

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**EVELYN PEREIRA DE AGUIAR  
FABIANO VIANA DE ALMEIDA  
THIAGO LUIZ DA SILVA**

**A IMPORTÂNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E SUAS  
APLICAÇÕES PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES**

**VOLTA REDONDA  
2017**

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**A IMPORTÂNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E SUAS  
APLICAÇÕES PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do UniFOA como requisito à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

ALUNOS:

EVELYN PEREIRA DE AGUIAR

FABIANO VIANA DE ALMEIDA

THIAGO LUIZ DA SILVA

Orientador:

Prof. MSc. André da Silva Freitas

**VOLTA REDONDA**

**2017**

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Alunos:

Evelyn Pereira de Aguiar  
Fabiano Viana de Almeida  
Thiago Luiz da Silva

## IMPORTÂNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA PAR PROJETOS DE FUNDAÇÕES

Orientador

**PROF. Me. André da Silva Freitas**

Banca Examinadora



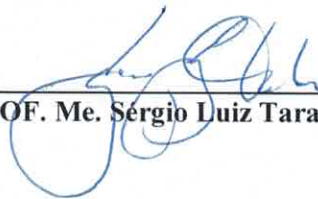
---

**PROF. Me. André da Silva Freitas**



---

**PROF. Me. Marcus Vinicius F. de Araújo**



---

**PROF. Me. Sergio Luiz Taranto Reis**

## DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho a todos os Engenheiros, colegas de trabalho e estudantes, que, de alguma forma sempre contribuem para a evolução e progresso da sociedade.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecemos primeiramente a Deus, por nos sustentar durante toda essa caminhada, aos nossos familiares que em todos os momentos estão ao nosso lado nos dando força, aos nossos colegas de turma, pelo suporte e ajuda e ao nosso orientador Prof. MSc. André da Silva Freitas pela atenção, paciência, disponibilidade e carinho para conosco.

## RESUMO

O trabalho consiste em demonstrar a importância das sondagens (investigação do subsolo) para o dimensionamento de fundações. Para tanto, define-se os ensaios mais utilizados no Brasil, caracterizando-os e demonstrando suas aplicações e a utilização dos seus resultados para o projeto de fundações. Além da definição e caracterização dos ensaios, são descritos detalhadamente os procedimentos de execução, os equipamentos empregados e as informações obtidas em cada um deles para a determinação de parâmetros para cálculo de capacidade de carga do subsolo e dimensionamento de fundações. Os resultados obtidos através dos ensaios podem ser aplicados diretamente para classificação dos solos ou para fornecer base para uma abordagem indireta de interpretação. Neste estudo é dado ênfase ao cálculo da capacidade de carga de fundações indiretas e do subsolo para o cálculo de fundações rasas. Com base no desenvolvimento do estudo é possível observar que somente através dos ensaios pode-se definir a viabilidade de um projeto, bem como, chegar a um melhor dimensionamento de fundações.

**Palavras-chave:** Sondagens; investigação; subsolo; fundações.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	15
1.1. Problema Abordado .....	15
1.2. Justificativa .....	15
1.3. Objetivos .....	16
1.3.1. Gerais .....	16
1.3.2. Específicos .....	16
<b>2. REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO</b> .....	16
2.1. Fundações .....	16
2.1.1. Fundações Superficiais .....	18
2.1.2. Fundações Profundas .....	21
2.1.2.1 Estacas .....	21
2.1.2.2 Tubulões .....	25
2.2. Investigação Geotécnica .....	27
2.2.1. Ensaio de Cone (CPT) e Piezocone (CPTU) .....	30
2.2.2. Ensaio de Palheta .....	34
2.2.3. Ensaio Pressiométrico .....	38
2.2.4. Ensaio Dilatométrico .....	41
2.2.5. SPT (Standard Penetration Test) .....	42
2.3. A Ausência da Investigação do Subsolo .....	48
2.4. Investigação Insuficiente .....	48
<b>3. APLICAÇÕES DOS RESULTADOS AO PROJETO DE FUNDAÇÕES</b> .....	49
3.1 ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA .....	49
3.1.1 Viabilidade Técnica .....	52
3.1.2 Viabilidade Econômica .....	53
3.2 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EM PROJETO .....	54
3.2.1 Aplicação do SPT .....	56
3.2.2.1 Cálculo de carga admissível de estaca tipo Franki .....	56
3.2.1.2 Cálculo de tensão admissível do solo para fundações rasas .....	61
3.2.2 Aplicação do CPT/CPTU .....	63

3.2.2.1 Aplicação dos resultados para fundações diretas .....	69
3.2.2.2 Aplicação dos resultados para fundações indiretas .....	71
3.2.3 Aplicação do Ensaio de Palheta.....	72
<b>4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>74</b>
<b>5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>75</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de Fundações.....	17
Figura 2 – Sapata Isolada .....	18
Figura 3 – Sapata Corrida .....	19
Figura 4 – Sapata Associada .....	19
Figura 5 – Radier .....	20
Figura 6 – Bloco de Fundação .....	20
Figura 7 – Grelha .....	21
Figura 8 – Estacas cravadas de madeira .....	22
Figura 9 – Estacas de Aço .....	23
Figura 10 – (a) Cravação de estaca pré-moldada; (b) Estaca pré-moldada de concreto armado .....	24
Figura 11 – (a) Estaca Franki; (b) Estaca Strauss; (c) Estaca Tipo Broca .....	24
Figura 12 – Esquema de execução de Tubulão a Céu Aberto .....	25
Figura 13 – Execução de Tubulão Pneumático.....	26
Figura 14 – Ensaio de uso corrente na prática brasileira .....	27
Figura 15 – Sistema pesado sobre esteiras 200 KN .....	30
Figura 16 – Principais componentes Cone e Piezocone .....	32
Figura 17 – (a) Sistema pesado sobre esteiras (200KN); (b) Sistema pesado sobre rodas (200KN); (c) Sistema leve e desmontável (50KN).....	33
Figura 18 – (a) Sistema submergível sem campânula; (b) Sistema submergível com campânula; (c) Plataforma autoelevatória; (d) Plataforma .....	34
Figura 19 – Equipamento do tipo A (Sem perfuração prévia) .....	35
Figura 20 – Equipamento do tipo B (Em furos de sondagem).....	36
Figura 21 – Ilustração do pressiômetro tipo Ménard .....	38
Figura 22 – Pressiômetro .....	39
Figura 23 – Ilustração do pressiômetro autoperfurante .....	40
Figura 24 – Vista geral do equipamento utilizado no ensaio dilatométrico.....	41
Figura 25 – Dilatômetro sísmico.....	42
Figura 26 – Equipamento de escavação .....	43
Figura 27 – Trépano de lavagem .....	44
Figura 28 – Boletim de sondagem.....	45
Figura 29 – Equipamento de sondagem .....	46

Figura 30 – Amostrador Padrão “Raymond”.....	47
Figura 31 – Projeto implantado em local inadequado .....	49
Figura 32 – Deslizamento de encosta com construções sobre antigo lixão em Niterói/RJ.....	52
Figura 33 – Perfil geotécnico.....	53
Figura 34 – Interpretação de ensaios de campo .....	54
Figura 35 – Perfil de terreno obtido através de ensaio SPT .....	57
Figura 36 – Resultado de ensaio SPT.....	62
Figura 37 – Correções impostas às medidas de ensaios de piezocone.....	64
Figura 38 – Ensaio CPT típico em solo estratificado.....	65
Figura 39 – Resultado de um ensaio de piezocone na BR-101, em Santa Catarina.	65
Figura 40 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos.....	66
Figura 41 – Classificação de solos por tipo de comportamento .....	67
Figura 42 – Fator $N_{RT}$ para a região metropolitana de Porto alegre .....	68

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Número mínimo de furos de sondagem conforme NBR 8036/198 .....	28
Tabela 2 – Aplicabilidade dos ensaios .....	29
Tabela 3 – Potencialidades de CPT/CPTU .....	31
Tabela 4 – Dimensões típicas das ponteiras .....	31
Tabela 5 – Classificação dos solos segundo a NBR 7250/1982 .....	47
Tabela 6 – Classificação de solos e rochas .....	55
Tabela 7 – Valores Orientados.....	56
Tabela 8 – Coeficientes $F_1$ e $F_2$ atualizados .....	58
Tabela 9 – Valores dos coeficientes $K$ e $a$ .....	59
Tabela 10 – Propostas para determinação de $q_{ult}$ .....	70
Tabela 11 – Método europeu de projeto .....	71
Tabela 12 – Sensibilidade de argila .....	73
Tabela 13 – Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro .....	73

## LISTA DE SIGLAS

A: Leitura de pressão do ensaio dilatométrico  
SPT: Standard Penetration Test  
 $a_1$ : Área lateral do amostrador  
 $A_1$ : Área lateral da estaca  
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas  
 $a_p$ : Área da ponta do amostrador  
B: Leitura de pressão do ensaio dilatométrico  
B: Largura da fundação  
 $B_0$ : Bulbo de tensões  
 $B_q$ : Parâmetro de poropressão  
C: Leitura de pressão do ensaio dilatométrico  
 $C_N$ : Fator de correção de corrente da tensão efetiva  
CPT: Cone  
CPTU: Piezocone  
D: Diâmetro da palheta do Vane  
DMT: Dilatômetro de Marchetti  
 $D_r$ : Densidade relativa  
 $D_s$ : Espessura da camada compressível  
E: Módulo de Young  
 $E_{\text{amostrador}}$ : Energia efetivamente gasta para cravar o amostrador no solo  
 $E_D$ : Módulo dilatométrico  
 $E_u$ : Módulo Young não drenado  
 $F_1$ : Fator de correção da resistência de ponta  
 $F_2$ : Fator de correção da resistência lateral  
 $F_d$ : Força dinâmica de reação do solo a cravação do amostrador  
 $F_e$ : Força estática  
 $F_s$ : Fator de segurança  
 $f_s$ : Atrito lateral o cone  
 $F_t$ : Atrito lateral do cone corrigido  
G: Módulo cisalhante  
 $G_0$ : Módulo cisalhante a pequenas deformações  
H: Recalque de um elemento de fundação

H: altura da palheta do Vane  
I<sub>e</sub>: índice de compressão  
I<sub>d</sub>: índice de material  
I<sub>p</sub>: índice de plasticidade  
I<sub>r</sub>: índice de rigidez (G/S<sub>u</sub>)  
K<sub>D</sub>: índice de tensão horizontal  
K<sub>0</sub>: coeficiente de empuxo no repouso  
L: largura da fundação  
LL: limite de liquidez  
LP: limite de plasticidade  
M: momento aplicado na palheta do Vane  
m: metro  
mm: milímetro  
m<sub>v</sub>: coeficiente de variação volumétrica  
NA: Solo normalmente adensado  
N.A.: Nível d'água  
N<sub>c</sub>: Fator de capacidade de carga da parcela coesiva  
N<sub>g</sub>: Fator de capacidade de carga  
N<sub>k</sub>: Fator de capacidade do cone (base em q<sub>c</sub>)  
N<sub>KT</sub>: Fator de capacidade do cone (base em q<sub>t</sub>)  
N<sub>q</sub>: Fator de capacidade de carga da parcela da sobre carga  
N<sub>SPT</sub>: resistência à penetração do amostrador SPT  
N<sub>SPT,1</sub>: N<sub>SPT</sub> corrigido para uma tensão de referência de 100 KPa  
(N<sub>SPT,1</sub>)<sub>60</sub>: N<sub>SPT</sub> corrigido para energia e nível de tensões  
N<sub>SPT, 60</sub>: N<sub>SPT</sub> corrigido para 60% da energia teórica de queda livre  
OCR: índice de pré adensamento  
p': tensão efetiva média  
PA: solo pré adensado  
PL: parcela de atrito lateral ao longo do fuste  
PP: Parcela de ponta  
PR: carga na ruptura  
 $\bar{P}$ : carga admissível  
Q<sub>adm</sub>: carga admissível na estaca  
q<sub>c</sub>: resistência de ponta do cone

$Q_1$ : resistência lateral da estaca  
 $Q_p$ : resistência da ponta da estaca  
 $Q_{rup}$ : carga de ruptura da estaca  
 $q_t$ : resistência de ponta do cone corrigida  
 $R_f$ : Razão de atrito  
 $r_l$ : resistência lateral  
 $S$ : coeficiente de recalque  
SBPM: pressiômetro auto perfurante  
SCPT: cone sísmico  
SDMT: dilatômetro sísmico  
SPT: Standard Penetration Test  
 $S_t$ : Sensitividade  
 $S_u$ : resistência ao cisalhamento não drenada  
 $S_{ur}$ : resistência o cisalhamento não drenada amolgada  
 $T$ : fator tempo  
 $U$ : Perímetro da estaca  
 $u$ : poropressão  
 $u_1$ : poropressão  
 $u_2$ : poropressão medida na base do cone  
 $u_3$ : poropressão medida na luva do cone  
VR: Viga de Rigidez  
 $W_s$ : trabalho para cravar o amostrador no solo  
 $\alpha$ : coeficiente de cálculo de capacidade de carga lateral  
 $\beta$ : coeficiente de cálculo de capacidade de carga da ponta  
 $\Delta p$ : penetração permanente do amostrador no solo  
 $\phi'$ : ângulo de atrito interno do solo  
 $\phi$ : Diâmetro do fuste  
 $\gamma$ : peso específico aparente  
 $\gamma$ : nível de deformação cisalhante  
 $\eta_1$ : perdas de energia decorrentes do golpe  
 $\eta_2$ : perdas de energia decorrentes das hastes  
 $\eta_3$ : perdas de energia do sistema  
 $\varphi$ : ângulo de dilatância

$\mu$ : fator de correção de Bjerrum

$\nu$ : coeficiente de Poisson

$\rho$ : recalque

$\rho$ : massa específica do solo

$\sigma$ : tensão

$\sigma'$ : tensão efetiva

$\sigma_{adm}$ : tensão admissível

$\sigma_c$ : resistência à compressão simples

$\sigma_h$ : tensão horizontal

$\sigma'_h$ : tensão horizontal efetiva

$\sigma_\theta$ : tensão circunferencial

$\sigma_\rho$ : tensão radial

$\sigma_V$ : tensão vertical

$\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva

$\sigma'_{vm}$ : tensão de pré-adensamento

$\sigma_{v0}$ : tensão vertical inicial

$\tau$ : tensão cisalhante

## **1. INTRODUÇÃO**

Tendo em vista a diversidade de sistemas construtivos e os diferentes tipos de solo, a investigação geotécnica torna-se essencial para que as fundações das estruturas sejam dimensionadas com segurança e otimização. A falta da investigação do subsolo é inaceitável para a concepção de um projeto, visto que, o solo é quem recebe todas as cargas que são transmitidas às fundações pela estrutura. A ausência ou a investigação geotécnica insuficiente pode levar, desde interpretações equivocadas de ensaios, até projetos de fundações mal dimensionados, o que pode ocasionar em altos custos desnecessários, ou até mesmo no comprometimento da segurança de uma estrutura.

Este estudo visa entender de que maneira a investigação do subsolo, a sua falta ou ineficiência pode influenciar diretamente na viabilidade de um projeto de fundações, tanto no aspecto econômico, como na segurança das estruturas. Demonstrando a importância dos ensaios para a verificação de viabilidade técnica e econômica dos projetos de fundações, analisando as técnicas disponíveis, e suas aplicações para os diferentes tipos de estruturas e solos, e mostrando de maneira clara e objetiva como a falta de um ensaio pode impactar no desempenho de um projeto.

### **1.1. Problema Abordado**

Como a investigação geotécnica, a sua falta ou a investigação insuficiente pode influenciar direta ou indiretamente na concepção de um projeto de fundações.

### **1.2. Justificativa**

A escolha do tema abordado se dá devido à importância da investigação geotécnica, e de como a mesma é negligenciada no Brasil em obras de pequeno e médio porte, em geral, por motivos econômicos.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Geral**

Entender e demonstrar a importância da investigação geotécnica e suas aplicações no projeto de fundações, para que se tenha eficiência na implantação de um projeto.

#### **1.3.2. Específicos**

- Demonstrar a importância dos ensaios para a verificação de viabilidade técnica e econômica dos projetos de fundações;
- Analisar as técnicas disponíveis, e suas aplicações para os diferentes tipos de estruturas e solos;
- Mostrar de que maneira, a falta ou a ineficiência de um ensaio pode impactar no desempenho de projeto.

## **2. REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO**

### **2.1. Fundações**

Chama-se fundação, a parte de uma estrutura responsável por transmitir as cargas de uma superestrutura ao seu terreno subjacente (CAPUTO, 1976). São indispensáveis no processo de seu projeto e construção, análises topográficas, geotécnicas, e o conhecimento das condições das edificações vizinhas.

Para a concepção de um projeto de fundações, é indispensável o conhecimento prévio de duas partes essencialmente distintas: o cálculo das cargas atuantes sobre a fundação e o estudo do terreno. A partir dos dados obtidos, é então feita a escolha do tipo de fundação a ser empregada, levando-se em consideração que: a) As cargas da estrutura devem ser transportadas às camadas de subsolo de modo que as mesmas resistam-nas sem ruptura, b) As deformações das camadas

de subsolo devem ser compatíveis com as da estrutura, c) A execução das fundações não deve danificar as estruturas vizinhas e d) Para a escolha do tipo de fundação a ser empregada, ao lado do aspecto técnico, deve ser levado em consideração o aspecto econômico.

“Para a escolha da fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Assim, analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custo.” (WOLLE, 1993).

Um engenheiro de fundações demanda de bom conhecimento em geotecnia, mecânica dos solos, e de estruturas em geral, para uma boa escolha e desenvolvimento de dimensionamento de um projeto de fundações.

Para que se tenha um bom projeto de fundação, é necessário um bom estudo das características do tipo de solo, a fim de se obter a sua rigidez e a sua resistência, evitando assim, rupturas e deformações diferenciais. “A decisão pelo tipo de fundação requer o conhecimento do solo, propiciado pela sondagem.” (REBELLO, 2008).

Os principais tipos de fundações são classificados em dois grupos: fundações superficiais (rasa ou direta) e fundações profundas conforme demonstrado na figura 1. As fundações superficiais geralmente são aplicadas onde as camadas do subsolo logo abaixo das estruturas são suficientes para resistir às cargas. Já as fundações profundas, são empregadas quando a resistência necessária para suportar as cargas atuantes é encontrada em camadas mais profundas do subsolo.



