,32	14,4	82,6				-	235,1		Areia siltosa
6,8	2225	4750	2114	4730	20,6	129	1,24	16,4	90,8				-	269,5		Areia siltosa
7,0	1950	4400	1843	4380	20,6	133	1,38	13,9	88,0				-	247,3		Areia siltosa
7,2	1350	3050	1271	3030	20,6	137	1,38	9,3	60,7				-	147,7		Areia siltosa
7,4	755	2250	696	2230	19,6	141	2,20	4,9	53,2				37	98,4		Silte arenoso

Tabela 7.9– Resultado DMT 03

z (m)	DMT - 03										OCR	φ (°)	M (Mpa)	Cu (KPa)	Material
	A (KPa)	B (KPa)	P <sub>0</sub> (KPa)	P <sub>1</sub> (KPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ' (KPa)	Id	Kd	Ed (Mpa)	K <sub>0</sub>					
0,2	960	2225	911	2203	19,1	3	1,42	99,9	44,8	-	209,7	-	146,3	Areia siltosa	
0,4	620	1550	588	1528	19,1	7	1,60	81,4	32,6	-	146,3	-	146,3	Areia siltosa	
0,6	225	625	220	603	16,7	11	1,74	19,9	13,3	43	41,9	43	41,9	Areia siltosa	
0,8	70	310	73	288	16,7	14	2,96	5,1	7,5	37	14,2	37	14,2	Silte arenoso	
1,0	240	720	231	698	18,6	18	2,02	13,0	16,2	42	44,6	42	44,6	Silte arenoso	
1,2	35	220	40	198	16,7	21	3,89	1,9	5,5	32	5,7	32	5,7	Areia	
1,4	155	560	150	538	17,7	25	2,60	6,0	13,5	38	27,6	38	27,6	Silte arenoso	
1,6	170	505	168	483	17,7	28	1,88	5,9	10,9	38	22,0	38	22,0	Silte arenoso	
1,8	190	565	186	543	17,7	32	1,92	5,8	12,4	38	24,7	38	24,7	Silte arenoso	
2,0	285	735	277	713	17,7	35	1,57	7,8	15,1	-	34,3	-	34,3	Areia siltosa	
2,2	230	725	220	703	17,7	39	2,20	5,7	16,8	38	33,1	38	33,1	Silte arenoso	
2,4	440	985	428	963	17,7	42	1,25	10,1	18,6	-	46,6	-	46,6	Areia siltosa	
2,6	265	760	255	738	18,6	46	1,89	5,5	16,8	38	32,6	38	32,6	Silte arenoso	
2,8	265	830	253	808	18,6	50	2,21	5,1	19,3	37	36,2	37	36,2	Silte arenoso	
3,0	325	985	307	963	18,36	53	2,14	5,7	22,8	38	45,2	38	45,2	Silte arenoso	
3,2	320	920	305	898	18,6	57	1,95	5,3	20,6	38	39,3	38	39,3	Silte arenoso	
3,4	520	1250	498	1228	19,1	61	1,46	8,2	25,3	-	58,4	-	58,4	Areia siltosa	
3,6	290	1125	263	1103	18,6	65	3,19	4,1	29,1	36	50,1	36	50,1	Silte arenoso	
3,8	810	2000	765	1978	19,1	68	1,58	11,2	42,1	-	109,7	-	109,7	Areia siltosa	
4,0	780	2125	727	2103	19,6	72	1,89	10,1	47,7	41	119,6	41	119,6	Silte arenoso	
4,2	800	2175	746	2153	19,6	76	1,89	9,8	48,8	40	121,1	40	121,1	Silte arenoso	
4,4	915	2475	852	2453	19,6	80	1,88	10,6	55,6	41	142,1	41	142,1	Silte arenoso	
4,6	725	2200	666	2178	19,6	84	2,27	79,0	52,5	39	120,0	39	120,0	Silte arenoso	
4,8	680	1850	636	1828	19,6	88	1,87	7,2	41,4	39	90,8	39	90,8	Silte arenoso	
5,0	815	2225	759	2203	19,6	92	1,90	8,3	50,1	40	116,3	40	116,3	Silte arenoso	
5,2	710	2175	651	2153	19,6	96	2,30	6,8	52,1	39	111,9	39	111,9	Silte arenoso	
5,4	905	3100	810	3078	21,1	100	2,80	8,1	78,7	40	182,3	40	182,3	Silte arenoso	
5,6	1060	3250	965	3228	21,1	104	2,34	9,3	78,5	40	191,0	40	191,0	Silte arenoso	
5,8	1425	4100	1306	4078	21,1	108	2,12	12,1	96,2	41	257,6	41	257,6	Silte arenoso	
6,0	1650	4525	1521	4503	21,1	112	1,96	13,5	103,5	42	288,3	42	288,3	Silte arenoso	
6,2	1625	4400	1501	4378	21,1	117	1,92	12,9	99,8	42	273,4	42	273,4	Silte arenoso	

