



**UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR**

**Faculdade de Engenharia**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**

**“CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MACIÇOS ATRAVÉS DE  
ENSAIOS “IN SITU””**

**Carla Susana Rocha Barbosa de Bessa**

**Orientação: Prof. Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro**

Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Covilhã, 2009

*Em memória do meu Pai...*

*“Entre todas as acções suscitadas pela imaginação criadora do espírito humano, uma das mais importantes é, com certeza, a acção de construir...”*

(Maurice Cassan, in “Los Ensayos in situ en la mecanica del suelo”).

Dissertação submetida para aprovação do Grau de Mestre em Geotecnia e Ambiente pela Universidade da Beira Interior, sob a orientação de:

**Prof. Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro**

Prof. Catedrático do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior (área científica: Geotecnia).

## **AGRADECIMENTOS**

Este é mais um marco na minha vida e uma etapa crucial na minha carreira académica.

Muitas foram as pessoas que contribuíram para mais esta fase do meu percurso pessoal e profissional, e sem as quais apresentar esta dissertação não seria possível.

Agradeço, pois, a todos elas e em especial a:

Ao Professor Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro, o meu orientador, pelo seu apoio e na elaboração da presente dissertação e por todos os ensinamentos que me transmitiu.

A Minha mãe e o meu irmão, por estarem sempre comigo e acreditarem na minha força e capacidade.

Aos meus amigos e colegas, em especial a Paula, Sandra e a Cristiana pelo incentivo e apoio.

A todos o meu Bem-haja.

## **RESUMO**

Numa sociedade que se quer cada vez mais competitiva, e em que a construção não é exceção, o conhecimento do maciço, como material de construção, ou mesmo como “plataforma” para construir, torna-se fundamental.

Desenvolveram-se, pois, ao longo dos tempos ferramentas (ensaios “In Situ” e em laboratório), que permitiram estimar, com um grau bastante bom, parâmetros como a capacidade de carga, resistência dos maciços, entre outros, que são fundamentais para dimensionamento das estruturas, de forma equilibrada.

A presente dissertação irá incidir sobre os ensaios “In Situ”, procurando dar algumas noções sobre a metodologia de execução dos ensaios mais utilizados, incidindo maioritariamente sobre os ensaios de penetração normalizados (SPT) e os ensaios de penetração dinâmica super pesados (DPSH), com o intuito de correlacionar os dois ensaios e entender o contributo que o último pode dar na caracterização mecânica dos maciços.

## **PALAVRAS-CHAVE:**

- ✓ Caracterização mecânica
- ✓ Ensaios “in situ”
- ✓ DPSH
- ✓ SPT

## **ABSTRACT**

In a society each time more competitive, in which construction isn't an exception, the knowledge of the mass as a construction material or even as a platform to built, becomes fundamental.

So, thru times, there have been developed tools like in situ and lab tests, which allowed estimating, with great precision, parameters like load capacity, masses resistance, between others, which are fundamental to structures dimension, in a balanced way.

The present dissertation will focus on the in situ tests, giving some notions about the execution methodology of the most usual tests, but concentrating mainly on the Standard Penetration test (SPT) and dynamic proof superheavy (DPSH) and on the correlation between them, so that it allows understanding the contribution that DPSH gives to mechanical characterization of the masses.

## **KEY WORDS:**

- ✓ Mechanical characterization
- ✓ In situ tests
- ✓ DPSH
- ✓ SPT

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO .....	12
1.1	A importância dos ensaios “In Situ” .....	12
1.2	Objectivos .....	15
1.3	Metodologia .....	15
1.4	Estrutura da Dissertação .....	18
2	ENSAIOS “IN SITU” .....	19
2.1	A investigação do maciço .....	19
2.1.1	Metodologia de estudo .....	20
2.2	Classificação dos ensaios/técnicas de investigação “in situ” .....	26
2.2.1	Sondagens geotécnicas, valas e poços .....	28
2.2.1.1	Sondagens à rotação .....	28
2.2.1.2	Sondagens a traço helicoidal .....	28
2.2.1.3	Sondagens à percussão .....	29
2.2.2	Ensaio “in situ” .....	29
2.2.2.1	Ensaio de resistência .....	31
I)	Martelo de Schmidt .....	31
II)	Ensaio de Windsor (ou pistola de Windsor) .....	33
III)	Corte directo .....	35
2.2.2.2	Ensaio de deformabilidade .....	36
I)	Ensaio de deformabilidade em solo .....	36
a)	Ensaio de carga em placa .....	37
b)	Ensaio de carga em estaca .....	38
c)	Pressiómetro .....	44
II)	Ensaio de deformabilidade em rochas .....	47
a)	Dilatómetros .....	47
b)	Ensaio de carga em placa .....	49
c)	Macaco plano .....	50

2.2.2.3	Ensaio de permeabilidade .....	51
I)	Ensaio de permeabilidade em solos .....	51
a)	Ensaio de bombagem .....	51
b)	Ensaio de Lefranc .....	53
II)	Ensaio de permeabilidade em rochas.....	53
2.2.2.4	Penetrómetros .....	54
I)	Vane test.....	55
II)	Ensaio de penetração estática .....	66
III)	Ensaio SPT .....	71
IV)	Ensaio de penetração dinâmicos .....	77
3	AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DE DADOS .....	86
3.1	Caracterização da zona de estudo.....	86
3.2	Procedimento de campo .....	86
3.3	Análise e tratamento de dados.....	87
4	Conclusões .....	91
5	BIBLIOGRAFIA .....	94
	ANEXOS.....	100

## ÍNDICE DE IMAGENS

Fig. 1 – Esquema de localização dos ensaios.....	16
Fig. 2-Equipamento DPSH existente na UBI. ....	16
Fig. 3– Dimensões do Cone Apical de 60° (in Cavaleiro, 2001).....	17
Fig. 4– Classificação das técnicas de prospecção.....	27
Fig. 5– Classificação dos ensaios “in situ”.....	30
Fig. 6- Esquema do martelo de Schmidt (Adaptado de Tomaz, 2005).....	31
Fig. 7 - Esquema de execução de ensaio com eclerómetro (Adaptado de Tomaz, 2005).....	32
Fig. 8- Ábaco para determinação da resistência à compressão a partir da dureza (R) de Schmit (Adaptado de Vallejo, 2002) .....	33
Fig. 9- Pistola de Windsor: a) vista geral; b) pormenor do pino; c) carregamento da pistola.	34
Fig. 10 – Ensaio de carga em estaca com utilização de dispositivo de ancoragem (Coelho, 1996).....	40
Fig. 11- Método semi-empirico de Szechy (Coelho, 1996). ....	43
Fig. 12- Esquema de pressiómetro de Ménard (Coelho, 1996).....	45
Fig. 13- Curvas pressiométricas e de fluência (Coelho, 1996).....	46
Fig. 14-Esquema representativo do dilatometro utilizado em rochas (Adaptado de ENV 1997-3, 1999).....	48
Fig. 15 - Ensaio de carga em placa em rocha (Adaptado de Vallejo, 2002).....	50
Fig. 16- Molintes para Teste de Corte Rotativo segundo ASTM D2573 (Ferruccio, 1990) ....	56
Fig. 17- Geometria da palheta do Vane teste segundo (Adaptado de ENV 1997-3, 1999) ...	56
Fig. 18 - Superfície de rotura assumida pelo EC7 para os molinetes do Vane Teste (Adaptado de ENV-1997-3, 1999) .....	61
Fig. 19- Evolução do factor correctivo “ $\mu$ ”, em função do índice de plasticidade, tendo em conta a velocidade de deformação e a as anisotropias do maciço (Bjerrum 1973, adaptado de Ferruccio, 1990) .....	64
Fig. 20 - Exemplo de diagrama par obtenção do factor de correcção “ $\mu$ ”, em função do limite de liquidez, para argilas normalmente consolidadas (Adaptado de ENV 1997-3, 1999) .....	65
Fig. 21- Exemplo de diagrama para obtenção do factor de correcção “ $\mu$ ”, em função do índice de plasticidade, $I_p$ , e da tensão vertical efectiva em argilas sobre consolidadas (Adaptado de ENV 1997-3, 1999) .....	65
Fig. 22- Evolução dos penetrómetros estáticos ao longo dos tempos (segundo AP Van den Berg) .....	69
Fig. 23- Classificação de solos a partir do ensaio CPT (Robertson and Campanella, 1983 in Pereira, 2005) .....	70
Fig. 24- Factor do cone (Lunne e Eide, 1976 in Pereira, 2005).....	71

Fig. 25 – Ensaio SPT (Cortesia Cavaleiro) .....	72
Fig. 26- Amostrador do SPT (Adaptado de ENV 1997-3 1999).....	73
Fig. 27- Valor de $C_n$ , para efeitos de correcção do $N_{spt}$ (Folques, 1992).....	75
Fig. 28– Cones: a) fixo, b) móvel (EN ISSO 22476-2, 2005) .....	79
Fig. 29-Relação $N_{30}$ DPS- NSPT (Muromachi e Kobayashi, 1982 adaptado de Ferruccio, 1990).....	82
Fig. 30- Valores da relação $N_{30}DPSH/ NSPT$ , segundo Mezzola-Sondrio (in Ferruccio, 1990). .....	83
Fig. 31 Relação entre o numero de pancadas os SPT e DPSH segundo Cavaleiro (2001) ..	85
Fig. 32 - Diagrama número de pancadas profundidade para o conjunto de ensaios 3.....	88
Fig. 33- Relação número de pancadas do DPSH – número de pancadas SPT para ao conjunto 3.....	88
Fig. 34 - Relação entre NSPT e $N_{20}(DPSH)$ para as sondagens do campo experimental ...	89

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características do DPSH da UBI (Adaptado de Cavaleiro, 2001) .....	17
Tabela 2 – Principais ensaios “In Situ” e sua aplicabilidade (adaptado de Ferruccio, 1990 e Sabatini, 2001) .....	25
Tabela 3 – Número mínimo e profundidade das sondagens em função da área de construção para fundações directas (Recomendações na Área da Geotecnia –LNEC, 2004) .....	26
Tabela 4 – Tempos de repouso segundo o Laboratório de Ponts et Chaussées (Coelho, 1996).....	41
Tabela 5 - Classificação dos solos coesivos em função da sensibilidade (Cas, 1985, in Ferreira Gomes, 1992). .....	62
Tabela 6 - Factores de correcção do número de pancadas do SPT (Cruz, 2008).....	76
Tabela 7 – Tipos de penetrómetros dinâmicos (dimensões e massa) (Adaptado de EN ISSO 22476-2, 2005).....	78
Tabela 8- Características do DPSH e SPT utilizados no estudo (adaptado de Cavaleiro, 2001).....	87
Tabela 9 - Tabela resumos da relação do número de pancadas do DPSH e SPT.....	89

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 A importância dos ensaios “In Situ”

Numa sociedade que se quer cada vez mais competitiva, e em que a construção não é exceção, o conhecimento do maciço, como material de construção, ou mesmo como “plataforma” para construir, torna-se fundamental.

Se durante muitos anos, tal como refere Maurice Cassan (1982), as regras de construção foram essencialmente empíricas e baseadas na experiência dos construtores, transmitidas de geração em geração, construindo-se apenas em zonas que se consideravam seguras e aptas para tal, ao longo do tempo esta tendência tem-se invertido e hoje a construção assenta em regras mais ou menos precisas, permitindo a construção em locais onde antes era impensável.

Mas toda esta ousadia e coragem implica que os Engenheiros conheçam, de forma mais perfeita possível, o meio em que se vai trabalhar, tendo sempre em atenção que a modelação só é possível recorrendo às teorias da mecânica dos materiais.

No caso dos maciços, o engenheiro depara-se com uma série de problemas pouco comuns. A escolha dos materiais torna-se possível apenas nos casos de localizações específicas, em material com propriedades específicas, não podendo ser deduzidas a partir das propriedades de secções contíguas, a não ser em termos genéricos.

É certo que, estas teorias apenas se aplicam a meio homogêneos e contínuos e sendo o solo um meio heterogêneo e anisotrópico, seria de prever que as referidas teorias não fossem aplicáveis. No entanto elas, apesar de não serem perfeitamente validas, ou seja não são cem por cento fiáveis, permitem boas aproximações quando aplicadas aos referidos meios simplificados.

É com base na aplicação da mecânica dos meio contínuos aos meios heterogêneos e anisotrópicos, solo e rocha, que se tenta prever o seu comportamento perante solicitações a que são expostos.

Para Cassan (1982), para aplicar aos métodos da mecânica dos solos em engenharia, deveria proceder-se a uma série de operações que constituem o reconhecimento do maciço, o que implicaria uma descrição física do material (aspecto, cor, consistência, estrutura, entre outras), a qual deveria ser completada por outras informações como estratigrafia do maciço, espessura das camadas, inclinação destas, presença de água, etc.

Estas informações, que são necessárias mas meramente qualitativas, são no geral obtidas por meio de sondagens e/ou prospecções geofísicas, e devem ser completadas com parâmetros quantitativos de forma a permitir a aplicação das teorias dos meios contínuos, a mecânica dos solos e das rochas.

As referidas informações, denominadas por Cassan (1982) de *características geotécnicas*, compreendem parâmetros de natureza hidráulica, tais como a permeabilidade do maciço, parâmetros mecânicos, como o ângulo de atrito e a coesão.

Tanto as características hidráulicas como as mecânicas podem ser determinadas em laboratório ou em campo.

No caso dos ensaios em laboratório, procede-se à recolha de amostras do maciço, sendo estas transportadas para laboratório onde se procede a determinação de cada um dos parâmetros pretendidos por meio de ensaios normalizados.

O maior problema deste tipo de ensaios, apesar dos progressos conseguidos nas técnicas de amostragem, tal como referência Cassan (1982), é que não se pode ter a certeza da representatividade da amostra, sendo que para além da alteração do estado de tensão resultado da recolha desta, existe a influência de todo o processo até à chegada ao laboratório.

Além disso, os ensaios de laboratório tendem a ser morosos e caros, o que influencia a redução destes em número, mesmo em estudos de extrema importância o que resulta em informações isoladas e pouco representativas.

A aplicação dos resultados e interpretação teórica também tende a ser um problema, sendo que alguns autores, como Cassan (1982), demonstraram que a interpretação teórica dos resultados de laboratório tendem a afastar-se dos apresentados em campo, sendo por vezes contraditórios.

Stag- Zienkiewicz, traduzido por Ortiz (1970), referiu que se se compararem os resultados dos ensaios de campo com os de laboratório, nomeadamente no processo de determinação da rigidez de um maciço rochoso verifica-se que os segundos conduzem a uma sobre estimação da rigidez do maciço verificando-se, segundo o referido autor, diferenças de 5 a 15 vezes.

Ainda segundo Stag- Zienkiewicz, este deve-se sobretudo à presença das descontinuidades no maciço e do facto das amostras ensaiadas em laboratório, para além de terem sido alvo de deformações próprias devidas à extracção, corresponderem, no geral a amostras

retiradas entre descontinuidades principais. Na verdade, a resistência do maciço vê-se diminuída devido à baixa resistência das descontinuidades, não devendo por isso considerar-se a resistência da matriz, mas sim a resistência do conjunto da matriz e das descontinuidades, conseguida apenas pelos ensaios “In Situ”.

No entanto e apesar de se considerarem vantajosos, Cassan (1982) indicou que as maiores objecções que surgiram na utilização dos ensaios “in situ” em detrimento dos de laboratório foi a falta de fundamentação teórica, sendo que ele considera que é nisso que reside a essência destes ensaios, uma vez que a interpretação é mais pragmática que teórica e as regras de aplicação são baseadas em constatações experimentais.

Hoje em dia, a utilização dos ensaios “in situ” já se encontram bastante difundidos, sendo que grande parte dos ensaios “in situ” já se encontram normalizados ou parcialmente normalizados, surgindo no entanto algum desacordo na forma de execução e interpretação dos resultados de alguns ensaios.

No geral, os ensaios “in situ” apresentam-se como uma alternativa ao ensaio em laboratório, uma vez que:

- Permitem obter informações necessárias para avaliar qualitativamente e quantitativamente o comportamento geotécnico dos maciços e dos materiais que os constituem através de parâmetros geomecânicos nomeadamente a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade, para apoio no desenho e concepção do projecto de obras de engenharia: barragens, túneis, taludes, entre outras.
- São métodos expeditos e rápidos para determinação de parâmetros geotécnicos dos maciços;
- São mais baratos que os ensaios em laboratório;
- São realizados nos maciços em condições naturais permitindo uma análise global tanto do maciço como da envolvente e quando executados em forma de campanha geotécnica, por meio de combinação de vários tipos de ensaio tende a fornecer dados bastante fiáveis o que permite efectuar um dimensionamento mais racional das construções, evitando gastos desnecessários e diminuindo prazos de execução.

## 1.2 Objectivos

Pretende-se com o presente estudo dar resposta aos seguintes pontos:

- Conhecimento da importância dos ensaios mecânicos “in situ” na caracterização dos terrenos;
- Descrição dos ensaios convencionais, como “SPT” e de ensaios recentes expeditos como “DPSH”;
- Relação custo/ benefício de cada um dos ensaios;
- Caracterização de alguns procedimentos de ensaio (“SPT” e “DPSH”);
- Correlação dos ensaios SPT/DPSH;
- Conclusão

## 1.3 Metodologia

Para a execução da presente dissertação e de forma a cumprir os objectivos anteriormente descritos, adoptou-se uma metodologia em três etapas, que se passará a descrever.

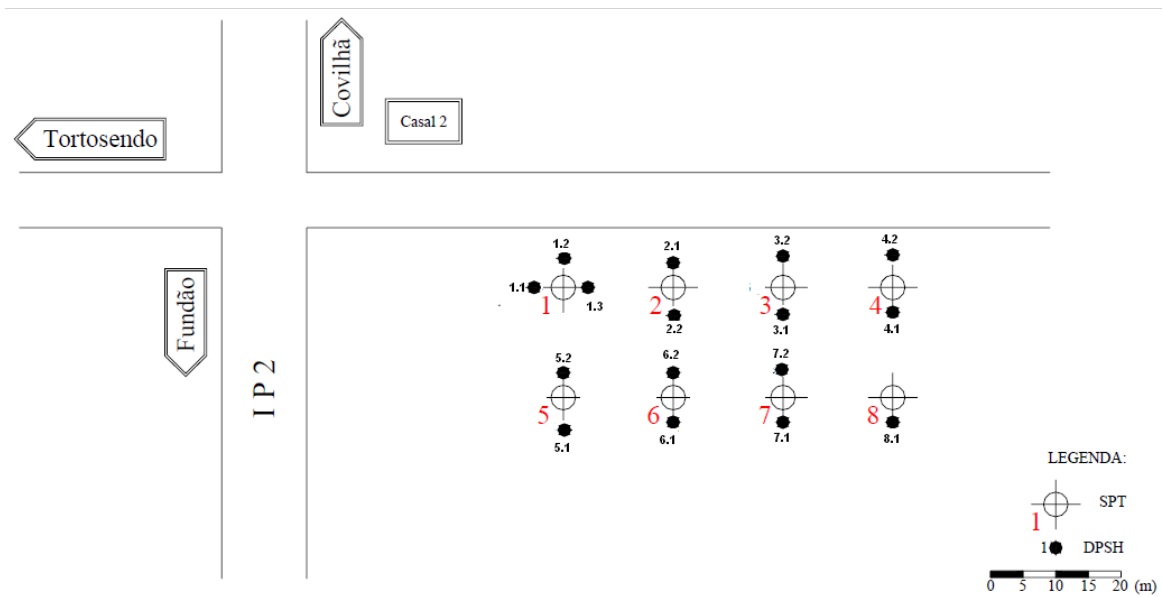
### 1) Pesquisa e recolha bibliográfica:

Numa primeira fase procedeu-se à recolha de toda a informação, recorrendo a relatórios de empresas, especificamente a GEOCONTROL, SOBREIRA & SOBREIRA e relatórios internos da UBI, internet, teses de mestrado e doutoramento, assim como a publicações em livros, revistas, colóquios etc., tanto nacionais como internacionais.

### 2) Realização de um conjunto de ensaios penetrométricos em campo:

Efectuou-se um conjunto de ensaios SPT e DPSH, na zona da Covilhã, no Cruzamento do Tortosendo (Casal 2), com equipamentos existentes na Universidade da Beira Interior, respeitando as normas e especificações aplicáveis.

Previu-se a execução de 8 ensaios do tipo SPT circundados por várias do tipo DPSH, conforme o apresentado na figura em baixo.



**Fig. 1** – Esquema de localização dos ensaios.

Os primeiros foram efectuados com recurso a equipamento e pessoal externo a UBI e os DPSH com o equipamento existente nesta (fig.1).

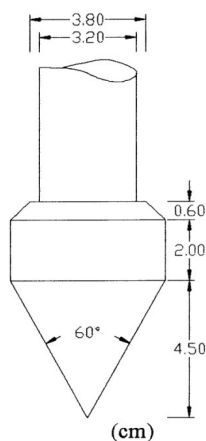
O DPSH da UBI é um equipamento da PAGANI, com as características apresentadas na tabela em baixo e com cone de ângulo aplica de  $60^\circ$ , conforme o esquematizado na figura 2.



**Fig. 2**-Equipamento DPSH existente na UBI.

**Tabela 1** – Características do DPSH da UBI (Adaptado de Cavaleiro, 2001)

<b>Designação</b>	<b>DPSH tipo Pagani</b>
Peso do pilão (Kg)	63,5
Altura de queda do pilão (cm)	75
Secção transversal do cone (cm <sup>2</sup> )	20
Peso das varas + batente (Kg)	6,1
Penetração Standard (cm)	20 (N <sub>20</sub> )
Número de pancadas por penetração unitária	1 a 100



**Fig. 3**– Dimensões do Cone Apical de 60° (in Cavaleiro, 2001)

Os ensaios a realizar terão em conta o especificado nas normas existentes, sendo que os SPT apresentarão registo de penetração a 15 cm na primeira fase e a 30 cm na segunda.

No que se refere ao DPSH preconizou-se o registo de 10 em 10 cm, apesar de as normas se preverem o registo de 20 em 20 cm.

### 3) Tratamento e análise dos resultados e redacção da dissertação:

Esta fase compreendeu a análise dos dados obtidos em campo, com base na bibliografia recolhida, tendo como objectivo a obtenção de correlações entre os parâmetros do SPT e do DPSH.

## 1.4 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em capítulos, conforme o apresentado de seguida:

- No Capítulo 1 (Introdução) descreve-se a importância dos ensaios “In Situ”, os objectivos a cumprir com o presente estudo, metodologia adoptada e estruturação da mesma.
- No Capítulo 2 (Tipos de ensaios “In Situ”), são enumerados os ensaios “In Situ”, procedendo-se a caracterização e alguns procedimentos de ensaios, em especial os ensaios DPSH e SPT.
- No Capítulo 3 (Aquisição e tratamento de dados) é descrito a zona de execução dos trabalhos de campo, a metodologia de ensaio, aquisição de dados e tratamento dos mesmos.
- No Capítulo 4 (Conclusões) apresenta-se uma síntese geral dos assuntos abordados. Tecem-se algumas considerações sobre as metodologias de ensaio e tratamento de dados dos ensaios DPSH e SPT, bem como das correlações obtidas face às já apresentadas por vários autores.
- Capítulo 5 enumera as consultas e toda a bibliografia consultada para a realização da dissertação.

