



CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA AREIA DA PRAIA DE COPACABANA A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

Renato Goldbach

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Rio de Janeiro

Março de 2016

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA AREIA DA PRAIA DE COPACABANA A
PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

Renato Goldbach

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Dr. Christian Matos de Santana, D.Sc.

Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2016

Goldbach, Renato

Caracterização geotécnica da areia da Praia de Copacabana a partir de ensaios de campo / Renato Goldbach. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2016.

X, 208 p.: il.; 29,7cm.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2016.

Referências bibliográficas: p 130 – 136.

1. Areias. 2.Ensaio de campo. 3.Ensaio de laboratório. 4.Caracterização de depósito. 5.Praia de Copacabana. 6.SPT. 7.CPTU. I. Danziger, Fernando Artur Brasil. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“Sabemos o que somos,
Mas não o que poderemos ser.”

William Shakespeare

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, em especial pela dedicação e apoio em todos os momentos difíceis.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Engenharia Civil da COPPE, pela oportunidade de realização de trabalhos em minha área de pesquisa.

Ao Professor Fernando Artur Brasil Danziger pela incansável e constante participação ativa na elaboração do trabalho e seus resultados.

Aos Professores e colegas de trabalho Christian Mattos de Santana, Gustavo Guimarães e Graziela Jannuzzi pelo apoio técnico fornecido na realização dos ensaios.

Ao amigo Robertinho pela assistência dada durante os trabalhos de campo e laboratório.

Agradeço à Soloteste Engenharia LTDA pelo suporte técnico e fornecimento de todo o material necessário à elaboração dessa pesquisa.

Agradecimento especial a meus amados pais, Marcelo e Gledy Goldbach que, de amigos a colegas de trabalho, ambos fazem parte integral de cada conquista alcançada.

A meus queridos irmãos, Fabio e Guilherme Goldbach, que, com parceria de sempre, estiveram sempre ao meu lado.

Por último e com toda a gratidão, à minha namorada Joana London, pela parceria de cada e todo momento.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.sc.)

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA AREIA DA PRAIA DE COPACABANA A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

Renato Goldbach

Março/2016

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho teve como objetivo a caracterização da areia da praia de Copacabana através de ensaios de campo, SPT e CPTU, complementados por ensaios de laboratório realizados em amostras representativas obtidas nos ensaios SPT. Três sondagens à percussão, com ensaios SPT a cada metro, e dois ensaios de CPTU foram realizados, tendo sido obtidas amostras representativas até 12 m de profundidade. Os ensaios SPT tiveram monitoração de energia, objetivando a determinação de N_{60} . Os ensaios de laboratório consistiram de: granulometria, densidade real dos grãos, teor de umidade, análise mineralógica e análise da forma dos grãos. O material é homogêneo ao longo da profundidade ensaiada. A areia da praia de Copacabana é uma areia média (D_{50} médio de 0,35 mm), uniforme, com CNU médio de 1,94 e coeficiente de curvatura médio de 1,17. Os grãos são subarredondados a arredondados. A composição mineralógica tem, além da fração leve formada por quartzo (mais de 90%), a fração pesada composta por hematita, magnetita, monazita, granada, berilo e biotita (em ordem decrescente de concentrações). O nível d'água se encontrava, na ocasião dos ensaios, a cerca de 2 m de profundidade. O teor de umidade obtido nas amostras acima do NA se situou na faixa 3 a 5%, e os valores abaixo do NA na faixa 17 a 20%, diminuindo com a profundidade. O índice de vazios do material abaixo do nível d'água situou-se na faixa entre 0,46 e 0,59. Valores de compacidade relativa situam-se na faixa 55 a 101%, com compacidade crescente com a profundidade, e ângulo de atrito entre 36° e 45° .

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.sc.)

GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SAND OF COPACABANA BEACH
FROM FIELD RESEARCH

Renato Goldbach

March/2016

Advisor: Fernando Artur Brasil Danziger

Department: Civil Engineering

This study aimed at the characterization of Copacabana beach sand, from SPT and CPTU tests, and also some laboratory tests in representative samples retrieved from the SPT sampler. SPTs have been performed every meter in three deployments (maximum depth of 12 m), and two CPTUs have been carried out. Energy monitoring was performed in the SPTs, aiming the determination of N_{60} . Laboratory tests consisted of sieve analysis, determination of specific weight, water content, mineralogical analysis and grain shape. The material is homogeneous throughout the profile. The Copacabana beach sand is uniform, medium (average $D_{50} = 0,35$ mm), with average $CU = 1,94$ and $CC = 1,17$. The grains are subrounded and rounded. The sand has more than 90% of quartz, and also some heavy minerals composed by hematite, magnetite, monazite, granada, berilo and biotite (in decreasing concentration order). The water level found in the occasion of the tests is about 2 m deep. The water content obtained above WT is in the range 3-5%, and the values below WT are in the range 17 - 20% , decreasing with depth. The void ratio of the material below WT is in the range 0.46 - 0.59. Relative density values are in the range 55-101%, increasing with depth; friction angle values are in the range 36° - 45° .

Sumário

1.	Introdução.....	1
1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Objetivos da pesquisa.....	1
1.3	Organização da dissertação.....	2
2.	Revisão bibliográfica	3
2.1	Ensaio SPT (Standad Penetration Test)	3
2.1.1	A realização do ensaio.....	4
2.1.2	Os resultados obtidos pelo ensaio SPT.....	8
2.1.3	A questão da energia no ensaio SPT.....	11
2.1.4	Aplicações do ensaio SPT.....	19
2.2	Ensaio de piezocone (CPTU).....	27
2.2.1	A realização do ensaio.....	29
2.2.2	Os resultados obtidos pelo ensaio de piezocone.....	32
2.2.3	Aplicações do ensaio de piezocone.....	35
2.3	Correlações existentes entre resultados dos ensaios SPT e CPTU.....	48
3.	A região em estudo.....	56
3.1	Importância da região em estudo.....	56
3.2	Histórico da região.....	58
3.3	Dragagem da area em períodos passados.....	64
3.4	Algumas características do subsolo do bairro.....	65
4.	Ensaio realizados.....	67
4.1	Definição da campanha de ensaios.....	67
4.2	Sondagem à percussão.....	69
4.2.1	A medição de energia.....	71
4.3	Ensaio de piezocone (CPTU).....	81
4.4	Ensaio de laboratório.....	84
4.4.1	Determinação de umidade.....	86
4.4.2	Densidade real dos grãos.....	89
4.4.3	Granulometria – Peneiramento fino.....	90

4.4.4	Granulometria – Sedimentação.....	92
4.4.5	Formato dos grãos.....	92
4.4.6	Caracterização mineralógica.....	96
5	Análise dos resultados.....	99
5.1	Generalidades	99
5.2	Granulometria e densidade real dos grãos.....	99
5.3	Teor de umidade e índice de vazios.....	101
5.4	Envelhecimento (“ageing”).....	104
5.5	Estimativa da compactidade relativa (D_r) e do ângulo de atrito a partir dos resultados das sondagens a percussão.....	104
5.6	Estimativa da compactidade relativa (D_r) e do ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio de piezocone.....	110
5.7	Comparação entre valores de compactidade relativa e ângulo de atrito obtidos de ensaios diferentes.....	123
5.8	Análise das correlações entre os resultados do SPT e CPTU.....	126
6	Conclusões, considerações adicionais e sugestões para futuras pesquisas.....	127
6.1	Conclusões e considerações adicionais.....	127
6.2	Sugestões para futuras pesquisas.....	129
	Referências bibliográficas.....	130
	Anexo I-1:Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Ensaio de determinação da umidade.....	137
	Anexo I-2:Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Ensaio de determinação da densidade real dos grãos.....	147
	Anexo I-3:Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Ensaio de granulometria – peneiramento.....	164
	Anexo I-4:Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Curvas granulométricas.....	174
	Anexo II: Perfis geotécnicos longitudinal e transversais a praia de Copacabana a partir de sondagens a percussão existentes	192
	Anexo III: Relatório de caracterização mineralógica da areia da praia de Copacabana.....	199

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

Diante do crescimento de obras de infraestrutura no Brasil, o entendimento do comportamento dos solos se torna cada vez mais relevante. A partir da determinação das características de um depósito e o conhecimento de seu comportamento, a elaboração de projetos e estudos relacionados são otimizados e a análise dos resultados se torna mais acurada, gerando economias, seja por maior conhecimento das características desses materiais, a partir de uma maior confiança na definição de parâmetros geotécnicos, seja pela segurança atribuída à correta adoção de soluções para cada tipo de problema.

A programação do plano de investigações é uma etapa preliminar de extrema importância, e leva em conta as necessidades do projeto e as condições existentes na região. Com ensaios de campo, ensaios em laboratórios e correlações entre resultados existentes, o planejamento das investigações para uma região específica de aplicação de um dado projeto é o ponto de partida para o seu sucesso.

Seguindo esse contexto, a presente pesquisa visa ampliar o conhecimento das características de areias brasileiras, a partir do estudo de seu comportamento baseado na realização de ensaios de campo – e ensaios de laboratório complementares – mais especificamente da areia da praia de Copacabana.

1.2. Objetivos da pesquisa

Esta pesquisa tem como objetivo principal realizar uma caracterização geotécnica da areia da praia de Copacabana através de ensaios de campo, especificamente SPT e CPTU. Um objetivo secundário da pesquisa consistiu na realização de ensaios de caracterização em laboratório, que pudessem complementar e auxiliar as análises efetuadas através dos ensaios de campo.

1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em seis capítulos.

Segue-se ao primeiro capítulo, introdutório, uma revisão bibliográfica dos ensaios objeto da presente pesquisa, incluindo-se os aspectos tanto de realização como de interpretação dos parâmetros analisados na pesquisa.

O capítulo seguinte traz uma análise da região em questão – Copacabana, o bairro, e a importância da praia, de modo especial – exaltando sua importância histórica e cultural. Aspectos da estratigrafia do subsolo da região de Copacabana, como um todo, ou seja, não apenas no local dos ensaios, são também abordados neste capítulo.

O quarto capítulo apresenta os ensaios realizados – tanto os de campo como de laboratório – envolvendo tanto a metodologia empregada como os resultados encontrados e, ainda, algumas peculiaridades observadas durante a execução.

O capítulo seguinte analisa os resultados encontrados em todos os ensaios, seja individualmente (por tipo de ensaio) seja no que diz respeito à consistência de parâmetros obtidos por mais de um ensaio. Correlações entre resultados são abordadas neste capítulo.

Finalmente, o sexto capítulo apresenta as conclusões obtidas com a pesquisa e as principais sugestões para sua continuidade.

Referências bibliográficas e anexos complementam a documentação do estudo.

2. Revisão bibliográfica

São apresentados nesse capítulo os procedimentos de cada um dos ensaios envolvidos no presente trabalho, bem como os principais aspectos associados à sua interpretação. Valores de parâmetros típicos de areias, a serem interpretados em capítulos seguintes, são também incluídos neste capítulo.

2.1. Ensaio SPT (Standard Penetration Test)

As investigações do subsolo através de sondagens a percussão são procedimentos altamente disseminados no Brasil e em grande parte do mundo. O procedimento tem como finalidade a obtenção de um índice associado a resistência do solo (N_{spt}), além de se conhecer a estratigrafia do solo e posição do nível de água durante a realização do ensaio.

O ensaio SPT compõe uma das etapas da sondagem a percussão, sendo um dos procedimentos mais utilizados para a obtenção de propriedades do solo, devido à sua simplicidade de execução, versatilidade e acessibilidade dos equipamentos, velocidade da aquisição de resultados, obtenção de amostras representativas do solo e baixo custo.

Essas investigações são normatizadas no Brasil pela ABNT através da NBR6484:2001.

Vale salientar que a sondagem à percussão é amplamente utilizada em diversos países ao redor do mundo, vale citar: África do Sul, Austrália, Canadá, Espanha, Estados Unidos, Índia, Israel, Japão, Portugal, Reino Unido, Turquia, entre outros. (Danziger, 2013).

Em outras localidades, diferentes procedimentos de investigação são mais comumente adotados, como é o caso da França que utiliza de forma ampla o ensaio de Pressiômetro de Ménard e o dilatômetro de Marchetti, na Itália.

O procedimento do ensaio SPT é normatizado em cada uma das localidades de uso. Na Europa, a norma técnica utilizada é o EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Design assisted by field testing. Já nos Estados Unidos, a norma técnica utilizada é a ASTM D 1586 – 08^a: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.

Para cada localidade ou região, o ensaio possui algumas diferenças nos procedimentos executivos, como por exemplo o tipo de martelo padronizado, o amostrador padrão, a altura de queda, entre outras diferenças. Essas especificidades devem ser consideradas a fim de padronizar a interpretação dos resultados. Esse assunto será abordado mais adiante.

2.1.1 A realização do ensaio

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) constitui uma das etapas da sondagem a percussão (ou sondagem de simples reconhecimento do solo).

O ensaio consiste na cravação dinâmica de um amostrador padrão de 50,8 mm de diâmetro externo e 34,9 mm de diâmetro interno (ilustrado na figura 2.1), conectado na extremidade inferior de um conjunto de hastes de cravação de 3,2 N/m e diâmetro nominal interno 25 mm. A cravação é provida por um martelo padronizado, de massa 65 kg (figura 2.2), caindo de uma altura de 75 cm em uma cabeça de bater – posicionada no topo da composição de hastes – de massa nominal entre 3,5 e 4,5 kg (NBR6484/2001).



Fig. 2.1 – Amostrador padrão do ensaio SPT, na praia de Copacabana, por ocasião da presente pesquisa.



Fig. 2.2 – Martelo padronizado do ensaio SPT, na praia de Copacabana, por ocasião da presente pesquisa.

A cravação do amostrador é feita por 45 cm – divididos em três intervalos de 15 cm –, e são contados os números de golpes para cravação de cada um dos intervalos. A soma do número de golpes para a cravação dos 30 cm finais fornece o denominado índice de resistência à penetração, simbolizado pela letra N. No Brasil o ensaio SPT é realizado a cada metro, a partir do primeiro metro.

Uma vez que o amostrador é vazado, uma amostra é geralmente recuperada, a qual é usada para uma classificação táctil-visual no campo, pelo sondador, que fornece dados de granulometria e coloração do material. Parte da amostra é acondicionada e enviada para o laboratório, quando é sujeita a uma reclassificação, por geólogos ou engenheiros geotécnicos.

Os principais componentes para a realização da sondagem a percussão são:

- Tripé de sondagem;
- Hastes;
- Revestimento;
- Amostrador-padrão;
- Cabeça de bater;
- Martelo padronizado;
- Trépano de lavagem;
- Bomba para a circulação de água.

As figuras a seguir (2.3 a 2.5) ilustram os componentes envolvidos durante a realização da sondagem a percussão.



Fig. 2.3 - Realização de ensaio SPT na Praia de Copacabana (2014).

Hastes (comprimento padrão: 2 metros)

Revestimento (2 ½ ")

Trépano de lavagem (avanço após o NA)

Trado concha (avanço antes do NA)



Fig. 2.4 - Detalhe dos equipamentos utilizados durante a sondagem a percussão.



Fig. 2.5 - Detalhe da bomba de circulação de água utilizada durante a realização da sondagem.

A realização da sondagem a percussão consiste das seguintes etapas:

- Locação do ponto a ser sondado (é recomendável locação topográfica, para maior exatidão);
- Instalação do equipamento, com prumo do próprio tripé de sondagem;
- Início da perfuração com o trado-concha, até 1,0 m de profundidade ou até se encontrar o nível d'água;
- Intercalar, metro a metro, o ensaio SPT com o avanço da perfuração, seja com auxílio de trado-helicoidal (para trechos de solo antes de se atingir o nível d'água, NA) ou procedimentos de lavagem do solo (após atingido o NA), onde o solo é desagregado e removido através de circulação de água, o que é realizado com o trépano de lavagem;
- O ensaio é interrompido após alcançar resistência suficientemente elevada (definida em norma) ou quando encontrar algum obstáculo (embasamento rochoso, bloco de rocha, matacão, entulhos, etc.) que seja impenetrável à percussão e ao trépano de lavagem. Nesse segundo caso, é realizado o ensaio de lavagem por tempo, para garantir essa “impenetrabilidade”. Existe, também, um outro critério técnico que permite interromper a sondagem a partir de critérios de projeto, definidos para cada caso de forma singular.
- Após a etapa de campo, as amostras obtidas a cada metro são submetidas, em laboratório, a análise táctil-visual por um geólogo de engenharia ou engenheiro geotécnico, para ser preenchido o boletim de sondagem com as informações da estratigrafia do solo em estudo.

2.1.2 Os resultados obtidos pelo ensaio SPT

Conforme mencionado acima, o ensaio SPT fornece o índice de resistência à penetração N (além, naturalmente, dos números de golpes dos intervalos de 15 cm) e a classificação granulométrica do material (estimativa a partir da análise táctil-visual). Além disso, o número de golpes é utilizado para se definir a compactidade – no caso de areias e siltes arenosos – ou a consistência – em caso de argilas ou siltes argilosos, o que é feito mediante a utilização da tabela 2.1, incluída na norma brasileira NBR6484/2011.

Tabela 2.1: Estados de compactidade e consistência dos solos (NBR6484/2001).

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Apesar da Norma NBR6484 apresentar a tabela relacionando a compactidade de solos arenosos ao número de golpes do ensaio SPT, estudos mostram que a compactidade das areias obtidas através de N não depende apenas desse parâmetro, como também do estado de tensões no qual o material está submetido. De fato, Gibbs e Holtz (1957) já demonstravam que a compactidade depende, além do valor de N, do estado de tensões que a amostra se encontra. Esse assunto é detalhado adiante.

O Boletim de Sondagem, ilustrado abaixo para o caso da empresa da qual o autor do presente trabalho é diretor, apresenta as informações relativas à sondagem a percussão, de forma padronizada por norma.

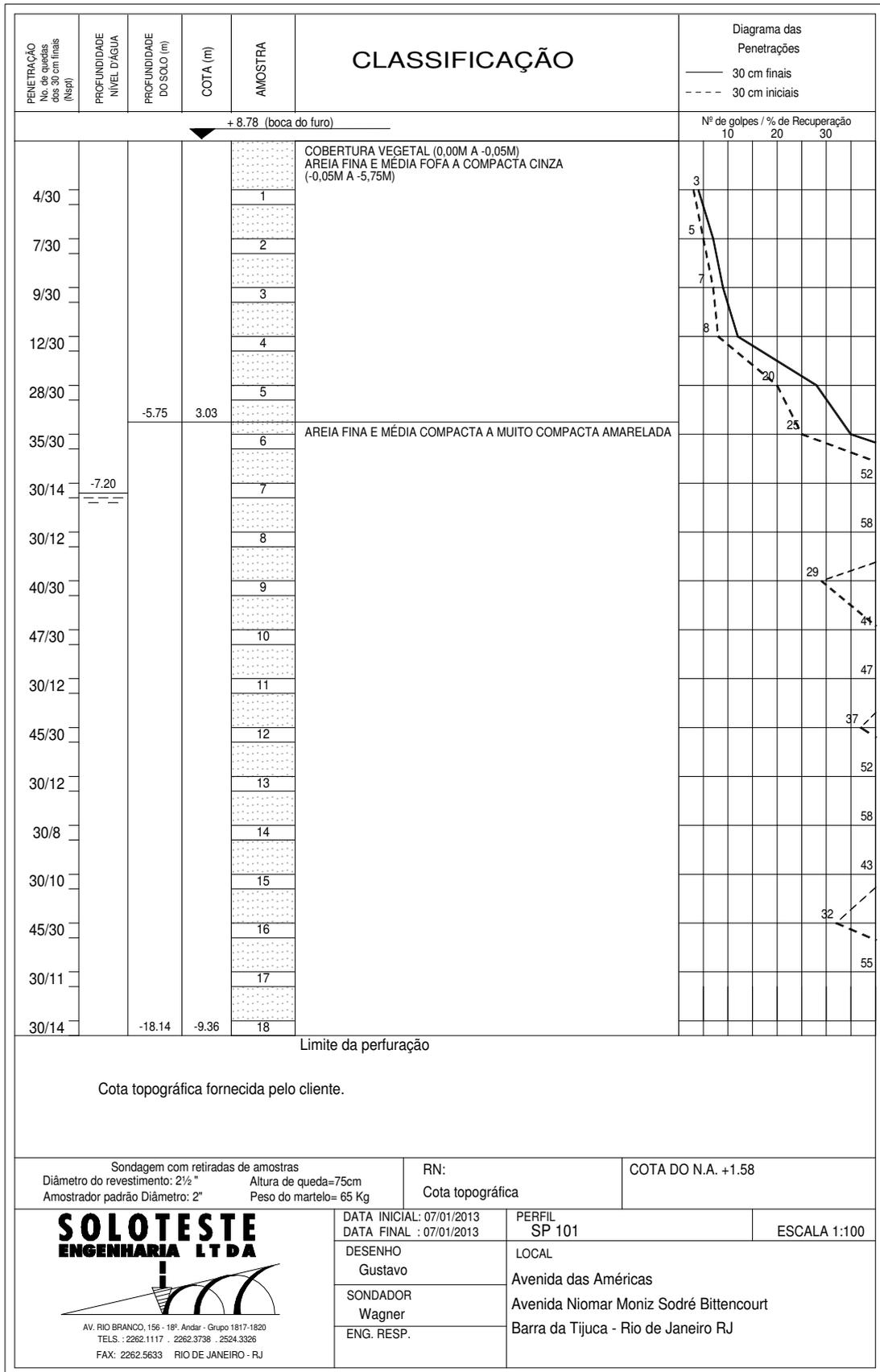


Fig. 2.6 - Boletim de sondagem à percussão.

2.1.3 A questão da energia no ensaio SPT

Um aspecto fundamental na análise e interpretação de resultados de ensaios SPT é o significado do valor de N associado à questão da energia. De fato, há muitos anos diversos autores vêm estudando essa questão. Como exemplo, pode-se citar os trabalhos de Kovacs et al. (1977), Schmertmann e Palacios (1979), Skempton (1986) e Belicanta e Cintra (1998).

Schmertmann e Palacios (1979) demonstraram que o número de golpes N varia inversamente com a energia aplicada na composição de hastes do sistema. Após discussões com o objetivo de padronização para a escolha da energia a ser utilizada como referência em ensaios SPT, esse valor foi estabelecido em 60% da energia teórica de queda livre do martelo (ou energia potencial teórica) pela Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos (ISSMFE, 1989). Dessa forma, após o ensaio SPT ser realizado, o valor de N deve ser utilizado para o cálculo de N_{60} através da equação:

$$N_{60} = N (E / E_{60}) \quad (2.1)$$

Onde:

E = energia correspondente a N;

E_{60} = 60% da energia potencial teórica (E^*);

A energia potencial teórica do ensaio SPT no sistema padronizado no Brasil é $E^* = m \times g \times h = 478,2$ J, onde a massa do martelo é padronizada em $m = 65$ kg e a altura de queda igual a $h = 0,75$ m, conforme definido na NBR 6484:2001.

Vale ressaltar que a energia potencial teórica padronizada no sistema brasileiro tem diferença de 1% da energia correspondente internacional, que possui martelo de peso 63,5 kgf e altura de queda igual a 0,76 m, com a energia potencial teórica igual a 474 J (ISSMFE, 1989).

Dessa forma, se a energia E for conhecida, a equação (2.1) acima pode ser utilizada para se encontrar o valor de N_{60} . Caso não o seja, há a necessidade de uma estimativa do valor de E, o que pode ser feito através das estimativas das perdas de energia a partir da energia potencial teórica. Esse assunto foi muito bem estabelecido por exemplo por Décourt (1989), em seu estado-da-arte sobre SPT apresentado na 12ª International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. De acordo com Décourt (1989), a energia que chega até o topo da composição de hastes, E_i , pode ser obtida através da equação (2.2).

$$E_i = e_1 e_2 e_3 E^* \quad (2.2)$$

sendo e_1 , e_2 e e_3 fatores de eficiência ou de correção.

O fator e_1 relaciona a energia cinética do martelo imediatamente antes do choque ao valor de E^* , portanto reflete os atritos diversos no sistema, como na roldana e na corda em torno do tambor, nesse tipo de sistema. Dessa forma, o valor de e_1 depende do sistema de levantamento e soltura do martelo. O valor de e_1 pode variar entre 0,40 e praticamente 1,0, como é possível observar-se na figura 2.7. A grande variação no fator e_1 denota a importância de se saber (e se considerar) o procedimento de levantamento e soltura do martelo na interpretação dos resultados. A perda de eficiência relacionada a esse fator está condicionada a perdas de energia devido ao atrito da corda com a roldana, durante o levantamento e soltura do martelo, perdas por calor e som geradas durante o golpe, entre outros fatores.

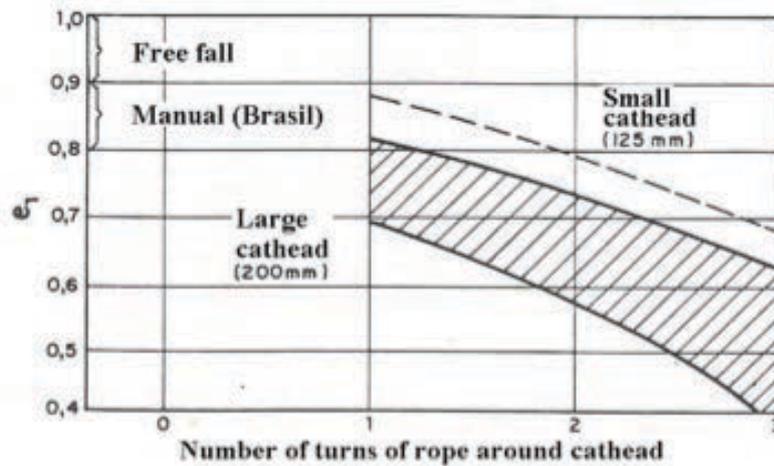


Fig. 2.7 - Fator de eficiência e_1 (adaptado por Décourt 1989 de Skempton 1986) (extraído de Danziger et al., 2008).

Santana (2014) analisou inúmeros ensaios SPT realizados no Brasil, comparando seus resultados com as variações observadas durante os ensaios. Altura de queda, velocidade do martelo no momento do impacto com a cabeça de bater, frequência dos golpes foram alguns dos fatores observados durante a pesquisa.

O fator e_1 encontrado nos ensaios variou de 0,78 a 1,10. Esses valores são mais elevados do que os apresentados por Cavalcante et al. (2011) e com uma variação mais ampla do que os apresentados por Décourt (1989). A figura 2.8 apresenta a contribuição de Santana (2014) aos resultados apresentados por Décourt (1989).

Valores de e_1 maiores que 1,00 são explicados pela altura de queda do martelo acima do valor padrão em várias sequências dos ensaios realizados.

A fim de evitar a influência da altura de queda do martelo nos fatores de eficiência (e_1), Santana et al. (2012) propuseram a utilização de um novo fator de eficiência e_1^* , definido por $e_1^* = E_k / E_p$, onde E_k equivale a energia cinética do martelo na iminência do impacto e E_p representa a energia potencial real do martelo no momento da soltura do mesmo. Os valores de e_1^* variaram entre 0,86 e 0,99 nos ensaios observados pelo autor. Esses resultados são maiores que os encontrados por Cavalcante et al. (2011) e Décourt (1989), como pode ser observado na figura 2.9.

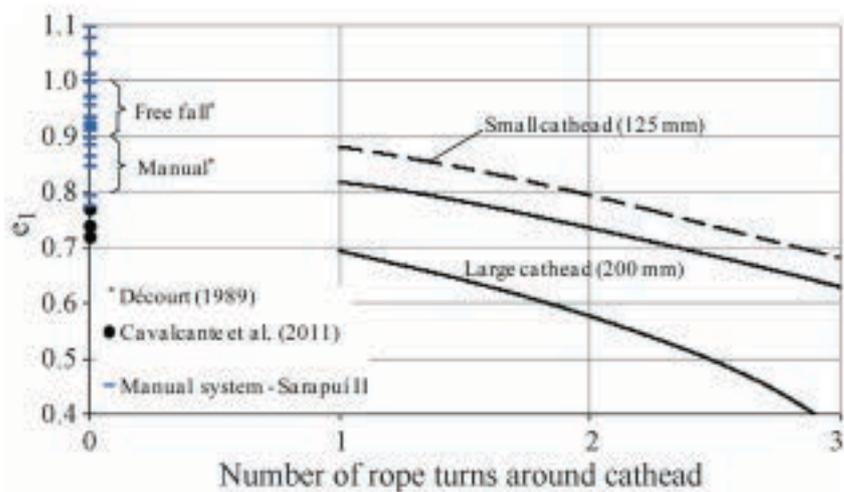


Fig. 2.8 – Fator de eficiência e_1^* com dados de pesquisas brasileiras (Santana et al., 2014).

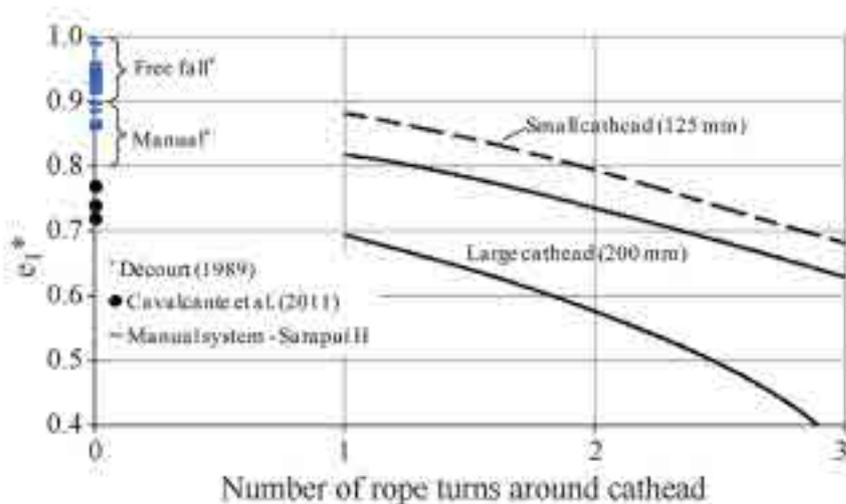


Fig. 2.9 – Fator de eficiência e_1^* , com dados de pesquisas brasileiras (Santana et al., 2014).

O fator e_2 é a relação entre a energia que chega ao topo da composição de hastes (da cabeça de bater) e a energia cinética imediatamente antes do choque. Dessa forma, e_2 está relacionado à massa da cabeça de bater, conforme discutido por Décourt (1989), e apresentado na figura 2.10. Quanto maior for a massa da cabeça de bater, maior será a perda de energia e, conseqüentemente, menor será o valor de e_2 . Esse assunto merece ainda estudos mais aprofundados. Skempton (1986), por exemplo, menciona apenas a influência da massa da cabeça de bater, mas nada discute a respeito da forma deste dispositivo, que pode, em princípio, também influenciar a transmissão da energia às hastes. A norma brasileira define uma massa de 3,5 kg a 4,5 kg para a cabeça de bater. Porém, é possível observar, entre as empresas que executam sondagens no Brasil, valores muito diferentes do preconizado na norma, e até de materiais distintos (ver, por exemplo, Cavalcante et al. 2006). Essa variação, quando não conhecida ou medida, pode gerar resultados incorretos.

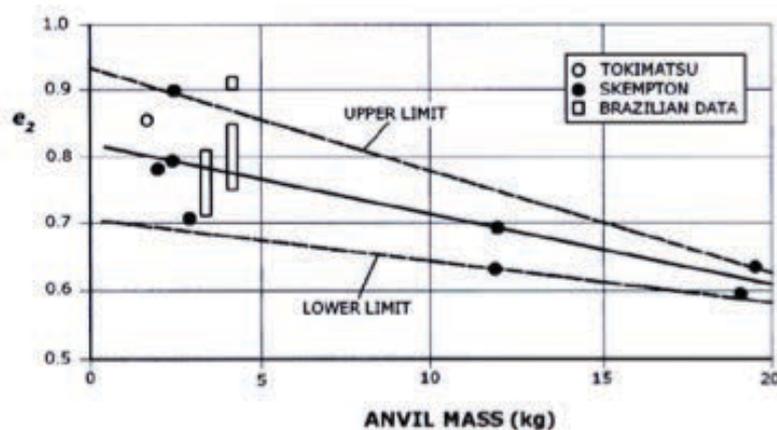


Fig. 2.10 - Fator de eficiência e_2 versus massa da cabeça de bater (Décourt 1989, extraído de Danziger et al., 2008).

Da mesma forma que no caso de e_1 , aos dados da figura 2.10 foram adicionados valores de e_2 obtidos de pesquisas recentes no Brasil (Santana et al., 2014), conforme apresentado na figura 2.11.

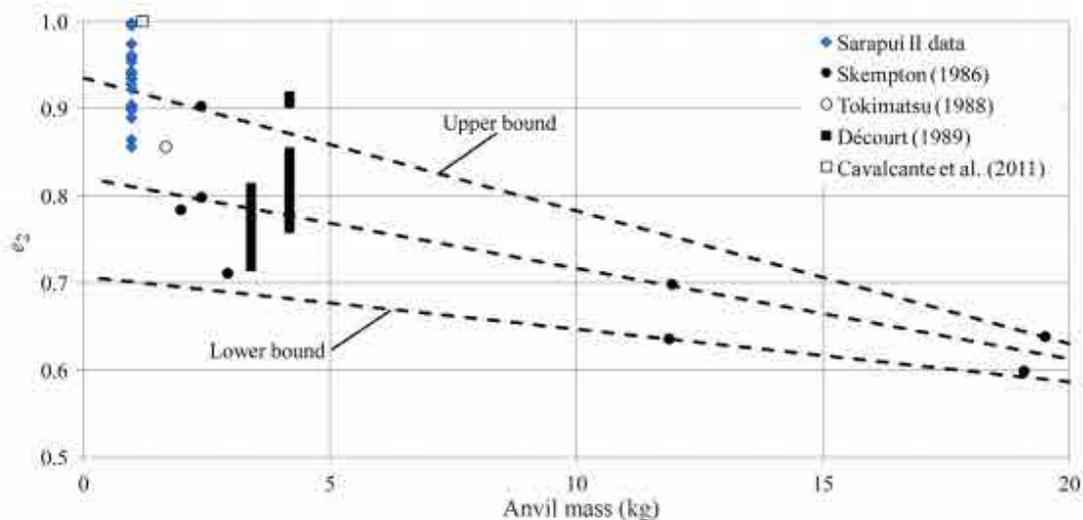


Fig. 2.11 – Fator de eficiência e_2 , com dados de pesquisas brasileiras (Santana et al., 2014).

O coeficiente e_3 está relacionado ao comprimento da composição de hastes durante o ensaio SPT. Schmertmann e Palacios (1979) verificaram que, a partir do estudo da equação de onda, a energia só seria transmitida à composição de hastes desde que esta tivesse um comprimento crítico mínimo. A curva correspondente apresentada por aqueles autores está incluída na figura 2.12. Assim, para comprimentos menores que este comprimento crítico, haveria necessidade de um fator de correção. Isso ocorreria na hipótese de que a primeira onda de compressão, ao se refletir na extremidade inferior do amostrador e retornar como onda de tração, ocasiona a separação entre o martelo e a composição de hastes, impedindo novas transferências de energia. O tempo correspondente seria $2l/c$, sendo l o comprimento da composição de hastes e c a velocidade de propagação da onda (Danziger et al., 2008). Os autores informam, ainda que, os resultados de testes realizados, apresentados na figura 2.12, confirmam o comportamento sugerido pela curva máxima teórica. Os autores não explicam, porém, as diferenças entre os resultados dos testes realizados e a proposição teórica máxima sugerida.

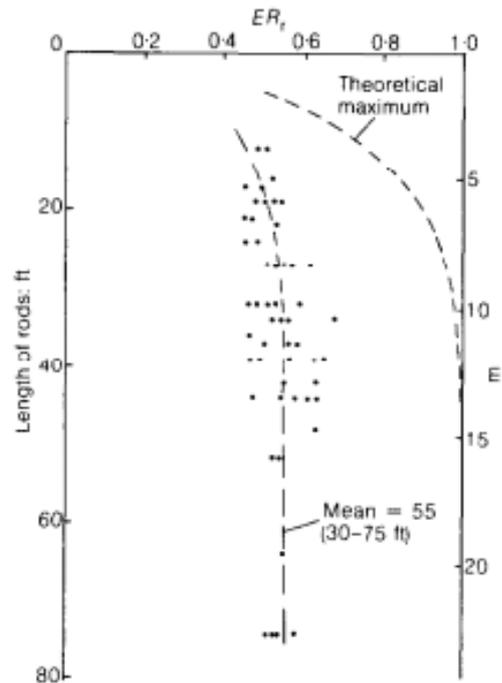


Fig. 2.12 - Eficiência de energia que chega à composição de hastes na primeira onda de compressão (adaptado de Schmertmann e Palacios, 1979, por Skempton, 1986).

Algumas pesquisas recentes (Cavalcante, 2002, Odebrecht, 2003, Daniel et al., 2005, Odebrecht et al., 2005, Danziger et al., 2006, Santana, 2014) têm mostrado que na realidade os impactos subsequentes (oriundos de um mesmo golpe) podem, sim, ter contribuição muito importante na transmissão de energia, resultando que praticamente toda a energia acabe por ser transmitida à composição de hastes. Assim, a energia transmitida ao topo da composição de hastes (abaixo da cabeça de bater) fica independente de seu comprimento, conforme pode ser visualizado na figura 2.13, que apresenta dados de Cavalcante (2002) e Cavalcante et al. (2004). Em outras palavras, o fator e_3 deve ser considerado como igual a 1.

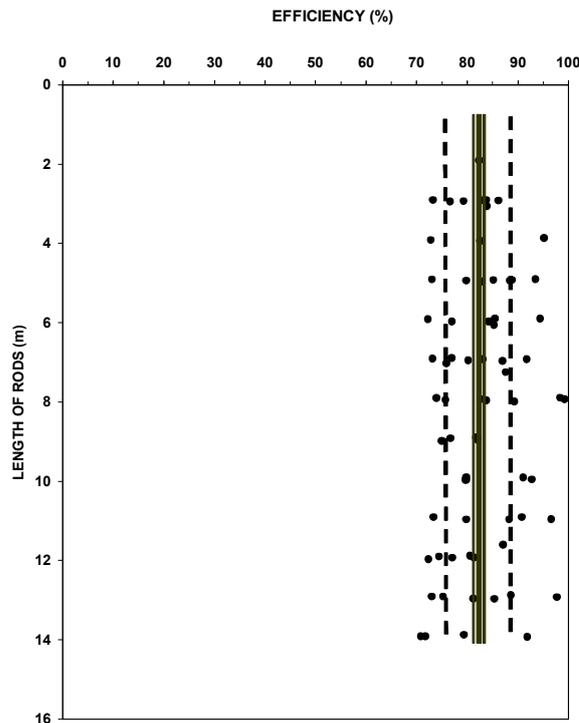


Fig. 2.13 - Eficiência versus comprimento da composição de hastes (Cavalcante, 2002, Cavalcante et al., 2004).

Entretanto, esse assunto ainda é uma questão em aberto, de vez que as normas internacionais, como o Eurocode, por exemplo, ainda sugerem a correção através de e_3 para levar em conta a influência do comprimento das hastes.

A energia que chega à composição de hastes ainda não é a que chega ao amostrador, e que finalmente ocasiona um certo valor de penetração, associada ao valor de N que é utilizado no projeto geotécnico. Poucos dados existem sobre as medições de energia que chega ao amostrador, sobretudo pelas dificuldades associadas à medida de energia naquela região. Dados de Palacios (1977) e Schmertmann e Palacios (1979), empregando hastes de até 21 m de comprimento e com a utilização apenas de células de carga como instrumentação, indicam serem desprezíveis as perdas de energia ao longo da composição de hastes. Resultados mais recentes mostram que existem perdas de energia. Cavalcante (2002) mediu perdas médias da ordem de 13%, para a composição de hastes de comprimentos variando entre 2 m e 10 m (figura 2.13). Na figura 2.14 a tendência de crescimento de perdas de energia com o aumento do comprimento da composição de hastes não é nítida. Os dados de Odebrecht (2003) e Johnsen e Jagello (2007), que ensaiaram composições de hastes de maiores comprimentos, permitem que se verifique aquela tendência (figura 2.15). Dados de Santana (2014) indicam tendência semelhante, embora com grande dispersão.

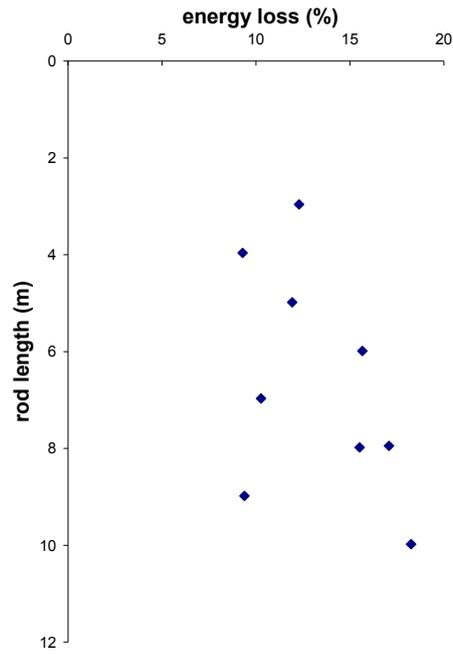


Fig. 2.14 – Perda de energia versus comprimento da composição de hastes (Cavalcante et al., 2008a, interpretando dados de Cavalcante, 2002). Extraído de Danziger et al. (2008).

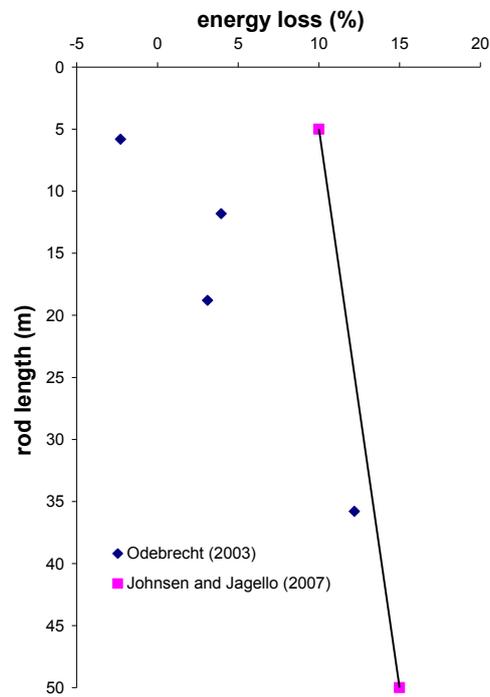


Fig. 2.15 - Perda de energia versus comprimento da composição de hastes (Cavalcante et al., 2008a, interpretando dados de Odebrecht, 2003 e Johnsen e Jagello, 2007). Extraído de Danziger et al., 2008).

Para a consideração desta perda de energia introduz-se (Danziger et al., 2008) o fator e_4 na equação (2.2), o que resulta na equação (2.3).

$$E_a = e_1 e_2 e_3 e_4 E^* \quad (2.3)$$

sendo E_a a energia que chega ao amostrador.

2.1.4 Aplicações do ensaio SPT

Dentre as aplicações do ensaio SPT, a estimativa da compacidade relativa (D_r , equação 2.4) de areias talvez seja a principal, em função da grande dificuldade de obtenção de amostras indeformadas desse tipo de material.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.4)$$

sendo

e_{max} = o índice de vazios correspondente ao estado mais fofo possível do material

e_{min} = o índice de vazios correspondente ao estado mais compacto possível do material

e = o índice do vazios in situ do material (ou de uma dada amostra)

A primeira proposta dessa aplicação, apresentada na tabela 2.2, deve-se a Terzaghi, em 1947. Observa-se que a compacidade relativa não é apresentada quantitativamente, mas de modo qualitativo.

Tabela 2.2 – Compacidade relativa de areias a partir de N (Terzaghi, 1947).

N_{SPT}	D_r
0 – 4	muito fofa
4 – 10	fofa
10 – 30	medianamente compacta
30 – 50	compacta
> 50	muito compacta

Uma proposta semelhante, mas incluindo agora o ângulo de atrito, foi apresentada por Meyerhof, em 1956 (tabela 2.3). Nesse ponto, dois comentários são dignos de nota. O primeiro diz respeito a que a compacidade relativa é um parâmetro que serve como referência para a obtenção de vários outros parâmetros, a partir de ensaios de laboratório. O segundo é relativo a que o ângulo de atrito, incluído na tabela 2.3, deve ter sido estabelecido justamente a partir de correlações (ainda que qualitativas) com D_r .

Tabela 2.3 – Compacidade relativa e ângulo de atrito de areias a partir de N (Meyerhof, 1956).

N_{SPT}	D_r	ϕ
0 – 4	muito fofa	< 30
4 – 10	fofa	30 – 35
10 – 30	medianamente compacta	35 – 40
30 – 50	compacta	40 -45
> 50	muito compacta	>45

Diversos estudos posteriores (o primeiro atribuído a Gibbs e Holtz, 1957, ver figura 2.16) demonstraram que a compacidade relativa é função, além do valor de N, das tensões verticais correspondentes ao material em análise. Pode-se verificar da figura 2.16 que, para um dado valor de N, a compacidade relativa D_r decresce quando se aumenta a tensão vertical efetiva, indicada na figura pelo símbolo σ_{vo} . Vale salientar que a tensão vertical efetiva encontra-se na figura normalizada pela pressão atmosférica, p_a .

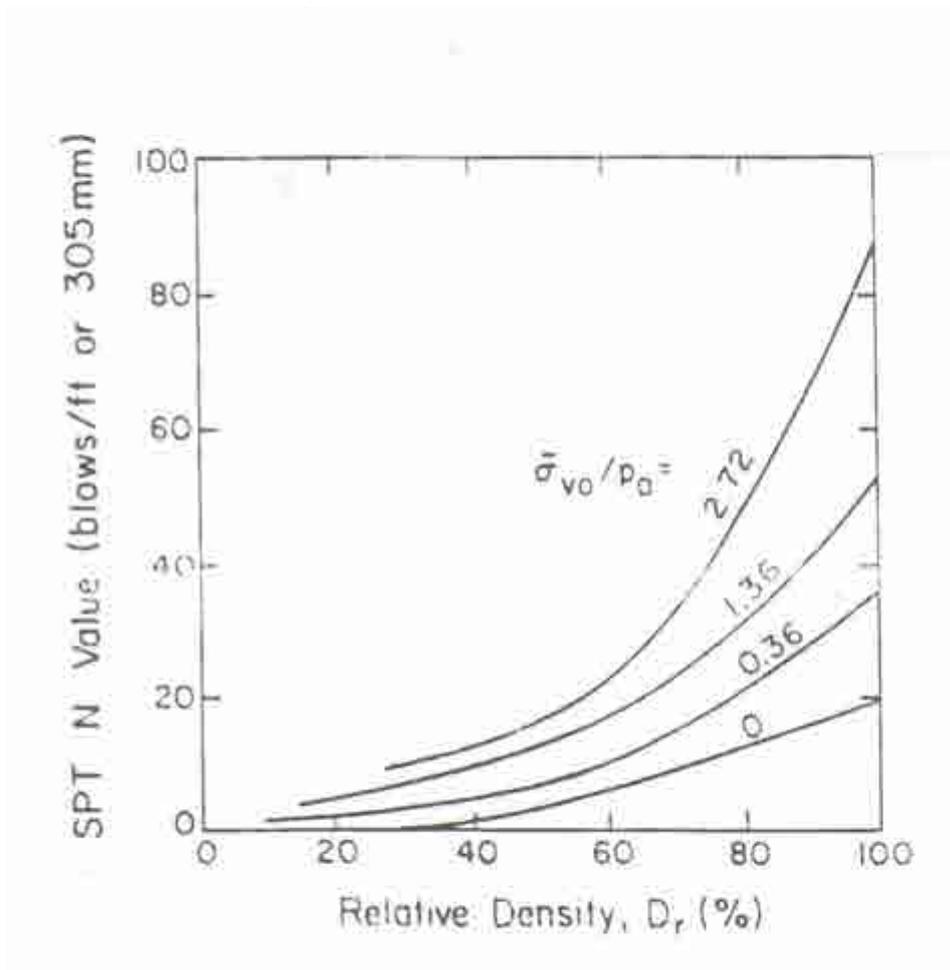


Fig. 2.16 – N em função da compactação relativa (Gibbs e Holtz, 1957).

Consequentemente, pode-se ter o valor de D_r em função de N e z (profundidade), uma vez que o estado de tensões é função do peso específico do material e de sua profundidade.