Tabela 7.10– Resultado DMT 04

DMT - 02																
z (m)	A (KPa)	B (KPa)	P <sub>0</sub> (KPa)	P <sub>1</sub> (KPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ' (KPa)	Id	Kd	Ed (Mpa)	K <sub>0</sub>	OCR	σ (°)	M (Mpa)	Cu (KPa)	Material	
0,2	700	1950	652	1928	19,6	3	1,96	99,9	44,3			-	207,1		Silte arenoso	
0,4	710	2025	659	2003	19,6	7	2,04	90,0	46,6			49	213,6		Silte arenoso	
0,6	295	1200	264	1178	18,6	11	3,45	23,5	31,7			44	104,9		Areia	
0,8	480	985	470	963	17,7	15	1,05	31,4	17,1	3,6	73,4	-	61,3	103	Silte	
1,0	275	1000	254	978	18,6	19	2,86	13,7	25,1			42	70,3		Silte arenoso	
1,2	385	1325	353	1303	18,6	22	2,69	15,9	33,0			43	96,8		Silte arenoso	
1,4	395	1250	367	1228	18,6	26	2,35	14,1	29,9			42	84,5		Silte arenoso	
1,6	390	1055	372	1033	17,7	30	1,78	12,5	23,0			41	62,3		Areia siltosa	
1,8	400	1142	378	1120	18,6	33	1,97	11,4	25,8			41	67,5		Silte arenoso	
2,0	625	1600	591	1578	19,1	37	1,67	16,0	34,2			43	100,9		Areia siltosa	
2,2	490	1125	473	1103	17,7	41	1,33	11,6	21,9			-	57,7		Areia siltosa	
2,4	430	1425	395	1403	18,6	44	2,55	8,9	35,0			40	83,8		Silte arenoso	
2,6	480	1275	455	1253	17,7	48	1,75	9,5	27,7			40	67,8		Areia siltosa	
2,8	550	1350	525	1328	19,1	52	1,53	10,2	27,9			-	70,1		Areia siltosa	
3,0	750	1925	706	1903	19,1	55	1,70	12,7	41,5			42	113,4		Areia siltosa	
3,2	620	1625	584	1603	19,4	59	1,74	9,9	35,3			40	87,9		Areia siltosa	
3,4	520	2025	460	2003	19,6	63	3,36	7,3	53,6			39	119,2		Areia	
3,6	955	2350	900	2328	19,1	67	1,59	13,4	149,6			-	137,7		Areia siltosa	
3,8	1075	2500	1018	2478	20,6	71	1,43	14,4	50,6			-	144,1		Areia siltosa	
4,0	560	1750	515	1728	19,6	75	2,35	6,9	42,1			39	90,9		Silte arenoso	
4,2	760	2125	706	2103	19,6	79	1,98	9,0	48,5			40	116,2		Silte arenoso	
4,4	575	1675	535	1653	19,6	83	2,09	6,5	39,8			38	81,3		Silte arenoso	
4,6	675	1675	640	1653	19,1	87	1,58	7,4	35,2			-	77,6		Areia siltosa	
4,8	465	1950	406	1928	19,6	91	3,75	4,5	52,8			37	95,2		Areia	
5,0	540	1850	489	1829	19,6	94	2,74	5,2	46,5			37	89,1		Silte arenoso	
5,2	570	2300	498	2278	19,6	98	3,57	5,1	61,8			37	117,9		Areia	
5,4	660	1975	609	1953	19,6	102	2,21	6,0	46,6			38	94,3		Silte arenoso	
5,6	465	1550	426	1528	19,6	106	2,59	4,0	38,3			36	64,3		Silte arenoso	
5,8	380	1775	325	1753	18,6	110	4,39	3,0	49,6			34	71,4		Areia	
6,0	755	2675	674	2653	19,6	114	2,94	5,9	68,7			38	140,3		Silte arenoso	
6,2	1125	3200	1036	3178	21,1	118	2,07	8,8	74,3			40	177,0		Silte arenoso	
6,4	1275	3700	1168	3678	21,1	122	2,15	9,6	78,1			40	214,2		Silte arenoso	
6,6	1125	4000	996	3978	21,1	126	2,99	7,9	103,5			39	237,4		Silte arenoso	
6,8	1480	4400	1317	4378	21,1	130	2,32	10,1	106,2			41	266,5		Silte arenoso	
7,0	2075	5250	1931	5228	20,6	135	1,71	14,3	114,4			42	325,1		Areia siltosa	
7,2	2050	4900	1922	4878	20,6	139	1,54	13,9	102,6			-	288,1		Areia siltosa	

## 7.2 Resultados dos ensaios de laboratório

### 7.2.1 Ensaio de granulometria conjunta

Tabela 7.11 – Resultados da granulometria conjunta

RESULTADO GRANULOMETRIA				
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	
PMT 01	Amostra 01	66	6	28
	Amostra 02	65	6	29
	Amostra 03	32	28	40
	Amostra 04	34	28	39
	Amostra 05	29	26	44
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	
PMT 02	Amostra 01	63	6	31
	Amostra 02	63	6	31
	Amostra 03	65	6	29
	Amostra 04	60	10	30
	Amostra 05	31	23	46
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	
PMT 03	Amostra 01	62	4	34
	Amostra 02	63	4	33
	Amostra 03	64	4	32
	Amostra 04	66	4	30
	Amostra 05	63	5	32
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	
PMT 04	Amostra 01	61	3	36
	Amostra 02	62	3	35
	Amostra 03	62	3	35
	Amostra 04	66	4	30
	Amostra 05	65	5	30