**Figura 1** – Tipos de Fundações.  
Fonte: <http://construironline.dashofer.pt>

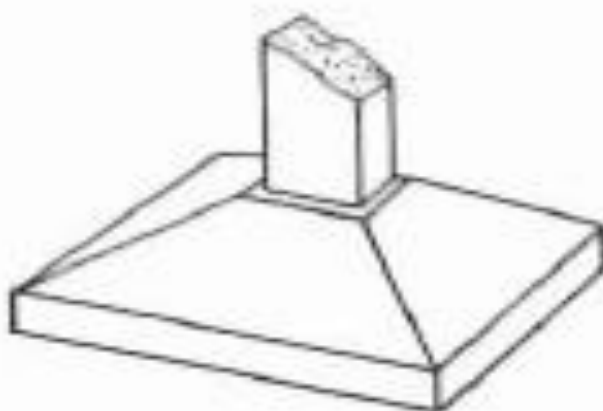
### 2.1.1. Fundações Superficiais

As cargas aplicadas pela superestrutura são transportadas para as primeiras camadas de solo, por meio de placas de concreto armado ou não. Esse tipo de fundação é eficiente em edifícios de pequeno e médio porte. É fundamental, que o solo tenha resistência suficiente, para resistir às cargas logo nas primeiras camadas, e, mesmo que o solo tenha uma boa resistência, há a possibilidade do mesmo sofrer pequenas acomodações. Para que se tenha um bom aproveitamento da estrutura e um projeto econômico, devem ser avaliadas, as tensões admissíveis do solo e as cargas atuantes nas fundações, de modo que as mesmas sejam iguais ou esteja o mais próximo possível em ordem de grandeza.

“A idéia é que a carga atuante sobre a sapata se distribua pela sua área de contato com o solo, aplicando neste, uma tensão no máximo igual à tensão admissível do solo (taxa do solo). A forma da sapata depende, em princípio, da forma do pilar que se apóia sobre ela.” (REBELLO, 2008).

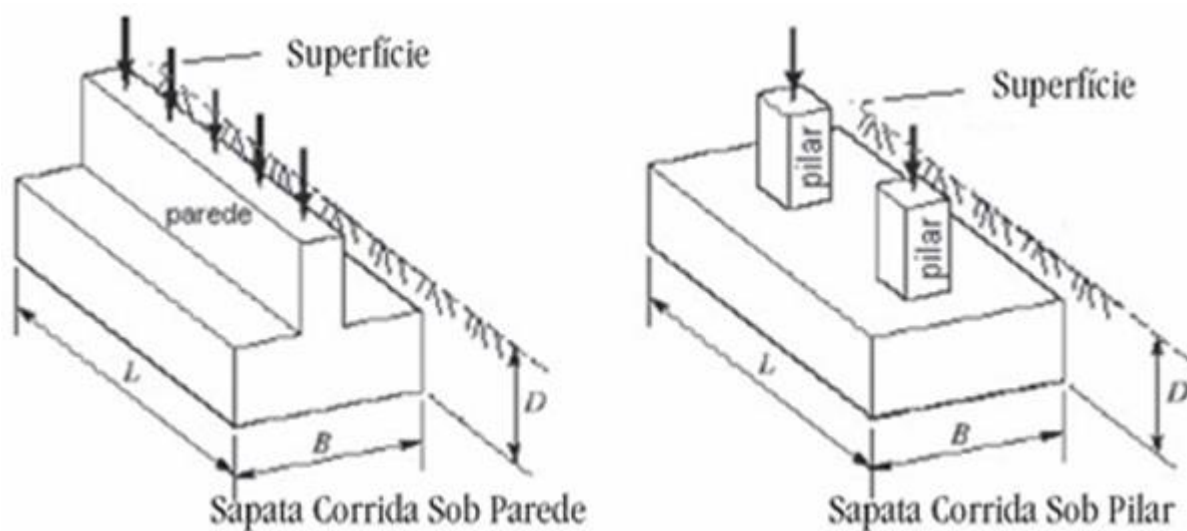
Quanto aos tipos de fundações superficiais temos:

- Sapata Isolada – Dimensionada de modo a receber as cargas de um pilar concentrada ou pontuais, feita de concreto armado para suportar os esforços de trações. A figura 2 ilustra este tipo de fundação.



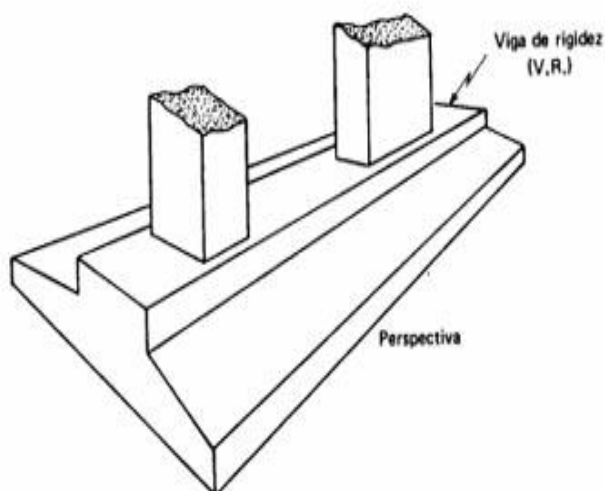
**Figura 2:** Sapata Isolada  
Fonte: EscolaEngenharia (2017).

- Sapata corrida: Sendo sua maior dimensão o seu comprimento. Sobre ela podem ser distribuídos não só a carga de pilares alinhados, mas também podem ser distribuídas linearmente as cargas de paredes, conforme mostra a figura 3.



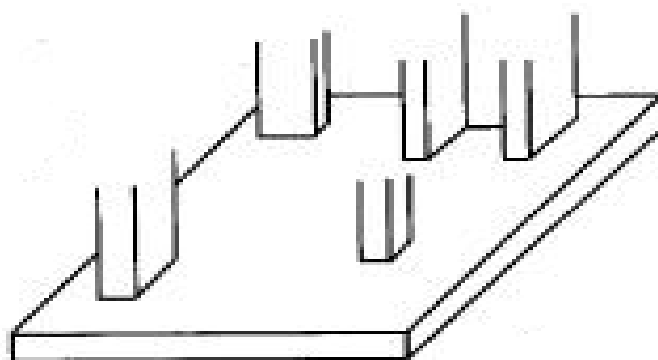
**Figura 3:** Sapata Corrida.  
**Fonte:** EscolaEngenharia (2017).

- Sapata associada: Caso ocorra de mais de um pilar ficar perto, pode haver uma sobreposição, esta será considerada sobre a mesma sapata, de maneira a igualar as distribuições de tensões no solo, conforme demonstra a figura 4.



**Figura 4:** Sapata Associada.  
**Fonte:** EscolaEngenharia (2017).

- Radier – Todos os pilares e paredes estruturais são apoiados em uma única placa que se estende por toda a área de projeto construída, distribuindo suas cargas uniformemente ao solo, conforme mostra a figura 5. O radier é empregado quando se tem grande proximidade entre as sapatas, para se evitar o recalque diferencial e quando a metade da área da construção for menor ou igual à área total das sapatas.



**Figura 5:** Radier.

Fonte: Adaptado de VELLOSO E LOPES (2011)

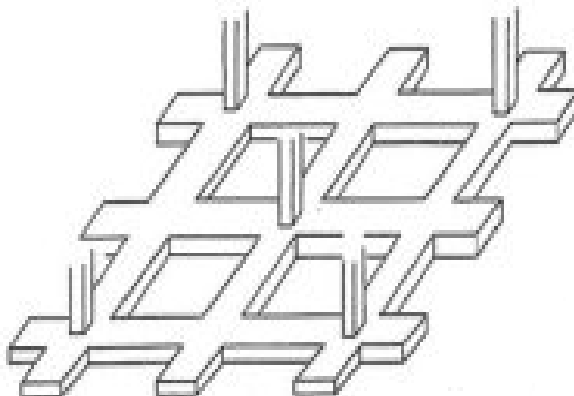
- Bloco – Elemento construído de concreto simples. Tem alta rigidez. Dimensionado de forma que as tensões de tração atuantes sejam resistidas somente pelo concreto, para que não seja necessária a utilização de uma armadura horizontal, (VELLOSO E LOPES, 2012). A figura 6 demonstra este tipo de fundação.



**Figura 6:** Bloco de Fundação.

Fonte: Adaptado de VELLOSO; LOPES (2011).

- Grelha – Este tipo de fundação é definido por um conjunto de vigas, dispostas perpendicularmente interseccionando-se nos pilares. Conforme Figura 7:



**Figura 7:** Grelha

Fonte: Adaptado de VELLOSO; LOPES (2011).

### **2.1.2. Fundações profundas**

A fundação profunda é definida como elemento de fundação, cuja sua base ou ponta, deve estar assente em profundidades maiores do que o dobro da menor dimensão de sua seção transversal e no mínimo 3 m, conduzindo as cargas ao terreno pela sua base (resistência de ponta) ou através de sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela associação das duas. Usualmente utilizada na implantação de projetos de grande porte, onde as camadas de solo resistentes às cargas atuantes se encontram em grandes profundidades, geralmente, superiores a 3 m, porém, cabe ressaltar que este tipo de fundação também se torna aplicável em obras de pequeno e médio porte, onde as primeiras camadas de solo apresentam baixa capacidade de suportar as cargas solicitantes.

Inclui-se na definição de fundações profundas os seguintes elementos:

#### **2.1.2.1. Estacas**

Segundo a ABNT NBR 6122/2010 estaca é um “elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas.” As estacas podem ser

executadas com diversos tipos de materiais como, por exemplo: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou a associação dos materiais descritos.

- Estaca de Madeira - Algumas considerações são relevantes na escolha da estaca de madeira, como, por exemplo: O tronco da árvore deve apresentar poucas ondulações ao longo do seu corpo, caso não ocorra, realiza-se a limpeza da superfície lateral; Utiliza-se comumente o tronco de eucalipto; As estacas devem ser revestidas por anéis metálicos em seu topo para que não ocorra o fedilhamento; Nas pontas são utilizadas ponteiros metálicos com a finalidade de protegê-la. “As estacas de madeira tem vantagens em seu manuseio, corte, preparação para a cravação e após a cravação”. (VELLOSO E LOPES, 2002). A principal desvantagem da utilização da estaca de madeira é a questão da deterioração, sobretudo, em lugares onde se tem alternância no nível d’água, sendo essencial, um tratamento especial com produtos preservativos, a fim de preservá-la dos efeitos da variação do nível d’água e da proliferação de fungos, a figura 8 demonstra estacas de madeira cravadas.



**Figura 8**– Estacas cravadas de madeira.

Fonte: USP (2017).

- Estaca de Aço – Segundo REBELLO (2008), “as estacas de aço, são empregadas, principalmente, em situações em que o uso de estacas em concreto não é adequado”. As estacas metálicas podem ser fabricadas com perfil de seção I ou H, que tem por sua vez, uma grande capacidade para

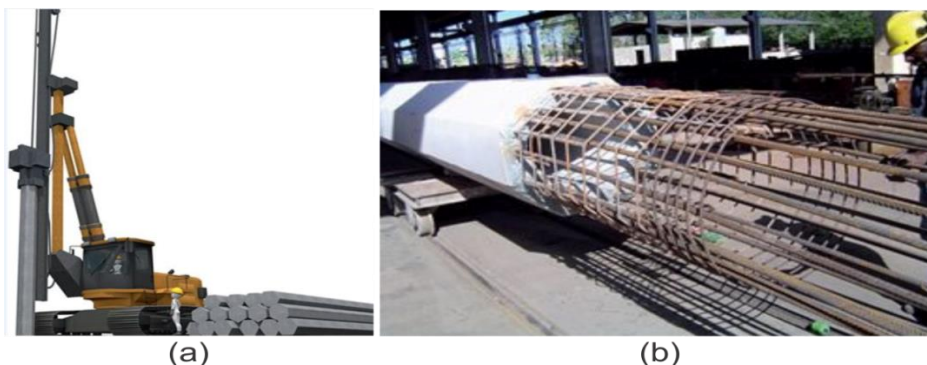
cargas verticais, horizontais e momento fletor. A figura 9 ilustra estacas de aço cravadas.



**Figura 9 – Estacas de Aço.**

Fonte: [www.fundacoesete.com.br](http://www.fundacoesete.com.br) (2013).

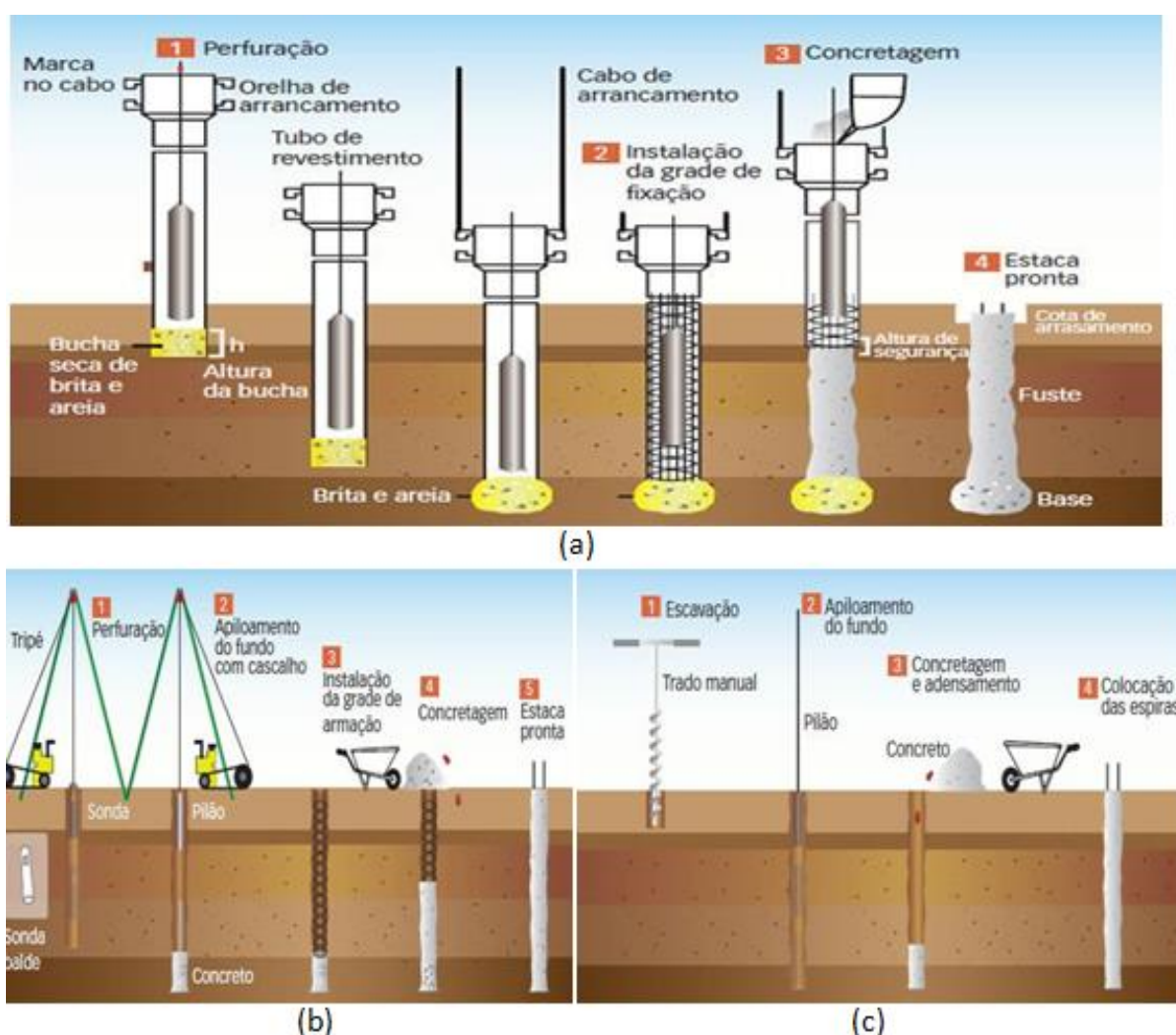
- Estacas de Concreto pré-moldado – As estacas pré-moldadas podem ser classificadas de duas formas: (a) pela sua forma de confecção (concreto vibrado, concreto centrifugado e extrusão), ou (b) pelo tipo de armadura (concreto armado ou concreto protendido). Uma das vantagens de sua utilização é a resistência que possui a agentes agressivos e a variação de umidade do meio na qual está inserida, e a principal desvantagem, é a difícil adaptação em profundidades variadas da camada resistente do subsolo, necessitando-se de previsão cuidadosa de sua extensão, que, se não for feita diligentemente, pode gerar altos custos com cortes e emendas, onerando a obra (VELLOSO E LOPES, 2002), a figura 10 ilustra um tipo de estaca pré-moldada e equipamento para sua cravação.



**Figura 10 – (a) cravação de estaca pré-moldada, (b) estaca pré-moldada de concreto armado.**

Fonte: [infraestruturaurbana](http://infraestruturaurbana.com.br) (2014).

- Estacas Moldadas *in loco* – São estacas moldadas no solo, conforme ilustra a figura 11. A principal vantagem deste tipo de estaca é a possibilidade de poder ter o seu comprimento ajustado à medida necessária. Em relação a sua capacidade de carga, a mesma oferece valores mais altos do que as estacas pré-moldadas. (VELLOSO E LOPES, 2002). Quanto aos tipos de estacas moldadas *in loco* temos: Estacas Tipo Broca, Estacas Strauss, Estacas Tipo Franki (Standard), Estaca Tipo Franki Tubada, Estaca Franki Mista, Estaca Franki com Fuste Vibrado, Estaca Franki com Cravação por Martelo Automático e Fuste Vibrado, VELLOSO E LOPES (2002) discorrem detalhadamente sobre cada uma delas.