## **2 ENSAIOS “IN SITU”**

Como já referido, os ensaios “In Situ” apresentam-se como um conjunto de métodos e técnicas utilizadas para o estudo e investigação dos maciços, sejam rochosos ou terroso, tendo por finalidade a sua caracterização.

Face ao anteriormente referido torna-se importante definir alguns conceitos, Tais como o de investigação de maciço, identificar os ensaios “In Situ” existentes e utilizados com mais frequência, mostrar como se executam e interpretam.

### **2.1 A investigação do maciço**

A ENV 1997-3 (Eurocódigo 7 parte 3), na qual são estabelecidas directivas para a execução e interpretação de ensaios “In Situ”, define a investigação do maciço da seguinte forma:

*“A investigação do maciço consiste no estudo, por meio de ensaios de laboratório e outro tipo de investigações conduzidas com o intuito de conhecer o maciço, solo, rocha e condições hidrogeológicas, a fim de determinar as propriedades do mesmo.”*

Como é de notar, a investigação do maciço passa pela caracterização geotécnica deste. Ora, a respeito disso, a ENV 1997-3 remete para a ENV 1997-1 que na secção 3 da versão Portuguesa refere o seguinte: *“ os estudos de caracterização geotécnica devem fornecer todos os dados relativos ao terreno e à água subterrânea, no local da obra e na sua vizinhança, que sejam necessários para a descrição apropriada das principais propriedades do terreno e para a avaliação fiável do valores característicos dos parâmetros do terreno a usar nos cálculos.”*

Então, para avaliar as propriedades necessárias ao dimensionamento e execução do projecto, é necessário desenvolver campanhas de recolha de dados, seguindo orientações ou metodologias.

### 2.1.1 Metodologia de estudo

Não existem metodologias standard para levar a cabo um estudo do maciço, uma vez que esta depende de muitos factores e é condicionada pela experiência dos técnicos envolvidos. No entanto, a partir da experiência de entendidos na matéria é possível traçar, em linhas gerais métodos de escolha e definição das campanhas de estudo.

Cassan (1982) introduziu a problemática da escolha do método de estudo frisando que primeiro é necessário identificar o problema para depois passar à escolha do método e ao estabelecimento do programa/campanha de reconhecimento.

Por seu lado as ENV 1997-1 e ENV 1997-3 sugerem que a metodologia de estudo deverá ser orientada para as características da obra e em função da categoria geotécnica.

Para tal definem-se categorias geotécnicas, as quais se descrevem em seguida.

- **Categoria Geotécnica 1:** que engloba as estruturas pequenas e simples, como sejam:
  - Edifícios simples de 1 e 2 andares;
  - Edifícios para fins relacionados com a agricultura com uma carga máxima de cálculo da ordem de 250 kN nos pilares e de 100 kN/m nas paredes, e nos quais se utilizam os tipos habituais de sapatas e estacas;
  - Muros de suporte de terras e estruturas de suporte de escavação nos quais a diferença de níveis do terreno não exceda 2m;
  - Pequenas escavações destinadas a trabalhos de drenagem, instalações de tubagens, entre outras.

Note-se que, se deverá assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e, em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa e de riscos desprezáveis, para bens e vidas humanas.

- **Categoria Geotécnica 2:** que abrange as estruturas do tipo convencional que não envolvam riscos fora do comum, ou condições do terreno e de carregamento invulgares, ou particularmente difíceis. Enquadram-se nesta categoria:

- Fundações superficiais;
- Ensoleiramentos gerais;
- Fundações em estaca;
- Muros e outras estruturas de contenção, ou suporte de terrenos, ou água;
- Escavações;
- Pilares e encontros de pontes,
- Aterros e movimentos de terra;
- Ancoragens no terreno e outros sistemas de ancoragem;
- Túneis em rocha resistente, não fracturada e sem requisitos especiais de impermeabilização e outros.

As estruturas geotécnicas da Categoria 2 requerem, ao contrário da anterior, uma análise quantitativa que assegure que são satisfeitos os requisitos fundamentais, podendo ser usados procedimentos de rotina nos ensaios de campo e laboratório, bem como na elaboração do projecto e na execução.

- **Categoria Geotécnica 3:** diz respeito a estruturas, ou partes da estrutura, de grandes dimensões ou pouco comuns, que não são abrangidas pelas categorias anteriores, ou estruturas que envolvam riscos fora do comum ou condições de terreno, de carregamentos invulgares, e estruturas em áreas de sismicidade elevada.

A *“Recomendação na Área da Geotecnia – Especialização de Geotecnia”*, publicada pela Ordem dos Engenheiros, e a publicação *“Geotechnical Engineering Circular N.º 5: Evaluation of Soil Rock Properties”* demonstram que a caracterização geotécnica se desenvolve em 2 fases fundamentais: o reconhecimento preliminar e a caracterização e parametrização.

Estas duas etapas culminam num relatório de caracterização geotécnica que fornece informações preciosas para o dimensionamento de uma dada estrutura e mesmo para a sua execução.

De seguida procede-se à descrição de cada uma das referidas fases.

a) Reconhecimento preliminar

O reconhecimento preliminar do local afectado pela estrutura (ou parte da estrutura) a projectar, deverá avaliar adequabilidade do local, incluindo a eventual comparação com locais alternativos. Estimar o impacte ambiental da intervenção, incluindo a identificação dos locais de vazadouro e empréstimo; planear os estudos geotécnicos para o dimensionamento e para o controlo do comportamento da estrutura e da sua vizinhança.

Desta fase, tal como, refere Silvério Coelho (1989) fazem parte:

- Pesquisa preliminar, que pode incidir sobre:
  - Características topográficas;
  - Perturbações aparentes devidas a deslocamento de terras;
  - Estruturas existentes e eventual danificação das mesmas;
  - Marcas de cheias em edifícios antigos, pilares ou encontros de pontes, entre outras.
  - Níveis de água no subsolo (poços, escavações);
  - Afloramentos de rochas;
  - Perfis geológicos de corte ou escavações existentes (estradas, caminho de ferro, pedreiras, etc.);
  - Colheita de amostras características, fotografias;
  - Informações sobre o clima, acessos, materiais de construção;
  - Contactos com autoridades locais, técnicos locais de estradas, caminhos-de-ferro, agrónomos e empreiteiros locais.
  
- Recolha de documentação implica a análise de cartas topográficas, cadastrais, geológicas, de diversos graus de pormenorização, cartas de solo, de sismicidade, artigos e relatórios sobre prospecções e geologia local e da vizinhança, registos de elementos hidrogeológicos e maregráficos, casos históricos e fotografias aéreas.
- Diagnostico preliminar elaborado com base nas informações recolhidas, incluindo um primeiro modelo de caracterização do maciço.

Deste modelo deverá constar, tal como aponta o *“Geotechnical Engineering Circular N.º 5: Evaluation of Soil Rock Properties”*, toda a informação recolhida, diferenciando as camadas de solo e de rochas (lito-estratigráfica) e identificar a hidrogeológica dos maciços.

A execução deste modelo, apesar de não ser política estabelecida pode facilitar muito a escolha dos equipamentos, podendo mesmo permitir a diminuição dos ensaios previstos ao longo da campanha.

b) Caracterização e parametrização:

A caracterização e parametrização prevêem a execução de estudos de reconhecimento geotécnico, os quais deverão garantir a informação necessária ao dimensionamento adequado tanto a nível técnico como económico, por meio da definição de propriedades de deformabilidade e de resistência dos maciços.

Este estudo, por sua vez implica que se desenvolva uma campanha de ensaios, tanto “In Situ” como em laboratório, que deverá ser planificado com muito cuidado para evitar perdas de tempo e de dinheiro.

Planificar uma campanha de investigação, segundo o indicado na publicação “*Geotechnical Engeneering Circular N.º 5: Evaluation of Soil Rock Proprietis*” requer que o engenheiro esteja consciente dos parâmetros necessários para a concepção e execução do projecto, bem como entender as condições geológicas do local onde se vai implantar a obra. Sendo que, o mais difícil surge na escolha do tipo e do número de ensaios “In Situ” a realizar, o número e tipo de ensaios de laboratório a efectuar e o número de ensaios de confirmação a levar a cabo.

A escolha do tipo de ensaio encontra-se condicionada por inúmeros factores como o tipo de obra, equipamento disponível, tipo de maciço, assim como a experiência e sensibilidade dos técnicos que executam o mesmo, como já frisado anteriormente.

Na tabela 2 adaptada de “*Prove Geotecniche in sito*” e de “*Geotechnical Engeneering Circular N.º 5: Evaluation of Soil Rock Proprietis*” são classificados de alguns ensaios “In Situ”, função da aplicabilidade para determinação de alguns parâmetros de geotécnicos, em função das condições do maciço, bem como os ensaios aplicáveis em algumas obras geotécnicas.

A “Recomendação na área da Geotecnia” refere que os estudos de caracterização devem abranger pelo menos as formações consideradas relevantes para o projecto e abaixo das

quais o terreno não tenha influência significativa no comportamento da estrutura ou parte dela, ou nas estruturas que possam ficar afectadas pela obra a executar.

No que se refere ao número e localização de prospecções a Especificação do LNEC: E 217-1968: "*Fundações Directas Correntes. Recomendações*", citada por Silvério Coelho (1986) indica um número de sondagens em função da área de construção (ver Tabela 3).

**Tabela 2 – Principais ensaios “In Situ” e sua aplicabilidade (adaptado de Ferruccio, 1990 e Sabatini, 2001)**

	Informação Geotécnica													Condições do Maciço						Obra Geotécnica					
	Tipo de Maciço	Distribuição dos estratos	Pressão hidrostática (U0)	Ângulo de atrito (φ)	Resistência ao Corte não drenada (Cu)	Densidade relativa (Dr)	Compressibilidade	Consolidação	Permeabilidade (k)	Módulo de corte e de Young (G;E)	Coefficiente de impulso em repouso (k0)	Estado de tensão (OCR)	Curva tensão-deformação	Rocha dura	Rocha branda a solo	Cascalho	Areia	Lodos	Argila	Solo com bastante matéria Orgânica	Fundações directas	Fundações especiais	Aterros e aterro de fundação	Escavações e deslizamento de taludes	
<b>Ensaio de Corte rotativo (Vane Test)</b>	L	L	-	-	E	-	-	-	-	-	L	M	-	-	-	-	-	M	E	M	X	X	X	X	
<b>Dilatómetro (DMT)</b>	M	E	M	M	M	L	M	M	M	M	M	M	L	-	L	-	E	E	E	E	X	X	X	X	
<b>Ensaio de Penetração Estática Mecânico</b>	M	E	-	M	L	M	L	-	-	L	L	L	-	-	L	-	E	E	E	E	X	X	X	X	
<b>Eléctrico (CPT)</b>	L	E	-	M	L	M	L	-	-	M	L	L	-	-	L	-	E	E	E	E					
<b>Piezocone (CPTU)</b>	E	E	E	M	M	M	L	E	M	M	L	M	L	-	L	-	E	E	E	E					
<b>(Piezocone Sísmico) (SCPTU)</b>	E	E	E	M	M	M	L	E	M	E	M	M	M	-	L	-	E	E	E	E					
<b>Preciometro</b>																									
<b>Tipo Menard (MPM)</b>	M	M	-	L	M	L	L	L	-	E	L	L	L	E	E	M	M	M	E	M					
<b>Auto-perfurante (SBP)</b>	M	M	M	M	M	M	L	E	M	E	E	E	E	-	L	-	M	E	E	E					
<b>(Standard Penetration Test) SPT</b>	E	M	-	M	L	M	-	-	-	M	-	L	-	-	L	M	E	M	L	L	X	X	X	X	
<b>(Penetrómetro dinâmico) DP</b>	L	M	-	L	L	M	-	-	-	L	-	-	L	-	L	M	E	M	M	M	X		X		
<b>Ensaio de Carga em Placa</b>																									
<b>Tradicional (PLT)</b>	L	L	-	L	M	M	M	L	L	E	L	M	M	M	E	M	M	E	E	E					
<b>Em hélice (SPLT)</b>	L	L	-	L	M	L	M	L	L	E	L	M	C	-	-	-	E	E	E	E					
<b>Permeabilidade (k)</b>	L	-	E	-	-	-	-	M	E	-	-	-	-	E	E	E	E	E	E	M		X	X	X	
<b>Célula de carga total</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	M	M	-	-	-	-	-	L	E	E					
<b>Fracturação hidráulica</b>	-	-	E	-	-	-	-	L	L	-	M	M	-	M	M	L	L	M	E	L					
<b>Ensaio de sísmica</b>	L	M	-	-	-	L	-	-	-	E	L	L	L	E	E	E	E	E	E	E	X	X	X	X	X
<b>Cross-hole; Down-hole;</b>																									

**Legenda:**

E= elevada aplicabilidade

M= aplicabilidade moderada

L= aplicabilidade limitada

- = Sem aplicabilidade

**Tabela 3** – Número mínimo e profundidade das sondagens em função da área de construção para fundações directas (Recomendações na Área da Geotecnia –LNEC, 2004)

<b>Número Mínimo de Sondagens</b>			
<b>Projeção Horizontal na área de construção</b>			
Até 200m <sup>2</sup>	De 200 a 400m <sup>2</sup>	De 400 a 2400m <sup>2</sup>	Acima de 2400m <sup>2</sup>
2 Furos de sondagem	3 Furos de sondagem	3 Furos de sondagem mais um furos adicional por cada 400m <sup>2</sup> excedendo os 400m <sup>2</sup>	A definir para cada caso em particular
<b>Profundidade das sondagens</b>			
Até à obtenção de 3-4 ensaios consecutivos com N (SPT) ≥ 50 a 60 pancadas e no mínimo 4 a 5m abaixo da cota da última cave no caso de projectos de escavação e contenção periférica.			

Tabelas como estas podem ser um bom ponto de partida para a escolha do tipo de ensaios a incluir numa campanha de estudo geotécnico. Há que ter-se em atenção, no entanto, que cada caso é um caso e que não existem regras universais para as definir.

Definidos os ensaios a efectuar, o número, a profundidade e a distribuição dos mesmos, procede-se posteriormente à execução, registo dos dados obtidos e elaboração do relatório geotécnico, que servirá de base para o dimensionamento das estruturas a edificar.

Como se pode concluir a escolha do tipo de ensaios a utilizar depende de muitos factores. É então importante conhecer os tipos de ensaios existentes, assim como a sua aplicação, metodologia de execução e interpretação.

Procede-se de seguida à classificação/descrição dos ensaios “In Situ”.

## **2.2 Classificação dos ensaios/técnicas de investigação “in situ”**

Existem muitas formas de classificar as técnicas/métodos de prospecção existentes. Alguns autores classificam os métodos de investigação “In Situ” em função da forma como se realiza a investigação, ou seja em *métodos directos e indirectos* (ver fig. 4). Outros classificam-nos em *destrutivos ou não destrutivos*, em função do efeito que este provoca no maciço.

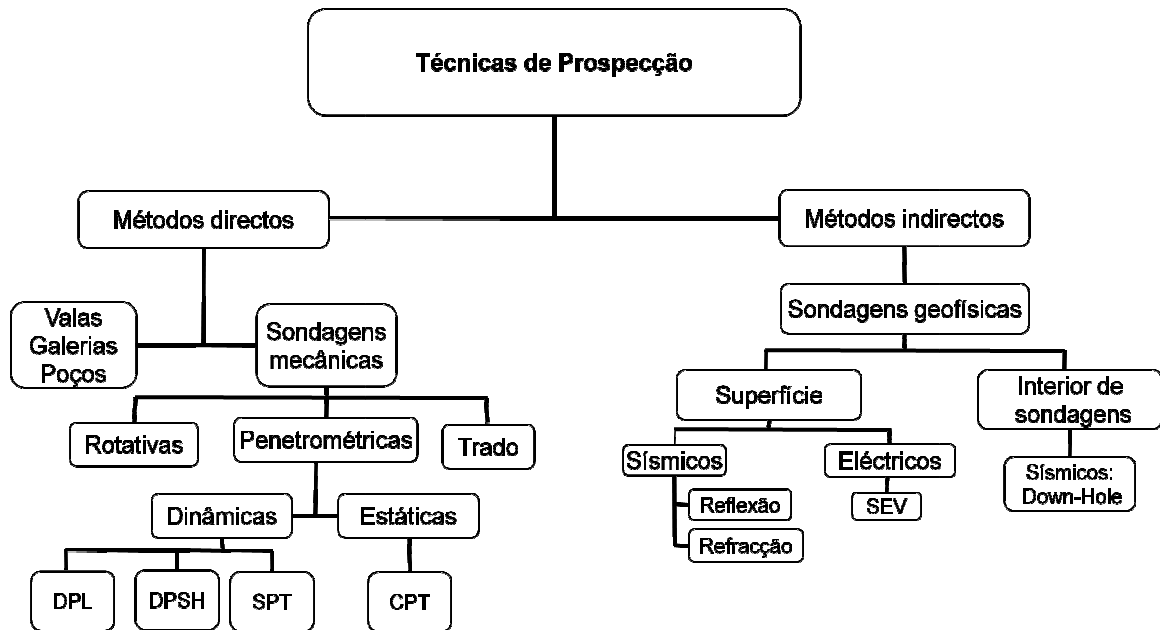


Fig. 4– Classificação das técnicas de prospecção.

Segundo Silvério Coelho (1996) as técnicas de prospecção são de dois tipos:

- Os que permitem o exame visual do terreno quer em valas, poços, furos, galerias acessíveis ao homem ou a sistemas de vídeo, ou com a recolha de amostras com trado, sondas de percussão, rotativas, entre outros, e dispositivos de amostragem adequados.
- Os que não recolhem amostras, mas são antes ensaios de penetração “ In Situ” como o penetrómetro dinâmico leve e “standard penetration test” (SPT), que também sendo um penetrómetro permite a amostragem; o penetrómetro estático e o pressiómetro; os ensaios de carga em placa ou em estaca; os ensaios de corte rotativo (Vane Test); os ensaios de permeabilidade e de compactação, e os ensaios geofísicos.

Por seu lado Vallejo et al. (2002), referiu-se a prospecção como “investigação “In Situ”” e divide-a em três grupos:

- Sondagens geotécnicas, valas e poços;
- Sondagens geofísicas;
- Ensaios “In Situ”.

Será seguindo esta filosofia que, se procederá à descrição dos métodos de investigação “In Situ”

## **2.2.1 Sondagens geotécnicas, valas e poços**

As sondagens geotécnicas, valas e poços são realizadas quando há a necessidade de verificar dentro do maciço determinadas características, como sejam localizar contactos, falhas, filões, entre outros, ou mesmo para a determinação de algumas características do maciço “In Situ”, como por exemplo a permeabilidade.

As Valas e poços são realizados, tal como refere Carcedo, et al. (2006), em maciços relativamente fáceis de escavar, manual ou mecanicamente, sendo que o seu tamanho se encontra limitado pelo objectivo da investigação, factores de segurança e equipamento a utilizar.

As sondagens as quais refere Vallejo, et al. (2002), serem caracterizadas pela sua versatilidade, que permitem atravessar qualquer tipo de material, assim como extrair amostras e efectuar ensaios dentro delas.

As sondagens mecânicas, e relembre-se que existem também as sondagens geofísicas, são classificadas, no geral, em função do tipo de mecanismo de perfuração a utilizar. Deste modo tem-se:

### **2.2.1.1 Sondagens à rotação**

Este tipo de sondagens é usado quando se atinge material impenetrável à percussão (estado rochoso ou solos extremamente rijos) permite a retirada de amostras cilíndricas de corpos rochosos.

A profundidade habitual não excede os 100m, neste tipo de ensaios podendo alcançar os 1000m.

### **2.2.1.2 Sondagens a traço helicoidal**

O seu uso limita-se a solos relativamente brandos e coesivos, não podendo ser usado em solos duros.

A maior vantagem, refere Vallejo (2002) é o seu baixo custo, facilidade de deslocamento e rápida instalação dos equipamentos.

O tipo de amostra que se obtêm da sondagem helicoidal é completamente deformada e alterada, podendo no entanto, na posterior do furo, instalar equipamentos que permitam recolher amostras indeformadas.

### **2.2.1.3 Sondagens à percussão**

As sondagens feitas à percussão podem ser utilizadas tanto em solos granulares como em solos coesivos, podendo atravessar solos de consistência rija ou muito rija. Este tipo de sondagens pode alcançar os 30 ou 40, no entanto o mais frequente são profundidades entre os 15 a 20 metros (Vallejo, 2002).

Refira-se, que as sondagens, valas, poços e galerias, permitem a recolha de amostras que podem ser alteradas ou não, em função do método de recolha utilizado e o tipo de solo.

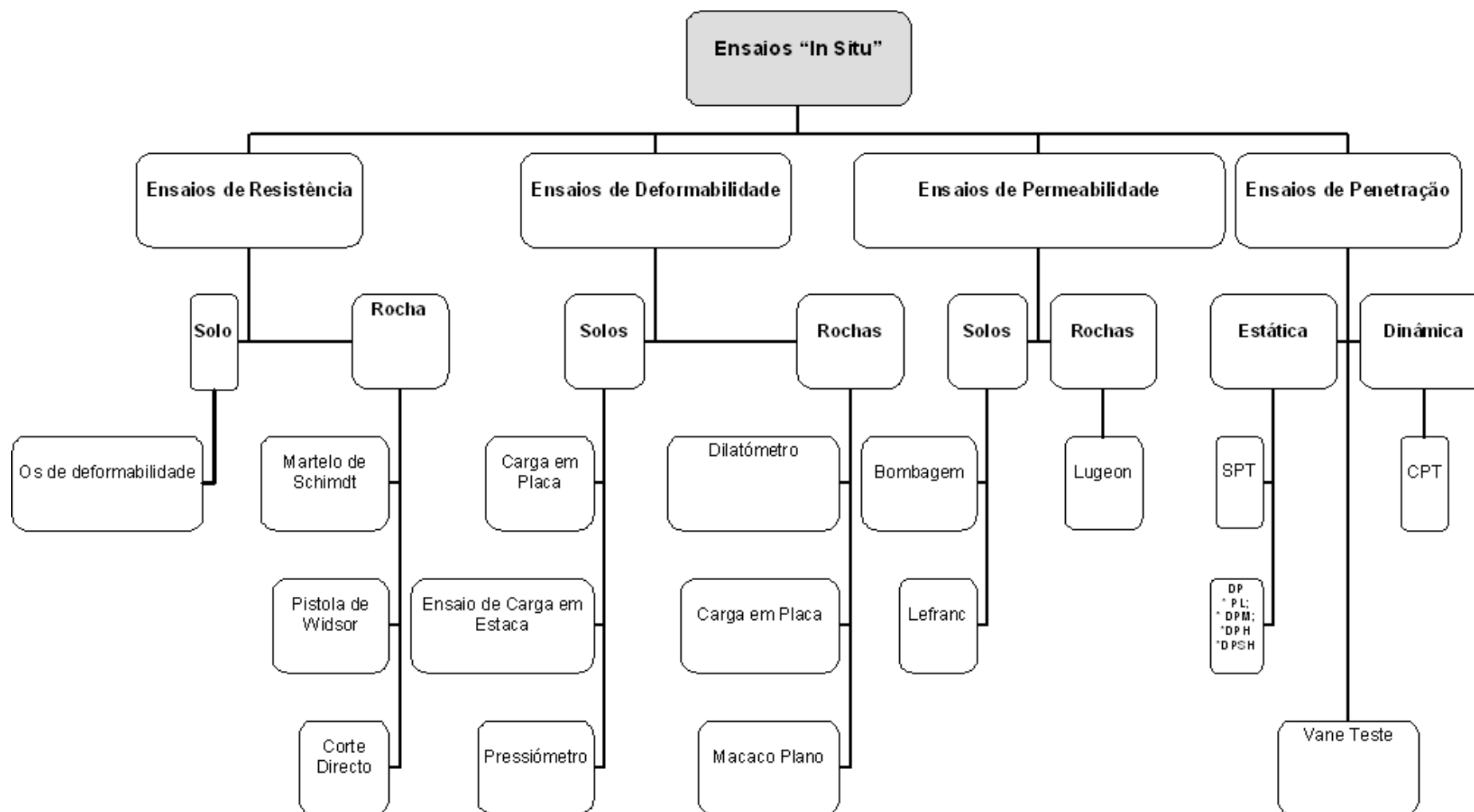
Segundo Coelho (1996), a recolha de amostras inalteradas para o estudo laboratorial é mais difícil em areias do que em argilas, o que felizmente não tem, em geral, grave inconveniente, pois a argila (terreno coesivo) é bem caracterizado por ensaio de laboratorial ao passo que a areia (terreno incoerente) pode ser bem identificada só com uma amostragem perturbada e os ensaios de penetração.