Dessa forma, para a padronização dos parâmetros em estudo, há a definição da nova grandeza, $(N_1)_{60}$, que é o N_{60} corrigido para uma tensão vertical efetiva de 1 atm (kgf/cm^2).

Assim, tem-se:

$$N_{160} = C_N N_{60} \quad (2.5)$$

sendo C_N o fator de correção. Várias propostas da literatura quanto ao valor de C_N foram apresentadas por Kulhawy e Mayne (1990), conforme ilustrado na figura 2.17.

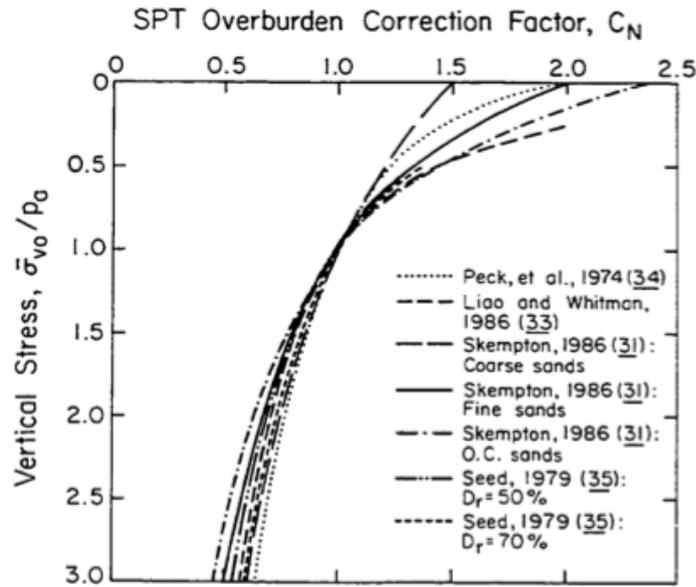


Fig. 2.17 – Valores de C_N propostos por vários autores (Kulhawy e Mayne, 1990).

O Eurocode (1999) recomenda os valores incluídos na tabela 2.4 a seguir, os quais estão apresentados em forma de gráfico na figura 2.18.

Tabela 2.4 – Fatores de correção constantes do Eurocode (1999).

Tipo de Areia	Compacidade Relativa (%)	C_N
Normalmente adensado	40 a 60	$2 / (1 + \sigma_v')$
	60 a 80	$3 / (2 + \sigma_v')$
Sobre-adensado		$1,7 / (0,7 + \sigma_v')$

σ_v' em $kpa \times 10^{-2}$

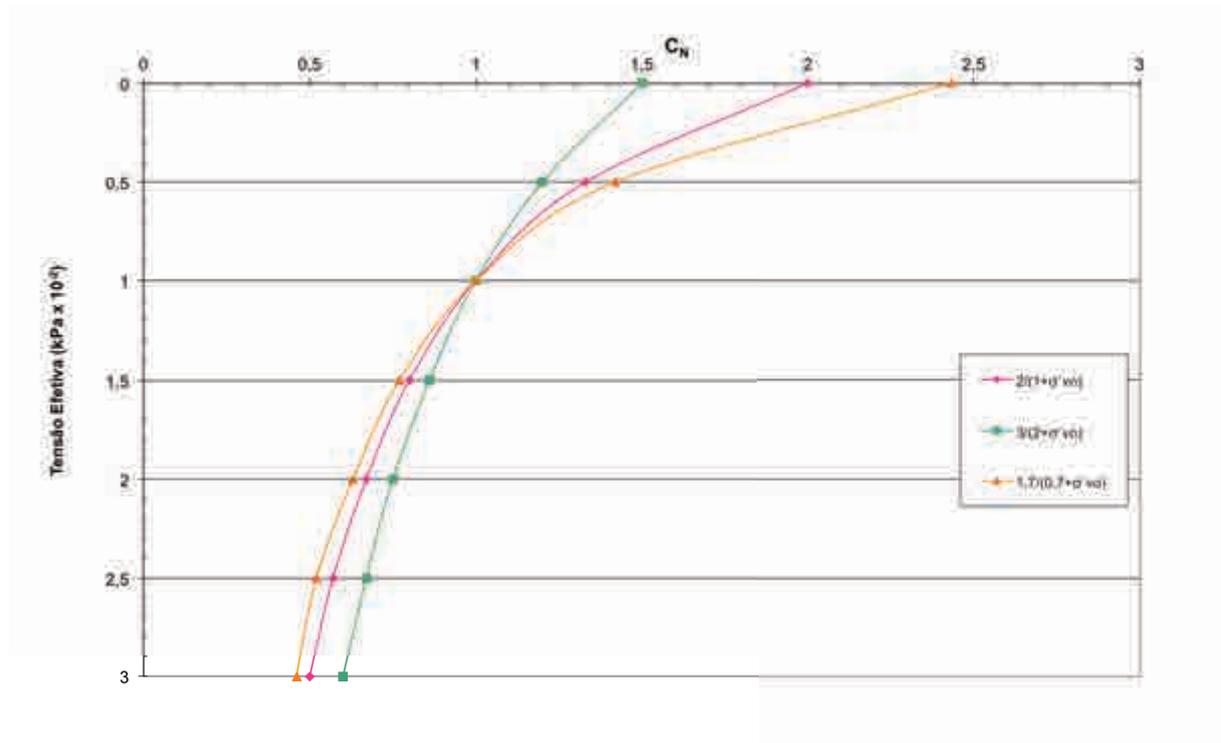


Fig. 2.18 – Fatores de correção propostos pelo Eurocode (expressões da tabela 2.4).

Uma vez obtido o valor de C_N e corrigido o valor de N_{60} para $(N_1)_{60}$ outros fatores, relativos agora a características do solo, precisam ser considerados para se obter a compactidade relativa. Tais fatores foram analisados por Kulhawy e Mayne (1990).

O primeiro desses fatores é o valor do diâmetro médio das partículas, D_{50} , e os dados obtidos por Kulhawy e Mayne (1990) são apresentados na figura 2.19. Constam na figura principalmente areias recentes (ou não envelhecidas, “unaged”) normalmente adensadas, embora algumas areias sobreadensadas e envelhecidas (“aged”) façam também parte da figura. A equação ilustrada na figura refere-se ao caso de areias normalmente adensadas não envelhecidas.

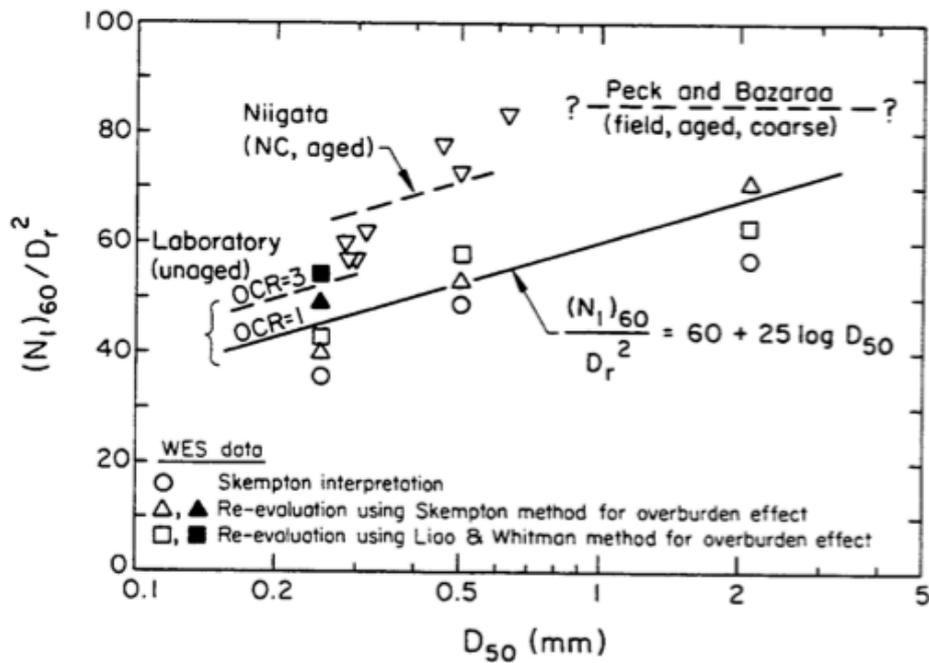


Fig. 2.19 - Efeito do diâmetro das partículas no valor de $(N_1)_{60}$ (Kulhawy e Mayne, 1990).

O efeito de envelhecimento (“ageing”) é ilustrado na figura 2.20, e uma equação proposta para representar o envelhecimento encontra-se incluída na figura. As figuras 2.19 e 2.20 representam as justificativas para que Kulhawy e Mayne (1990) considerem que diâmetro das partículas, envelhecimento e sobreadensamento influenciem o valor da relação $(N_1)_{60}/D_r^2$, sendo os fatores a considerar incluídos na tabela 2.5.

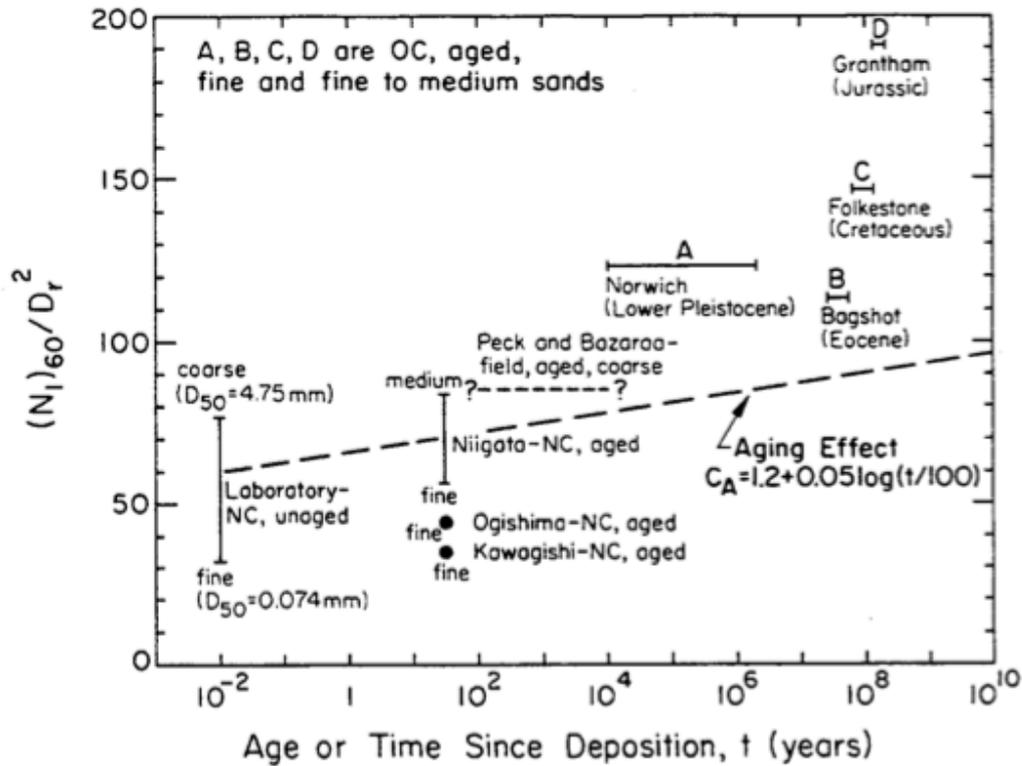


Fig. 2.20 - Efeito do tempo no valor de $(N_1)_{60}$ (Kulhawy e Mayne, 1990).

Tabela 2.5 – Fatores de correção para o caso de areias (Kulhawy e Mayne, 1990).

Effect	Parameter	Correction	
		Term	Value
Particle size	D_{50} of sand	C_p	$60 + 25 \log D_{50}$ (D_{50} in mm)
Aging	Time (t)	C_A	$1.2 + 0.05 \log (t/100)$
Overconsolidation	$OCR = \bar{\sigma}_p / \bar{\sigma}_{vo}$	C_{OCR}	$OCR^{0.18}$

Sendo:

C_p = efeito de diâmetro das partículas;

C_A = efeito de envelhecimento;

C_{OCR} = efeito de sobreadensamento.

Com os valores constantes da tabela 2.5, pode-se então obter o valor da compactidade relativa, com o emprego da equação (2.6).

$$D_r^2 = \frac{(N_1)_{60}}{C_P C_A C_{OCR}} \quad (2.6)$$

A principal aplicação da compactidade relativa é a estimativa do valor do ângulo de atrito do material. Schmertmann (1978) propôs, a partir de resultados de Burmister (1948), a correlação entre o ângulo de atrito e a compactidade relativa ilustrada na. figura 2.21.

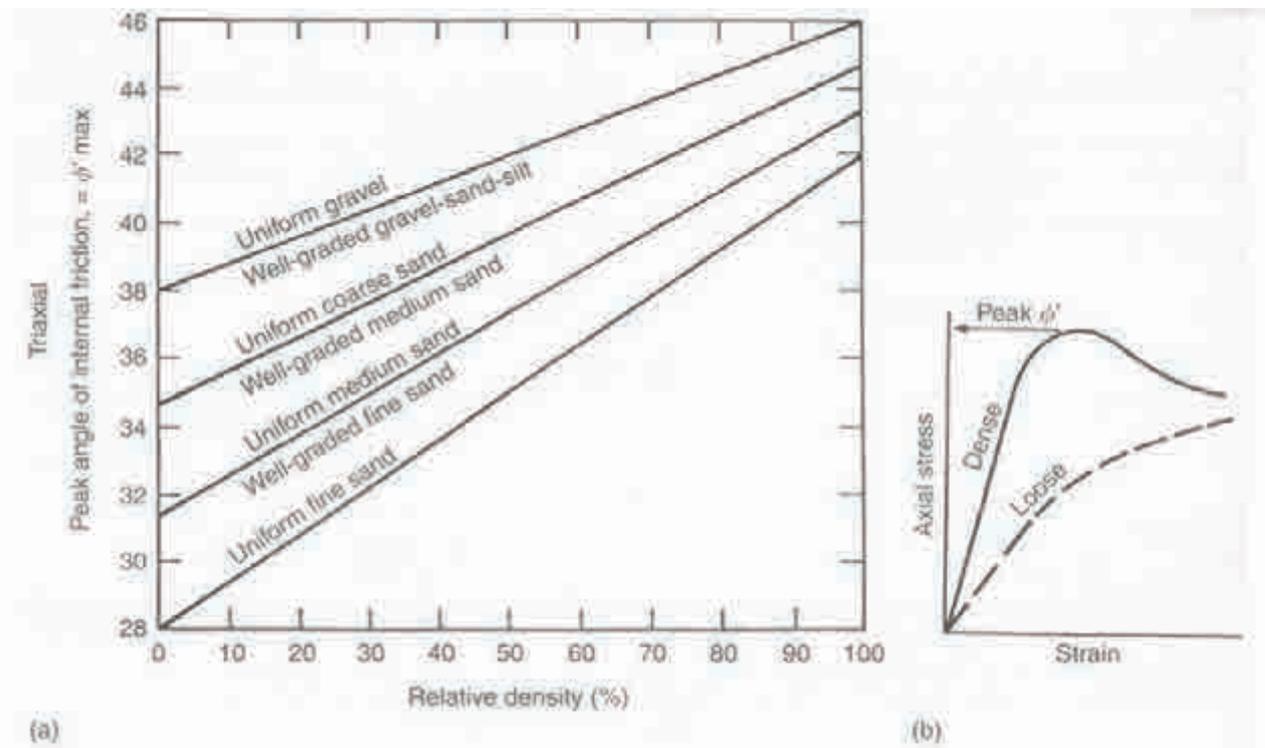


Fig. 2.21 - Ângulo de atrito em função da compactidade relativa (Schmertmann, 1978).

O ângulo de atrito pode também ser obtido diretamente a partir do valor de $(N_1)_{60}$, tal como proposto por exemplo por Décourt (1989) e Hatanaka e Uchida (1996), em figura de Matos Fernandes (2011), que faz uma comparação entre ambas as propostas (figura 2.22).

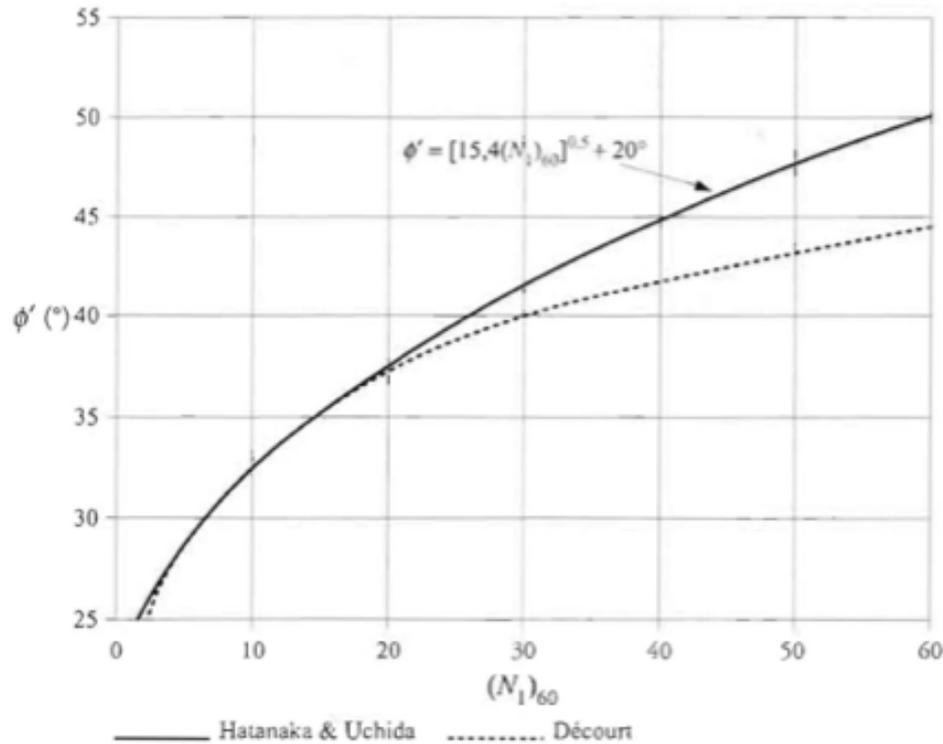


Fig. 2.22 – Propostas de Décourt (1989) e Hatanaka e Uchida (1996) para a obtenção do ângulo de atrito de areias a partir de $(N_1)_{60}$. Comparação apresentada por Matos Fernandes (2011).

Cabe salientar que, se havia ficado demonstrado acima que o diâmetro das partículas, o envelhecimento e o sobreadensamento (dentre outros fatores) influenciam o valor da compactidade relativa, que por sua vez está relacionada ao ângulo de atrito, há que fazer a hipótese de que as propostas de Décourt (1989) e de Hatanaka e Uchida (1996) devem corresponder a areias com características semelhantes, pela grande similaridade entre as propostas (ao menos até cerca de 37-38°).

2.2. Ensaio de piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone (CPTU ou PCPT) consiste no tradicional ensaio de CPT, com a inclusão de um transdutor de poro-pressão e elemento poroso, o que permite registrar a poro-pressão gerada durante a realização do ensaio. Segundo Velloso (1959), em Danziger (1990), os primeiros estudos relativos ao ensaio de penetração estática, também denominado ensaio de cone holandês, ou simplesmente ensaio de cone (CPT) foram realizados por Terzaghi (1930) e, logo em seguida, pelos especialistas do Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda (Barentsen, 1936, Laboratory of Soil Mechanics, Delft, 1936, Boonstra, 1936).

Inicialmente dois equipamentos semelhantes foram produzidos: o primeiro com a finalidade de se estabelecer um método de ensaio rápido e barato para a obtenção de dados sobre a consistência de solos argilosos, para uso em projetos de estradas (Barentsen, 1936); o segundo objetivava o estabelecimento de um ensaio para substituir os métodos existentes de estimativa do comprimento de estacas (Laboratory of Soil Mechanics, Delft, 1936).

A adição da medida de poro-pressão trouxe a possibilidade de estimativa de vários parâmetros geotécnicos, ilustrados na tabela 2.6, a qual representa uma utilização com métodos baseados em bancos de dados genéricos, com dados de vários locais de todo o mundo. Observa-se que a confiabilidade de obtenção dos parâmetros é naturalmente maior ou menor dependendo do parâmetro, mas pode ser sempre melhorada quando correlações locais são estabelecidas. Naturalmente a determinação da estratigrafia e a classificação dos solos também puderam ser aprimoradas com a introdução da medida da poro-pressão.

Tabela 2.6 - Acurácia de parâmetros geotécnicos estimados através do ensaio de piezocone (Danziger e Lunne, 1994, adaptado de Lunne et al., 1989).

Tipo de solo	Parâmetros geotécnicos											
	D_r	ψ	K_o	OCR	S_t	s_u	ϕ'	E	E_{ad}	$G_{m\acute{a}x}$	k	c_v
Areias	2-3	2	4-5				2	2-4	2-4	2-3		
Argilas			4-5	3	2-3	2-3	3-4	5	5	5	2-4	2-3

1 - Alta confiabilidade.

2 - Moderada a alta confiabilidade.

3 - Moderada confiabilidade.

4 - Baixa a moderada confiabilidade.

5 - Baixa confiabilidade.

Obs.: a indicação de faixa (e.g. 2-4) significa que a confiabilidade varia com o tipo de solo.

Onde:

D_r = compacidade relativa

ψ = parâmetro de estado

K_o = coeficiente de empuxo no repouso

OCR = razão de pré-adensamento

S_t = sensibilidade

s_u = resistência não drenada das argilas

ϕ' = ângulo de atrito

E = módulo de Young

E_{ad} = módulo edométrico

$G_{m\acute{a}x}$ = módulo de cisalhamento máximo

k = coeficiente de permeabilidade

c_v = coeficiente de adensamento

O ensaio de cone é normalizado no Brasil pela ABNT através da NBR 12069, de 1991, “Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT)”, que entretanto necessita de uma atualização. Na Europa, a norma técnica utilizada é o EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3:

Design assisted by field testing. Já nos Estados Unidos, a norma técnica utilizada é a ASTM D-5778-07 – Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

2.2.1 A realização do ensaio

Os principais componentes do piezocone são ilustrados na figura 2.23, onde o piezocone é apresentado montado e desmontado. O elemento poroso ilustrado na figura 2.23 é designado como na posição 2, e a poro-pressão correspondente como u_2 .

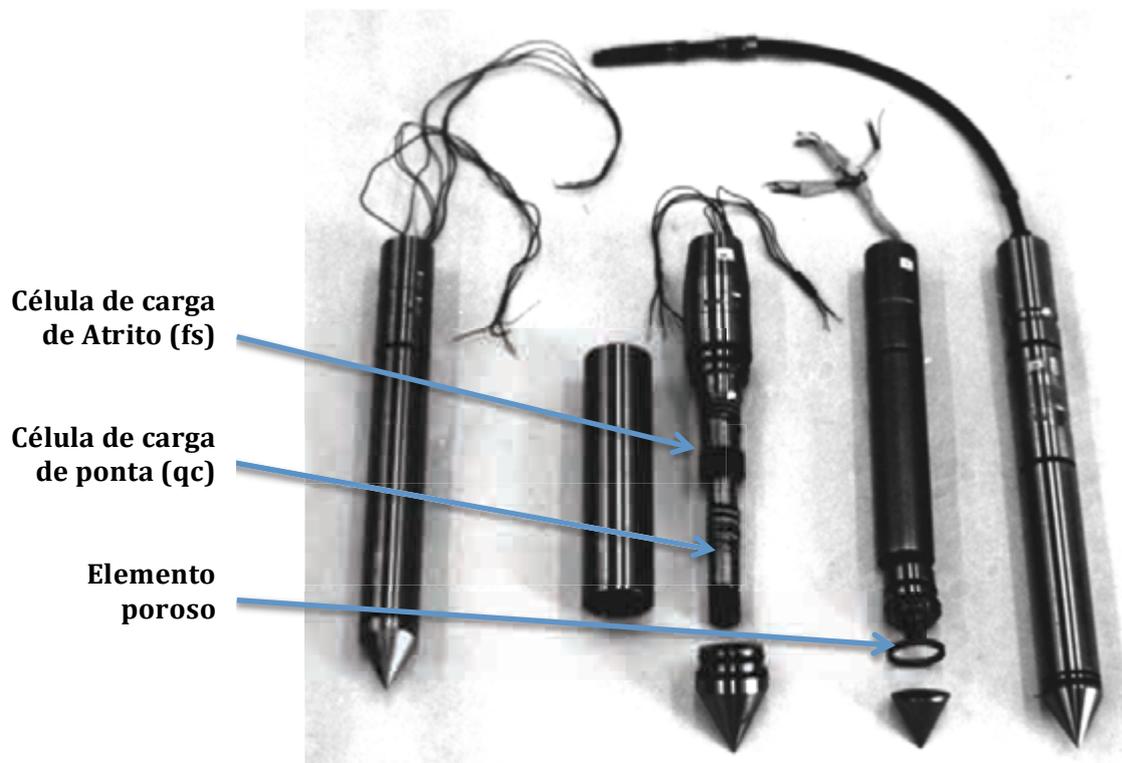


Fig. 2.23 - Principais componentes do equipamento de piezocone (Shnaid et al., 1998). Extraído e adaptado de Danziger e Schnaid (2000).

O ensaio consiste na cravação do piezocone no terreno a uma velocidade constante de 20mm/s, com tolerância de 5mm/s.

O equipamento de cravação possui uma estrutura de reação. Vários tipos de equipamento existem no mundo, desde muito leves até os montados em caminhão, os quais não necessitam de reação adicional ao peso próprio nem mesmo no caso de materiais resistentes. Uma descrição de equipamentos diversos pode ser vista em Danziger e Schnaid (2000). Geralmente o piezocone é cravado com auxílio de hastes com comprimento de 1 m, sendo portanto o ensaio interrompido a cada metro para adição de uma nova haste. No caso de estruturas offshore equipamentos bastante sofisticados permitem inclusive a cravação

contínua das hastes de cravação (Lunne, 2010).

A COPPE/UFRJ dispõe de dois equipamentos de cravação, o primeiro de fabricação própria, de 1985, ainda em uso hoje em dia (figura 2.24). É extremamente robusto, e possui motor elétrico, o que faz com o que o ensaio seja melhor ambientalmente. Necessita, entretanto de gerador para seu funcionamento. As desvantagens desse equipamento são sua mobilidade (não possui esteiras) e o sistema de reação, que necessita ser instalado manualmente. Recentemente um equipamento da empresa italiana Pagani foi adquirido, para suprir as desvantagens acima mencionadas, especialmente útil no caso dos ensaios em Copacabana abordados na presente pesquisa (figura 2.25).



Fig. 2.24 – Equipamento de cravação produzido em 1985 pela COPPE/UFRJ (Danziger, 1990).



Fig. 2.25 - Equipamento da COPPE/UFRJ, fabricação Pagani, realizando ensaios na praia de Copacabana por ocasião da presente pesquisa.

As grandezas medidas pelos sensores são transmitidas à superfície por um cabo, na maioria das vezes. Os sinais são coletados, tratados e armazenados em um computador, podendo o resultado do ensaio ser visualizado imediatamente na tela.

2.2.2 Os resultados obtidos pelo ensaio de piezocone

Os resultados obtidos pelo ensaio de piezocone são:

- resistência de ponta, simbolizada como q_c , obtida pela força medida pela célula de carga dividida pela área projetada do cone, de 10 cm^2 no caso dos piezocones convencionais.
- atrito lateral, simbolizado como f_s , obtido pela força medida na célula de carga dividida pela área lateral da luva de atrito, de 150 cm^2 no caso dos piezocones convencionais.
- poro-pressão, simbolizado como u_2 , quando medida acima da base do cone. Há vantagens também em medir a poro-pressão na posição designada como 1, gerando a poro-pressão u_1 . Campanella et al. (1982) apresentam uma série de vantagens na medição da poro-pressão a partir da posição de u_1 . São elas:

- boa proteção e menor propensão a danos aos equipamentos;
- maior facilidade para saturação;
- fornecimento de poro-pressões razoavelmente estáveis;
- fornecimento de ampla faixa de poro-pressões, desde negativas a muito positivas;
- é um bom local para o uso de soluções que consideram a forma cilíndrica para o caso de características de adensamento obtidas do decréscimo de poro-pressão com o tempo;
- é o melhor local para aplicar a correção da resistência de ponta;
- é um bom local para aplicar a correção do atrito lateral no caso das áreas terminais da luva não serem iguais.

O piezocone empregado rotineiramente pela COPPE/UFRJ desde meados da década de 1990 mede as poro-pressões u_1 e u_2 (Bezerra, 1996, figura 2.26).

A figura 2.26 ilustra os locais onde são medidas as poro-pressões u_1 e u_2 .

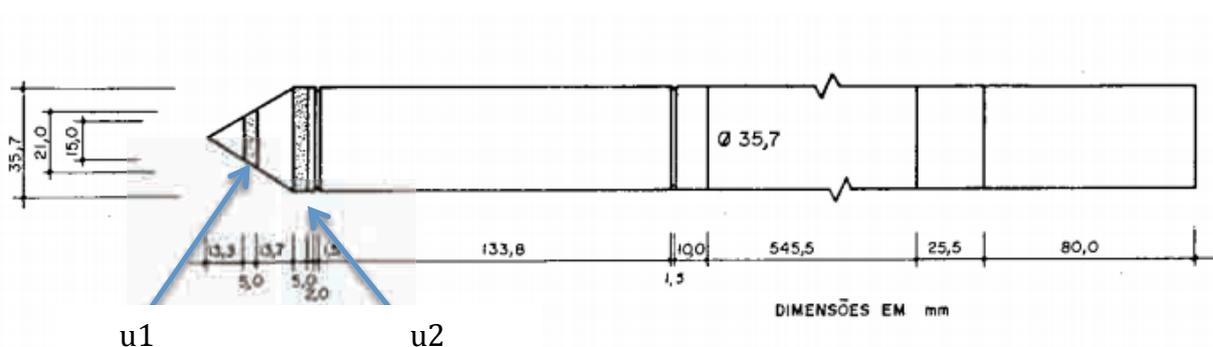


Fig. 2.26 – Posição das poro-pressões u_1 e u_2 , medidas pelo piezocone COPPE/UFRJ desde meados da década de 1990 (Bezerra, 1996).

Um exemplo de ensaio em que a poro-pressão é medida em dois locais ao longo do piezocone é apresentado na Figura 2.27. Neste exemplo, encontram-se lado a lado os resultados do ensaio de piezocone e o boletim de uma sondagem à percussão realizada por empresa de reconhecida competência.

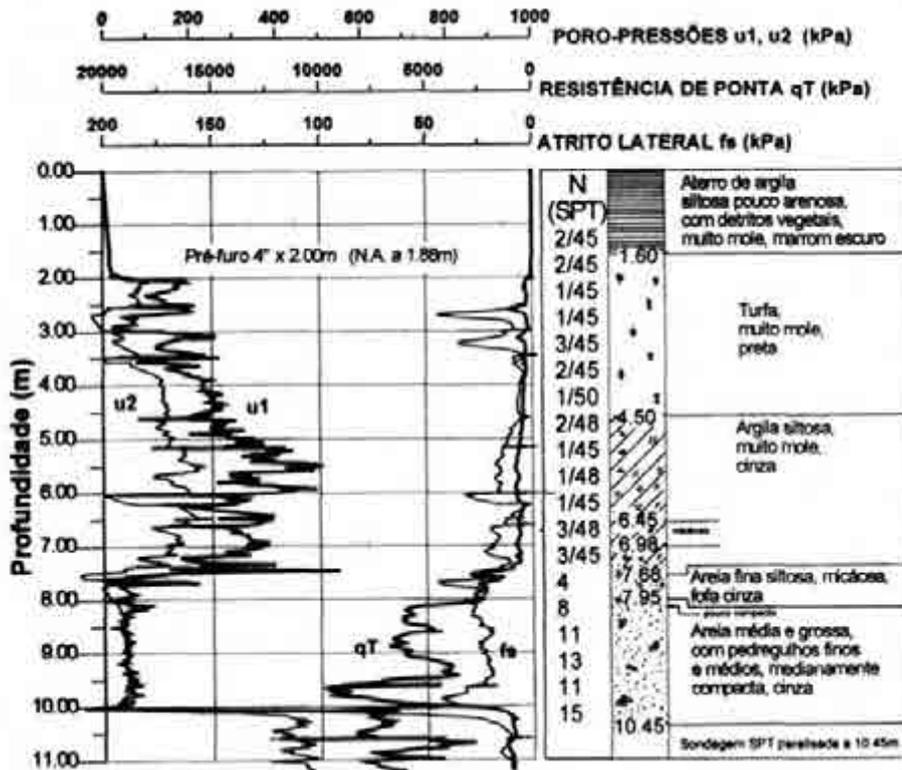


Fig 2.27 - Exemplo de ensaio de piezocone (Danziger et al., 1998).

Segundo Danziger e Schnaid (2000), com o desenvolvimento do piezocone ficou constatada a existência de erros na medida da resistência de ponta q_c e do atrito lateral f_s para ensaios realizados em depósitos saturados, devido à ação da água sobre as ranhuras do cone (e.g. Baligh et al.i., 1981, De Ruiter, 1981). Estes erros são particularmente importantes em argilas moles, onde a magnitude da poro-pressão gerada é comparável à da resistência de ponta. A figura 2.28 ilustra este efeito no caso da resistência de ponta. Necessita-se portanto conhecer a poro-pressão medida na base do cone, u_2 , para calcular a resistência de ponta real mobilizada no ensaio, q_t , conforme equação 2.6 (Campanella et al.ii, 1982, Jamiolkowski et al.ii, 1985).

$$q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (2.6)$$

sendo $a = A_N/A_T$ (ver figura 2.28), relação de áreas, que deve ser obtida a partir de calibração.

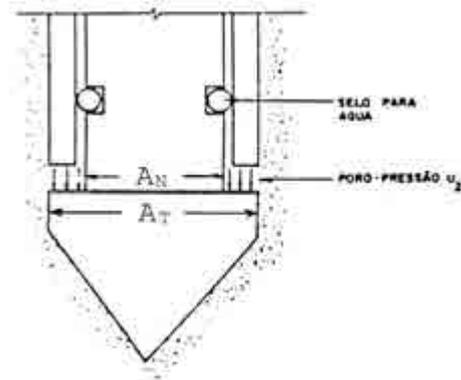


Fig. 2.28 – Relação entre áreas que deve ser obtida através de calibração.

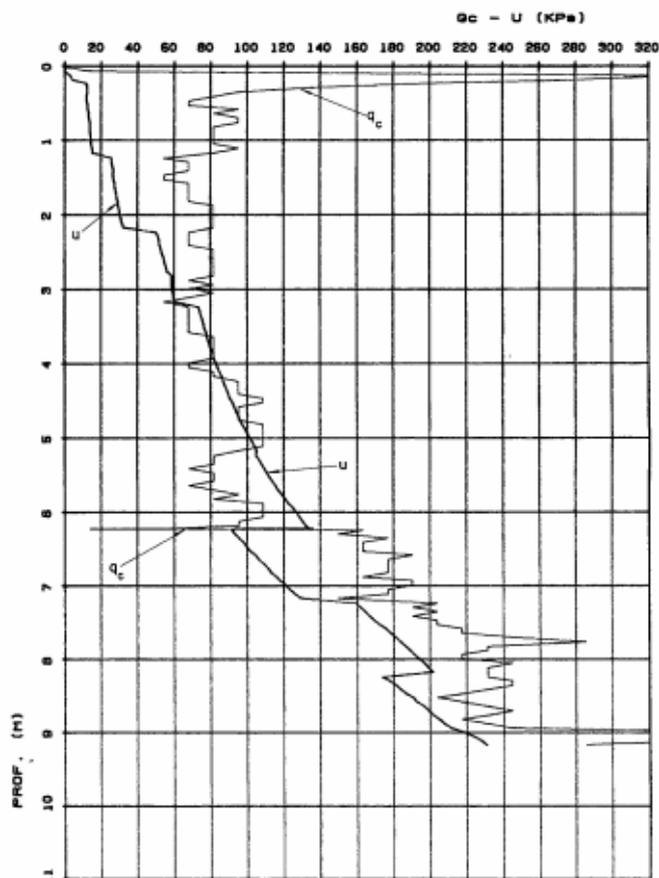


Fig. 2.29 – Poro-pressão influenciando a medida da resistência de ponta (Danziger, 1990).

Analogamente à correção de q_c , algumas expressões foram propostas para a correção do atrito lateral medido. Entretanto, há necessidade nesse caso da poro-pressão u_3 , que corresponde à medida da poro-pressão logo acima do topo da luva de atrito. Uma vez que esta é apenas excepcionalmente medida, o valor de f_s é a grandeza finalmente obtida do ensaio.

O ensaio CPTU permite também a execução do ensaio de dissipação a qualquer profundidade, que é realizado a partir da interrupção da cravação do piezocone. Nesse caso o excesso de poro-pressão gerado começa a se dissipar. A curva de dissipação versus tempo pode ser empregada para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal do solo. O valor final estabilizado pode também ser obtido, fornecendo a poro-pressão de equilíbrio no ponto considerado.

2.2.3 Aplicações do ensaio de piezocone

Dentre as numerosas aplicações do ensaio de piezocone, no presente trabalho serão abordadas a questão da classificação do solo e a estimativa da compactidade relativa e do ângulo de atrito de areias, tal como no caso do SPT.

Segundo Danziger (1990), Begemann (1965) foi o primeiro autor a propor um ábaco para a classificação dos solos com base na resistência de ponta (q_c) e no atrito lateral (f_s). Este ábaco foi proposto com o emprego do cone mecânico, partindo de considerações teóricas e de numerosos ensaios realizados na Holanda, para solos indeformados situados abaixo do nível d'água. Recomenda-se a utilização deste gráfico nos casos de depósitos que se encontram nas mesmas condições dos depósitos holandeses. A figura 2.30 apresenta o ábaco proposto por Begemann (1965).

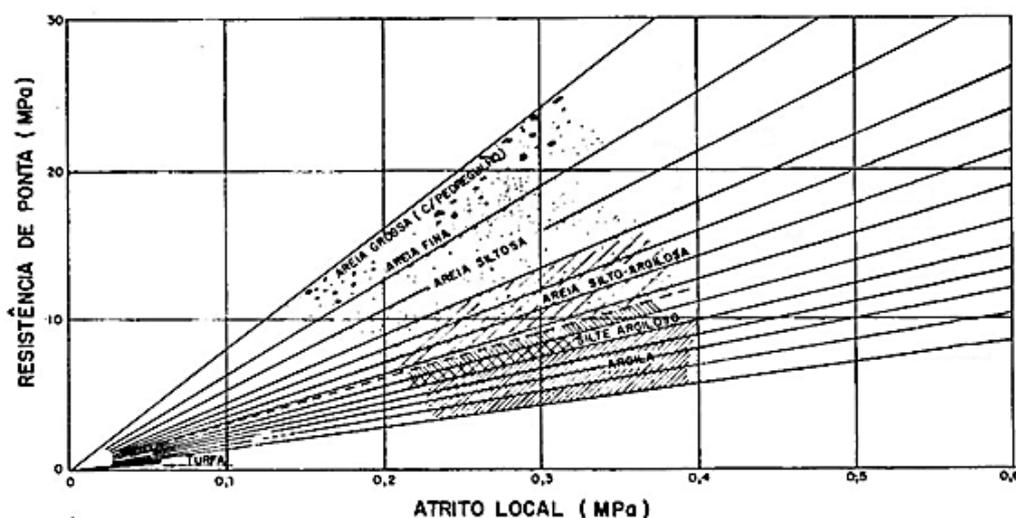


Fig. 2.30 - Ábaco de Begemann (1965) (extraído de Danziger, 1990).

Douglas e Olsen (1981) foram os primeiros a propor um ábaco baseado em ensaios com cone elétrico. Os autores publicaram um ábaco relacionando resistência de ponta, razão de atrito (f_s/q_c) e o sistema de classificação unificada (USCS), além de indicar tendências de índice de liquidez e coeficiente de empuxo no repouso, sensibilidade do solo e areias meta estáveis. A figura 2.31 apresenta a sugestão daqueles autores.

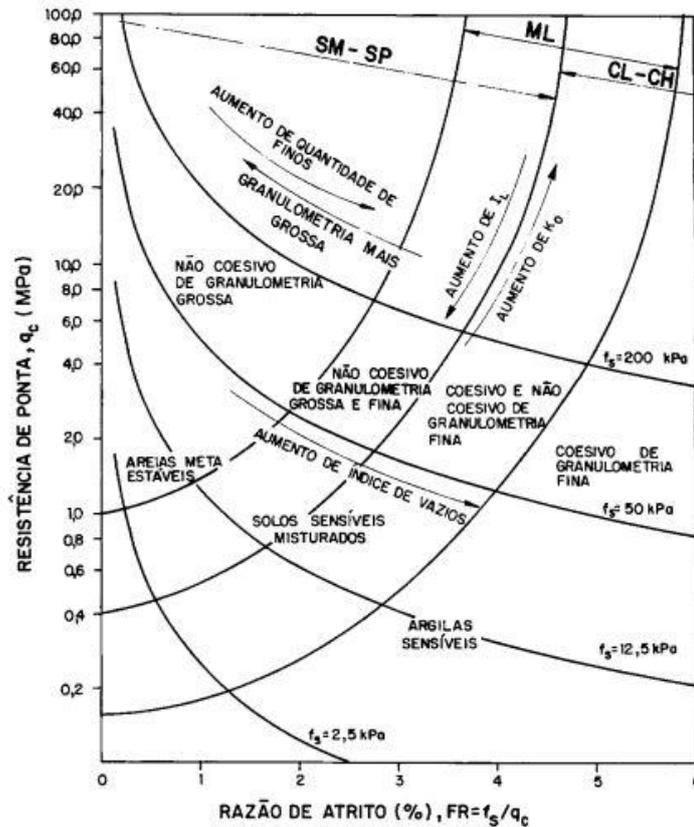


Fig. 2.31 - Proposta de classificação de Douglas e Olsen (1981) (extraído de Danziger, 1990).

Com o aparecimento da sonda piezométrica, e posteriormente do piezocone, surgiram várias propostas de classificação dos solos nas quais a poro-pressão gerada substituiu o atrito lateral (Danziger, 1990).

Segundo Danziger (1990), Jones et al. (1981) apresentaram uma proposta de classificação dos solos (figura 2.32) relacionando os valores normalizados de excesso de poro-pressão, Δu , e da resistência de ponta, de acordo com as equações:

Poropressão normalizada:

$$\frac{\Delta u}{u_0} = \frac{u - u_0}{u_0} \quad (2.7)$$

sendo:

u_0 = poropressão de equilíbrio

Resistência de ponta normalizada:

$$\frac{(q_c - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}} \quad (2.8)$$

sendo:

σ_{v0} = tensão vertical inicial total

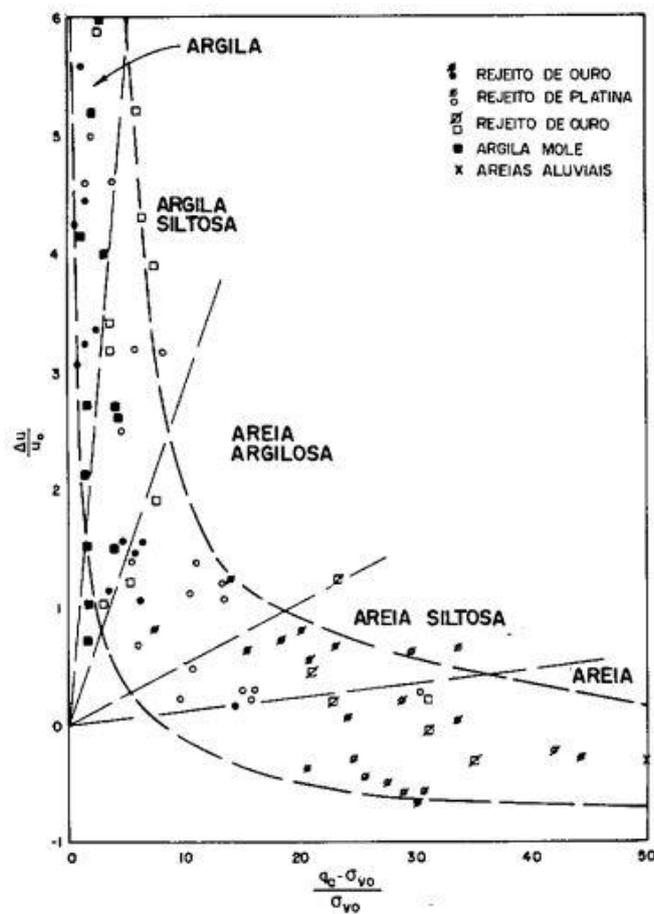


Fig. 2.32 - Proposta para classificação de solos (Jones et al. 1981) (extraído de Danziger, 1990).

Robertson et al. (1986) e Robertson (1990) publicaram suas propostas de classificação dos solos utilizando dois ábacos complementares, os quais utilizam parâmetros de resistência de ponta corrigida q_t , parâmetro de poro-pressão B_q (equação 2.9) e razão de atrito FS. Esses ábacos tornaram-se de grande utilização no meio técnico e acadêmico. Vale salientar que foram Robertson et al. (1986) os autores que passaram a chamar os ábacos de classificação dos solos como ábacos de comportamento dos solos, distinguindo a classificação granulométrica da indicação do comportamento do material. A diferença entre as duas propostas é que a segunda usa parâmetros normalizados, e a primeira os valores obtidos diretamente do ensaio. Para profundidades de até 20 m as diferenças entre os dois ábacos são muito pequenas, indicando – pela simplicidade de aplicação – a utilização da proposta de Robertson et al. (1986).

Dessa forma, pode-se definir:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.9)$$

A proposta de Robertson et al. (1986) é apresentada na figura 2.33, onde são identificadas 12 áreas, denominadas zonas de tipo de comportamento do solo ou SBT (Soil Behaviour Type).

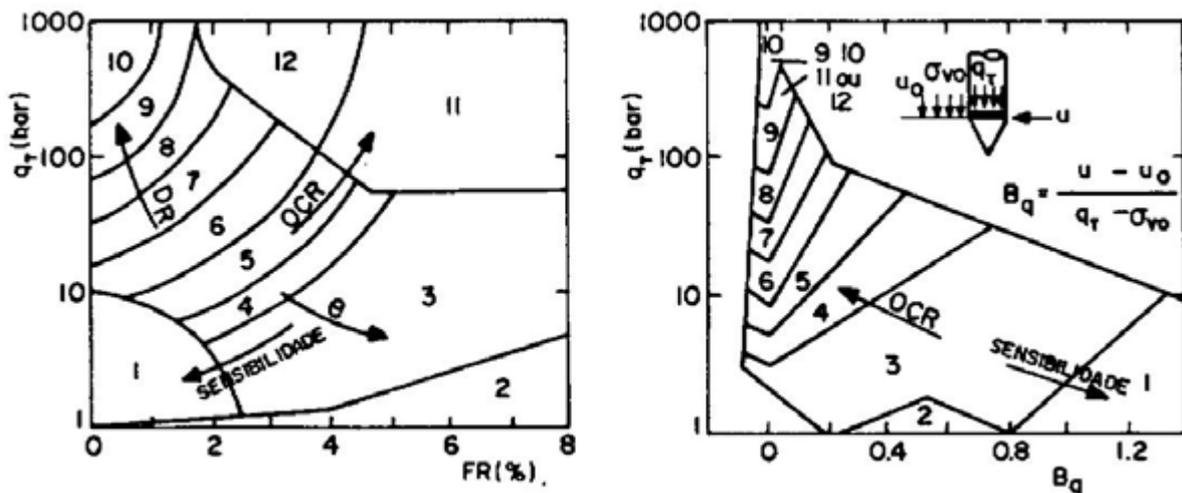


Fig. 2.33 - Proposta para classificação dos solos (Robertson et al., 1986, adaptado de Danziger, 1990).

Sendo:

Tabela 2.7 – Divisão dos tipos de comportamento de solos (Robertson et al., 1986, adaptado de Danziger, 1990)

1. Solo fino sensível	7. Areia siltosa para silte arenoso
2. Material orgânico	8. Areia para areia siltosa
3. Argila	9. Areia
4. Argila siltosa para argila	10. Areia grossa para areia
5. Silte argiloso para argila siltosa	11. Solo fino duro*
6. Silte arenoso para silte argiloso	12. Areia para areia argilosa*

*pré-adensado ou cimentado

Robertson et al. (1986) afirmam ainda que ocasionalmente um determinado solo pode cair em zonas diferentes em cada ábaco e que, nessa circunstância, é necessária uma análise mais adequada para classificar o solo. Esses autores comentam que tanto as velocidades como a forma pela qual o excesso de poro-pressão se dissipa durante uma pausa na cravação auxiliam a classificação do solo.