**Figura 11–** (a) Estaca Franki, (b) Estaca Strauss, (c) Estaca Tipo Broca

Fonte: Adaptado de NAKAMURA (2013)

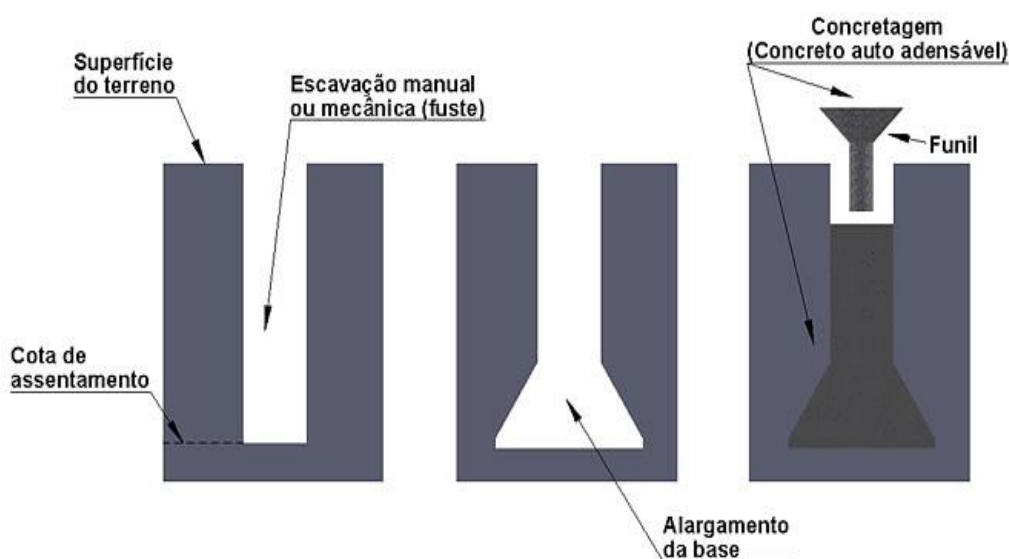
### 2.1.2.2. Tubulões

Defini-se como tubulões, as fundações profundas que visam transmitir cargas elevadas ao nível de solo de maior resistência. Sua execução é feita “concretando-se um poço aberto no terreno ou fazendo descer, por escavação interna, um tubo, geralmente de concreto armado ou de aço, que é posteriormente cheio com concreto simples ou armado”, (CAPUTO, 1976). A figura 12 demonstra este tipo de fundação.

Os tubulões são indicados para fundações profundas de estruturas de grande porte, principalmente pontes e viadutos. Para sua melhor execução, deve-se estar atento quanto ao nível do lençol freático e ao tipo de solo.

Os tubulões são subdivididos em dois tipos: Tubulão a Céu Aberto (com ou sem contenção lateral), e Tubulão Ar Comprimido (ou Pneumático).

Para Tubulão a Céu Aberto, o fuste é escavado manualmente ou mecanicamente, porém, a base deve ser escavada manualmente. Sua aplicação limita-se a solos coesivos e acima do nível d’água. “Quando na execução do tubulão se atinge o lençol d’água, tem-se que revestir a escavação e utilizar ar comprimido”, (VELLOSO E LOPES, 2002).

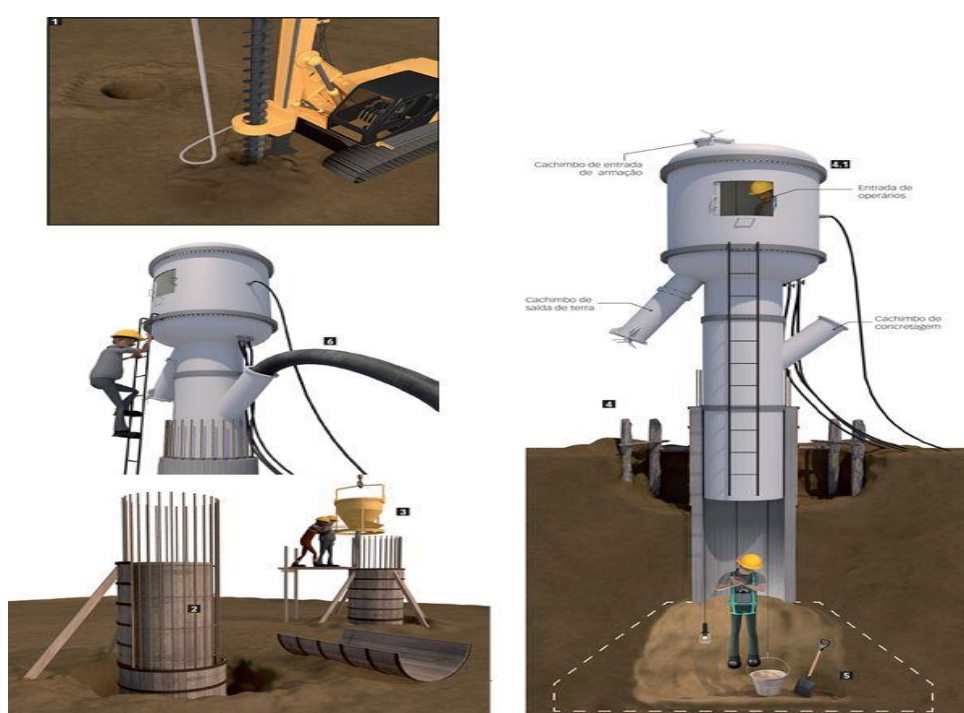


**Figura 12** – Esquema de execução de Tubulão a Céu Aberto.

Fonte: TENGE (2010).

Para a implantação do Tubulão Pneumático, se faz necessário a instalação de uma campânula ou câmara de equilíbrio, e um compressor, para que se forneça ar comprimido, que por sua vez, impede a entrada de água no tubulão, permitindo a sua escavação, mesmo abaixo do nível d'água. A figura 13 demonstra um esquema de execução deste tipo de fundação.

No Brasil, não é comum a utilização do Tubulão Pneumático em grande escala, devido aos riscos e custos envolvidos (VELLOSO E LOPES, 2012).



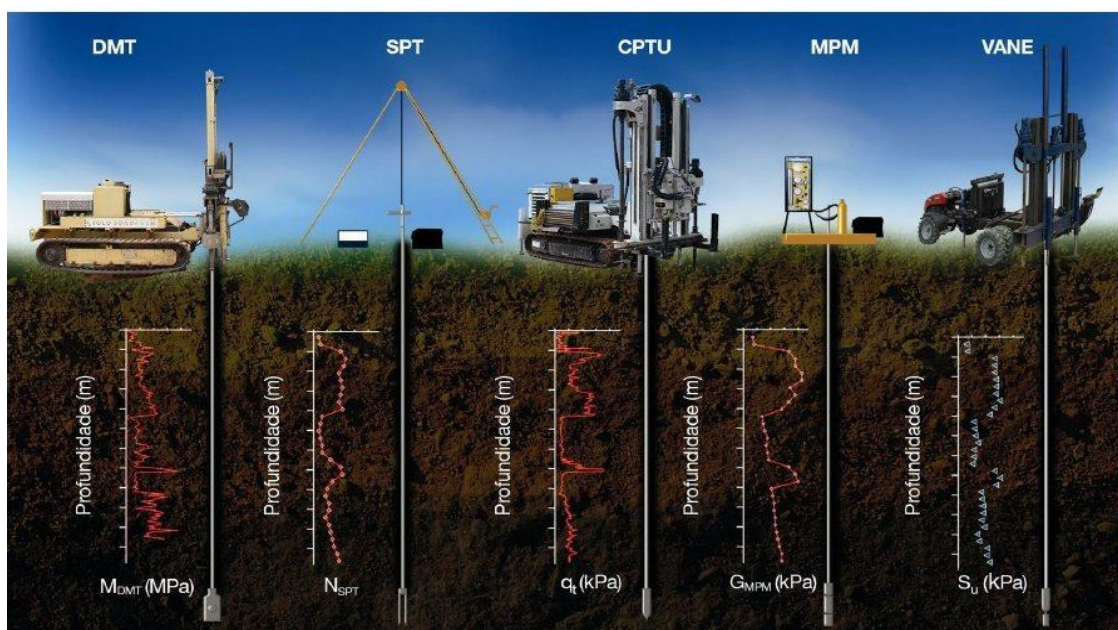
**Figura 13** – Execução de Tubulão Pneumático.

Fonte: infraestruturaurbana (2014)

Segue algumas vantagens da utilização dos tubulões:

- Produz pouca vibração e pouco ruído, importante para obras urbanas;
- Durante o processo de escavação, os envolvidos podem avaliar e comparar o solo encontrado com o solo previsto em projeto;
- O diâmetro e o comprimento do tubulão podem ser alterados durante o processo de escavação, caso ocorra alguma adversidade não prevista.

## 2.2. Investigação Geotécnica



**Figura 14** - Ensaio de uso corrente na prática brasileira.  
 Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

A investigação geotécnica é primordial para projetos de fundações seguros e econômicos. “No Brasil o custo envolvido varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total de obras convencionais, podendo ser mais elevado em obras especiais ou em condições adversas de subsolo, sendo as informações obtidas através do reconhecimento, indispensáveis à previsão de custos fixos associados ao projeto e sua solução” (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A elaboração de um plano racional de investigação é uma etapa crítica do projeto. Para sua elaboração é de extrema importância considerar o conhecimento, a experiência, normas e práticas regionais.

Um Projeto Geotécnico é basicamente dividido em três etapas: Projeto Conceitual, Projeto Básico e Projeto Executivo.

No Projeto Conceitual deve ser realizado o reconhecimento geotécnico da região a ser implantado o projeto com base em informações obtidas através de informações técnicas iniciais.

O Projeto Básico consiste em estabelecer informações com precisão adequada para a determinação da viabilidade técnica e econômica do empreendimento. A partir das informações obtidas nesta etapa do projeto, e com base nas informações do Projeto Conceitual, podemos permitir a avaliação do custo da obra, definir procedimentos e prazos de execução.

O Projeto Executivo servirá para análise, cálculo e indicação dos métodos a serem seguidos na execução dos serviços, respeitando cada tipo de serviço, as normas brasileiras e respectivos códigos. Leis e posturas estaduais e municipais também devem ser observadas. Nesta etapa, as investigações devem atender as exigências mínimas necessárias para um reconhecimento detalhado das condições do subsolo. Para cada tipo de projeto, devem ser observadas normas específicas, como, por exemplo, a NBR 8036/1983, que regulamenta as recomendações quanto ao número, à localização e a profundidade das sondagens de simples reconhecimento, como mostra a Tabela 1:

**Tabela 1- Número mínimo de furos de sondagem conforme NBR 8036/1983.**

<b>Área construída (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Número mínimo de furos</b>
<b>&lt;200</b>	<b>2</b>
<b>200 – 400</b>	<b>3</b>
<b>400 – 600</b>	<b>3</b>
<b>600 – 800</b>	<b>4</b>
<b>800 – 1000</b>	<b>5</b>
<b>1000 – 1200</b>	<b>6</b>
<b>1200 – 1600</b>	<b>7</b>
<b>1600 – 2000</b>	<b>8</b>
<b>2000 – 2400</b>	<b>9</b>
<b>&gt;2400</b>	<b>À critério do projetista</b>

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8036/1983.

Conforme a ABNT, através da NBR 8036/1983 “O número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo.

Para a escolha do ensaio a ser empregado, deve-se observar a compatibilidade do mesmo com as características do subsolo e as informações necessárias a se obter. O SPT, por exemplo, é geralmente utilizado para a determinação de valores do ângulo de atrito interno de solos granulares, porém não é eficiente para a avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas moles, Ensaio de CPT/CPTU e de Palheta são aplicados para a obtenção desse parâmetro.

A Tabela 2 apresenta a aplicabilidade e uso dos ensaios.

**Tabela 2 – Aplicabilidade dos ensaios.**

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros										
				u	$\phi'$	$S_u$	$D_r$	$m_v$	$c_v$	$K_0$	$G_0$	$\sigma_h$	OCR	$\sigma$ - $\epsilon$
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*;  $\phi'$  = ângulo de atrito efetivo;  $S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenada;  $D_r$  = densidade relativa;  $m_v$  = módulo de variação volumétrica;  $c_v$  = coeficiente de consolidação;  $K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso;  $G_0$  = módulo cisalhante a pequenas deformações;  $\sigma_h$  = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento;  $\sigma$ - $\epsilon$  = relação tensão-deformação.

Fonte: Lunne, Robertson e Powell (1997).

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

### 2.2.1. Ensaio de Cone (CPT) e Piezocone (CPTU)

É um ensaio de penetração, assim como o SPT, diferenciando-se apenas na sua forma de cravação, realizada a velocidade constante. A figura 15 demonstra a realização deste tipo de ensaio.



**Figura 15** - Sistema pesado sobre esteiras 200 KN.

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

Os Ensaio de Cone (*Cone Penetration Test*) e Piezocone (*Piezocone Penetration Test*), CPT e CPTU, respectivamente, foram criados em meados de 1930 na Holanda. Este ensaio visa determinar a resistência do solo, verticalmente, de cima para baixo, e lateralmente, na medida em que há a progressão das pontes, por cravação, a velocidade constante. É geralmente empregado, na determinação das características das camadas de solo e suas propriedades conforme tabela 3, que servem de base para a previsão da capacidade de carga das fundações. Aplicado também para a determinação da poropressão do subsolo, com a instalação de medidores no cone, com essa variação, chama-se CPTU.

**Tabela 3 - Potencialidades do CPT e do CPTU.**

	<b>CPT</b>	<b>CPTU</b>
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

Fonte: Battaglio et al. (1986).

**Fonte: BATTAGLIO, (1986) apud SCHNAID E ODEBRECHT, (2012)**

Devido às dificuldades para a comparação e avaliação de resultados, o sistema foi padronizado mundialmente a partir de 1977, ou seja, existem normas para a regulamentação do ensaio em várias partes do mundo que orientam com relação à terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação de resultados. A tabela 4 demonstra as dimensões típicas de ponteiros utilizadas. No Brasil, a norma que regulamenta o ensaio CPT/CPTU, é a NBR 12069/1991.

**Tabela 4- Dimensões típicas das ponteiros**

<b>Ponta cônica</b>	<b>Área da ponta</b>	<b>Área da luva</b>	<b>Referência</b>
< 10 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>	3.004 mm <sup>2</sup>	(*)
	5 cm <sup>2</sup>	7.510 mm <sup>2</sup>	(*)
= 10 cm <sup>2</sup>	10 cm <sup>2</sup>	15.000 mm <sup>2</sup>	NBR ASTM D5778-07 ITRP
> 10 cm <sup>2</sup>	15 cm <sup>2</sup>	22.532 mm <sup>2</sup>	(ASTM D5778-07) (*)
	40 cm <sup>2</sup>	60.085 mm <sup>2</sup>	

**Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).**

Este ensaio é realizado com a cravação de uma ponteira cônica, demonstrada na figura 16, com angulação de 60° de ápice, com velocidade de 20 mm/s, aproximadamente. A velocidade deve ser constante e sua seção transversal varia entre 5 e 15 cm<sup>2</sup>, de acordo com a robustez dos equipamentos e dos tipos de terreno.



**Figuras 16** - Principais componentes Cone e Piezocone  
Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

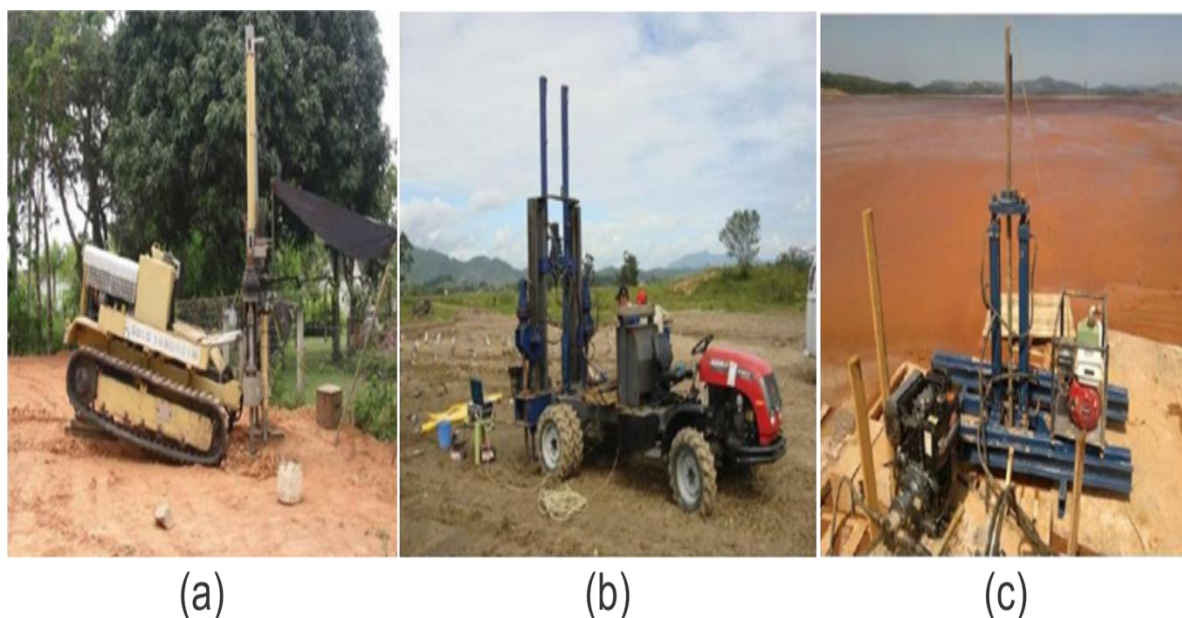
Atualmente o cone Elétrico é o equipamento mais utilizado por não necessitar da interferência do operador nos resultados, e por transmitir e registrar os dados automaticamente após a cravação.

As desvantagens deste equipamento são com relação ao transporte e fixação, que dependerá das condições do local a ser instalado.

O equipamento de cravação é uma estrutura de reação, montada em um sistema de aplicação de cargas, se utiliza um sistema hidráulico com um pistão que é acionado por bomba hidráulica ligada a um motor. A velocidade é controlada por uma válvula reguladora de pressão. Inicia-se a penetração, e a cravação é realizada com hastes de 1 m, continuamente, seguida da retração do pistão para o acoplamento de outra haste e assim sucessivamente.

Existem dois conjuntos de sistemas de cravação: em terra (onshore), ou em água (nearshore e offshore), conforme demonstra a figura 17.