## **2.2.2 Ensaio “in situ”**

Os ensaios “In Situ” podem dividir-se em quatro grupos em função dos parâmetros a determinar, sendo subdivididos em função da natureza do maciço (fig.5):

- Ensaio de Resistência;
- Ensaio de Deformabilidade;
- Ensaio de Permeabilidade;
- Ensaio Penetrométrico.

De seguida procede-se a uma pequena caracterização dos ensaios compreendidos nos três primeiros grupos, efectuando-se uma descrição dos ensaios do quarto grupo.



**Fig. 5**– Classificação dos ensaios “in situ”.

### 2.2.2.1 Ensaio de resistência

Os ensaios de resistência, permitem determinar os parâmetros de resistência dos maciços.

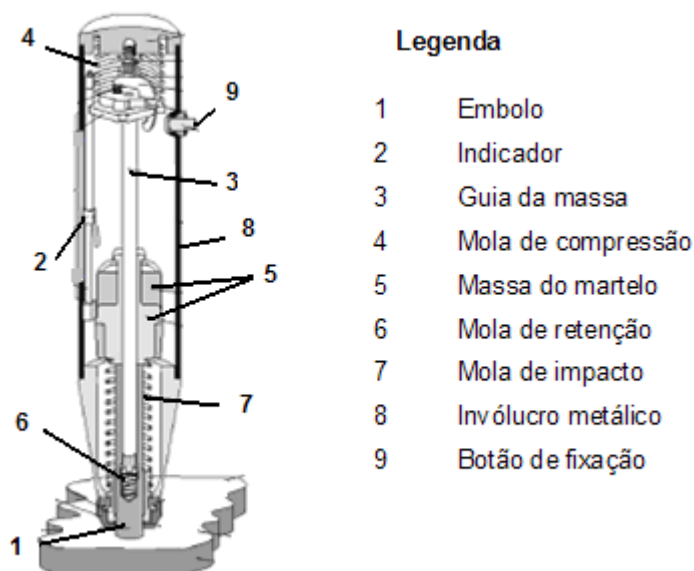
Estes encontram-se agrupados conforme a natureza do maciço, sendo que nos maciços terrosos (solos) a filosofia de execução de ensaios de resistência não são muito vincadas, uma vez que, conforme referem vários autores, neste tipo de maciço as características de deformabilidade e capacidade de carga tem mais ênfase.

Procede-se, então à descrição dos ensaios de resistência em rochas.

#### I) Martelo de Schmidt

O martelo de Schmidt, também conhecido como esclerómetro, é utilizado para estimar a resistência à compressão uniaxial em rochas de utilizando uma simples correlação, tal como refere Vallejo (2002).

O esclerómetro consiste num aparelho metálico de forma cilíndrica que tem uma mola no interior e de uma ponta retráctil (fig.6), que ao ser pressionada contra uma superfície provoca o disparo da mola.



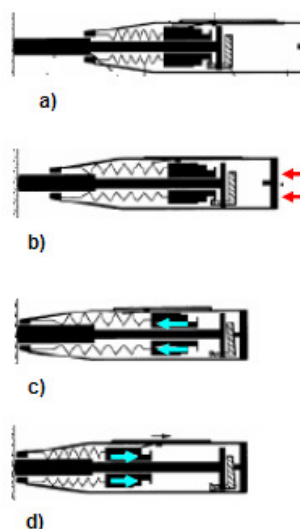
**Fig. 6-** Esquema do martelo de Schmidt (Adaptado de Tomaz, 2005).

O martelo mede o ressalto do impacto de uma massa, que está carregada por uma mola, contra uma superfície rígida. Esta medição é registada num indicador graduado até 100, que permite entrar em ábacos, como o da figura 8 e estimar parâmetros de resistência à compressão.

O procedimento é muito simples, devendo respeitar as seguintes regras:

- A superfície a ensaiar deverá estar limpa e a mais lisa possível;
- O êmbolo deverá estar perpendicular à superfície.

A figura em baixo apresenta esquematicamente a execução do ensaio. Como se pode observar este decorre em 4 tempos: primeiro o êmbolo é encostado à superfície (a)), de seguida pressiona-se o aparelho contra a superfície (b) e c)), a mola provoca o retorno da massa e o valor de resistência é registado.

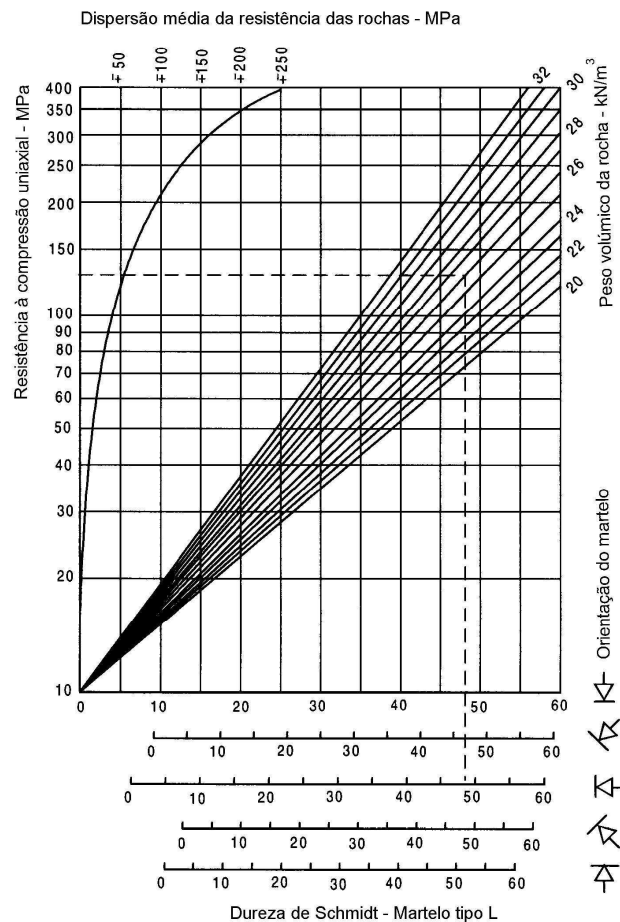


**Fig. 7** - Esquema de execução de ensaio com esclerómetro (Adaptado de Tomaz, 2005).

A determinação da resistência à compressão uniaxial é determinada por meio de ábacos como o da figura 5, tendo em atenção à inclinação da superfície ensaiada e a leitura efectuada.

Autores como Vallejo (2002) recomendam que se efectuem vários ensaios em campo, e eliminem cerca de metade das menores leituras e se calcule a media dos restantes, entrando, então com esse valor no ábaco.

É de referir que o ensaio apresenta valores de resistência superficial, pelo que os valores obtidos são apenas representativos de uma camada até 5cm de profundidade. No entanto, o ensaio é útil para avaliar a homogeneidade do maciço rochoso, verificar se existe um determinado nível mínimo de resistência e decidir sobre a necessidade de fazer ensaios mais completos.



**Fig. 8-** Ábaco para determinação da resistência à compressão a partir da dureza (R) de Schmit (Adaptado de Vallejo, 2002)

## II) Ensaio de Windsor (ou pistola de Windsor)

O ensaio Windsor, desenvolvido nos Estados Unidos durante a década de 60, tem sido utilizado de forma esporádica na determinação da resistência dos betões.

O ensaio consiste numa pistola, como a que se pode observar na fig. 9, que por meio de percussão de um cartucho de pólvora faz penetrar no solo ou na rocha um pino de aço (fig. 9 b)).

A profundidade de penetração é usada para estimar a resistência da rocha utilizando-se curvas de calibração.

A penetração irá variar consoante o tipo de material componente do maciço, das características da pistola (esta pode ser de diferentes calibres e, conseqüentemente de diferentes cartuchos) e principalmente da quantidade de pólvora detonada.

Ao realizar o ensaio carrega-se a pistola colocando-se na ponta do pino uma pequena cápsula de plástico que serve para orientar o pino ao longo do cano de modo a não riscá-lo (fig.9.b)). Seguidamente, empurra-se com o dedo polegar até a parte de trás do pino ficar completamente enterrado no cano, colocando de seguida o cartucho que irá empurrar ainda mais o pino. Quando o pino estiver todo inserido no cano fecha-se a arma efectuando-se uma rotação de um quarto de volta da culatra em relação ao cano ficando assim, pronta para o disparo.

Para efectuar o disparo é necessário encostar o cano e aplanar muito bem a superfície onde se pretende fazer a penetração. Assim, juntamente com uma placa de aço recurvada que está colocada na extremidade da pistola com a função de proteger o operador e espectador (caso haja), o pino perfura a rocha.



**Fig. 9-** Pistola de Windsor: a) vista geral; b) pormenor do pino; c) carregamento da pistola.

As vantagens deste método são:

- Faz leituras superiores à 115 MPa de resistência;
- É seguro! Um anel de pressão protege de disparos acidentais;

- É rápido e económico;
- Tem garantia de qualidade, a custos reduzidos;
- É um ensaio não destrutivo, condicionado pela dimensão das rochas a ensaiar;
- Este ensaio pode ser utilizado também para a medição da resistência à compressão de betão.

### III) Corte directo

O ensaio de corte directo “In Situ” pode ser chamado também de ensaio de deslizamento, que tem por finalidade, como refere Vallejo (2002) medir a resistência ao corte de descontinuidade e pode ser efectuado tanto em cavidades subterrâneas ou a céu aberto, sendo que na maior parte dos casos se efectua nas cavidades subterrâneas, onde os macacos são instalados contra as paredes e o tecto das galerias.

No caso do céu aberto é necessário recorrer ao uso de vigas ancoradas para apoiar os macacos.

A metodologia do ensaio tende a ser simples e consiste na execução de amostras em blocos que podem variar de 0,4m a 1,0m de lado, cuja base funciona como plano de descontinuidade.

O ensaio é efectuado em duas fases. Na primeira aplica-se uma carga constante e normal à descontinuidade, sobre o bloco medindo os deslocamentos provocados pela mesma. Na segunda aplicam-se cargas tangenciais até atingir a rotura do bloco, sendo medida a magnitude da carga na rotura e os deslocamentos tangenciais e normais.

A carga, como já foi referido aplica-se por meio de macacos, sendo a carga tangencial simulada colocando o macaco inclinado conforme o tipo de rocha e a geometria da descontinuidade.

Os resultados são representados num gráfico esforço normal – esforço tangencial  $\tau - \sigma_n$ , sendo que cada amostra ensaiada representa um ponto, que são unidos por uma recta que define a coesão e o ângulo de atrito da descontinuidade.

Com o ensaio de corte directo é possível proceder à determinação dos parâmetros de resistência residual, procedendo para tal aos ensaios das amostras após rotura.

Este ensaio torna-se bastante dispendioso, o que faz com que o seu uso só se justifique no caso de obras bastante específicas, como é o caso de barragens e algumas obras subterrâneas.

### **2.2.2.2 Ensaios de deformabilidade**

Como o próprio nome sugere, os ensaios de deformabilidade pretendem observar/ avaliar a capacidade de deformação de um dado maciço.

Também estes encontram-se agrupados em função da natureza do maciço.

De seguida procede-se à descrição dos ensaios de deformabilidade existentes, tendo em conta os utilizados em solo e rocha.

#### **I) Ensaios de deformabilidade em solo**

Segundo a bibliografia analisada, os ensaios de deformabilidade mais utilizados em maciços terrosos são os ensaios de *carga em placa*, *ensaio de carga em estaca* e os *pressiómetros*. Sendo que estes últimos poderão apresentar alguns erros associados ao facto de este medir a variação de volumes e não os deslocamentos por ele provocados.

Os dois primeiros ensaios, também chamados por alguns autores, como Silvério Coelho (1996), por ensaios de carga tem como objectivo submeter o terreno a solicitações da mesma natureza das que lhe serão aplicadas pela obra e assim comparar o seu comportamento com o previsto em projecto.

Por seu lado, o pressiómetro é o aparelho que tenta, no ensaio “In Situ” estabelecer a relação entre tensão e deformação.

Procede-se, de seguida a uma descrição de cada um dos referidos ensaios.

a) Ensaio de carga em placa

Refere Ferruccio (1990) que o ensaio de Carga em Placa é o ensaio que melhor permite simular o comportamento do solo de fundação sob o efeito de uma determinada carga tendo em atenção o efeito de escala.

Na verdade, tal como referem vários autores, os ensaios de carga em placa efectuados à superfície são os mais utilizados para avaliar o comportamento do maciço sujeito ao estado de tensão produzido, por exemplo, por uma fundação superficial.

O ensaio é efectuado utilizando os seguintes equipamentos, conforme descrito por Coelho (1996):

- Placa de ensaio, em geral metálica, redonda ou quadrada, de diâmetro ou lado não inferior a 20cm, adoptando-se no geral 30cm;
- Estrutura de carga para reacção do macaco, de dimensões variáveis com a importância de carga e o seu tipo, apoiada suficientemente afastada da zona da placa de ensaio (no mínimo 2m);
- Construção auxiliar, de preferência de madeira (as vigas metálicas são excessivamente flexíveis e sensíveis à variação de temperaturas), onde se apoiam os aparelhos de medição (extensómetros). A estrutura deve apoiar-se à superfície e a uma distância suficiente da placa de ensaio.
- Macaco hidráulico, colocado entre a estrutura de carga e as escoras que se apoiam na placa de ensaio, permitindo realizar os patamares de carga e descarga.

A aplicação da carga deve ser feita por patamares correspondendo ao décimo da carga de rotura prevista e cada patamar deve ser mantido constante até à estabilização dos assentamentos, o que pode demorar mais de 30 minutos.

Silvério Coelho (1996) frisa que enquanto nos solos arenosos os assentamentos estabilizam quase instantaneamente, mas nas argilas isso já não se passa e podem demorar no mínimo 30 minutos por patamar.

De igual modo, a descarga deve ser feita por patamares e o ensaio levado até à rotura do solo por punçoamento.

Os resultados do ensaio apresentam-se, tal como apresenta Cassan (1982) em curvas tensão – deformação.

No que se refere à interpretação do ensaio, Silvério Coelho (1996) refere que podem recorrer as mesmas teorias utilizadas para a interpretação dos ensaios de carga em estaca (a abordar mais a frente), enquanto Cassan (1982) no caso de cargas pequenas, admite-se que o solo apresenta um comportamento elástico e pode calcular-se o módulo de deformação ou de reacção, recorrendo a teoria de *Bossinesq*, descrita pela fórmula (a).

$$\Delta W = \frac{\pi (1-\nu^2)}{2 E} R \Delta p \text{ (a)}$$

Onde:  $E = 1,57(1-\nu^2)R \frac{\Delta p}{\Delta W}$  ;

$\Delta p$  = variação da tensão;

$\Delta w$  = deformação;

$\nu$  = Coeficiente de Poisson.

No que se refere ao módulo de reacção elástica,  $k$ , este será dado pela expressão:

$$k = \frac{\Delta p}{\Delta W} \text{ (b)}$$

#### b) Ensaio de carga em estaca

O ensaio de carga em estaca tem, segundo Cassan (1982) como principal objectivo determinar a capacidade de suporte da estaca, sendo que o seu preço elevado faz com que este seja efectuado no caso de grandes estaleiros, ou em estaleiros de médio porte, caso surjam anomalias na execução das estacas ou nas características do terreno em comparação com as previstas.

Apesar do preço, o ensaio de carga em estaca apresenta ser um ensaio que possibilita a obtenção de informações muito importantes a respeito do comportamento do solo uma vez que é um método de experimentação directa.

No entanto, Cassan (1982) recomenda prudência no seu uso, pois o ensaio em estaca isolado não poderá caracterizar convenientemente a heterogeneidade do maciço, devendo ser acompanhado por um bom estudo geotécnico.

O equipamento necessário para o ensaio é muito semelhante ao utilizado no ensaio de carga em placa, sendo composto por três elementos fundamentais, o *dispositivo de carga*, o *dispositivo de medição* e o *dispositivo de reacção*, os quais se passam a descrever segundo a visão de Coelho (1996).

a) Dispositivo de reacção:

O dispositivo de reacção pode ser um sistema de amarração, aproveitando as estacas vizinhas (método especialmente indicado nos ensaios de arrancamento, ou utilizando ancoragens ao solo especialmente executadas em torno da estaca a ensaiar). Método particularmente interessante no caso de estacas inclinadas, ou em ensaios sob carga muito elevada ou terreno natural impróprio para receber os apoios do maciço de reacção, os apoios deste maciço devem distanciar-se 3 a 4m do eixo da estaca, deve prever-se e prevenir-se contra o assentamento destes apoios.

b) Dispositivo de carga

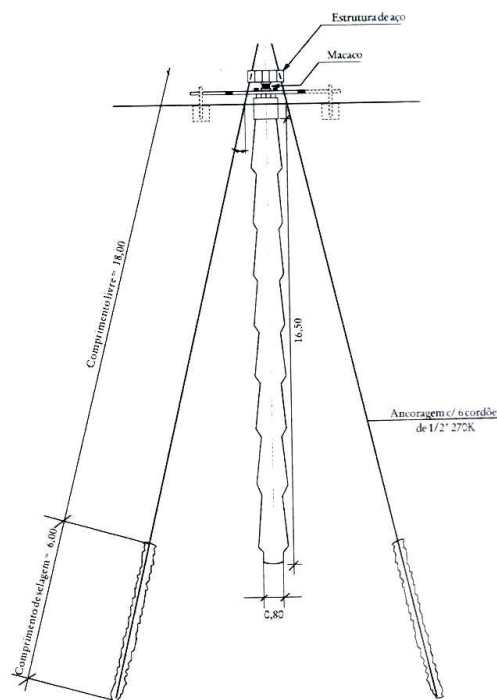
O macaco hidráulico deve ser escolhido em função da capacidade de força e deslocamento compatível com a deformação máxima prevista para a cabeça da estaca, o macaco poderá conter um dispositivo de bloqueamento do êmbolo que prevenirá contra as quedas de carga do ensaio, quer nos de fuga brusca no circuito de alimentação, quer nos casos de fuga lenta nas situações de ter de manter-se a carga por períodos mais ou menos largos, em que se observa a estabilização dos assentamentos.

c) Dispositivo de medição

O dispositivo de medida dos esforços na cabeça da estaca é constituído por manómetro, convenientemente aferido, ligado ao circuito hidráulico, sendo a força calculada a partir do diâmetro do êmbolo do macaco, que é necessário conhecer com rigor.

O dispositivo de medida das deformações – assentamentos é semelhante ao ensaio de placa. O quadro base de suporte dos aparelhos de medida, em geral metálico apoia-se em sistema de vigas (de madeira que são menos sensíveis às variações de temperatura que as de aço, mas são mais sensíveis às variações de humidade) que por sua vez, se apoiarão no terreno mas não a menos de 3 a 4 metros do eixo da estaca devem-se utilizar 3 ou 4 medidores de sensibilidade (suficiente), por exemplo 0,05mm com precisão de variação de 2%, colocados em plano horizontal, próximo da cabeça da estaca, em posição radial e fazendo entre si ângulos de  $120^\circ$  ou  $90^\circ$ , muitas vezes liga-se à cabeça da estaca uma régua vertical calibrada que permita controlar os movimentos verticais da estaca por nivelamento óptico, pelo menos para evitar os erros grosseiros.

Na figura 10 pode observar-se, esquematicamente os componentes do ensaio de carga de estaca.



**Fig. 10** – Ensaio de carga em estaca com utilização de dispositivo de ancoragem (Coelho, 1996)

d) Metodologia de ensaio

No que se refere à metodologia de ensaio, Coelho (1996) aconselha que dado o elevado preço dos ensaios, se justifica grande cuidado e esforço na obtenção do maior volume de informação possível.

Este sugere que o ensaio deve ser cuidadosamente preparado, registando-se da estaca a ensaiar todas as suas características, como diagrama de cravação, negas e fórmula utilizada (se a estaca) ou as características dos avanços na perfuração, terrenos e consumos de betão e todos os seus incidentes, convirá preparar adequadamente a cabeça da estaca, realizando um maciço de betão convenientemente cintado para receber a carga concentrada do macaco e cuidadosamente regularizado na face superior que deverá ser rigorosamente normal ao eixo do esforço, também convirá ensaiar o funcionamento de todo o dispositivo, na véspera do ensaio definitivo, e corrigindo algo se os aparelhos de medida derem leituras diferentes em mais de 0,1 mm.

Será também importante, e isso é bem frisado por Cassan (1982) permitir que o maciço onde foi executado a estaca recupere a propriedade mecânica modificada a quando da execução desta, necessitando esperar algum tempo entre a execução da estaca e a execução do ensaio.

Na tabela 4 apresentam-se alguns exemplos de tempo de espera sugeridos pelo *Laboratório de Ponts et Chaussées*.

**Tabela 4** – Tempos de repouso segundo o Laboratório de Ponts et Chaussées (Coelho, 1996)

	<b>Areia Compacta</b>	<b>Silte saturado Areia solta saturada</b>	<b>Argilas</b>
<b>Estacas moldadas</b>	1 Mês	1 Mês	1 mês
<b>Estacas Cravadas</b>	8 Dias	20 Dias	1 mês

Por análise da bibliografia consultada e pelo afirmado de forma pertinente por Coelho (1996), a metodologia de execução do ensaio de carga em estaca varia de país para país, e em alguns casos dentro do mesmo país.