A proposta de Robertson (1990) é apresentada na figura 2.34, onde se observa que tanto a resistência de ponta como o atrito lateral passaram a ser normalizados. A resistência de ponta normalizada e o atrito lateral normalizado são definidos pelas equações 2.10 e 2.11, respectivamente, e o parâmetro de poro-pressão é definido pela equação 2.12:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (2.10)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (2.11)$$

$$B_q = \frac{u_z - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.12)$$

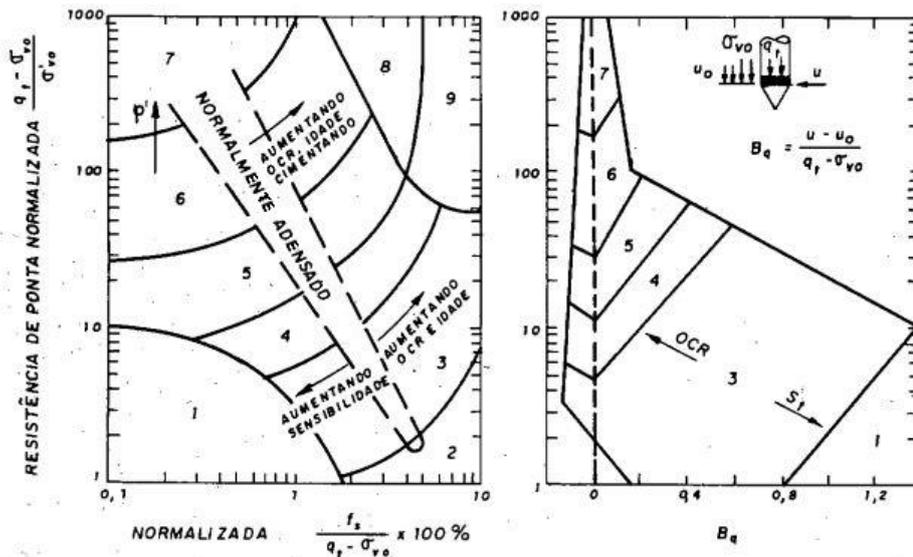


Fig. 2.34 - Proposta de classificação dos solos (Robertson, 1990), extraído de Bezerra (1996).

Onde:

Tabela 2.8 – Divisão dos tipos de comportamento de solos (Robertson, 1990, adaptado de Bezerra, 1996)

1. Solo fino sensível	6. Areia limpa e areia siltosa
2. Argila e Material orgânico	7. Areia e areia pedregulhosa
3. Argila e argila siltosa	8. Areia compacta e areia argilosa*
4. Silte argiloso e argila siltosa	9. Muito compacta; granulometria fina*
5. Areia siltosa e silte arenoso	..

*pré-adensado ou cimentado

a proposta de classificação do tipo de comportamento do solo de Robertson et al (1986) considera 12 zonas SBT, já a proposta de Robertson (1990), que leva em conta os parâmetros normalizados, considera 9 zonas SBTn.

Nejaim (2015) cita Jefferies e Davies (1991) que apontam a limitação do gráfico resistência de ponta normalizada versus B_q em termos de poro-pressão negativa, principalmente em investigações offshore. Nesse sentido, Robertson (1991) propõe uma modificação do ábaco, apresentado na figura 2.35, mas faz a ressalva de que tanto o ábaco original quanto o modificado têm muitas limitações face à complexidade dos solos, e que os

ábacos são propostos como um “guia”, podendo necessitar de pequenos ajustes para se adequar às condições geológicas locais.

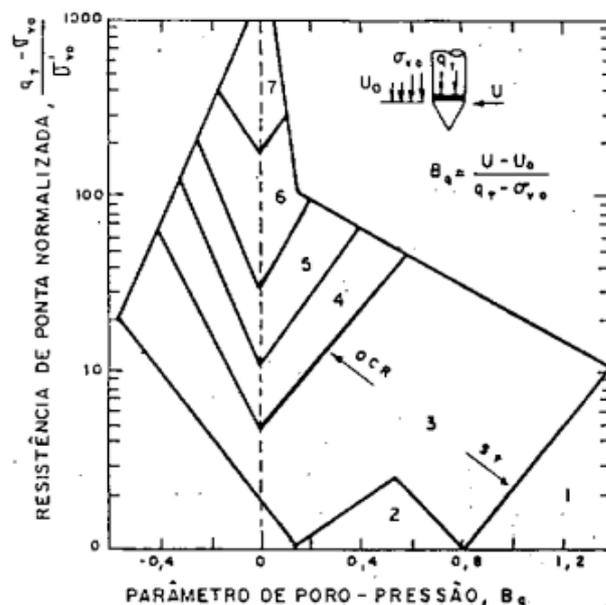


Fig. 2.35 - Proposta de modificação do ábaco de tipo de comportamento do solo (Robertson, 1991). Adaptado de Bezerra (1996).

Segundo Robertson (2009), Robertson (1990), apesar de sugerir dois ábacos com base em $Q_t \times Fr$ e $Q_t \times Bq$ para a classificação do comportamento do solo, o ábaco mais confiável é o $Q_t \times Fr$.

Uma vantagem em se utilizar o método de Robertson et al. (1986) diz respeito à avaliação do comportamento do solo em tempo real durante a execução do ensaio. Embora os gráficos normalizados sejam considerados mais confiáveis por utilizarem os parâmetros normalizados, sua utilização só ocorre após a realização do ensaio, pois necessitam de dados como o peso específico do solo e o nível d'água que muitas vezes só são conhecidos após a realização do ensaio.

Conforme citado por Robertson (2012), 80% dos resultados obtidos pelo ábaco de classificação do solo SBTN apresentam excelente confiabilidade quando comparado com as amostras dos materiais.

Schneider et al. (2008) propuseram um ábaco de classificação dos solos baseado em dados normalizados de resistência de ponta (Q) e excesso de poro-pressão ($\Delta u_2/\sigma'_{vo}$), conforme pode ser visto em maiores detalhes no trabalho de Nejaim (2015). Esses ábacos foram desenvolvidos utilizando estudos paramétricos de soluções analíticas, dados de campo e no julgamento de várias discussões entre elas: tipo de solo, velocidade de penetração, comportamento drenado, não-drenado, parcialmente drenado, dilatância e compressão.

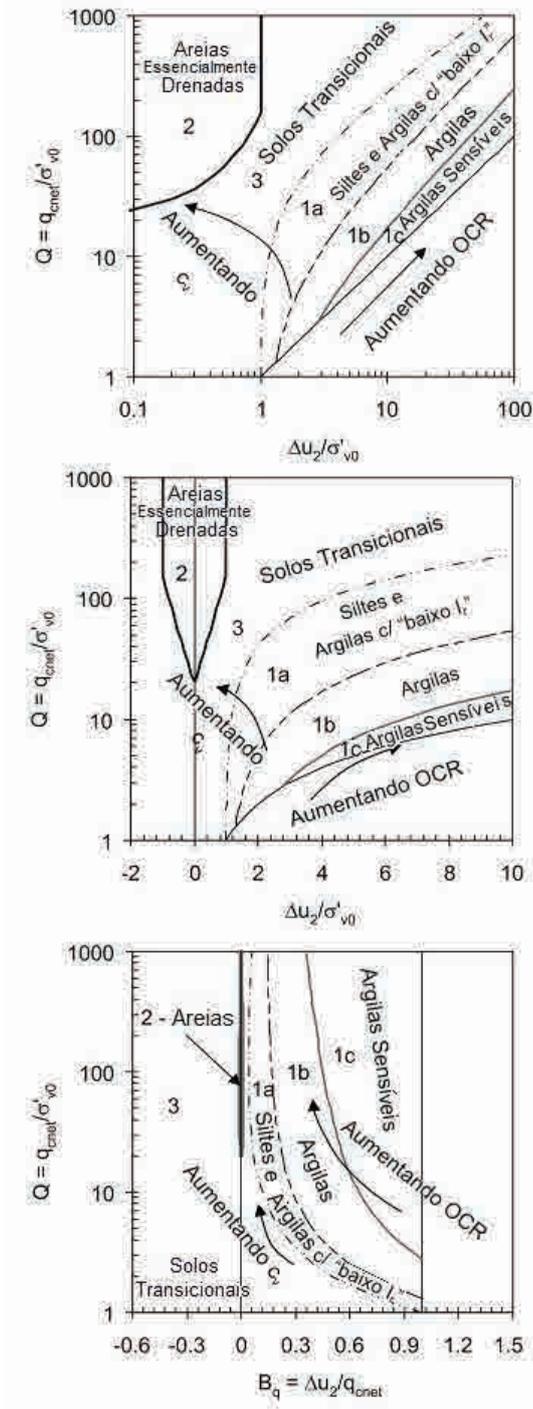
A proposta de Schneider et al. (2008) é mostrada na Figura ta2.36, que ilustra os ábacos de classificação do solo, baseados em parâmetros normalizados do piezocone.

O primeiro ábaco, $\log\left(Q = \frac{q_t}{\sigma_{vo}}\right) \times \log\left(\frac{\Delta u_2}{\sigma'_{vo}}\right)$, tem uso indicado para argilas, siltes argilosos, siltes, siltes arenosos e areias, onde não ocorre a geração de excesso de poro-pressão negativa durante a penetração.

O segundo, $\log\left(Q = \frac{q_t}{\sigma_{vo}}\right) \times \left(\frac{\Delta u_2}{\sigma'_{vo}}\right)$, é indicado para areias e solos transicionais com pequeno excesso de poro-pressão negativo durante a penetração.

Finalmente o terceiro, $\log\left(Q = \frac{q_t}{\sigma_{vo}}\right) \times B_q$, é indicado para solos argilosos com expressivo excesso de poro-pressão negativo durante a penetração.

Para delinear os tipos de solo, os autores consideram a influência da razão de sobreadensamento OCR, o índice de rigidez I_r , o parâmetro de poro-pressão B_q , e a influência do tempo através do coeficiente de adensamento c_v .



1a – Siltes e Argilas com “baixo índice de rigidez ($I_r = G/s_u$)”
1b – Argilas
1c – Argilas sensíveis
2 – Areias essencialmente drenadas
3 – Solos transicionais

Fig.2.36 – Ábaco de classificação dos solos segundo Schneider et al., (2008), em vários formatos

De forma análoga aos ensaios SPT, a partir dos resultados obtidos em ensaios CPTU, é possível a determinação da compactação relativa (D_r) das amostras. A partir de correlações propostas pela literatura, pode-se obter a compactação relativa através de N_{spt} , o que se faz fundamental em projetos onde o ensaio direto para a obtenção de D_r não foi realizado.

Lunne et al. (1997) mencionam pesquisas em câmaras de calibração que apresentaram correlações entre q_c e D_r em materiais predominantemente arenosos. Os ensaios em câmaras de calibração têm mostrado que a resistência q_c é controlada pela densidade da areia, tensões in-situ (horizontais e verticais) e compressibilidade relativa da areia. A Figura 2.37 apresenta a faixa de resultados de cinco tipos de areia ensaiadas em condições controladas de laboratório. Resultados in-situ podem apresentar dispersões ainda maiores.

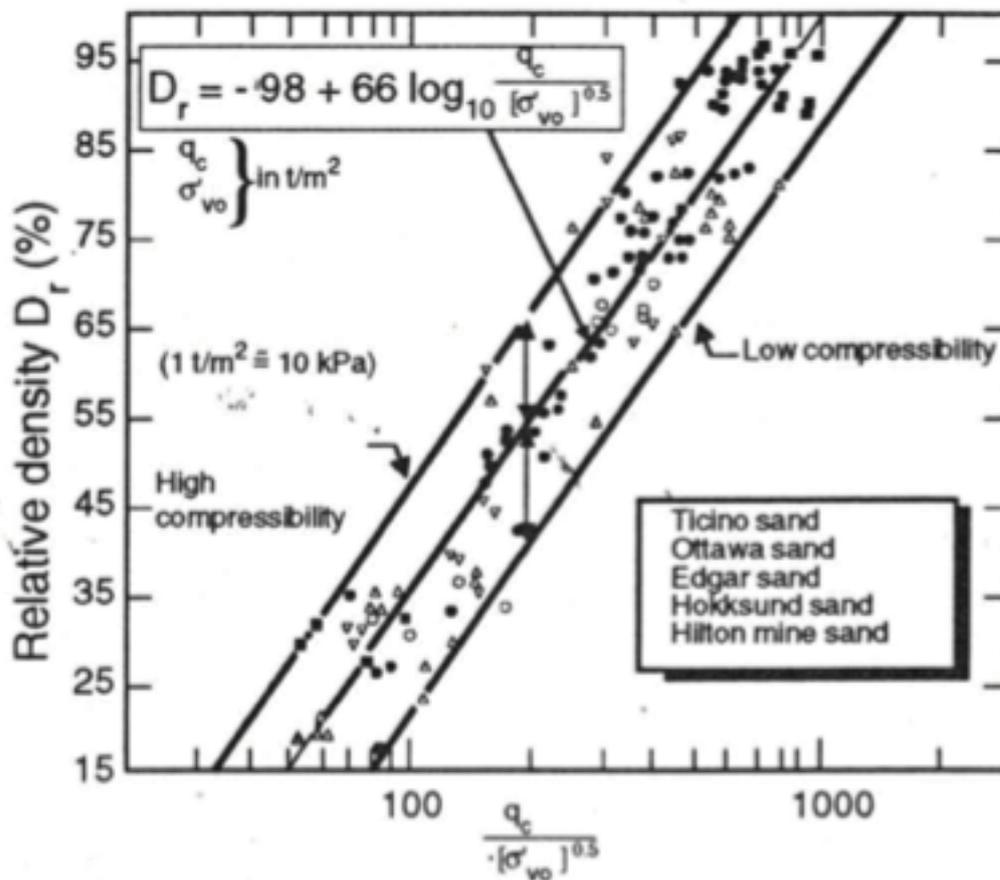


Fig. 2.37 - Influência da compressibilidade em areia normalmente adensadas, não-cimentadas, em depósitos recentes com predominância de quartzos (adaptado por Lunne et al., 1997, de Jamiolkowski et al., 1985).

Vale ressaltar que no trabalho original de Jamiolkowski (1985), a correlação apresentada na figura 2.36 não menciona que os limites superiores e inferiores dos resultados obtidos estejam ligados a materiais de alta compressibilidade e baixa compressibilidade,

respectivamente. Em Lunne et al. (1997), a contribuição do autor já indica essa classificação quanto a compressibilidade dos materiais, conforme indicado na figura a cima.

Vale ressaltar também que Lunne (2010) não apresenta a legenda completa das areias citadas no ábaco. Em Jamiolkowski, a legenda é inserida de forma integral.

Baseado nos testes de calibração em areias de Ticino, Baldi et al. (1986) recomendou a equação a seguir para a determinação da compacidade relativa a partir de q_c :

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln(q_c/C_0(\sigma')^{C_1}) \quad (2.13)$$

onde:

C_0 , C_1 e C_2 são constantes;

σ' é a tensão efetiva em kPa;

q_c é a resistência de penetração do ensaio CPTu em kPa.

Correlações baseada na equação a cima estão apresentadas na figura 2.38.

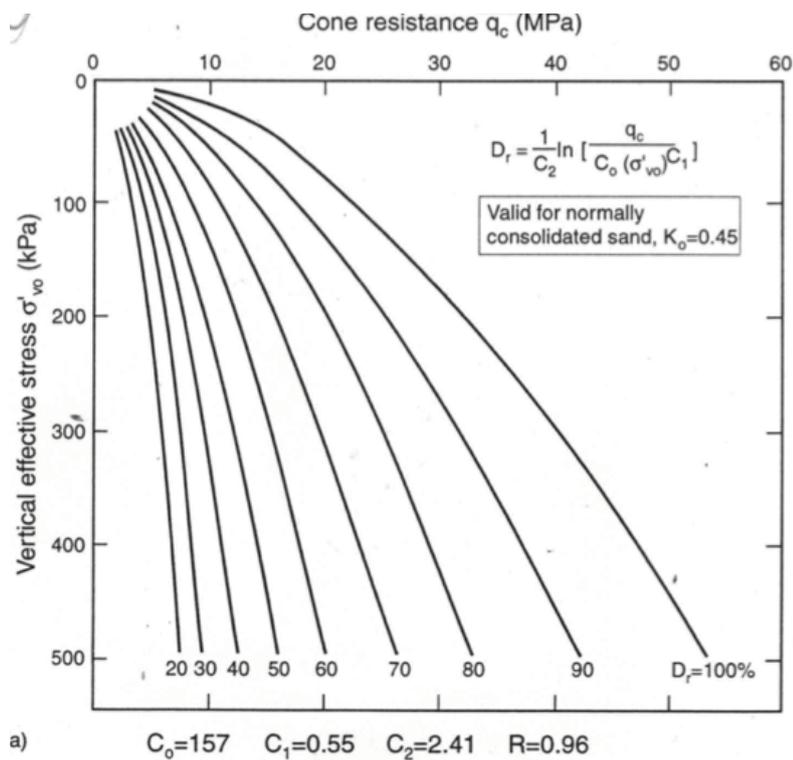


Fig. 2.38 - Relação entre q_c , σ' e D_r para areia normalmente adensadas (Caso de areias de Ticino) (Baldi et al., 1986).

Para estimar a compressibilidade relativa de um determinado depósito arenoso a partir de q_c , deve-se estimar primeiramente a tensão vertical efetiva e a compressibilidade da areia

em estudo. Para areias com compressibilidade moderada, normalmente adensada, D_r pode ser estimado a partir da figura 2.37.

Dessa forma, para se determinar a compressibilidade da areia, é importante conhecer, além das características mineralógicas do material, a forma dos grãos, a fim de se estimar o fator compressibilidade.

A compressibilidade das areias tende a ser maior com o aumento da uniformidade dos grãos, da angulação dos grãos, da presença de micas e feldspatos, da presença de carbonatos e de finos.

Lunne et al. (1997) cita Kulhawy e Mayne (1990) para simplificação da equação para estimativa da compacidade relativa a partir de ensaios CPTu.

A nova formulação é mostrada na equação 2.14:

$$D_r^2 = \frac{q_{c1}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A} \quad (2.14)$$

onde:

$$q_{c1} = \text{resistência normalizada do cone (adimensional)} = \frac{q_c/p_a}{(\frac{\sigma_v}{p_a})^{0,5}}$$

p_a = pressão atmosférica (mesma unidade de q_c)

Q_c = fator de compressibilidade ($0,91 < Q_c < 1,09$)

Q_{ocr} = fator de sobre-adensamento = $OCR^{0,18}$

Q_A = fator relativo ao tempo de depósito

Kulhawy e Mayne (1990) sugerem o fator de compressibilidade da seguinte forma:

- **Baixa compressibilidade – $Q_c = 1,09$**
Predomínio de quartzto, grãos arredondados com poucos ou nenhum fino
- **Compressibilidade mediana – $Q_c = 1,00$**
Quartzto com feldspato e/ou significativo percentual de finos
- **Alta compressibilidade – $Q_c = 0,91$**
Elevado percentual de finos, presença de mica ou outros minerais compressíveis

Vale ressaltar que em Lunne et al. (1997), há um erro de impressão (pag.84) e os valores de Q_c para baixa compressibilidade e alta compressibilidade estão invertidos.

Baseado na experiência com ensaios SPT, Kulhawy e Mayne (1990) também sugerem o fator Q_A conforme a seguir:

$$Q_A = 1,2 + 0,05 \log\left(\frac{t}{100}\right) \quad (2.15)$$

Dessa forma, temos a expressão para a obtenção da compacidade relativa através de ensaios CPTu:

$$D_r^2 = \frac{1}{305 Q_c \times Q_{OCR} \times Q_A} \frac{q_c}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'v}\right)^{0,5} \quad (2.16)$$

Os resultados utilizados na equação 2.16 são predominantemente de testes em areias *unaged* (deposições recentes), com granulação fina e media. Porém, a maioria das areias naturais encontradas nos depósitos possuem certo grau de idade (*aged*). Schmertmann (1991) demonstrou a importância desse fator de idade de depósitos nos resultados dos ensaios CPTU. Na maioria dos casos, o fator-tempo tende a aumentar a resistência q_c .

De forma análoga aos estudos em ensaios SPT, pode-se estimar o ângulo de atrito a partir da compacidade relativa adotada.

A Figura 2.39 apresenta a relação proposta por Schmertmann (1978) entre ângulo de atrito e a compacidade relativa para diferentes características de tipos de grãos.

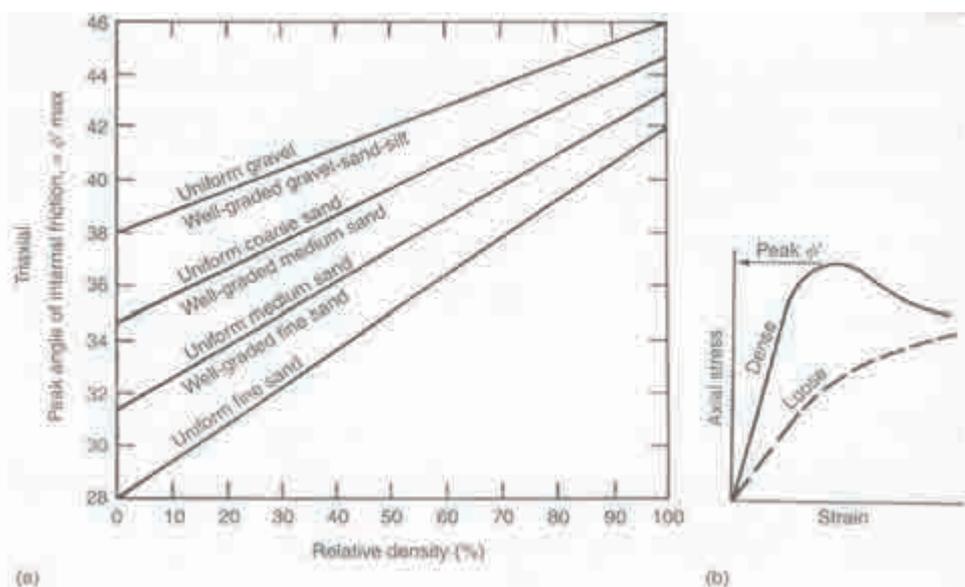


Fig. 2.39 - $\Phi' \times D_r$ (Schmertmann, 1978).

2.3 Correlações existentes entre resultados dos ensaios SPT e CPTU

Correlações entre diferentes parâmetros possuem importância fundamental no que tange a atribuição de premissas de projeto. É comum ocorrer a necessidade da adoção de um determinado parâmetro sem a possibilidade da realização de testes e ou ensaios para sua correta determinação. Dessa forma, dispor de correlações adequadas se torna conveniente e, em determinados casos, essencial, para a continuidade do projeto. As correlações devem ser analisadas com seu devido cuidado, uma vez que os dados de entrada são resultados obtidos em um determinado local. E esses resultados podem variar de forma significativa de uma localidade para outra. Para as correlações entre os resultados de ensaios SPT e CPT-u, vale destacar a importância de se conhecer características dos solos em questão para a correta adoção dessas correlações. A granulometria, a compacidade/consistência dos materiais, a presença de água no solo entre outros fatores são importantes ser considerados.

Correlações entre ensaios de SPT e CPT tem utilização disseminada nos diversos horizontes geotécnicos, especialmente no cenário de projetos de fundações. Com utilização semelhante, as correlações entre SPT e CPT-u também são fundamentais, além de termos a vantagem da medição das poro-pressões desenvolvidas durante a cravação estática do cone e o acompanhamento de sua dissipação ao longo do tempo nos trechos desejados.

Correlações entre os valores de q_C e N_{SPT} foram estabelecidas por vários autores, podendo citar alguns dos principais, em ordem cronológica: Meyerhof (1956), Costa Nunes e Fonseca (1959), Velloso (1959), De Mello (1971), Alonso (1980), Danziger e Velloso (1986), Menezes et al. (1991) entre outros. Levantamentos e interpretações das diferentes correlações existentes de diferentes países também têm sido efetuados, como podemos citar os trabalhos de De Mello (1971), Sanglerat (1972), Nixon (1982), Ramaswamy et al. (1982), Robertson et al. (1983), entre outros.

Vale ressaltar que as correlações existentes se baseiam, normalmente, na classificação granulométrica dos materiais em estudo. Para o caso das areias da Praia de Copacabana, serão considerados correlações de depósitos arenosos.

A relação mais comum usualmente considerada é definida por correlações estatísticas lineares passando pela origem. Apesar das críticas a esse modelo (e.g. De Mello, 1971), diversos autores utilizam essa proposição, entre eles Sanglerat (1972). Dessa forma, temos a relação $q_C = k N_{SPT}$ como a relação mais utilizada nas proposições de correlações.

No entanto, outros autores também utilizam equações do tipo $q_C = a + k N_{SPT}$, entre eles De Mello (1971), Chin et al. (1988) e Menezes et al. (1991), e também equações do tipo $q_C = k N_{SPT}^b$, entre eles Velloso (1979), onde a, b e k são constantes.

Lamentavelmente, a maioria dos trabalhos existentes sobre correlações entre esses parâmetros não fornece informações sobre processos estatísticos empregados na elaboração das mesmas. Vale ressaltar também que a correção de energia do ensaio SPT, já apresentado no Capítulo 2.1 dessa dissertação, não é levado em conta na maioria dos trabalhos mencionados a cima. Dessa forma, será considerado nessa dissertação, para as correlações apresentadas no Capítulo 6, a energia utilizada comumente no Brasil.

A seguir, serão apresentadas as correlações entre q_C e N_{SPT} propostas por diferentes autores em ordem cronológica.

Velloso (1959) apresenta valores de k obtidos através de estudo estatístico realizado por um grupo de técnicos de Estacas Franki LTDA. Na tabela abaixo estão relacionados alguns desses dados.

Tabela 2.9 - Valores de k (kgf/cm²/golpe) – Velloso (1959).

Tipo de solo	Números de pares	k	r
Silte arenoso	131	3,5	0,84
Areia argilosa	104	6,0	0,94
areia	122	10,0	0,97

Onde r é o coeficiente de correlação linear.

Sanglerat (1972), citado por Politano (1999), apresenta diversas correlações de diversos autores coletadas até 1971. Tais valores estão apresentados na figura 2.40. Em tal compilação, pode-se observar uma grande dispersão no valor de k apresentado por diferentes autores.

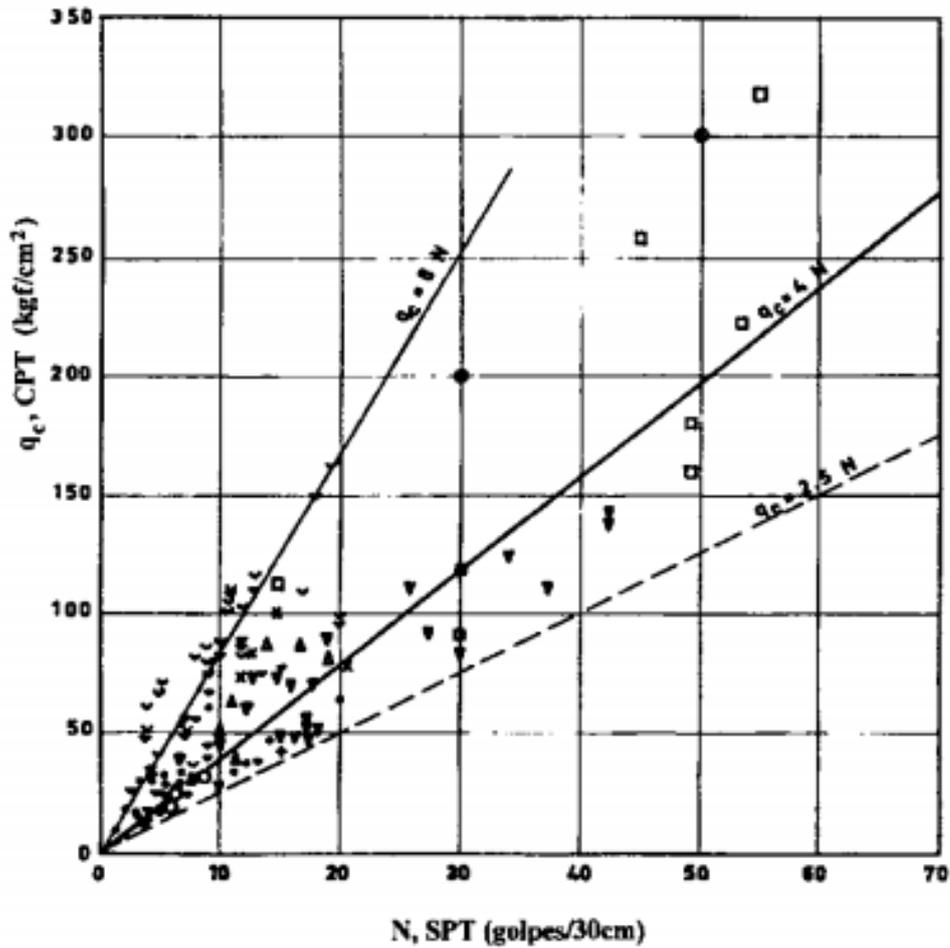


Fig: 2.40 - Comparação entre q_c e N_{SPT} por vários autores – Sanglerat (1972) extraído de Politano (1999).

Barata et al. (1978) apresentam estudo sobre provas de carga a tração executadas em solo residual brasileiro. Para tanto, os autores utilizaram resultados de dois ensaios SPT e três ensaios CPT (mecânico) como base de estudo. Analisando os resultados dos ensaios, foram obtidos resultados de correlações provenientes de solos residuais. Seus resultados estão apresentados na tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Valores de k (kgf/cm²/golpe) – Barata et al. (1978).

Tipo de solo	k
Areia silto-argilosa	2 – 3,5
Argila silto-arenosa	1,5 – 2,5

Velloso (1979) menciona que para correlações lineares, os valores de q_c tendem a ser subestimados para valores de N reduzidos e superestimados para valores de N_{SPT} elevados, como é apresentado na figura 2.41. A tabela 2.11 exemplifica os valores de k observados pelo autor.

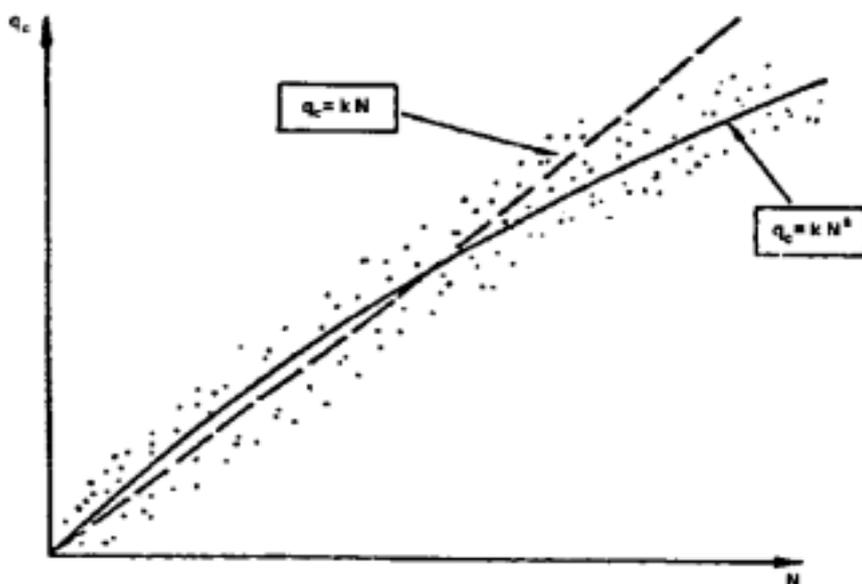


Fig. 2.41 - Comparação entre q_c e N_{SPT} - Velloso (1979) (extraído de Politano (1999)).

Tabela 2.11 - Valores de k (kgf/cm²/golpe) – Velloso (1979) extraído de Politano (1999).

Tipo de solo	k
Sedimentos de areias submersas	6,0
Sedimentos de argilas submersas	2,5
Solos residuais de gnaisse areno-siltosos submersos	5,0
Solos residuais de gnaisse silto-arenosos submersos	4,0

Alonso (1980) analisou diversos solos de regiões distintas da cidade de São Paulo, encontrando valores de k variando de 2,1 a 9,4. Seus resultados são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 2.12 - Valores de k – Alonso (1980).

Região	Tipo de solo	Número de pares	k
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	92	3,1
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	37	3,4
	Argila siltosa pouco arenosa	13	3,3
3	Areia argilosa	38	9,4
	Areia pouco argilosa pouco siltosa	24	6,0
	Silte argiloso arenoso (residual)	23	3,3
4	Areia argilosa	32	5,6
	Areia fina argilosa pouco siltosa	55	6,4
	Silte arenoso (residual)	14	5,2
	Silte pouco arenoso pouco siltoso (residual)	59	2,6
	Silte pouco arenoso pouco siltoso (residual)	101	5,0
	Argila arenosa	16	2,7
	Argila siltosa	33	7,2
5	Argila siltosa pouco arenosa	264	2,8
	Areia argilosa siltosa	22	6,1
6	Argila siltosa arenosa	27	3,5
	Silte argiloso com areia fina	52	2,1
7	Areia argilosa pouco siltosa	17	3,8
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	39	3,3

Danziger (1982) apresenta um histórico das correlações mais importantes existentes no período anterior a década de 80. A tabela 2.13 apresenta resumidamente as correlações.

Tabela 2.13 - Correlações existentes anteriores a década de 1980, baseada em Danziger (1982).

Referência	País	Tipo de solo	q_c/N
Meigh e Nixon (1961)	Sete locais distintos	Areia fina siltosa	1,0
		Areia meedia e grossa	2,0
		Areia pedregulhosa	3,0
		Pedregulhos com areia	3,0 a 4,0
Martins e Furtado (1963)	Moçambique	Areias fofas	>4,0
		Argilas	<4,0
		q_c/N diminui com o aumento da compacidade	
Kantey (1967)	África do Sul	Depósito sedimentar de areia	2,2
Narahari e Aggarwal (1967)	Índia	Areias e solos arenosos	6,0
		Solos argilosos	2,0
		q_c/N diminui com o aumento da densidade relativa	
Schmertmann (1970)	-	Siltos, siltos arenosos e misturas pouco coesivas de siltos e areias	2,0
		Areias puras, finas e médias e areias pouco siltosas	3,5
		Areias grossaa e areias pouco pedregulhosas	5,0
		Areias pedregulhosas e pedregulhos	6,0
"Cimentaciones especiales de Madri" citados por Sanglerat (1972)	Espanha	Sondagens executadas por meio de lama bentonítica	3,0
		Solos arenosos contendo pedregulhos	10,0
Meyerhof (1956, 1976)	-	Solos não coesivos (arenosos)	4,0
		Solos coesivos (argilosos)	2,5 a 3,0
Costa Nunes e Fonseca (1959)	Brasil	Argila, argila siltosa e silte argiloso	2,0
		Argila arenosa e silto-arenosa	3,5
		Silte arenoso	5,5
		Areia argilosa	6,0
		Areia pura	10,0

Robertson e Campanella (1983) sugeriram a comparação de dados de diversas correlações com o valor de D_{50} , conforme apresentado na figura 2.42. Nessa comparação, os autores concluíram que q_c/N_{SPT} tende a crescer com o aumento de D_{50} , e que a dispersão dos resultados aumenta a medida que o valor de D_{50} também aumenta.

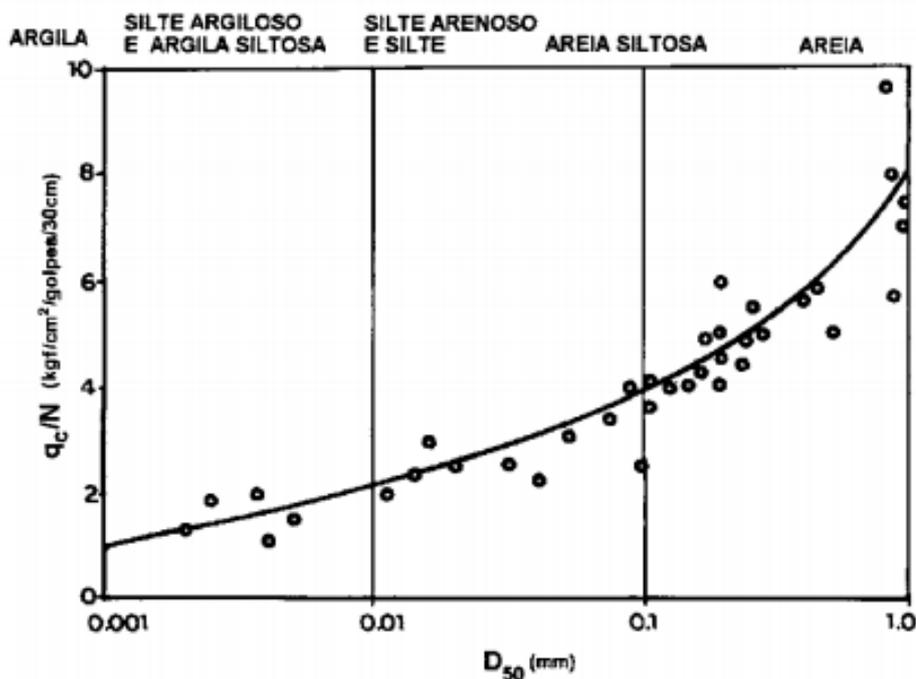


Fig. 2.42 - Relação entre q_c/N_{SPT} e D_{50} - Politano et al. (1998).

Danziger e Velloso (1986, 1995) apresentam valores de k obtidos da correlação entre 252 verticais de ensaios CPT e 253 verticais de ensaios SPT realizados no estado do Rio de Janeiro. Os valores de k sugeridos pelos autores estão resumidamente apresentados na tabela 2.14. Na mesma tabela, estão apresentados os valores de k_{60} , valores obtidos a partir de N_{60} (correção para 60% da energia teórica de queda livre, conforme apresentado por Danziger e Velloso, 1995).

Tabela 2.14 - Valores de k e k_{60} - Danziger e Velloso (1995).

Tipo de solo	k (kgf/cm²/golpe)	k_{60}
Areia	6,0	5,0
Areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa	5,3	4,4
Silte, silte arenoso, argila arenosa	4,8	4,0

Kulhawy e Mayne (1990) confirmam a tendência apresentada por Robertson e Campanella (1983) e estendem o valor de D_{50} até 10mm como é mostrado na figura 2.43. Os autores apresentam estudos onde os valores de k são correlacionados com percentuais de finos

passantes na peneira #200. A observação da redução de k com o aumento desse percentual está ilustrado na figura 2.44.

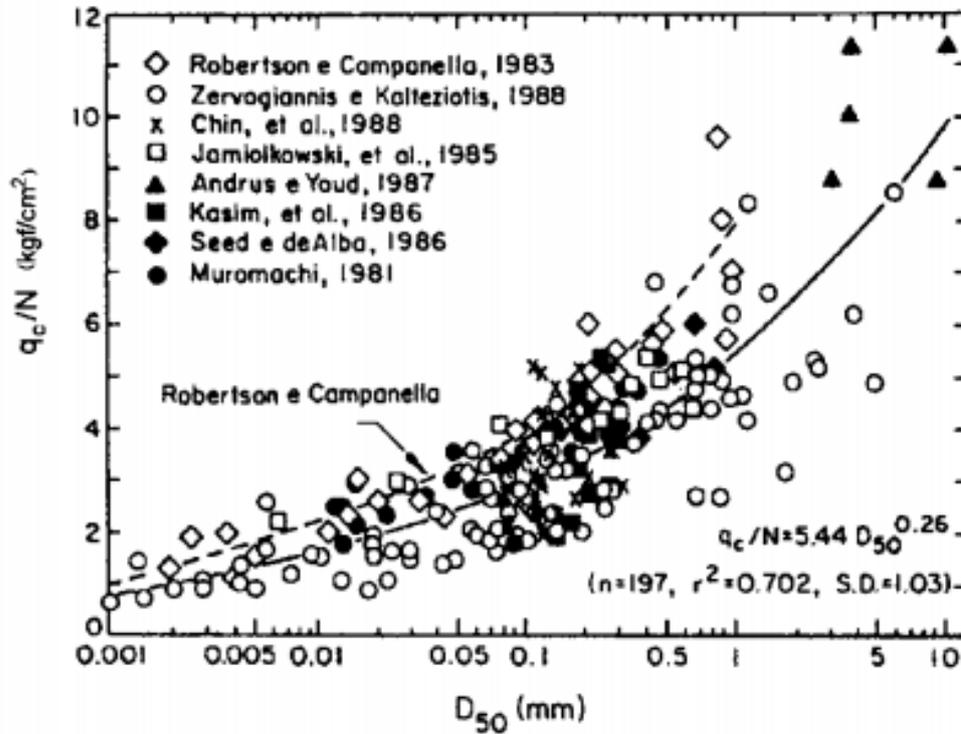


Fig. 2.43 - Comparação entre k e D_{50} – Kulhawy e Mayne (1990).

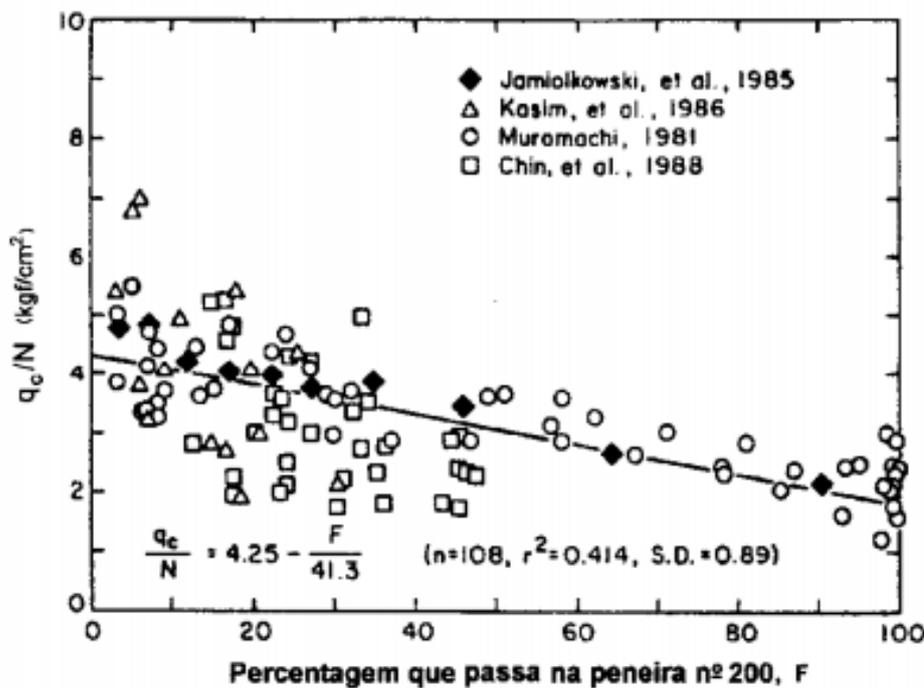


Fig. 2.44 - Comparação entre k e porcentagem de finos – Kulhawy e Mayne (1990)

3 A região em estudo

3.1 Importância da região em estudo

O local escolhido para a realização dos ensaios da presente pesquisa foi a Praia de Copacabana. Tal escolha se deveu a dois fatores: o primeiro, o interesse do Setor de Ensaio de Campo, Instrumentação e Fundações da Área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ de intensificar pesquisas sobre o comportamento de materiais granulares; o segundo, a importância cultural, geográfica e social da Praia de Copacabana.

Composta predominantemente por material arenoso, na região, densamente construída, certamente foram realizadas numerosas sondagens a percussão para fornecer elementos de projeto às fundações das construções existentes. Tais sondagens não se encontram, entretanto, fazendo parte de nenhum banco de dados. Muitas dessas sondagens foram realizadas pela empresa Soloteste, da qual o autor da presente pesquisa é diretor. Surgiu dessa forma a oportunidade do traçado de vários perfis ao longo do bairro, os quais estão apresentados no Anexo I. No item 3.4 é feita uma descrição de algumas características do solo da região de Copacabana. Vale salientar que nenhuma das sondagens anteriormente disponíveis dizia respeito especificamente às areias da Praia de Copacabana propriamente ditas.

Vale salientar ainda que um aspecto facilitador para a realização da presente pesquisa foi a existência de uma documentação de dispensa de licenciamento ambiental emitida pela Secretaria Municipal de Meio Ambiente (SMAC) para a empresa Soloteste, apresentada na figura 3.1.



PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO
Secretaria Municipal de Meio Ambiente – SMAC

CERTIDÃO DE DISPENSA DE LICENCIAMENTO AMBIENTAL Nº 00522

Certifico, em 17 de junho de 2014, que o **SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA**, inscrita no CNPJ sob o nº 33.456.492/0001-83, solicitou que fosse passado por Certidão que a **execução de serviços de sondagens à Avenida Atlântica, s/nº, em Copacabana**, nos moldes descritos no processo administrativo **14/200.607/2014**, está dispensada da Licença Ambiental Municipal, conforme previsto no §3º do art 4º do Decreto nº 28.329/07, uma vez que o impacto ambiental gerado foi considerado desprezível em função da Resolução SMAC nº 453/2008 e conforme descrito no **PT-MA/CGCA/CLA nº0653/2014**.

Não haverá necessidade de remoção de vegetação passível de licenciamento. Outrossim, em caso de necessidade, esta deverá ser previamente licenciada pela SMAC.

Para o requerido informamos que o empreendedor não está dispensado de apresentar as demais licenças e/ou autorizações legalmente cabíveis, bem como de observar em sua atividade ou empreendimento as normas ambientais vigentes, sujeitando-se o infrator, pessoa física ou jurídica, às sanções previstas no ordenamento jurídico.

Esta certidão tem validade ilimitada desde que não sejam alterados o endereço, o projeto apresentado e o CNPJ. Deverá ser previamente submetida à SMAC qualquer alteração nas condições descritas nesta certidão.

E por nada mais a constar, eu, Ana Lúcia Leira Oliveira, matrícula 12/231808-7, digitei a presente certidão, a qual dato e assino.

Rio de Janeiro, 17 de junho de 2014.

Ass.:

ANA LÚCIA LEIRA OLIVEIRA
Agente de Administração
Mat: 12/231808-7 SMAC

Confere:

CLÁUDIA MOREIRA RAMOS
Gerente MA/CGCA/GCAA
Mat: 11/167.622-8



Fig. 3.1 - Certidão de dispensa de licenciamento ambiental necessária para a realização dos trabalhos em campo.

No que diz respeito à importância cultural e social, a Praia de Copacabana é considerada uma das praias mais famosas do mundo, sendo carinhosamente apelidada pela população de "Princesinha do Mar", através de personalidades como Alberto Ribeiro e Braguinha.

Limitada pela Avenida Atlântica, as suas areias são sede de grandiosos eventos, como campeonatos mundiais de futebol de areia, campeonatos mundiais de voleibol, espetáculos com grande público e uma das maiores festas de ano novo do mundo, com a presença de mais de 2.000.000 de pessoas de várias nacionalidades.

Conhecida internacionalmente, a Praia de Copacabana é um dos pontos turísticos mais conhecidos e visitados do Brasil. Pessoas de diversos países do mundo a visitam anualmente, buscando relaxar e se divertir com o ambiente proporcionado. O visual deslumbrante ajuda a praia a manter sua fama.

Somado a esses fatores históricos e culturais do espaço, suas areias sediarão importantes eventos durante os Jogos Olímpicos e Paraolímpicos de 2016, trazendo ainda mais atenção sobre o local. Para os projetos e estudos para a construção das instalações para as Olimpíadas, houve a necessidade da realização de campanhas de investigação do solo. Dessa forma, utilizando-se dessa necessidade, foi possível a programação e realização da campanha de ensaios para a presente pesquisa.

3.2 Histórico da região

Conforme apresentado por Julia O'Donnell em seu livro "A Invenção de Copacabana – Culturas urbanas e estilos de vida no Rio de Janeiro (1890 – 1940)", publicado pela Editora Zahar (2013), Copacabana teve sua origem de maneira bastante peculiar, conforme descrito a seguir.

Com 7,84 km², 100 quarteirões, 78 ruas e 6 avenidas, Copacabana, hoje, representa região de grande importância para a Cidade do Rio de Janeiro, e pode ser considerada uma das áreas mais famosas de todo o mundo. Porém, nem sempre esse cenário foi verdadeiro.

Situada em uma região rodeada por morros, a localização de Copacabana dificultava o acesso, impedindo que a cidade se desenvolvesse nesse sentido.

Em 6 de julho de 1892, a Companhia Ferro-Carril Jardim Botânico (companhia responsável pelo transporte ferroviário da cidade na época) inauguraria a linha de bondes para Copacabana, marcando na ocasião a inauguração também do Túnel Real Grandeza (atual

Túnel Almor Prata, o Túnel Velho), ligando assim, após oito meses de atrasos, os bairros de Botafogo e Copacabana.