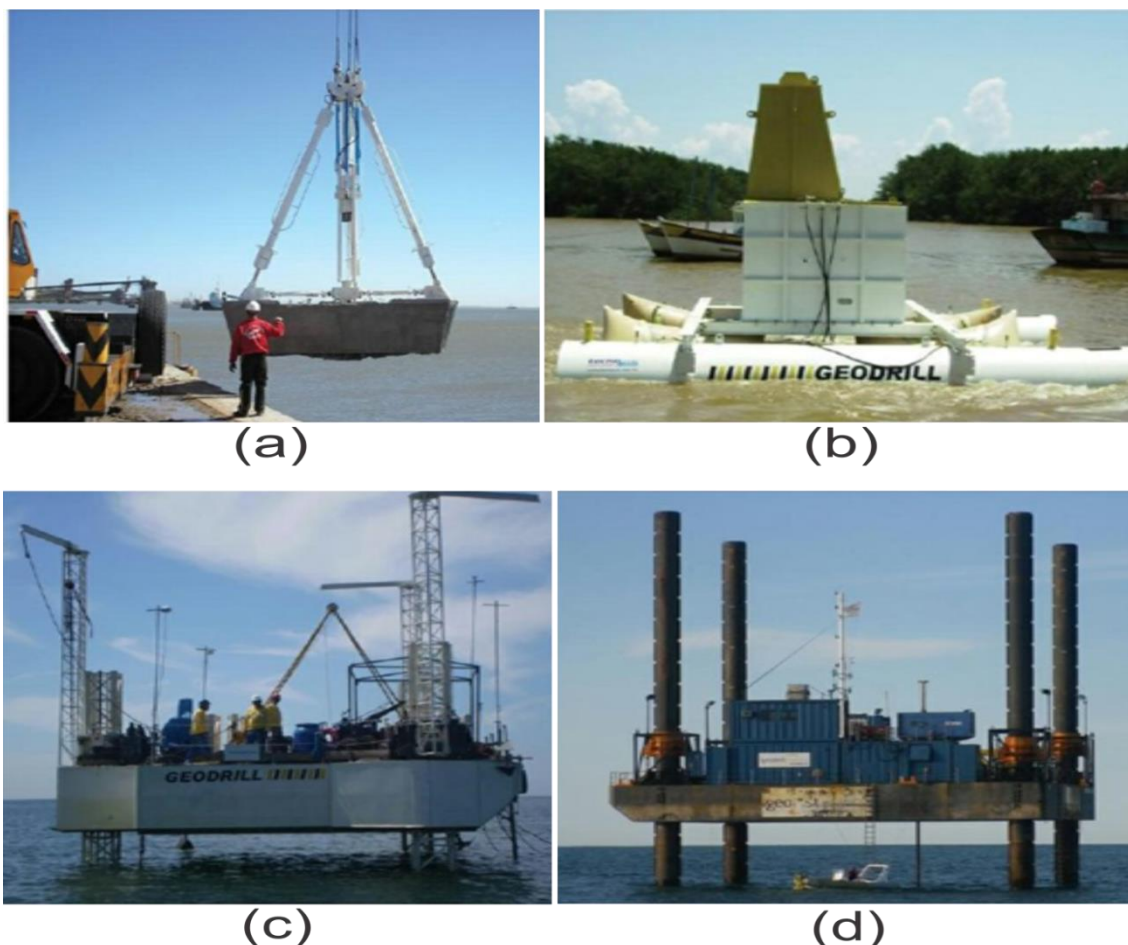
Nos sistemas em Terra os conjuntos são montados em caminhões, tratores ou outros veículos especiais. A capacidade de carga deste tipo de sistema varia de 5 a 20 toneladas (50 a 200 KN), podendo chegar a 40 toneladas (400 KN) em condições especiais, geralmente utilizados para viabilidade da cravação em areias densas ou pedregulhos. O sistema para cravação será escolhido de acordo com as condições de acesso e das características do solo (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).



**Figura 17** – (a) Sistema pesado sobre esteiras (200 KN), (b) Sistema pesado sobre rodas (200 KN), (c) Sistema leve e desmontavel (50 KN).

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

Sistemas em água são sistemas onde se utilizam plataformas auto-elevatórias, embarcações dedicadas ou sistemas submersíveis, conforme mostra a figura 18. Geralmente, em situações de lâmina d'água de até 25 m, utilizam-se as plataformas auto-elevatórias. São comuns na América do Sul operações com o uso de mergulhadores, e nos demais continentes sistemas mais mecanizados e controlados remotamente.



**Figura 18**– (a) Sistema submergível sem campânula, (b) Sistema submergível com campânula, (c) Plataforma autoelevatório, (d) Plataforma.

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012)

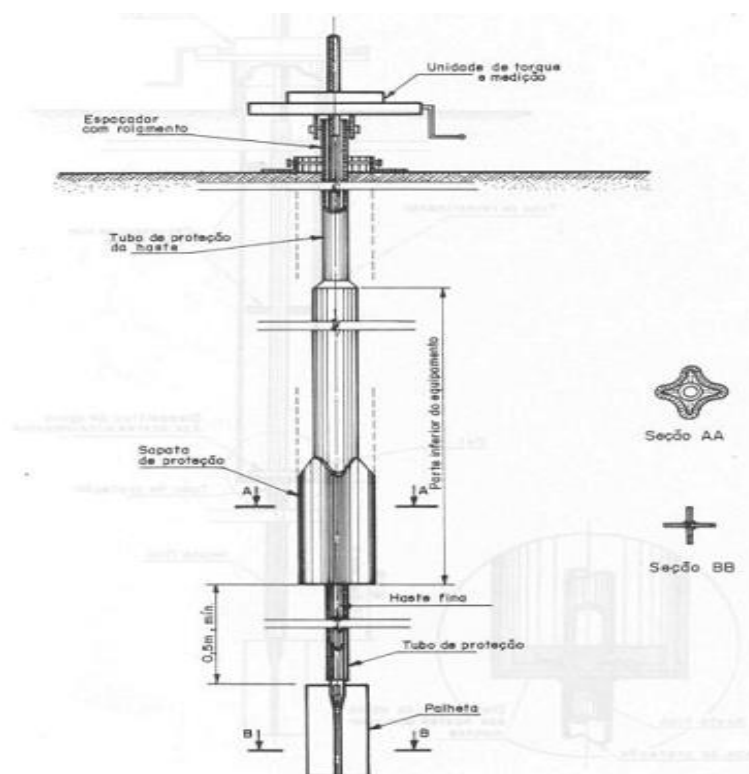
### 2.2.2. Ensaio de Palheta

O Ensaio de Palheta (Vane Test) é empregado para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) de camadas de argilas moles. Para a avaliação da sua aplicabilidade, e para que se tenha uma interpretação adequada dos resultados obtidos, se faz necessário ter um conhecimento prévio da natureza do solo onde será realizado o ensaio. “Algumas das recomendações de natureza prática para definir a usabilidade do ensaio são:  $N_{SPT} \leq 2$ , correspondente a resistência à tração ( $q_c$ )  $\leq 1000$  KPa, matriz predominantemente argilosa (>50% passando na peneira #200,  $LL > 25$ ,  $IP > 4$ ), ausência de lentes de areia (a ser definida previamente por ensaios de penetração).” (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Sua realização consiste na cravação de uma palheta de seção cruciforme, que, em argilas saturadas e de consistência mole a rija, recebe um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas.

Para este tipo de ensaio são empregados dois tipos básicos de equipamentos: Equipamento do tipo A, e do tipo B

O ensaio realizado com o equipamento do tipo A, ilustrado na figura 19, consiste na sua cravação estática, com auxílio de equipamento hidráulico ou tripé de sondagem, a partir do nível do terreno em solos de baixa consistência. No decorrer do processo de cravação, a palheta permanece protegida no interior da sapata de proteção, é então instalado o equipamento de aplicação e medição de torque iniciando-se a realização das medições.

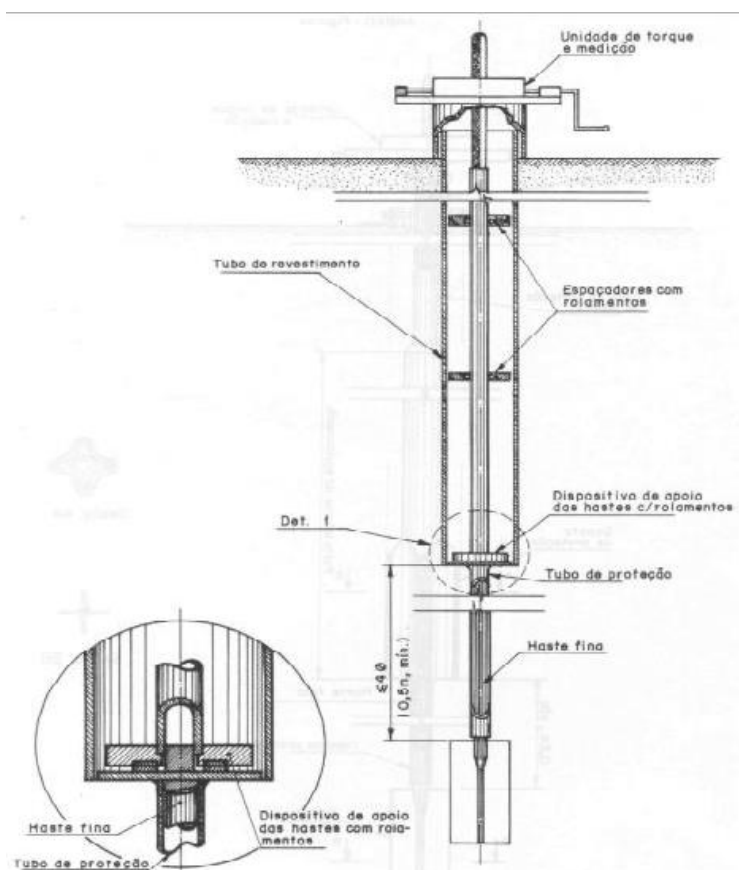


**Figura 19:** Equipamento do tipo A (Sem perfuração prévia)

Fonte: ABNT (1989)

Já no ensaio realizado com o equipamento do tipo B, ilustrado na figura 20 uma perfuração é feita previamente com diâmetro de 75 mm, preferencialmente, e se necessário, revestida em toda a sua extensão para que se evitem

desmoronamentos. É então introduzido o conjunto palheta-espaçadores-hastes no fundo da perfuração, onde é feita a cravação da palheta, sem rodá-la, num comprimento superior a 0,5m e não inferior a quatro vezes o diâmetro do furo.



**Figura 20:** Equipamento do tipo B (Em furos de sondagem).  
**Fonte:** ABNT (1989)

Porém, algumas características são comuns aos dois tipos de equipamento, como por exemplo:

- Palheta – É constituída por quatro pás (aletas), fabricadas com aço de alta resistência, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm. Admite-se também, palheta com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm para ensaios executados em argilas rijas com resistência não drenada superior a 50 KPa.
- Haste Fina – Deve ter comprimento capaz de cravar a palheta 0,5m no solo. Seu diâmetro é de  $(13 \pm 1)$  mm e deve ser capaz de resistir aos esforços aplicados à palheta.

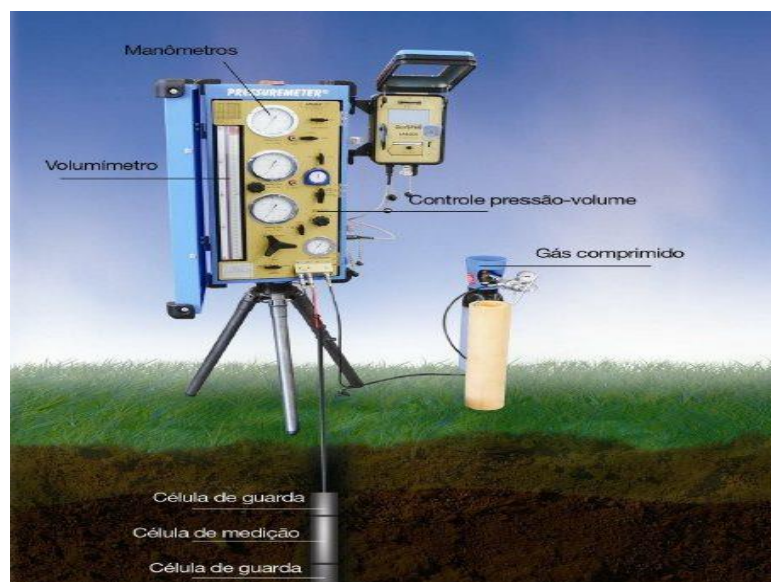
- Tubo de Proteção da Haste Fina – Sua atribuição é eliminar o atrito solo-haste fina. Tem diâmetro externo de  $(20 \pm 1)$  mm. O espaço entre o tubo de proteção e a haste fina deve ser preenchido com graxa, para evitar o ingresso de solo, e reduzir os atritos mecânicos.
- Hastes de extensão – Tem a função de conduzir a palheta até a profundidade de ensaio. São compostas por segmentos acopláveis de 1m de comprimento de aço resistente ao torque aplicado as palhetas. O acoplamento entre os segmentos das hastes deve evitar o deslizamento ou a rotação entre às hastes durante o ensaio.
- Equipamento de aplicação e medição do torque – Equipamento que, por meio de engrenagens, imprime uma rotação ao conjunto hastepalheta de  $(6 + \text{ou} - 0,6)^\circ/\text{min}$ . Deve ser dotado de equipamento que permita a medição do torque aplicado às hastes. Também deve possuir coroa e pinhão acionados por manivela ou por motor elétrico. Durante a execução do ensaio, devem ser feitas leituras a cada  $2^\circ$ , a fim de se obter a curva torque x rotação.

Embora os ensaios realizados com os dois tipos de equipamentos sejam empregados, e não haja restrições ao uso do equipamento tipo B, sua utilização é tecnicamente desaconselhada em detrimento do equipamento tipo A, devido à menor precisão dos resultados obtidos. SCHNAID E ODEBRECHT (2012) discorrem sobre o assunto e a ABNT NBR-10905/89 apresenta recomendações para a minimização dos efeitos que conduzem os resultados dos ensaios a suscetíveis erros.

### **2.2.3. Ensaio Pressiométrico**

Após estudos do engenheiro francês Luiz Ménard, por volta de 1955, passou-se a utilizar o termo pressiomêtro, que era um equipamento cilíndrico com o objetivo

exercer força constante nas paredes de um furo (horizontalmente), conforme ilustra a figura 21.



**Figura 21** - Ilustração do pressiômetro tipo Ménard.

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012)

. Este equipamento é basicamente uma sonda com uma parte flexível, capaz de dilatar-se ao receber certa pressão, ou seja, a sonda é inserida no terreno, da forma que for mais conveniente no que se refere ao ponto de altura de inserção, depois de posicionada, a sonda recebe uma pressão de gás que expande a parte flexível do equipamento (membrana) que já está abastecida com água. Com essa pressão, a membrana dilata-se e força o solo horizontalmente com o objetivo de verificar o comportamento tensão-deformação *in situ*.

O ensaio de pressiômetro divide-se em três categorias: pressiômetro em pré furo, pressiômetro auto perfurante (SBPM) e pressiômetro cravado ou de cravação. Para cada categoria existem diferentes processos na instalação das sondas, com o intuito de reduzir os efeitos de amolgamento, que podem ser gerados pela sua inserção, além disso, contribuem para a adaptação da técnica a cada tipo de subsolo.

O ensaio em pré furo, como o próprio nome diz, consiste na escavação de um furo e a posterior inserção da sonda. É necessário estar atento para que não haja perturbação do solo durante a realização dos furos, para tanto, é importante

observar sobre a ocorrência de nível freático, resistência e natureza do solo. Em alguns casos, precisamos utilizar lama bentonítica com o intuito de manter a estabilidade das paredes do furo, mantendo a escavação intacta e evitando prejuízos durante o ensaio.

Nos casos do pressiómetro em pré furo, a perfuração realizada por trado manual atende bem as expectativas, é importante observar ainda o diâmetro da sonda com relação ao diâmetro do furo, que na equação  $\frac{df}{ds}$  deve ser inferior a 1,15.

O ensaio desenvolvido por Luis Ménard enquadra-se na categoria de Pressiómetro em pré-furo e consiste em uma sonda, computador para controlar pressão e volume em situações de lâmina d'água de até 25 m e fonte de pressão (gás pressurizado). Desta forma, monitora-se a deformação nas paredes do furo. A figura 22 mostra os equipamentos utilizados para este tipo de ensaio.

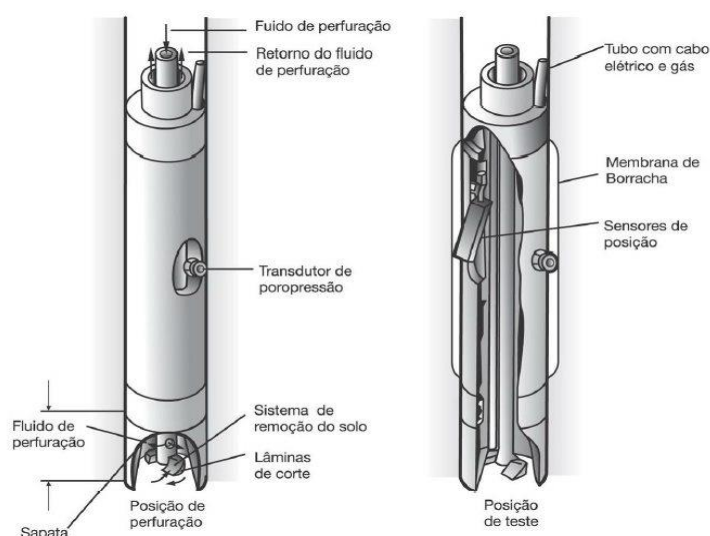


**Figura 22 – Pressiómetro.**  
 Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

Dentro do furo, a sonda é inserida até a altura desejada e recebe uma pressão controlada que medirá o nível do volumímetro em 15, 30 e 60 s, após os 60s é aplicada uma pressão novamente quando teremos uma curva pressiométrica, em que o volume aplicado ao final de 60s será colocado graficamente em função da pressão.

No pressiômetro auto perfurante, ilustrado na figura 23, crava-se a sonda com uma parede de espessura fina e há o deslocamento do solo, que é removido pelo equipamento até a superfície através de fluxo d'água.

“A operação requer uma equipe altamente treinada que, para cada tipo de solo, selecione simultaneamente a pressão vertical necessária à cravação, a posição e a velocidade de rotação da sapata cortante, e a pressão no fluido de lavagem.” (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).