A descrição dos diversos métodos de execução surge ser morosa e desvia-se do objectivo principal deste estudo, pelo que não se procederá a referida descrição. Caso se pretenda

mais informações a respeito sugere-se a consulta do livro “ *Los Ensayos “In situ” en la mecanica del suelo – Tomo I Su ejecucion e intepretacion*” das edições Editores Técnicos Asociados, S.A - Espanha.

Procede-se, a seguir a análise dos métodos de interpretação dos dados.

e) Interpretação dos dados:

Cassan (1982) distingue três grupos de métodos de interpretação dos dados do ensaio de carga em estaca:

- 1) Os métodos puramente empíricos;
- 2) Os métodos semi-empíricos;
- 3) E os métodos teóricos.

1) Métodos puramente empíricos:

Os métodos de interpretação puramente empíricos, refere Coelho (1996) muito divulgados nos Estados Unidos, indicando como exemplo os seguintes:

- Boston Bilding Code: carga de serviço metade da carga máxima do ensaio em que a curva carga – deformação não faça aparecer qualquer sinal de ruptura, sob reserva do assentamento residual após descarga total ser inferior a 0,125cm, ensaio de 48 horas.
- Chicago Building Code: carga de serviço metade da carga do ensaio que conduza a assentamento permanente total inferior a 0,025cm por cada 1ton de carga da estaca, ensaio de 48 horas.
- Departamento de Auto-estradas da Louisiana: metade da carga que conduzir a um assentamento total inferior ou igual a 0,6cm em 48 horas.
- Divisão de Pontes Ohio: metade da carga a partir da qual se observa acréscimo de assentamentos superiores a 0,075cm por cada 1 ton de carga da estaca.

## 2) Métodos semi-empíricos:

Os métodos semi-empíricos, segundo Coelho (1996) intervêm na análise qualitativa da curva carga – deformação e se baseiam no exame do comportamento do solo.

Este apresenta como exemplo o método de Szechy, que admite duas fases de deformação:

- Uma primeira fase em que as partículas do solo sofrem compactação progressiva e onde as suas propriedades elásticas melhoram, resultando daí que as deformações elásticas aumentam quando em comparação com as deformações residuais.
- A segunda fase, das deformações plásticas preponderantes em relação às deformações elásticas, onde são importantes as deformações residuais, considerando num gráfico de carga / assentamento (a) (fig.8), os acréscimos da deformação elástica entre dois ciclos consecutivos de e identicamente para as deformações plásticas residuais correspondentes  $\Delta p$ , a relação  $\varepsilon = \Delta e_i / \Delta p_i$  será crescente na primeira fase e decrescente na segunda fase. As deformações elásticas “ $e_i$ ” são as deformações reversíveis que se medem pela subida da cabeça da estaca após a descarga. A curva de variação de  $\varepsilon$  representada em (b), em função da carga, passará por um máximo que corresponde à carga nominal da estaca.

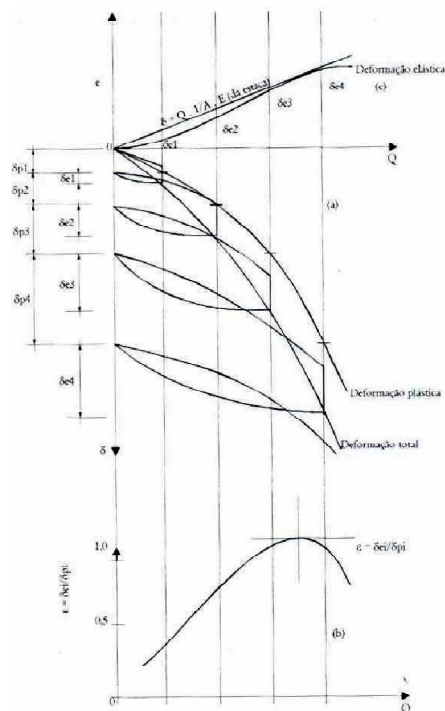


Fig. 11- Método semi-empírico de Szechy (Coelho, 1996).

Representando as deformações elásticas em função das cargas (diagrama c) fig. 11 e a recta da deformação elástica estrutural da estaca, “ $\delta$ ”, dado pela fórmula:

$$\delta = \frac{QL}{AE} \text{ ( c)}$$

Onde: A= área da secção da estaca;

L= comprimento da estaca;

E= módulo de elasticidade do material da estaca.

A inclinação da recta teórica será tanto maior quanto maior for L.

Por análise do diagrama da figura anterior é possível verificar que nas fases iniciais do ensaio, a deformação elástica, estaca - terreno só pode ser superior à deformação estrutural da estaca se se considerar “L” inferior ao final, mas sucessivamente crescente com a carga do ensaio. A descida gradual do centro de resistência (crescimento do comprimento elástico do conjunto estaca - solo) com o aumento da carga permite avaliar se o ensaio de carga mobilizou (ou não) todo o comprimento da estaca e a resistência as camadas do maciço atravessadas, conforme refere Silvério Coelho (1996).

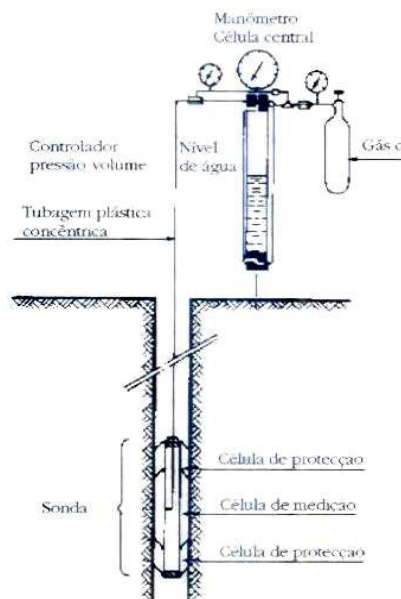
### 3) Métodos Teóricos:

Existe, tal como nos casos anteriores, vários métodos de interpretação teóricos, como seja o Método de Cambefort-Chadeisso e o método do *Laboratório Central des Ponts et Chaussées (LCPC)* referido por Cassan (1982), que por serem muito elaborados não serão objecto de descrição da presente dissertação. Deixa-se apenas a referencia a sue existência e a aconselha-se a leitura do já referido livro “ *Los Ensayos “In situ” en la mecanica del suelo – Tomo I Su ejecucion e intepretacion*” das edições Editores Técnicos Asociados, S.A – Espanha, caso se pretenda saber uma pouco mais sobre eles.

#### c) Pressiómetro

O pressiómetro tenta estabelecer “in situ” a relação entre tensão e deformação do maciço. Consiste basicamente em uma sonda é constituída por cilindro metálico único revestido na sua parte central, a célula de medição, por membrana de borracha, sendo o conjunto

protegido em todo o seu comprimento por bainha dilatável que recobre também a membrana da célula de medição (fig. 12).



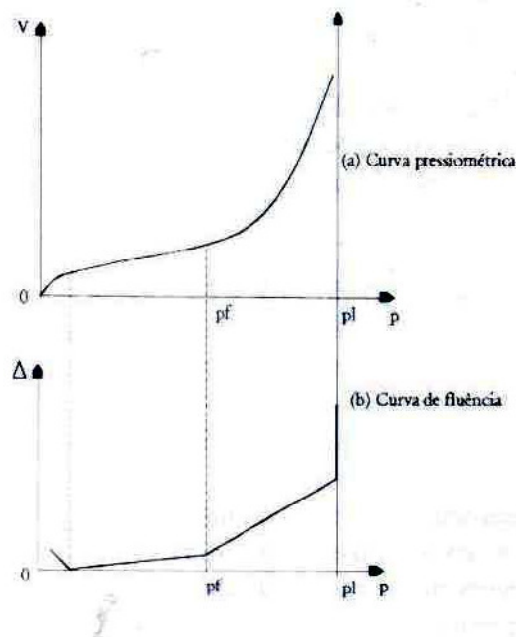
**Fig. 12-** Esquema de pressiómetro de Ménard (Coelho, 1996)

A execução deste ensaio é extremamente delicada e deve ter em conta, conforme refere Coelho (1996), o seguinte:

- Controlo e manutenção da pressão de água na célula de medida da sonda em cerca de 10 a 15 N/cm<sup>2</sup> superior à do gás nas células de protecção, às diversas profundidades do ensaio, para garantir um campo de deformações sensivelmente cilíndrico.
- Aumentar as pressões de ensaio por patamares de 0,05 N/cm<sup>2</sup> nos terrenos muito fracos (lodos), de cerca de 0,25 N/cm<sup>2</sup> para as argilas moles e areias soltas, e podendo ir até 10 ou mesmo 20 N/cm<sup>2</sup> para as margas resistentes, por exemplo, em geral o ensaio pressiómetro deve ter 10 patamares de pressão.
- A duração dos patamares deverá ser adaptada à natureza e qualidade do terreno, e em certa medida ao problema posto, nos terrenos coerentes e plásticos, argilas moles e médias, deveria no mínimo ser de 2 minutos, embora a duração normal seja de 1 minuto.
- As curvas obtidas directamente a partir das leituras são curvas brutas, que não podem ser interpretadas sem diversas correlações às leituras das pressões e volumes, com compensações para ter em conta o seguinte:
- A sobrecarga piezométrica devida à altura da coluna de água no aparelho.

- A elasticidade própria do conjunto membrana – bainhas (inércia);
- A compressibilidade do aparelho;
- O diâmetro das sondagens onde se realizam os ensaios pressiométricos deve ser poucos milímetros superiores ao do aparelho (66mm do furo para 58 mm da sonda pressiométrica, por exemplo);
- A qualidade requerida ao furo, no que diz respeito a calibragem e não perturbação das paredes, é muito exigente, pois dela depende a qualidade e representatividade do ensaio, assim o método de furacão deve ter em conta a natureza do solo a estudar e aquele objectivo de qualidade de parede no furo, que nem sempre se conseguirá, mesmo com artifícios de injeção de lamas, de revestimento das paredes do furo até imediatamente acima da zona de ensaio e de outro.

A interpretação da curva pressiométrica (fig. 13) e mais uma vez cita-se Coelho (1996), após todas as correcções, permite verificar que a partir de certa pressão correspondente à tomada de contacto entre a sonda e as paredes do furo e eventualmente pequena recompactação do solo, a curva apresenta andamento quase linear (proporcionalidade entre aumento relativo do diâmetro do furo e aumento das pressões) – material elástico de módulo de deformação  $E$  constante a partir de certo limiar de pressão “ $p_f$ ” (pressão de fluência), as deformações relativas aumentam consideravelmente, indicando entrada na fase de deformações plásticas e grandes escorregamentos, limitada pela assíntota vertical indicativa da pressão limite ( $p_l$ ).



**Fig. 13-** Curvas pressiométricas e de fluência (Coelho, 1996)

A externa delicadeza de execução e ainda a maior dificuldade de interpretação, leva à exigência de operador graduado experiente e hábil para se eliminar a maior parte das causas de erro e assegurar a qualidade e fiabilidade a um ensaio que se verifica ser muito mais delicado do que se poderia pensar à primeira vista.

## II) **Ensaio de deformabilidade em rochas**

Esta é definida por autores como Vallejo (2002) como resposta à acção das forças.

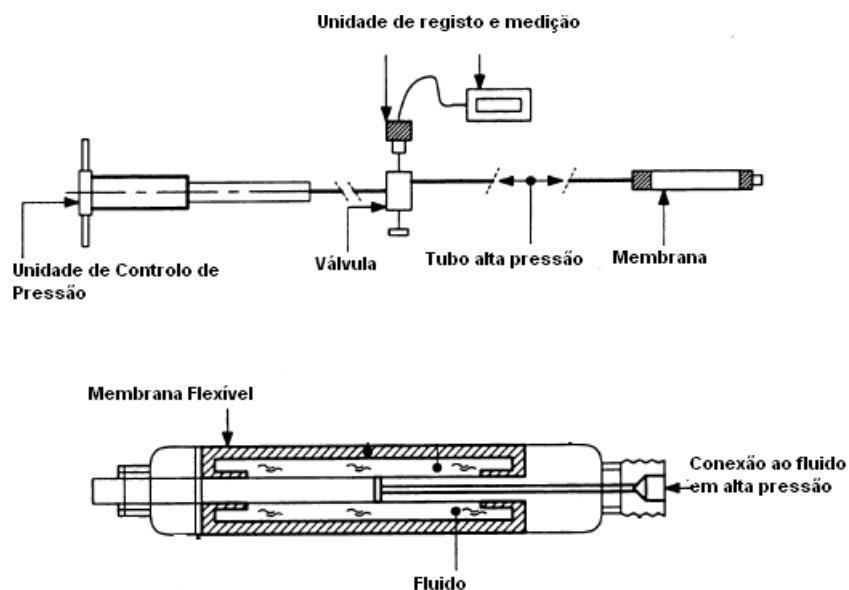
No caso dos ensaios de deformabilidade em rochas, o referido autor aponta os ensaios dilatométricos, o ensaio de carga em placa e o de macaco plano, como sendo os mais convenientes.

De seguida procede-se a uma pequena exposição dos mesmos.

### a) **Dilatómetros**

Os dilatómetros (DTM) surgem como uma adaptação dos ensaios pressiometricos aos maciços rochosos. Assim sendo e tal como refere Vallejo (2002) funciona tendo como base os mesmos princípios.

Segundo a ENV-1997-3: 1999, o ensaio tem como objectivo a deformabilidade das rochas a partir de medições da expansão radial de aplicada por meio de uma sonda cilíndrica com uma membrana que é insuflada a alta pressão (fig.14), sendo utilizado em maciços rochosos para determinar a variação da deformação com a profundidade.



**Fig. 14-**Esquema representativo do dilatometro utilizado em rochas (Adaptado de ENV 1997-3, 1999)

Como se pode observar na figura anterior, o equipamento de ensaio consiste basicamente em

- Uma unidade de controlo de pressão, contendo gás não inflamável;
- Uma célula metálica com uma membrana;
- Uma unidade de registo e medição
- Uma unidade de calibração.

A sonda deverá, segundo o recomendado na ENV referida anteriormente assegurar a pressão correcta e o controlo de fugas, um sistema de purga, a membrana deverá ser forte o suficiente para não se danificar durante o ensaio, mas flexível o suficiente para permitir a transmissão de pelo menos 90% da em circulação na sonda.

O aparelho deverá montado de forma a que a unidade de medição e registo se localize a meio da sonda e da unidade de geração de pressão.

O ensaio dá-se em dois momentos, a calibração e ensaio propriamente dito.

A calibração deverá ser efectuada no inicio de casa serie de ensaios e periodicamente durante este, assim como quando se procede a reparações dos equipamento. Este procedimento tem por objectivo verificar o funcionamento das componentes do equipamento, localizar eventuais fugas e eliminar ar existente nas condutas (por meio da sangria).

O teste realiza-se por introdução da sonda num buraco cujo diâmetro deverá ser registado. Buraco deverá encontrar-se conveniente desobstruído, pelo que se recomenda a introdução de um gabarito cilíndrico do mesmo diâmetro da sonda antes de proceder ao ensaio.

A sonda é posicionada a profundidade desejada e procede-se a injeção de ar na sonda, o qual deverá ser mantido a uma pressão constante e conhecido durante pelo menos 10min. Os resultados do ensaio dilatometrico podem ser representados em curvas de *deslocamento radial – pressão* e permitem estudar o estado limite de serviço de fundações rocha, por meio de análise da deformação.

Note-se que o estudo da deformação com recurso ao dilatometro requer o conhecimento do coeficiente de Poison do maciço.

A abordagem teórica do ensaio não é aqui apresentada pelo que se sugere a consulta das normas existentes, como a ENV 1997-3:1999, e autores como Vallejo (2002).

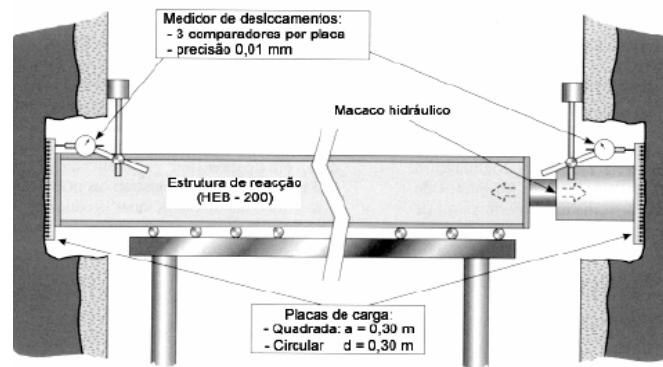
#### b) Ensaio de carga em placa

O ensaio de carga em placa nos maciços rochosos é muito semelhante ao ensaio em maciços terrosos.

Este, segundo Vallejo (2002), o ensaio de carga em placa requer a execução de galerias na rocha. Os parâmetros a medir são a carga, os assentamentos ou deslizamentos e o tempo, de forma a determinar o módulo de young do maciço.

Resumidamente, o ensaio consiste em colocar uma célula de carga na rocha e medir os deslocamentos produzidos por uma carga conhecida. Esta carga é aplicada por meio de macacos e uma bomba hidráulica, utilizando como carga de reacção a paredes opostas da galeria (fig.15).

O autor supracitado refere ainda que a orientação da carga pode ser variável em função da posição dos macacos face a superfície a ensaiar.



**Fig. 15** - Ensaio de carga em placa em rocha (Adaptado de Vallejo, 2002)

As placas de carga podem ser circulares ou rectangulares com dimensões variáveis dos 0,30m a 1m.

Note-se que o módulo de Young a calcular será função da carga, da forma da placa utilizada.

### c) Macaco plano

O ensaio de macaco plano, denominado também de “flat Jack” é realizado nas paredes das escavações, galerias ou túneis e permitem determinar o módulo de deformabilidade dos maciços rochosos duro e contínuos, tal como refere Vallejo (2002).

O macaco plano requer que uma preparação previa do local do ensaio.

Primeiro, como indicado por Vallejo (2002), cravam-se dois pregos (ou algo semelhante) separados entre si uma distancia  $d_0$ , entre os dois pontos de referência faz-se uma ranhura, com o auxílio de uma serra ou broca.

Quando se efectua a ranhura provoca-se um alívio de tensões no maciço o que conseqüentemente produz um deformações no maciço. Essa deformações devem ser medidas imediatamente após a execução das ranhuras e algum tempo depois (2 a 3 dias).

De seguida, introduz-se o macaco na ranhura e aplica-se uma pressão até que a distância entre os dois pontos de referência seja igual a inicial. Esta pressão será considerada igual a tensão inicial do maciço antes da execução da ranhura.

Durante o ensaio são registadas as pressões e os deslocamentos provocados, a partir das quais se determina o módulo de deformação elástico do maciço.

### **2.2.2.3 Ensaio de permeabilidade**

Coelho (1989) indica que uma vez que a água existente num maciço pode causar muitos problemas durante a execução de uma obra é de extrema importância conhecer os diferentes níveis hidráulicos e sua variação, bem como as propriedades hidráulicas do maciço.

Segundo estes, as referidas propriedades hidráulicas são determinadas com recurso a ensaios como o ensaio de Lugeon, Lefranc e de Bombagem. O primeiro é utilizado em maciços rochosos e os dois últimos nos terrosos.

Procede-se de seguida a descrição dos mesmos tendo em conta a natureza do maciço.

#### **I) Ensaio de permeabilidade em solos**

Existem vários ensaios de permeabilidade em solos sendo os mais conhecidos os ensaios de bombagem e o ensaio de Lefranc.

A execução de ensaios de permeabilidade em solos pode ser executados em carga variável ou em carga constante.

No seguimento desta exposição serão identificados cada um deles.

##### **a) Ensaio de bombagem**

O ensaio de bombagem consiste na determinação da variação da superfície piezométrica em consequência da extração de um caudal de um aquífero.

Para a execução do referido ensaio, são necessários, tal como refere Coelho (1996):

- Um poço de bombagem (a executar);
- Um grupo de bombagem (a instalar);

- Piezómetros instalados a uma distância crescente do centro do poço de bombagem.

Procede-se a montagem do grupo de bombagem e dos piezómetros e inicia-se a bombagem. Os níveis dos piezómetros e do poço devem ser medidos logo no início da bombagem, devendo ser continuamente registados, em intervalos de 2 em 2min nas duas primeiras horas, de 5 em 5min nas 4 horas seguintes e de 15 em 15min nas restantes.

Note-se que o caudal deverá manter-se constante durante o ensaio.

Os resultados obtidos durante o ensaio são depois representados graficamente:

- As curvas representativas do abaixamento da linha piezométrica ou da superfície livre da camada freática em função do logaritmo do tempo, nos piezómetros e no poço.
- As curvas representativas da subida dos níveis em função do  $\log(1 + \frac{t_0}{t})$ , onde  $t_0$  é o tempo de duração da bombagem e  $t$  o tempo de recuperação dos níveis de água contados a partir do fim da bombagem (nos piezómetros e no poço).
- A curva de rebaixamento em função do logaritmo da distância dos piezómetros ao poço, se se atingir o regime permanente.

A interpretação dos ensaios de bombagem pode ser feita em regime permanente ou em regime variável.

A componente teórica necessária a referida interpretação surge ser morosa pelo que não se fará a sua exposição. Aconselha-se a leitura de autores como Silvério Coelho para saber mais a respeito.

Resta referir que para além da morosidade do ensaio, que poderá levar vários dias, alguns autores referem os seguintes inconvenientes:

- De preparação – identificação das superfícies piezométrica ou freática, execução de furos, montagem de condutas de evacuação a grande distância e conhecimento pormenorizado da hidrogeologia regional;
- De execução – tempo de bombagem prolongado que pode durar vários dias, com medida dos níveis nos furos e nos piezómetros e medição de grandes caudais;

- De interpretação/influência de parâmetros diversos e complexos, sendo de maior importância as condições de alimentação e dificuldade na selecção dos modelos mais simples (insuficientes) e os mais complexos (difíceis na sua análise).

b) Ensaio de Lefranc

O ensaio de Lefranc, expõe Coelho (1996) consiste em provocar variações de carga hidráulica, por injeção ou por bombagem, numa cavidade de dimensão conhecida.

O ensaio requer, tal como no anterior, a execução de cavidades que deverá ser executada com especiais cuidados uma vez que poderá dar-se o desmoronamento das paredes.

A injeção deverá ser feita, no geral a carga constante a partir de um tanque na proximidade do furo. O tanque deverá conter três compartimentos comunicantes, um para receber a aspiração da bomba, outro a água de retorno e o terceiro para medir a altura de água e assim avaliar o volume consumido.

A leitura do volume consumido deverá efectuar-se em intervalos de tempo de forma a possibilitar traçar a curva volume injectado em função do tempo

A partir destas representações gráficas é possível determinar a permeabilidade,  $K$ , em função de caudal e do diâmetro do furo.

O ensaio de Lefranc é um ensaio pontual que só permite uma estimativa localizada da permeabilidade do solo.