## 7.2.2 Resultado dos ensaios de peso específico dos sólidos

Tabela 7.12 – Resultados dos ensaios de peso específico dos sólidos

Massa específica dos solos			
Ensaio	Amostra	Prof. (m)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
PMT 01	Am 01	0,4 a 1,4	28,5
	Am 02	1,4 a 2,8	28,6
	Am 03	2,8 a 3,8	27,1
	Am 04	3,8 a 4,6	27,7
	Am 05	4,6 a 6,1	26,9
Ensaio	Amostra	Prof. (m)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
PMT 02	Am 01	0,4 a 1,4	29,0
	Am 02	1,4 a 3,8	29,3
	Am 03	3,8 a 5,0	28,6
	Am 04	5,0 a 5,95	28,3
	Am 05	5,95 a 6,6	26,7
Ensaio	Amostra	Prof. (m)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
PMT 03	Am 01	0,4 a 1,2	27,9
	Am 02	1,2 a 2,0	27,1
	Am 03	2,0 a 3,4	27,9
	Am 04	3,4 a 5,2	27,9
	Am 05	5,2 a 6,6	28,5
Ensaio	Amostra	Prof. (m)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
PMT 04	Am 01	0,4 a 1,6	28,6
	Am 02	1,6 a 2,8	28,0
	Am 03	2,8 a 4,0	28,1
	Am 04	4,0 a 5,4	28,4
	Am 05	5,4 a 6,6	27,8

### 7.2.3 Resultados dos ensaios de limites de consistência

Tabela 7.13 – Resultados dos ensaios de limites de liquidez e plasticidade

Ensaio	Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
PMT 01	Am. 01 e 02	79	42	37
	Am. 03, 04 e 05	46	23	22
PMT 02	Am. 01, 02, 03 e 04	72	39	33
	Am. 05	41	22	19
PMT 03	Am. 01 e 02	72	33	39
	Am. 03, 04 e 05	79	35	44
PMT 04	Am. 01, 02 e 03	70	33	37
	Am. 04 e 05	76	36	40

### 7.2.4 Resultados dos ensaios de teor de umidade

Tabela 7.14 – Resultados dos ensaios de teor de umidade

Umidade Média Geral (%)	
Teor de umidade médio PMT - 01	22,23
Teor de umidade médio PMT - 02	22,33
Teor de umidade médio PMT - 03	22,74
Teor de umidade médio PMT - 04	21,27
Teor de umidade médio - na escavação das estacas	22,35
Teor de umidade médio - na execução da prova de carga	22,14
Teor de umidade médio geral	22,18

### 7.2.5 Resultados dos ensaios triaxiais

Tabela 7.15 – Resultados do ensaio triaxial CID na umidade natural

Ensaio Triaxial CID na umidade natural			
Amostra	Profundidade (m)	$\phi$ (°)	c (kPa)
01	2	45	16,2
02	4	39	16,8
03	6	31	17,1

### 7.3 Resultados dos cálculos de capacidade carga axial para métodos semi-empíricos

#### 7.3.1 Cálculo de capacidade carga para o método Aoki e Velloso

Tabela 7.16 – Capacidade de carga segundo o método Aoki-Velloso – utilizando dados do SPT

Método Aoki-Velloso - SPT				
Estaca	$R_p$ (kN)	$R_l$ (kN)	$R_t$ (kN)	$P_{adm}$ (kN)
E 1	105	33	138	69
E 2	181	46	228	114
E 3	274	71	345	172
E 4	274	121	395	197

### 7.3.2 Cálculo de capacidade carga para o método Décourt-Quaresma

Tabela 7.17 – Capacidade de carga segundo o método Décourt-Quaresma - utilizando dados SPT

Método Décourt-Quaresma - SPT				
Estaca	R <sub>p</sub> (kN)	R <sub>l</sub> (kN)	R <sub>t</sub> (kN)	P <sub>adm</sub> (kN)
E 1	90	89	179	89
E 2	192	126	318	145
E 3	266	188	454	211
E 4	266	338	604	365

### 7.3.3. Cálculo da capacidade de carga para o método Alonso

Tabela 7.18 – Capacidade de carga segundo o método Alonso – utilizando dados do SPT-T

Método Alonso - SPT-T				
Estaca	R <sub>p</sub> (kN)	R <sub>l</sub> (kN)	R <sub>t</sub> (kN)	P <sub>adm</sub> (kN)
E1	95	40	135	67,5
E2	200	182	382	191
E3	185	156	341	171
E4	392	253	645	322,5

### 7.3.4 Cálculo da capacidade de carga para o método Peixoto

Tabela 7.19 – Capacidade de carga segundo o método Peixoto – utilizando dados do SPT-T

Método Peixoto - SPT-T				
Estaca	R <sub>p</sub> (kN)	R <sub>l</sub> (kN)	R <sub>t</sub> (kN)	P <sub>adm</sub> (kN)
E1	90	50	140	70
E2	192	66	258	129
E3	266	72	338	169
E4	266	146	412	206

### 7.3.5 Cálculo da capacidade de carga para o método DMT

Tabela 7.20 – Capacidade de carga utilizando dados do DMT

Método DMT				
Estaca	R <sub>p</sub> (kN)	R <sub>l</sub> (kN)	R <sub>t</sub> (kN)	P <sub>adm</sub> (kN)
E1	18	77	95	48
E2	29	119	148	74
E3	37	277	314	157
E4	73	440	513	257

### 7.3.6 Cálculo da capacidade de carga através de método teórico

Tabela 7.21 – Capacidade de carga para o método teórico

Método Teórico				
Estaca	$R_p$ (kN)	$R_l$ (kN)	$R_t$ (kN)	$P_{adm}$ (kN)
E1	20	25	45	22
E2	25	33	58	29
E3	28	38	66	33
E4	59	97	156	78