Dessa forma, apenas no final do Século XIX o bairro de Copacabana foi introduzido ao cenário carioca de forma definitiva, integrando-se ao restante da Cidade.

A figura 3.2 traz imagem da inauguração do túnel e políticos e aristocratas da época cruzando os trilhos pela primeira vez.

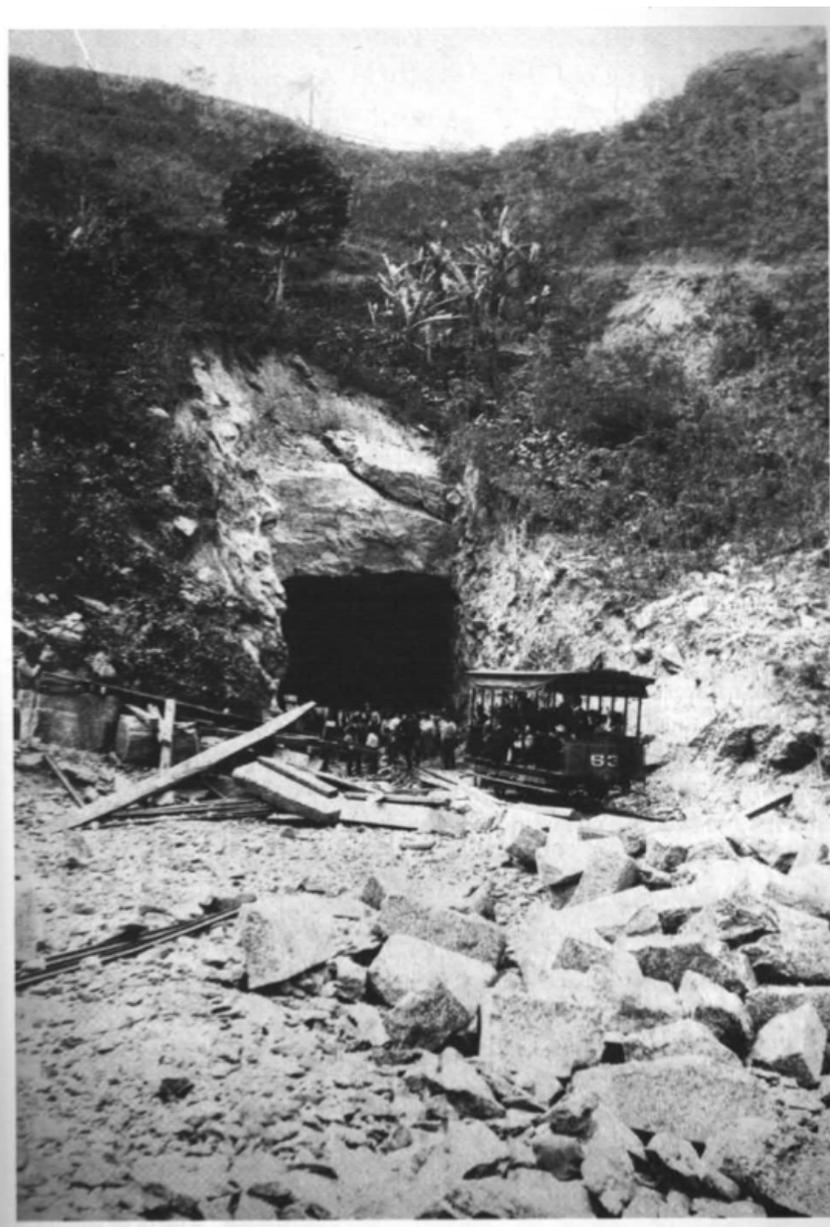


Fig. 3.2 – Inauguração do Túnel Real Grandeza (hoje conhecido como Túnel Velho) (O'Donnell, 2013).

Em 1907, quinze anos após a abertura do primeiro túnel ligando o bairro ao restante da cidade, seus moradores, insatisfeitos, criticavam as autoridades pela falta de investimentos

básicos no bairro. Liderados por Theodoro Duvivier, morador de Copacabana, a população reivindicava melhores condições de calçamento, redes de água e controle de enchentes no bairro.

A transformação da região, de zona periférica para centro econômico e importante polo turístico levou mais algumas décadas. No início do Século XX, o Centro da Cidade concentrava a região econômica e comercial, além de casas luxuosas e famílias importantes da cidade. A Zona Sul da cidade estava apenas começando a ser descoberta.

Em 1922, a Avenida Atlântica foi duplicada, e a orla da praia de Copacabana ganhou mais iluminação, mais benfeitorias e mais destaque, atraindo moradores para a região. A figura 3.3 ilustra a duplicação da via.



Fig. 3.3 – A orla de Copacabana, em 1922, com a Avenida Atlântica já duplicada e iluminada (O'Donnell, 2013).

A partir do início desse século, a praia e esse “espírito praiano” começavam a conquistar Copacabana e a fazer disso um símbolo para o bairro. Banhistas passam a integrar a paisagem da praia e passam a ser objeto de crônicas (figuras 3.4 e 3.5).



Fig. 3.4 – Banhistas na praia de Copacabana (O'Donnell, 2013).



Fig. 3.5 – Detalhe de banhistas da época – modelo de elegância e modernidade (O'Donnell, 2013).

Em 1922, junto com a ampliação da via beira-mar, foi inaugurado, como um símbolo de luxo e requinte moderno, o famoso Hotel Copacabana Palace. Construído por sugestão do então presidente Epitácio Pessoa, o hotel foi inaugurado no dia 7 de setembro daquele ano.

Trazendo toda mística e luxo em seus 2.500 m², o hotel foi erguido para ratificar o crescimento da região e potencializar as ambições de crescimento do bairro (figuras 3.6 e 3.7).



Fig. 3.6 – Anúncio da Inauguração do Hotel Copacabana Palace (O'Donnell, 2013).



Fig. 3.7 – Detalhe do Hotel Copacabana Palace em construção, trazendo a modernidade para o bairro (1922) (O'Donnell, 2013).

A partir dos anos 1920-30, Copacabana ampliou suas vocações e foi para além de região com belas praias. Seu potencial cultural, literário e esportivo foi intensificado e novas transformações foram feitas em suas ruas, suas casas, seus moradores. As mudanças feitas em Copacabana se estenderam, cronologicamente ao restante da Zona Sul praiana, atingindo gradualmente, Ipanema e Leblon. As figuras 3.8 e 3.9 ilustram parte dessas transformações em Copacabana e Ipanema, respectivamente.



Fig. 3.8 – Vista diurna de Copacabana em 1924 (O'Donnell, 2013).



Fig. 3.9 – Vista da Avenida Vieira Souto, em Ipanema, em 1921 (O'Donnell, 2013).

Conforme é apresentado no Wikipedia, uma das principais enciclopédias virtuais do mundo:

*“Atualmente, **Copacabana**, um bairro nobre situado na Zona Sul da cidade do Rio de Janeiro, no Brasil, é considerado um dos bairros mais famosos e prestigiados do Brasil e um dos mais conhecidos do mundo. Tem o apelido de Princesinha do Mar e Coração da Zona Sul. Em termos populacionais, é o bairro mais populoso da Zona Sul da capital carioca, com mais de 140 000 habitantes em 2010.*

Copacabana atrai um grande contingente de turistas para seus mais de oitenta hotéis, que ficam especialmente cheios durante as épocas do ano novo e do carnaval. No fim de ano, a tradicional queima de fogos na Praia de Copacabana atrai uma multidão de pessoas. A orla ainda é lugar de variados eventos, como shows nacionais e internacionais, durante o resto do ano.”

3.3 Dragagem da área em períodos passados

Atualmente, a Praia de Copacabana possui suas curvas bastante definidas e conhecidas. Porém, segundo Wikipedia (consultada em 02 de janeiro de 2016), na década de 1970 foi realizado, pela Superintendência de Urbanização e Saneamento - SURSAN, através de dragas nacional (draga STER) e holandesa (draga TRANSMUNDUM III), um grande aterro hidráulico, comandado pelo engenheiro Hildebrando de Góes Filho, presidente da Companhia Brasileira de Dragagens, que ampliou a área de areia da praia, e cujos objetivos principais eram: a ampliação da área de lazer (shows, arenas de voleibol e futebol de praia, etc.), o alargamento das pistas da Avenida Atlântica, a passagem por baixo do calçadão central do interceptor oceânico, tubulação que transporta todo o esgoto da Zona Sul até o emissário de Ipanema e, ainda, para evitar que as ressacas chegassem até a Avenida Nossa Senhora de Copacabana e invadissem as garagens dos edifícios da Avenida Atlântica, como era comum, sendo que as mais fortes chegavam mesmo até a Av. N.S. de Copacabana. Este alargamento da praia foi de cerca de setenta metros de largura ao longo de toda sua extensão de quatro quilômetros.

Os estudos em modelos hidráulicos desta ampliação foram realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa. Nesses modelos, em Lisboa, trabalharam os engenheiros portugueses Fernando Maria Manzanares Abecasis, Veiga da Cunha, Antônio Pires Castanho e Daniel Vera-Cruz e o engenheiro brasileiro Jorge Paes Rios.

A Figura 3.10 apresenta um estágio da obra de ampliação da Avenida Atlântica, durante os anos 1970.



Fig. 3.10 - Ampliação da Avenida Atlântica (década de 1970) (Wikipedia, consultada em 02 de janeiro de 2016).

Durante os estudos realizados, tentou-se detectar a transição entre as duas camadas. Dada sua composição mineralógica e características de compacidade bastante semelhantes, não se conseguiu detectar a transição entre o material dragado e o material original da Praia de Copacabana.

3.4 Algumas características do subsolo do bairro

Utilizando a base de dados de sondagens realizadas em Copacabana obtidas junto à empresa técnica que apoiou esse trabalho, foi possível definir seções geológicas ao longo da Praia de Copacabana. Foram traçadas uma seção longitudinal à orla, desde o Leme (SP02) até a rua Sá Ferreira (SP04), e mais quatro seções transversais à praia, nas seguintes vias: avenida Princesa Isabel, rua Siqueira Campos, rua Santa Clara e rua Sá Ferreira.

Dessa forma, foi possível analisar de forma mais completa a estratigrafia da região como um todo.

As seções geológicas estão apresentadas no Anexo II.

A partir da análise das mesmas, foi possível observar que a predominância de material arenoso de compactidade elevada se estende ao longo de toda a orla da praia de Copacabana. Na porção próxima à Pedra do Leme há a presença de rocha sã (gnaisse facoidal) pouco fraturado a sem fratura. Ao longo de toda a praia, percebe-se uma pequena camada de aterro seguida da camada de areia que se segue até o final de cada sondagem. As profundidades máximas atingidas pelas sondagens situam-se na faixa de 6,00m a 15,00m. eventualmente, alguns pontos extrapolam essa faixa, como no caso do SP14 que avança até 28,30m. Vale ressaltar que as sondagens foram realizadas em terrenos privados com finalidade de servir de base a projetos de construções unifamiliares ou multifamiliares. Isso explica a existência de camadas de aterro em alguns terrenos, além da interrupção na camada de areia, sem a necessidade de avanços das investigações a profundidades maiores.

Nas seções transversais ao longo da rua Siqueira Campos e da rua Santa Clara, na região mais afastada da praia (em direção ao túnel Velho), percebe-se a presença de solo residual argiloso e arenoso respectivamente, com presença de silte e mica. Essa camada de solo residual está presente logo abaixo da camada de areia já identificada em todo o restante da investigação.

Vale notar também a presença de uma lente de argila mole na sondagem SP12 realizada na rua Sá Ferreira (também afastada da praia). A camada com aproximadamente 2,50m está entre camadas arenosas. O solo residual arenoso micáceo também é identificado nessa investigação.

4 Ensaios realizados

4.1 Definição da campanha de ensaios

O local escolhido para a realização dos ensaios, na Praia de Copacabana, foi próxima da rua Princesa Isabel, conforme ilustrado nas figuras 4.1 e 4.2.

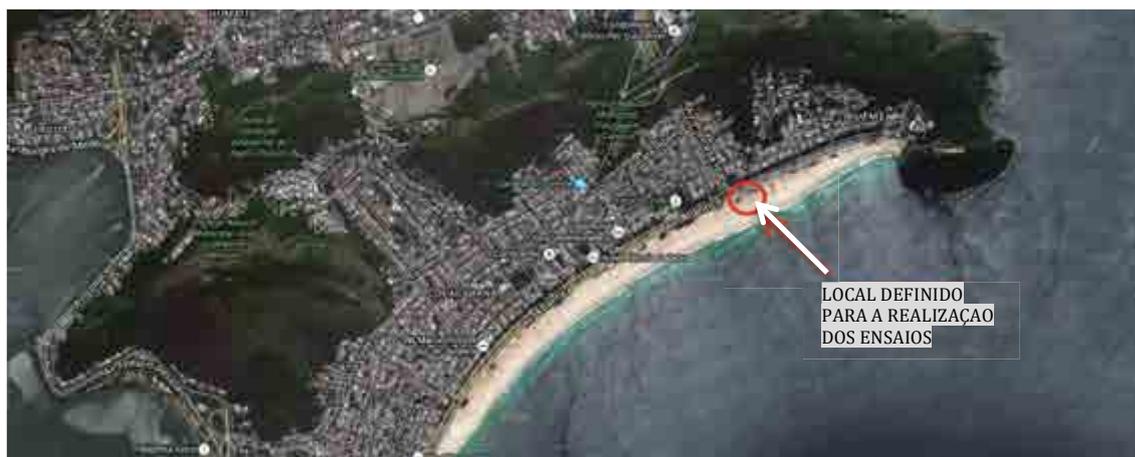


Fig. 4.1 – Imagem de satélite do bairro de Copacabana com indicação da região definida para a realização dos ensaios (fonte: Google Maps).

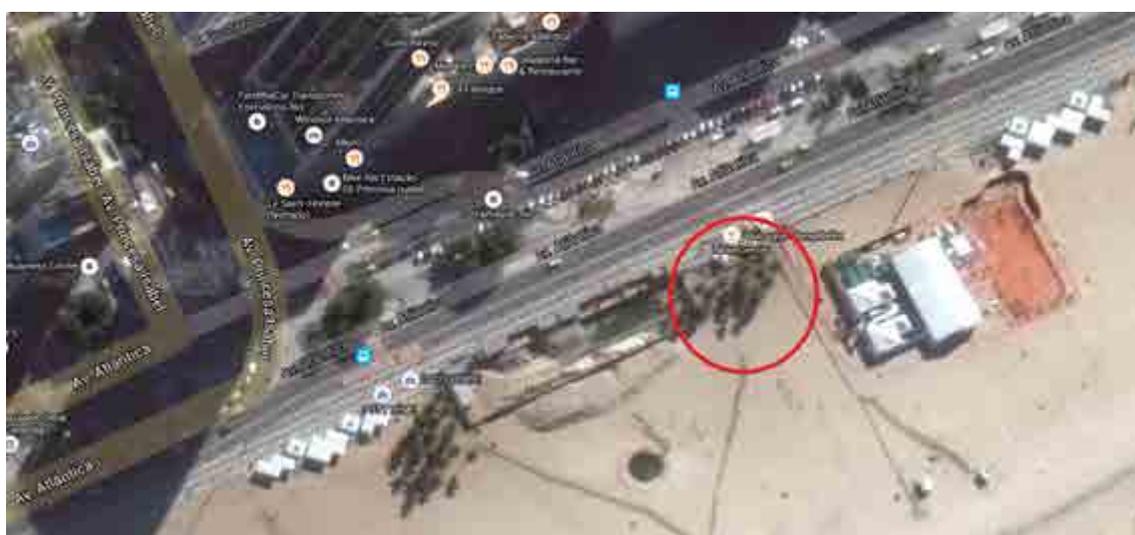


Fig. 4.2 – Detalhe do local definido para a realização dos ensaios e seu entorno (fonte: Google Maps).

A campanha de ensaios de campo foi composta por sondagens a percussão com ensaios SPT a cada metro e ensaios de piezocone, nas datas indicadas na tabela 4.1. O local de realização de cada ensaio na região escolhida é indicado na figura 4.3.

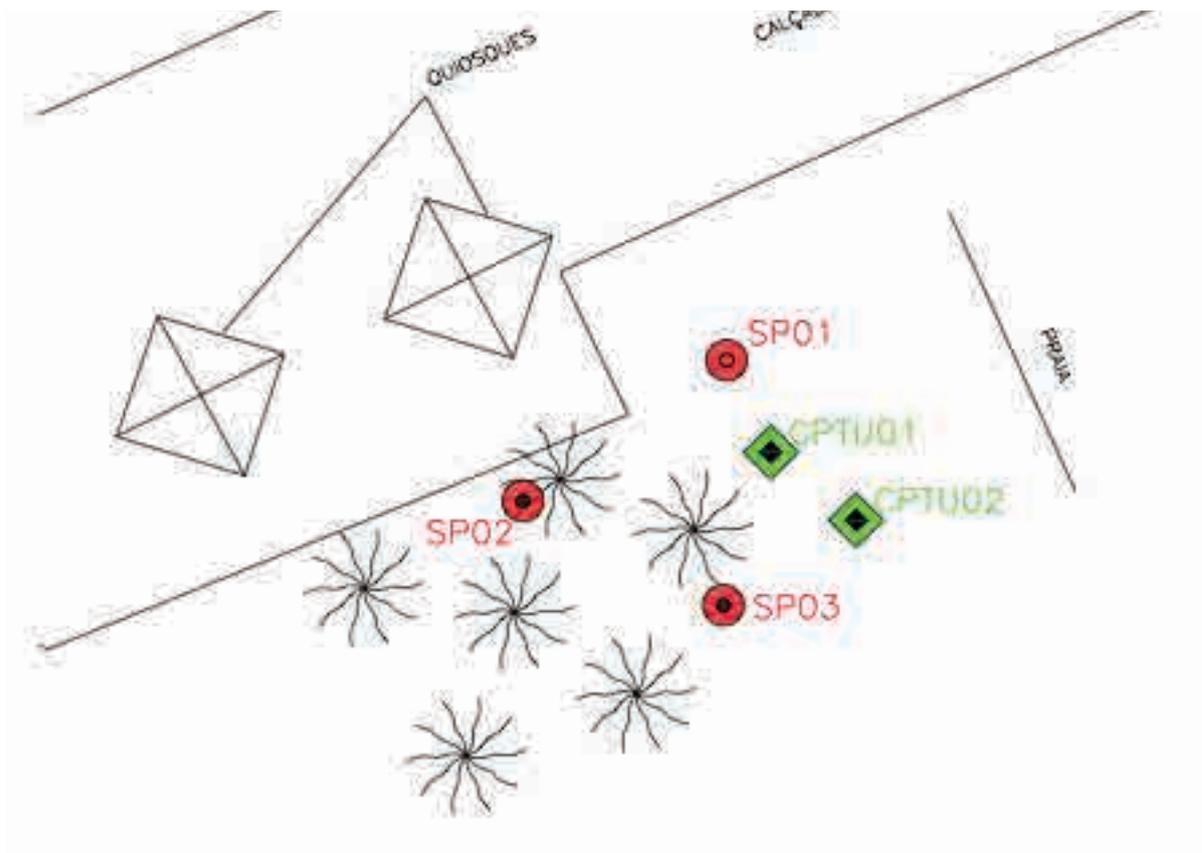


Fig. 4.3 – Detalhe da localização de cada ensaio realizado na campanha.

Tabela 4.1 – Ensaios de campo realizados.

Ensaio/sondagem	Data de realização	Profundidade máxima (m)
SP 01	06/08/2014	12,15
SP 02	07/08/2014	10,13
SP 03	07/08/2014	4,45
CPTU 01	14/01/2015	3,64
CPTU 02	14/01/2015	1,81

Nos ensaios SPT, foi medida a energia de cravação, com a utilização do equipamento *SPT Analyzer*.

As amostras representativas provenientes dos ensaios SPT foram utilizadas para os seguintes ensaios de laboratório: determinação do teor de umidade, ensaios de caracterização, densidade real dos grãos e composição mineralógica. Foi ainda avaliada a forma dos grãos, a partir de imagens de microscópio. Para os ensaios de laboratório, as amostras provenientes

dos ensaios SPT foram agrupadas da forma apresentada na tabela 4.2 abaixo. Esse agrupamento se deve ao fato de, durante a coleta de amostras pelo amostrador do ensaio SPT, ser detectado quantidade insuficiente de material para a realização dos ensaios complementares. Dessa forma, foi definido o agrupamento de algumas amostras em profundidades consecutivas a fim de garantir a boa técnica durante a realização dos ensaios de laboratório.

Tabela 4.2 - Relação das amostras definidas para ensaios de laboratório.

SP01		SP02		SP03	
Amostra	Prof. de coleta	Amostra	Prof. de coleta	Amostra	Prof. de coleta
1	0,00m	1	0,00m	1	0,00m
2	1,00m-1,45m	2	1,00m-1,45m	2	1,00m-1,45m
3	2,00m-2,45m	3	2,00m-2,45m	3	2,00m-2,45m
4	3,00m-3,45m 4,00m-4,26m	4	3,00m-3,45m 4,00m-4,45m	4	3,00m-3,45m 4,00m-4,45m
5	5,00m-5,24m 6,00m-6,22m	5	5,00m-5,28m 6,00m-6,15m		
6	7,00m-7,15m 8,00m-8,15m 9,00m-9,15m	6	7,00m-7,24m 8,00m-8,23m 9,00m-9,15m 10,00m-10,13m		
7	10,00m-10,15m 11,00m-11,24m 12,00m-12,15m				

4.2. Sondagens à percussão

Inicialmente, foi programado um ensaio-teste, com a finalidade de se familiarizar com o equipamento da medição de energia e verificar quaisquer outras necessidades que o ensaio requereria. Assim sendo, foi realizado no dia 25 de julho de 2014, nos fundos dos Laboratórios Associados de Geotecnia Professor Jacques de Medina, da COPPE/UFRJ, na Ilha do Fundão, uma sondagem a percussão, com a instrumentação da energia. O pesquisador Christian Matos, que desenvolveu a mais recente tese de doutorado acerca desse tema, forneceu todo o suporte necessário para o treinamento. Durante o teste, foram observados os mecanismos da instrumentação, os detalhes e cuidados necessários à realização do ensaio a

fim de não comprometer os resultados nem os equipamentos, e verificados quais dispositivos de apoio seriam necessários para os ensaios na Praia de Copacabana.

Após o treinamento, foi agendado para os dias 6 e 7 de agosto a realização dos ensaios de campo e a extração de amostras do depósito.

As figuras 4.4.a a 4.4.d ilustram parte dos ensaios em execução.



Figs. 4.4.a a 4.4.d – Etapas da sondagem SP01 em execução: (a) avanço da sondagem com utilização do trado-concha (antes do NA); (b), (c) realização do ensaio SPT com haste instrumentada; (d) vista geral do ensaio em execução e o sistema de aquisição de dados em funcionamento.

No primeiro dia de trabalho, foi realizada uma sondagem à percussão, com a instrumentação sendo realizada metro a metro, em todos os golpes.

No segundo dia de trabalho, foram executadas mais duas sondagens, concluindo a campanha de sondagens a percussão definida.

Durante a realização dos ensaios, foram observadas algumas dificuldades práticas, tais como segurança da região no entorno do local de ensaios e curiosidade dos frequentadores da praia. Por diversas vezes, durante os dois dias de ensaios, houve abordagem de pessoas, inclusive agentes da Guarda Municipal, solicitando esclarecimentos sobre a permissão para a realização do trabalho. Quanto à segurança do entorno, houve dificuldades com a guarda dos materiais e equipamentos que tiveram de ser, diversas vezes, guardados e mobilizados no local dos ensaios. Tais dificuldades influenciaram o tempo de execução da campanha de sondagens.

4.2.1. A medição de energia

As figuras 4.5 e 4.6 ilustram o equipamento e haste utilizada para a aquisição dos dados.

O programa de aquisição de dados do SPT Analyzer fornece, de maneira gráfica, as informações sobre energia, força e velocidade de cada golpe computado durante o procedimento do ensaio SPT.

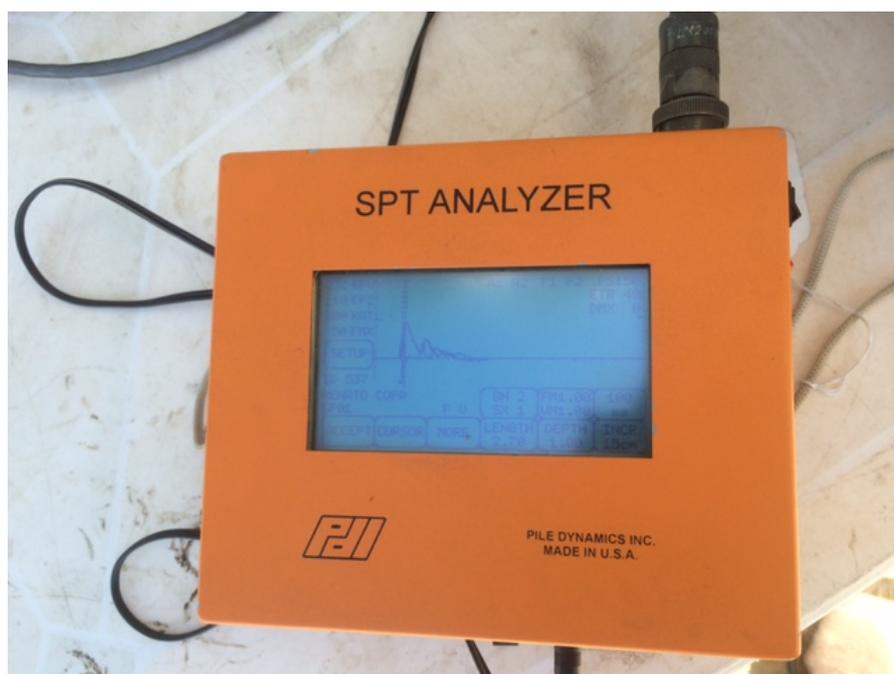


Fig. 4.5 – Detalhe do equipamento de aquisição de dados – SPT Analyzer.

A figura 4.7 apresenta as informações do monitoramento de um golpe ($z=6,24\text{m}$) realizado durante o ensaio SPT de um teste, denominado SP-01-TESTE, ocorrido em de julho de 2014, nos fundos dos Laboratórios Associados de Geotecnia Professor Jacques de Medina, na COPPE/UFRJ.

Na figura constam, em seu lado esquerdo, os dados de entrada e as constantes do programa, além de alguns resultados para o golpe.

Do lado direito, são apresentados dois gráficos: acima, as curvas $F \times t$ (força versus tempo) – curva em branco – e $v \times t$ (velocidade versus tempo) – curva em azul – e abaixo a curva de energia acumulada versus tempo.

Percebe-se que na curva $E \times t$ ocorrem quatro impactos durante o golpe, sendo a duração de cada impacto $2l/c$, onde l é o comprimento da haste e c a velocidade da onda. Cada um dos impactos transmite à composição de hastes, durante o período de tempo de $2l/c$, uma certa energia, que vai se acumulando conforme se identifica na curva inferior da figura 4.7, e, durante o período em que não há contato entre martelo e cabeça de bater, não há naturalmente transferência de energia, ou seja, a energia é praticamente constante. Como a altura de queda para cada impacto vai diminuindo ao longo do tempo, as velocidades e energia gerada em cada um seguem a mesma tendência. Vale dizer que os impactos ocorrem de forma tão rápida (o gráfico acima só registra informações até $t=100\text{ms}$) que os impactos de cada golpe não são perceptíveis a olho nu.

É importante dizer que esses impactos de cada golpe não são consequência do repique do martelo. O repique ocorre em um tempo posterior ao registrado pelo programa.

Durante o ensaio SPT, foi observado o repique do martelo durante a maioria dos golpes. Isso se deve à elevada compacidade do material arenoso encontrado. Após cada ensaio, era coletado o material do amostrador, sendo parte levada ao laboratório para análise tátil-visual da amostra. O restante foi acondicionado em recipiente apropriado, a fim de evitar a perda de umidade da amostra, que foi levada, posteriormente, ao Laboratório Professor Fernando Emmanuel Barata, da Escola Politécnica da UFRJ, onde os ensaios de laboratório seriam realizados em momento oportuno.

Devido à elevadíssima compacidade da areia em camadas mais profundas, foi utilizada a haste instrumentada apenas até o ensaio SPT de 5,00m a 5,09m, para evitar danificar o equipamento de medição de energia, uma vez que, durante a realização do ensaio, percebeu-se o início do desprendimento dos acelerômetros da haste devido ao elevado número

de golpes em um curto intervalo de tempo. Foi dada sequência na sondagem, porém, a medição de energia foi interrompida a fim de garantir a integridade da haste instrumentada.

O resumo dos resultados das medições de energia realizadas é apresentado na tabela 4.3.

Tabela 4.3.a - Resultados das medições de energia SP01 (até 5,09m de profundidade), sequências 1 a 3.

Sequência	Golpe	Energia (J)	Sequência	Golpe	Energia (J)	Sequência	Golpe	Energia (J)
1	1	223	2	1	151	3	1	297
	2	232		2	223		2	316
	3	235		3	172		3	304
	4	216		4	204		4	306
	5	231		5	213		5	329
	6	255		6	204		6	308
	7	235		7	223		7	332
	8	245		8	200		8	312
	9	252		9	207		9	357
	10	244		10	208		10	316
	11	236		11	233		11	314
	12	247		12	212		12	333
	13	233		13	233		13	335
	14	243		14	227		14	302
	15	236		15	239		15	337
	16	217		16	233		16	342
	17	215		17	254		17	324
	18	223		18	254		18	311
MÉDIA	234,33	19		247	19		317	
		20		246	20		318	
		21		264	21		326	
		22		265	22		325	
		23		256	23		340	
		24		253	24		367	
		25		266	25		368	
		26		256	26		364	
		27		254	27		330	
		28		271	28		340	
		29		259	29		318	
		30		267	30		319	
		31		265	31		334	
		32		267	32		284	
		33		280	33		303	
		MÉDIA	236,54	34	300			
				35	302			

							36	296
							37	297
							38	314
							39	304
							40	313
							41	297
							42	303
							MÉDIA	320,33

Tabela 4.3.b - Resultados das medições de energia SP01 (até 5,09m de profundidade), seqüências 4 a 6.

Seqüência	Golpe	Energia (J)	Seqüência	Golpe	Energia (J)	Seqüência	Golpe	Energia (J)
4	1	133	4	33	329	5	1	303
	2	323		34	347		2	320
	3	327		35	340		3	330
	4	331		36	356		4	306
	5	311		37	323		5	338
	6	262		38	353		6	322
	7	285		39	364		7	327
	8	285		40	343		8	337
	9	283		41	345		9	309
	10	310		42	339		10	309
	11	321		43	347		11	308
	12	312		44	326		12	321
	13	287		45	343		13	332
	14	302		46	326		14	324
	15	308		47	337		15	323
	16	304		48	341		16	331
	17	313		49	334		17	345
	18	317		50	339		18	347
	19	296		51	355		19	346
	20	332		52	376		20	353
	21	327		53	325		21	339
	22	336		54	341		22	328
	23	291		55	333		23	324
	24	305		56	337		24	351
	25	336		57	340		25	330
	26	308		58	326		26	350
	27	336		59	339		27	335
	28	332		60	358		28	342
	29	336		61	365		29	338
	30	331		62	368		30	354
	31	349		63	328		31	352
	32	340		64	323		32	343

				MÉDIA	325,23		33	361
							34	348
							35	324
							36	345
							37	348
							38	337
							39	324
							40	330
							41	346
							42	334
							43	327
							44	350
							45	329
							46	324
							47	352
							48	341
							49	335
							50	320
							MÉDIA	333,84

Vale ressaltar que o valor de N representa o número de golpes necessários para o avanço dos 2os e 3os intervalos de 15cm. Dessa forma, o N corresponde à região de solo entre as profundidades $X,15m$ a $X,45m$, onde X representa cada metro de ensaio, desde que seja possível a cravação dos 30cm por completo. Por exemplo, na profundidade de 3 metros, N é medido de 3,15m a 3,45m.

A partir desse raciocínio, será utilizada a profundidade média de $X,30m$, onde X representa cada metro de avanço do ensaio, para desenvolver os estudos dos parâmetros versus profundidade.

Dessa forma, podemos traçar o gráfico de energia medida E versus profundidade z . O resultado está apresentado na Figura 4.8.

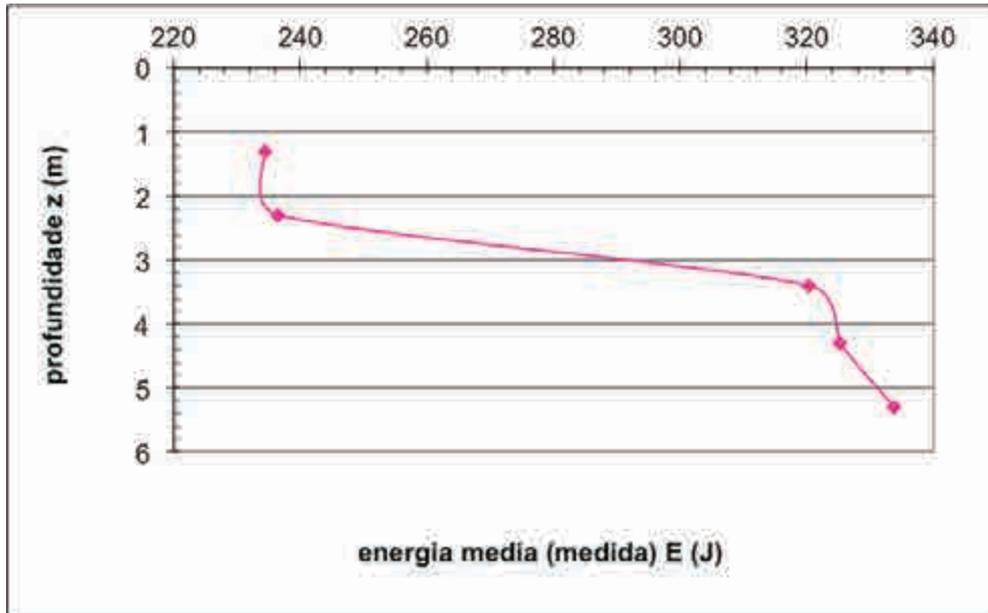


Fig. 4.8 - Apresentação do gráfico E x z.

A seguir, estão apresentados os boletins das sondagens executadas.

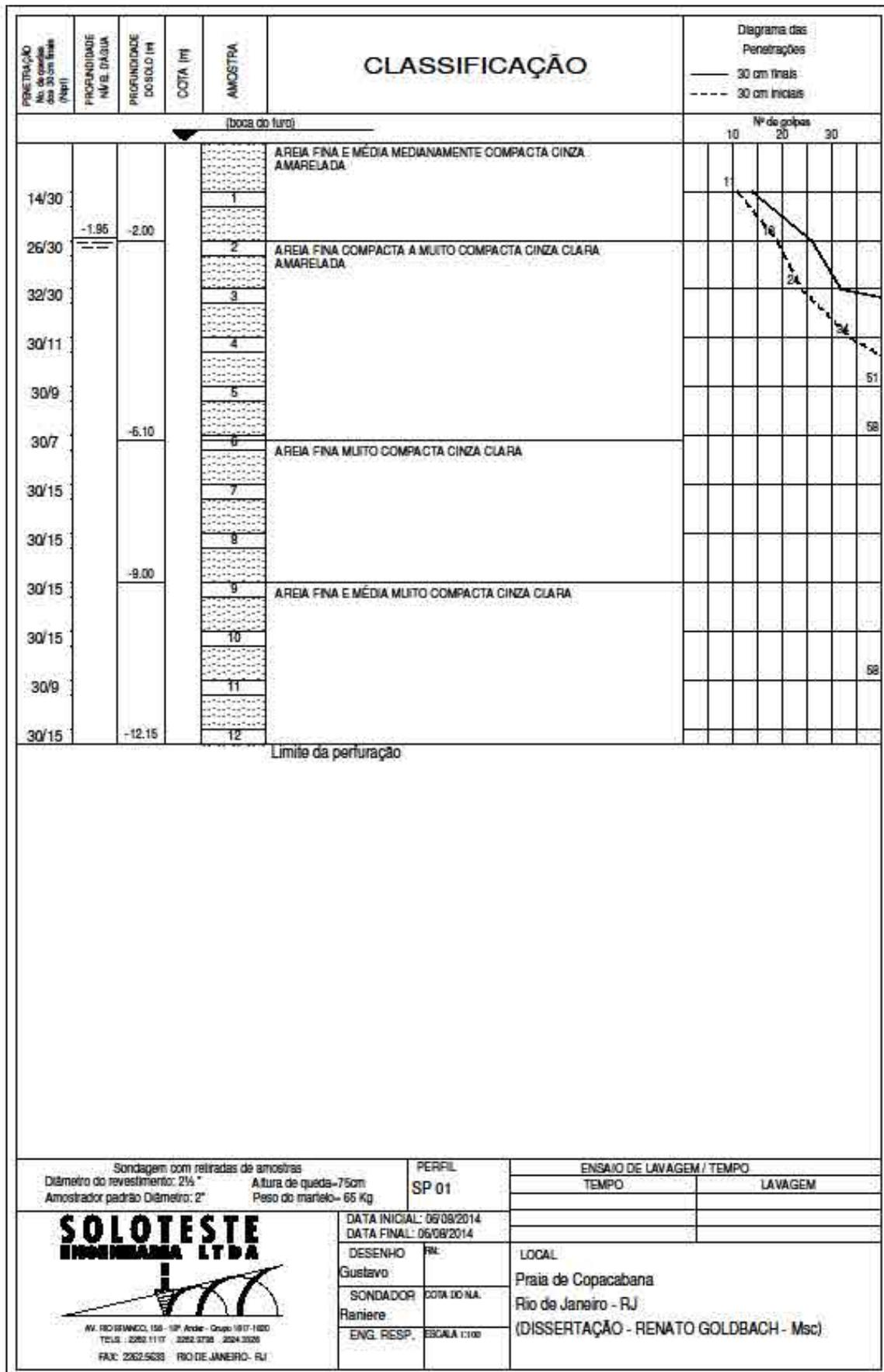


Fig. 4.9 - Relatório de sondagem – SP01.

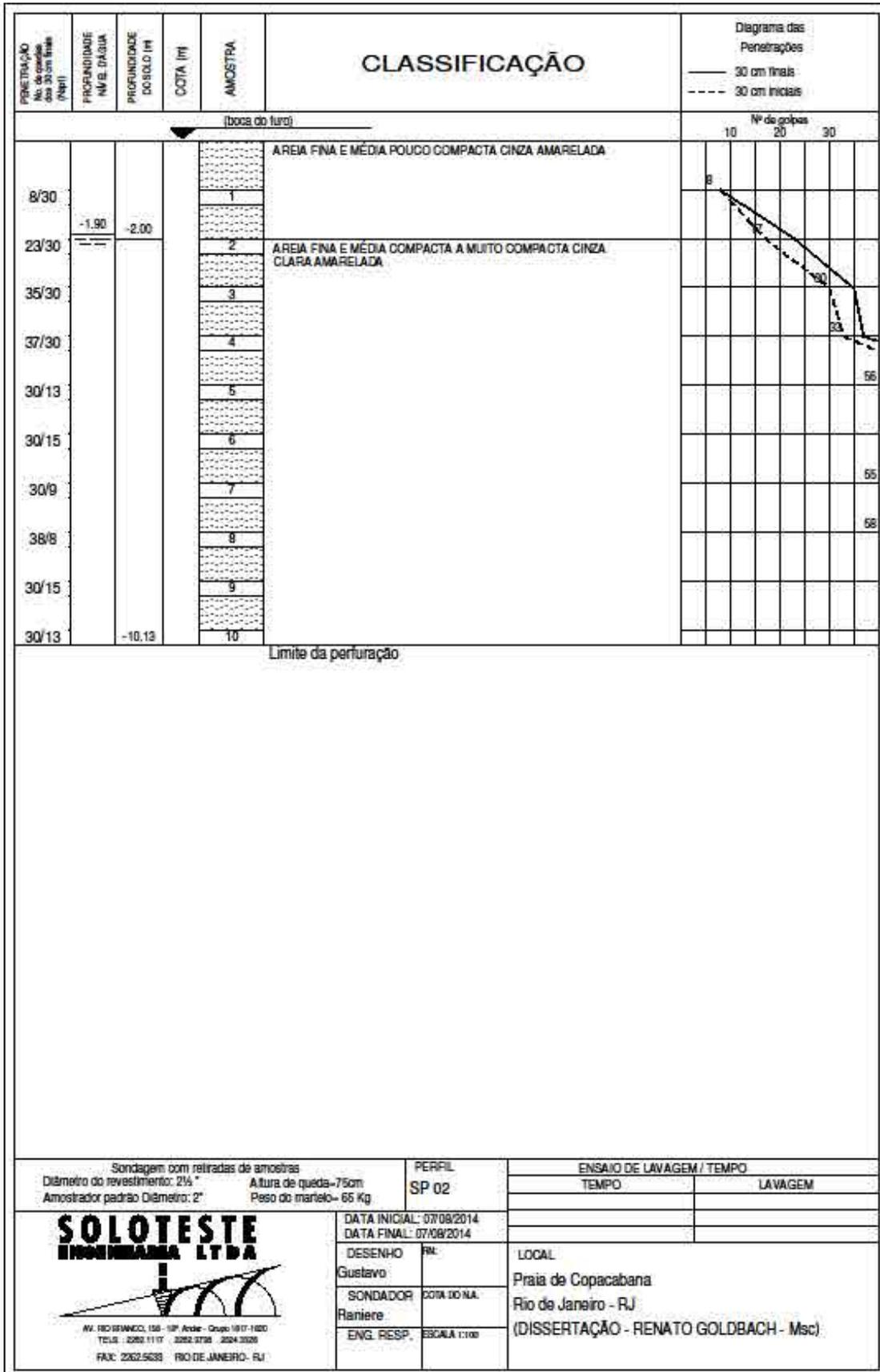


Fig. 4.10 - Relatório de sondagem – SP02.

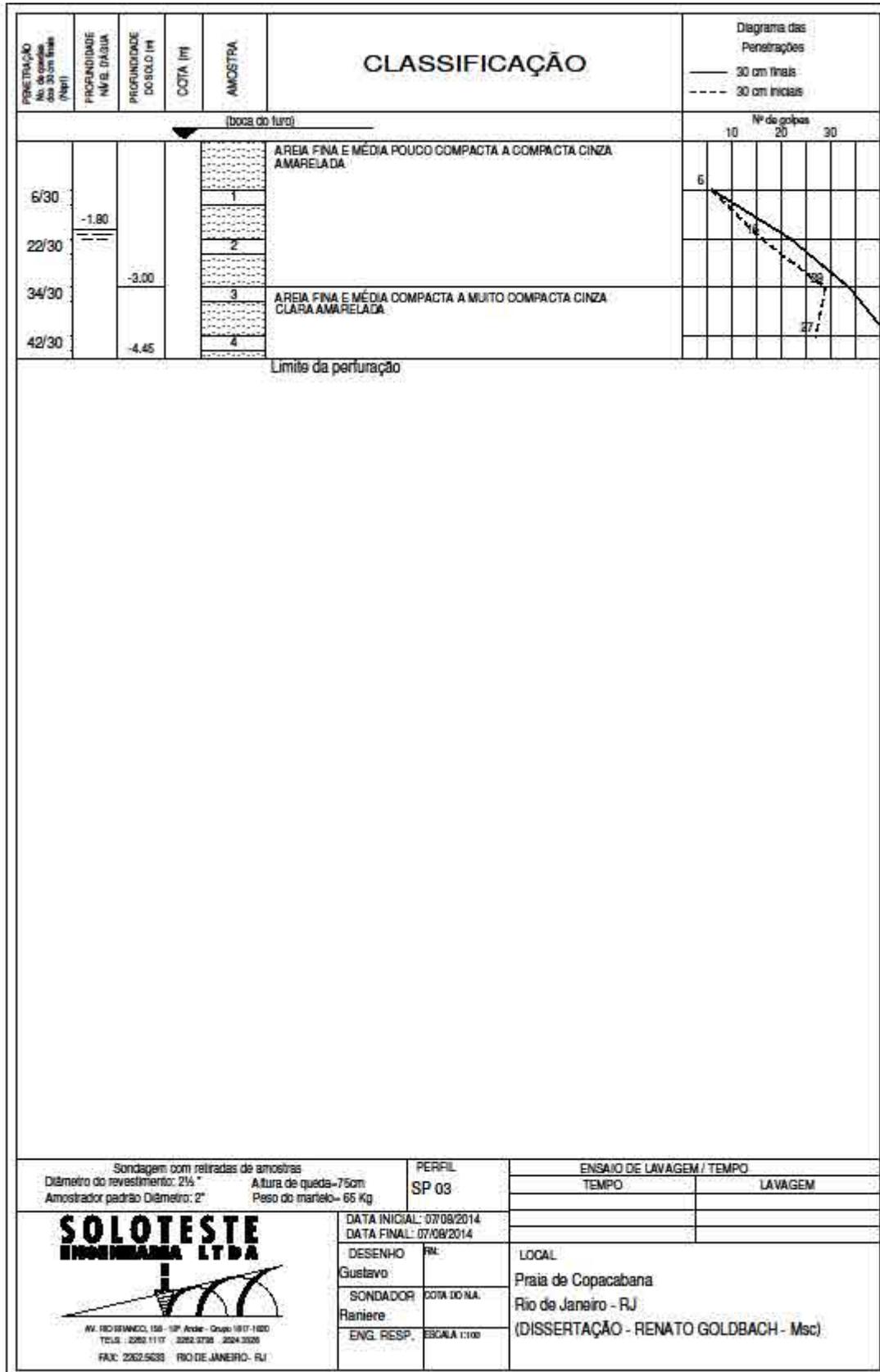


Fig. 4.11 - Relatório de sondagem - SP03.

4.3 Ensaios de piezocone (CPTU)

No dia 14 de janeiro de 2015 ocorreu a segunda etapa dos ensaios de campo, com a realização dos ensaios de CPTU. Na ocasião, em posse da autorização prévia, a equipe da COPPE/UFRJ mobilizou seu novo equipamento de cravação estática (PAGANI – Modelo TG 63-150) no mesmo local dos ensaios da primeira campanha.

Com apoio de corpo técnico e acadêmico da COPPE/UFRJ, o equipamento foi previamente preparado, com a montagem da máquina de cravação, saturação do piezocone e preparo do sistema de aquisição de dados.

A logística de carga e descarga da máquina de cravação e demais equipamentos do ensaio é complexa. O acesso ao local dos ensaios com caminhão só é permitido entre as 10:00h e 16:00h. E o acesso dos equipamentos à praia de Copacabana foi burocrático, havendo a necessidade de autorização prévia junto a Secretaria de Transportes. Dessa forma, a mobilização do equipamento e materiais para a realização dos ensaios de CPTU foi difícil e teve a participação de todos nesse primeiro momento.

Para que se obtenha resultados de ensaios de piezocone de boa qualidade e, conseqüentemente, boa confiança dos dados obtidos, deve ser considerados duas condições básicas: a saturação adequada do piezocone e a calibração acurada dos transdutores, além de uma preocupação constante com a velocidade de cravação, variação de temperatura durante a realização do ensaio e a correção da resistência de ponta e do atrito lateral devido à ação da poro-pressão. Para a realização dos ensaios, o elemento poroso foi corretamente saturado com os procedimentos preconizados pela equipe técnica da COPPE/UFRJ, conforme descrito em Meireles, E. B. (2002) e mantido embebido em glicerol, a fim de não haver perdas da saturação. As calibrações, bem como as preocupações com os detalhes do ensaio também foram levados em consideração.

Com as calibrações feitas, foi iniciado o primeiro ensaio. Após a completa instalação do equipamento no ponto de ensaio, foi iniciada a cravação do piezocone (embebido em glicerol para não perder a saturação no trecho acima do nível d'água - trecho não saturado) a velocidade constante de 20mm/s (com essa velocidade, é considerado que as argilas possuem um comportamento não drenado) e os dados de resistência de ponta, atrito lateral e poropressão (em u_1 e u_2) foram armazenados no sistema de aquisição de dados. Ao final dos ensaios, os dados foram corrigidos e os resultados do ensaio foram plotados de forma a se ter os valores desejados.