**II) Ensaio de permeabilidade em rochas**

O ensaio de permeabilidade mais utilizado em maciços rochosos é o ensaio de Lugeon. Este, segundo Coelho (1996) destina-se essencialmente a avaliar a possibilidade de circulação de água num maciço rochoso e consiste na injeção (radial) de água sob pressão num certo trecho de um furo de sondagem e na medição da quantidade de água que entra no maciço rochoso durante um certo tempo, a uma dada pressão de injeção, depois de estabelecido um regime de escoamento permanente.

São registados os volumes injectados em cada patamar e a partir daí, pode traçar-se o gráfico da relação caudal (absorção) e pressão, tanto para as pressões crescentes como para as decrescentes. O andamento destes gráficos permite caracterizar, aproximadamente, a natureza e densidade de fissuração e o seu eventual preenchimento, etc.

A preparação do ensaio é semelhante à do ensaio de Lefranc e do isolamento do troço a ensaiar exigir dispositivo obturador; também a pressão a atingir exigirá diferente capacidade da bomba; o comprimento do troço é, em geral, de 5,0 metros, mas nos casos de grande fendilhação local pode ser reduzida até 0,50 metros.

A determinação da permeabilidade, à semelhança do ensaio de Lefranc é feita em função do caudal e do diâmetro do furo.

É de referir, que a permeabilidade  $K$ , poderá ser representada em Lugeons, sendo que  $1\text{Lugeon} = 10^{-5} \text{ cm/s}$ .

#### **2.2.2.4 Penetrómetros**

Segundo o Manual de Engenharia de Taludes, publicado pelo Instituto Geológico e Mineiro de Espanha, os Penetrómetros são aparelhos que permitem medir a resistência a penetração de um solo em profundidade, mediante a cravação de uma ponteira no solo.

O metodologia de cravação utilizada permite classificar os ensaios penetrométricos em:

- Penetrómetros estáticos;
- Penetrómetros dinâmicos.

Existe um terceiro ensaio, classificado como ensaio penetrométrico que não se enquadra na classificação de estático ou dinâmico, o Van test.

De seguida procede-se a descrição dos ensaios de penetração estático, dinâmico e do Vane Test.

## I) Vane test

O Vane test, também chamado de Ensaio de Corte Rotativo, Ensaio de Palheta ou Ensaio de Molinete é, conforme o indicado na ENV 1997-3, um ensaio “in situ” usado em solos coesão baixa a média para a determinação a resistência ao corte não drenada e a Sensibilidade do solo, pode também ser usado argilas duras.

Os resultados obtidos variam bastante em função do material ensaiado.

Cestari Ferruccio (1990) refere que este é o principal método de medição da resistência ao corte (não drenada) “in situ” de solo coesivos saturado; e que por ser um método mais económicos que os tradicional método de recolha de amostra e ensaio em laboratório, teve uma difusão muito rápida.

Este teste, de uma forma muito simplista consiste em cravar uma vareta com quatro lâminas ortogonais, no solo e faze-la rodar, medindo o valor máximo da torção, que por meio de fórmulas e correlações próprias permite estimar a referida resistência o corte.

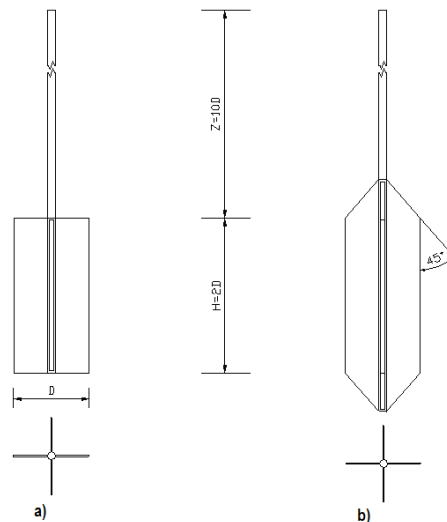
- **Equipamento**

Como já referido, o Vane Test consiste numa vareta (molinete) de quatro lâminas (pás do molinete), que fazem um ângulo de 90° entre si, tal como se pode observar nas figuras seguintes, que se crava no solo e se roda.

Apesar de existirem vários modelos, mecânico ou manuais, o equipamento base para a realização do Vane test consiste em:

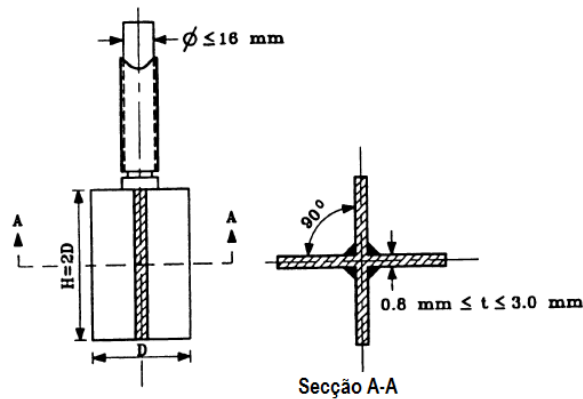
- O molinete;
- Varas de extensão;
- Equipamento de medição e rotação.

Quanto ao molinete, segundo a ASTM D 2573, conforme o indicado por Ferruccio (1990), é possível utilizar dois tipos de molinete, como os da figura em baixo.



**Fig. 16-** Molinetes para Teste de Corte Rotativo segundo ASTM D2573 (Ferruccio, 1990)

Por seu lado, a da ENV 1997-3 (EC7-3), prevê a utilização, apenas, de pás rectangulares, semelhantes fig.13 a), com as características apresentadas na fig.17, as quais se passam a indicar.



**Fig. 17-** Geometria da palheta do Vane test segundo (Adaptado de ENV 1997-3, 1999)

- A relação altura,  $h$ , e o diâmetro,  $D$ , deverá ser de 2;
- A dimensão máxima,  $d \times h$ , deverá ser de:

$$\begin{cases} 100\text{mm} \times 200\text{mm}, \text{ para solos moles;} \\ 40\text{mm} \times 80\text{mm}, \text{ para solos mais densos} \end{cases}$$

- A espessura das lâminas “t” não deverá exceder os 3,0mm, nem ser inferior a 0,8mm;
- Em argilas muito sensíveis, a espessura anterior não deverá exceder os 2,0mm, afim de minimizar as perturbações do maciço a quando da retirado do aparelho;
- Se a palheta tiver um revestimento protector, o comprimento da saliência no teste será pelo menos 5 vezes o diâmetro da palheta;
- O diâmetro do cabo junto a vareta nunca deverá ser superior a 16mm, devendo no entanto ter diâmetro tal que garanta a rigidez do conjunto face as cargas de torção a aplicar;

As varetas de extensão são varas utilizadas para aumentar o comprimento do aparelho a fim de permitir a realização de ensaio a maiores profundidades.

Segundo as recomendações da ENV 1997-3, as varas de extensão deverão:

- Ter os diâmetros e resistência a torção suficiente para transmiti-la a palhetas;
- Ter diâmetro mínimo de 20mm;

Além disso, as varas deverão ser rectas, não devendo a excentricidade do seu eixo, em relação ao eixo da junta roscada, ser superior a 0,1mm. O máximo permitidos para sistemas de dobra ou articulados é de cerca de 2mm, por cada 1m, medido então o máximo permitiu dobrar-se para as hastes ou para as hastes articuladas reboque é o excesso de 2mm cada 1m do comprimento, medido como a altura do arco.

O equipamento de rotação e medição surge ser muito variado em função do tipo de aparelho.

Existem, no entanto, um conjunto de características que segundo a ENV 1997-3, estes deverão ter, e que se passam a citar:

- O equipamento de rotação deverá fornecer uma rotação constante e contínua;
- O equipamento de medição deverá permitir a medição exacta da força de torção máxima, devendo ser calibrado pelo menos uma vez a cada seis meses, ou quando for desmontado para reparações.

- Recomenda-se dispositivos de gravação de dados automáticos e contínuos. Para a interpretação dos dados deverá ser construído um gráfico da força de torção em função do ângulo.
- A escalada de medição do ângulo de rotação deverá ir até aos 360º, graduada de 1 em 1º.

- **Procedimento**

O procedimento de ensaio realiza-se em 2 fases, não incluindo, obviamente a calibração.

a) Pré-perfuração e descida da vareta:

Pré-perfuração consta num furo que se faz no solo a fim de permitir a descida da vareta. Este torna-se necessária quando se pretenda efectuar o ensaio sob camadas muito rígidas ou secas.

A descida da vareta deverá ser efectuada sem pressão ou vibração e a rotação é simplesmente proibida. A cravação deverá efectuar-se a uma taxa constante que não deve exceder os 20mm/s.

A distância, em planta entre dois pontos de teste será de pelo menos 2,0m, no caso de teste efectuados a profundidades superiores a 5m.

O primeiro teste deverá ser efectuado a uma profundidade de pelo menos 0,5m da cota de superfície, a uma profundidade de 5 vezes o diâmetro do furo (medidos a partir da base deste).

A distância vertical mínima entre dois ensaios efectuados no mesmo furo deverá ser de 0,5m.

b) Execução do teste:

A partir do momento que se atinge a profundidade desejada deverá esperar-se pelo menos 2min e nunca mais do que 5min (tempo de espera), até se iniciar o teste.

A vareta será carregada com uma força de torção constante, tal que a rotura do solo se dê sobre condições não drenadas, dentro desta

- Recomenda-se uma taxa de rotação que ronda os 0,1<sup>o</sup>/s a 0,2<sup>o</sup>/s (6<sup>o</sup>/min a 12<sup>o</sup>/min), podendo ir aos 0,5<sup>o</sup>/s em solos coesivos moles e de baixa sensibilidade.
- O teste deverá ser realizado de forma a que o atrito superficial a longo da vara possa ser desprezado;
- Após dada a rotura, e determinada a força de torção máxima, a vareta deverá ser rodada rapidamente 10 vezes de forma a remover todo o solo que tenha ficado preso a esta. Pode-se, posteriormente, proceder à realização de outro teste, segundo as recomendações anteriores.

• Interpretação dos dados:

O ensaio de Corte Rotativo, tal como outro ensaio envolve um conjunto de fenómenos físicos, que permitem interpretar os ensaios e obter os valores geomecânicos pretendidos.

Cassan (1982) refere que os fenómenos envolvidos nos ensaios de corte rotativo devem ser analisados a luz das teorias da plasticidade, uma vez que o objectivo do ensaio é a obtenção da coesão não drenada do solo ensaiado.

Tem-se, no entanto que recorrer a hipóteses simplificativas que tem por base a abordagem teóricas, ou a luz da teoria da elasticidade.

A interpretação teórica do ensaio de corte rotativo envolve conceitos como de torção máxima, tensão residual, renitência ao corte e sensibilidade, que por serem algo complexos e fugirem um pouco do objectivo principal deste estudo não serão aqui explicados. Deixa-se aqui apenas a referencia as fórmulas de cálculo da renitência ao corte e a sensibilidade, que são dois dos parâmetros retirados do referido corte.

Atendendo a exposto por Ferruccio (1990) e tendo em conta a fórmula apresentada de seguida, que permite determinar a resistência ao corte em função da força de torção, é possível obter a fórmula de cálculo da resistência ao corte em função da altura e do diâmetro da vareta.

$$C = \frac{T}{K} \quad (\text{d})$$

Onde: C, é a resistência ao corte não drenada;

T, é força de torção máxima aplicada para ocorrer rotura;

K, uma constante que depende da forma da vareta.

Considerando um molinete com pás quadrangulares, a fórmula (d), vira:

$$C = \frac{T}{\frac{\pi D^3}{2} \left( \frac{H}{D} + \frac{a}{2} \right)} \quad (\text{e})$$

Onde “a”, corresponde ao factor dependente da distribuição da tensão a partir da extremidade da superfície de rotura (fig.18).

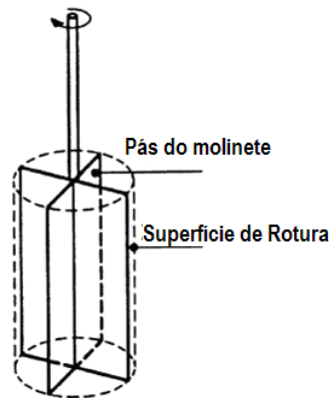
O referido factor pode tomar os seguintes valores, em função do tipo de distribuição de tensões:

$$a = \begin{cases} \frac{2}{3}, & \text{para distribuições uniformes;} \\ \frac{3}{5}, & \text{para distribuições parabólicas;} \\ \frac{1}{2}, & \text{para distribuições triangulares.} \end{cases}$$

No caso das pás rectangulares, em que a relação  $\frac{H}{D} = 2$  é comum considerarem-se

distribuições uniformes, ou seja  $a = \frac{2}{3}$  em que a superfície de rotura é considerada um cilindro como mostra figura em baixo, a resistência o corte será:

$$C = \frac{6T}{7\pi D^3} = 0,273 \frac{T}{D^3} \text{ (f)}$$



**Fig. 18** - Superfície de rotura assumida pelo EC7 para os molinetes do Vane Test (Adaptado de ENV-1997-3, 1999)

- Sensibilidade:

A sensibilidade de um solo, segundo o Ensaio de Corte Rotativo, define-se como a relação entre a resistência ao corte não drenada de ponta " $c_{tv}$ " e a resistência de corte não drenada residual,  $c_{Tv}$ :

$$S_t = \frac{c_{tv}}{c_{Tv}} \text{ (g)}$$

Ora, tal como indica Ferruccio (1990), a sensibilidade é então, um índice que permite avaliar o contributo da estrutura interna do solo na resistência o corte.

É possível efectuar a classificação das argilas, segundo Ferreira Gomes (1992) função da sensibilidade recorrendo, por exemplo, a tabelas como a indicada em baixo.

**Tabela 5** - Classificação dos solos coesivos em função da sensibilidade (Cas, 1985, in Ferreira Gomes, 1992).

Sensibilidade, $S_t$	Classificação
1	Insensíveis
1 a 2	Baixa sensibilidade
2 a 4	Sensibilidade média
4 a 8	Sensíveis
8 a 16	Muito sensíveis
>16	Elevada sensibilidade

Além dos parâmetros anteriormente referidos, Cassan (1982) refere ser possível, quando utilizados molinetes de pás rectangulares, medir as anisotropias do solo ensaiado. Ou seja é possível deduzir um " $c_v$ " e um " $c_h$ ".

O autor supra citado indica ainda que os ensaios realizados por G. Aas (1965), permitiram a representação linear do momento torsor em função da altura e do diâmetro do molinete,

obtendo assim relações de  $\frac{c_h}{c_v}$  da ordem de:

- 1,1, para argilas ligeiramente sobre consolidadas;
- 1,5 a 2, para argilas normalmente consolidadas.

Os autores referenciados indicam também ser possível obter, por via experimental, relações

do coeficiente de impulso em repouso,  $k_0$ , do género:  $\frac{c_h}{c_v} \cong \frac{1}{k_0}$ .

- **Factores que influenciam os resultados**

Ferruccio (1990) indica que existem um certo número de factores, divididos em dois grandes grupos, que podem influenciar os resultados do ensaio de Corte rotativo, como os factores inerentes o procedimento de ensaio e os factores relacionados com o tipo de maciço e o seu historial de tensões.

a) Factores relacionados com o procedimento de ensaio:

Baseado nos estudos de autores como Flaate (1966), Lacasse (1978), La Roche (1973), Roy e Leblenc (1986), G. Aas (1965), entre outros, o autor supracitado elaborou uma lista de condicionantes, a qual se passa a transcrever, relacionada com o modo de execução do ensaio:

- Distúrbios originados pela inserção do molinete;
- Diminuições da velocidade de rotação de cerca de 10 provocam diminuições nos valores da torção na ordem dos 5 a 20%, sendo a velocidade recomendada da ordem dos 0,1 1/s.

b) Factores relacionados com o maciço e seu historial de tensões:

O autor anteriormente referido indica que os resultados obtidos nos ensaios de corte rotativo dependem, do tipo de maciço e do seu historial de tensão.

Ferruccio (1990) indica que inúmeros casos de rotura em maciços argilosos realizados Bjerrum entre 1972 e 73 permitiram concluir que os valores de resistência ao corte que nos ensaios "in situ" é assumido como coesão não drenada eram diferentes dos valores obtidos em ensaios de laboratório.

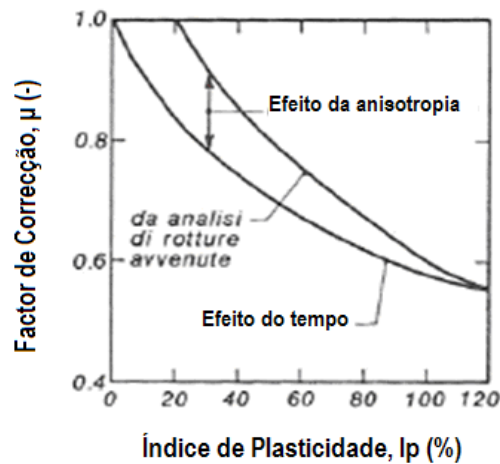
Bjerrum, atribuiu a responsabilidade de tais diferenças as variação da velocidade de rotura face do solo face a realização do teste e a anisotropia do maciço estudado.

Propôs, assim a utilização de um factor correctivo "μ" função do índice de plasticidade, IP (ver fig.19), do solo, o qual deverá afectar a resistência ao corte obtida, de forma a obter a coesão não drenada.

Deste modo, ter-se-á:

$$c_u = \mu c_{vt} (h)$$

Com "c<sub>u</sub>", a coesão não drenada do solo e μ o referido coeficiente de afectação (ou correcção).



**Fig. 19-** Evolução do factor correctivo "μ", em função do índice de plasticidade, tendo em conta a velocidade de deformação e a as anisotropias do maciço (Bjerrum, 1973, adaptado de Ferruccio, 1990)

No que se refere ao estado de tensão, Ferruccio indica que esta influência, de forma muito complexa, a resistência ao corte do maciço.

Convém assim segundo este, diferenciar as argilas normalmente consolidadas (NC) em:

- Argilas normalmente consolidadas, NC, jovens: que correspondem aos depósitos argilosos jovens que ainda não foram alvo de consolidação secundária;
- Argilas normalmente consolidadas, NC, Maduras: que se referem aos depósitos argilosos sujeitos a compressões, ao longo de milhares de anos, que lhes conferiu um estado de pré-consolidação aparente.

Um outro factor intrínseco ao maciço e que pode influenciar os resultados são as heterogeneidades do maciço, provocadas pela presença de conchas, matéria orgânica, cascalho, cimentações, entre outras, que segundo Ferruccio (1990) podem ter uma grande influência na referida resistência ao corte.

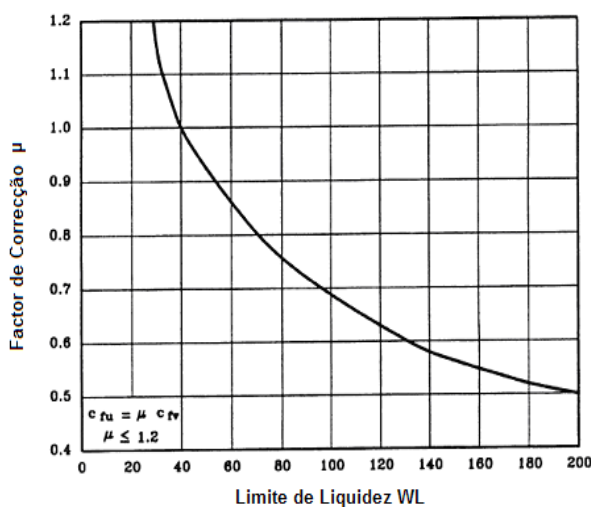
Nestes casos, quando se verifique a presença de resultados estranhos, recomenda o autor, a retirada do Císsómetro e execução amostragem, por carotagem, a fim de verificar a origem das anomalias.

#### Validação dos resultados e correlações empíricas

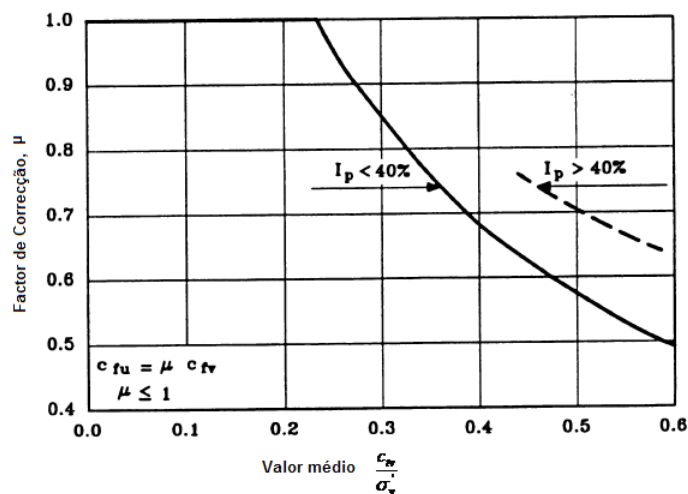
Os valores obtidos pelo presente ensaio permitem relacionar parâmetros obtidos no ensaio de corte rotativo com outros parâmetros, de relevo, obtidos com recurso a outros ensaios.

E no entanto poderá ser necessário proceder a correcção dos valores determinados. A esse respeito, a ENV 1997-3 1999 propõem alguns ábacos, como os apresentados nas figuras seguintes, que permitem obter o coeficiente de correcção em função do limite de liquidez e índice de plasticidade.

A correlação deverá ser utilizada para argila normalmente consolidada, enquanto a segunda deve ser utilizada em argila sobre consolidada.



**Fig. 20** - Exemplo de diagrama para obtenção do factor de correcção “μ”, em função do limite de liquidez, para argilas normalmente consolidadas (Adaptado de ENV 1997-3, 1999)



**Fig. 21**- Exemplo de diagrama para obtenção do factor de correcção “μ”, em função do índice de plasticidade,  $I_p$ , e da tensão vertical efectiva em argilas sobre consolidadas (Adaptado de ENV 1997-3, 1999)

A norma recomenda ainda:

- No caso de se utilizar mais do que uma correlação para a obtenção do factor de correcção, dever-se-á escolher aquela que permite obter valores de tensão de corte mais baixos;
- Factores de correcção superiores a 1,2 não devem ser utilizados sem investigações suplementares;
- No caso de argilas fissuradas pode ser necessário utilizar factores de correcção inferiores a 0,3.

No que se refere a representação dos resultados e os parâmetros a incluir nos relatórios de ensaio, segundo a ENV 1997-3 1997 os quais se passam a indicar de seguida.

- Tipo de equipamento utilizado;
- Dimensões do molinete;
- Diâmetro das varas de extensão;
- A graduação do dispositivo de medição da torção (para verificação da calibração);
- Data da última calibração e factor de calibração;
- Profundidade de execução do teste;
- Taxa de rotação do molinete durante o ensaio;
- Valores da resistência ao corte de pico e residual, quer seja com valor isolado que em representação gráfica;
- Tempo de rotura (contado a partir do activação do molinete);
- Observação respeitante a execução do teste, ou estado do maciço que possam influenciar os resultados do mesmo.