**Figura 23-** Ilustração do pressiômetro autoperfurante.

**Fonte:** WELTMAN E HEAD (1983) apud SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

O pressiômetro cravado compreende os pressiômetros em que a penetração no terreno é forçada, com destaque pra o cone pressiométrico (CPTM). Onde o equipamento é montado na própria coluna do cone.

Parecido com a categoria de pressiômetro auto perfurante, a principal diferença é que sua utilização se dá em maior escala para grandes deformações do solo. Com a junção do cone pressiométrico, obtêm-se informações mais completas sobre o comportamento do solo.

Este ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em alturas estabelecidas anteriormente e expande-se a sonda pressiométrica.

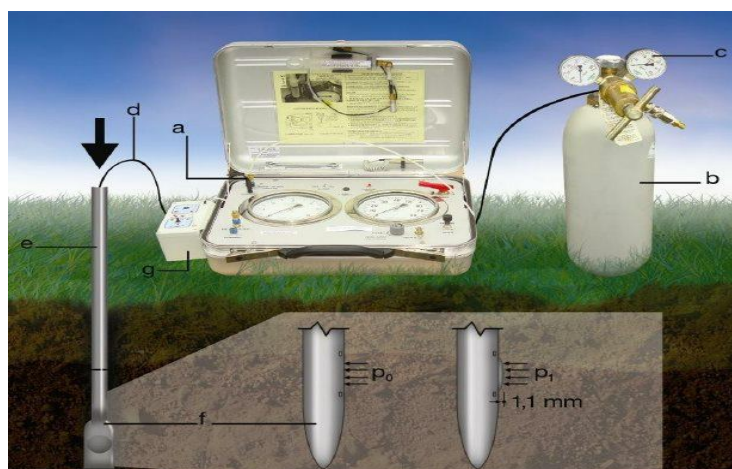
Em geral, os ensaios pressiométricos necessitam de controle rigoroso de execução e calibração dos aparelhos, visando compensar os efeitos das perdas de pressão e volume, que podem ocorrer durante os processos.

#### 2.2.4. Ensaio Dilatométrico

O dilatômetro foi criado à partir de 1970, na Itália, por Silvana Marchetti, professor e pesquisador. O equipamento é simples, de fácil manuseio e econômico. Basicamente é composto por uma lâmina de aço inoxidável com uma membrana fina, caixa de controle, válvulas de controle de pressão e drenagem, cilindro de gás, haste, cabos elétricos e de pressão e caixa de controle do dilatômetro sísmico. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

A utilização deste ensaio não é normatizada no Brasil, portanto, pouco utilizada no País. No entanto, estudos em outros países sugerem que as perturbações do solo com utilização do dilatômetro são menores, comparadas aos outros ensaios e por este motivo muito útil para medir pequenas deformações (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

O ensaio consiste em cravar o dilatômetro no solo em intervalos pré estabelecidos, geralmente 20 cm (embora não haja regra para este espaçamento) e em cada intervalo realiza-se a medição, pressão A e pressão B. A velocidade usual é de 20 mm/s, mas não é padrão, pode ser maior ou menor de acordo com a experiência dos envolvidos. A cravação do dilatômetro deve ser feita por sistemas hidráulicos (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).



**Figura 24**– Vista geral do equipamento utilizado no ensaio dilatométrico.

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012).

Ao final, o ensaio pode ser separado em cinco etapas: calibração, medidas *in loco*, correção das leituras, determinação dos parâmetros intermediários e cálculo dos parâmetros geotécnicos.

Tem-se ainda a variação para dilatômetro sísmico (SDMT), quando são instalados dois sensores em uma haste acoplada à lâmina dilatométrica, dessa forma pode-se gerenciar os registros sísmicos e obter os valores das leituras de forma digital. O equipamento utilizado para este ensaio e demonstrado pela figura 25.



**Figura 25**– Dilatômetro Sísmico (SDMT).  
Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012)

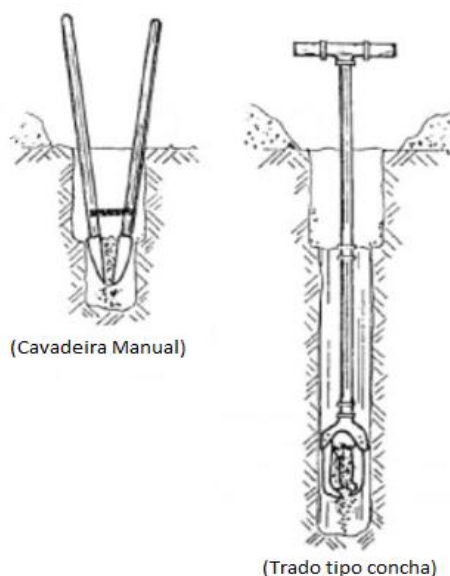
O dilatômetro talvez seja a melhor ferramenta para medição do coeficiente de empuxo no repouso.

#### **2.2.5.SPT (*Standard Penetration Test*)**

A sondagem SPT, também conhecida como sondagem à percussão ou sondagem de simples reconhecimento, é um processo de reconhecimento do solo. Dentro do programa de investigação, o SPT torna-se essencial na fase de anteprojeto, onde se necessita de maior precisão nas informações, o que nos permitirá avaliar a viabilidade técnica e econômica do projeto. Através das informações obtidas no ensaio, pode-se definir a necessidade ou não, da utilização de outras técnicas de investigação, observando as características da superestrutura

e o comportamento do subsolo. Por ser reconhecida mundialmente como a ferramenta mais econômica para investigação geotécnica, tornou-se rotineira a sua utilização, sendo aplicada basicamente para verificação da compactidade de solos granulares, na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O ensaio inicia-se pelo processo de perfuração. Para sua realização, a NBR 6484/2001 aconselha a utilização do trado concha ou cavadeira manual, demonstrados pela figura 26, até a profundidade de 1 m. Que deve ser sucedido pela inserção do 1º tubo de revestimento. Deve-se estar atento para que o tubo de revestimento não seja inserido à profundidade além do comprimento perfurado.

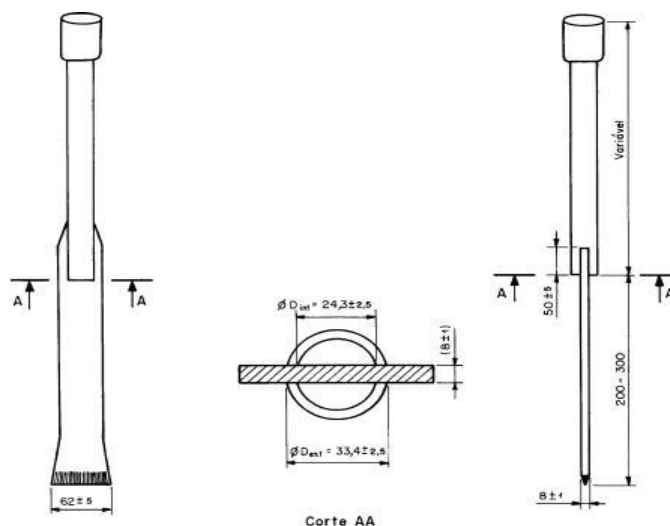


**Figura 26:** Equipamentos de escavação.

**Fonte:** Adaptado de SIMÃO, Disponível em engcarlos.com.br (2017).

Nas operações seguintes de perfuração, alternadas com o ensaio de amostragem, é indicado o uso do trado helicoidal até se atingir o nível freático, porém, se a progressão da escavação a trado não atingir 50 mm após 10 minutos de operação ou se porventura o solo não ser aderente ao trado, e abaixo do nível d'água freático, é empregada a técnica de perfuração por circulação de água. Utilizando-se o trépano de lavagem como ferramenta de escavação, demonstrado pela figura 27. Ao término de cada processo de escavação, com o equipamento utilizado na perfuração (trépano de lavagem ou trado helicoidal) apoiado no fundo do

furo, deve-se fazer uma marcação em sua haste, na altura da boca do revestimento, a fim de se obter a medida da profundidade, na qual o amostrador será apoiado para realização do ensaio de penetração. Admiti-se erro máximo de 10 mm.



**Figura 27:** Trépano de lavagem  
**Fonte:** ABNT (2001)

“Durante a operação de perfuração, devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas detectadas por exame tátil-visual e da mudança de coloração de materiais trazidos à boca do furo pelo trado helicoidal ou pela água de circulação.” (ABNT NBR 6484/2001).

O ensaio de penetração dá-se a partir do posicionamento do amostrador padrão no fundo da escavação, na profundidade de ensaio. A NBR 6484/2001 recomenda que “o amostrador-padrão, conectado a composição de cravação, deve descer livremente no furo de sondagem até ser suavemente apoiado no fundo.” Com o mesmo apoiado, deve ser conferida a profundidade, caso a medida não esteja de acordo, e o amostrador estiver posicionado a uma distância maior do que 2 cm acima da cota, a composição de amostragem deve ser retirada e a operação de limpeza do fundo deve ser feita novamente. Após executado este processo, com o amostrador devidamente posicionado, apóia-se suavemente o martelo de bater. Caso ocorra uma eventual penetração, seu valor deve ser anotado na folha de ensaio da seguinte forma: (P/30, ou seja, foi necessário apenas o peso do martelo, para uma penetração de 30 cm). Caso não haja penetração, ou a mesma seja menor ou igual a 0,45 m, é feita uma marcação de 45 cm sobre a haste, dividida em três segmentos de 15 cm.

Feito o procedimento citado no parágrafo acima, dá-se início a cravação do amostrador padrão, que recebe golpes de um peso de 65 kgf caindo de uma altura de 75 cm. É então anotado no boletim de sondagem, conforme mostra a figura 28, o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 45 cm, dividido em três conjuntos de 15 cm para a determinação do  $N_{SPT}$ , que é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar os últimos 30 cm, também se deve tomar nota do número de golpes para a penetração dos primeiros 30 cm (p. ex. 13/15, 16/15, 17/15), uma diferença muito alta entre os valores dos primeiros e dos últimos 30 cm, aponta para um amolgamento do solo ou uma ineficiência da limpeza do furo de sondagem. “Como nem sempre é possível obter um número exato de golpes para cada 15 cm de penetração, recomenda-se anotar o valor efetivamente aplicado (p. ex., 5/14, /16 e 9/15)” (SCHNAID, 2012). A cada metro de escavação, são coletadas amostras do solo. É então retirado o amostrador padrão e inserido o trépano de lavagem, para a escavação da profundidade necessária até que se complete o próximo metro.

PROF. (m) COTA: 559,00 0 (m)	NÚMERO DE GOLPES PARA CADA 15 cm			SPT	VISUALIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO DO SPT COM A PROFUNDIDADE	DESCRIÇÃO DO TIPO DE SOLO
0-1						
1-2	2	3	4	7		
2-3	3	4	6	10		
3-4	5	6	7	13		
4-5	6	8	10	18		4,45
5-6	9	12	15	27		
6-7	12	15	21	30		
7-8	14	19	27	46		7,45
8-9	18	32	-	32/15		
9-10	31	-	-	(*)		9,15
10-11						LIMITE DA SONDAAGEM
11-12						
12-13						
13-14						
14-15						

FORTE INFILTRAÇÃO DE ÁGUA EM 7,60 m DE PROFUNDIDADE

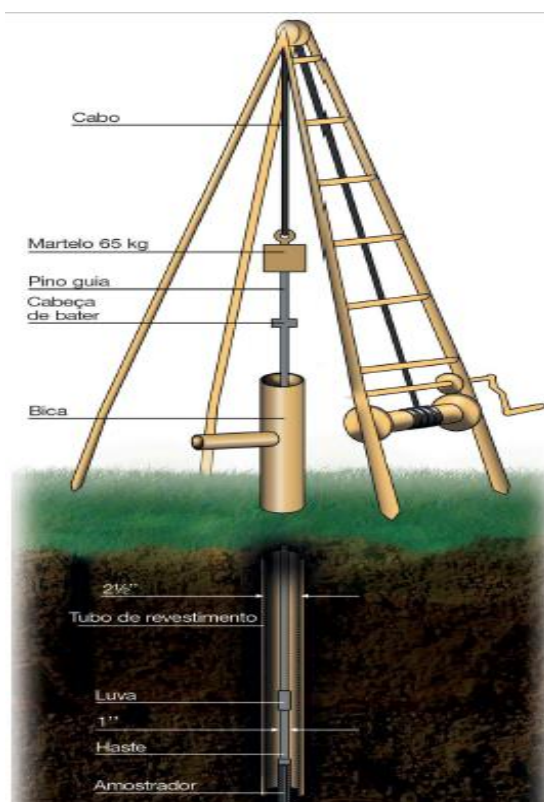
OBSERVAÇÃO (\*) NÃO HOUVE PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm DO AMOSTRADOR.

**Figura 28:** Boletim de sondagem  
Fonte: engenheironocanteiro.com.br (2017)

Conforme a ABT NBR 6484/2001, este procedimento deve ser realizado até que se tenha uma das seguintes situações: a) Quando em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para a penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão; b) Quando em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão; c) Quando em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão.

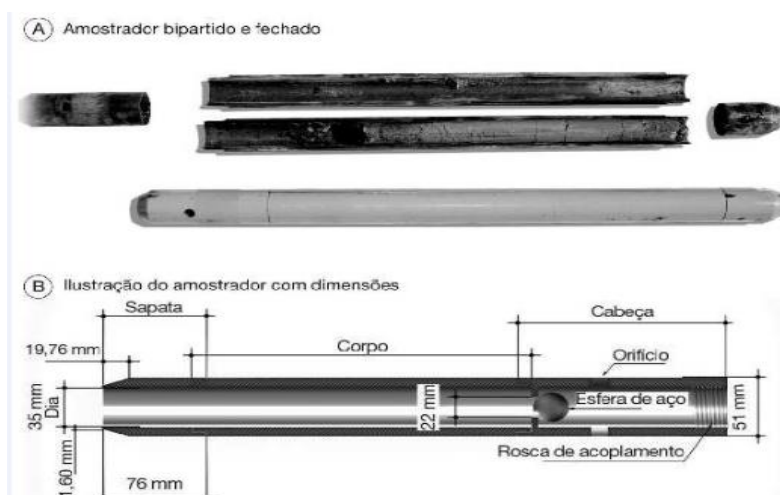
Na ocorrência de uma dessas situações, a composição com o amostrador-padrão é removida, dando início ao ensaio de avanço por circulação de água, que deve ser executado em um intervalo de tempo de 30 min., anotando-se o avanço do trépano a cada 10 min. O término do ensaio se dá quando o avanço do trépano for inferior a 50 mm em cada período de 10 min., ou quando não for atingida a profundidade de execução do SPT, depois de quatro ensaios sucessivos realizados.

Quanto aos equipamentos de sondagem, temos: amostrador, hastes, martelo e cabeça de bater, que são dispostos conforme a Figura 29. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012), descrevem detalhadamente cada um deles.



**Figura 29:** Equipamento de sondagem  
Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, 2012.

O SPT é geralmente empregado para a simples determinação do perfil do subsolo, na identificação tátil-visual das camadas que o compõem, através das amostras retiradas com o amostrador padrão, conforme mostra a figura 30, bem como na capacidade de carga do solo. “A classificação do material normalmente é obtida por meio da combinação da descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência a penetração” (SCHNAID, 2012).



**Figura 30– Amostrador Padrão “Raymond”**  
**Fonte:** ABNT (2001) apud Schnaid e Odebrecht (2012).

No Brasil, é largamente aplicado o sistema de classificação dos solos recomendado pela NBR 7250/1982, onde as areias e os siltes arenosos são classificados pela compactidade e as argilas e siltes argilosos pela consistência. A classificação é dada conforme a Tabela 5:

**Tabela 5- Classificação dos solos segundo a NBR 7250/1982.**

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	fofa
	5-8	pouco compacta
	9-18	medianamente compacta
	19-40	compacta
	> 40	muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	muito mole
	3-5	mole
	6-10	média
	11-19	rija
	> 19	dura

**Fonte:** SCHNAID E ODEBRECHT (2012).

### **2.3. A Ausência da Investigação do Subsolo**

Segundo MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, (2008), em mais de 80% dos casos de mau desempenho das fundações de obras de pequeno e médio porte, a ausência da investigação é a causa da escolha de soluções inadequadas.

Sabendo-se que a fundação é uma estrutura responsável por transmitir as cargas de uma construção ao solo, subentende-se que para que se tenha um projeto seguro e econômico, se faz indispensável o reconhecimento do subsolo. Seguro no que diz respeito conhecer o terreno subjacente e dimensionar uma fundação de acordo com as características do subsolo e da superestrutura a ser implantada. Econômico pelo fato de não ser preciso adotar uma abordagem conservativa no projeto, utilizando elevados fatores segurança, contribuindo assim, para a otimização dos recursos dispensados.

### **2.4. Investigação Insuficiente**

Um programa de investigação pode se mostrar insuficiente ou inadequado à identificação de aspectos importantes, o que pode acabar comprometendo o comportamento de uma fundação projetada (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008). Segue alguns casos típicos deste grupo:

- Número insuficiente de sondagens ou ensaios para áreas extensas ou de subsolo variado, eventualmente cobrindo diferentes unidades geotécnicas;
- Profundidade de investigação insuficiente, não caracterizando camadas de comportamento distinto, em geral de pior desempenho, também solicitadas pelo carregamento;
- Propriedades de comportamento não determinadas por necessitar ensaios especiais (expansividade, colapsibilidade etc.).

### 3. APLICAÇÕES DOS RESULTADOS AO PROJETO DE FUNDAÇÕES

#### 3.1. Aplicações para Estudo de Viabilidade Técnica e Econômica



**Figura 31**– Projeto implantado em local inadequado.

Fonte: [www.uretek.com.br](http://www.uretek.com.br)

A investigação geotécnica, no que diz respeito à segurança e bom desempenho no projeto de fundações, pode: prever problemas futuros, reduzir custos diretos de uma obra, e até mesmo viabilizar ou inviabilizar a implantação de um projeto. Um bom programa de investigação realizado resulta diretamente na resolução de problemas e no bom dimensionamento de fundações.