### 7.3.7 Resultados das provas de carga

Tabela 7.22 – Carga x deslocamento estaca E 1

Estaca E - 1			
Estágio	Carga (kN)	Deslocamento Topo (mm)	Deslocamento Ponta (mm)
0	0	0	0
1	15	0	0
2	30	0	0
3	45	0	0
4	60	0	0
5	75	0,26	0,07
6	90	0,71	0,29
7	105	1,72	0,97
8	120	3,41	2,44
9	135	6,16	4,9
10	150	12,9	8,92
11	165	16,9	12,94
12	180	27,8	22,54
13	195	34,5	27,6
Desc. 1	181	34,5	27,6
Desc. 2	108	34,5	27,58
Desc. 3	58	34,5	27,58
Desc. 4	0	34,5	27,58

Tabela 7.23 – Carga x deslocamento estaca E 2

Estaca E - 2			
Estágio	Carga (kN)	Deslocamento Topo (mm)	Deslocamento Ponta (mm)
0	0	0	0
1	15	0	0
2	30	0	0
3	45	0	0
4	60	0	0
5	75	0,34	0,02
6	90	1,02	0,18
7	105	1,81	0,48
8	120	2,79	0,5
9	135	4,09	2,9
10	150	6,39	5,43
11	165	9,08	6,84
12	180	13,09	8,9
13	195	15,38	8,9
14	210	17,93	12,62
Desc. 1	150	17,85	12,54
Desc. 2	100	17,42	12,51
Desc. 3	50	16,8	12,35
Desc. 4	0	16,12	12,04

Tabela 7.24 – Carga x deslocamento estaca E 3

Estaca E - 3			
Estágio	Carga (kN)	Deslocamento Topo (mm)	Deslocamento Ponta (mm)
0	0	0	0
1	15	0	0
2	30	0	0
3	45	0	0
4	60	0	0
5	75	0,32	0,32
6	90	0,79	0,52
7	105	1,54	1,27
8	120	2,47	2,19
9	135	3,53	3,12
10	150	4,89	4,14
11	165	6,72	5,85
12	180	9,25	7,71
13	195	12,20	8,75
14	210	16,58	9,94
15	225	14,82	11,08
Desc. 1	150	14,80	11,05
Desc. 2	100	14,80	11,03
Desc. 3	50	14,75	11,01
Desc. 4	0	14,70	11,01

Tabela 7.25 – Carga x deslocamento estaca E 4

Estaca E - 4			
Estágio	Carga (kN)	Deslocamento Topo (mm)	Deslocamento Ponta (mm)
0	0	0	0
1	40	0	0
2	89	0,21	0,07
3	127	0,28	0,09
4	165	0,37	0,12
5	202	0,42	0,15
Desc.1	150	0,40	0,14
Desc.2	100	0,38	0,13
Desc.3	50	0,35	0,07
Desc.4	0	0,33	0
1	89	0,38	0,09
2	127	0,41	0,12
3	165	0,47	0,17
4	202	1,35	0,23
5	240	0,59	0,49
6	277	6,80	0,87
7	315	8,70	1,59
8	353	10,80	2,63
9	390	12,60	3,87
10	428	13,50	5,02
Desc. 1	334	13,20	5,00
Desc. 2	240	13,05	4,50
Desc. 3	146	12,90	4,10
Desc. 4	0	12,15	3,95