Para saber mais sobre o referido ensaio, incluindo as correlações existentes e a já referida interpretação teoria, recomenda-se a leitura de Cassan (1982), Ferruccio (1992) e a ENV 1997-3 de 1999, ou equivalentes.

## **II) Ensaios de penetração estática**

Vulgarmente denominados de CPT (*Cone Penetration Test*), podendo, segundo indicações de Ferruccio (1909) ser chamada ainda de *Static Penetration Test*, *Quasi-Static Penetration*

*Test* ou *Dutch Sounding Test*, podem ter variações, como se poderá observar mais a frente, dando origem aos CPTU e ao SCPTU (piezocones).

Cassan (1982) diz o seguinte relativamente ao CPT: “ *seu carácter prático, a sua fácil interpretação, fizeram do CPT uma ferramenta de primeira*”.

Esta característica é evidenciada por Ferruccio (1990), para quem estes são um instrumento inigualável para:

- Revelara a estratigrafia, na vertical do maciço em estudo;
- Extrapolar, a partir de vários ensaios, o andamento horizontal dos estratos do maciço (construção do corte geotécnico);

Além disso, os valores obtidos possibilitam, por meio de correlações empíricas, como se demonstrará, determinar parâmetros como:

- A resistência ao corte não drenada em solos coesivos;
- O ângulo de atrito e a compressibilidade de solos granulares (atractivos).

Os desenvolvimentos na área dos penetrómetros permitiram acoplar uma série de acessórios ou mesmo, a fim de permitir a determinação de mais parâmetros.

É disso exemplo a utilização de Piezocones que permite, para além dos parâmetros referidos obter outros como o nível hidrostático aproximado do maciço, bem como informações sobre o tipo de material e suas características de consolidação.

Para ter uma noção da origem e evolução do CPT, procede-se uma pequena resenha histórica.

- **Evolução histórica do CPT**

Segundo Cassan (1982) a utilização dos ensaios de penetração estática remontam ao ano de 1929 nos Estados Unidos da América, tendo grande desenvolvimento a partir do ano de 1932, nos Países Baixos, devido aos trabalhos desenvolvidos no Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft.

Ferruccio (1990) e Hans Brouwer (2007), referem que os primeiros aparelhos utilizados para a caracterização das camadas de solo, utilizando dispositivos de penetração estática, datam de 1971 e foram utilizados pela Swedish State Railways. Os ensaios penetrométricos, com

carácter semelhante ao de hoje, tiveram início em 1932, nos Países Baixos, utilizando tubagens de gás, com diâmetro internos de 19mm, dentro da qual se encontrava uma haste em aço, de 15mm, a qual se encontrava fixada o cone com ângulo apical de 60° e que se podia mover livremente dentro do referido tubo.

Em 1935, no laboratório de mecânica dos solos de Delft (Países Baixos) projectou-se o primeiro equipamento manual de 10 toneladas, utilizando um cone simples.

Mais tarde, segundo Vermeiden (1948) citado por Ferruccio (1990), a ponteira foi alterada, de forma a impedir a infiltração de partícula entre as varas, internas - externas.

Para permitir a medição do local da resistência ao atrito lateral, Begeman criou uma nova ponta com uma manga acoplada (Friction Sleeve Cone) (fig.22 a)).

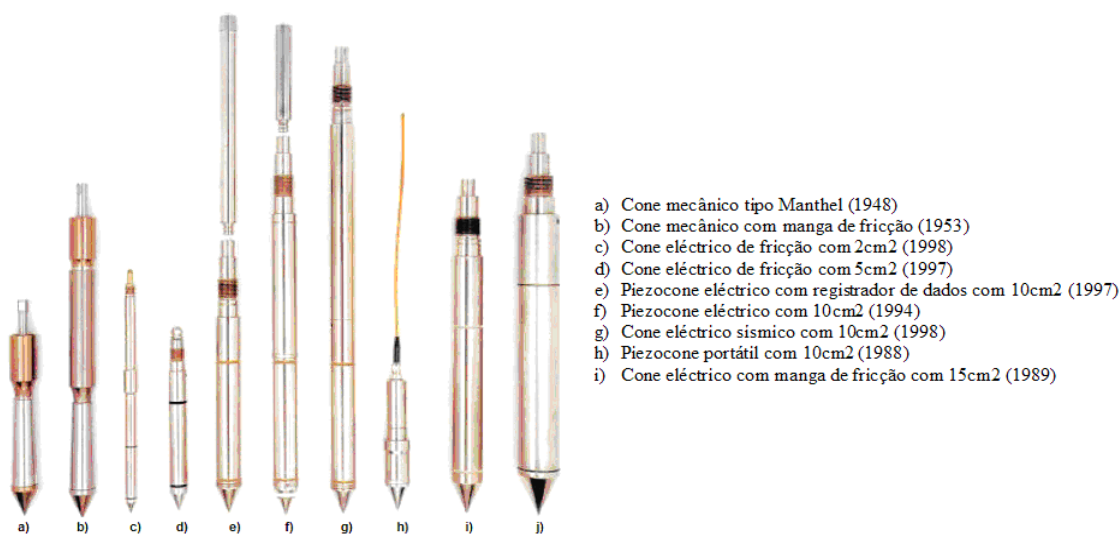
A medição da resistência de ponta e da resistência ao atrito lateral é conseguida em 1948 (segundo Geuze, 1953, citado por Ferruccio, 1990), por meio de sensores colocados directamente no cone. Surge, pois a ponta eléctrica, cujo uso se viria a generalizar em meados dos anos 60, uma vez que:

- Possibilitavam a eliminação de erros de leitura devido à fricção entre os tubos externos e as hastes internas;
- Permitiam a realização do teste de forma contínua, incluindo uma taxa contínua de penetração, sem necessidade de efectuar a movimentação do penetrómetro influenciando a resistência do cone.
- Facultavam a leitura contínua da resistência do cone, bem como o registo dos resultados.

Durante os anos 70 foi acoplada uma placa porosa a cone, que em conjunto com os respectivos sensores permitia medir a pressão de água nos poros. Só quando se juntou a ponta piezométrica com a pita eléctrica é que surge o piezocóne.

A partir de 1974 surge um grande número de cones piezométricos, com diferentes posições do filtro.

Apesar da diversidade, tal como se pode observar na figura em baixo onde se apresenta a evolução dos penetrómetros estáticos, é unânime a opinião de que o seu carácter prático e a facilidade em interpretar os dados obtidos foram os motivos principais para a rápida divulgação deste tipo de ensaios.



**Fig. 22-** Evolução dos penetrômetros estáticos ao longo dos tempos (segundo AP Van den Berg)  
 (Adaptado de "In-situ soil Testing" (<http://www.conepenetration.com/online-book/cf-cone/cone-penetrometers/>), 2009)

Hoje, o ensaio CPT apresenta-se, tal como refere Pereira (2005), como um ensaio que substitui vantajosamente o SPT, em alguns solos como argilas moles e areia finas a médias e conduz a menor variabilidade de resultados dentro de uma mesma formação, o que facilita o estabelecimento de correlações entre os resultados e outros parâmetros geotécnicos do terreno.

Além disso, a possibilidade utilizar ponteiros com placas porosas (piezocone), entre outras, permite determinar valores como pressão e água nos poros.

- **Equipamento e procedimento de ensaio:**

O equipamento de ensaio do CPT é o típico equipamento dos restantes penetrômetros e compreende, conforme indica a ENV 1997-3 1999:

- Dispositivo impulsor da penetração;
- Ponta penetrométrica e varas;
- Dispositivo de medição ou registo.

O dispositivo impulsor da penetração deverá empurrar as varas e a ponteira no solo, que provocar desvio da vertical, sem rotação e continuamente.

A norma recomenda desvios inferiores a 2% e taxas de penetração de 20±5 mm/s.

O registo dos ensaios será feito de 0,1m em 0,1m, medindo-se valores como o atrito, pressão de água nos poros (CPTU), a inclinação e a taxa de penteação.

No que se refere à geometria do cone, este deverá ter um ângulo apical de 60º e ser feito, tal como as varas, de material resistente.

No caso do CPTU as placas porosas para medição da pressão de água nos poros deverão ser colocada na parte cilíndrica do cone e o seu diâmetro deverá ser inferior ao diâmetro do cone e superior ao diâmetro da manga de fricção.

- **Interpretação dos resultados:**

O resultado do ensaio é apresentado sob a forma de resistência de ponta ( $q_c$ ) e resistência lateral ( $q_s$ ). A relação entre a resistência lateral e a resistência de ponta é designada por fricção e é dada pela fórmula seguinte:

$$f_r = \frac{q_s}{q_c} \times 100(\%) \quad (i)$$

A partir do ensaio CPT é possível estimar a coesão não drenada, recorrendo a fórmula (i), ou mesmo relacionar valores do número de pancadas do SPT com a resistência  $q_c$ , CPT, em função da dimensão média das partículas, que podem ser observadas na figura 23.

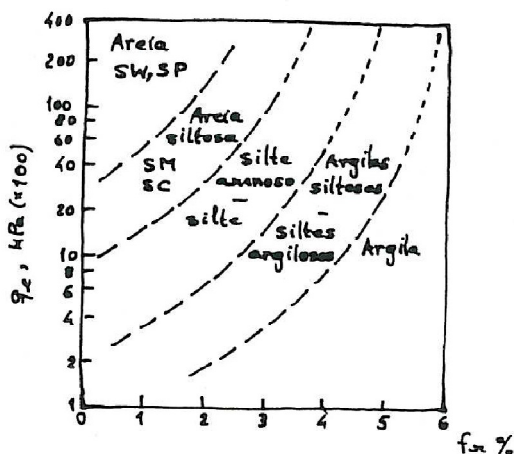


Fig. 23- Classificação de solos a partir do ensaio CPT (Robertson and Campanella, 1983 in Pereira, 2005)

$$q_c = N_k c_u + \sigma_0(j)$$

Onde:

- $\sigma_0$ , é a tensão vertical à profundidade do ensaio;
- $N_k$ , um factor que tem em conta a geometria do cone da ponteira e o solo junto a essa parte do aparelho, que pode ser obtido com recurso a ábacos semelhantes ao da figura 24.

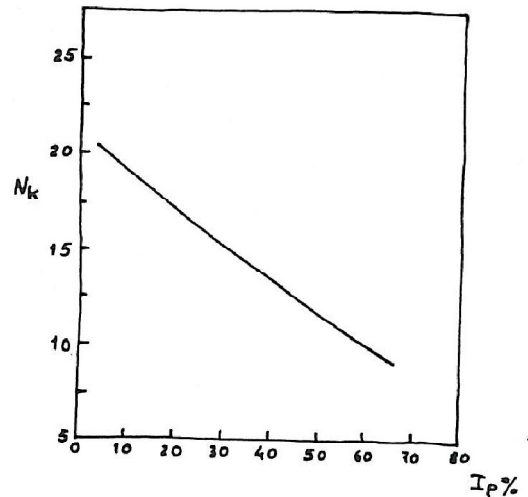


Fig. 24- Factor do cone (Lunne e Eide, 1976 in Pereira, 2005)

### III) Ensaio SPT

Folques (1992) refere que há muito que se recorrem à penetração de varas, ferros, hastes para julgar com algum conteúdo quantitativo, as propriedades dos solos.

Segundo este, existem cartas datadas de 1950, dirigidas a Filipe II, em que o encarregado da construção do Forte de Bugio relatava a existência de areias superficiais e a que profundidades se encontravam as formações resistentes, segundo as informações recolhidas cravando “*um pau com ponta de ferro em pé em quadrado*”.

Este ensaio foi o primeiro ensaio de penetração a ser alvo de normalização, sendo por isso também denominado de *Penetrómetro dinâmico normalizado*.

Coelho (1996) indica que foi Terzaghi (1925) a apresentar um modo operativo padrão e que após isso foi largamente utilizado nos EUA e Japão na prospecção das maiores obras dos referidos países.

Apesar das críticas constantes, e segundo os dois autores referidos anteriormente, o uso do SPT continuo a ser bastante difundido, pois apresenta-se como um ensaio:

- De equipamento simples e robusto;
- Modo operatório fácil e que permite frequentes teste;
- Permite recolha de amostra, embora entubadas;
- É utilizável em praticamente todos os solos e rochas brandas;
- É conveniente acima ou abaixo do nível freático;

Segundo as normas existentes e em especial o indicado na ENV 1997-3: 1999, o SPT é um ensaio que permite determinar a renitência do solo, a partir da penetração dinâmica, bem como a recolha de amostra.

De seguida serão descritos as componentes do equipamento e o procedimento do ensaio.

- **Equipamento e procedimento de ensaio**

Basicamente, o ensaio consiste em cravar um tubo na é base de um furo de sondagem com o pilão de 63,5Kg e uma queda livre constante de 760 mm, registando-se o numero de pancadas, N, necessárias para conseguir penetração de 300 mm (fig.25).

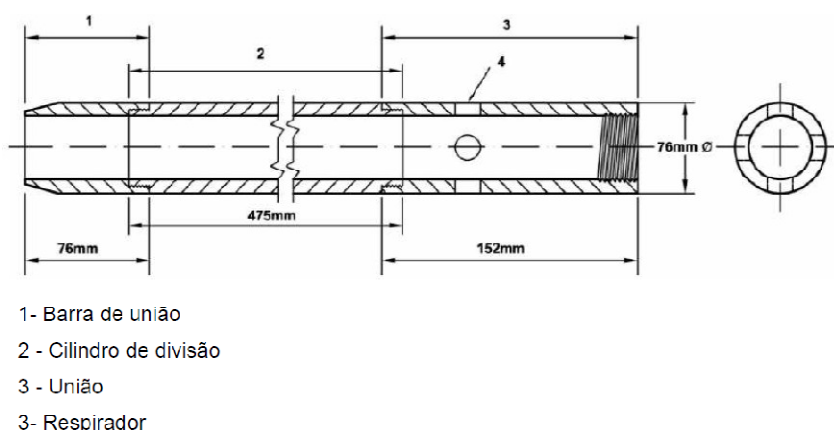


**Fig. 25** – Ensaio SPT (Cortesia Cavaleiro)

No geral, segundo Pereira (2005), o ensaio é efectuado de 1,5m em 1,5 m, quando se detecta a mudança do tipo de terreno.

Depreende-se, pois, que o equipamento a utilizar compreende:

- Um dispositivo de furação: o dispositivo de furação deverá, conforme o indicado na ENV 1997-3 -1999, executar uma furação que permita a execução do ensaio SPT, em solo indeformada, sendo que a correcção do diâmetro da furação poderá ser necessária. Em qualquer dos casos, o diâmetro do furo nunca deverá exceder os 150mm e furo deverá estar convenientemente limpo e desimpedido.
- Um dispositivo de cravação: Ferruccio (1990) indica que o dispositivo de cravação deve ter uma massa  $63,5 \text{ kg} \pm 0,5\text{kg}$ , e com forma que permita o máximo de energia as hastes.
- Hastes: as hastes, ou varetas, devem ter renitência suficiente para impedir que estas encurvem ou partam durante a cravação, não devendo, segundo a ENV 1997-3: 1999, ter um peso superior a 10kg/m de vara.
- Amostrador: o amostrador é semelhante ao apresentado na figura 26, sendo de referir que deverá ser munido de uma válvula “anti-retorno” que permita a passagem de água ao lama durante a descida.



**Fig. 26-** Amostrador do SPT (Adaptado de ENV 1997-3 1999)

No que se refere ao modo operativo, a ENV 1997-2:1999 sugere a execução do teste em duas etapas:

- Execução da furação:

A furação deverá ser executada de forma a permitir o acesso do Penetrómetro ao fundo do furo e execução do ensaio em solo indeformado

- Ensaio de penetração:

O ensaio inicia-se após o furo feito e limpo, coloca-se o amostrador no fundo do furo e regista-se a profundidade da tubagem de revestimento, profundidade do solo no fundo do furo e nível de água no furo. Com o amostrador convenientemente colocado no fundo do furo dá-se início à sua cravação. O amostrador será cravado 150 mm ou até que 60 golpes (50 segundo a ENV 1997-3 1999) tenham sido aplicados, uma vez terminada esta fase inicial de cravação, o amostrador será cravado mais 300 mm.

O ensaio dar-se-á por terminado quando conseguida a penetração com 60 golpes. Regista-se um número de pancadas para primeira fase (15cm) e para a segunda fase (30cm).

Note-se que a cadência dos golpes não deverá, segundo Ferruccio (1990), ultrapassar as 30 batidas por minuto.

No que se refere as amostras estas são retidas no amostrador e quando na superfície, o amostrador é aberto e deverá, conforme indicações de Ferruccio (1990), regista-se:

- Local;
- Número de sondagem e amostra;
- Profundidade do ensaio;
- Data do ensaio.

- **Interpretação dos resultados**

Folque (1992) comenta que aquando das primeiras discussões para a uniformização do modo operativo, nomeadamente no congresso de Tóquio em 1977, algumas considerações a respeito de correcções a fazer no valor de  $N_{spt}$  foram deixadas.

Segundo ele, recomendou-se a utilização de factores de correcção para os casos em que se utilizem roldanas e cordas e para atender ao efeito da profundidade e a dissipação da energia ao longo das varas.

Deste modo e segundo o indicado pelo autor supracitado, tem-se correcções do  $N(60)$ , tendo em conta:

- A profundidade, dada pela fórmula:

$$N_1 = C_N N (k)$$

Onde:  $N_1$ , o valor o número de pancadas corrigido,  
 $N$ , o número de pancadas medido;  
 $C_N$ , o factor correctivo que pode a retirar da figura 27.

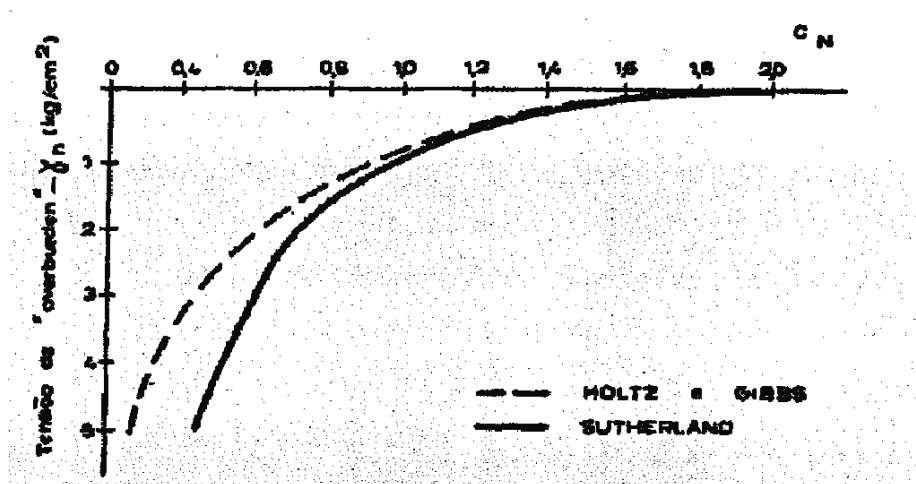


Fig. 27- Valor de  $C_N$ , para efeitos de correcção do  $N_{spt}$  (Folques, 1992)

- A dissipação da energia:

Dispositivo de disparo automático:  $N_d = 0,60N_1 (l)$

Dispositivo de roldana:  $N_1 = 0,45N_1 = \frac{0,45}{0,60} N_d = 0,75N_d (m)$

Por seu lado, Cruz (2008) refere que o  $N$  do SPT deve ser corrigido atendendo a equação:

$$N(60) = NC_B C_R C_S (n)$$

Onde:  $C_B$ , é ao factor de correcção tendo em conta o comprimento das varas;

$C_R$ , o factor de correcção tendo em atenção o diâmetro do furo;

$C_S$ , o factor de correcção tendo em conta o tipo de amostrado.

No caso de solos arenosos, o referido autor apresenta acresce aos factores correctivos anteriores, um quarto, dado pela expressão:

$$C_N = \left[ \frac{pa}{\sigma'_{v0}} \right]^{\frac{1}{2}} (o)$$

Vindo a expressão (n), do seguinte modo:

$$N(60) = NC_B C_R C_S C_N (p)$$

Os referidos factores podem se observados na tabela seguinte, segundo Skempton (1986), citado por Cruz (2008).

**Tabela 6** - Factores de correcção do número de pancadas do SPT (Cruz, 2008)

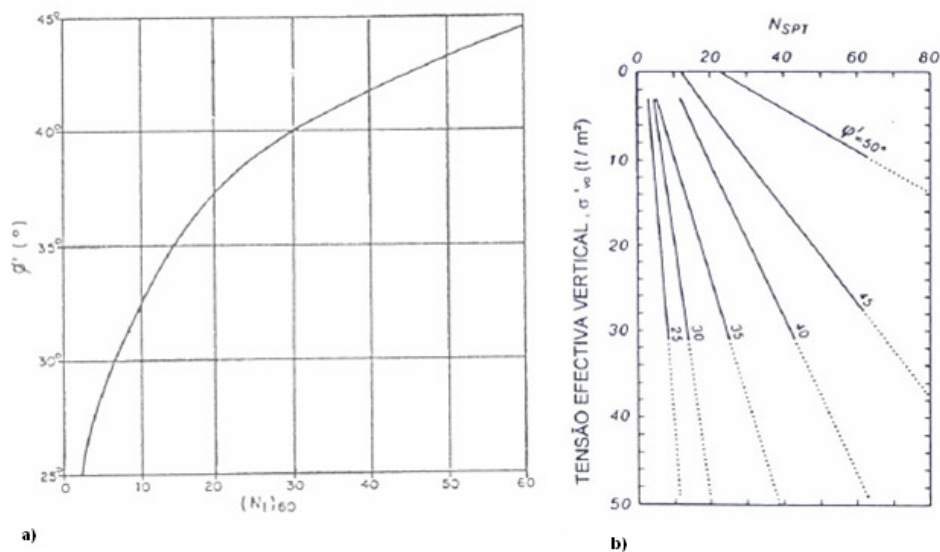
<b>Comprimento das varas, <math>C_B</math></b>		
	> 10 m	1.0
	6 – 10 m	0.95
	4 – 6 m	0.85
	3 – 4 m	0.75
<b>Diâmetro do furo, <math>C_R</math></b>		
	65 – 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
<b>Amostrador, <math>C_S</math></b>		
	Amostrador bipartido	1.0
	Amostrador inteiro	1.2

Existem mais correcções que podem ser observadas na bibliográfica enumerada em capítulo próprio. Deixa-se apenas estas como referencia.

Após correcção dos valores de N SPT, é possível, por meio de correlações determinar alguns parâmetros físicos e mecânicos.

São exemplo disso os ábacos das figura seguinte que possibilitam a determinação do ângulo de atrito tendo em conta o  $N_{Spt}$ .

Existem outros ábacos e correlações disponíveis, como o ábaco do LNEC que possibilitam a determinação destes e outros parâmetros. Deixam-se aqui apenas estes exemplos a título indicativo.