O ideal, é que os ensaios nos forneçam informações suficientes para a elaboração de um perfil do terreno, bem como a classificação dos materiais encontrados em suas respectivas camadas, podendo-se assim, estimar a sua capacidade de cargas, para que seja possível a escolha do tipo de fundação a ser empregada e o seu bom dimensionamento. É importante a contratação de uma empresa experiente para execução da sondagem, pois o conhecimento prévio do local pode: baratear o valor a ser investido ou até mesmo fornecer parâmetros para a verificação da possibilidade de uma construção nesse determinado local.

A falta de investigação do subsolo ou a interpretação incorreta dos dados obtidos através dos ensaios pode gerar uma série de consequências para o planejamento de uma obra, como: projetos inadequados para determinada região, obras com atraso, aumento de custos, danos ao meio ambiente e até mesmo a

ruptura das construções. Sendo assim, o intuito de se realizar a investigação geotécnica é prever as condições geológicas e dos solos, resguardando o projeto em relação à segurança, ao seu custo e sua execução.(SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

As principais informações evidenciadas pela investigação são:

- Espessura das camadas do solo para a profundidade de interesse do projeto e caracterização dessas camadas através de observações locais ou de laboratório;
- Extensão da camada rochosa ou do material impenetrável ao amostrador. No caso de rocha, é importante definir suas principais características;
- Posição do nível d'água no período da investigação e, se possível, sua variação durante o ano;
- As propriedades do solo ou da rocha, tais como, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade.

No entanto, os dados levantados pela investigação nem sempre serão utilizados em todos os projetos, ou seja, utilizam-se as informações de acordo com o projeto a ser executado. Os resultados obtidos durante investigação também podem ser considerados parte integrante do projeto. Na engenharia, o mais indicado é trabalhar de forma que se evite problemas futuros, evitando que se precise buscar soluções tardias e imediatas posteriormente.

O custo das investigações de subsolo é estimado entre 0,2% e 0,5% do valor da construção, sendo a porcentagem mais baixa referente a obras maiores e a porcentagem maior referente a obras menores, como citado anteriormente. Este valor é irrisório e sua importância pode ser medida se comparado ao valor que seria gasto caso algo não saia como previsto por falta da investigação geotécnica. Sem conhecer o subsolo é impossível escolher o tipo de fundação para um determinado empreendimento e até para aquisição de um terreno é recomendável realizar a

investigação, visando avaliar a viabilidade técnica e econômica do que se pretende construir.

Comparando com outras profissões, um engenheiro que não realiza o estudo do local do empreendimento ou do investimento é como um médico que faz uma cirurgia sem antes ter visto o resultado de um exame para diagnóstico.

Resumidamente, quando não se tem informações suficientes ou adequadas, os engenheiros, empreiteiros e responsáveis pelo empreendimento em geral, acabam super dimensionando as estruturas e conseqüentemente os valores da obra, já prevendo os imprevistos que possam ocorrer. Desta forma, obviamente, o custo de uma correta investigação será menor que o que foi gasto devido à falta de informações adequadas, podendo ainda, haver colapso da estrutura. As condições físicas do local a ser investigado são decisivas na determinação de um programa de investigação. Serviços executados em terrenos estáveis tornam-se impossíveis ou muito caros se previstos para serem realizados com a ocorrência d'água, por exemplo (NAKAMURA, 2014).

Conhecimento específico de acordo com a estrutura a ser executada:

- Para muros de contenção, estacas prancha, túneis, viadutos e condutos enterrados o objetivo é conhecer as características carga-deflexão da superfície de contato, já que o problema básico é a interação da estrutura com o solo adjacente.
- Para aterros rodoviários, ferroviários, barragens, maciços suportados por muros de arrimo e bases de pavimentos precisa-se conhecer as propriedades dos materiais usados na construção para que seja previsto o comportamento da própria estrutura, o principal problema aqui é a interação solo-estrutura.
- Para estruturas naturais de solo ou rocha, tais como as encostas naturais e os taludes de cortes são imprescindíveis o conhecimento das propriedades dos materiais quando submetidos às mais diversas condições.

Em fundações de estruturas devem ser atendidos três requisitos: a) A carga de trabalho deve ser menor que a capacidade de suporte do solo, agindo na fundação como fator de segurança; b) Os recalques total e diferencial devem ser suficientemente pequenos, compatíveis com a estrutura para que a mesma não sofra danos causados devido aos movimentos das fundações; c) Deve-se avaliar os efeitos da estrutura e da sua construção nas obras vizinhas.

### 3.1.1. Viabilidade Técnica

Supondo-se a situação em que se tenha um terreno onde no passado, fora construído um lixão, ou até mesmo um aterro sanitário, e deseja-se construir ali uma edificação residencial ou até comercial. Um aterro construído sobre este tipo de terreno pode, por vezes, esconder um subsolo contaminado por materiais orgânicos, que por sua vez, em decomposição, podem gerar gases nocivos e até mesmo inflamáveis. A construção de uma edificação sobre este tipo de terreno poderia ocasionar desde a contaminação humana direta, devido ao contato com o solo, a deslizamentos de terra, no caso de proximidade com encostas, até a uma explosão, pelo simples fato de se acender uma luz em um local onde possivelmente emanassem gases inflamáveis.



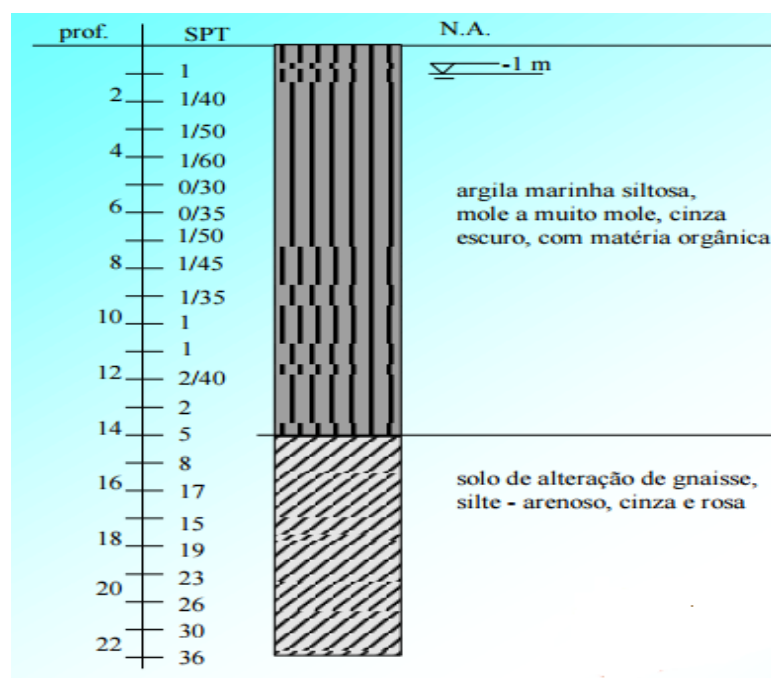
**Figura 32** – Deslizamento de encosta com construções sobre antigo lixão em Niterói/RJ.

Fonte: [www.gazetadopovo.com.br](http://www.gazetadopovo.com.br)

Uma simples investigação preliminar, baseada apenas em informações sobre passado daquela região, ou no caso em que não se tivesse essas informações e a partir dos resultados obtidos através das amostras coletadas em ensaios de simples reconhecimento inviabilizariam a implantação de um projeto naquele local.

### 3.1.2. Viabilidade Econômica

Admitindo-se como hipótese, a implantação de um projeto de um sobrado convencional, em um local cujo terreno está representado pelo perfil descrito na Figura 33. Uma solução ideal, técnica e economicamente para este tipo de projeto, em um terreno na qual as cargas da superestrutura fossem suportadas já nas primeiras camadas seria a adoção de uma fundação superficial, porém, ao analisar o perfil do terreno, verifica-se a presença de uma grande camada de argila marinha siltosa mole a muito mole, cinza escuro e com matéria orgânica, e admitindo que essa camada não suporta as cargas atuantes, não é possível a execução de fundações diretas.



**Figura 33** – Perfil geotécnico

Fonte: [www.fau.usp.br](http://www.fau.usp.br)

Neste caso a solução seria a utilização de fundações profundas, o que elevaria o custo da obra. Supondo-se que o investimento necessário para a

implantação das fundações profundas, seja elevado em relação ao valor do empreendimento, já na fase investigação, seria possível admitir a inviabilidade do projeto.

### **3.2. Aplicação dos Resultados em Projeto**

Com a realização dos ensaios geotécnicos, são extraídas várias informações sobre o sub-solo, tais como: Poro pressão, ângulo de atrito, módulo de variação volumétrica, coeficiente de consolidação, tensões, resistência ao cisalhamento não drenada, densidade relativa, coeficiente de empuxo no repouso, relação tensão-deformação, entre outros.

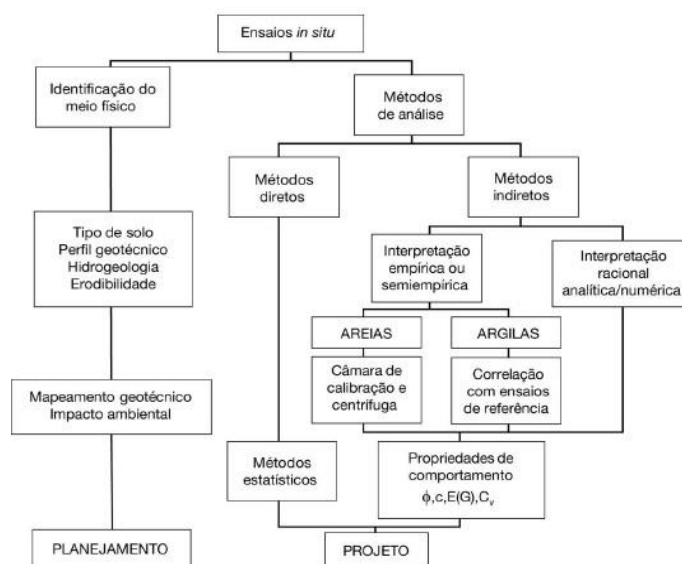
O ensaio adequado deve ser escolhido de acordo com as características de cada estrutura, rígida ou flexível, leve ou pesada e pequena ou grande, de forma que atenda as partes envolvidas, o construtor, o projetista e o proprietário, minimizando os riscos para a execução de uma fundação.

Conhecendo às características do terreno, nível d'água e o posicionamento das camadas do solo, pode-se chegar a um melhor equilíbrio entre o terreno, a fundação e a estrutura. Este equilíbrio é o que determina a viabilidade técnica e econômica de um projeto.

Os parâmetros são conhecidos em função do equipamento escolhido para a investigação, sendo assim, a opção deve ser feita pensando em qual informação seria mais importante para o andamento do projeto.

Os próximos capítulos apresentam situações em que os ensaios são elementos fundamentais para o cálculo de fundações, onde as investigações realizadas com CPT (cone penetration test), Palheta (vane test) e SPT (standard penetration test), fornecem dados para a classificação de solos e rochas, cálculo da capacidade de carga e cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada.

Os projetos geotécnicos possuem duas abordagens diferentes com relação aos métodos, em função do SPT, que são os chamados métodos diretos e indiretos, a figura 34 demonstra um fluxograma que orienta quanto ao método a ser utilizado.



**Figura 34** – Interpretação de ensaios de campo  
Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, (2012)

Diretos: Neste método, os resultados servem para previsão de parâmetros constitutivos e representam o comportamento do solo, conforme mostra a Tabela 6.

**Tabela 6** – Classificação de solos e rochas

Material	Índice de resistência à penetração	Designação
Areias ( $N_{SPT,1}$ ) <sub>60</sub>	0-3	muito fofo
	3-8	fofo
	8-25	média
	25-42	densa
	42-58	muito densa
Argila $N_{SPT,60}$	0-4	muito mole
	4-8	mole
	8-15	firme
	15-30	rija
	30-60	muito Rija
	> 60	dura
Rochas brandas $N_{SPT,60}$	0-80	muito brandas
	80-200	brandas
	> 200	moderadamente brandas

Notas:

$N_{SPT,1}$  – valor de  $N_{SPT}$  corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa;

$N_{SPT,60}$  – valor de  $N_{SPT}$  corrigido para 60% da energia teórica de queda livre;

$(N_{SPT,1})_{60}$  – valor de  $N_{SPT}$  corrigido para energia e nível de tensões.

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT (2012).

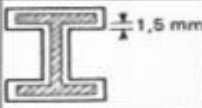
- Indiretos: Sem necessidade de levantamentos intermediários, os resultados obtidos servem para o conhecimento da capacidade de carga ou recalque da fundação.

### 3.2.1. Aplicação do SPT

#### 3.2.1.1. Cálculo de carga admissível de estaca tipo Franki

Ao escolher o tipo de estaca a ser empregada em projeto, pode-se adotar a **Tabela 7** para a estimativa dos valores de sua Carga Admissível e espaçamento mínimo entre eixos.

**Tabela 7** – Valores Orientados.

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	<i>d</i> (m)	<i>u</i> (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 × 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 × 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 × 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 × 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 × 35	500	0,90	0,40	3 a 12
	40 × 40	700	1,00	0,50	3 a 12	
	Seção de fuste circular	∅ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		∅ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		∅ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		∅ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
∅ 40		700	1,00	0,50	4 a 16	
∅ 50		1 000	1,30	0,50	4 a 16	
Estaca Strauss	∅ 25	200	0,75	0,20	3 a 12	
	∅ 32	300	1,00	0,20	3 a 15	
	∅ 38	450	1,20	0,25	3 a 20	
	∅ 45	600	1,35	0,30	3 a 20	
	∅ 55	800	1,65	0,35	3 a 20	
Estacas Franki	∅ 35	550	1,20	0,70	3 a 16	
	∅ 40	750	1,30	0,70	3 a 22	
	∅ 52	1 300	1,50	0,80	—	
	∅ 60	1 700	1,70	0,80	—	
Estacas metálicas	Laminado CSN	I 10 pol × 4 5/8 pol	400	0,75	—	—
		I 12 pol × 5 1/4 pol	600	0,75	—	—
		II 10 pol × 4 5/8 pol	800	1,00	—	—
		II 12 pol × 5 1/4 pol	1 200	1,00	—	—
	Perfil composto		Área útil × 120 MN/m <sup>2</sup>	1,00 a 1,50	—	—

	∅ (cm)	<i>d</i> (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	N máx. (kN)		
					$\sigma_c = 3 \text{ MPa}$	$\sigma_c = 4 \text{ MPa}$	$\sigma_c = 5 \text{ MPa}$
Estaca escavadas	80	1,60	0,50	2,51	1 500	2 000	2 500
	100	1,80	0,79	3,14	2 400	3 000	4 000
	120	2,00	1,13	3,77	3 400	4 500	5 600
	150	2,30	1,77	4,71	5 300	7 000	8 800
	180	2,60	2,55	5,65	7 600	10 100	12 700

Fonte: Alonso, (1983)



Raio da esfera correspondente ao volume da base:

$$\frac{4}{3} \times \pi \times r^3 = 0,18. : r = 0,35 \text{ m};$$

Logo, temos a Área da base:

$$A = \pi \times 0,35^2. : A = 0,38 \text{ m}^2.$$

O segundo passo é a determinação dos valores de PL, PP, PR,  $\bar{P}$ , onde:

PL = Parcela de Atrito Lateral ao Longo do Fuste

PP = Parcela de Ponta

PR = Carga na Ruptura

$\bar{P}$  = Carga Admissível

O cálculo de PL se dá pelo somatório do produto do Perímetro da estaca, da resistência lateral e da espessura de cada camada do perfil descrito na Figura 35, e os coeficientes,  $F_1$ ,  $F_2$ , K e o  $\alpha(\%)$  são dados respectivamente conforme Tabelas 8 e 9, propostas por AOKI e VELLOSO (1975).

**Tabela 8 – coeficientes  $F_1$  e  $F_2$  atualizados.**

TIPO DE ESTACA	F1	F2
FRANKI	2,50	2F1
METÁLICA	1,75	2F1
PRÉ-MOLDADA	1+D/0,80	2F1
ESCAVADA	3,00	2F1
RAÍZ, HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA	2,00	2F1

Fonte: Adaptados de AOKI E VELLOSO, (1975).

**Tabela 9** – Valores dos coeficientes K e  $\alpha$ .

Tipo de terreno	K(MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de AOKI E VELLOSO, (1975).