### Carga x Deslocamento - Estaca E 1

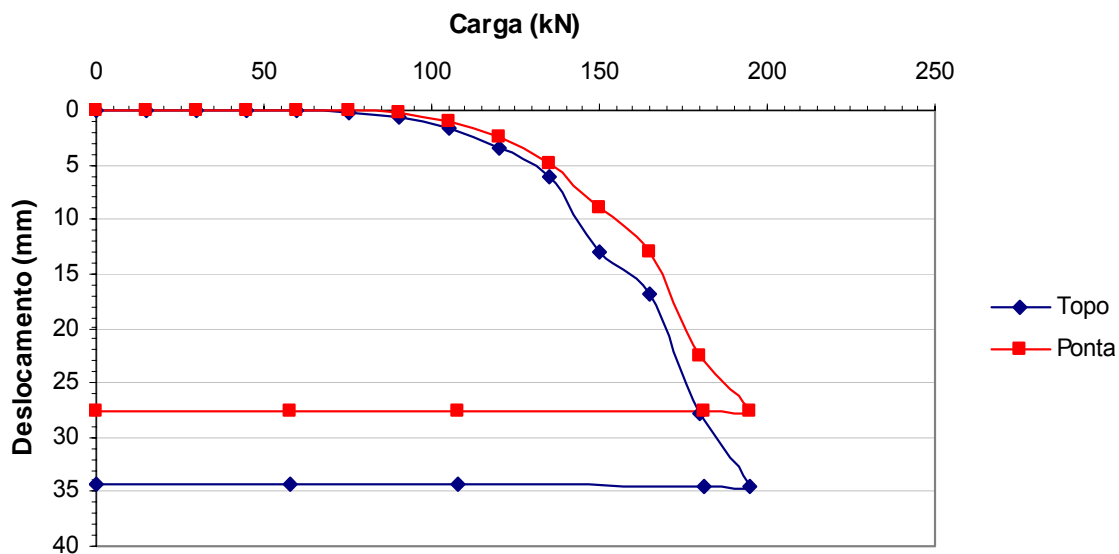


Figura 7.1 – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 1

### Estaca E - 2

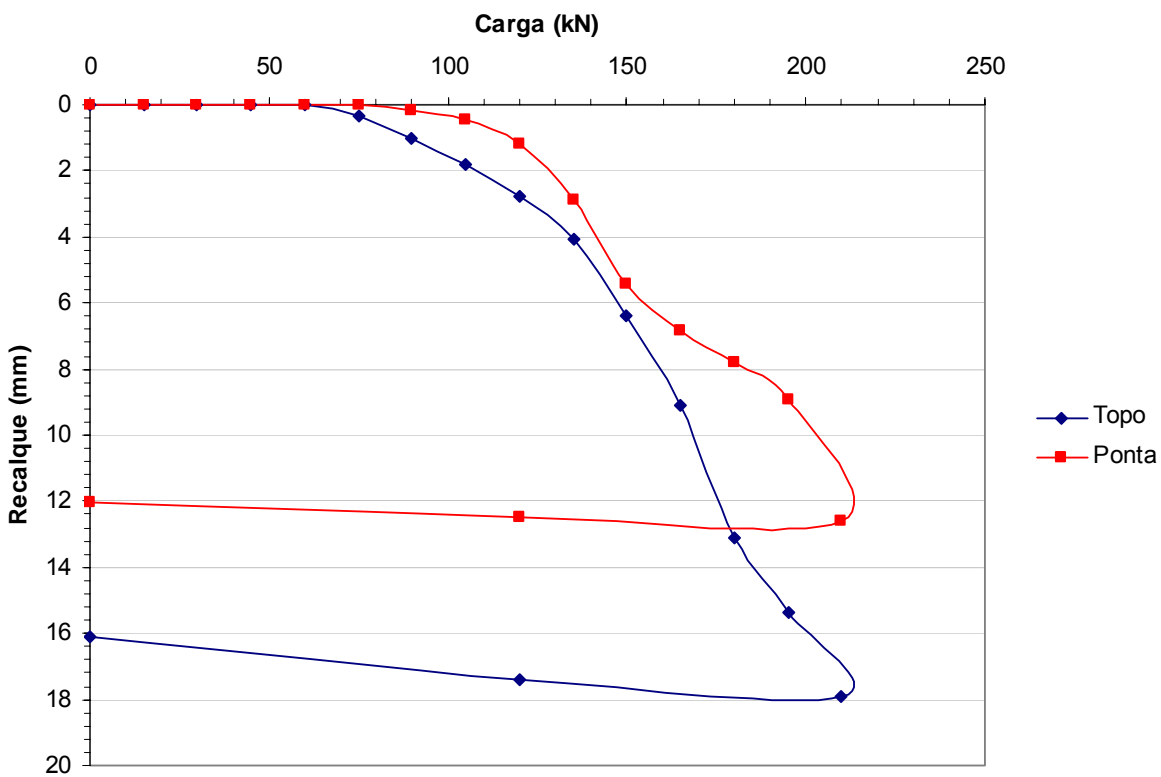


Figura 7.2 – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 2

### Carga x Deslocamento - Estaca E -3

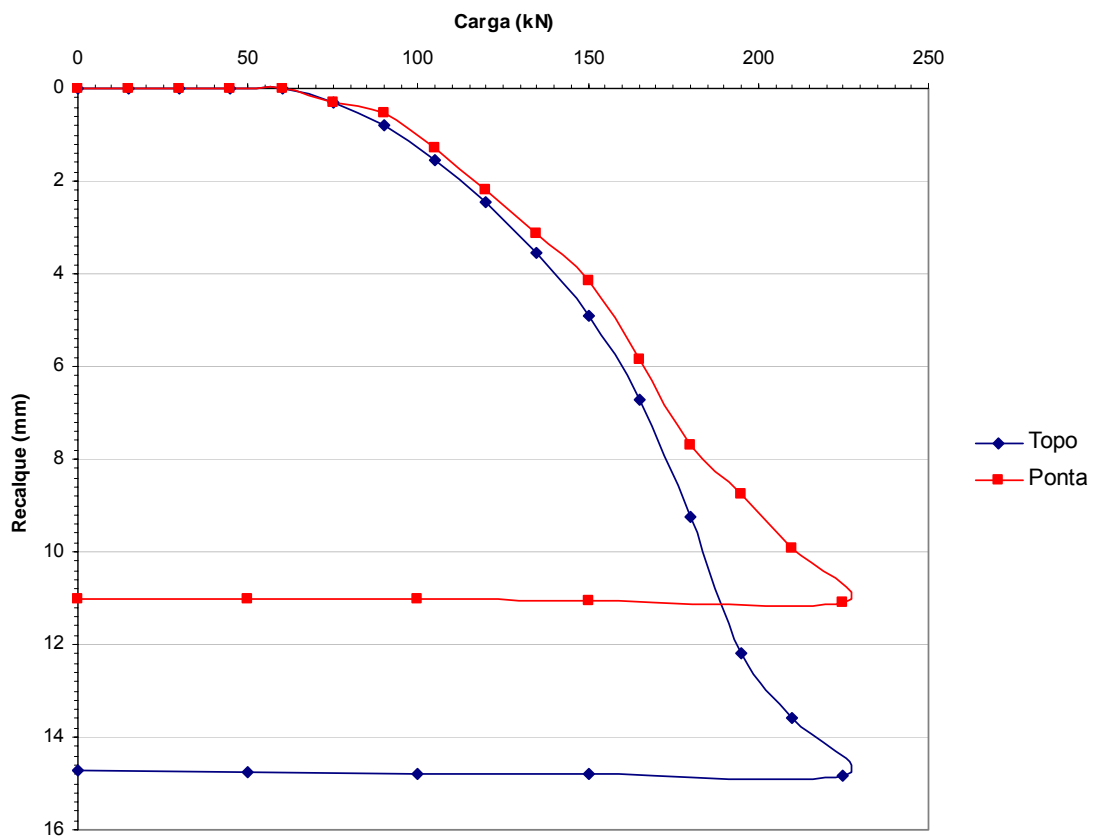


Figura 7.3 – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 3

Carga x Deslocamento - Estaca E - 4

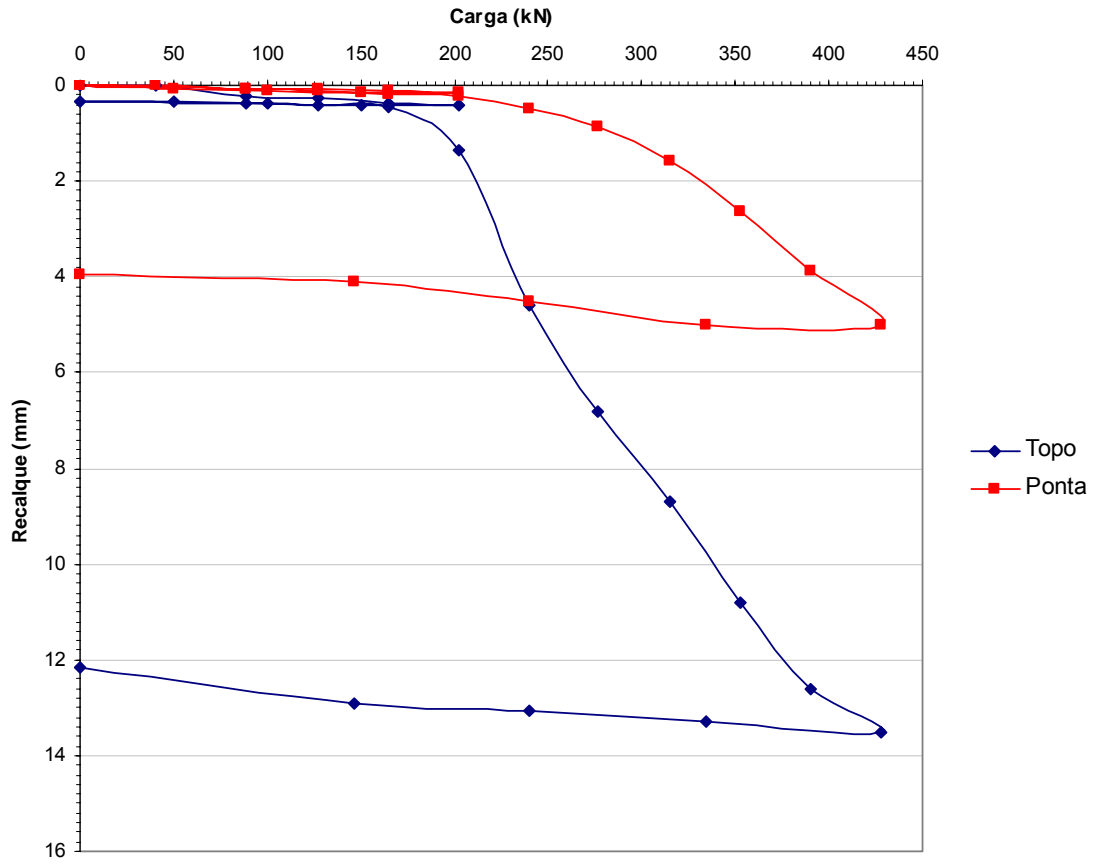


Figura 7.4 – Gráfico carga x deslocamento – estaca E 4

Tabela 7.26 – Comparativo entre os métodos para cálculo de capacidade de carga e os resultados das provas de carga