**Figura 1** - Ângulo de atrito em função de NSPT: a) De Mello (1971) b) Decourt (1989) (Cruz, 2008)

#### IV) Ensaios de penetração dinâmicos

Segundo Casan (1982), os ensaios de penetração dinâmicos (DP) resumem-se em fazer penetrar no solo, por meio de pancadas, um conjunto de varas unidas a tubos metálicos tratando-se de um ensaio que permite obter uma indicação qualitativa da renitência do maciço.

A ENV 1997-3 de 1999 e mais recentemente a EN ISO 22476-2, refere quatro tipos de penetrómetros dinâmicos: leve (DPL), médio (DPM), pesado (DPH) e super pesado (DPSH), com as características indicadas no quadro abaixo (tabela 7).

**Tabela 7** – Tipos de penetrômetros dinâmicos (dimensões e massa) (Adaptado de EN ISSO 22476-2, 2005)

	<b>DPL</b> (leve)	<b>DPM</b> (médio)	<b>DPH</b> (pesado)	<b>DPSH</b> (super pesado)
<b>Disposição de cravação</b>				
Pilão massa (Kg)	10	30	50	63,5
Altura de queda (mm)	500	500	500	750
<b>Batente</b>				
Diâmetro (mm)	100	100	100	100
Massa (Kg)	6	18	18	30
<b>Cone de 90°</b>				
Área base (cm <sup>2</sup> )	10	10	15	20
Diâmetro base	34	34	42	49
Comprimento manda (mm)	35,7	35,7	43,7	51
Comprimento cone (mm)	17,9	17,9	21,9	25,3
Desgaste da ponta (mm)	3	3	4	5
<b>Varas</b>				
Massa (Kg)	3	6	6	6
Diâmetro	22	32	32	32
<b>Energia por pancada</b>				
Mgh/A em kJ/m <sup>2</sup>	50	150	167	238

Passa-se a descrever os ensaios de penetração dinâmica a luz da EN ISSO 22476-2.

- **Equipamentos**

O equipamento é basicamente o mesmo, quer se trate de um DPSH ou de um DPL, variando a massa, alturas de queda, diâmetros dos batentes e dos cones, a energia de penetração, entre outros, conforme se pode observar na tabela anterior.

Resumidamente, este equipamento é composto por um conjunto de varas, um pilão, um cone e um dispositivo de medição.

É necessário, no entanto ter em conta o seguinte:

- O pilão deve ser convenientemente orientados a garantir resistência mínima durante a queda;
- Assegurar que a energia envolvida é constante e que não provoca movimentos residuais nas varas;

- A guia vertical deve fornecer apoio lateral as varas a penetrar;
- Garantir a rigidez de ligação entre as varas e restantes componentes;
- Se se utilizar um dispositivo pneumático este deverá vir acompanhado com os documentos de inspecção indicados na EN 102004.
- O pilão deve ser feito de aço de alta resistência;
- O cone de aço deve ter um ângulo apical de 90 °, podendo ser fixo ou móvel (fig.28), sendo que neste ultimo caso as varas deveram encaixar perfeitamente no cone.

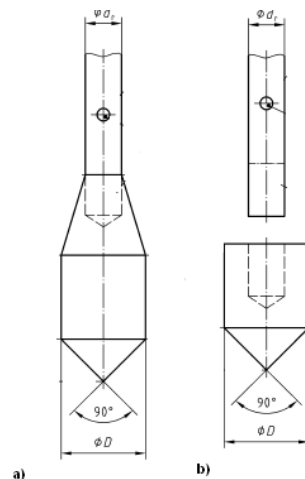


Fig. 28– Cones: a) fixo, b) móvel (EN ISSO 22476-2, 2005)

- **Procedimento de ensaio**

Ferruccio (1990) indica que o ensaio de penetração dinâmica compreende duas fases, as operações preliminares e o ensaio propriamente dito.

Nas operações preliminares deve proceder-se a montagem do equipamento, incluindo a fixação deste ao solo.

O equipamento deve manter-se na vertical, não devendo existir desvios superiores a 2%.

Nesta fase e segundo indicações da EN ISSO 22476-2, deve proceder-se a verificação de todas as componentes do aparelho, em especial as dimensões do cone, a verticalidade das varas e o funcionamento dos dispositivos de medição e registo.

No caso da execução do ensaio, em que se faz avançar o cone fazendo penetrar as varas e efectuando o registo do número de pancadas de 0,1m em 0,1 m para o caso do DPL, DPM e DPH, e de 0,20m em 0,20m para o caso do DPSH, o referido autor sugere:

- que o cadências de penetração de 15 ao 30 pancadas por minuto e por volta de 60 pancadas por minuto para o caso de areias e cascalhos (solos premiáveis).
- Todas as pausas ou factores que possam afectar a resistência de penetração, como a inclinação das varas, devem ser registadas.
- que as varas sejam rodadas periodicamente, para manter o furo vertical e diminuir o atrito lateral

Os resultados dos ensaios podem ser representados em curvas número de pancada-profundidade, a semelhança dos dados apresentados nos capítulos seguintes.

- **Interpretação dos resultados**

Segundo EN ISSO 22476-2, e a ENV 1997-3 de 1999, a interpretação dos dados do ensaio de campo pode ser efectuado de duas maneiras:

- Em termos de número de pancadas:  $N_{10}$ , para o caso do DPL, DPM e DPH e  $N_{20}$  para p DPSH.
- Por determinação da resistência de ponta unitária ( $r_d$ ) ou a renitência dinâmica de ponta ( $q_d$ ), usando as formulas:

$$r_d = \frac{mgh}{Ae} (q)$$

$$q_d = \frac{m}{m+m} r_d (r)$$

Onde: " $q_d$ " e " $r_d$ ", são valores de resistência em Pa;

- m, a massa do pilão em kg;
- g, a aceleração da gravidade em N/kg;
- h, a altura de queda da massa (m);
- A, a área de base do cone em m<sup>2</sup>;
- e, a média da penetração (0,1/N10 par ao DPL, DPM e DPH e 0,2/N20 no DPSH);

- $m'$ , é a massa total de vara, bigorna e varas guias em kg.

“ $R_d$ ” é o valor que avalia o trabalho realizado pela penetração das varas no solo. Para determinar o valor de “ $q_d$ ”, “ $R_d$ ” devem ser corrigido de forma a ter em conta a inércia dos varas face a queda do martelo/pilão.

Verifica-se, no caso dos ensaios de penetração dinâmica a perda de energia semelhante e a existente no SPT, pelo que as normas anteriormente referidas aconselham o rácio de energia, por metro linear de vara, quando se pretende efectuar uma análise qualitativa com base nos ensaios de penetração dinâmica.

Note-se que, que também no caso dos ensaios de penetração dinâmica é possível proceder a determinação de parâmetros físicos e mecânicos tendo em conta correlações.

- **Correlações**

Tem havido, ao longo dos tempos estudos com o objectivo de encontrar relações entre os ensaios de penetração dinâmica e o SPT, por exemplo.

Alguns autores como Ferruccio (1990) e Cavaleiro (2001) apresentaram algumas dessas correlações as quais se passam a descrever.

Ferruccio (1990) apresenta as relações de:

- Muromachi e Kobayashi (1982), apresentam uma correlação utilizando um Penetrómetro Dinâmico Super Pesado Japonês (RTRI - HEAVY) com as seguintes características:
  - Martelo com 63.5Kg de massa;
  - 0.75m de queda;
  - e cone com 50,8mm de diâmetro.

Os ensaio realizados em materiais arenosos, silto-arenosos e argiloso, adoptando um número de golpes para uma penetração de 30 cm (N30) que resultaram na relação apresentada na figura 29:

$$\frac{N_{20}DPSH}{N_{60}SPT} = 1,15 \quad (s)$$

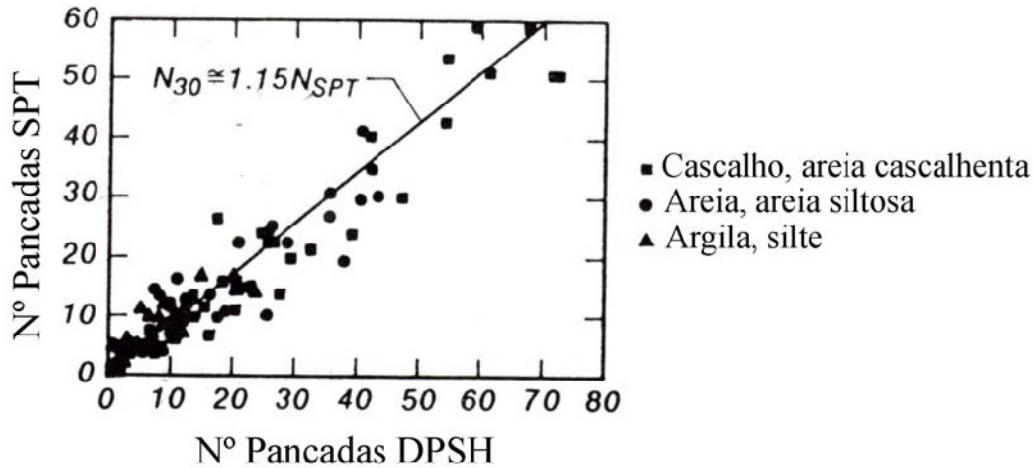


Fig. 29-Relação N30 DPS- NSPT (Muromachi e Kobayashi, 1982 adaptado de Ferruccio, 1990)

- Tissoni (1987) que realizou 20 ensaios de SPT e cerca de 50 DPSH tipo Meardi-AGI, com as seguintes características:
  - Martelo com 73.5 Kg de massa;
  - 0.75m de queda;
  - Cone com 51,0 mm de diâmetro

Os ensaios foram realizados na zona de Torinese-Beinasco em Itália a profundidades entre 4 e 11 metros em terreno fluvio-glaciar e obteve a seguinte relação:

$$\frac{N_{30}DPSH}{N_{60}SPT} = 0,57 \quad (t)$$

De igual modo, Mezzola-Sondrio, in Ferruccio (1990) utilizando o mesmo penetrômetro dinâmico que Tissoni (Meardi-AGI) em depósitos fluvio/lacustres de areia com lenticulas de silte e de cascalheira, com nível freático a 1 metro de profundidade e ao longo de

profundidades até 30 metros, obteve em 12 sondagens de DPSH e 12 sondagens com ensaio SPT adjacentes, uma relação análoga à de Tissoni:

$$\frac{N_{30}DPSH}{N_{60}SPT} = 0,5 \quad (u)$$

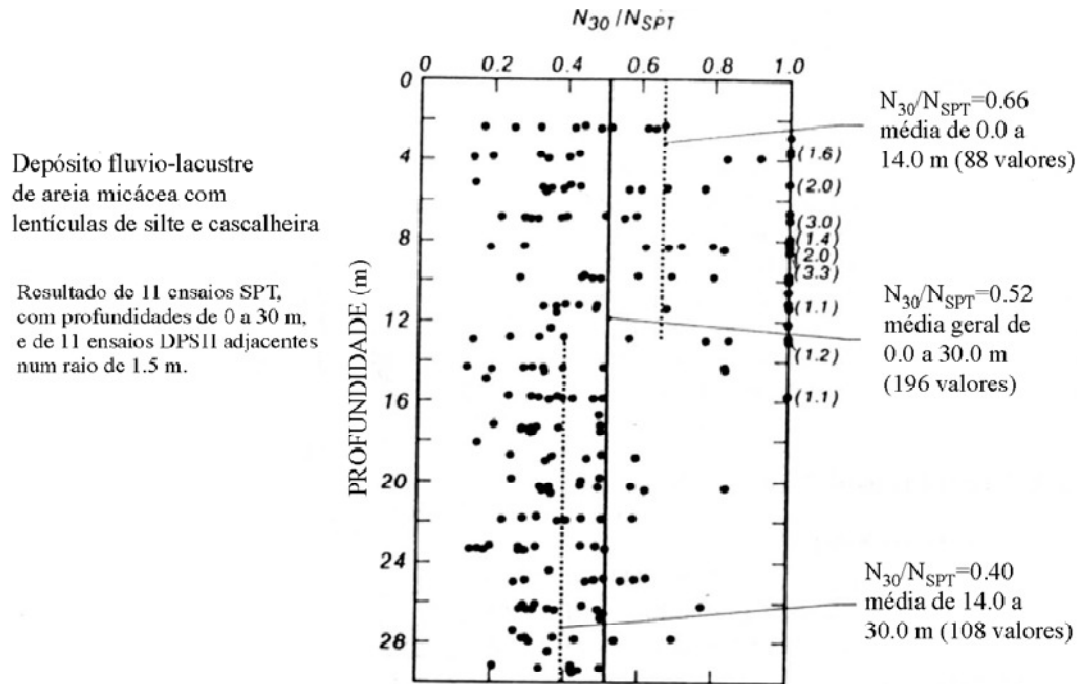


Fig. 30- Valores da relação  $N_{30}DPSH/NSPT$ , segundo Mezzola-Sondrio (in Ferruccio, 1990).

Em Cavaleiro (2001), para além da relação obtida por ele e as relações apresentadas anteriormente apresenta ainda as relações de:

- Goel (1982), que utilizando o penetrómetro DPSH tipo Pagani, com as características apresentadas na tabela 1, em 6 lugares diferentes com uma profundidade aproximadamente de 15 metros e em terrenos constituídos por areia, areia fina e cascalheira, obteve resultados de:

$$0,5 < \frac{N_{20}DPSH}{N_{60}SPT} < 0,95 (v)$$

- Fonseca et al. (1994), que realizando ensaios nos saibros graníticos de grão grosseiro da região do Porto, utilizando um penetrómetro super pesado tipo Pagani,

com ângulo apical 60°, obtiveram para a relação entre SPT e DPSH, com base num modelo teórico em termos de relações energéticas a seguinte relação:

$$1,5 < \frac{NSPT}{N_{20}DPSH} < 0,8 \quad (w)$$

Esta relação é baseada no conceito de energia específica por pancada, E, cujo valor é dada pela expressão seguinte:

$$E = \frac{MgH}{S} \quad (x)$$

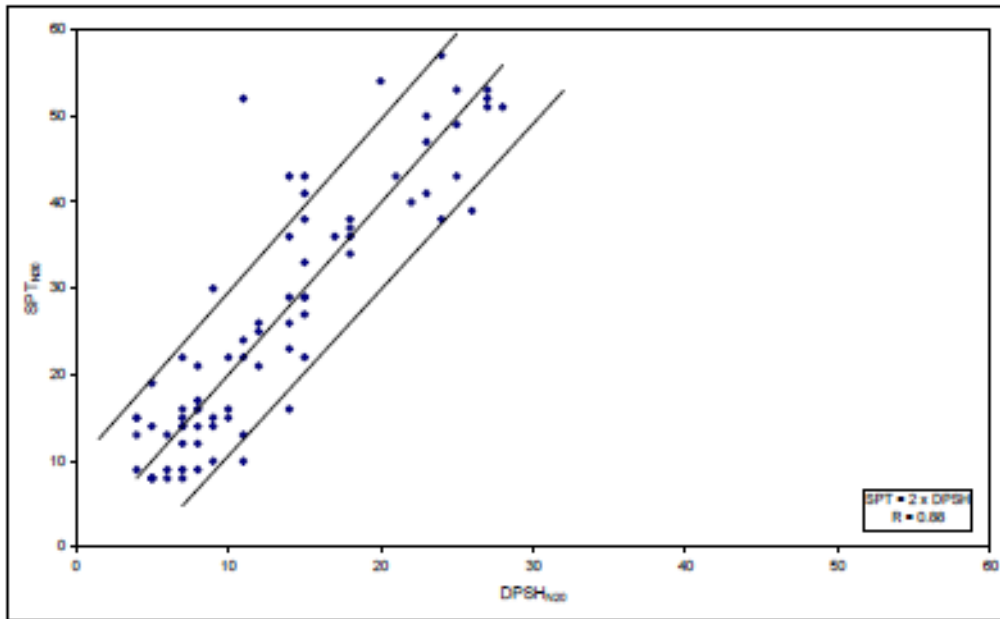
Onde:

- M, é a massa do pilão (63,5kg);
- g, a gravidade;
- H, a altura de queda (0,75m);
- S, secção do cone do DPSH, em cm<sup>2</sup>

A validade desta relação foi contestada, mais tarde, por Fonseca et. al. (2000) que indicou que os NSPT/N<sub>20</sub>(DPSH) tende a ser superior a 1.5 para valores do ensaio SPT superiores a 20, conforme referes Cavaleiro (2001).

Quanto a relação obtida por Cavaleiro (2001), fruto da execução de 12 sondagens com ensaios SPT e 21 sondagens de DPSH executados na Covilhã, com recurso a uma equipa semelhante ao utilizado por Fonseca et al (1994), resume-se à relação apresentada na figura 31.

$$\frac{NSPT}{N_{20}DPSH} \approx 2 \quad (y)$$



**Fig. 31** Relação entre o numero de pancadas os SPT e DPH segundo Cavaleiro (2001)

Procede-se no capítulo seguinte a descrição de tratamento dos dados obtido no trabalho de campo efectuado com o intuito de analisar, a semelhança dos autores indicados anteriormente, a relação entre o número de pancadas do SPT e do DPH.

### **3 AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DE DADOS**

No presente capítulo, procede-se a descrição do trabalho de campo e do tratamento dos dados obtidos em campo de forma a obter relações entre o número de pancadas do DPSH e o número de pancadas do SPT.

Para dar uma ideia das características da zona de estudo, efectua-se uma pequena descrição da mesma tendo em conta o referido por Cavaleiro (2001).

#### **3.1 Caracterização da zona de estudo**

A área de estudo localiza-se na Covilhã, que se apresenta como sendo uma região predominantemente montanhosa, inserida no maciço da Estrela.

Na região predomina os terrenos graníticos e os xistos apresentando-se também aluviões, depósitos de vertente, terraços fluviais, depósitos fluvio-glaciários e glaciários.

Em termos hidrogeológicos a região da Estrela constitui enorme fonte hídrica e grande reservatório de energia hidráulica e hidroeléctrica. A relativa proximidade com o oceano, a pouco mais de 100 km, e o factor altitude tornam a serra uma zona de condensação intensa, e, daí, o seu clima particularmente pluvioso, com uma precipitação anual superior a 2000 mm.

A circulação das águas de infiltração facilitada pela densa rede de diáclases do granito, geralmente alterado, origina numerosas fontes e nascentes. O estado do granito permite ainda a abertura de poços e galerias de minas. Além disso, o degelo das acumulações de neve nos altos cimos constitui reserva hídrica para a alimentação de tais nascentes, que sofrem na época de estiagem, apreciável redução de caudal, a despeito do regime permanente que mantém, na maioria dos casos.

#### **3.2 Procedimento de campo**

Foram efectuados 8 ensaios do tipo SPT no Cruzamento do Tortosendo (Casal 2), circundadas por 16 do tipo DPSH, distribuídos conforme o apresentado na fig. 1, e distanciados dos SPT cerca de 1,10m.

Os primeiros foram efectuados com recurso a equipamento e pessoal externo a UBI, sendo que os DPSH foram levados a cabo com o equipamento existente na Universidade da Beira Interior.

Os ensaios DPSH foram efectuados atendendo a norma EN ISO 22476-2, havendo apenas que referir que DPSH da UBI apresentar um cone de 60º em vez do cone de ângulo apical de 90º e que os registo forma efectuados de 10 em 10 cm, em vez dos 20 cm preconizados pela norma.

**Tabela 8-** Características do DPSH e SPT utilizados no estudo (adaptado de Cavaleiro, 2001)

<b>Designação</b>	<b>DPSH tipo Pagani (UBI)</b>	<b>SPT</b>
Peso do pilão (Kg)	63,5	63,5
Altura de queda do pilão (cm)	75	76,2
Secção transversal do cone (cm <sup>2</sup> )	20	20,4
Peso das varas + batente (Kg)	6,1	-
Penetração Standard (cm)	20 (N <sub>20</sub> )	30

Os resultados obtidos podem ser consultados nas folhas de registo apresentadas em anexo.

### **3.3 Análise e tratamento de dados**

A partir dos registos de ensaio foram efectuadas, num mesmo gráfico, as curva número de pancadas e profundidade dos DPSH e SPT para conjunto apresentando-se em baixo o diagrama do conjunto 3. Os restantes podem ser observados em anexo.

Note-se que para facilitar a interpretação forma denominadas de “conjunto” o grupo de ensaios efectuados em cada um dos 8 pontos e compreende os ensaios SPT e DPSH que os circundam (ver figura 1).

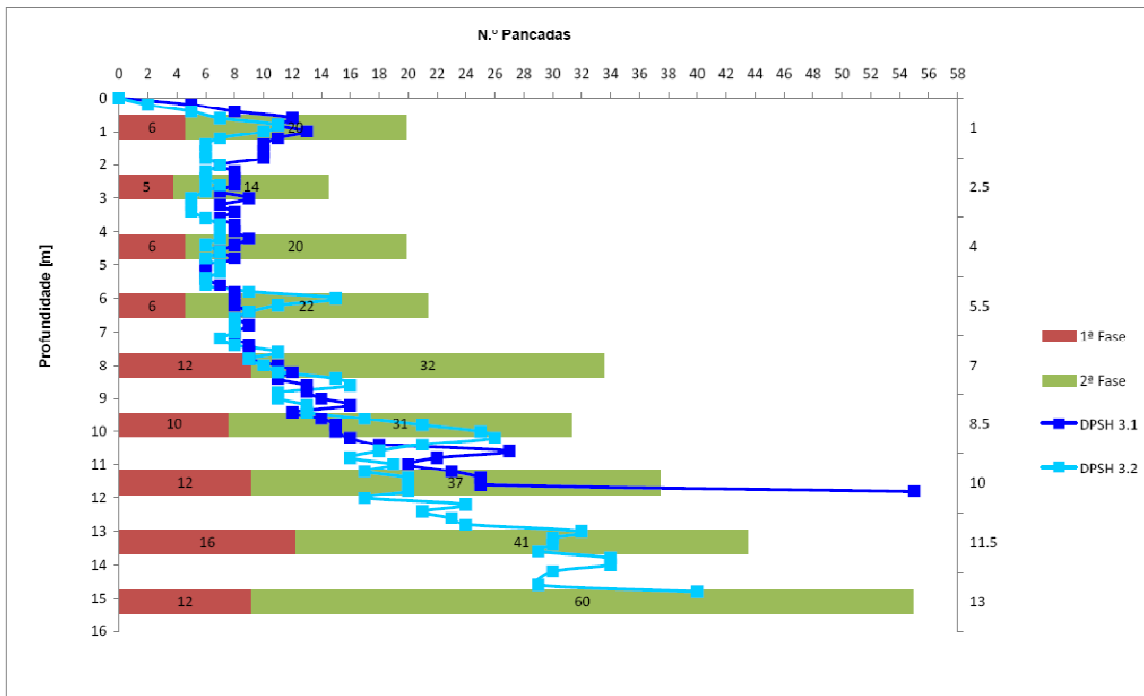


Fig. 32 - Diagrama número de pancadas profundidade para o conjunto de ensaios 3

Para analisar a relação entre o número de pancadas do SPT e o DPSH, determinou-se a média dos DPSHS, seleccionando-se as profundidades coincidentes em cada um dos ensaios e o respectivo número de pancadas e determinou-se graficamente a relação NSpt-N20 DPSH.