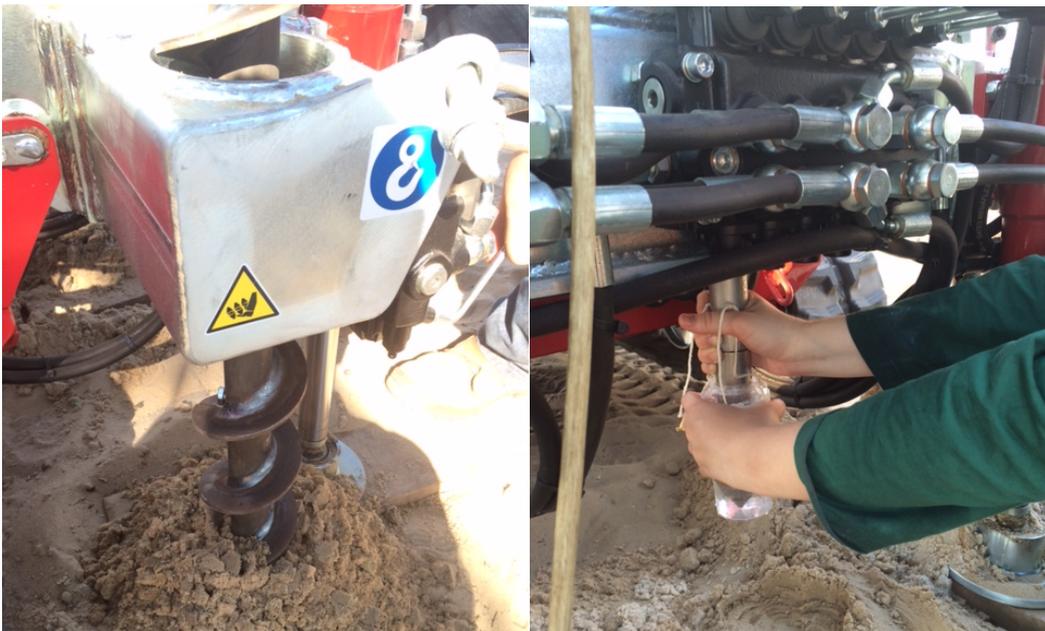
O ensaio foi iniciado conforme programação, porém, devido à elevada compacidade do material ensaiado e da baixa capacidade de reação da máquina de cravação (tirantes a tração curtos e baixo peso do equipamento), o ensaio foi interrompido a profundidade de 3,64m.

Foi realizado um segundo ensaio na mesma data para tentar avançar ainda mais na investigação. Porém, devido à elevada compacidade da areia, o equipamento só conseguiu cravar até 1,81m. O segundo ensaio foi interrompido quando se percebeu a inclinação significativa das hastes.

Tal resultado não contempla as profundidades em estudo, porém, por dificuldades de retornar ao campo, foram utilizados apenas os dados desses trechos dos ensaios.

Durante a realização dos ensaios, foi observada dificuldade com a instalação do equipamento. Como o mesmo era novo, e a ocasião era um dos primeiros ensaios realizados, houve dificuldade com a instalação dos tirantes de reação e com a verticalidade das hastes durante os ensaios. Somado a elevadíssima compacidade das areias já em sua porção superficial, a equipe encontrou dificuldade com a reação do equipamento, quase ocasionando um acidente com um dos membros da equipe técnica.

A seguir, estão apresentadas as figuras 4.12.a a 4.12.d que ilustram alguns procedimentos dos ensaios realizados na Praia de Copacabana.



Figs. 4.12.a a 4.12.d - Etapas do ensaio CPTU 01 em execução: (a) instalação do equipamento no ponto definido para ensaio; (b) sistema de aquisição de dados em operação; (c) aplicação do tirante de reação no terreno; (d) cone sendo posicionado para início do ensaio (equipamento imerso em glicerol para evitar a perda de saturação do elemento poroso).

Na figura 4.13, são apresentados os resultados dos ensaios CPTU 01 e CPTU 02.

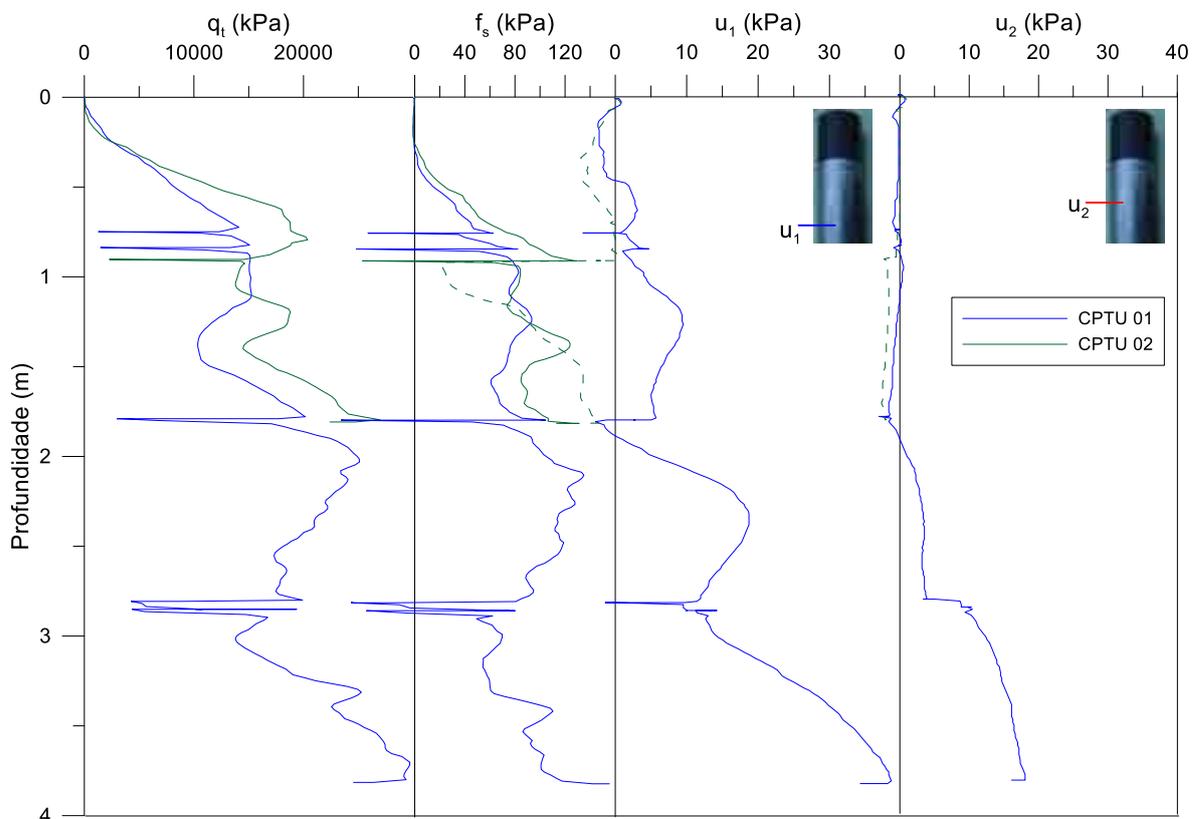


Fig. 4.13 - Resultados obtidos no ensaio: q_t , f_s , u_1 e u_2 , respectivamente.

4.4 Ensaios de laboratório

As amostras coletadas durante as sondagens a percussão foram armazenadas em ambiente próprio (câmara úmida) para manutenção de parte de suas características originais e submetidas a campanha de ensaios de laboratório, a saber:

- Ensaio para determinação da umidade das amostras
- Ensaio para determinação da densidade real dos grãos
- Ensaio de granulometria (peneiramento fino)
- Ensaio de sedimentação (em parte das amostras)
- Formato dos grãos
- Caracterização mineralógica

Foram coletadas 29 amostras em profundidades diferentes (de metro em metro) nas três verticais de sondagem, sendo todas submetidas aos ensaios acima mencionados, em grupos, conforme identificados na tabela 4.2.

A campanha de ensaios de laboratório foi realizada entre os dias 18 de setembro e 30 de novembro nos Laboratórios Fernando Emanuel Barata (Poli/UFRJ) e de Geotecnia Professor Jacques de Medina, da COPPE/UFRJ.

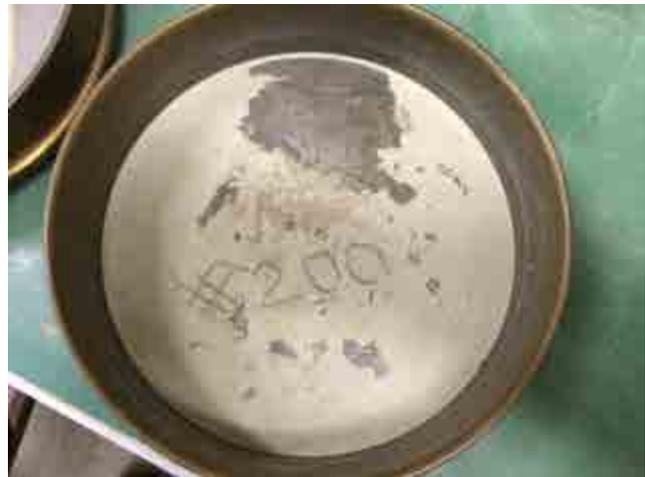
As figuras 4.14 a 4.16 ilustram algumas etapas dos ensaios realizados.



Fig. 4.14 – Amostras separadas e colocadas em estufa – ensaio de determinação de umidade em execução.



Fig. 4.15 – Amostras separadas após secagem em estufa, preparadas para pesagem do material seco – ensaio de determinação de umidade em execução.



Figs. 4.16.a e 4.16.b – (a) ensaio de peneiramento fino em execução – peneiras sendo vibradas para a separação dos materiais; (b) material passante na peneira #200 (materiais siltosos).

4.4.1 Determinação de umidade

Os ensaios de umidade foram realizados no Laboratório Fernando Emmanuel Barata (Poli/UFRJ), entre os dias 18 e 19 de setembro de 2014. Os ensaios foram realizados em todas as amostras coletadas nas três verticais de sondagem (da amostra 0,00m ao final de cada vertical), conforme agrupamento apresentado na tabela 4.2.

Para a realização dos ensaios, foram utilizadas 5 cápsulas para cada amostra e a pesagem do material antes e depois da secagem se deu em duplicidade para melhorar a acurácia das medidas.

A tabela 4.4 contém os resultados obtidos nas determinações de umidade para a amostra 1,00m a 1,45m do SP01.

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de umidade – Amostra 01 – SP01.

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H6	H7	H8	H9	H10
Solo um.+tara(g)	50,48	43,97	46,63	50,35	45,26
Solo seco+tara(g)	49,05	42,85	45,40	48,98	44,13
Tara (g)	13,15	13,34	13,11	12,64	12,86
Água (g)	1,43	1,12	1,23	1,37	1,13
Solo seco (g)	35,9	29,51	32,29	36,34	31,27
Teor de umid.%	3,98	3,80	3,81	3,77	3,61
Média %	3,79				

Todos os demais resultados estão apresentados no Anexo I.

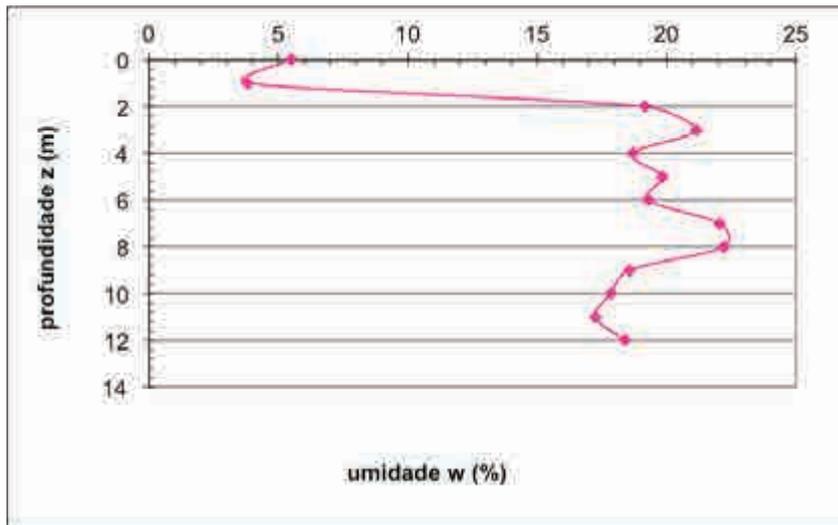
A tabela 4.5 apresenta os valores obtidos nos ensaios.

As figuras 4.17.a a 4.17.c apresentam a curvas umidade versus profundidade (w x z) para as sondagens realizadas.

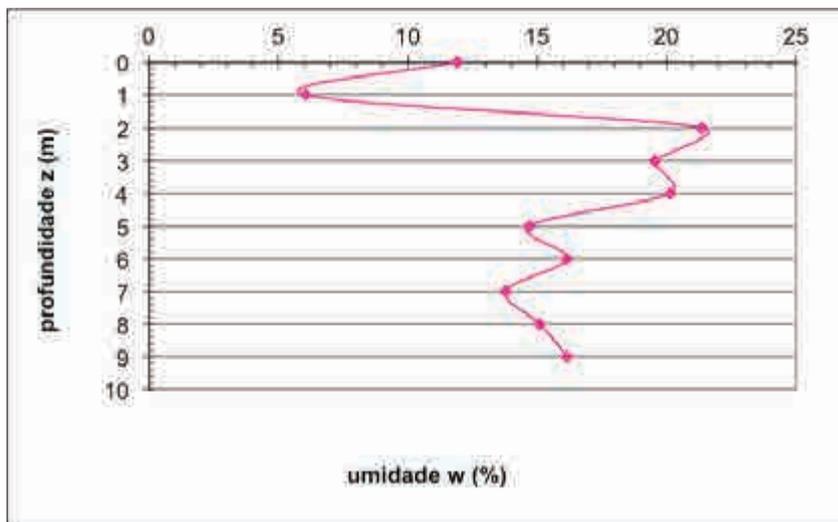
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de determinação da umidade realizados

SP01		SP02		SP03	
Prof. (m)	w (%)	Prof. (m)	w (%)	Prof. (m)	w (%)
0,00	5,49	0,00	11,90	0,00	3,19
1,00	3,79	1,00	6,04	1,00	3,27
2,00	19,16	2,00	21,38	2,00	21,40
3,00	21,16	3,00	19,56	3,00	22,69
4,00	18,69	4,00	20,15	4,00	20,07
5,00	19,82	5,00	14,70		
6,00	19,30	6,00	16,14		
7,00	22,04	7,00	13,78		
8,00	22,20	8,00	15,11		
9,00	18,56	9,00	16,17		
10,00	17,85				
11,00	17,25				
12,00	18,39				

SP01



SP02



SP03

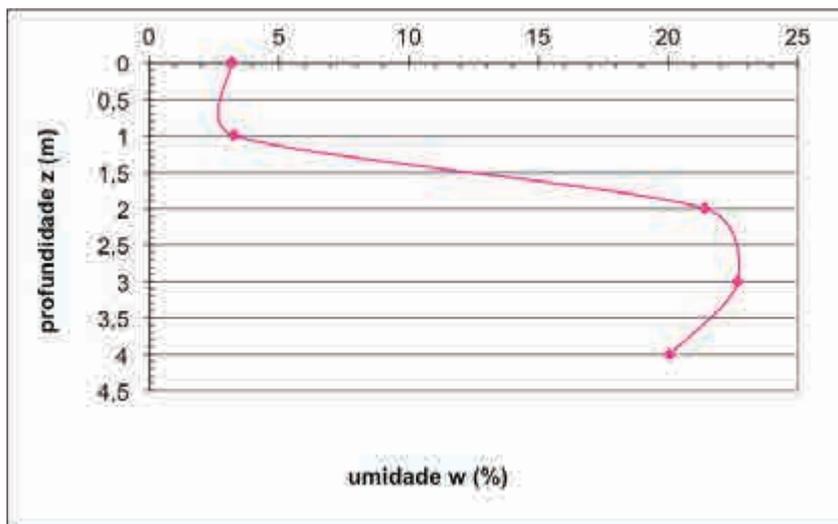


Fig. 4.17.a a 4.17.c – Gráficos w x z para SP01, SP02 e SP03, respectivamente.

4.4.2 Densidade real dos grãos

Os ensaios para determinação da densidade real dos grãos, G_s , foram realizados no Laboratório de Geotecnia Professor Jacques de Medina, da COPPE/UFRJ, entre os dias 24 de setembro e 15 de outubro de 2014. Para a realização dos ensaios, houve a colaboração de Luiz Roberto Rocha Marinho. Os ensaios foram realizados em todas as amostras coletadas e agrupadas conforme tabela 4.2.

O material de cada ensaio foi dividido em cinco picnômetros numerados. Foi utilizada água destilada e deaerada para a realização dos ensaios.

Na tabela 4.6 estão apresentados os resultados dos ensaios realizados no material da amostra 1,00m a 1,45m do SP01.

Tabela 4.6 - Resultados dos ensaios – Determinação de G_s – Amostra 01 – SP01.

DENSIDADE REAL DOS GRÃOS						
Identificação da amostra:	SP01-Am-1,00m	Data do Ensaio	18/08/14			
:						
Ensaio N°		1	2	3	4	5
Temperatura da água e solo °C	T	22	22	22	22	22
Picnômetro No		2	4	5	8	10
Picnômetro + solo seco (g)		166,71	175,41	138,96	164,44	191,41
Picnômetro (g)		94,02	100,32	94,30	90,78	92,54
Picnômetro + água (g)	Pw	345,10	346,65	334,78	344,33	339,53
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	383,53	393,37	362,53	390,18	401,06
Solo seco (g)	Ps	72,69	75,09	44,66	73,66	98,87
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		34,26	28,37	16,91	27,81	37,34
Fator de correção	K	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996
Densidade real dos grãos	G_s	2,121	2,646	2,640	2,648	2,647
$PsK / (Ps + Pw - Pws)$	Média	2,540				

Os resultados das outras amostras ensaiadas são apresentados no Anexo I.

A tabela 4.7 apresenta os resultados dos ensaios de densidade real dos grãos dos ensaios realizados em cada grupo de amostras.

Tabela 4.7 – Resultados de Gs dos ensaios realizados

	Amostra	Gs
SP01	0,00	
	1,00	2,54
	2,00	2,55
	3,00/4,00	2,61
	5,00/6,00	2,64
	7,00/8,00/9,00	2,65
	10,00/11,00/12,00	2,65
SP02	0,00	2,93
	1,00	2,62
	2,00	2,83
	3,00/4,00	2,64
	5,00/6,00	2,65
	7,00/8,00/9,00/10,00	2,64
SP03	0,00	2,65
	1,00	2,64
	2,00	2,66
	3,00/4,00	2,66

4.4.3 Granulometria – Peneiramento fino

Os ensaios de granulometria foram realizados no Laboratório Fernando Emmanuel Barata, entre os dias 18 e 26 de outubro de 2014. Foi realizado apenas o peneiramento fino, uma vez que todo o material das amostras era passante na peneira #10.

As peneiras utilizadas foram: #10 (2,00mm), #16 (1,20mm), #30 (0,60mm), #40 (0,42mm), #60 (0,25mm), #100 (0,15mm), #200 (0,075mm). O material passante pela peneira #200 foi armazenado para realização de ensaios de sedimentação posteriormente.

Os ensaios foram realizados utilizando o mesmo agrupamento dos demais ensaios.

A tabela 4.8, apresenta os resultados obtidos do peneiramento fino com o material da amostra 1,00m a 1,45m do SP01.

Tabela 4.8 - Resultados do peneiramento fino da amostra 01 – SP01.

Amostra total úmida	303,74	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	303,74	16	1,20	2,00	301,74	99,3	99
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	303,74	30	0,60	112,58	189,16	62,3	62
Amostra total seca =B+D	303,74	40	0,42	49,06	140,10	46,12	46
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	61,11	78,99	26,01	26
Peso da amostra úmida=PU	303,74	100	0,15	56,88	22,11	7,28	7
Peso am.seca=PU/(100+h)	303,74	200	0,075	22,11	0,00	0,00	0

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

A partir dos resultados expostos a cima, foi possível plotar a curva granulométrica, considerando apenas a granulometria por peneiramento. A 4.18 apresenta a curva granulométrica obtida a partir da tabela acima apresentada.

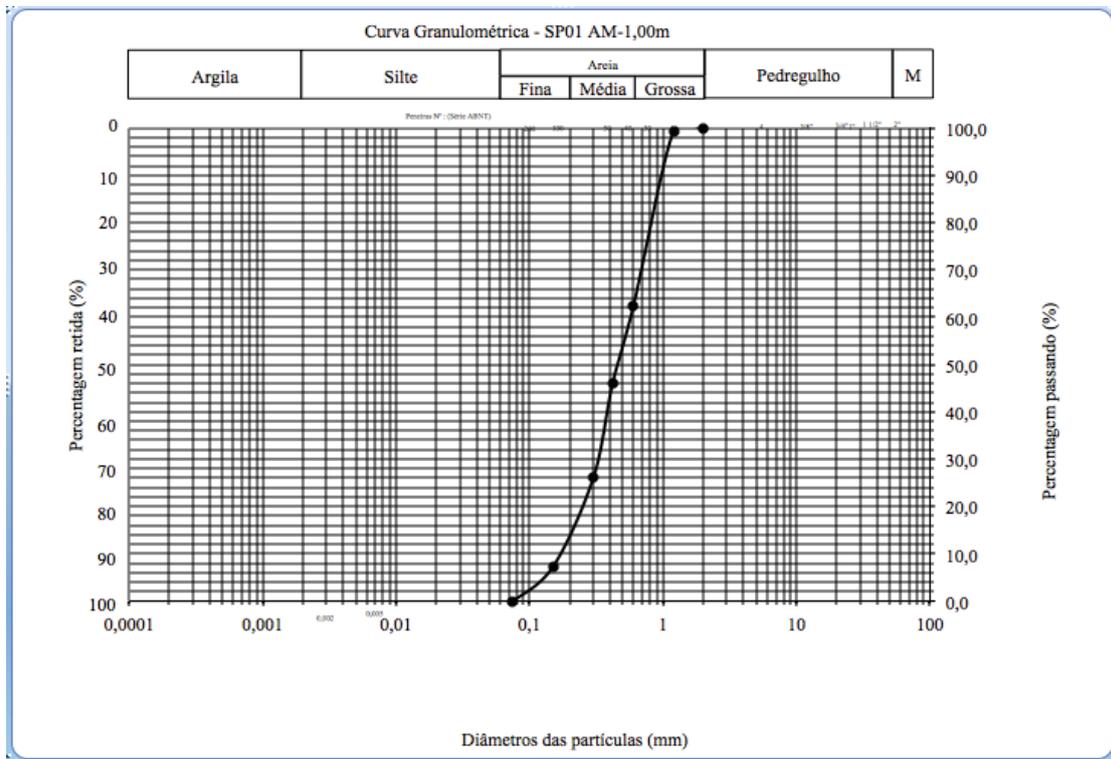


Fig. 4.18 - Curva granulométrica (por peneiramento) da amostra 01 – SP01.

Os dados obtidos para as demais amostras, bem como as curvas granulométricas de todos os ensaios estão apresentadas no Anexo I.

4.4.4 Granulometria – Sedimentação

Após a realização do peneiramento fino, foi percebido que quase a totalidade do material foi retida até a peneira #200 (em média, 98% do material). Apesar da pouca quantidade de material, foi decidido realizar alguns ensaios de sedimentação para completar a curva granulométrica já traçada a partir dos ensaios de 4.5.3. Dessa forma, as amostras passantes da #200 referentes à sondagem SP01 foram preparadas durante 24 horas e ensaiadas em densímetros identificados e tanque adequado para os utensílios.

4.5.5 Formato dos grãos

Segundo Pinto (2006), a análise do formato dos grãos de areia é um aspecto importante na determinação do comportamento do material a partir da interação entre suas partículas. Os grãos de areia possuem três dimensões de mesma ordem de magnitude. Como exemplo da relação entre o formato de suas partículas e o comportamento, pode-se mencionar que grãos mais angulares conseguem apresentar um melhor arranjo (intertravamento entre grãos), o que garante uma maior interação entre seus elementos, ocasionando uma maior resistência ao cisalhamento e gerando uma menor compressibilidade. Por outro lado, grãos mais arredondados apresentam uma menor resistência ao cisalhamento e a estrutura correspondente é classificada como de alta compressibilidade. No entanto, grãos angulares sob tensões elevadas tendem a quebrar suas arestas, devido a concentração de tensões nas extremidades, não havendo o acréscimo de resistência que tal areia exibiria sob tensões menos elevadas.

Pinto (2006) menciona a relação entre o formato dos grãos de areia e o ângulo de atrito dos materiais, onde partículas esféricas e arredondadas possuem ângulos de atrito menores que areias de grãos angulares. Isso provém do entrosamento das partículas irregulares no caso dos grãos angulares, conforme ilustrado na figura abaixo.

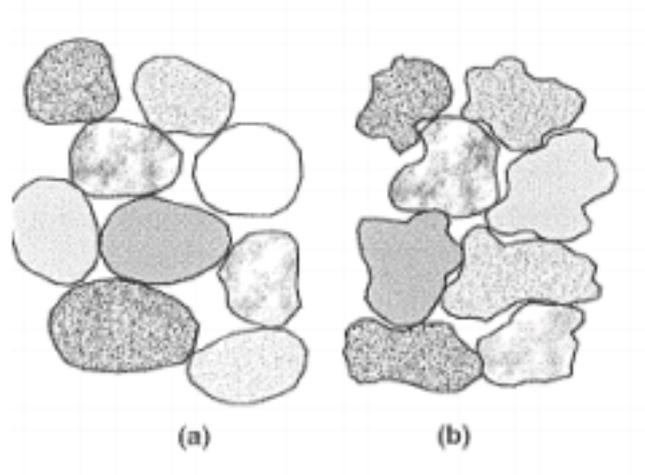


Fig. 4.19 - Comparação do entrosamento de areias: (a) grãos arredondados e (b) grãos angulares (Pinto, 2006).

No dia 30 de novembro de 2015, foi realizada a classificação dos grãos de areia das amostras coletadas na Praia de Copacabana a partir de imagens obtidas com um microscópio digital, e fazendo-se uso de um gabarito proposto por F. J. Pettijohn, apresentado em Lambe e Whitman (1969) (figura 4.20).

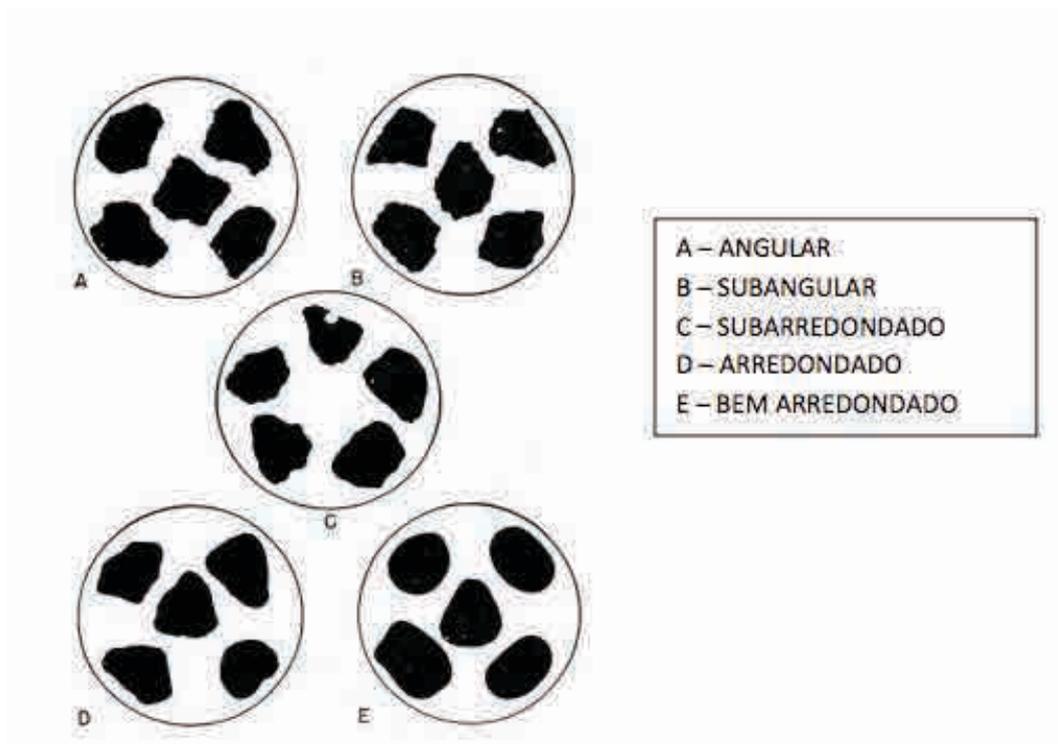


Fig. 4.20 - Grau de arredondamento de partículas proposto por F. J. Pettijohn (Lambe e Whitman, 1969).

O microscópio utilizado, modelo USB Digital Microscope Microview USB 2.0 High Speed, de propriedade do engenheiro Felipe Bogossian, possui uma ampliação de 10 – 800

vezes e foi calibrado previamente a obtenção das imagens. A figura 4.21 ilustra o microscópio utilizado.



Fig. 4.21 - Microscópio digital utilizado para a obtenção das imagens ampliadas dos grãos de areia.

A seguir, estão apresentadas na figura 4.22 as imagens ampliadas dos grãos de areia das amostras da sondagem SP01 variando da amostra a 0,00m (obtida na superfície) à amostra 6,00m de profundidade.

AMOSTRA		
Am.0,00m	Microscopic image showing numerous small, irregularly shaped sand grains, mostly yellowish-brown in color, against a light background.	Microscopic image showing fewer and larger sand grains compared to the surface sample, with some grains appearing more rounded and distinct.

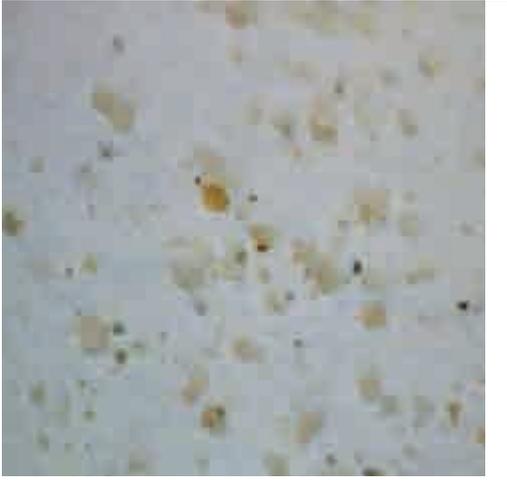
Am.1,00m		
Am.2,00m		
Am.3,00-4,00m		
Am.5,00-6,00m		

Figura 4.22 – Imagens dos grãos (SP01) obtidas com microscópio.

Vale ressaltar que, de forma geral, os grãos de areia apresentam formatos subarredondados (C) e arredondados (D), conforme apresentado na figura 4.23.



Fig. 4.23 - Detalhe do formato dos grãos de areia da Praia de Copacabana.

Vale notar a coloração mais amarelada nas amostras 0,00m e 1,00m. A partir da amostra a 2,00m, a coloração mais transparente/esbranquiçada se torna mais representativa. De forma esporádica, detecta-se a presença de grãos mais escuros e de dimensões maiores.

4.4.6 Caracterização mineralógica

Em 05 de dezembro de 2014 foi realizada a caracterização mineralógica das amostras das areias de Copacabana no Laboratório de Amostras Geológicas (LAG) do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). A caracterização foi realizada pelo geólogo Gustavo Luiz Campos Pires. Tal trabalho teve como objetivo analisar a composição mineralógica das areias em estudo e, a partir dos resultados, avaliar as prováveis origens da areia bem como auxiliar na interpretação dos resultados, conforme será descrito no Capítulo 5.

A caracterização se deu através do preparo das amostras, com a separação das frações leves (pelo menos 90% de quartzo) e frações pesadas do material, secagem de cada grupo e consequente análise dos grãos a partir de ensaios, técnicas de imantação, eletromagnetividade e auxílio de lupas para a identificação dos tipos de materiais, bem como suas principais

características mineralógicas. Vale ressaltar que, presente na fração leve, os quartzos representam pelo menos 90% da composição das areias. Dessa forma, para poder classificar os materiais arenosos quanto a sua gênese, não se utiliza as porções quartzosas.

Dessa forma, para o estudo e classificação dos elementos formadores das areias em estudo, se fez a separação e classificação das frações pesadas presentes nas amostras.

Foi possível observar, na fração pesada, o predomínio de hematita, magnetita, monazita, granada, berilo e biotita (em ordem decrescente de concentrações).

Avaliando o mapa geológico do Município do Rio de Janeiro, é possível observar que a Praia de Copacabana é cercada por uma série de morros onde afloram apenas duas unidades geológicas: ortognaisses da Suite Rio de Janeiro e paragnaisses do Complexo Paraíba do Sul, unidade São Fidelis (Silva et al., 2001). Tais granitos são compostos por granada, muscovita, biotita, com menores proporções de charnokíticas com anfibólio e piroxênio. Comparando a formação dessas unidades com os materiais predominantes nas amostras caracterizadas, pode-se considerar que provavelmente essas são as rochas que deram origem aos sedimentos analisados.

Na figura 4.24 está apresentado o detalhe do mapa geológico do Município do Rio de Janeiro onde se identifica as unidades rochosas próximas à Praia de Copacabana.

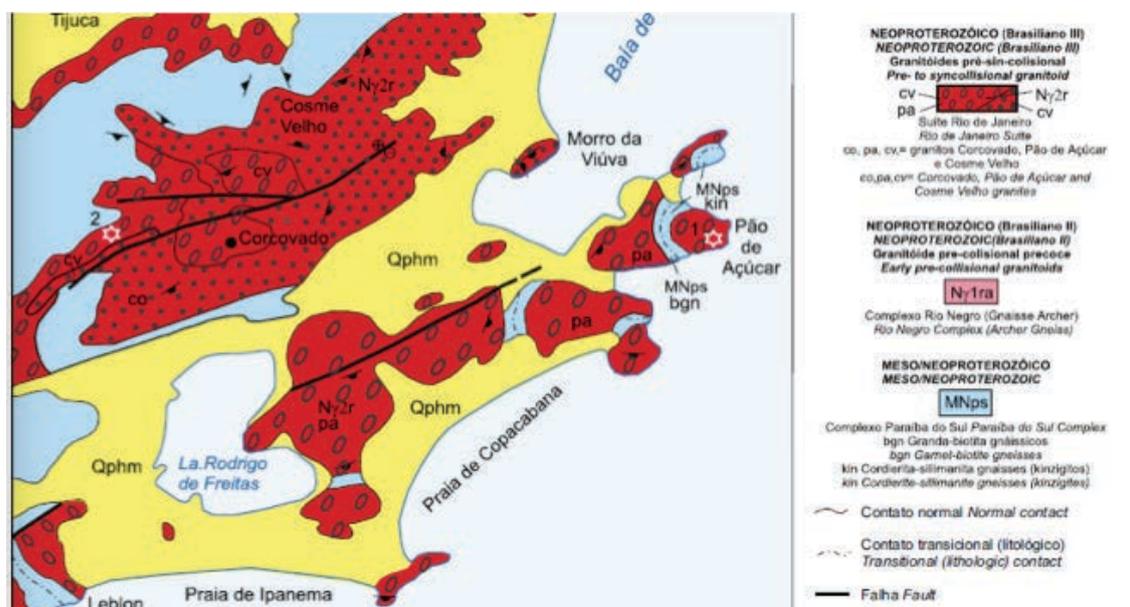


Fig. 4.24 - Detalhe do mapa geológico da Região Sul do Município do Rio de Janeiro, com ênfase nas rochas que ocorrem ao redor da Praia de Copacabana e são consideradas as rochas fonte desses sedimentos (Silva et al., 2001, extraído de Pires, 2014).

O relatório completo da caracterização mineralógica realizada nas amostras de areia, bem como as identificações e classificações dos minerais encontrados e suas respectivas análises mineralógicas, são apresentados no Anexo III.

Vale ressaltar que os resultados obtidos para as amostras de diferentes profundidades e nas diferentes sondagem apresentam curvas granulométricas bastante semelhantes. Tal resultado possibilita concluir-se que o material arenoso estudado apresenta granulometria homogênea ao longo da profundidade ensaiada. Também é possível observar que a mineralogia nas diferentes amostras ensaiadas é bastante semelhante, diferenciando-se apenas nas proporções de minerais pesados. A mineralogia semelhante reflete uma área fonte comum, ou seja, mesma litologia para as amostras em estudo.

As demais análises sobre os resultados obtidos estão apresentadas no capítulo a seguir.

5 Análise dos resultados

5.1 Generalidades

No presente capítulo a análise dos resultados visará sobretudo a determinação dos parâmetros compressibilidade relativa e ângulo de atrito, os mais úteis para aplicação em projetos convencionais de engenharia. Os parâmetros de caracterização do material ensaiado servirão como subsídio para as análises a serem procedidas.

Ao longo do texto serão detalhados os cálculos realizados para uma profundidade, e os valores obtidos para as demais profundidades serão incluídos em tabelas.

5.2 Granulometria e densidade real dos grãos

Uma das propriedades necessárias à obtenção daqueles parâmetros, de modo mais acurado, são dados acerca da curva granulométrica do material. A tabela 5.1 apresenta para todas as amostras ensaiadas os valores de D_{10} , D_{30} , D_{50} , D_{60} e os parâmetros CNU, coeficiente de não uniformidade, e CC, coeficiente de curvatura, definidos nas equações (5.1) e (5.2). Além disso, os valores da densidade real dos grãos, G_s , são também apresentados na tabela.

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5.1)$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} \quad (5.1)$$

Tabela 5.1 – Dados de granulometria da areia da praia de Copacabana

	Prof. nominal (m)	D₁₀ (mm)	D₃₀ (mm)	D₅₀ (mm)	D₆₀ (mm)	CNU	CC	G_s
SP01	0	0,25	0,34	0,39	0,40	1,60	1,16	-
	1	0,18	0,32	0,34	0,58	3,22	0,98	2,54
	2	0,21	0,32	0,36	0,39	1,86	1,25	2,55
	3/4	0,16	0,30	0,35	0,38	2,38	1,48	2,61
	5/6	0,30	0,35	0,38	0,40	1,33	1,02	2,64
	7/8/9	0,16	0,24	0,30	0,34	2,13	1,06	2,65
	10/11/12	0,20	0,30	0,36	0,39	1,95	1,15	2,65
SP02	0	0,24	0,32	0,38	0,40	1,67	1,07	2,93
	1	0,17	0,20	0,26	0,30	1,76	0,78	2,62
	2	0,19	0,30	0,34	0,37	1,95	1,28	2,83
	3/4	0,18	0,30	0,36	0,39	2,17	1,28	2,64
	5/6	0,20	0,30	0,35	0,38	1,90	1,18	2,65
	7/8/9/10	0,20	0,31	0,36	0,38	1,90	1,26	2,64
SP03	0	0,23	0,32	0,36	0,39	1,70	1,14	2,65
	1	0,24	0,34	0,39	0,40	1,67	1,20	2,64
	2	0,18	0,30	0,34	0,36	2,00	1,39	2,66
	3/4	0,20	0,30	0,35	0,37	1,85	1,22	2,66
média	-	0,21	0,30	0,35	0,39	1,94	1,17	2,66

Uma simples observação dos valores da tabela 5.1 e das curvas granulométricas de todas as amostras, traçadas conjuntamente na figura 5.1, permite concluir tratar-se de uma areia média uniforme. Na figura são também incluídos dados de Pinto (2006), que apresenta uma curva granulométrica como sendo da areia de Copacabana, sem no entanto citar a referência correspondente. A curva de Pinto situa-se à esquerda, portanto corresponde a um solo mais fino do que os dados da presente pesquisa.

Entretanto, no que diz respeito à classificação propriamente dita, o Sistema Unificado considera que uma areia é uniforme (SW) quando CNU é menor do que 6 ou CC situa-se fora do intervalo 1 a 3. Conforme se observa na tabela 5.1, a média dos valores de CNU é de 1,94, o que confirma a simples observação daquelas curvas.

Os valores de G_s são o que se esperava de uma areia de quartzo, bastante uniformes, entre 2,64 e 2,66. Algumas exceções correspondem a solos mais superficiais, até no máximo 2 m de profundidade, em que pode ter havido alguma contribuição de impurezas de utilização da praia, ou conter algum mineral mais pesado, tal como observado na análise mineralógica. Vale ressaltar que as amostras não foram lavadas previamente aos ensaios. Esse fato poderia explicar a presença de impurezas nos trechos mais superficiais do depósito.

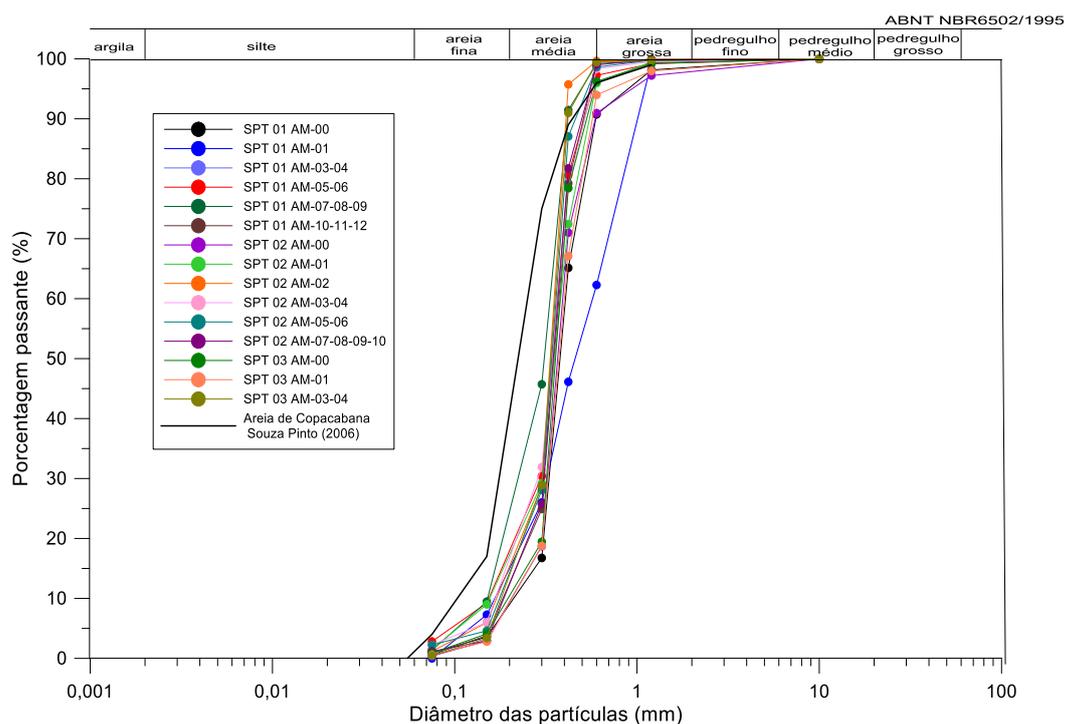


Fig. 5.1 – Curvas granulométricas da areia da praia de Copacabana, traçadas conjuntamente.

5.3 Teor de umidade e índice de vazios

O teor de umidade foi determinado para as amostras obtidas em todas as sondagens, e em todas as profundidades ensaiadas, e os valores correspondentes foram incluídos no Capítulo 4, e novamente apresentados na tabela 5.2, por clareza. Naturalmente, a determinação do teor de umidade a partir de amostras de sondagens à percussão é questionável no caso de areias, uma vez que a realização do ensaio SPT representa um cisalhamento. Dessa forma, o cisalhamento implica numa variação de volume, no caso de haver drenagem. Uma vez que o SPT é um ensaio realizado rapidamente, a hipótese de não haver drenagem no caso de areias pode ser, em princípio, considerada. Por outro lado, Martins (2015) menciona que a determinação da umidade pode ser considerada válida nesse caso em

função de que a deformação imposta à amostra no ensaio SPT é tão grande que esta estaria já numa condição sem variação de volume, validando aquela determinação.

Tabela 5.2 – Teor de umidade da areia da praia de Copacabana.

SP01		SP02		SP03	
Prof. nominal (m)	w (%)	Prof. nominal (m)	w (%)	Prof. nominal (m)	w (%)
0	5,49	0	11,90	0	3,19
1	3,79	1	6,04	1	3,27
2	19,16	2	21,38	2	21,40
3	21,16	3	19,56	3	22,69
4	18,69	4	20,15	4	20,07
5	19,82	5	14,70		
6	19,30	6	16,14		
7	22,04	7	13,78		
8	22,20	8	15,11		
9	18,56	9	16,17		
10	17,85				
11	17,25				
12	18,39				

Tabela 5.3 – Teor de umidade da areia da praia de Copacabana, valores médios.

Prof. nominal (m)	w (%)	e
0	6,86	-
1	4,37	-
2	20,65	0,55
3	21,14	0,56
4	19,64	0,52
5	19,82	0,53
6	19,30	0,51
7	22,04	0,59
8	22,20	0,59
9	18,56	0,49
10	17,85	0,47
11	17,25	0,46
12	18,39	0,49

É muito nítida a diferença entre os valores correspondentes ao material acima e abaixo do NA. No primeiro caso, os valores de w situam-se na faixa de 3% a 6%, com exceção de um valor que apresentou $w=12\%$. Já os valores abaixo do NA situam-se na faixa de 15% a 22%. Os valores de w na sondagem SP 02 são diferentes das duas outras sondagens, e não serão considerados para a estimativa do índice de vazios. Assim, os valores de teor de umidade mais confiáveis são apresentados na tabela 5.3. vale ressaltar também a tendência de redução de umidade com a profundidade, a partir do trecho abaixo do nível d'água. Isso pode ser, em princípio, explicado pela diminuição do índice de vazios e aumento da compactidade das areias (a partir do N) com o aumento da profundidade. Os valores de índice de vazios foram obtidos (apenas para o material abaixo do NA) a partir dos dados da tabela 5.3, admitindo-se G_s de 2,66 (valor médio) e são apresentados na tabela 5.3 e na figura 5.2.

Pinto (2006) menciona que areias uniformes, de grãos arredondados, possuem índice de vazios máximo e mínimo de 0,75 e 0,45, respectivamente. A areia de Copacabana se encontraria, assim, próxima da condição de índice de vazios mínimo, em seu trecho inferior, e de compactidade crescente com a profundidade.

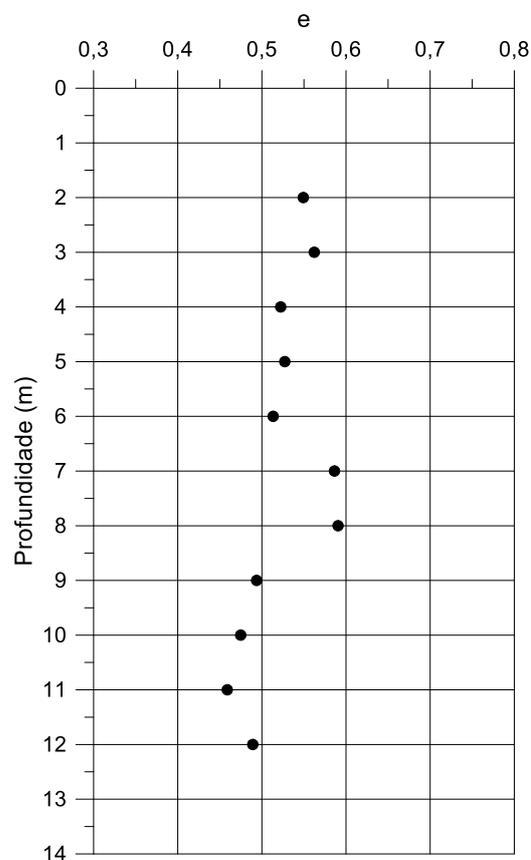


Fig. 5.2 – Índice de vazios obtido a partir de amostras representativas de sondagens à percussão.

5.4 Envelhecimento (“ageing”)

Conforme visto no capítulo 3, o envelhecimento tem efeito no comportamento mecânico de areias, sendo portanto necessária alguma estimativa da idade do material. Note-se a respeito dessa questão de que a prática de realização de ensaios em laboratório refere-se a amostras recentes (“fresh samples”), que não representam a condição real de campo. Assim, e desconhecendo a real idade do material em estudo, foram feitas duas hipóteses:

- a) material proveniente do aterro realizado durante dragagem realizada nos anos 1970; nesse caso o material teria cerca de 50 anos
- b) material proveniente das unidades geológicas ao redor da praia de Copacabana, conforme mencionado na caracterização mineralógica; admitiu-se que o material seria do final do período Holoceno, portanto com cerca de 10.000 anos.