Resistência de Atrito Lateral				
Método	Estaca			
	E1 (kN)	E2 (kN)	E3 (kN)	E4 (kN)
Aoki & Velloso	33	46	71	121
Décourt & Quaresma	89	126	188	338
Urbano Alonso	40	182	156	253
Peixoto	50	66	72	146
DMT	77	119	277	440
Método Teórico	25	33	38	97
Prova de carga	112	116	121	216

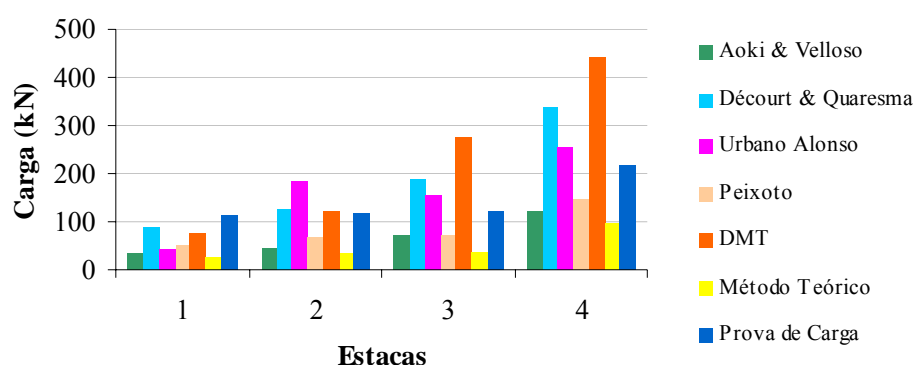


Figura 7.5 – Gráfico comparativo dos valores para resistência lateral das estacas ensaiadas

Sabe-se que para mobilização da resistência do atrito lateral entre a estaca e o solo, é preciso uma pequena deformação para que a mesma possa ser desenvolvida plenamente.