A Eq. 1 é utilizada para o cálculo de PL:

$$PL = U \times \sum \Delta l \times r_l \quad \text{Eq.1}$$

Onde;

$\Delta l$  = espessura de cada camada descrita no perfil do subsolo;

U= Perímetro da estaca;

$r_l$  = resistência lateral, dada pela Eq. 2:

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times N}{F_2} \quad \text{Eq. 2}$$

Substituindo  $r_l$  na Eq. 3, temos:

$$PL = U \times \frac{\sum \Delta l \times \alpha \times K \times N}{F2} \quad \text{Eq. 3}$$

Aplicando no exemplo proposto, temos:

$$PL_{2,00} = 1,26 \times 2,00 \times \frac{2,4 \times 10^{-2} \times 0,35 \times 10^3 \times 2}{5,0} \therefore PL_{2,00} = 8,5 \text{ kN};$$

$$PL_{0,50} = 1,26 \times 0,50 \times \frac{3,0 \times 10^{-2} \times 0,33 \times 10^3 \times 2}{5,0} \therefore PL_{0,50} = 2,5 \text{ kN};$$

$$PL_{4,50} = 1,26 \times 4,50 \times \frac{2,0 \times 10^{-2} \times 0,80 \times 10^3 \times 5}{5,0} \therefore PL_{4,50} = 90,7 \text{ kN};$$

$$PL_{2,00} = 1,26 \times 2,00 \times \frac{2,0 \times 10^{-2} \times 0,80 \times 10^3 \times 10}{5,0} \therefore PL_{2,00} = 80,6 \text{ kN};$$

$$PL_{0,10} = 1,26 \times 0,10 \times \frac{2,0 \times 10^{-2} \times 0,80 \times 10^3 \times 18}{5,0} \therefore PL_{0,10} = 7,3 \text{ kN};$$

Logo;

$$PL = PL_{2,00} + PL_{0,50} + PL_{4,50} + PL_{2,00} + PL_{0,10} \therefore PL = 8,5 + 2,5 + 90,7 + 80,6 + 7,3;$$

$$PL = 189,6 \text{ kN} \cong 190 \text{ kN}.$$

O cálculo de PP (Kn) se dá pelo produto da área da base com o valor da resistência de ponta ( $r_p$ ), de acordo com a Eq. 4:

$$PP = A \times r_p \quad \text{Eq. 4}$$

Onde o valor de  $r_p$  é dado pela Eq. 5:

$$r_p = \frac{K \times N}{F1} \quad \text{Eq. 5}$$

Substituindo  $r_p$  na Eq. 6, temos:

$$PP = A \times \frac{K \times N}{F1} \quad \text{Eq. 6}$$

Com a aplicação da Eq. 6 no exemplo proposto, temos:

$$PP = 0,38 \times \frac{0,8 \times 10^3 \times 18}{2,5} \therefore PP = 2188,8 \text{ Kn} \cong 2200 \text{ KN.}$$

Para o cálculo da carga de ruptura (PR), somam-se os valores do cálculo de PP, com os valores do cálculo de PL:

$$PR = PP + PL.: PR = 190 + 2200.: PR = 2390 \text{ KN.}$$

De acordo com a NBR 6122/1989, a carga admissível ( $\bar{P}$ ) se dá pelas seguintes condições:

$$\bar{P} \leq \{P'/1,5 \text{ ou } PR/2\}$$

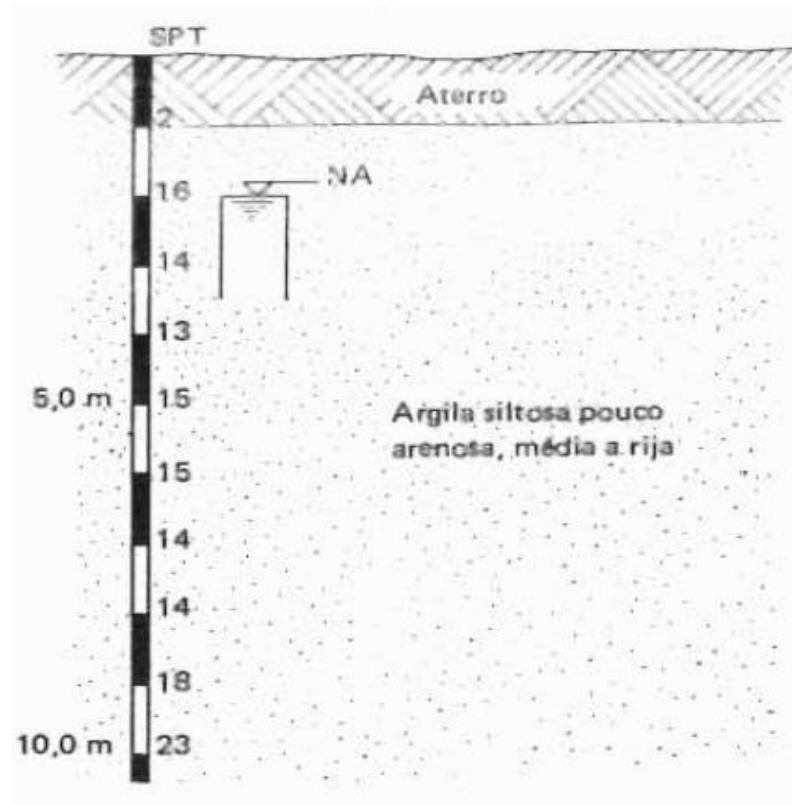
Como obtemos o valor de PR, logo:

$$\bar{P} = \frac{2390}{2} \therefore \bar{P} = 1195 \text{ KN.}$$

### 3.2.1.2.Cálculo de tensão admissível do solo para fundações rasas

Segue um exemplo de cálculo da tensão admissível de um solo para fundações rasas apoiadas na cota de 2 m, através dos resultados do SPT, cuja sondagem está representada pela Figura 36. O carregamento aplicado é de um edifício de 10 andares. A carga média do edifício é de 12 KPa por andar e a área de influência de cada pilar é de 4 m.

Para o início da implantação de um projeto de sapata, considera-se somente o  $N_{SPT}$  na camada de assentamento, sem levar em consideração o peso da fundação.



**Figura 36** – Resultado de ensaio SPT.

Fonte: ALONSO, (2010)

Para o cálculo de tensões, determina-se inicialmente o cálculo para uma sapata quadrada, onde:

$$N_{SPT} = 16;$$

Logo:

$$\sigma_{adm0} = \frac{N_{SPT0}}{50} \therefore \sigma_{adm0} = \frac{16}{50} \therefore \sigma_{adm0} = 0,32 \text{ MPa};$$

Estimativa de carga por pilar:

$$P = 12 \text{ KPa} \times 10 \text{ andares} \times 4 \text{ m} \times 4 \text{ m} \therefore P = 1920,0 \text{ KN};$$

O próximo passo é o cálculo do bulbo de tensões.

$$B_0 = \sqrt{\frac{P}{\sigma_{adm0}}} \therefore B_0 = \sqrt{\frac{1920}{320}} \therefore B_0 = 2,45 \text{ m.}$$

Leva-se em consideração a camada de adensamento, mais duas vezes o bulbo de tensões para a análise e obtenção do  $N_{SPT}$  médio, à partir da cota de assentamento com profundidade de duas vezes a largura da fundação.

$$N_{SPT} = \frac{16+14+13+15+15+14}{6} \therefore N_{SPT} = 14,5 \cong 15$$

A tensão admissível é então calculada através do  $N_{SPT}$  médio. Este método vale para valores de SPT  $\leq 20$ . Logo a tensão admissível é dada da seguinte forma:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} \therefore \sigma_{adm} = \frac{15}{50} \therefore \sigma_{adm} = 0,30 \text{ MPa.}$$

### 3.2.2. Aplicação do CPT/CPTU

Através dos resultados obtidos pelo ensaio de CPT,  $q_c$  (resistência de ponta) e  $f_s$  (atrito lateral), pode-se chegar à razão de atrito ( $R_f$ ), sendo este o primeiro parâmetro para a classificação do solo, através da Eq.7.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \tag{Eq. 7}$$

A maior dificuldade encontrada no CPTU é em relação à localização do elemento filtrante para registro da poropressão, portanto, a escolha das posições onde serão realizadas as medições deve ser feita em função da aplicação a ser dada ao resultado. As posições escolhidas para a medição da poropressão são: a) ponta ( $u_1$ ), b) base ( $u_2$ ) ou c) luva ( $u_3$ ).

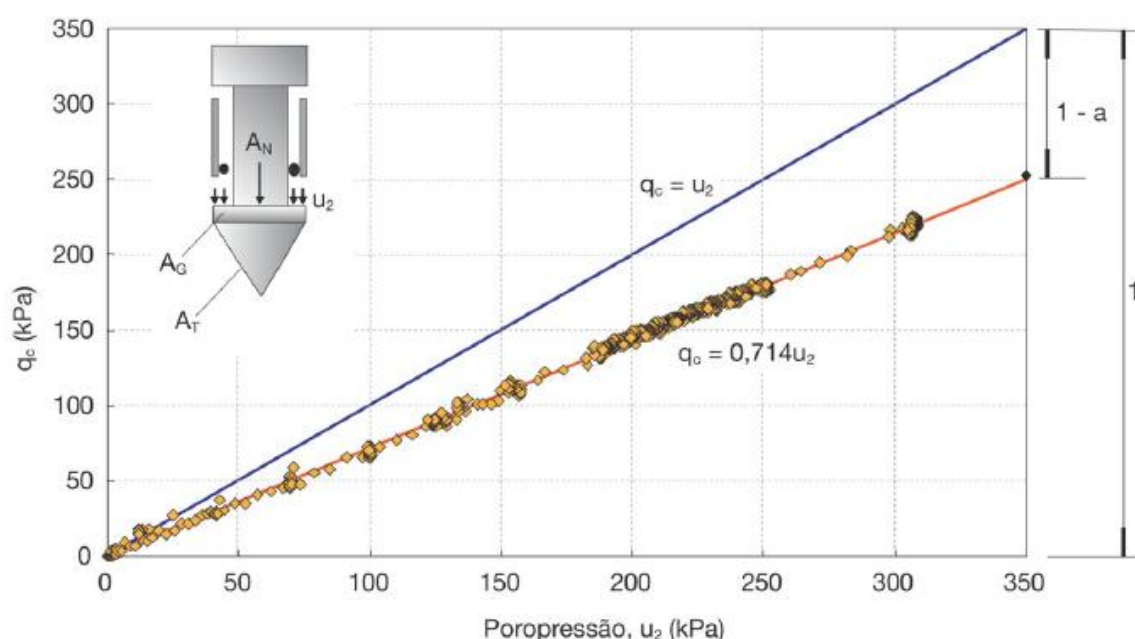
Como a poropressão atua em áreas diferentes do cone, influenciando nas medidas de resistência à penetração, necessita-se de uma correção nos resultados

levantados para que se possa prever a resistência real calculada no ensaio ( $q_t$ ), este valor é obtido através da Eq. 8 e demonstrada pela figura 37:

$$q_t = q_c + (1 - a) \times u_2 \quad \text{Eq. 8}$$

Onde;

$$a = \frac{A_N}{A_T} \quad \text{Eq. 9}$$



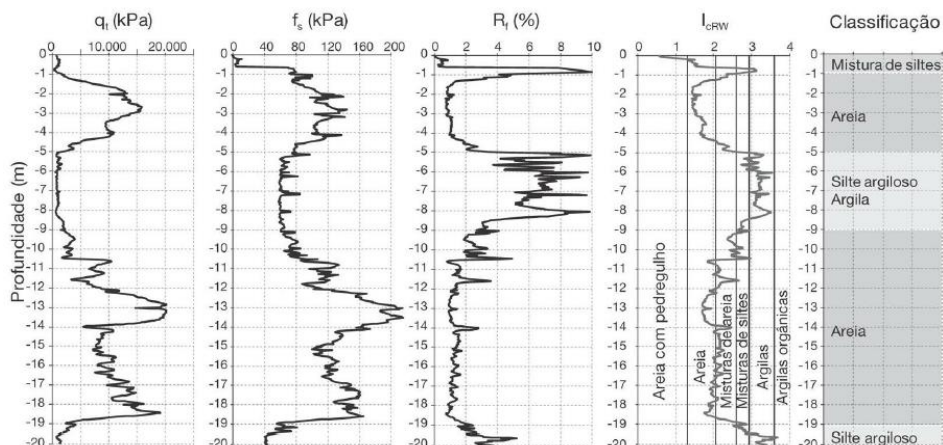
**Figura 37** – Correções impostas às medidas de ensaios de piezocone.  
**Fonte:** SCHNAID E ODEBRECHT (2012).

Analogamente, deve-se corrigir o atrito lateral ( $f_s$ ), através da Eq. 10:

$$f_t = f_s - \frac{u_2 \times A_{st}}{A_l} + \frac{u_3 \times A_{st}}{A_l} \quad \text{Eq. 10}$$

Sabendo-se que  $f_t$  é o atrito lateral corrigido,  $A_{sb}$  é a área da base da luva,  $A_{st}$  é a área do topo da luva e  $A_l$  é a área lateral da luva de atrito. Em todos os casos em que haja monitoramento de pressão durante a cravação, é imprescindível que se tenha a correção da resistência de ponta, principalmente para investigação das argilas moles. Em contrapartida, não é usual corrigir o atrito lateral, pois em

pouquíssimos casos o atrito lateral é medido na luva. A Figura 38 demonstra um típico ensaio de CPT para a classificação dos solos.



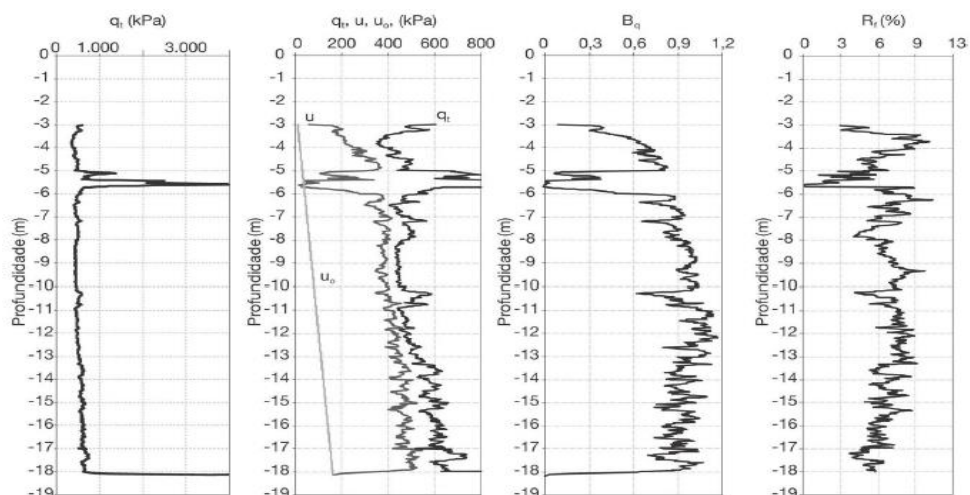
**Figura 38 – Ensaio CPT típico em solo estratificado**

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

Com as medidas de propressão obtidas no ensaio de piezocone, complementa-se as informações do CPT, utilizando-se o parâmetro  $B_q$ , para a classificação dos solos através da Eq. 11:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad \text{Eq. 11}$$

Sendo  $u_0$  a pressão hidrostática e  $\sigma_{v0}$  a tensão vertical *in situ*. Figura 39 demonstra um resultado do ensaio de piezocone.



**Figura 39 – Resultado de um ensaio de piezocone na BR- 101, em Santa Catarina**

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

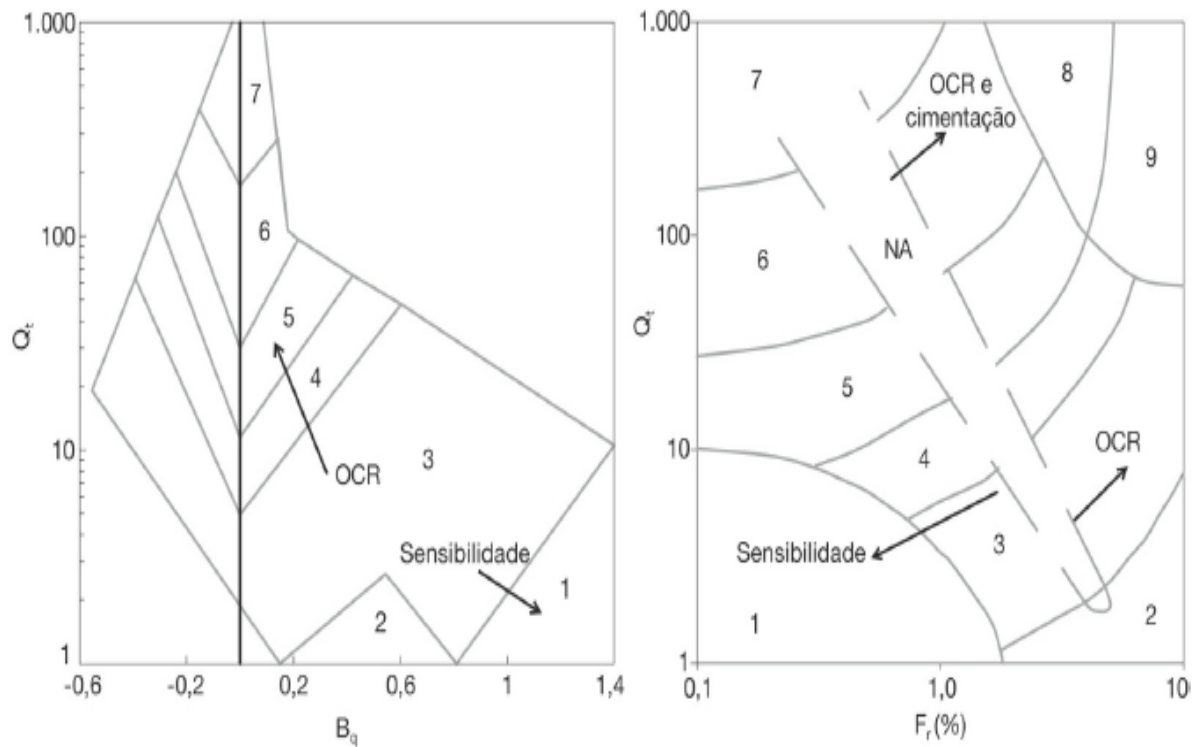
No ensaio de piezocone não se faz retirada de amostras do solo, em decorrência disso, diversos autores propuseram outras soluções para a identificação e classificação das camadas do sub-solo.

A fim de se facilitar o entendimento, o sistema de Robertson (1990), representado abaixo, classifica os solos de acordo com o tipo de comportamento através de três expressões, dois ábacos representados pela Figura 40 e um quadro representado pela Figura 41.