5.5 Estimativa da compacidade relativa e do ângulo de atrito a partir dos resultados das sondagens a percussão

O que se segue corresponde à estimativa para o caso da sondagem SP 01, e para o primeiro ensaio SPT, cuja profundidade adotada é 1,30 m, pelas razões expostas no capítulo 4. Nesse caso o valor de N é 14, e a energia medida é de 234,33 J. Através da equação (5.3), abaixo repetida por facilidade ao leitor, tem-se

$$N_{60} = N (E / E_{60}) \quad (5.3)$$

$$N_{60} = 14 \times (234,33 / (0,60 \times 478,2)) = 11,43$$

Para a profundidade de 1,30m, o material se encontra acima do nível d'água ($N_A = 1,95$ m de profundidade). Dessa maneira, e admitindo-se peso específico natural de 18 kN/m^3 , tem-se os valores abaixo. No caso da condição saturada, admitiu-se peso específico de 20 kN/m^3 .

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} = 18 \text{ kN/m}^3 \times 1,3\text{m} = 23,4 \text{ kN/m}^2 \cong 0,234 \text{ kgf/cm}^2$$

O próximo passo é o cálculo de C_N , de modo a se obter o valor de $(N_1)_{60}$.

Utilizando as proposições para a determinação de C_N , pelos critérios do Eurocode, tem-se:

1. $C_N = 2 / [1 + (\sigma'_{vo}/Pa)] = 2 / 1,234 = 1,621 \approx 1,62$
2. $C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0,5} = 2,067 \approx 2,07$
3. $C_N = 3 / [2 + (\sigma'_{vo}/Pa)] = 3 / 2,234 = 1,343 \approx 1,34$

O valor considerado foi o apresentado na terceira expressão, porque é relativo a materiais normalmente adensados com compacidade relativa elevada.

$$C_N = 1,34$$

Sendo assim, tem-se:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} = 1,34 \times 11,43 = 15,3162 \approx 15,32$$

A figura 5.4 apresenta a comparação entre o valor de N e $(N_1)_{60}$ com a profundidade.

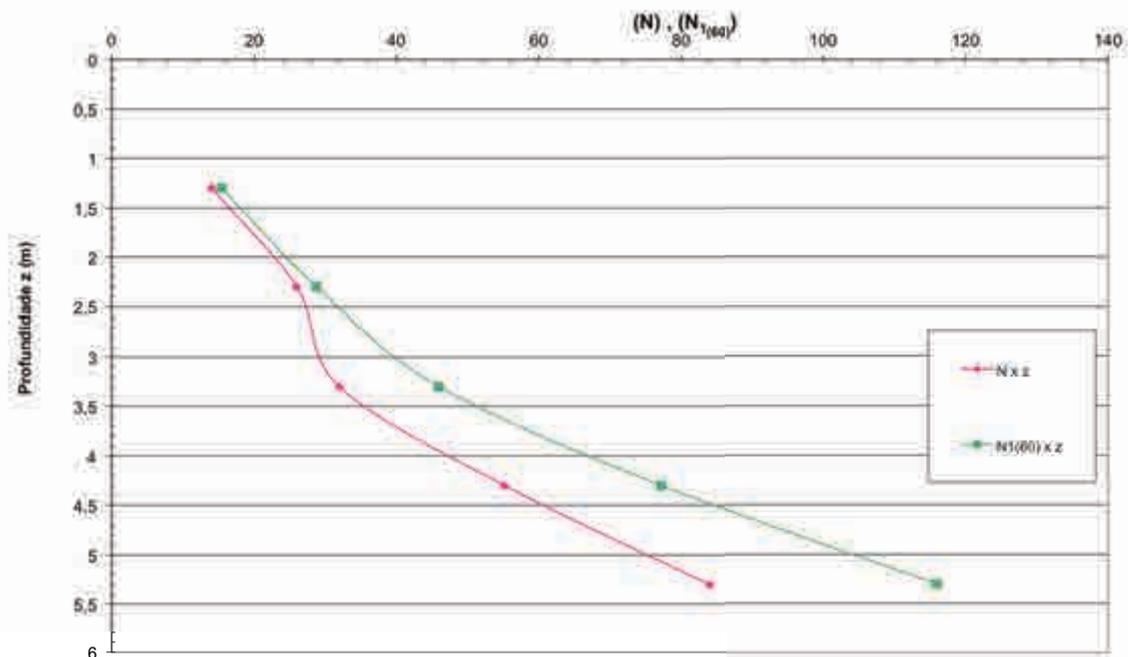


Fig. 5.4 - Comparação entre o valor de N e $(N_1)_{60}$ com a profundidade.

Percebe-se, na figura acima, uma diferença mais acentuada entre os valores devido a correção feita a partir de $(N_1)_{60}$ com a profundidade. Dado o valor de C_N e o peso específico saturado adotado, temos a correção conforme apresentado na figura.

A partir da curva granulométrica da amostra 1,30m do SP01, definida em laboratório, tem-se $D_{50} = 0,34\text{mm}$.

Dessa maneira, e considerando que os fatores que influenciam a compacidade relativa D_r sejam o tamanho médio das partículas, o tempo de existência do depósito e o valor de OCR, segundo Kulhawy e Mayne (1990, ver capítulo 2), tem-se a expressão abaixo, ora repetida por clareza:

$$D_r^2 = \frac{N_{160}}{C_p C_a C_{OCR}} \quad (5.4)$$

sendo:

C_p = fator relativo ao tamanho médio dos grãos = $60 + 25 \times \log D_{50}$

C_a = fator relativo ao tempo do depósito = $1,2 + 0,05 \times \log (t/100)$

C_{OCR} = fator relativo ao grau de sobre-adensamento do material = $OCR^{0,18}$

Dessa forma, a partir do apresentado previamente, tem-se:

a) para $t = 50$ anos (material proveniente da dragagem da praia):

$$D_r = [15,32/(48,287 \times 1,185 \times 1)]^{0,5} = 0,517 \cong 52\%$$

para $t = 10.000$ anos:

$$D_r = [15,32/48,287 \times 1,3 \times 1]^{0,5} = 0,494 \cong 49\%$$

Foi adotado o tempo de 10.000 anos para o depósito dada a semelhança entre a composição mineralógica de seus sedimentos com as unidades geológicas ao redor do campo experimental e também a semelhança entre a caracterização mineralógica e demais resultados entre os grupo de amostras nas diferentes profundidades. Sendo assim, não foi possível a detecção do aterro hidráulico no campo experimental.

Vale ressaltar, também que, apesar da diferença de idade das propostas, o valor da compacidade relativa não variou significativamente.

A partir das correlações propostas por Schmertmann (1978) entre compacidade relativa do material e o seu ângulo de atrito máximo (capítulo 2), para areia média uniforme, tem-se, para o caso de 10.000 anos:

$$\Phi'_{\max} = 37^{\circ}$$

A tabela 5.4 a seguir apresenta os valores de compacidade relativa e ângulo de atrito para as demais profundidades. Tais valores são apresentados também nas figuras 5.5 e 5.6. Vale observar que os valores de N foram obtidos a partir da extrapolação proposta por Décourt (1989), em que N é obtido multiplicando-se o número de golpes para os primeiros 15 cm por 4 ou o número de golpes para os segundos 15 cm por 2,4.

Tabela 5.4 – Valores de compacidade relativa para a hipótese de 10.000 anos do depósito, com procedimento sugerido por Kulhawy e Mayne (1990); ângulo de atrito obtido a partir de D_r e Schmertmann (1978).

Profundidade (m)	D_r (%)	Φ'_{\max}
1,30	49	37,0°
2,30	67	39,5°
3,30	85	41,0°
4,30	126	43,0°
5,30	151	43,0°

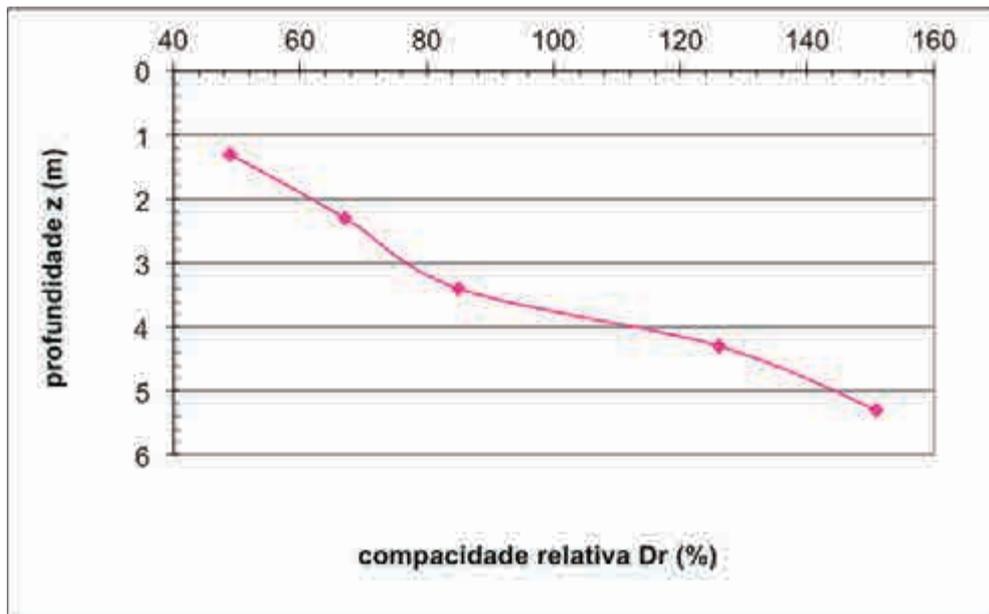


Fig. 5.5 – Compacidade relativa versus profundidade. Valores de compacidade relativa para a hipótese de 10.000 anos do depósito, com procedimento sugerido por Kulhawy e Mayne (1990).

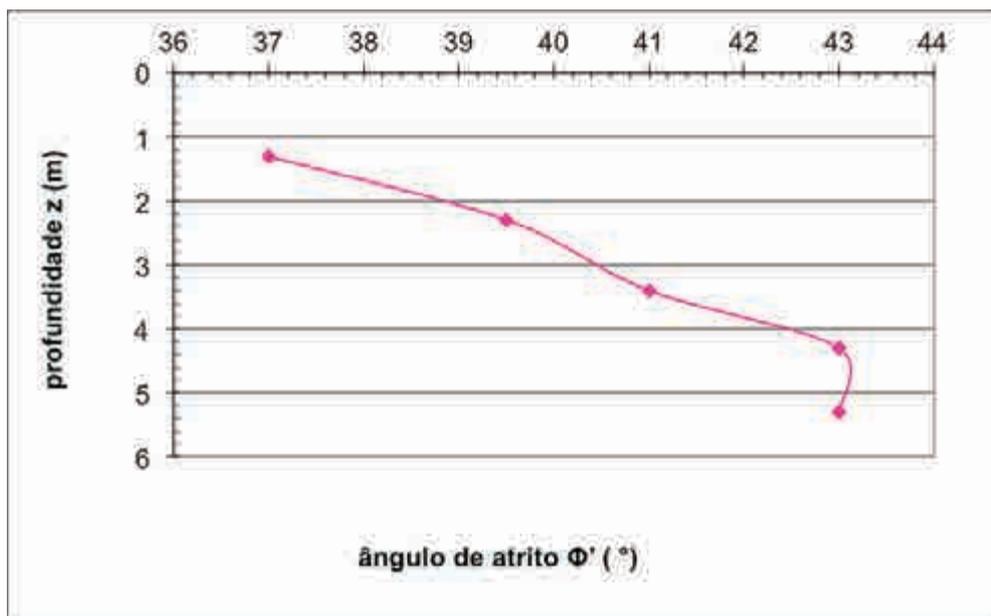


Fig. 5.6 – Ângulo de atrito versus profundidade. Valores de compacidade relativa para a hipótese de 10.000 anos do depósito, com procedimento sugerido por Kulhawy e Mayne (1990); ângulo de atrito obtido a partir de D_r e Schmertmann (1978).

A seguir os valores de ângulo de atrito foram calculados diretamente, a partir das expressões propostas por Hatanaka e Ushida (1996) e Décourt (1989), e apresentadas no capítulo 2. Conforme visto naquele capítulo, as duas curvas coincidem para o caso de 1,3 m de profundidade até o valor de $(N_1)_{60}$ da ordem de 20. Assim, tem-se para ambas as propostas

$$\Phi' = 35,4^\circ$$

Este valor é muito próximo do obtido a partir da compacidade relativa, anteriormente calculado.

Os demais valores, calculados para as demais profundidades, estão incluídos na tabela 5.5 e na figura 5.7. Vale ressaltar que foi considerado o valor limite do ábaco incluído no Capítulo 2, de 45° .

Tabela 5.5 – Valores de ângulo de atrito segundo propostas de Hatanaka e Ushida (1996) e Décourt (1989).

Profundidade (m)	ϕ' ($^\circ$), Hatanaka e Ushida (1996)	ϕ' ($^\circ$), Décourt (1989)
1,30	35,4	35,4
2,30	41,1	39,5
3,30	45,0	42,5
4,30	45,0	45,0
5,30	45,0	45,0

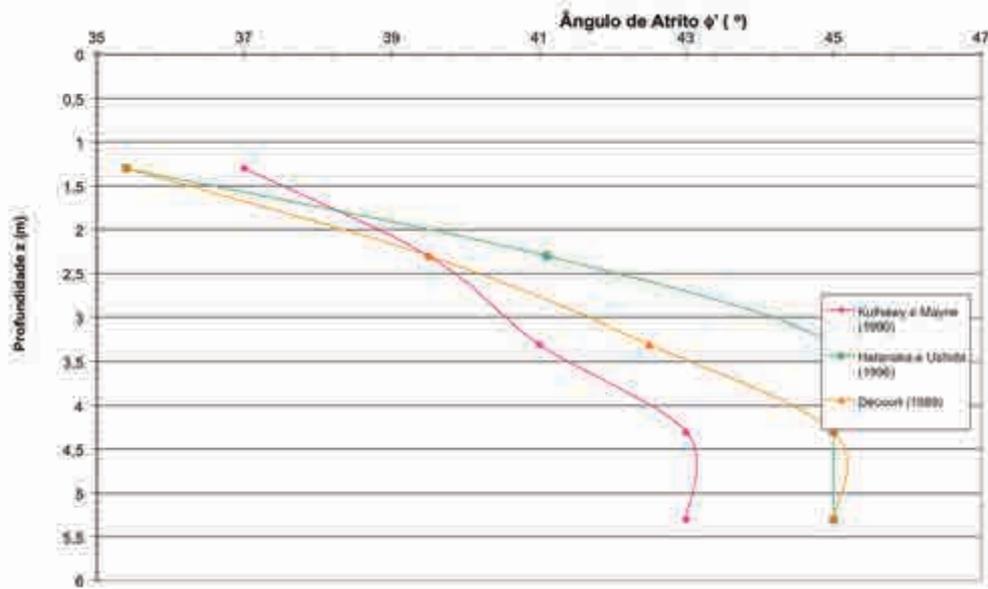


Fig. 5.7 - Valores de ângulo de atrito segundo propostas de Kulhawy e Mayne (1990), Hatanaka e Ushida (1996) e Décourt (1989).

5.6 Estimativa da Compacidade Relativa (D_r) e ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio de piezocone

O ensaio de piezocone realizado atingiu a profundidade de 3,64m, apenas, devido aos motivos relacionados no Capítulo 4. Dessa forma, a análise foi procedida até essa profundidade. Os resultados do ensaio foram levados ao Programa computacional CPeT-IT – V 1.7.6.42, desenvolvidos por Robertson (2014).

A partir dos dados brutos do ensaio – q_c , f_s e u_2 (dados de entrada), e de parâmetros do solo já conhecidos previamente, foi possível obter outros parâmetros.

Realizou-se a correção da inclinação das hastes, uma vez que foi detectada essa ocorrência no campo durante a realização do ensaio. Cabe salientar que a inclinação atingiu quase 20° logo aos 0,75m de profundidade, mantendo-se constante até o final do ensaio.

O piezocone da COPPE/UFRJ dispõe de um inclinômetro interno ao cone, que mede apenas a inclinação do piezocone com a vertical, mas não detecta a direção da inclinação. Sua utilidade principal é interromper o ensaio quando o desvio com a vertical possa comprometer os dados ou possa representar risco às hastes e/ou equipamentos. A informação sobre a inclinação é enviada ao sistema de aquisição de dados e, futuramente, esses dados são

informados ao programa de Robertson como dados de entrada, para que haja a correção dos resultados quanto à inclinação.

Com o auxílio do programa computacional de Robertson, inserindo os dados brutos do ensaio, são obtidos: a profundidade corrigida, a resistência de ponta corrigida (q_t), a relação de atrito e o parâmetro de poro-pressão (B_q). Alguns parâmetros são utilizados para a classificação do tipo de comportamento do solo, onde são empregados gráficos onde os parâmetros são sem normalização (SBT) e outros normalizados (SBTn), além de correlações para a obtenção de parâmetros geotécnicos, como compacidade relativa e ângulo de atrito, além N_{60} e coeficiente de permeabilidade (k).

As correlações empregadas são (obtidas do Manual CPeT-IT – programa proposto por Robertson, 2014):

$$\text{SBTn Índice, } I_c = ((3.47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (5.5)$$

Resistência de ponta normalizada, Q_{tn} (n variando com I_c):

$$Q_{tn} = ((q_t - \sigma'_{v_o})/p_a) \times (p_a/(\sigma'_{v_o}))^n \quad (5.6)$$

Permeabilidade estimada, k_{SBT} (baseado em SBTn) (Lunne et al., 1997)

N_{60} equivalente (golpes/30cm) Lunne et al. (1997)

$$(q_t/p_a)/N_{60} = 8.5 (1 - I_c/4.6) \quad (5.7)$$

$$\text{Compacidade Relativa, } D_r, (\%) D_r^2 = Q_{tn} / CD_r \quad (5.8)$$

$$\text{SBTn Índice, } I_c = ((3.47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (5.9)$$

$$\text{Ângulo de atrito (graus), } \phi' = 17.60 + 11 \times \log(Q_t) \quad (5.10)$$

A figura 5.8 apresenta os resultados obtidos nos ensaios CPTU 01 e CPTU 02, obtidos a partir de uma planilha Excel. Nota-se que as curvas de u_1 e u_2 denotam uma perda parcial da saturação nos elementos porosos durante os ensaios. Mesmo assim, é possível analisar o comportamento da poro-pressão existente no solo, identificando a posição do nível d'água.

A figura 5.9 corresponde aos resultados obtidos pelo programa de Robertson (2014).

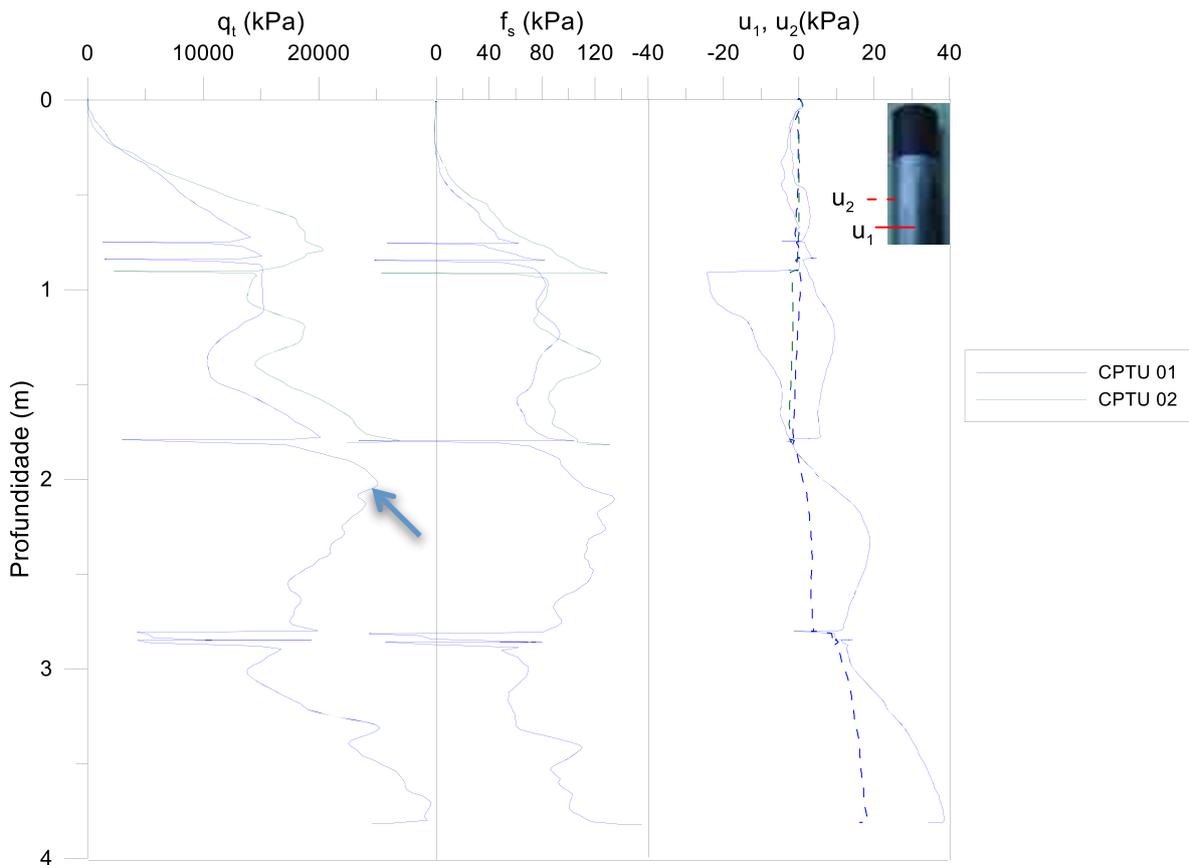


Fig. 5.8 – Gráficos q_t , f_s , u_1 e u_2 , respectivamente, obtidos diretamente dos dados brutos.

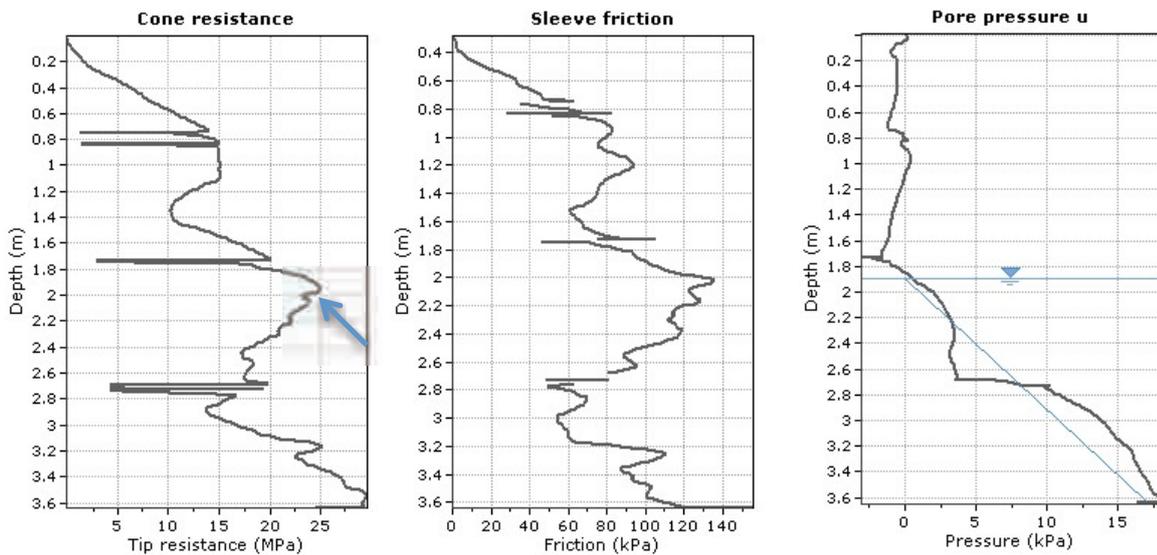


Fig. 5.9 - q_c , f_s e u_2 , respectivamente, obtidos pelo programa computacional de Robertson (2014).

A partir da comparação entre os gráficos plotados diretamente dos dados brutos e a partir do programa computacional, pode-se perceber diferenças na profundidade. Isso ocorre

devido a correção interna do programa que leva em conta a real posição das células de carga de atrito, ponta e elemento poroso.

Conforme apresentado na figura 2.21, há uma diferença na posição da luva de atrito (f_s) em relação à referência da ponta (q_c). Quando há a geração de gráficos a partir dos dados brutos, se define um ponto como referencial (normalmente, posição de u_2), gerando uma pequena diferença entre a real posição das células de carga (principalmente a de atrito, pois a diferença de posição é mais significativa) e a posição adotada para a geração dos resultados (u_2), situada na base do cone.

O programa de Robertson propõe formulações internas a fim de corrigir essa diferença de posição a cada ponto do gráfico, aplicando assim, a real posição das células de carga para a geração dos resultados.

Naturalmente, há ainda a diferença de profundidade associada à inclinação, não efetuada no caso da figura 5.6.

A diferença associada à profundidade pode ser percebida nos resultados apresentados, como por exemplo a posição de um pico no gráfico resistência de ponta versus profundidade, que nos resultados de campo está na profundidade -2,02m e nos resultados do programa está na profundidade -1,95m, conforme indicado nas figuras 5.6 e 5.7.

Uma deficiência do programa de Robertson é a impossibilidade de se utilizar os dois valores de poro-pressão (u_1 e u_2) para a obtenção de parâmetros geotécnicos e classificação de tipo de comportamento (de solo), uma vez que apenas u_2 é considerada, enquanto que, a partir dos dados brutos, pode-se obter u_1 e u_2 (e u_3 , dependendo do cone utilizado).

Após a correção dos valores brutos, pode-se obter os dados corrigidos, q_t , R_f e u_2 , conforme apresentado para o CPTU 01 na figura 5.10.

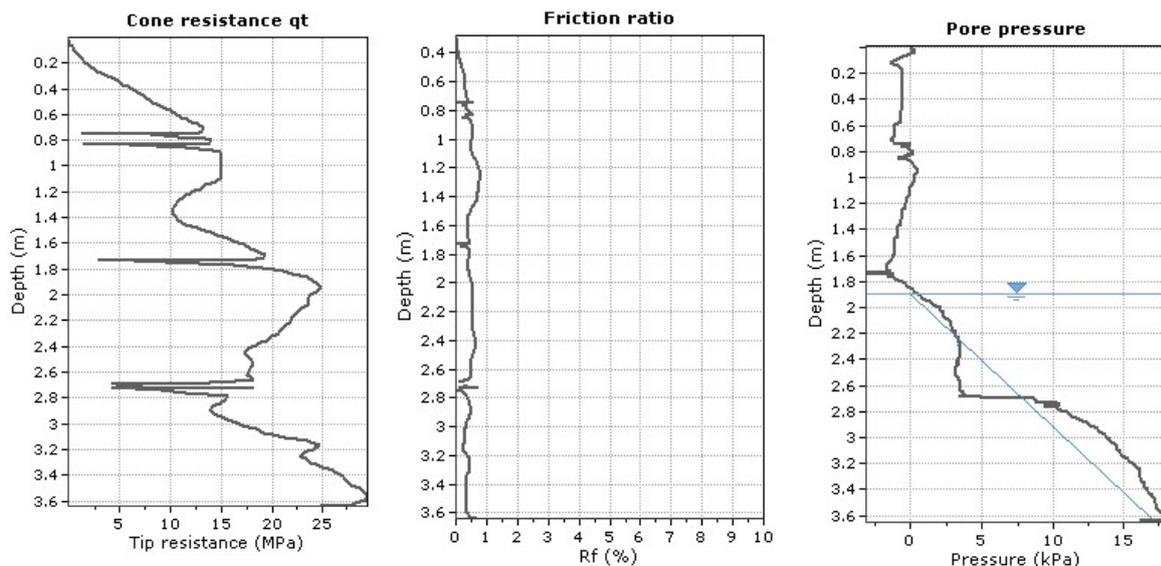


Fig. 5.10 - q_t , R_f e u_2 , respectivamente, obtidos através do programa de Robertson (2014).

No que diz respeito ao tipo de comportamento do solo, verifica-se através da proposta de Robertson et al. (1986), atualizada por Robertson (2010), no qual são empregados parâmetros não normalizados, que o material ensaiado situa-se entre as zonas 6 e 7, sendo sua maior parcela situada na zona 6, conforme observado na figura 5.11. Assim, pode-se dizer que esse material apresenta um comportamento de areia limpa e areia siltosa em sua maior parcela.

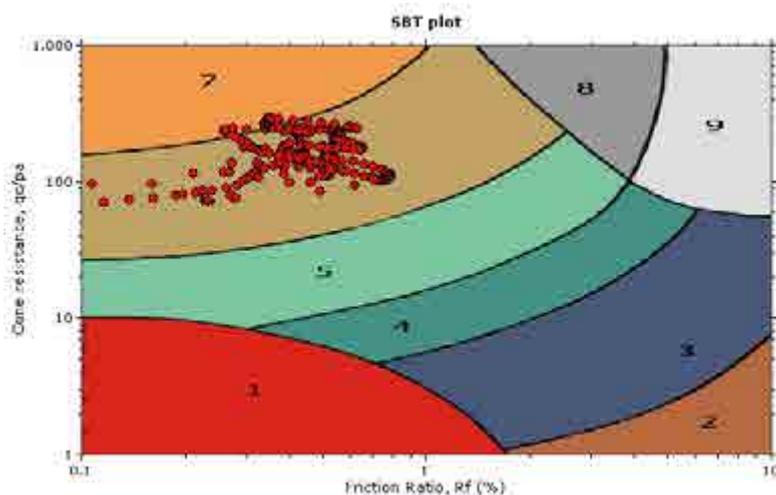
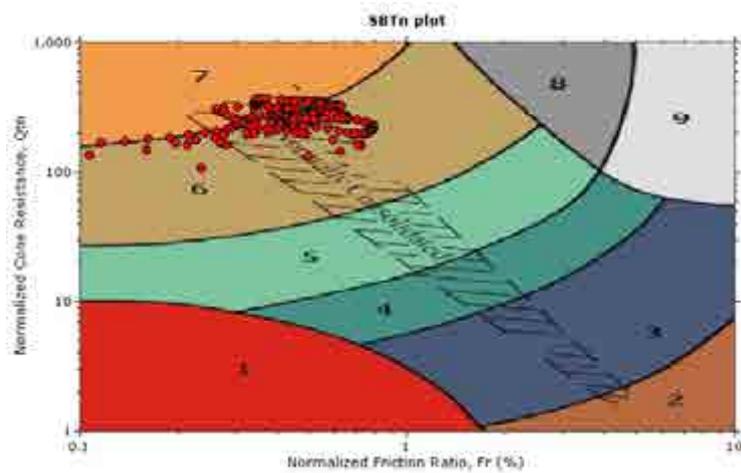


Fig. 5.11 – Tipo de comportamento de solo – SBT.

Entretanto, a partir da proposta normalizada (Robertson, 1990), verifica-se que o material apresenta um comportamento normalmente adensado e está situado entre as zonas 6 e 7, conforme ilustrado na figura 5.12.

A comparação entre os ábacos com parâmetros não normalizados (figura 5.9) e parâmetros normalizados (figura 5.12), percebe-se, no segundo ábaco, uma presença maior

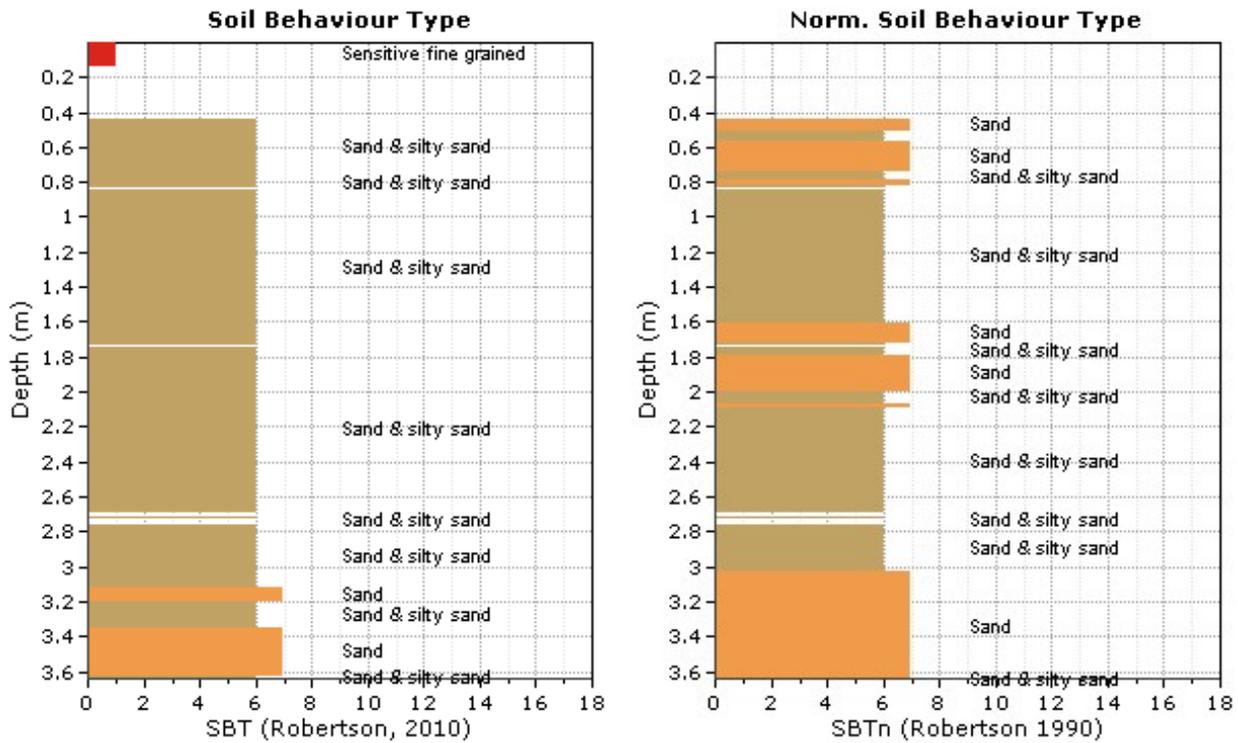
dos dados na zona 7. Nesse caso, o material pode ser classificado como comportamento de areia limpa e areia siltosa ou areia limpa e areia pedregulhosa.



Figs. 5.12 - Tipo de comportamento de solo normalizado – SBTn.

Pode-se verificar o perfil do tipo de comportamento do solo (SBT) a partir das propostas de Robertson (1990) e Robertson (2010) para as propostas sem normalização e normalizada, respectivamente.

As figuras 5.13.a e 5.13.b mostram os gráficos SBT e SBTn para os resultados do CPTU 01.



Figs. 5.13 – Perfil do tipo de comportamento do solo (SBT): (a) sem normalização; (b) normalizado, obtidos pelo programa de Robertson (2014).

As figuras 5.14.a e 5.14.b apresentam os resultados plotados nos ábacos propostos por Schneider et al. (2008), conforme apresentado no Capítulo 2.

Pode-se verificar que tanto o primeiro ábaco quanto o segundo da proposta do autor classifica o material ensaiado como areia essencialmente drenada. Pode-se dizer que, embora o nível d'água não seja coincidente com o nível do terreno e a poro-pressão u_2 corresponda a uma condição com perda parcial de saturação durante o ensaio, a proposta de Schneider et al. (2008) foi capaz de classificar corretamente a areia de Copacabana e prevê adequadamente o seu comportamento.

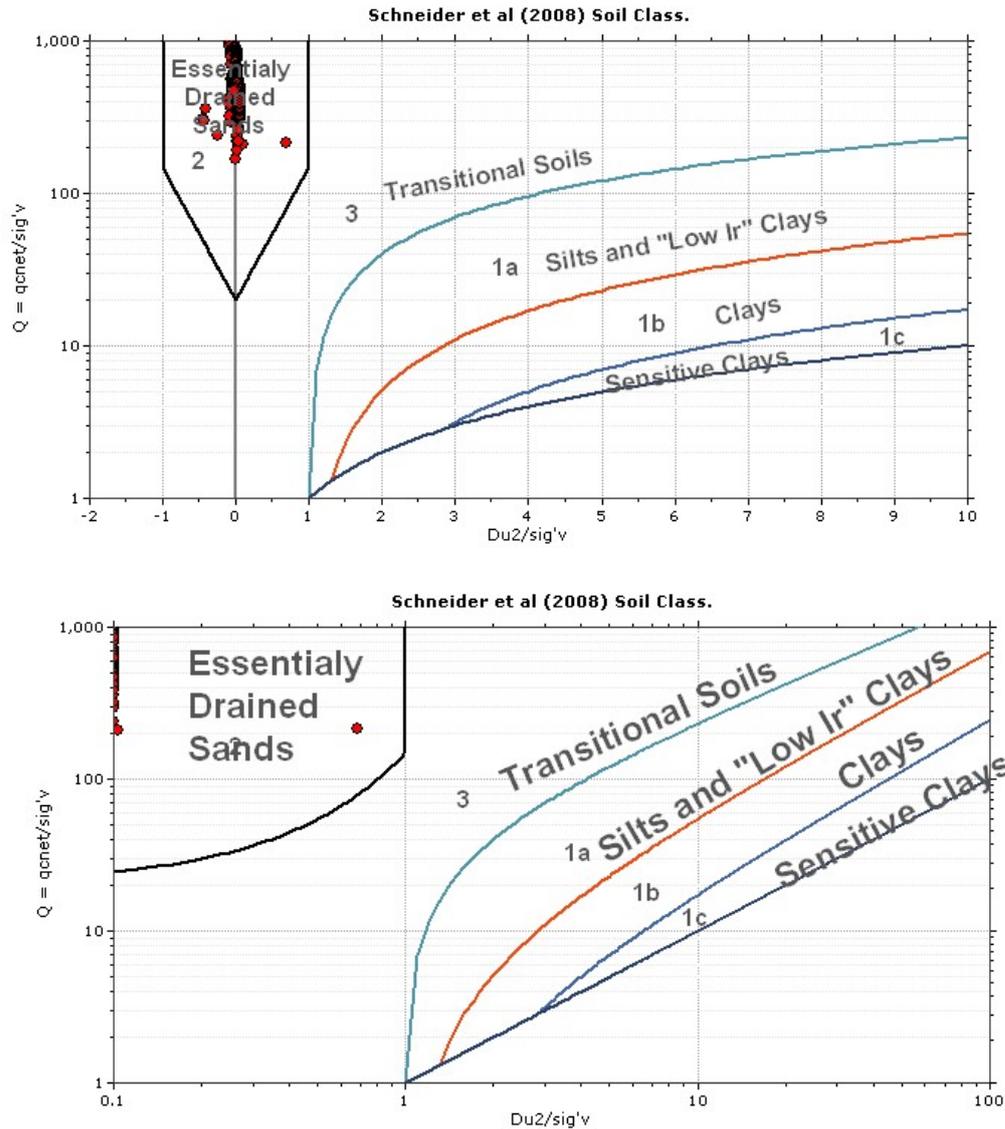


Fig. 5.14 - Classificação do solo (Schneider et al., 2008): (a) resultados não normalizado; (b) normalizado.

A comparação entre os resultados obtidos através das propostas de Robertson (1990), Robertson (2010) e Schneider et al. (2008) permite identificar a mesma classificação do comportamento do material para ambas as proposições, como era esperado.

A partir do programa de Robertson, é possível, através das correlações anteriormente relacionadas, a obtenção de parâmetros geotécnicos, tais como N_{60} , coeficiente de permeabilidade, compactidade relativa e ângulo de atrito, conforme apresentado nas figuras 5.15 a 5.18.

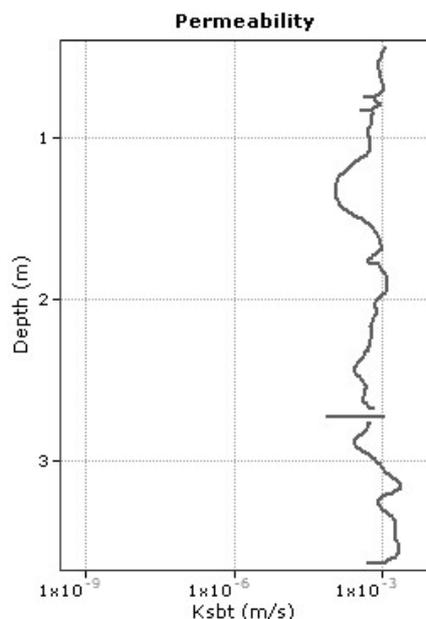


Fig. 5.15 - Correlação dos resultados do CPTU 01 com o coeficiente de permeabilidade (k).

A permeabilidade obtida por correlação, da ordem de 10^{-1} cm/s, é um valor de permeabilidade elevada, correspondente ao caso de areias limpas (Lambe e Whitman, 2000). Empregando-se a equação (5.11) de Hazen (Lambe e Whitman, 2000), chega-se aos valores incluídos na tabela 5.6.

$$k = 100D_{10}^2 \quad (5.11)$$

sendo k a permeabilidade em cm/s e D_{10} dado em cm. Os valores obtidos pelo piezocone são da mesma ordem de grandeza da proposta de Hazen.

Tabela 5.6 – Permeabilidade obtida a partir da equação de Hazen.

Prof. (m)	D_{10} (cm)	k (cm/s)
0,3	0,025	0,63
1,3	0,018	0,32
2,3	0,021	0,44
3,3	0,016	0,26

Os valores de N obtidos por correlação serão comparados adiante.

No que diz respeito aos valores de compacidade relativa e ângulo de atrito, a primeira vantagem do uso do ensaio de CPTU diz respeito a que uma função contínua é obtida, de

modo distinto do caso do SPT. Os valores de compacidade relativa indicam tratar-se de uma areia de compacidade elevada, da ordem de 75% a 90%. O ângulo de atrito corresponde a uma faixa de 42° a 45°. Tais valores são analisados conjuntamente no item a seguir.

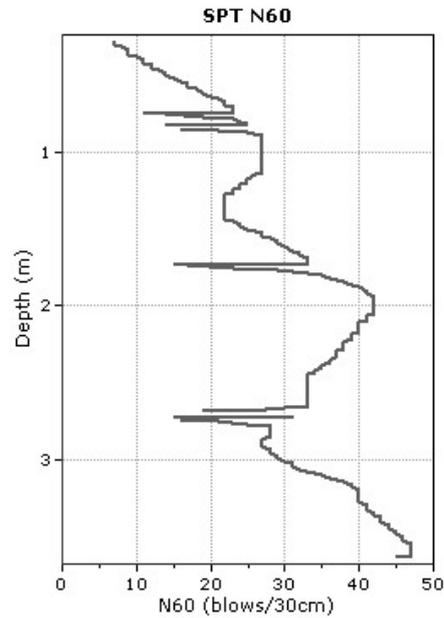


Fig. 5.16 - Correlação dos resultados do CPTU 01 com N_{60} .

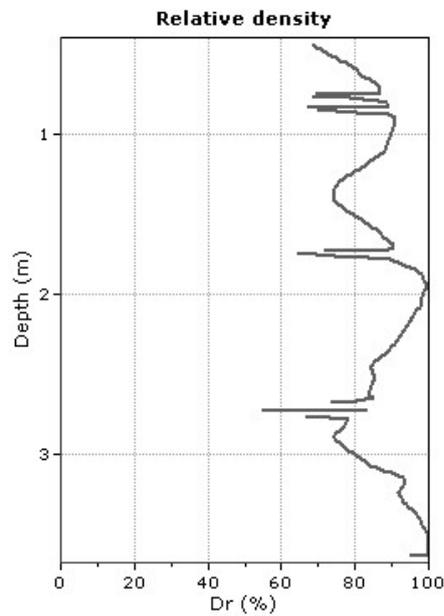


Fig. 5.17 - Correlação dos resultados do CPTU 01 com a compacidade relativa (D_r).

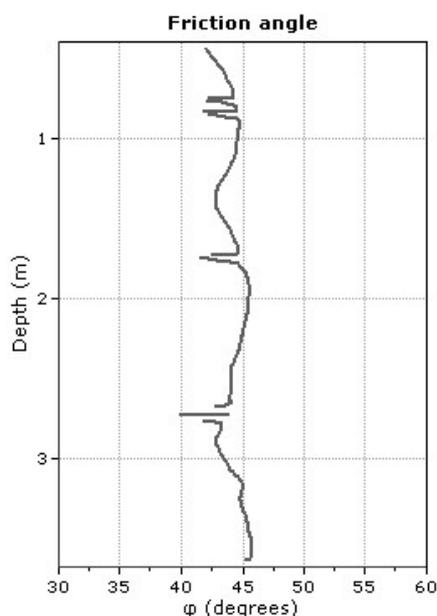


Fig. 5.18 - Correlação dos resultados do CPTU 01 com o ângulo de atrito (ϕ).

Os valores de compacidade relativa foram ainda obtidos pelas sugestões de Jamiolkowski et al. (1985) e Kulhawy e Mayne (1990).

Os cálculos efetuados para a profundidade $z=1,30\text{m}$ estão indicados a seguir. No que se segue, foram efetuados cálculos apenas para as profundidades correspondentes à realização do SPT, para fins comparativos.

Utilizando a equação proposta por Jamiolkowski et al. (1985), para areias de compressibilidade mediana, tem-se:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0,0,5}} \right) = -98 + 66 \log_{10} \left(\frac{108}{0,484} \right) \quad (5.11)$$

$$D_r = 0,57 = 57\%$$

Os demais valores estão incluídos na tabela 5. 7.

Tabela 5.7 – Compacidade relativa segundo proposta de Jamiolkowski et al. (1985).

Prof. (m)	Dr (%)
1,3	57,0
2,3	101,0
3,3	84,0

De forma análoga aos estudos em ensaios SPT, pode-se estimar o ângulo de atrito a partir da compacidade relativa adotada, a partir da proposição de Schmertmann (1978), apresentada no Capítulo 2. Dessa forma, tem-se os valores da tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Ângulo de atrito segundo proposta de Jamiolkowski et al. (1985) para D_r e correlação de Schmertmann (1978).

Prof. (m)	ϕ' (°)
1,3	38,0
2,3	41,0
3,3	43,0

A partir da proposta de Kulhawy e Mayne (1990), tem-se:

$$D_r = \frac{q_{C1}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A} \quad (5.12)$$

sendo:

$$q_{C1} = \text{resistência normalizada do cone (adimensional)} = \frac{q_c/p_a}{\left(\frac{\sigma_v}{p_a}\right)^{0,5}}$$

$Q_c = 1,00$ (compressibilidade mediana – quartzo com grãos sub-arredondados a arredondados e parcela de finos)

$Q_{ocr} = OCR^{0,18} = 1,00$ (material normalmente adensado)

Q_A = fator relativo ao tempo de depósito

Dessa forma, a partir do apresentado previamente, tem-se:

a) para $t = 50$ anos (material proveniente da dragagem da praia):

$$D_r = [223,14/(305 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,185)]^{0,50} = 0,785 \cong 79\%$$

b) para $t = 10.000$ anos:

$$D_r = [223,14/(305 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,30)]^{0,50} = 0,750 \cong 75\%$$

A partir da correlação de Schmertmann (1978), obtém-se

$$\Phi'_{\max} \cong 40,0^\circ$$

Realizado os mesmos cálculos para as demais profundidades, pode-se apresentar os resultados de D_r e Φ'_{\max} , para o tempo de 10.000 anos, definido anteriormente, os quais estão incluídos na tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Compacidade relativa e ângulo de atrito segundo proposta de Kulhawy e Mayne (1990) para D_r e correlação de Schmertmann (1978), CPTU01.

Prof. (m)	D_r (%)	ϕ' ($^\circ$)
1,3	75,0	40,0
2,3	90,0	42,0
3,3	88,0	42,0

As figuras 5.19 e 5.20 trazem ambos os resultados obtidos.