No presente trabalho, como foi adotado uma chapa de aço com uma placa de isopor entre o concreto e a ponta da estaca, esperava-se um deslocamento maior do fuste da estaca, permitindo-se também uma análise do comportamento do atrito lateral residual. Por outro lado, no que diz respeito à resistência de ponta, não se esperava o comportamento apresentado nas estacas aqui ensaiadas. É possível observar nos gráficos de carga x deslocamento, que houve uma deformação na ponta da estaca, antes mesmo de

ter sido mobilizada toda deformação da chapa de isopor. Só era esperado que houvesse este deslocamento, após ser mobilizado todo o atrito lateral, inclusive o atrito residual e uma grande deformação da chapa de isopor. Não foi o que ocorreu na prática, pois a partir de determinado carregamento (vide gráficos das provas de carga), houve um acompanhamento do deslocamento da ponta, a medida em que o fuste da estaca se deslocava. Talvez tenha ocorrido um vazio entre a chapa e o fundo da estaca, por ser a chapa de aço um material com uma certa resistência e o fundo da estaca não ter a mesma conformação e rigidez deste material. Isso pode a princípio, explicar este comportamento entre deslocamentos do fuste e ponta.

Nota-se também que há uma defasagem entre o deslocamento do fuste e o deslocamento da ponta. Isto deve ter ocorrido, em virtude da atuação do atrito residual, ou seja, uma parcela da carga aplicada mesmo após a ruptura da resistência do atrito lateral, teria sido absorvida pela resistência do atrito lateral residual.

Outro ponto a ser abordado, é que no presente trabalho, carregou-se e descarregou-se, apenas a estaca de 6 metros de comprimento (estaca E-4), isto porque, as outras três estacas ensaiadas, tinham carga de ruptura baixa e por isso não era viável e representativo, fazer um carregamento inicial, descarregar e depois voltar a carregá-las novamente até a ruptura.

Pode-se observar também, que em termos de resistência lateral apenas a estaca E 1, resistiu a uma carga maior que a apresentada nos cálculos utilizados correntemente, porém para as demais estacas isto não foi regra. Houve sim uma parcela de carga absorvida pela ponta da estaca, porém como o objetivo deste trabalho foi o estudo do comportamento da resistência lateral, será estudado em um próximo trabalho o desenvolvimento das duas parcelas de resistência.

## 8. CONCLUSÕES

Após os resultados obtidos através dos métodos de cálculo de capacidade de resistência lateral e também os valores apontados pelas provas de carga estática, pôde-se verificar que para a estaca E-1, o método de Décourt & Quaresma via SPT, obteve valor de 89 kN ou seja 25,8% abaixo do valor obtido na prova de carga que foi de 112 kN. Já para a estaca E-2, o método utilizando os dados obtidos via DMT, obteve um valor de 119 kN ou seja 2,5% acima do valor obtido na prova de carga que foi de 116 kN e o método de Décourt & Quaresma via SPT, obteve valor de 126 kN ou 8,6% acima do valor da prova de carga. Para a estaca E-3 o valor obtido na prova de carga foi de 121 kN e para o método Peixoto via SPT-T obteve um valor de 72 kN, 41% abaixo do que foi obtido na prova de carga e para o método de Urbano Alonso, também via SPT-T, obteve-se um valor de 156 kN, 28,9% superior ao valor obtido na prova de carga. Finalmente para a estaca E-4, obteve-se valor de 216 kN para a prova de carga e os métodos que mais se aproximaram deste, foram os métodos de Peixoto via SPT-T com valor de 146 kN ou 32,4% menor que a prova de carga e também Urbano Alonso via SPT-T, com valor de 252 kN ou 17% acima do valor apontado pela prova de carga.

Através dos resultados apresentados acima, pode-se verificar que os métodos de Urbano Alonso via SPT-T e o método de Décourt & Quaresma via SPT, são os que mais se aproximam dos valores obtidos nas provas de carga. Esperava-se porém que o somatório dos valores de E-1, E-2 e E-3, estivessem próximos do valor obtido na estaca E-4. Este fato ocorre apenas para os valores obtidos no método teórico e não representa uma constante nos outros métodos utilizados, nem tão pouco nos valores obtidos nas provas de carga.

Como foi visto nos resultados das provas de carga e comparando estes resultados com os métodos de cálculos utilizados correntemente na engenharia, podemos observar que é possível através de um estudo e acompanhamento do comportamento do solo, redimensionar os elementos de fundação, aproveitando toda a capacidade que o solo estudado pode nos disponibilizar.

Esse tipo de análise mais minuciosa e com dados de diversos ensaios como os que foram executados neste trabalho, pode não ser viável em todos os tipos de obras, pois dependendo do porte da construção não é economicamente viável dispendir um

volume considerável de recursos para o estudo do comportamento das fundações, já que o ganho não seria compensatório, ou seja, ter-se-ia uma despesa grande, para um benefício pequeno. Porém, em obras de maior porte é altamente viável este estudo, não só pela questão de ganho financeiro, como também aproveitar esta estrutura criada, para ampliar o banco de dados sobre os tipos de solos ensaiados e o respectivo comportamento do elemento de fundação nele instalado.

O que se pretende com os resultados obtidos nesta pesquisa, é colocar a importância de um estudo criterioso do comportamento solo-estrutura e a partir daí, conseguir um melhoramento constante dos métodos de cálculo, aproveitando todo o ganho que se pode obter com a utilização da tecnologia presente nos ensaios de campo e laboratório.