Na figura 31 pode observar-se a relação encontrada para o conjunto 3.

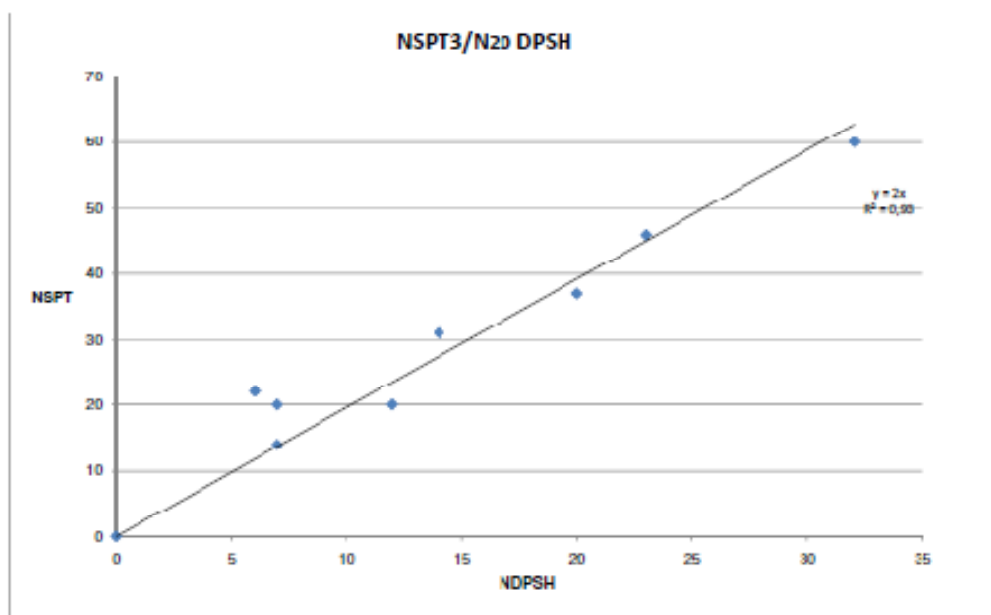
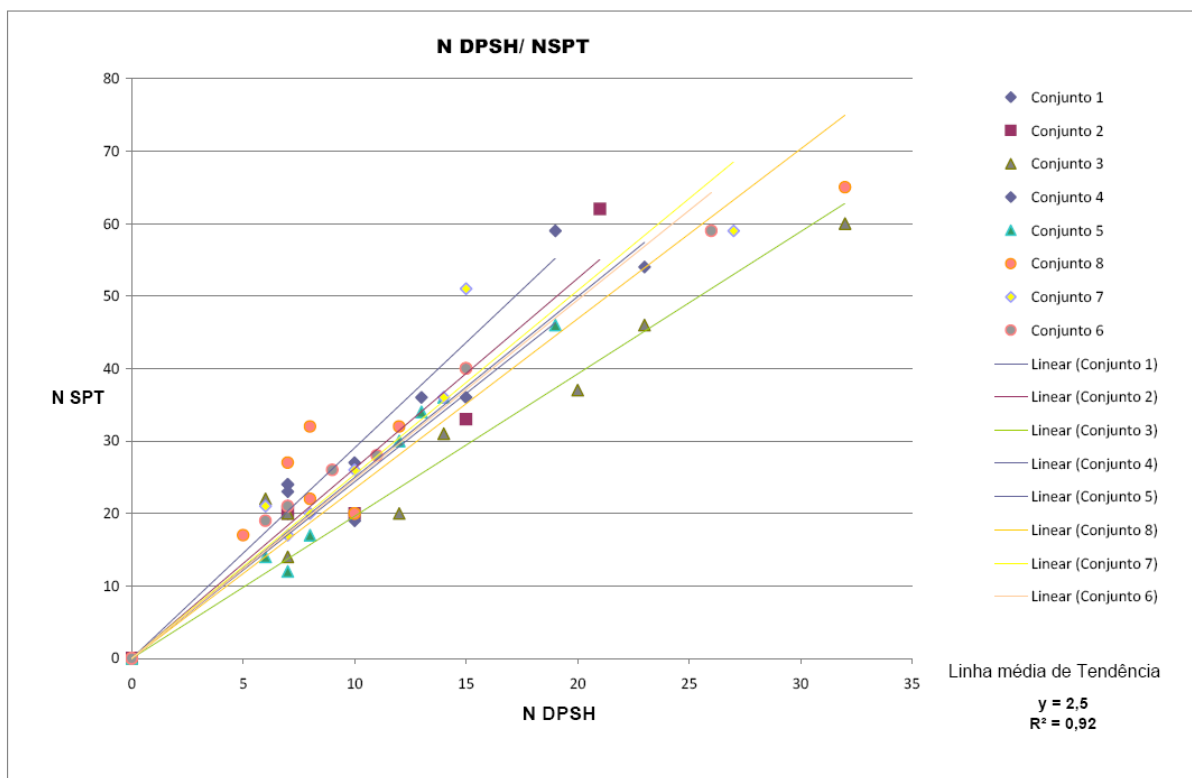


Fig. 33- Relação número de pancadas do DPSH – número de pancadas SPT para ao conjunto 3

Em termos de relação NDPSH- NSPT obtiveram-se os valores apresentados, resumidamente na tabela 8 e apresentados no gráfico seguinte, onde apresenta as relações obtidas para os 8 conjuntos.

**Tabela 9** - Tabela resumos da relação do número de pancadas do DPSH e SPT

Conjunto	NDPSH/NSPT	R2
1	2,9	0,95
2	2,9	0,93
3	2,0	0,93
4	2,4	0,93
5	2,4	0,95
6	2,4	0,95
7	2,5	0,9
8	2,3	0,8
<b>Media</b>	2,5	0,92



**Fig. 34** - Relação entre NSPT e N20(DPSH) para as sondagens do campo experimental

Da tabela 8 pode concluir-se que os ensaios apresentam valores de  $R^2$  com intervalo de 0,8 a 0,95 e

$$- \quad 2,0 \leq \frac{N_{60}SPT}{N_{20}DPSH} \leq 2,9 \quad (z)$$

Em termos de valores médios obteve-se:

$$- \quad \frac{N_{60}SPT}{N_{20}DPSH} = 2,5 \quad (aa)$$

$$- \quad R^2 = 0,92 \quad (bb)$$

Os resultados obtidos apresentam-se muito semelhantes indicados no ponto 2.2.2.4 IV), em especial os obtidos por Cavaleiro (2001).

No capítulo seguinte traçam-se algumas considerações sobre as referidas semelhanças e sobre outros pontos de interesse observados no resultados.

## 4 Conclusões

Existe hoje em dia um grande número de ensaios para levar a cabo a caracterização mecânica dos maciços. Cada um tem as suas características próprias e conseqüente metodologia intrínseca.

Tanto os ensaios em laboratório como os “in situ” tem a sua validade, embora o uso dos primeiros tenham diminuído em detrimento dos segundo, uma vez que se revelam ser bastante representativos e caracterizadores dos maciços.

Alem disso, tal como referido no 1 capítulo do presente estudo, ensaios de laboratório tendem a ser morosos, caros e a aplicação dos resultados e interpretação teórica tende a afastar-se dos apresentados em campo, sendo por vezes contraditórios, tal como refere Cassa (1982).

No que concerne a campanhas de estudo do maciço, ou seja a metodologia de estudo do maciço, há que ter que estas devem ser muito bem planeadas partindo de estudos anteriormente elaborados, tendo em atenção o sugerido, por exemplo, na ENV 1997-1 e ENV 1997-3, que defende que a metodologia de estudo deverá ser orientada para as características da obra e em função da categoria geotécnica, ou seja em função da natureza da obra.

A escolha do tipo de ensaios deverá, então, ter em conta o objectivo do estudo os recursos existentes e é claro, o orçamento disponível.

Dentro dos ensaios “in situ” os penetrómetros apresentam-se como sendo um meio expedito para a determinação de um grande número de parâmetros físico-mecânicos.

Neles, o SPT é sem dúvida nenhuma o mais difundido.

No entanto, ensaios como DP ou os CPT, tem vindo a ganhar-lhe terreno, muito por causa do seu tamanho, facilidade de execução e pela inovações introduzidas, como é o caso do CPTU.

Tendo em conta este fenómeno e dado que até a bem pouco tempo o único ensaio de penetração que se encontrava normalizado era o SPT, o que conseqüentemente faz com que muitos parâmetros mecânicos sejam estimados tendo em conta os resultados deste, verifica-se uma tendência crescente para encontrar correlações entre os ensaios SPT e os outros ensaios penetrométricos.

É o caso das relações obtidas por Fonseca et. al. (2000), Ladeira (1999) e Cavaleiro (2001), que demonstram uma relação linear entre o número de pancadas do SPT e o número de pancadas de DPSH.

De igual forma, o trabalho de campo levado a cabo durante este estudo foi conduzido de forma a encontrar relações do mesmo tipo.

A escolha de estes dois ensaios para efeitos de comparativos recaiu, sobre tudo na semelhança existente entre as características dos dois equipamentos, como se pode observar pela tabela 8.

Note-se que se observarmos de forma comparativa as características do DPSH preconizado na norma EN ISO 22476-2 de 2005 (tabela 7), que tem um ângulo de 90°, as características do DPSH da UBI (cone 60°), a diferenças não são muitas.

Pelo que se poderá supor que os resultados obtidos utilizando o DPSH com cone 60° (UBI) e de cone de 90° (Normalizado) devem ser muito semelhantes.

Atendendo as relações apresentadas no ponto 2.2.2.4 IV), nomeadamente a de Cavaleiro (2001), Fonseca et al. (2000) e Ladeira (1999) e comparando-as com os resultados obtidos com as sondagens efectuadas verifica-se que estes são superiores (ver capítulo 3 e anexos).

As relações entre o número de pancadas do DPSH e SPT, traduzida por  $r=0,95$ , são bastante boas ( $r > 0,6$ ), apresentando-se também superior aos valores de R obtidos por Cavaleiro (2001) (ver figura 31).

Outro ponto de interesse, abordado no final do capítulo 3, é o facto de existir um afastamento dos pontos, face a linha de tendência das relações do número de pancadas do SPT e do DPH, com o aumento do número de pancadas do SPT.

Se se observar a figura 34, vê-se que em quase todos os conjuntos quando  $NSPT > 60$ , o afastamento é marcante.

Este fenómeno é também observável na figura 31, onde se apresentam os Relação entre o numero de pancadas os SPT e DPH segundo Cavaleiro (2001) e na figura 29 onde se apresenta a Relação  $N_{30} DPS - NSPT$  segundo Muromachi e Kobayashi, citado Ferruccio (1990).

Em termos matemáticos, à semelhança do referido por Martins, et al. (2003) para estudos efectuados com o DPH e SPT, que para valores  $NSPT$  maiores ou iguais a 60 pancadas a relação dada pelas expressões como as (aa), (y) e (t) poderá não ser valida.

Resta frisar, que seria de grande interesse proceder a mais estudos para comparar valores de  $N_{spt}$  com  $N_{DPHS}$  e assim proceder a validação das relações obtidas.

Um outro estudo interessante passava por analisar estes mesmos parâmetros utilizando outros penetrómetro dinâmicos (o leve, médio, pesado).

Para finalizar, pode afirmar-se que os resultados obtidos no decorrer deste estudo são bastante positivos e que se cumpriram os objectivos proposto.

## 5 BIBLIOGRAFIA

- András Mahler, (2004), “Use of cone penetration test in pile design”, Department of Geotechnics, Budapest University of Technology and Economics, H-1521 Budapest, Hungria;
- Astier, J. L. (1982), “*Geofísica Aplicada a la Hidrogeología*”, Paraninfo, 2ª edição, Madrid
- Bonito, F. et al., (2002), “O Piezocone Sísmico e sua Aplicação no Reconhecimento e caracterização de solos da Região de Aveiro”, Universidade de Aveiro, Portugal
- Carcedo, Ayola, et al, (2006), “Manual de Engenharia de Taludes”, Instituto Geológico y Minero de España;
- Cassan, Maurice, (1982), “Los ensayos “in Situ” en la Mecanica del Suelo – tomo I Su Ejecucion e Interpretacion”, Editores técnicos asociados, S.A., Barcelona, Espanha;
- Cavaleiro, Victor Manuel, (2001), “Condicionantes Geotécnicas à Expansão do Núcleo Urbano da Covilhã, Volume I e II (Dissertação para obtenção de grau de Doutor) ”, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal
- Coelho, Silvério, (1996), “Tecnologia de Fundações”, Edições E.P.G.E, Amadora, Portugal;
- Esteves, Joaquim Moura (1971), “Algumas aplicações dos métodos geofísicos de resistividade eléctrica e sísmicos na resolução de problemas de Engenharia Civil”, LNEC, Lisboa
- Especialização de Geotecnia, (2004), “ Recomendações na Área da Geotecnia – Especialização de Geotecnia”, Ingenium Edições, Lda., Lisboa;

- Fernandes, Manuel de Matos, (1994), “Mecânica dos Solos I volume”, FEUP, Porto;
- Fernandes, Manuela de Matos, (1995), “Mecânica dos Solos II Volume”, FEUPE, Porto;
- Ferruccio, Cestari, (1990), “Prove Geotecniche in Sito”, Ed. GEO-GRAPH S.N.C, Segrate, Italia;
- Folques, José (1992), “Os ensaios SPT”, Seminário Internacional de Ensaio In-Situ, LNEC, Lisboa;
- Fonseca, António, (1996), “Geomecânica dos Solos Residuais de Granítico do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas (Dissertação para a obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil)”, FEUP, Porto;
- Giovanni Spagnoli, (1997), “An Empirical Correlation Between Different Dynamic Penetrometers: Marine Geotechnics – Bremen”, Germany;
- Gomes, António e Correia, Jorge, “ Os ensaios CPTU na caracterização dos solos Moles”, VII Congresso Nacional de Geotecnia;
- Gomes, Luís Ferreira, 1991, “Zonamento Geotécnico da Área Urbana e Suburbana de Aveiro (Dissertação para obtenção de grau de Doutor)”, Universidade de Aveiro, Aveiro;
- Mahler, András (2004), “Use of cone penetration test in pile design: Department of Geotechnics”, Budapest University of Technology and Economics, H-1521 Budapest, Hungary;
- Martins, Júlio e Miranda, Tiago, (2003), “ Ensaios de Penetração nos Solos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações”, Universidade do Minho, Departamento de Eng. Civil, Guimarães;
- Matias, José V. C. (1995), “Electricidade”, Didáctica Editora

- Mechler, P. (1982), “Les méthodes de la géophysique”, Dunod Université
- Perreira, Carlos (2005), “Fundações”, AIST- Secção Folhas Soltas
- Reynolds, John M. (1997), “Introduction to Applied and Environmental Geophysics”, Wiley, England;
- Sabatini, P. J., et al, (2002), “Geotechnical Engineering Circular N.º 5 – Evaluation of Soil And Rock Proprieties”, U.S. Department of Transportation, Office of Bridge Technology, WASHINGTON;
- Saraiva, A. L. Almeida (1992), “Métodos de prospecção Geofísica utilizados em Geotécnia”, Departamento de Ciências da Terra e da Vida, Coimbra
- Sharma, P. V. (1986), “Geophysical Methods in Geology”, Elsevier, 2ª edição, New York;
- Teixeira, L. M e Saboya, F., “ Caracterização do Subsolo através de ensaios SPT- uma análise probabilística”;
- Thomas, Eduardo, (2005), “Esclerómetro – Nota de aulas”, Brasília;
- Vallejo, Luis, et al, (2002), “Ingeniería Geológica”, Printece Hall, Madrid.

#### **Normas e especificações:**

- ASTM - D3441-86 “Standards Tests Methods for Deep Quasi- Static, Cone and Friction- cone Penetration Test of Soils”;
- ASTM - D1586-67(74); D1586-84 “Standards Methods for Penetration Tests and Split- Barrel Sampling of Soils”.
- ASTM - D4633-86, “Standard Test Methods for Stress Wave Energy Measurement for Dynamic Penetrometer Testing Systems”.

- ENV 1997-3 1999-”Geotechnical design Part 3: Design assisted by fieldtesting , CEN, Brussels,
- EN ISSO 22476-2:2005 -“Geotechnical Investigation and testing – Field testing – Parte 2: Dynamic Probing ”, CEN , Brussels;

### **Páginas consultadas na WEB:**

- ***Janeiro 2009:***

- <http://www.highways.gov.sk.ca/240-6/>
- <http://www.cee.princeton.edu/~radu/papers/const/node16.html>
- <http://cnrrs.utcb.ro/divizii/divizia3/doc/standard%20penetration%20test.pdf>
- <http://www.grow.arizona.edu/SPT--AdvancedSearch.php?vn=Keywords&vv=%22standard+penetration+test%22>
- <http://www.pucrs.br/uni/poa/feng/civil/professores/giugliani/Construcoes III Aula 03.pdf>
- <http://www.pucrs.br/uni/poa/feng/civil/professores/giugliani/Construcoes III Aula 02.pdf>

- ***Fevereiro 2009:***

- <http://pubs.nrc-cnrc.gc.ca/rp/rppdf/t02-094.pdf>
- <http://www.vulcanhammer.net/download/ETL-1110-1-138.pdf>
- <http://www.patentstorm.us/patents/6575253-fulltext.html>
- <http://www.patentstorm.us/patents/6286613-description.html>
- <http://www.drill-pro.co.uk/SPT.html>
- <http://www.ce.metu.edu.tr/~onder/Publications/PUB-35.pdf>
- <http://docs.lib.purdue.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1544&context=jtrp>

- [http://www.envi.se/geotechnical/cone\\_penetration\\_test/cpt\\_presentation.html](http://www.envi.se/geotechnical/cone_penetration_test/cpt_presentation.html)
- [www.oce.uri.edu/oce483/Section%205-SPT.pdf](http://www.oce.uri.edu/oce483/Section%205-SPT.pdf)
- [http://www2.egr.uh.edu/~civeb1/CIGMAT/04\\_poster/12.pdf](http://www2.egr.uh.edu/~civeb1/CIGMAT/04_poster/12.pdf)
- <http://www.fugro.co.uk/dsheets/datasheets/cpthandbook.pdf>
- [http://searchnetworking.techtarget.com/general/0,295582,sid7\\_gci1083683,00.html](http://searchnetworking.techtarget.com/general/0,295582,sid7_gci1083683,00.html)
- <http://www.geotema.com.br/Apostila%207%20-%20Investiga%20E7%E3o%20do%20subsolo%20-%20Propriedades%20das%20rochas.pdf>
- <http://cegeo.ist.utl.pt/html/investiga/artigo1.pdf>
- <http://geologia.fc.ul.pt/Aulas/IntMecRochas/teoricas/IntMecRochas2006T4.pdf>
- [http://www.ana.gov.br/ProjIntegrSF/Trecho5-Mai2004/TR\\_V\\_R09\\_Geologia%20e%20Geotecnia/Geologia%20e%20Geotecnia-Texto.pdf](http://www.ana.gov.br/ProjIntegrSF/Trecho5-Mai2004/TR_V_R09_Geologia%20e%20Geotecnia/Geologia%20e%20Geotecnia-Texto.pdf)
- **Março 2009:**
  - [http://e-geo.ineti.pt/bds/lexico\\_hidro/glossario.aspx?letra=E](http://e-geo.ineti.pt/bds/lexico_hidro/glossario.aspx?letra=E)
  - <http://www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num17/Pag%205-18.pdf>
  - <http://www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num17/Pag%205-18.pdf>
  - <http://www.insitu.com.br/cptu.htm>
  - <http://www.conepenetration.com/online-book/cf-cone/cone-penetrometers/>
  - <http://www.nilsson.com.br/Downloads/SEFEV.pdf>
  - <http://www.cptu.eu>
  - <http://www.scielo.br/pdf/eagri/v27n1/08.pdf>
  - <http://www.pagani-geotechnical.com/>
  - [http://www.ppg.uem.br/Docs/ctf/Agronomia/2003\\_1%5C08\\_148\\_02\\_Cassiano%20Roque%20et%20al\\_Comparacao%20de%20dois.pdf](http://www.ppg.uem.br/Docs/ctf/Agronomia/2003_1%5C08_148_02_Cassiano%20Roque%20et%20al_Comparacao%20de%20dois.pdf)
  - [http://www.clu-in.org/conf/itrc/triad/prez/ITRC\\_Triad\\_082206ibtbw.pdf](http://www.clu-in.org/conf/itrc/triad/prez/ITRC_Triad_082206ibtbw.pdf)

- [http://www.ohiolink.edu/etd/send-pdf.cgi?acc\\_num=case1089850793](http://www.ohiolink.edu/etd/send-pdf.cgi?acc_num=case1089850793)
- <http://www.geotecheng.com/specs/forensic.pdf>
- [http://www.regional.org.au/au/asssi/supersoil2004/pdf/1565\\_vanagsc.pdf](http://www.regional.org.au/au/asssi/supersoil2004/pdf/1565_vanagsc.pdf)
- [http://www.tecnotest.it/pdf/ING/chap\\_8\\_eng\\_pages/pg126-132\\_eng.pdf](http://www.tecnotest.it/pdf/ING/chap_8_eng_pages/pg126-132_eng.pdf)
- [http://www.bdtd.ufes.br/tedesimplificado/tde\\_busca/arquivo.php?codArquivo=223](http://www.bdtd.ufes.br/tedesimplificado/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=223)

▪ **Abril 2009:**

- [http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG\\_0599.EXE/9816\\_5.PDF?NrOcoSis=31067&CdLinPrg=pt](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG_0599.EXE/9816_5.PDF?NrOcoSis=31067&CdLinPrg=pt)
- [http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG\\_0599.EXE/9816\\_5.PDF?NrOcoSis=31066&CdLinPrg=pt](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG_0599.EXE/9816_5.PDF?NrOcoSis=31066&CdLinPrg=pt)
- [http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG\\_0599.EXE/9816\\_5.PDF?NrOcoSis=31065&CdLinPrg=pt](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG_0599.EXE/9816_5.PDF?NrOcoSis=31065&CdLinPrg=pt)
- [http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG\\_0599.EXE/9816\\_5.PDF?NrOcoSis=31064&CdLinPrg=pt](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG_0599.EXE/9816_5.PDF?NrOcoSis=31064&CdLinPrg=pt)
- [http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG\\_0599.EXE/9816\\_5.PDF?NrOcoSis=31063&CdLinPrg=pt](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/PRG_0599.EXE/9816_5.PDF?NrOcoSis=31063&CdLinPrg=pt)
- [http://www.uenf.br/Uenf/Downloads/LECIV\\_1693\\_1122581689.pdf](http://www.uenf.br/Uenf/Downloads/LECIV_1693_1122581689.pdf)
- <http://www.conepenetration.com/online-book/cf-cone/cone-penetrometers/>
- <http://www.conepenetration.com/online-book/cf-cone/cone-penetrometers/>

## **ANEXOS**