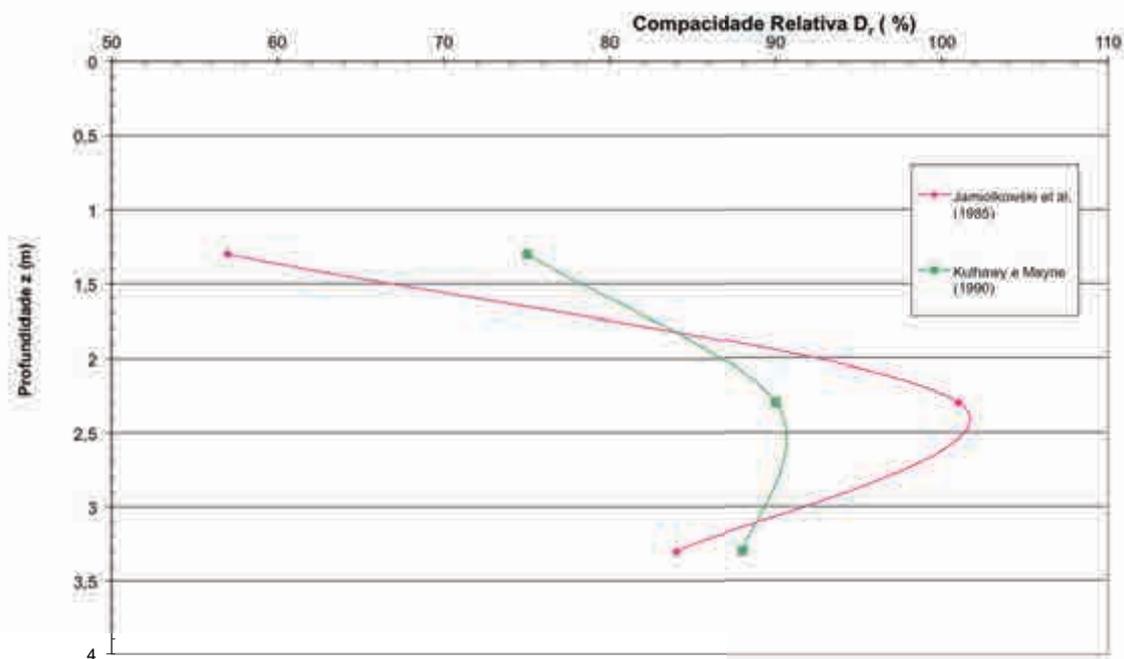


Fig. 5.19 – Compacidade relativa versus profundidade, proposta de Jamiolkowski (1985) e Kulhawy e Mayne (1990), CPTU01.

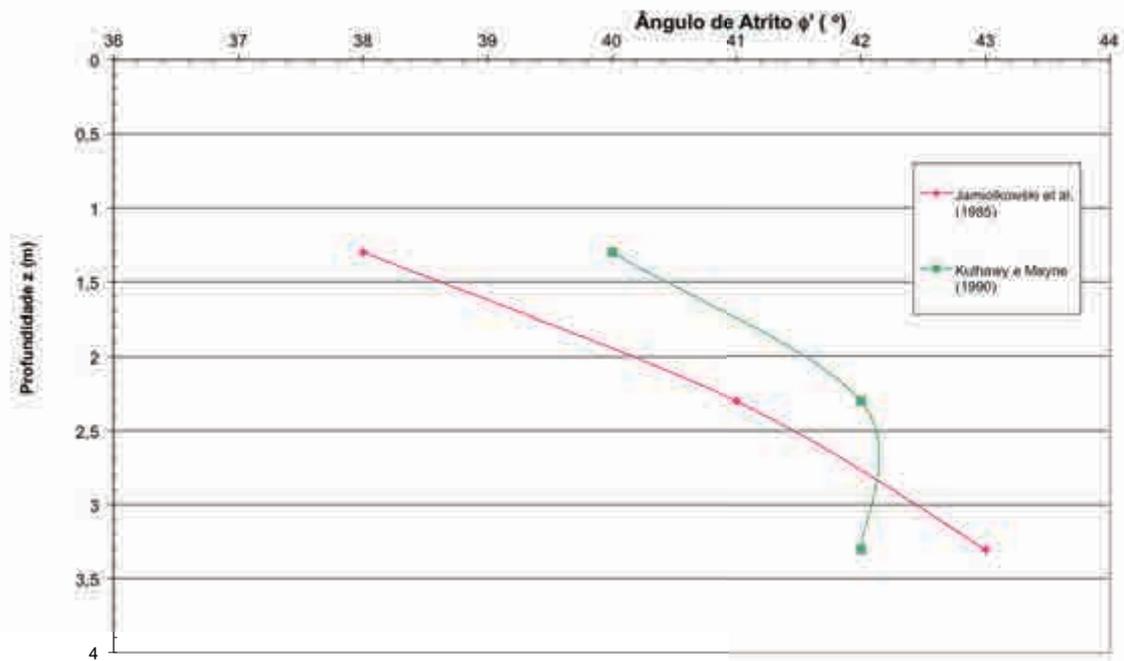


Fig. 5.20 - Ângulo de atrito versus profundidade, segundo proposta Jamiolkowski (1985) e de Kulhawy e Mayne (1990) para D_r e correlação de Schmertmann (1978), CPTU01.

5.7 Comparação entre valores de compacidade relativa e ângulo de atrito obtidos de diferentes ensaios

A primeira das comparações diz respeito à compacidade relativa, que foi obtida a partir do SPT e do ensaio de piezocone, segundo diferentes propostas.

A tabela 5.10 Apresenta essa comparação para o caso da compacidade relativa.

Tabela 5.10 – Comparação entre compacidades relativas (%) de diferentes métodos.

Prof. (m)	SPT, Kulhawy e Mayne (1990)*	CPTU, Robertson (2014)	CPTU, Jamiolkowski et al. (1985)	CPTU, Kulhawy e Mayne (1990)*
1,3	49	75	57	75
2,3	67	90	101	90
3,3	85	90	84	88

* admitida a idade do depósito igual a 10.000 anos

Observa-se, de uma maneira geral, que os valores de D_r obtidos pelo SPT encontram-se no limite inferior dos resultados. Entretanto, para a primeira profundidade foram semelhantes à proposta de Jamiolkowski et al. (1985). Os valores de Robertson (2014) e Kulhawy e Mayne (1990) foram praticamente coincidentes.

Trata-se de um material de compacidade elevada, de um modo geral crescente com a profundidade. Quanto à classificação, seguindo-se a proposta de Lambe e Whitman (2000), incluída na tabela 5.11, tem-se que o material seria identificado como medianamente compacto apenas na profundidade de 1,3 m, segundo o SPT e Kulhawy e Mayne (1990) e CPTU segundo Jamiolkowski et al. (1985). Nos demais casos seria compacta e muito compacta.

É curioso observar que mesmo a simples determinação de umidade – naturalmente, feita com muito cuidado –, mesmo em areia, foi capaz de identificar essa feição do material.

Tabela 5.11 – Descrição quanto a compacidade relativa (Lambe e Whitman, 2000)

Compacidade Relativa (%)	Descrição quanto a compacidade
0 – 15	Muito fofa
15 – 35	Fofa
35 – 65	Medianamente compacto
65 – 85	Compacta
85 - 100	Muito compacta

No caso do ângulo de atrito, a tabela 5.12 apresenta a comparação correspondente. Observa-se que a proposta de Robertson (2014) corresponde a valores no limite superior dos demais, inclusive no primeiro metro, de modo distinto de todos os demais métodos. De modo geral, entretanto, houve razoável concordância entre todos os valores obtidos pelos diferentes ensaios e propostas, exceto no primeiro metro.

Tabela 5.12 – Comparação entre ângulos de atrito ($^{\circ}$) de diferentes métodos.

Prof. (m)	SPT, Kulhawy e Mayne (1990)*	SPT, Hatanaka e Ushida (1996)	SPT, Décourt (1989)	CPTU, Robertson (2014)	CPTU, Jamiolkowski et al. (1985)	CPTU, Kulhawy e Mayne (1990)*
1,3	37,0	35,4	35,4	43,0	38,0	40,0
2,3	39,5	41,1	39,5	44,0	41,0	42,0
3,3	41,0	45,0	42,5	45,0	43,0	42,0

* admitida a idade do depósito igual a 10.000 anos

Uma comparação interessante, finalizando o presente item, diz respeito à estimativa de N a partir do CPTU, ilustrada na figura 5.14. A tabela 5.13 compara os valores de N_{60} medidos e os obtidos pela proposta de Robertson (2014). Mantém-se a tendência de Robertson (2014) de estimar valores nos limites superiores dos demais métodos. Conforme se observa na tabela, os valores de N_{60} estimados por Robertson (2014) a partir do ensaio de piezocone são significativamente maiores que os medidos, com a diferença relativa diminuindo com a profundidade.

Tabela 5.13 – Comparação entre N_{60} medido e estimado a partir do ensaio de piezocone por Robertson (2014).

Profundidade (m)	SPT N_{60}	
	medido	estimado a partir do CPTU (Robertson, 2014)
1,30	11,4	24
2,30	21,4	36
3,30	35,7	40

5.8 Análise das correlações entre os resultados dos ensaios SPT e CPTU

A partir da correlação linear passando pela origem - $q_c = k N_{SPT}$ (relação mais utilizada na literatura técnica), obtêm-se os valores incluídos na tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Relação q_c/N .

Prof. (m)	q_c/N
1,3	7,7
2,3	8,4
3,3	7,8

Conforme apresentado por Danziger (1982), estudos de Costa Nunes e Fonseca (1959) apontavam o valor de k para areias (6,0 – 10,0), e os valores obtidos na areia da praia de Copacabana encontram-se neste intervalo.

Os dados da praia de Copacabana foram incluídos na figura 5.21, em que a relação q_c/N é plotada versus D_{50} . Observa-se que os valores obtidos encontram-se acima da faixa de dados de outras areias. Cabe ressaltar a observação de Kulhawy e Mayne (1990), de que os dados da figura não correspondem a valores de N corrigidos para N_{60} , em função de falta de informações.

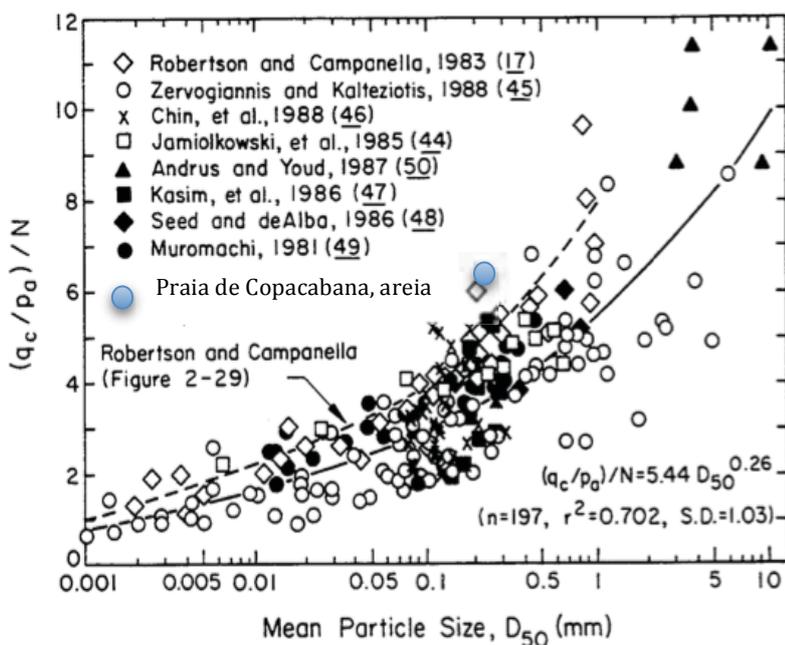


Fig. 5.21 – Relação entre q_c/N_{SPT} e D_{50} de Kulhawy e Mayne (1990) com a inclusão dos resultados obtidos na areia da praia de Copacabana.

6. Conclusões, considerações adicionais e sugestões para futuras pesquisas

6.1 Conclusões e considerações adicionais

A praia de Copacabana sofreu uma dragagem na década de 1970. Os ensaios realizados não conseguiram identificar, no local de realização – em frente à rua Princesa Izabel, próximo do calçadão – diferenças nas características do material que permitissem concluir-se acerca do limite de profundidade entre o material dragado e o material natural. Assim, tudo leva a crer que o material na região ou não sofreu dragagem ou a dragagem se deu com o mesmo material da região. Os leves indícios da ocorrência da dragagem dão conta da profundidade aproximada de 2 m.

A areia da praia de Copacabana é uma areia média (D_{50} médio de 0,35 mm), uniforme, com CNU médio – obtido em amostras até 10 m de profundidade de 1,94 e coeficiente de curvatura médio de 1,17. Os grãos são subarredondados a arredondados, pela classificação de Pettijohn (Lambe e Whitman, 1969). A composição mineralógica tem, além da fração leve – tal como denominado em Geologia – formada por quartzo (mais de 90%), a fração pesada composta por hematita, magnetita, monazita, granada, berilo e biotita (em ordem decrescente de concentrações). As fotos obtidas em microscópio indicam alguns grãos desses minerais, de coloração distinta do quartzo.

O nível d'água se encontrava, na ocasião dos ensaios, a cerca de 2 m de profundidade. Dessa forma, o teor de umidade obtido nas amostras acima do NA se situou na faixa 3 a 5%, e os valores abaixo do NA na faixa 17 a 20%, diminuindo com a profundidade. O índice de vazios do material abaixo do nível d'água situou-se na faixa entre 0,46 e 0,59.

Os ensaios de SPT realizados foram monitorados para medida da energia que chega à composição de hastes, o que permitiu calcular-se o valor de N_{60} , parâmetro hoje indispensável para a estimativa de parâmetros geotécnicos através do SPT.

A compacidade relativa do material, obtida a partir do SPT, indicou tratar-se de uma areia medianamente compacta até cerca de 2 m de profundidade, e compacta e muito compacta daí em diante. Os valores de N obtidos nos ensaios a partir de 4 m de profundidade

indicaram valores fracionários, havendo necessidade de extrapolação, tendo sido utilizada a proposta de Décourt (1989). Mesmo em alguns casos tal proposta não pôde ser utilizada. Esses resultados corroboram a observação de Danziger et al. (2008) de que o SPT não é um ensaio capaz de fornecer dados quantitativos do material (e.g., ângulo de atrito) no caso de areia muito compacta (ou outros materiais de elevada resistência).

A determinação do teor de umidade a partir de amostras representativas obtidas no SPT, a despeito de ser uma medida muito simples, revelou-se capaz de fornecer o índice de vazios da areia da praia de Copacabana com alguma confiabilidade. Recomenda-se essa determinação como procedimento rotineiro em sondagens à percussão.

Não se conseguiu realizar ensaios de piezocone até a profundidade atingida pela sondagem à percussão, como se almejava. Apesar da máquina de cravação utilizada possuir sistema de ancoragem com trado, a capacidade de carga à tração dos trados não foi suficiente para garantir-se a reação necessária. A limitação correspondente é o torque máximo para realização das ancoragens. Conclui-se que para realizar ensaios em areias compactas há necessidade de apoio de sistemas de reação mais potentes, como tirantes propriamente ditos. Ambientalmente, isso não é possível no caso da praia de Copacabana. As duas alternativas seriam o emprego de dispositivo de cravação montado em caminhão com 200 kN de peso (de acesso muito difícil na areia da praia de Copacabana), ou a realização de ensaios do tipo “down-hole”, realizados no fundo de perfurações, por exemplo com apoio de equipamento de sondagem à percussão.

O ensaio de piezocone realizado empregou glicerol como fluido de saturação, para tentar manter-se a saturação no trecho não saturado (até 2 m), uma vez não se tendo empregado revestimento com água. Essa medida não impediu que as poro-pressões medidas em u_1 e u_2 deixassem de ser confiáveis, por perda parcial de saturação. Ambas as poro-pressões, u_1 e u_2 , foram, entretanto, capazes de identificar a posição do nível d'água.

Em função da limitação da profundidade atingida pelos ensaios de piezocone, uma comparação entre valores de parâmetros através do SPT e do CPTU só foi possível até a profundidade de 3,5 m.

Uma comparação entre as estimativas de compacidade relativa foi feita através dos dois ensaios, SPT e CPTU, tendo sido feitas para este último ensaio estimativas com o emprego de três propostas. Observa-se, de uma maneira geral, que os valores de D_r obtidos pelo SPT encontram-se no limite inferior dos resultados. Entretanto, para a primeira profundidade foram semelhantes à proposta de Jamiolkowski et al. (1985). Os valores de Robertson (2014) e Kulhawy e Mayne (1990) foram praticamente coincidentes. Trata-se de um material de compacidade elevada, de um modo geral crescente com a profundidade. Quanto à classificação, seguindo-se a proposta de Lambe e Whitman (2000), tem-se que o material seria identificado como medianamente compacto apenas na profundidade de 1,3 m, segundo o SPT e Kulhawy e Mayne (1990) e CPTU segundo Jamiolkowski et al. (1985). Nos demais casos seria compacta e muito compacta.

Para a estimativa do ângulo de atrito, três métodos empregando o SPT e três o CPTU foram empregados. Observa-se que a proposta de Robertson (2014) corresponde a valores no limite superior dos demais, inclusive no primeiro metro, de modo distinto de todos os demais métodos. De modo geral, entretanto, houve razoável concordância entre todos os valores obtidos pelos diferentes ensaios e propostas, exceto no primeiro metro. A faixa de valores de ϕ' foi de 36 a 45 graus, menos no caso mais superior.

6.2 Sugestões para futuras pesquisas

- a) Realizar ensaios de piezocone do tipo “down-hole”, com apoio de equipamentos de sondagem.
- b) Realizar ensaios de dilatômetro – e dilatômetro sísmico –, de modo a se complementar a caracterização do campo experimental.
- c) Realizar campanhas semelhantes à realizada em outros locais da praia de Copacabana.

Referências bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.– Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos. NBR 6484 (2001).

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.– Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – NBR-12069 (1991 a).

ALONSO, U. R., 1980, “Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a Cidade de São Paulo”, *Revista Solos e Rochas*, Vol. 3, N° 3.

ASTM D 1686 – 08^a: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.

ASTM D-5778-07 – Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, N., JAMIOLKOWSKI, M., MARCHETTI, S., E PASQUALINI, E., 1986, “Flat dilatometer tests in calibration chambers. Proceedings, In Situ, ASCE, Specialty Conference on use of in situ tests in geotechnical engineering, Blackburg, VA, Geotechnical special publication, 6, pp. 431.

BARATA, F. E., PACHECO, M. P. E DANZIGER, F. A. B., 1978, “Uplift tests of drilled piers and footings built in residual soil” In: *Anais do IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 1-41.

BARENTSEN, P., 1936, “Short description of a field-testing method with coneshaped sounding apparatus”, *Proceedings of the I International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 7-10.

BELINCANTA, A. E CINTRA, J. C. A., 1998, “Fatores Intervenientes em Variantes do Método ABNT para Execução do SPT”, *Revista Solos e Rochas*, ABMS, vol. 21, n. 3, pp. 119-133.

BEGEMANN, H. K. S., 1965, “The Friction jacket cone as an aid in determining the soil profile”, *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)*, 2, 17-20, Montreal, Canada.

BEGEMANN, H. K. S., 1974, “Central and Western Europe.” *European Symposium on Penetration Testing*, Stockholm, Research, v. 2.

- BEZERRA, R. L., 1996, “Desenvolvimento do piezocone COPPE de Terceira geração e sua utilização na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e compressibilidade de argilas moles”, *Tese de Doutorado*, COPPE/UFRJ.
- BOONSTRA, G. C., 1936, “Pile Loading Tests at Zwiijndrecht, Holland”, *Proceedings of the I International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 185-194.
- BURMISTER, D. M., 1948, “The Importance and Practical Use of Relative Density in Soil Mechanics”, *Proceedings of ASTM*, Vol. 48.
- CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D. E ROBERTSON, P. K., 1982, “Pore pressure during cone penetration testing” In: *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol.2, pp 507-512.
- CAVALCANTE, E. H., 2002, “Investigação teórico-experimental sobre o SPT”, *Tese de Doutorado*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- CAVALCANTE, E. H., DANZIGER, F. A. B. E DANZIGER, B. R., 2004, “Estimating the SPT Penetration Resistance from Rod Penetration Based on Instrumentation”, *Second International Conference on Site Characterization, ISC'2*, Porto, Vol. 1, pp. 293-298.
- CAVALCANTE, E. H., DANZIGER, F.A.B. E DANZIGER, B.R., 2006, “O SPT e Alguns Desvios da Norma Praticados no Brasil”. XIII COBRAMSEG, vol. 2, pp. 583-588, Curitiba.
- CAVALCANTE, E. H., DANZIGER, B.R., DANZIGER, F.A.B., 2011, “Measurement of Drop Height and Impact Velocity in the Brazilian SPT System”, *Soils and Rocks*, vol . 34, No 3, pp. 207-218.
- DANZIGER, B. R., 1982, “Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas”, *Dissertação de Mestrado*, COPPE/UFRJ.
- DANZIGER, F. A. B., VELLOSO, D. A., 1986, “Correlações entre SPT e os resultados de ensaios de penetração contínua.”, *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Porto Alegre.
- DANZIGER, F. A. B., 1990, “Desenvolvimento de equipamento para a realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles”, *Tese de Doutorado*, COPPE/UFRJ.
- DANZIGER, F. A. B., LUNNE, T., 1994, “The development of semi-empirical design procedures for foundations - Status for use of triple element piezocone for foundation design.” *NGI report 521551-1*.

DANZIGER, F. A. B.; POLITANO, C. R., DANZIGER, B. R. 1998. “CPT-SPT Correlations for some Brazilian residual soils”, *Robertson & Mayne (Ed.) Geotechnical site Characterization*, Rotterdam, Balkema. p. 907-912.

DANZIGER, F. A. B., SCHNAID, F., 2000, “Ensaio de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação.” *Seminário Brasileiro de Investigações de Campo*, São Paulo Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, 2000, p.1-51.

DANZIGER, F. A. B., DANZIGER, B. R. E CAVALCANTE, E. H., 2006, “Discussion of Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections by Chris R. Daniel, John A. Howie, R. Scott Jackson, and Brian Walker”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 132, No. 12, p. 1634-1637.

DANZIGER, F. A. B., DANZIGER, B. R. E CAVALCANTE, E. H., 2008, “Reflexões sobre a Energia no SPT e o Significado do Valor de N em Circunstâncias Particulares”, XIV COBRAMSEG, pp. 2214-2224, Búzios.

DANZIGER, F. A. B., 2013, “Ensaio de campo – ABMS – 2009”, *Notas de aula*, COPPE/UFRJ.

DÉCOURT, L., 1989, “The Standard Penetration Test – State-of-the-art Report”, *XII ICSMFE*, Rio de Janeiro, Vol. 4.

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Design assisted by field testing.

DOUGLAS, B. J. E OLSEN, R. S., 1981, “Soil classification using electric cone penetration”, *Proceedings of the Symposium on Cone Penetration Testing and Experience*, ASCE, St. Louis, pp. 209-227.

GIBBS, H. J. & HOLTZ, W. C., 1957, “Research of determining the density of sand by spoon penetration Test”, *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4., 1957, London. Proceedings, London, v. 1.

HATANAKA, M. E USHIDA, A, 1996, “Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil”, *Soils & Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol. 36 (4), pp. 1-9.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T, LANCELLOTTA, R., 1985, “New developments in field and laboratory testing of soils – Theme lecture”, *Proceedings XIth ICSMFE*, Vol.1, p. 57-153, San Francisco, EUA.

JEFFERIES, M. G., DAVIES, M. P., 1993, “Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60”, *American society for Testing and Materials, ASTM, Geotechnical Testing Journal*, 16(4), 458-468.

JOHSEN, L. F., JAGELLO, J. J., 2007, “Discussion of energy efficiency for standard penetration test by Edgar Odebrecht, Fernando Schnaid, Marcelo Maia Rocha and George de Paula Bernardes”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering – ASCE*, v.133, n.4, p.486-487.

JONES, G. A., VAN ZYL, D. E RUST, E., 1981, “Mine tailings characterization by piezometer cone”, *Proceedings of the Symposium on Cone Penetration Testing and Experience*, ASCE, St. Louis, pp. 303-324.

KOVACS, W. D., EVANS, S. C. E GRIFFITH, A. L., 1977, “Towards a more standardized SPT”, *In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 9, Tokio. Pro., Vol. 2, pp.269-276.

KOVACS, W. D., 1979, “Velocity Measurement of Free-Fall SPT Hammer.”, *Journal of Geotechnical Engineering Division – ASCE – vol.105, n. GT1*, pp. 1-10.

KULHAWY, F. H., MAYNE, P. H., 1990, “Manual on Estimating soil Properties for foundation design”, *Electric Power Research Institute (EPRI)*, Palo Alto, California, EUA.

LABORATORY OF SOIL MECHANICS, DELT, 1936, “The predetermination of the required length and the prediction of the toe resistance of piles”, *Proceedings of the I International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 181-184.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., 2000, “Soil Mechanics SI Version”, *Editora Wiley*, Sydney.

LUNNE, T., LACASSE, S. E RAD, N. S., 1989, “Pressuremeter Testing and Recent Developments in In-Situ Testing – Part 1: All Tests Except SPT”, *General report / Discussion Session 2, In: Proc., XII ICSMFE*, Vol. 4, pp. 2339-2403, Rio de Janeiro.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K. & POWELL, J.J.M., 1997, *Cone Penetration Test in Geotechnical Practice*, London, Blackie Academic & Professional, 3.

LUNNE, T., 2010, “The CPT in offshore soil investigations – a historic perspective”, *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, California, USA.

MATOS FERNANDES, M., 2011, “Mecânica dos solos – Introdução à engenharia geotécnica”, *Editora FEUP*, Vol. 2.

MEIRELES, E. B., 2002, “Retrospectiva dos quinze anos de ensaios de piezocone em argila mole na COPPE/UFRJ”, *Dissertação de Mestrado*, COPPE/UFRJ.

MEYERHOF, G. G., 1956, “Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 82, N^o SM1, pp. 1-18.

MEYERHOF, G. G., 1976, “Bearing capacity and settlement of pile foundation”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 102(1), p. 197-259.

NEJAIM, P. F., 2015, “Análise do tipo de comportamento do solo do depósito de Sarapuí II através de ensaios de piezocone com ênfase na camada do pleistoceno”, *Projeto de Graduação*, Escola Politécnica/UFRJ.

ODEBRECHT, E., 2003, “Medidas de Energia no Ensaio SPT”, *Tese de Doutorado*, UFRGS.

ODEBRECHT, E., ROCHA, M. M., SCHNAID, F. E BERNARDES, G. P., 2005, “Energy efficiency for standard penetration tests”, *ASCE*, Vol. 131(10), pp.1252-1263.

O'DONNELL, J., 2013, “*A Invenção de Copacabana – Culturas urbanas e estilos de vida no Rio de Janeiro (1890 – 1940)*”, Editora Zahar.

PALACIOS, a., 1977, “The theory and measurement of energy transfer during standard penetration test sampling”, *Doctor Thesis in Philosophy*, University of Florida, Florida, EUA.

PINTO, C. S., 2006, “Curso Básico de Mecânica dos Solos – com exercícios resolvidos”, *Editora Oficina dos Textos*, 3^a Edição, São Paulo, Brasil.

POLITANO, C. F., 1999, “Correlações entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais”, *Dissertação de Mestrado*, COPPE/UFRJ.

ROBERTSON, P. K., 1991, “Soil classification using the cone penetration test”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, n.1, pp. 151-158.

- ROBERTSON, P. K. et al., 1986. Use of Piezometer cone data. Proc. Of the Use in situ teste in Geotechnical engineering.
- ROBERTSON, P. K. 1990., Soil Classification using the Cone Penetration from Piezocone tests. Canadian Journal, v.27, n.1.
- ROBERTSON, P. K., 2009, “Interpretation of cone penetration tests – a unified approach”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, pp. 1337-1355.
- ROBERTSON, P. K., 2010, “Soil Behaviour Type from the CPT: na update”, *2nd International Symposium on Cone Penetration testing*, Huntington Beach, California, EUA.
- ROBERTSON, P. K., 2012, “Interpretation of in-situ tests – some insights”, *Mitchell Lecture – International Symposium on Sie Characterization, ISC`4*, Recife, PE, Brasil.
- ROBERTSON, P. K., 2014, “CPeT-IT User`s Manual v.14”, GeoLogismiki.
- ROBERTSON, P. K., CABRAL, K. L., 2012, *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, 5^a ed. Signal Hill, California.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., 1983, *Interpretation of cone penetration testes. Part I: sand; Part II: clay*, Canadian Geotechnical Journal, 20(4).
- SANGLERAT, G., 1972, “The Penetrometer and Soil Exploration”, Amsterdan, London, New York, *Elsevier Pubishing Company*.
- SANTANA, C. M., 2014, “SPT Instrumentado em câmara de calibração” *Tese de Doutorado*, COPPE/UFRJ.
- SCHMERTMANN, J.H. ,1978, *Guidelines for cone penetration test: performance and design. Washington: U.S. Department of Administration, Federal Highway Administration.*
- SCHMERTMANN, J. K. E PALACIOS, A., 1979, “Energy dynamics of SPT:”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, N^o GT8, pp. 909-926.
- SCHMERTMANN, J. H., 1991, “The Mechanical Aging of Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*. V,117, n.9.
- SCHNAID, F., 2000, *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo, Oficina de textos, 189 p.

SILVA, L. C. et al., 2001, “Geologia do Estado do Rio de Janeiro: texto explicativo do mapa geológico do Estado do Rio de Janeiro”, *CPRM*, Brasília.

SKEMPTON, A. W., 1986, “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation”, *Geotechnique*, 36(3), p.425-447.

TERZAGHI, K., 1930, “Die Tragfähigkeit von Pfahlgrundungen”, in “*Die Bautechnik*”. Citado por Velloso (1959).

TERZAGHI, K., 1943, “Theoretical Soil Mechanics”, *John Wiley & Sons*, Nova York.

VELLOSO, D. A., 1959, “O ensaio de diepsondering e a determinação da capacidade de carga do solo”, *Rodovia*, Rio de Janeiro, N° 29, pp. 3-7.

VELLOSO, P. P. C., 1979, “O problema da estimativa do comprimento de fundações profundas com base em sondagens de reconhecimento à percussão” *Relatório da Geotécnica*.

Anexo I-1

Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Ensaio de
determinação de umidade

Identificação da amostra: SP01-Am-0,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H1	H2	H3	H4	H5	
Solo um.+tara(g)	48,32	51,02	38,05	52,55	52,04	
Solo seco+tara(g)	46,58	49,10	36,62	50,66	49,96	
Tara (g)	14,23	13,76	12,07	13,99	13,15	
Água (g)	1,74	1,92	1,43	1,89	2,08	
Solo seco (g)	32,35	35,34	24,55	36,67	36,81	
Teor de umid.%	5,38	5,43	5,82	5,15	5,65	
Média %	5,49					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP01-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H6	H7	H8	H9	H10	
Solo um.+tara(g)	50,48	43,97	46,63	50,35	45,26	
Solo seco+tara(g)	49,05	42,85	45,40	48,98	44,13	
Tara (g)	13,15	13,34	13,11	12,64	12,86	
Água (g)	1,43	1,12	1,23	1,37	1,13	
Solo seco (g)	35,9	29,51	32,29	36,34	31,27	
Teor de umid.%	3,98	3,80	3,81	3,77	3,61	
Média %	3,79					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP01-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	A6	A7	A8	A9	A10	
Solo um.+tara(g)	32,51	38,78	53,07	52,90	43,26	
Solo seco+tara(g)	27,90	33,32	45,38	45,21	37,10	
Tara (g)	4,62	4,76	4,65	4,79	4,67	
Água (g)	4,61	5,46	7,69	7,69	6,16	
Solo seco (g)	23,28	28,56	40,73	40,42	32,43	
Teor de umid.%	19,80	19,12	18,88	19,03	18,99	
Média %	19,16					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP01-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	A1	A2	A3	A4	A5	
Solo um.+tara(g)	55,28	57,22	46,38	50,99	42,44	AM3
Solo seco+tara(g)	46,60	48,02	39,96	43,32	36,71	AM3
Tara (g)	7,72	7,76	7,21	7,83	7,22	AM3
Água (g)	8,68	9,20	6,42	7,67	5,73	AM3
Solo seco (g)	38,88	40,26	32,75	35,49	29,49	AM3
Teor de umid.%	22,33	22,85	19,60	21,61	19,43	AM3
Média %	21,16					
Cápsula N°	A11	A12	A13	A14	A15	
Solo um.+tara(g)	51,07	50,65	53,20	70,65	42,61	AM4
Solo seco+tara(g)	43,67	43,46	45,62	62,45	36,64	AM4
Tara (g)	4,62	4,74	4,71	18,60	4,70	AM4
Água (g)	7,40	7,19	7,58	8,20	5,97	AM4
Solo seco (g)	39,05	38,72	40,91	43,85	31,94	AM4
Teor de umid.%	18,95	18,57	18,53	18,70	18,69	AM4
Média %	18,69					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP01-Am-5,00/6,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	B1	B2	B3	B4	B5	
Solo um.+tara(g)	69,22	60,60	40,18	54,14	66,12	AM5
Solo seco+tara(g)	60,03	52,60	35,66	47,33	57,24	AM5
Tara (g)	13,58	12,25	12,77	13,42	12,11	AM5
Água (g)	9,19	8,00	4,52	6,81	8,88	AM5
Solo seco (g)	46,45	40,35	22,89	33,91	45,13	AM5
Teor de umid.%	19,78	19,83	19,75	20,08	19,68	AM5
Média %	19,82					
Cápsula N°	K6	K7	K8	K9	K10	
Solo um.+tara(g)	69,32	43,80	66,86	86,74	73,38	AM6
Solo seco+tara(g)	60,89	38,85	58,53	75,49	63,91	AM6
Tara (g)	17,35	13,03	15,54	17,13	14,85	AM6
Água (g)	8,43	4,95	8,33	11,25	9,47	AM6
Solo seco (g)	43,54	25,82	42,99	58,36	49,06	AM6
Teor de umid.%	19,36	19,17	19,38	19,28	19,30	AM6
Média %	19,30					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP01-Am-7,00/8,00/9,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	K11	K12	K13	K14	K15	
Solo um.+tara(g)	63,52	41,67	61,11	46,40	59,58	AM7
Solo seco+tara(g)	55,44	36,48	52,61	40,29	54,30	AM7
Tara (g)	18,95	13,20	14,28	12,76	29,63	AM7
Água (g)	8,08	5,19	8,50	6,11	5,28	AM7
Solo seco (g)	36,49	23,28	38,33	27,53	24,67	AM7
Teor de umid.%	22,14	22,29	22,18	22,19	21,40	AM7
Média %	22,04					
Cápsula N°	K1	K2	K3	K4	K5	
Solo um.+tara(g)	71,82	46,37	43,36	45,61	58,32	AM8
Solo seco+tara(g)	61,33	38,77	36,35	39,67	49,96	AM8
Tara (g)	14,45	4,68	4,61	12,84	12,18	AM8
Água (g)	10,49	7,60	7,01	5,94	8,36	AM8
Solo seco (g)	46,88	34,09	31,74	26,83	37,78	AM8
Teor de umid.%	22,38	22,29	22,09	22,14	22,13	AM8
Média %	22,20					
Cápsula N°	H16	H17	H18	H19	H20	
Solo um.+tara(g)	63,87	58,50	58,45	54,35	54,20	AM9
Solo seco+tara(g)	56,44	51,26	51,34	48,30	48,54	AM9
Tara (g)	17,30	12,39	13,59	14,78	17,61	AM9
Água (g)	7,43	7,24	7,11	6,05	5,66	AM9
Solo seco (g)	39,14	38,87	37,75	33,52	30,93	AM9
Teor de umid.%	18,98	18,63	18,83	18,05	18,30	AM9
Média %	18,56					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra:

SP01-Am-10,00/11,00/12,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H11	H12	H13	H14	H15	
Solo um.+tara(g)	35,25	42,22	40,80	39,17	37,35	AM10
Solo seco+tara(g)	31,77	37,59	36,58	36,31	33,49	AM10
Tara (g)	12,80	11,56	12,77	19,85	12,04	AM10
Água (g)	3,48	4,63	4,22	2,86	3,86	AM10
Solo seco (g)	18,97	26,03	23,81	16,46	21,45	AM10
Teor de umid.%	18,34	17,79	17,72	17,38	18,00	AM10
Média %	17,85					
Cápsula N°	B11	B12	B13	B14	B15	
Solo um.+tara(g)	40,80	43,86	54,19	44,33	47,69	AM11
Solo seco+tara(g)	36,81	39,28	48,03	39,73	42,53	AM11
Tara (g)	13,16	12,69	12,52	13,01	13,20	AM11
Água (g)	3,99	4,58	6,16	4,60	5,16	AM11
Solo seco (g)	23,65	26,59	35,51	26,72	29,33	AM11
Teor de umid.%	16,87	17,22	17,35	17,22	17,59	AM11
Média %	17,25					
Cápsula N°	B6	B7	B8	B9	B10	
Solo um.+tara(g)	54,50	45,69	55,62	49,32	43,96	AM12
Solo seco+tara(g)	47,89	40,55	48,93	43,67	39,16	AM12
Tara (g)	12,14	12,69	12,95	12,49	12,94	AM12
Água (g)	6,61	5,14	6,69	5,65	4,80	AM12
Solo seco (g)	35,75	27,86	35,98	31,18	26,22	AM12
Teor de umid.%	18,49	18,45	18,59	18,12	18,31	AM12
Média %	18,39					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra:

SP02-Am-0,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	A1	A2	A3	A4	A5	
Solo um.+tara(g)	34,99	39,30	34,10	38,58	40,44	
Solo seco+tara(g)	31,94	35,75	31,47	35,17	37,17	
Tara (g)	7,72	7,76	7,21	7,83	7,22	
Água (g)	3,05	3,55	2,63	3,41	3,27	
Solo seco (g)	24,22	27,99	24,26	27,34	29,95	
Teor de umid.%	12,59	12,68	10,84	12,47	10,92	
Média %	11,90					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP02-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H6	H7	H8	H9	H10	
Solo um.+tara(g)	52,25	49,49	46,94	49,75	46,68	
Solo seco+tara(g)	50,01	47,34	45,04	47,69	44,78	
Tara (g)	13,15	13,34	13,11	12,64	12,86	
Água (g)	2,24	2,15	1,90	2,06	1,90	
Solo seco (g)	36,86	34	31,93	35,05	31,92	
Teor de umid.%	6,08	6,32	5,95	5,88	5,95	
Média %	6,04					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP02-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H16	H17	H18	H19	H20	
Solo um.+tara(g)	83,58	83,86	98,11	73,00	115,93	
Solo seco+tara(g)	71,74	70,96	83,22	63,00	98,88	
Tara (g)	17,30	12,39	13,59	14,78	17,61	
Água (g)	11,84	12,90	14,89	10,00	17,05	
Solo seco (g)	54,44	58,57	69,63	48,22	81,27	
Teor de umid.%	21,75	22,02	21,38	20,74	20,98	
Média %	21,38					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP02-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	A6	A7	A8	A9	A10	
Solo um.+tara(g)	52,68	54,63	54,34	55,00	58,89	AM3
Solo seco+tara(g)	44,85	46,49	46,18	46,71	50,08	AM3
Tara (g)	4,62	4,76	4,65	4,79	4,67	AM3
Água (g)	7,83	8,14	8,16	8,29	8,81	AM3
Solo seco (g)	40,23	41,73	41,53	41,92	45,41	AM3
Teor de umid.%	19,46	19,51	19,65	19,78	19,40	AM3
Média %	19,56					
Cápsula N°	K6	K7	K8	K9	K10	
Solo um.+tara(g)	90,55	51,87	81,39	85,42	82,55	AM4
Solo seco+tara(g)	78,24	45,38	70,27	73,85	71,39	AM4
Tara (g)	17,35	13,03	15,54	17,13	14,85	AM4
Água (g)	12,31	6,49	11,12	11,57	11,16	AM4
Solo seco (g)	60,89	32,35	54,73	56,72	56,54	AM4
Teor de umid.%	20,22	20,06	20,32	20,40	19,74	AM4
Média %	20,15					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra:

SP02-Am-5,00/6,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	K1	K2	K3	K4	K5	
Solo um.+tara(g)	71,39	43,74	41,04	55,17	81,91	AM5
Solo seco+tara(g)	64,31	38,67	36,43	49,62	72,93	AM5
Tara (g)	14,45	4,68	4,61	12,84	12,18	AM5
Água (g)	7,08	5,07	4,61	5,55	8,98	AM5
Solo seco (g)	49,86	33,99	31,82	36,78	60,75	AM5
Teor de umid.%	14,20	14,92	14,49	15,09	14,78	AM5
Média %	14,70					
Cápsula N°	H11	H12	H13	H14	H15	
Solo um.+tara(g)	51,06	70,89	68,13	70,53	45,64	AM6
Solo seco+tara(g)	45,75	62,58	60,31	63,63	40,98	AM6
Tara (g)	12,80	11,56	12,77	19,85	12,04	AM6
Água (g)	5,31	8,31	7,82	6,90	4,66	AM6
Solo seco (g)	32,95	51,02	47,54	43,78	28,94	AM6
Teor de umid.%	16,12	16,29	16,45	15,76	16,10	AM6
Média %	16,14					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP02-Am-7,00/8,00/9,00/10,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	B6	B7	B8	B9	B10	
Solo um.+tara(g)	68,50	54,98	57,75	57,33	49,18	AM7
Solo seco+tara(g)	62,79	50,74	53,10	55,79	45,53	AM7
Tara (g)	12,14	12,69	12,95	12,49	12,94	AM7
Água (g)	5,71	4,24	4,65	1,54	3,65	AM7
Solo seco (g)	50,65	38,05	40,15	43,3	32,59	AM7
Teor de umid.%	11,27	11,14	11,58	3,56	11,20	AM7
Média %	9,75					
Cápsula N°	A11	A12	A13	A14	A15	
Solo um.+tara(g)	42,75	43,91	42,49	86,75	40,29	AM8
Solo seco+tara(g)	38,14	39,14	37,91	78,31	36,10	AM8
Tara (g)	4,62	4,74	4,71	18,60	4,70	AM8
Água (g)	4,61	4,77	4,58	8,44	4,19	AM8
Solo seco (g)	33,52	34,4	33,2	59,71	31,4	AM8
Teor de umid.%	13,75	13,87	13,80	14,13	13,34	AM8
Média %	13,78					
Cápsula N°	K11	K12	K13	K14	K15	
Solo um.+tara(g)	127,72	53,33	59,92	55,02	82,93	AM9
Solo seco+tara(g)	113,36	48,00	54,07	49,44	75,93	AM9
Tara (g)	18,95	13,20	14,28	12,76	29,63	AM9
Água (g)	14,36	5,33	5,85	5,58	7,00	AM9
Solo seco (g)	94,41	34,8	39,79	36,68	46,3	AM9
Teor de umid.%	15,21	15,32	14,70	15,21	15,12	AM9
Média %	15,11					
Cápsula N°	B11	B12	B13	B14	B15	
Solo um.+tara(g)	43,61	45,53	49,33	44,47	43,37	AM10
Solo seco+tara(g)	39,40	41,18	44,22	39,92	39,10	AM10
Tara (g)	13,16	12,69	12,52	13,01	13,20	AM10
Água (g)	4,21	4,35	5,11	4,55	4,27	AM10
Solo seco (g)	26,24	28,49	31,7	26,91	25,9	AM10
Teor de umid.%	16,04	15,27	16,12	16,91	16,49	AM10
Média %	16,17					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP3-Am-0,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	K16	K17	K18	K19	K20	
Solo um.+tara(g)	46,66	74,23	44,86	44,87	42,79	
Solo seco+tara(g)	45,53	72,44	43,83	43,87	41,93	
Tara (g)	12,54	15,36	12,72	12,03	12,42	
Água (g)	1,13	1,79	1,03	1,00	0,86	
Solo seco (g)	32,99	57,08	31,11	31,84	29,51	
Teor de umid.%	3,43	3,14	3,31	3,14	2,91	
Média %	3,19					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP03-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	B16	B17	B18	B19	B20	
Solo um.+tara(g)	47,38	84,84	80,28	81,89	34,67	
Solo seco+tara(g)	46,28	82,64	78,03	79,89	33,87	
Tara (g)	12,96	15,53	14,41	14,00	8,89	
Água (g)	1,10	2,20	2,25	2,00	0,80	
Solo seco (g)	33,32	67,11	63,62	65,89	24,98	
Teor de umid.%	3,30	3,28	3,54	3,04	3,20	
Média %	3,27					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Identificação da amostra: SP3-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	B1	B2	B3	B4		
Solo um.+tara(g)	101,44	85,69	42,58	65,93		
Solo seco+tara(g)	85,42	72,69	37,48	56,76		
Tara (g)	13,58	12,25	12,77	13,42		
Água (g)	16,02	13,00	5,10	9,17		
Solo seco (g)	71,84	60,44	24,71	43,34		
Teor de umid.%	22,30	21,51	20,64	21,16		
Média %	21,40					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Cápsula N°	H1	H2	H3	H4		
Solo um.+tara(g)	112,69	93,90	67,55	113,04		AM3
Solo seco+tara(g)	95,55	79,80	55,71	95,71		AM3
Tara (g)	14,23	13,76	12,07	13,99		AM3
Água (g)	17,14	14,10	11,84	17,33		AM3
Solo seco (g)	81,32	66,04	43,64	81,72		AM3
Teor de umid.%	21,08	21,35	27,13	21,21		AM3
Média %	22,69					
Cápsula N°	B5	H5	I23	B30		
Solo um.+tara(g)	69,53	49,26	101,07	102,27		AM4
Solo seco+tara(g)	59,98	42,88	87,89	86,78		AM4
Tara (g)	12,11	13,15	13,72	13,35		AM4
Água (g)	9,55	6,38	13,18	15,49		AM4
Solo seco (g)	47,87	29,73	74,17	73,43		AM4
Teor de umid.%	19,95	21,46	17,77	21,09		AM4
Média %	20,07					

(para o cálculo da media, foram desconsiderados valores discrepantes)

Anexo I-2

Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Ensaio de
determinação da densidade real dos grãos

Identificação da amostra: SP01-Am-1,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	5
Temperatura da água e solo °C	T	22	22	22	22	22
Picnômetro No		2	4	5	8	10
Picnômetro + solo seco (g)		166,71	175,41	138,96	164,44	191,41
Picnômetro (g)		94,02	100,32	94,30	90,78	92,54
Picnômetro + água (g)	Pw	345,10	346,65	334,78	344,33	339,53
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	383,53	393,37	362,53	390,18	401,06
Solo seco (g)	Ps	72,69	75,09	44,66	73,66	98,87
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		34,26	28,37	16,91	27,81	37,34
Fator de correção	K	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996
Densidade real dos grãos	Gs	2,121	2,646	2,640	2,648	2,647
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,540				

Identificação da amostra: SP01-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	22	22	22		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		250,69	271,97	246,74		
Picnômetro (g)		128,33	114,87	112,38		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,55	603,37	607,51		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	683,70	701,12	684,86		
Solo seco (g)	Ps	122,36	157,10	134,36		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		46,21	59,35	57,01		
Fator de correção	K	0,9996	0,9996	0,9996		
Densidade real dos grãos	Gs	2,647	2,646	2,356		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,550				

Identificação da amostra: SP01-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	20	20	20	20	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		240,12	232,94	228,73	242,52	
Picnômetro (g)		100,04	95,90	90,80	91,70	
Picnômetro + água (g)	Pw	347,50	334,74	344,34	338,70	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	434,35	419,82	429,96	430,23	
Solo seco (g)	Ps	140,08	137,04	137,93	150,82	
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		53,23	51,96	52,31	59,29	
Fator de correção	K	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	
Densidade real dos grãos	Gs	2,632	2,637	2,637	2,544	
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,612				

Identificação da amostra: SP01-Am-5,00/6,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	20	20	20		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		288,62	276,70	278,46		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,50	603,40	607,46		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	707,43	703,90	704,54		
Solo seco (g)	Ps	161,00	161,37	156,05		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		61,07	60,87	58,97		
Fator de correção	K	1,0000	1,0000	1,0000		
Densidade real dos grãos	Gs	2,636	2,651	2,646		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,645				

Identificação da amostra: SP01-Am-7,00/8,00/9,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	18	18	18	18	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		229,2	218,75	223,5	214,8	
Picnômetro (g)		100,04	95,90	90,80	91,70	
Picnômetro + água (g)	Pw	347,50	334,74	344,34	338,70	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	427,83	411,30	427,02	415,36	
Solo seco (g)	Ps	129,16	122,85	132,70	123,10	
Água deslocada $Ps + Pw - Pws$ (g)		48,83	46,29	50,02	46,44	
Fator de correção	K	1,0004	1,0004	1,0004	1,0004	
Densidade real dos grãos	Gs	2,646	2,655	2,654	2,652	
$PsK / (Ps + Pw - Pws)$	Média	2,652				

Identificação da amostra: SP01-Am-10,00/11,00/12,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	18	18	18		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		263,74	255,53	251,49		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,50	603,40	607,46		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	692,34	690,68	687,87		
Solo seco (g)	Ps	136,12	140,20	129,08		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		51,28	52,92	48,67		
Fator de correção	K	1,0004	1,0004	1,0004		
Densidade real dos grãos	Gs	2,656	2,650	2,653		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,653				

Identificação da amostra: SP02-Am-0,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	22	22	22	22	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		189,97	185,94	179,47	181,65	
Picnômetro (g)		100,04	95,90	90,80	91,70	
Picnômetro + água (g)	Pw	347,51	334,78	334,38	338,56	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	403,47	390,85	399,50	394,63	
Solo seco (g)	Ps	89,93	90,04	88,67	89,95	
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		33,97	33,97	23,55	33,88	
Fator de correção	K	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	
Densidade real dos grãos	Gs	2,646	2,650	3,764	2,654	
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,928				