Ressaltamos ainda a importância da prova de carga estática que nos permite acompanhar com fidelidade esse comportamento do solo-estrutura, nos permitindo mensurar a capacidade real do elemento estudado, para o tipo de solo em que o mesmo foi instalado.

Como sugestão para trabalhos futuros, já se encontra em desenvolvimento, um trabalho em que serão ensaiadas estacas escavadas por trado mecânico e sem o uso de lama bentonítica, que tiveram seu fuste aberto e sua concretagem após um espaço de tempo pré-determinado para que seja avaliado o efeito do relaxamento do solo versus a capacidade de carga da estaca.

Outra sugestão e que também já se encontra em fase de execução, é a análise do comportamento do atrito lateral, quando uma estaca escavada com trado mecânico e sem o uso de lama bentonítica, for submetida a uma força de tração. Será possível avaliar se o comportamento nas duas situações, comprimida e tracionada será o mesmo.

Pode-se sugerir ainda, que mais ensaios como os que foram feitos no Campo Experimental II sejam executados em solos distintos e em uma quantidade tal, que se possa chegar a correlações confiáveis que irão possibilitar uma melhor utilização da carga de suporte que o solo oferece para os elementos de fundação.

Ainda como sugestão para trabalhos futuros, podem ser utilizadas técnicas mais avançadas na instrumentação das estacas, tendo como exemplo, o uso de strain gages e ainda o acompanhamento do comportamento de esforços horizontais aplicados às estacas escavadas.

## 9. REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. Correlações entre os resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, vl. 3, p. 19-25, ABMS 1980.

\_\_\_\_\_. Estimativa de transferência de carga de estacas escavadas a partir do SPT. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 6, pp. 21-27 ABMS, 1983.

AOKI, N.; Velloso, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **Proceedings**, 5th. Pan American CSMFE, Buenos Aires, v. 1, p. 367-376, 1975.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and desing**. New york: McGraw-Hill, 1968.

CARVALHO, D. **Análises de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos – SP**. 1991. Tese - EESC – USP, São Carlos, 1991.

CARVALHO, D. et al. Comparação entre atritos laterais obtidos no ensaios SPT-T, CPT e Provas de Carga em Estacas. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 22 , n. 2, p. 113-123 ABMS, 1999.

CUSTÓDIO, G. S. **Investigação e análise de parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e ensaios in situ (DMT, PMT, SPT, PDM)**. 2003. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2003.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBMSEF, 1978. v. 1, p. 45-53.

\_\_\_\_\_. **Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT. Publicação da divisão técnica de mecânica dos solos e fundações**. São Paulo: Instituto de Engenharia, 1986.

\_\_\_\_\_. The Standard Penetration Test-State of the Art Report. **Proc. XII ICMSMFE**, Rio de Janeiro, V. 4, p. 2405-2416, 1989.

\_\_\_\_\_. Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. In: SEFE, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: SEFE, 1991. p. 340-362.

\_\_\_\_\_. QUARESMA FILHO, A. R. Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends. In: ICMSMFE, 13., 1994, Nova Delhi. **Anais...**Nova Delhi: ICMSMFE, 1994. v. 1, p. 143-146.

Marchetti, S. **In situ test by flat dilatometer**. J. Geotech. Engineering Div., GT3, p. 299-321, 1980.

\_\_\_\_\_. **The flat dilatometer, desing applications: Keynot lecture**. 3. ed. Cairo: Cairo University, 1997.

Meyerhof, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, New York, v. 2, n. 4, p. 301-332, 1951.

\_\_\_\_\_. **The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads**. 3. ed. Zurich: ICMSMFE, 1953.

\_\_\_\_\_. Bearing capacity and settlement of pile foundations (Terzaghi Lecture). **JGED**, Asce, v. 102, n. GT3, p. 197-228, 1976.

POTYONDY, J. G. Skin friction between various soils and construction materials. **Geotechnique**, v.5, n.2, p. 339-353, 1961.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: Wiley, 1980.

RANZINE, S. M. T. SPTF. **Revista Solos e Rochas**, V. 11, p. 29 – 30, 1988.

SCHNAID, Fernando **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2000.

\_\_\_\_\_; ROCHA FILHO, P. Experiência de aplicação do ensaio pressiométrico em solos estruturados parcialmente saturados. In: Congresso Brasileiro Mecânica Solos e Eng. Fundações. 2., 1994, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro: ABMS, 1994. p. 475-482.

\_\_\_\_\_; CONSOLI, N. C.; MANTARAS, F. M. O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, V. 18, n. 3, p. 129-137, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.

\_\_\_\_\_; PECK, R. B. **Soil Mechanics in engineering practice**. 2. ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.

VARGAS, M. Interação solo-estaca. **Revista Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 4, p. 11-15, 1981.

VELLOSO, Dirceu A. Encarte técnico. **Periódico**, Viçosa, v.8, n. 5, 1999.

\_\_\_\_\_; LOPES, F. R. **Fundações: Fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. v. 2.

VESIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway Research Record**, Washington, nº 39, p.25, 1963.

\_\_\_\_\_. **A study of bearing capacity of deep foundations: Final report**, Proj. B-189. Atlanta: School of Civil Engineering Georgia Inst. Tech., 1967.

\_\_\_\_\_. **Expansion of cavities in infinite soil mass**. New York: ASCE, 1972. p. 265-290.