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad \text{Eq. 12}$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad \text{Eq. 13}$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100\% \quad \text{Eq. 14}$$



**Figura 40** – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos  
**Fonte:** SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

Zona	Tipos de solos
1	solo fino sensível
2	solo orgânico e turfas
3	argilas – argilas siltosas
4	argila siltosa – silte argiloso
5	siltos arenosos – areias siltosas
6	areias limpas – areias siltosas
7	areias com pedregulhos – areias
8	areias – areias limpas
9	areias finas rígidas

**Figura 41** – Classificação de solos por tipo de comportamento  
**Fonte:** ROBERTSON (1990)

Além de classificar o solo em função do tipo de comportamento, o ensaio CPTC/PTU fornece vários parâmetros que são importantes para o projeto de fundações. Dentre tantos, dar-se-á ênfase à resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) de argilas moles. De forma indireta, a resistência em condições não drenadas pode ser determinada através das Eq. 15 ou Eq. 16:

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{K_R} \quad \text{Eq. 15}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{Rt}} \quad \text{Eq. 16}$$

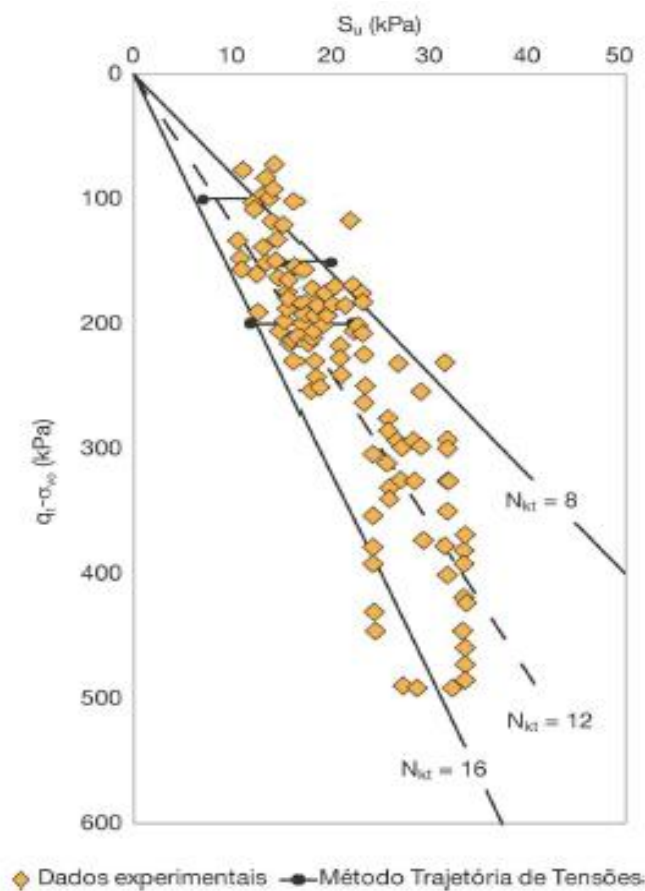
Com a aplicação do método de trajetória de deformações ou da teoria de equilíbrio limite, pode-se conhecer a capacidade de carga através das expressões:

$$k_r = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{S_u} \quad \text{Eq. 17}$$

OU

$$N_{Rt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_u} \quad \text{Eq. 18}$$

Como ilustrado na Figura 42 a seguir:



**Figura 42** – Fator  $N_{Rt}$  para a região metropolitana de Porto Alegre  
**Fonte:** SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

A partir de 1986, a determinação de  $S_u$  teve o grau de confiança elevado devido ao pioneirismo de Baligh (1986), quando a previsão da resistência ao cisalhamento passou de empírica para racional através da Eq. 19:

$$N_{Rt} = \left(1,67 + \frac{I_r}{1500}\right) \times (1 + \ln I_r) + 2,4\lambda_f - 0,2\lambda_s - 1,8\Delta \quad \text{Eq. 19}$$

Onde;

$$I_r = \frac{G}{S_u} \quad \text{e} \quad \Delta = \frac{(\sigma_{vo} - \sigma_{ho})}{2S_u} \quad \text{Eq. 20 e Eq. 21}$$

Sendo  $\lambda_f$  o fator de adesão na face do cone,  $\lambda_s$  o fator de adesão no fuste do cone.

### 3.2.2.1. Aplicação dos resultados para fundações diretas

Para um bom desempenho de uma fundação direta precisa-se verificar a ruptura e os recalques relacionados ao estado limite de utilização. Para essa avaliação empregamos dois métodos de cálculo, indiretos e diretos.

Consideram-se métodos indiretos, quando em um primeiro momento os parâmetros constitutivos devem ser determinados em função de  $q_c$  ( $g_t$ ,  $\phi'$ ,  $K_0$ , OCR,  $E'$ ,  $V$ ) e em seguida calcula-se a capacidade de carga usando o método do equilíbrio limite.

Dando ênfase as argilas, o cálculo será realizado sobre tensões totais, com ângulo de atrito igual a zero ( $\phi=0$ ), então:

$$q_{ult} = S_u \cdot N_c + \gamma \cdot D \quad \text{Eq. 22}$$

Onde  $D$  é a profundidade,  $\gamma$  é o peso específico (total ou efetivo, depende do nível d'água) e  $N_c$  o fator de capacidade de carga.

O recalque imediato também pode ser calculado, baseado na teoria da elasticidade, através da Eq. 23:

$$s = \frac{q \cdot B \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{E_s} \quad \text{Eq. 23}$$

Sendo  $B$  o diâmetro equivalente da sapata,  $q$  a carga aplicada a sapata,  $E_s$  o módulo de elasticidade do solo,  $\nu$  o coeficiente de Poisson e  $I$  o fator de correção.

Baseado na teoria da elasticidade, MEYERHOF (1974), recomenda a Eq. 24, a fim de se estimar o recalque ( $\rho$ ), não sendo essa estimativa uma prática consagrada, devido às simplificações assumidas em que  $I=1$  e  $E_s=2q_c$ .

$$s = \frac{(\Delta q \cdot B)}{E_s} \quad \text{Eq. 24}$$

Baseado nos métodos diretos, a Tabela 10 a seguir apresenta inúmeras formas de se determinar a capacidade de carga ( $q_{ult}$ ).

**Tabela 10 – Propostas para a determinação de  $q_{ult}$ .**

Método	Equações para fundação direta	Observações
Meyerhof (1956)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = q_c(B/12)_{c_w}$ onde $q_c$ é a resistência da ponta do cone mecânico; B, a largura da fundação (metros)	$c_w$ = correção da posição do nível freático $c_w = 1,0$ (areias secas e úmidas) $c_w = 0,5$ (areias submersas)
Meyerhof (1974)	<b>Argilas:</b> $q_{ult} = \alpha_{bc} \cdot q_c$ Nota: desenvolvido para cone mecânico	Fator $0,25 \leq \alpha_{bc} \leq 0,5$
Schmertmann (1978)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = 0,55 \sigma_{atm}(q_c/\sigma_{atm})^{0,78}$ <b>Argilas:</b> $q_{ult} = 2,75 \sigma_{atm}(q_c/\sigma_{atm})^{0,52}$ Nota: baseado no cone mecânico	Embutimento aplicado a: $D_e > 0,5(1+B)$ , para $B < 1$ m $D_e > 1,2$ , para $B > 1$ m B = largura da sapata
Tand, Funegard e Briaud (1986)	<b>Argilas:</b> $q_{ult} = R_k(*q_c - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo}$ Nota: o fator $R_k$ depende da razão de embutimento da sapata (D/B) e do grau de fissuramento da argila. Para sapatas superficiais sobre argilas intactas, $R_k = 0,45$ ; para sapatas em argilas fraturadas, $R_k = 0,30$	$*q_c = (q_{c1} \cdot q_{c2})^{0,5}$ onde $q_{c1}$ é a média geométrica dos valores de $q_c$ da base da sapata até 0,5 B; e $q_{c2}$ é a média dos valores de 0,5 B até 1,5 B, a contar da cota de assentamento da sapata
The Canadian Geotechnical Society (1992)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = R_{ko} \cdot q_c$ onde $R_{ko} = 0,3$	O fator de segurança aplicado ou recomendado é FS = 3
Tand, Funegard e Warden (1995)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = R_k \cdot q_c + \sigma_{vo}$ onde $R_k$ = função (D,B)	Análises efetuadas com base em elementos finitos sugerem valores de $R_k$ entre 0,13 e 0,20
Teixeira e Godoy (1996)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = 0,3 q_c$ (MPa) <b>Argilas:</b> $q_{ult} = 0,2 q_c$ (MPa)	Para areias, $q_{adm} = q_c/10$ ; para argilas, $q_{adm} = q_c/15$ (FS = 3) Valores recomendados para $q_c > 1,5$ MPa e $q_{adm} < 0,4$ MPa
Eslaamizaad e Robertson (1996)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = K_\Phi \cdot q_c$	$K_\Phi$ = função (razão B/ $D_e$ , forma e densidade)
Lee e Salgado (2005)	<b>Areias:</b> $q_{bL} = \beta_{bc} \cdot q_{c(AVG)}$ onde $q_c$ é o valor médio a uma profundidade B abaixo da sapata	Fator $\beta_{bc}$ = função (B, $D_r$ , $K_0$ , e s/B)
Eslami e Gholami (2005, 2006)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = R_{k1} \cdot q_c$ onde $R_{k1}$ = função (razão D/B e da resistência normalizada do cone ( $q_c/\sigma'_{vo}$ ))	Valores de $q_c$ e $q_c/\sigma'_{vo}$ obtidos a partir da média geométrica a uma distância de 2B de profundidade, contada da base da sapata
Robertson e Cabal (2007)	<b>Areias e argilas:</b> $q_{ult} = K_\Phi \cdot q_c$ $K_\Phi = 0,16$ (areias) $K_\Phi = 0,3$ a 0,6 (argilas)	Aproximação para valores de $K_\Phi$
Briaud (2007)	<b>Areias:</b> $q_{ult} = K_\Phi \cdot q_c$ $K_\Phi = 0,23$	Valores de $K_\Phi$ obtidos a partir da análise de provas de cargas realizadas no Texas A&M
Mayne (2009)	<b>Areias, siltes e argilas:</b> $\frac{q_t - \sigma_{vo}}{q_{aplicado}} = h_s \cdot \sqrt{\frac{s}{B}}$ onde a capacidade de carga é definida para uma tensão $q_t$ correspondente a um valor de (s/B) = 10%, no caso de areias, siltes e argilas insensíveis Obs.: a capacidade de carga deve ser definida para um valor de (s/B) = 4% para argilas sensíveis e estruturadas	$q_{aplicado}$ = tensão aplicada na base da sapata Os valores do coeficiente $h_s$ para diferentes tipos de solos são: Areias: $h_s = 0,58$ Siltes: $h_s = 1,12$ Argilas fissuradas: $h_s = 1,47$ Argilas intactas: $h_s = 2,70$

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT (2102)

### 3.2.2.2. Aplicação dos resultados para fundações indiretas

A determinação da capacidade de carga das estacas ( $Q_{rup}$ ) se dá em função de dois elementos,  $Q_s$  e  $Q_b$ , conforme Eq. 25:

$$Q_{rup} = Q_s + Q_b \quad \text{Eq. 25}$$

Sendo  $Q_b$  o produto entre a área da base ( $a_b$ ) e a carga unitária ( $q_b$ ) e  $Q_s$  o produto entre a área lateral da estaca ( $a_s$ ) e o atrito lateral ( $f_p$ ), logo:

$$Q_{rup} = (a_b \cdot q_b) + (a_s \cdot f_p) \quad \text{Eq. 26}$$

Internacionalmente, dois métodos são utilizados para a obtenção dos parâmetros acima: a) método LCPC (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982) e b) método europeu de projeto (DE RUITER E BERINGEN, 1979).

O cálculo da resistência e do atrito lateral se dá em função do valor da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) em depósitos de argilas.

Abordar-se-á apenas o método europeu de projeto, onde se tem a possibilidade de diferenciar procedimentos para areias e para argilas, neste caso, será estudada apenas sua aplicação para as argilas. Este método é considerado simples e pode ser basicamente representado pela Tabela 11:

**Tabela 11 – Método europeu de projeto**

Capacidade de carga	Argilas
Atrito lateral unitário $f_p$	$f = \alpha S_u$ onde $\alpha = 1$ para argila NA; $\alpha = 0,5$ para argila PA
Capacidade de carga unitária $q_p$	$q_p = N_c S_u$ onde $N_c = 9$

Fonte: Adaptado de SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

Observa-se que os ensaios de CPT/CPTU são excelentes complementos para sondagens como SPT, pois os dados obtidos através dos ensaios de cone e piezocone servem de parâmetro para a determinação de características que não são facilmente determinadas através de ensaios de simples reconhecimento.

### 3.2.3. Aplicação do Ensaio de palheta

Os Ensaio de Palheta são aplicados para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) de depósitos de argilas moles e o mesmo se dá em função do torque aplicado pelo equipamento, conforme descrito no item 2.2.2 e representado pela Eq. 27:

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3} \quad \text{Eq. 27}$$

Onde M (Kn.m) é o torque máximo aplicado à palheta e D (m) o diâmetro da palheta.

Além da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), o ensaio permite a classificação das argilas quanto a sua sensibilidade ( $S_t$ ), que é a diminuição da resistência após o amolgamento do solo. A determinação da sensibilidade se dá através da razão entre  $S_u$  e  $S_{ur}$  (resistência ao cisalhamento não drenada amolgada) e é representada através da Eq. 28. A determinação do valor de  $S_{ur}$  se dá da mesma forma de  $S_u$ , no entanto, se faz necessário o valor do torque M em condição amolgada.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad \text{Eq. 28}$$

SKEMPTON E NORTHEY (1952) classificam as argilas quanto a sua sensibilidade através da Tabela 12:

**Tabela 12 – Sensibilidade de argila**

Sensibilidade	$S_t$
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito Alta	> 16

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT (2012)

A Tabela 13 classifica as argilas quanto a sua sensibilidade em algumas regiões do Brasil, porém cabe ressaltar que os valores de sensibilidade podem variar de acordo com o tipo de material encontrado tais como, raízes, matéria orgânica, partículas granulares e etc.

**Tabela 13 – Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro**

Local	Valor médio	Variação	Referência
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4	-	Aragão (1975)
Santa Cruz, RJ ( <i>offshore</i> )	3,0	1-5	Aragão (1975)
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2-8	Ortigão e Collet (1987)
Sepetiba, RJ	4,0	-	Machado (1988)
Cubatão, SP	-	4-8	Teixeira (1988)
Florianópolis, SC	3,0	1-7	Maccarini et al. (1988)
Aracaju, SE	5,0	2-8	Ortigão (1988)
Porto Alegre, RS	4,5	2-8	Soares (1997)
Recife, PE (1ª camada)	-	4,5-11,8	Oliveira e Coutinho (2000)
Recife, PE (2ª camada)	-	7,8-15,8	Oliveira e Coutinho (2000)
Aracaju, SE	5	2,0-8,0	Ortigão (1988)
Juturnaiba, RJ (aterro experimental)	10	1,0-19,0	Coutinho (1986)
Juturnaiba, RJ (barragem)	-	4,0-8,0	Coutinho, Oliveira e Oliveira (1998)
Sarapuí, RJ	4,4	2,0-8,0	Ortigão e Collet (1986)
Barra da Tijuca, RJ	5,0	-	Almeida (1996)
Santos, SP	-	4,0-5,0	Massad (1999)
Cubatão, SP	-	4,0-8,0	Teixeira (1988)
Rio Grande, RS	2,5	-	Lacerda e Almeida (1995)
Barra da Tijuca, RJ	10	4,7-17,8	Baroni (2010)

Fonte: ORTIGÃO (1995), apud SCHNAID E ODEBRECHT (2012).

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Verificou-se através do estudo que a investigação geotécnica é essencial para a concepção de um projeto de fundações, pois os métodos desenvolvidos para o dimensionamento das mesmas utilizam-se dos resultados obtidos através de ensaios. Também foram detalhados os principais ensaios utilizados no Brasil, onde se pôde verificar que para os diferentes tipos de solo, se faz necessário a aplicação de ensaios específicos para a obtenção dos parâmetros desejados para o dimensionamento.

Pôde-se observar que para um estudo de viabilidade técnica e econômica de um projeto é imprescindível o conhecimento prévio do subsolo, e que, através de investigações preliminares ou ensaios de simples reconhecimento pode-se viabilizar ou não um empreendimento de acordo com os recursos técnicos disponíveis para sua implantação, evitando futuros problemas e prejuízos.

Sendo assim, conclui-se que o trabalho atingiu seu objetivo, demonstrando a importância da investigação geotécnica, e que, a sua falta ou ineficiência podem impactar diretamente no desempenho de um projeto, pois um dimensionamento seguro e otimizado pressupõe o conhecimento das características do subsolo, que só podem ser obtidas através dos ensaios, como visto nas aplicações dos resultados. É possível então dizer, fazendo uma analogia com outra área do conhecimento humano, que um engenheiro que se propõe a implantar um projeto sem o conhecimento prévio do seu subsolo, é como se fosse um médico que se propõe a fazer uma cirurgia sem o conhecimento de exames clínicos de seu paciente, adotando soluções desnecessárias ou equivocadas, podendo causar riscos de perdas irreparáveis.

## 5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2010.

AOKI, N; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Buenos Aires, Vol. 1, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**. Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6497**. Levantamento geotécnico. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905 (MB-3122)**. Ensaio de palheta *in situ* – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de Fundações. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069 (MB-3406)**. Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos**: Uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro: LTC, 1984.

BOTELHO, M. H. C.; CARVALHO, L. F. M. **Quatro edifícios, cinco locais de implantação, vinte soluções de fundações**. 1 ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 5. ed. Revisada e ampliada. Rio de Janeiro: LTC, 1976

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

ENGENHEIRO NO CANTEIRO. **Cálculo de capacidade de carga de fundações em estacas pelo SPT**. 2015. Disponível em:

<<http://engheironocanteiro.com.br/calculo-da-capacidade-de-carga-de-fundacoes-em-estacas-pelo-spt/>> Acesso 25 mar. 2017.

ESCOLA ENGENHARIA. **Noções básicas de Fundações**. 2017. Disponível em:<<https://www.escolaengenharia.com.br/nocoas-basicas-de-fundacoes/>> Acesso 28 mar. 2017.

ESCOLA ENGENHARIA. **Sapatas de Fundação**. 2017. Disponível em:<<https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/>> Acesso 28 mar. 2017.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2008.

NAKAMURA, Juliana. **Estacas pré fabricadas de concreto**. 2014. Disponível em:<<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/38/artigo310899-1.aspx>>. Acesso 28 mar. 2017.

NAKAMURA, Juliana. **Tecnologias de Estacas Profundas Moldadas *in loco***. 2013. Disponível em: < <http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/artigo299192-1.aspx>>. Acesso 28 mar. 2017.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações**: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2008

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

SCHNAID, F.; ODEBRECHT E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações**: Teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

TENGE. **Tubulões a Céu Aberto**. 2010. Disponível em: <[http://www.tenge.eng.br/?page\\_id=343](http://www.tenge.eng.br/?page_id=343)> Acesso 28 mar. 2017.

TOGNETTI, Giuliano. **Cálculo da capacidade de carga de fundações em estacas pelo SPT**. 2015. Disponível em:< <http://engenheironocanteiro.com.br/calculo-da-capacidade-de-carga-de-fundacoes-em-estacas-pelo-spt/>> Acesso 25 mar. 2017.

USP. **Estacas de Madeira**. 2017. Disponível em: <<http://www.usp.br/nutau/madeira/paginas/fundacao/fundacao.htm>> Acesso 28 mar. 2017.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Critérios de Projeto: Investigação do Subsolo: Fundações Superficiais. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

WOLLE, C. M. **Fundações – Exercícios Resolvidos**. São Paulo: EPUSP,1993  
(Apostila).