Identificação da amostra: SP02-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	22	22	22		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		259,27	248,27	253,32		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,65	603,50	607,59		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	688,98	685,62	688,55		
Solo seco (g)	Ps	131,65	132,94	130,91		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		50,32	50,82	49,95		
Fator de correção	K	0,9996	0,9996	0,9996		
Densidade real dos grãos	Gs	2,615	2,615	2,620		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,617				

Identificação da amostra: SP02-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	21	21	21	21	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		226,99	221,72	221	220,87	
Picnômetro (g)		100,04	95,98	90,80	91,70	
Picnômetro + água (g)	Pw	347,40	334,75	334,24	338,57	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	426,52	413,13	425,43	419,14	
Solo seco (g)	Ps	126,95	125,74	130,20	129,17	
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		47,83	47,36	39,01	48,60	
Fator de correção	K	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	
Densidade real dos grãos	Gs	2,654	2,654	3,337	2,657	
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,826				

Identificação da amostra: SP02-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	21	21	21		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		263,05	246,09	253,99		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,48	603,33	607,38		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	691,53	684,57	689,10		
Solo seco (g)	Ps	135,43	130,76	131,58		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		51,38	49,52	49,86		
Fator de correção	K	0,9998	0,9998	0,9998		
Densidade real dos grãos	Gs	2,635	2,640	2,638		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,638				

Identificação da amostra: SP02-Am-5,00/6,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	20	20	20	20	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		216,19	212,26	207,29	208,44	
Picnômetro (g)		100,04	95,90	90,80	91,70	
Picnômetro + água (g)	Pw	347,50	334,74	344,34	338,70	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	419,76	407,24	416,86	411,36	
Solo seco (g)	Ps	116,15	116,36	116,49	116,74	
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		43,89	43,86	43,97	44,08	
Fator de correção	K	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	
Densidade real dos grãos	Gs	2,646	2,653	2,649	2,648	
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,649				

Identificação da amostra: SP02-Am-7,00/8,00/9,00/10,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	20	20	20		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		257,65	245,26	252,3		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,50	603,40	607,46		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	688,33	684,13	688,20		
Solo seco (g)	Ps	130,03	129,93	129,89		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		49,20	49,20	49,15		
Fator de correção	K	1,0000	1,0000	1,0000		
Densidade real dos grãos	Gs	2,643	2,641	2,643		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,642				

Identificação da amostra: SP03-Am-0,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	24	24	24	24	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		207,16	203,22	197,95	198,82	
Picnômetro (g)		100,04	95,90	90,80	91,70	
Picnômetro + água (g)	Pw	347,50	334,74	334,34	338,70	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	414,15	401,63	401,02	405,32	
Solo seco (g)	Ps	107,12	107,32	107,15	107,12	
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		40,47	40,43	40,47	40,50	
Fator de correção	K	0,9991	0,9991	0,9991	0,9991	
Densidade real dos grãos	Gs	2,645	2,652	2,645	2,643	
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,646				

Identificação da amostra: SP03-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	24	24	24		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		280,93	268,34	275,38		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,50	603,40	607,46		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	702,73	698,37	702,49		
Solo seco (g)	Ps	153,31	153,01	152,97		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		58,08	58,04	57,94		
Fator de correção	K	0,9991	0,9991	0,9991		
Densidade real dos grãos	Gs	2,637	2,634	2,638		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,636				

Identificação da amostra: SP03-Am-2,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3	4	
Temperatura da água e solo °C	T	21	21	21	21	
Picnômetro No		4	5	8	10	
Picnômetro + solo seco (g)		121,65	109,89	108,38	119,09	
Picnômetro (g)		71,65	59,32	58,32	69,41	
Picnômetro + água (g)	Pw	161,27	164,74	162,52	162,35	
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	192,45	196,23	193,62	193,50	
Solo seco (g)	Ps	50,00	50,57	50,06	49,68	
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		18,82	19,08	18,96	18,53	
Fator de correção	K	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	
Densidade real dos grãos	Gs	2,656	2,650	2,640	2,681	
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,657				

Identificação da amostra: SP03-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio:

18/08/2014

Ensaio N°		1	2	3		
Temperatura da água e solo °C	T	21	21	21		
Picnômetro No		1	18	80		
Picnômetro + solo seco (g)		260,39	247,64	255,09		
Picnômetro (g)		127,62	115,33	122,41		
Picnômetro + água (g)	Pw	607,50	603,40	607,46		
Picnômetro + solo + água (g)	Pws	690,34	685,90	690,32		
Solo seco (g)	Ps	132,77	132,31	132,68		
Água deslocada Ps + Pw - Pws (g)		49,93	49,81	49,82		
Fator de correção	K	0,9998	0,9998	0,9998		
Densidade real dos grãos	Gs	2,659	2,656	2,663		
PsK / (Ps + Pw - Pws)	Média	2,659				

Anexo I-3

Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Ensaio de
granulometria - peneiramento

Identificação da amostra: SP01-Am-0,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)				PENEIRAMENTO FINO (g)			
Amostra total úmida	336,12	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Solo seco retido #10	0,0	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo úmido pas. #10=(A-B)	336,1	16	1,20	6,23	329,89	98,1	98
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	336,1	30	0,60	24,93	304,96	90,7	91
Amostra total seca =B+D	336,1	40	0,42	86,04	218,92	65,13	65
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	162,63	56,29	16,75	17
Peso da amostra úmida=PU	336,12	100	0,15	44,27	12,02	3,58	4
Peso am.seca=PU/(100+h)	336,12	200	0,075	8,92	3,10	0,92	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP01-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)				PENEIRAMENTO FINO (g)			
Amostra total úmida	303,74	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Solo seco retido #10	0,0	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo úmido pas. #10=(A-B)	303,74	16	1,20	2,00	301,74	99,3	99
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	303,74	30	0,60	112,58	189,16	62,3	62
Amostra total seca =B+D	303,74	40	0,42	49,06	140,10	46,12	46
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	61,11	78,99	26,01	26
Peso da amostra úmida=PU	303,74	100	0,15	56,88	22,11	7,28	7
Peso am.seca=PU/(100+h)	303,74	200	0,075	22,11	0,00	0,00	0

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP01-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	411,12						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	411,1	16	1,20	14,09	397,03	96,6	97
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	411,1	30	0,60	8,71	388,32	94,5	94
Amostra total seca =B+D	411,1	40	0,42	54,78	333,54	81,13	81
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	248,56	84,98	20,67	21
Peso da amostra úmida=PU	411,12	100	0,15	62,13	22,85	5,56	6
Peso am.seca=PU/(100+h)	411,12	200	0,075	17,29	5,56	1,35	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP01-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	658,07						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	658,1	16	1,20	5,30	652,77	99,2	99
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	658,1	30	0,60	12,85	639,92	97,2	97
Amostra total seca =B+D	658,1	40	0,42	109,51	530,41	80,60	81
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	330,38	200,03	30,40	30
Peso da amostra úmida=PU	658,07	100	0,15	139,32	60,71	9,23	9
Peso am.seca=PU/(100+h)	658,07	200	0,075	42,21	18,50	2,81	3

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP01-Am-5,00/6,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	458,12						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	458,1	16	1,20	11,39	446,73	97,5	98
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	458,1	30	0,60	13,27	433,46	94,6	95
Amostra total seca =B+D	458,1	40	0,42	110,66	322,80	70,46	70
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	300,15	22,65	4,94	5
Peso da amostra úmida=PU	458,12	100	0,15	0,19	22,46	4,90	5
Peso am.seca=PU/(100+h)	458,12	200	0,075	11,81	10,65	2,32	2

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP01-Am-7,00/8,00/9,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	506,54						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	506,5	16	1,20	1,17	505,37	99,8	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	506,5	30	0,60	3,07	502,30	99,2	99
Amostra total seca =B+D	506,5	40	0,42	39,04	463,26	91,46	91
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	231,69	231,57	45,72	46
Peso da amostra úmida=PU	506,54	100	0,15	183,63	47,94	9,46	9
Peso am.seca=PU/(100+h)	506,54	200	0,075	41,09	6,85	1,35	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP01-Am-10,00/11,00/12,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	397,48						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	397,5	16	1,20	0,25	397,23	99,9	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	397,5	30	0,60	2,03	395,20	99,4	99
Amostra total seca =B+D	397,5	40	0,42	80,33	314,87	79,22	79
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	215,88	98,99	24,90	25
Peso da amostra úmida=PU	397,48	100	0,15	83,83	15,16	3,81	4
Peso am.seca=PU/(100+h)	397,48	200	0,075	12,74	2,42	0,61	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP02-Am-0,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	358,12						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	358,12	16	1,20	9,99	348,13	97,2	97
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	358,12	30	0,60	22,43	325,70	90,9	91
Amostra total seca =B+D	358,12	40	0,42	71,44	254,26	71,00	71
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	187,30	66,96	18,70	19
Peso da amostra úmida=PU	358,12	100	0,15	56,48	10,48	2,93	3
Peso am.seca=PU/(100+h)	358,12	200	0,075	9,06	1,42	0,40	0

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP02-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)			PENEIRAMENTO FINO (g)				
Amostra total úmida	393,68	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Solo seco retido #10	0,0	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo úmido pas. #10=(A-B)	393,68	16	1,20	1,94	391,74	99,5	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	393,68	30	0,60	14,01	377,73	95,9	96
Amostra total seca =B+D	393,68	40	0,42	92,56	285,17	72,44	72
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	170,27	114,90	29,19	29
Peso da amostra úmida=PU	393,68	100	0,15	79,48	35,42	9,00	9
Peso am.seca=PU/(100+h)	393,68	200	0,075	29,40	6,02	1,53	2

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP02-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)			PENEIRAMENTO FINO (g)				
Amostra total úmida	511,12	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Solo seco retido #10	0,0	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo úmido pas. #10=(A-B)	511,1	16	1,20	0,64	510,48	99,9	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	511,1	30	0,60	1,22	509,26	99,6	100
Amostra total seca =B+D	511,1	40	0,42	19,95	489,31	95,73	96
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	342,74	146,57	28,68	29
Peso da amostra úmida=PU	511,12	100	0,15	116,04	30,53	5,97	6
Peso am.seca=PU/(100+h)	511,12	200	0,075	24,56	5,97	1,17	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP02-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Amostra total úmida	395,99	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo seco retido #10	0,0	16	1,20	1,84	394,15	99,5	100
Solo úmido pas. #10=(A-B)	396,0	30	0,60	4,74	389,41	98,3	98
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	396,0	40	0,42	78,99	310,42	78,39	78
Amostra total seca =B+D	396,0	50	0,30	184,08	126,34	31,90	32
PENEIRAMENTO FINO (g)							
Peso da amostra úmida=PU	395,99	100	0,15	102,53	23,81	6,01	6
Peso am.seca=PU/(100+h)	395,99	200	0,075	15,01	8,80	2,22	2

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra:

SP02-Am-5,00/6,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Amostra total úmida	464,92	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo seco retido #10	0,0	16	1,20	1,08	463,84	99,8	100
Solo úmido pas. #10=(A-B)	464,9	30	0,60	5,33	458,51	98,6	99
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	464,9	40	0,42	53,76	404,75	87,06	87
Amostra total seca =B+D	464,9	50	0,30	274,25	130,50	28,07	28
PENEIRAMENTO FINO (g)							
Peso da amostra úmida=PU	464,92	100	0,15	109,09	21,41	4,61	5
Peso am.seca=PU/(100+h)	464,92	200	0,075	10,98	10,43	2,24	2

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP02-Am-7,00/8,00/9,00/10,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		PENEIRAMENTO FINO (g)					
Amostra total úmida	395,00	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Solo seco retido #10	0,0	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo úmido pas. #10=(A-B)	395,0	16	1,20	0,80	394,20	99,8	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	395,0	30	0,60	3,08	391,12	99,0	99
Amostra total seca =B+D	395,0	40	0,42	68,30	322,82	81,73	82
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	221,10	101,72	25,75	26
Peso da amostra úmida=PU	395,00	100	0,15	90,04	11,68	2,96	3
Peso am.seca=PU/(100+h)	395,00	200	0,075	7,10	4,58	1,16	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP3-Am-0,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		PENEIRAMENTO FINO (g)					
Amostra total úmida	427,78	Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
Solo seco retido #10	0,0	Nº	mm	Retido	Passando		
Solo úmido pas. #10=(A-B)	427,8	16	1,20	3,37	424,41	99,2	99
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	427,8	30	0,60	12,72	411,69	96,2	96
Amostra total seca =B+D	427,8	40	0,42	76,13	335,56	78,44	78
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	252,39	83,17	19,44	19
Peso da amostra úmida=PU	427,78	100	0,15	65,62	17,55	4,10	4
Peso am.seca=PU/(100+h)	427,78	200	0,075	13,88	3,67	0,86	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP03-Am-1,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	458,92						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	458,92	16	1,20	9,29	449,63	98,0	98
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	458,92	30	0,60	18,37	431,26	94,0	94
Amostra total seca =B+D	458,92	40	0,42	123,34	307,92	67,10	67
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	221,85	86,07	18,75	19
Peso da amostra úmida=PU	458,92	100	0,15	73,24	12,83	2,80	3
Peso am.seca=PU/(100+h)	458,92	200	0,075	10,32	2,51	0,55	1

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP3-Am-2,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		Nº	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	199,90						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	199,9	16	1,20	0,48	199,42	99,8	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	199,9	30	0,60	1,31	198,11	99,1	99
Amostra total seca =B+D	199,9	40	0,42	12,56	185,55	92,82	93
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	118,17	67,38	33,71	34
Peso da amostra úmida=PU	199,90	100	0,15	55,46	11,92	5,96	6
Peso am.seca=PU/(100+h)	199,90	200	0,075	11,53	0,39	0,20	0

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

Identificação da amostra: SP03-Am-3,00/4,00m

Data do Ensaio: 18/08/2014

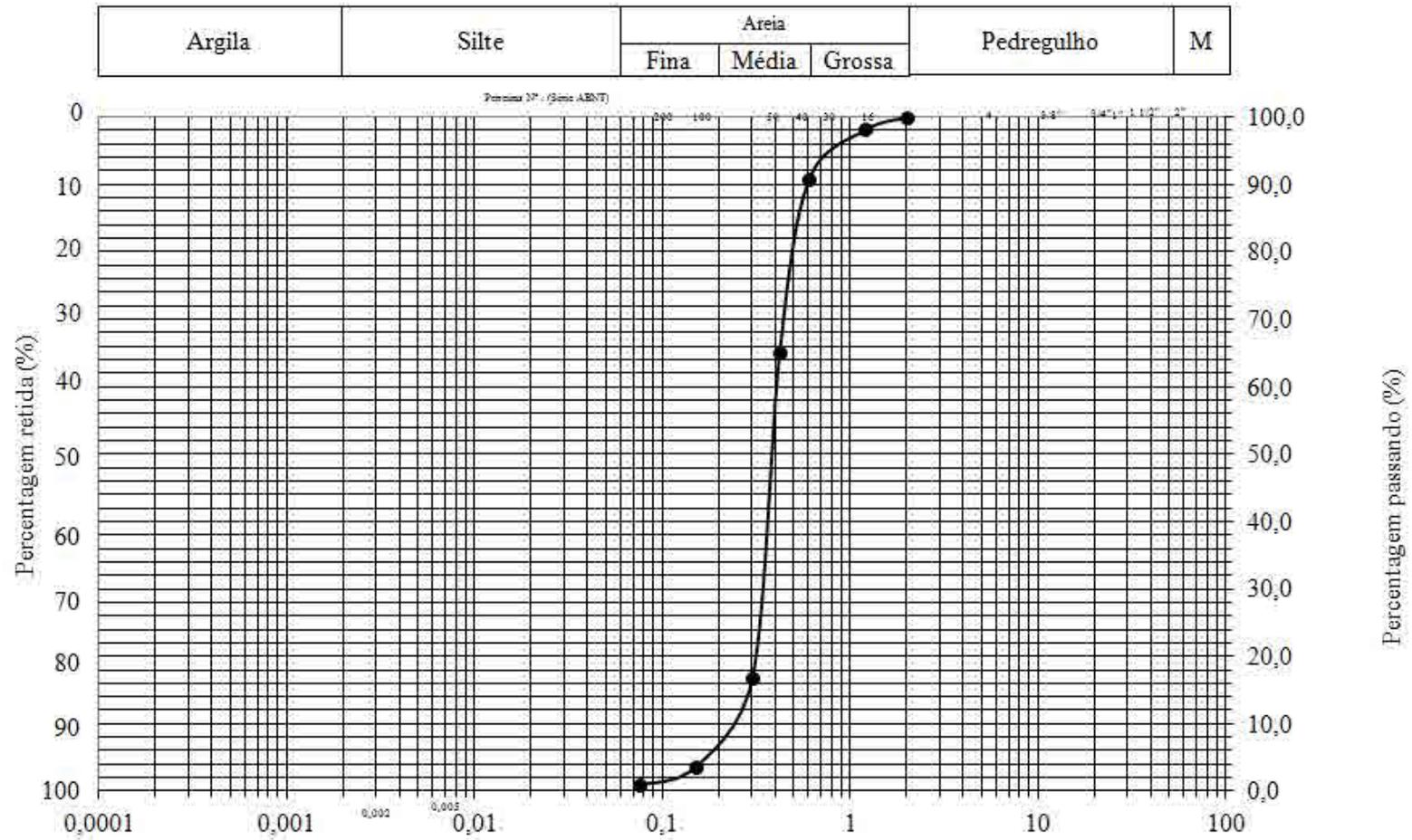
PENEIRAMENTO GROSSO (g)		Peneiras		Peso da am. seca (g)		% pas. am. parcial	% pas. am. total
		N°	mm	Retido	Passando		
Amostra total úmida	399,08						
Solo seco retido #10	0,0						
Solo úmido pas. #10=(A-B)	399,1	16	1,20	0,99	398,09	99,8	100
Solo seco pas.#10=C/(100+h)	399,1	30	0,60	1,28	396,81	99,4	99
Amostra total seca =B+D	399,1	40	0,42	33,68	363,13	90,99	91
PENEIRAMENTO FINO (g)		50	0,30	247,87	115,26	28,88	29
Peso da amostra úmida=PU	399,08	100	0,15	101,79	13,47	3,38	3
Peso am.seca=PU/(100+h)	399,08	200	0,075	11,80	1,67	0,42	0

não foi realizado peneiramento grosso - amostra visualmente com granulometria fina
(peneiramento realizado após secagem em estufa)

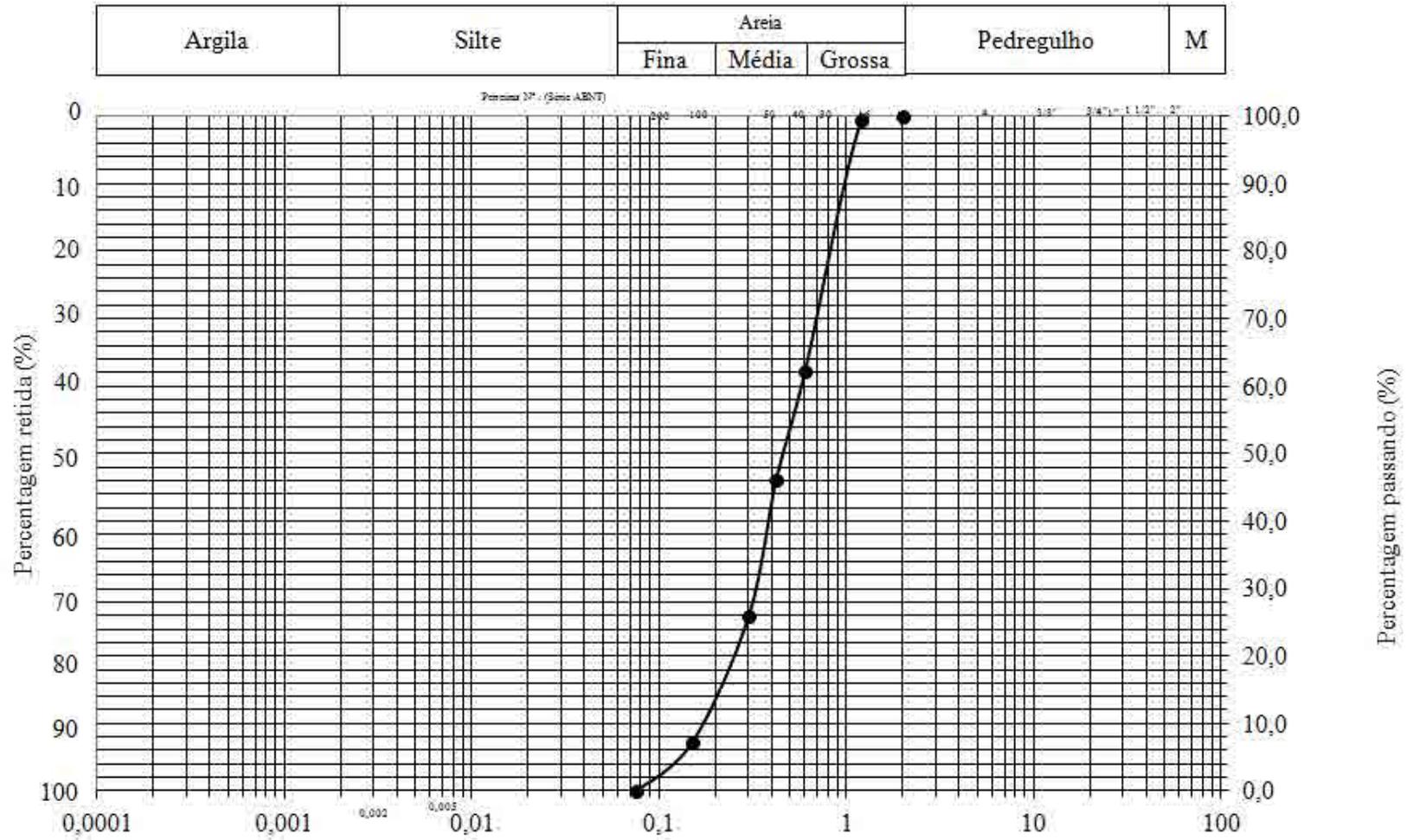
Anexo I-4

Ensaio de laboratório das amostras ensaiadas – Curvas
granulométricas

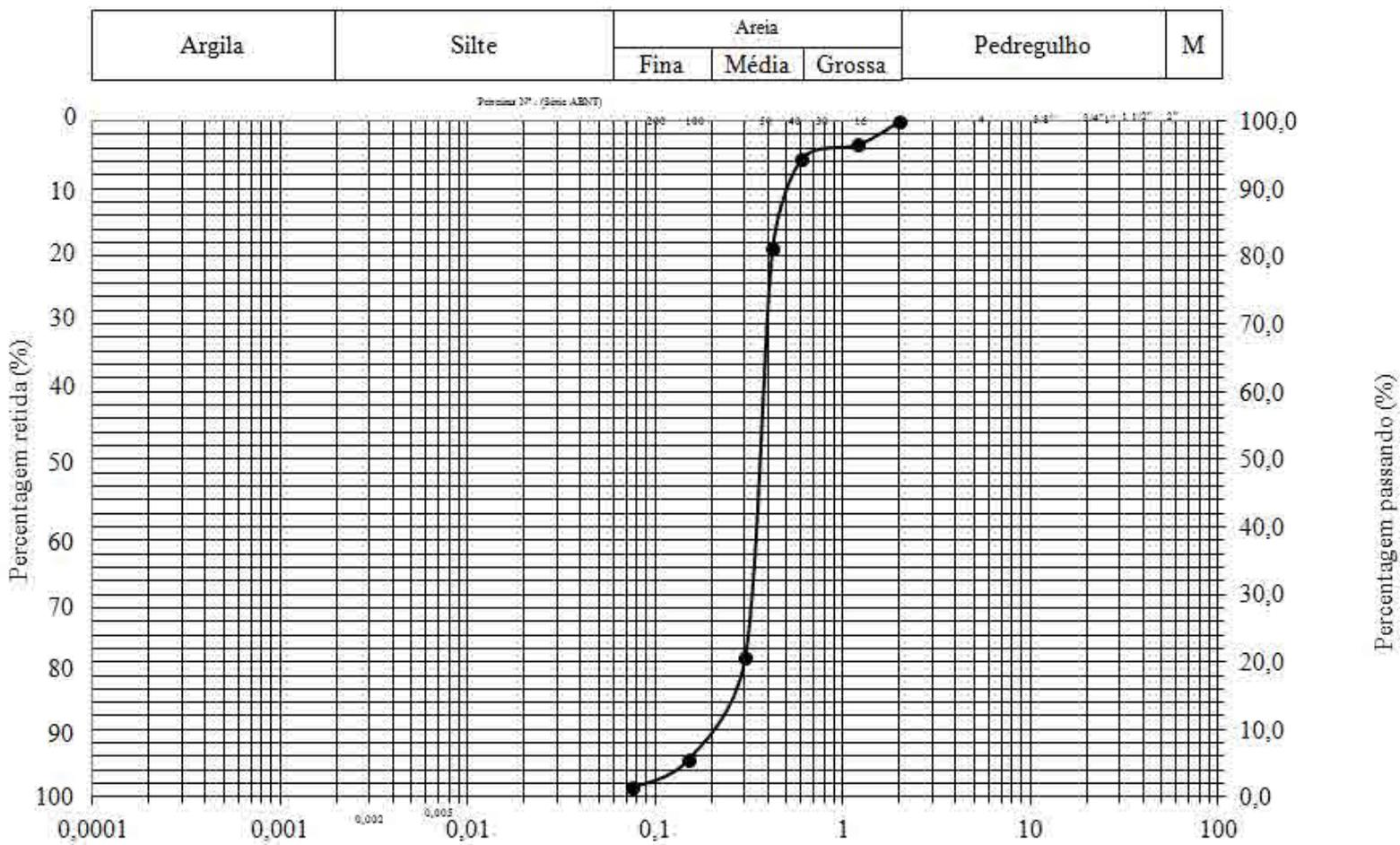
Curva Granulométrica - SP01 AM-0,00m



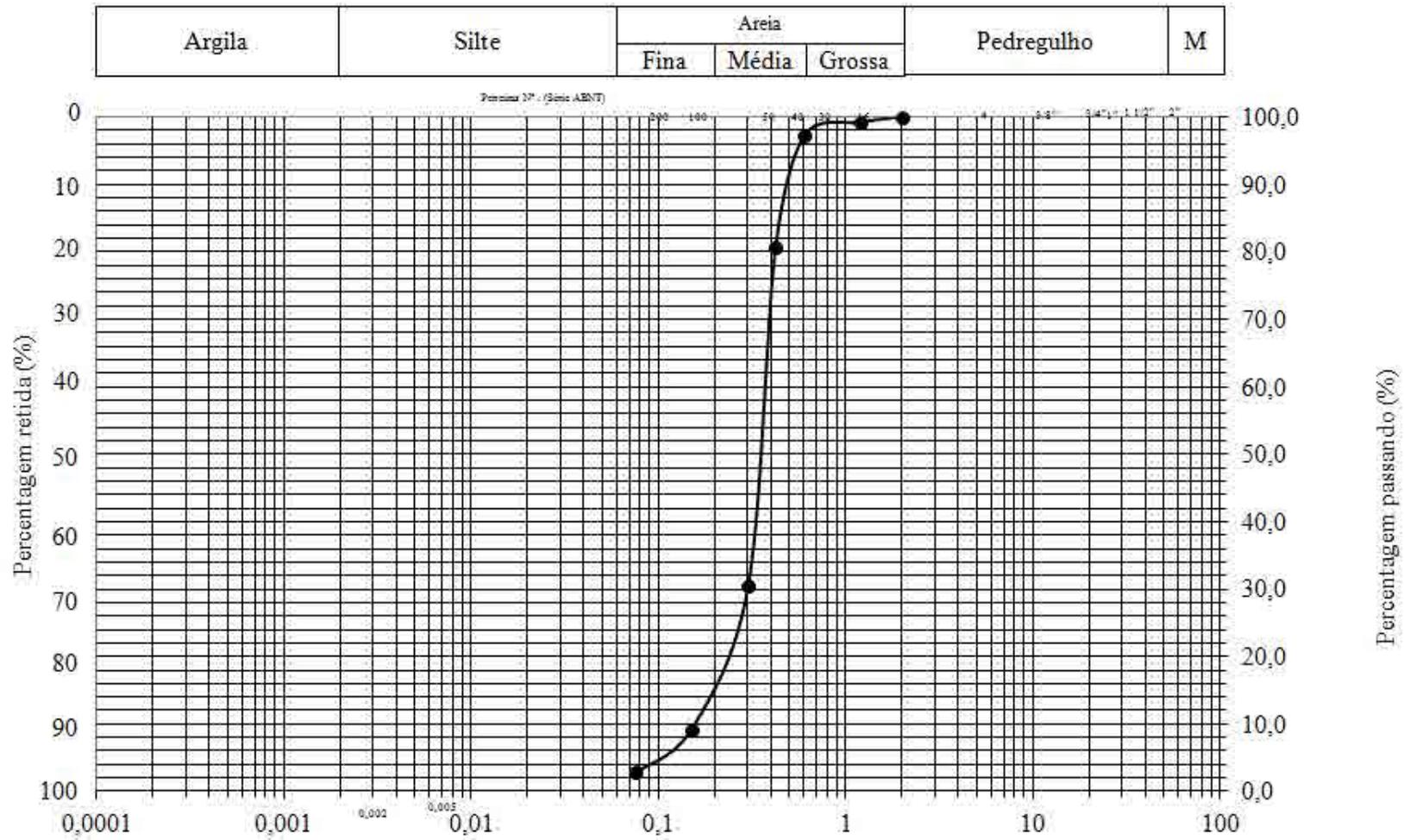
Curva Granulométrica - SP01 AM-1,00m



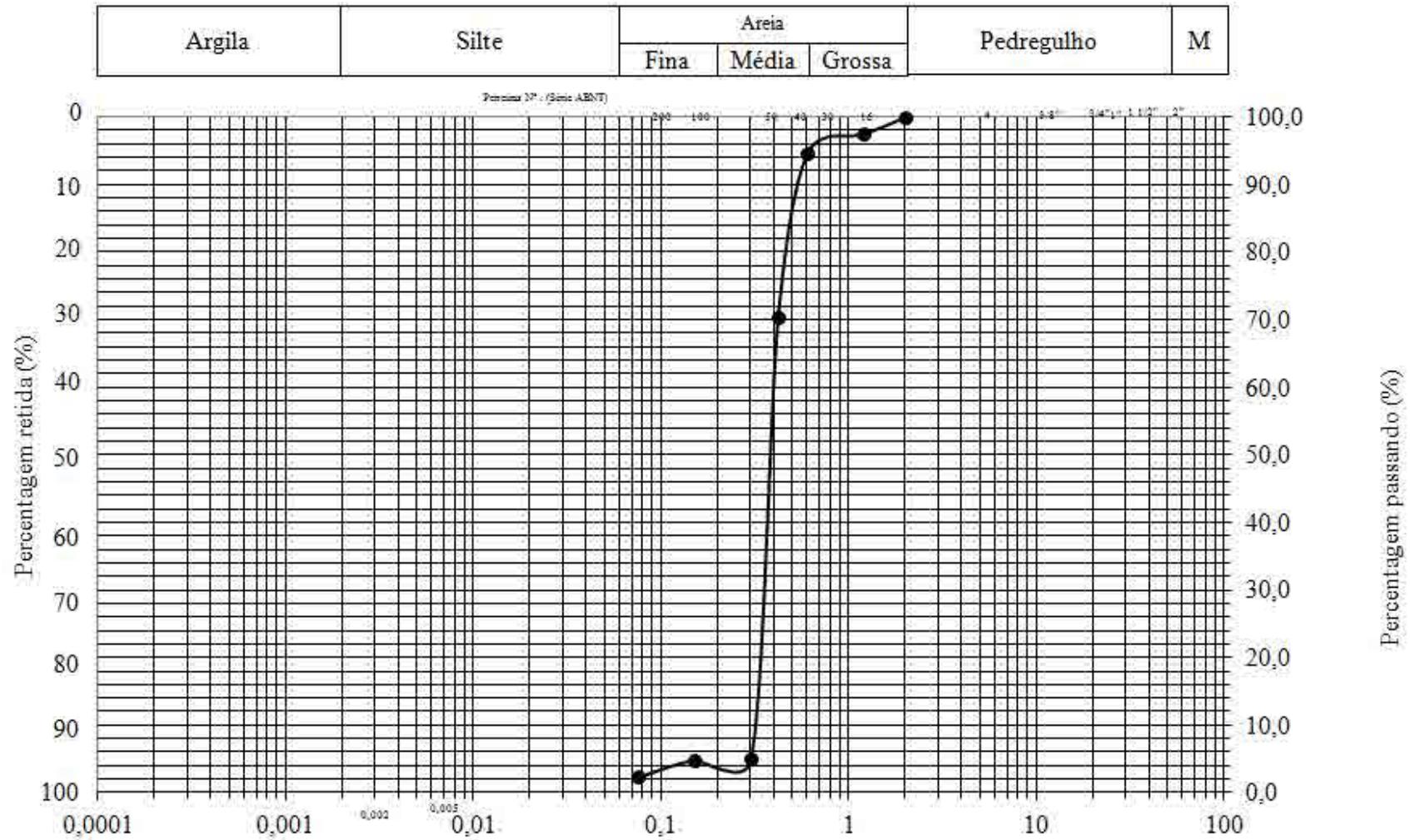
Curva Granulométrica - SP01 AM-2,00m



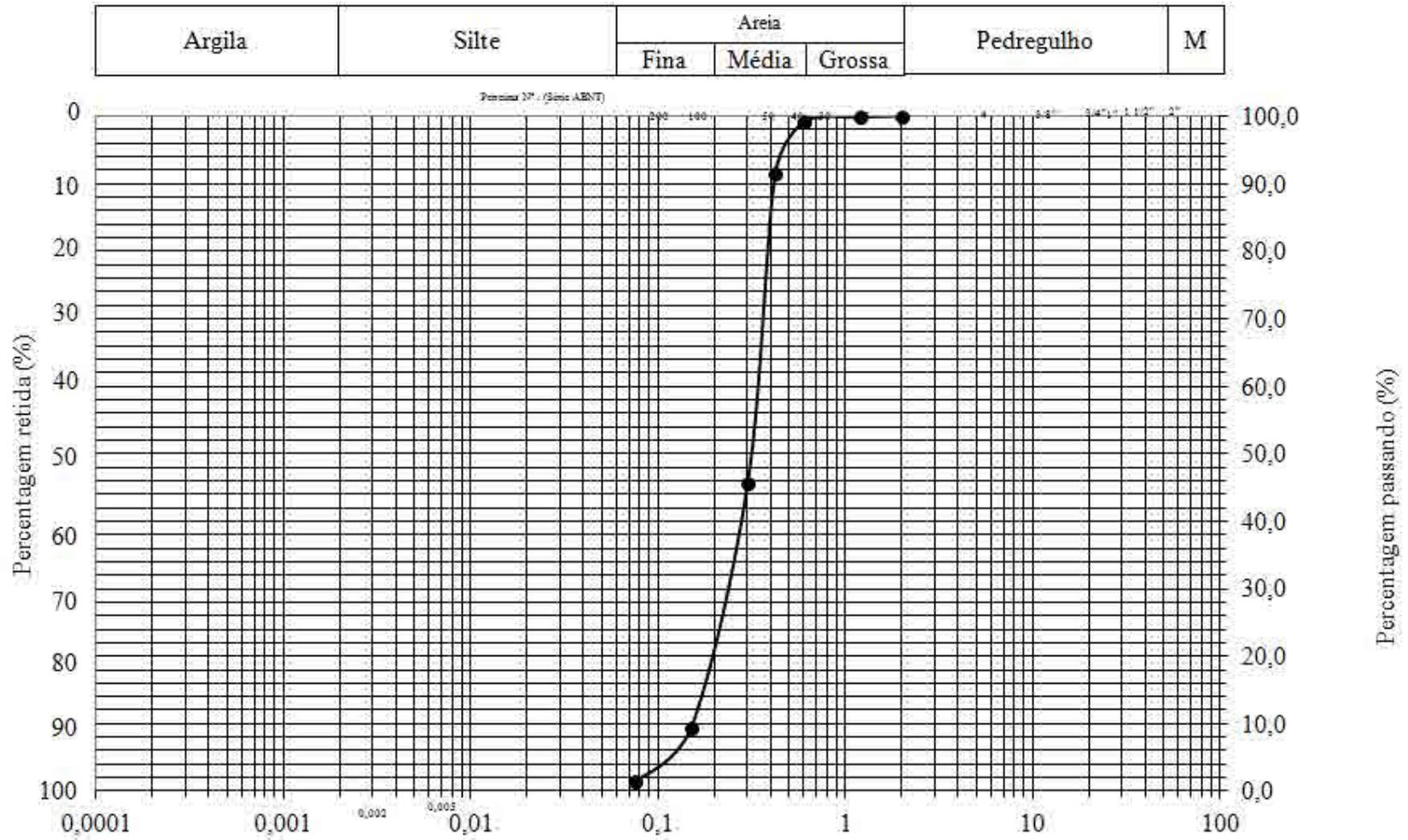
Curva Granulométrica - SP01 AM-3,00/4,00m



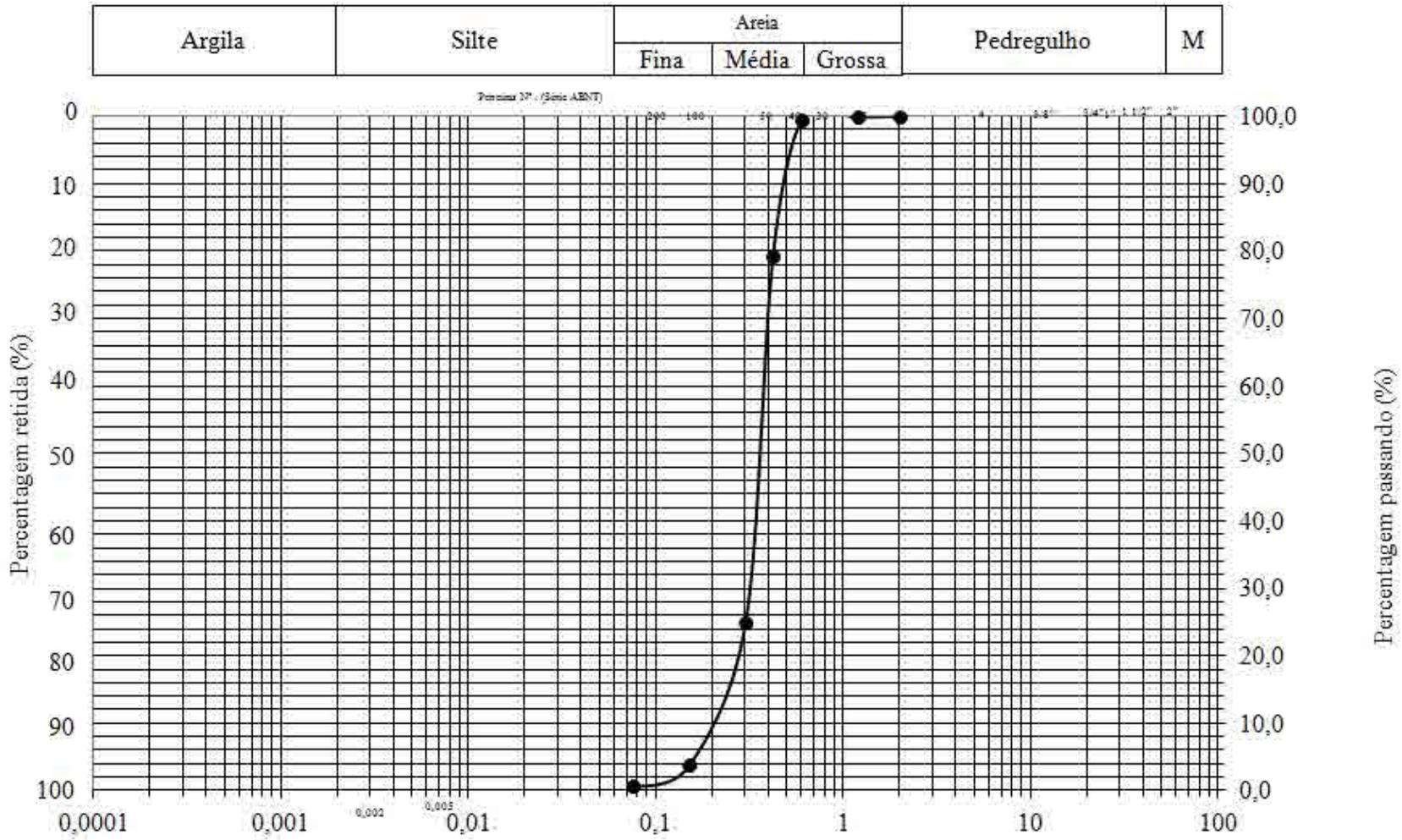
Curva Granulométrica - SP01 AM-5,00/6,00m



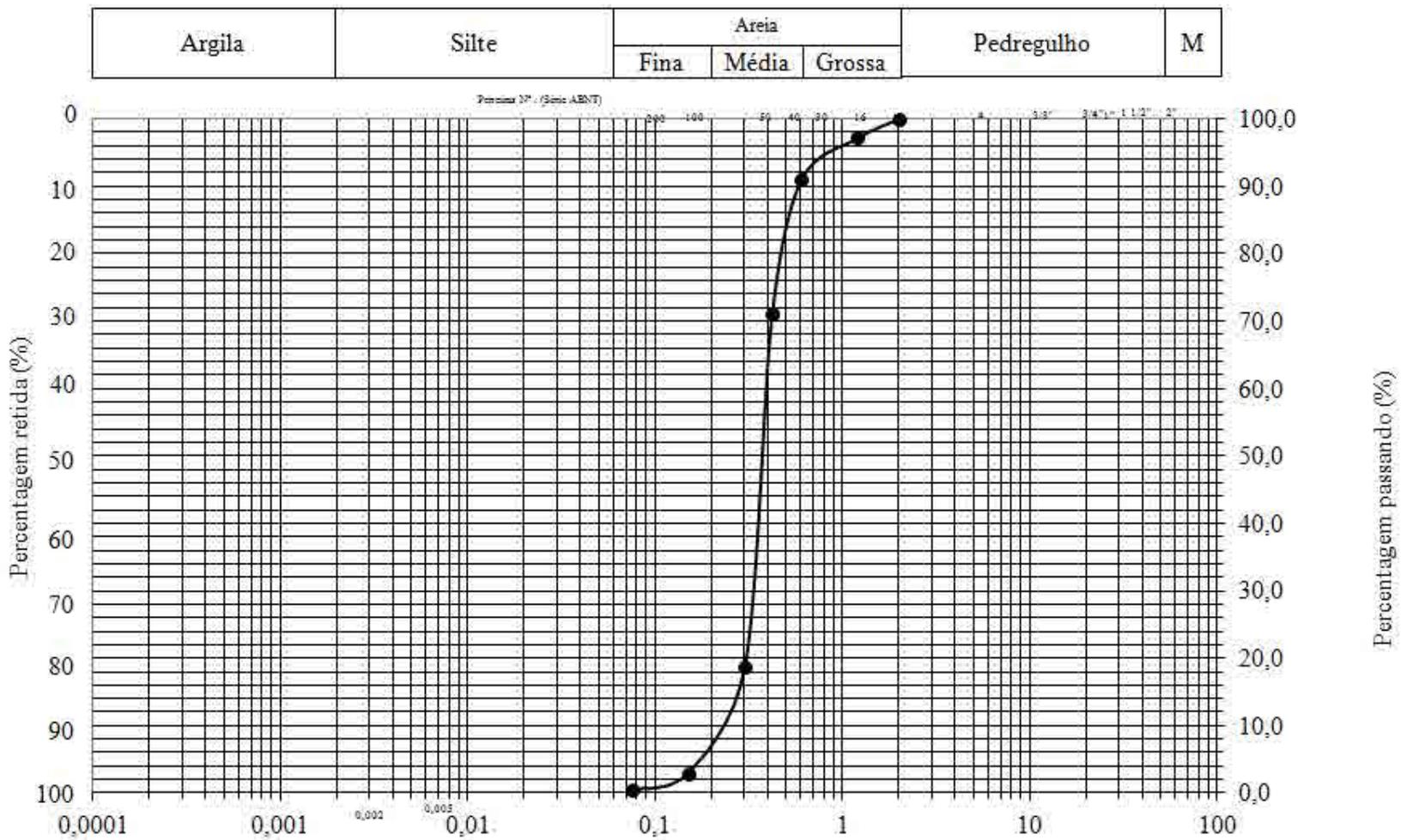
Curva Granulométrica - SP01 AM-7,00/8,00/9,00m



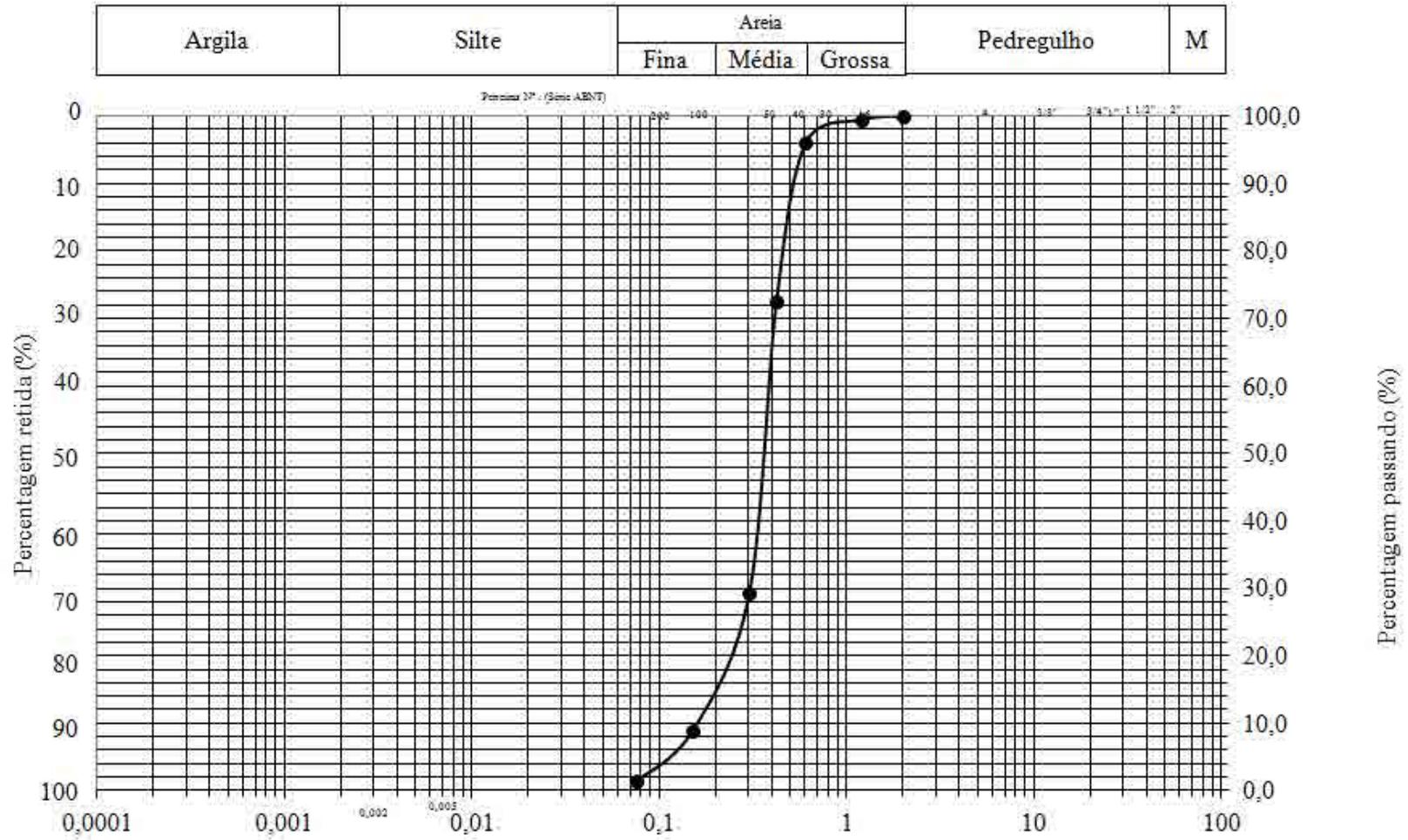
Curva Granulométrica - SP01 AM-10,00/11,00/12,00m



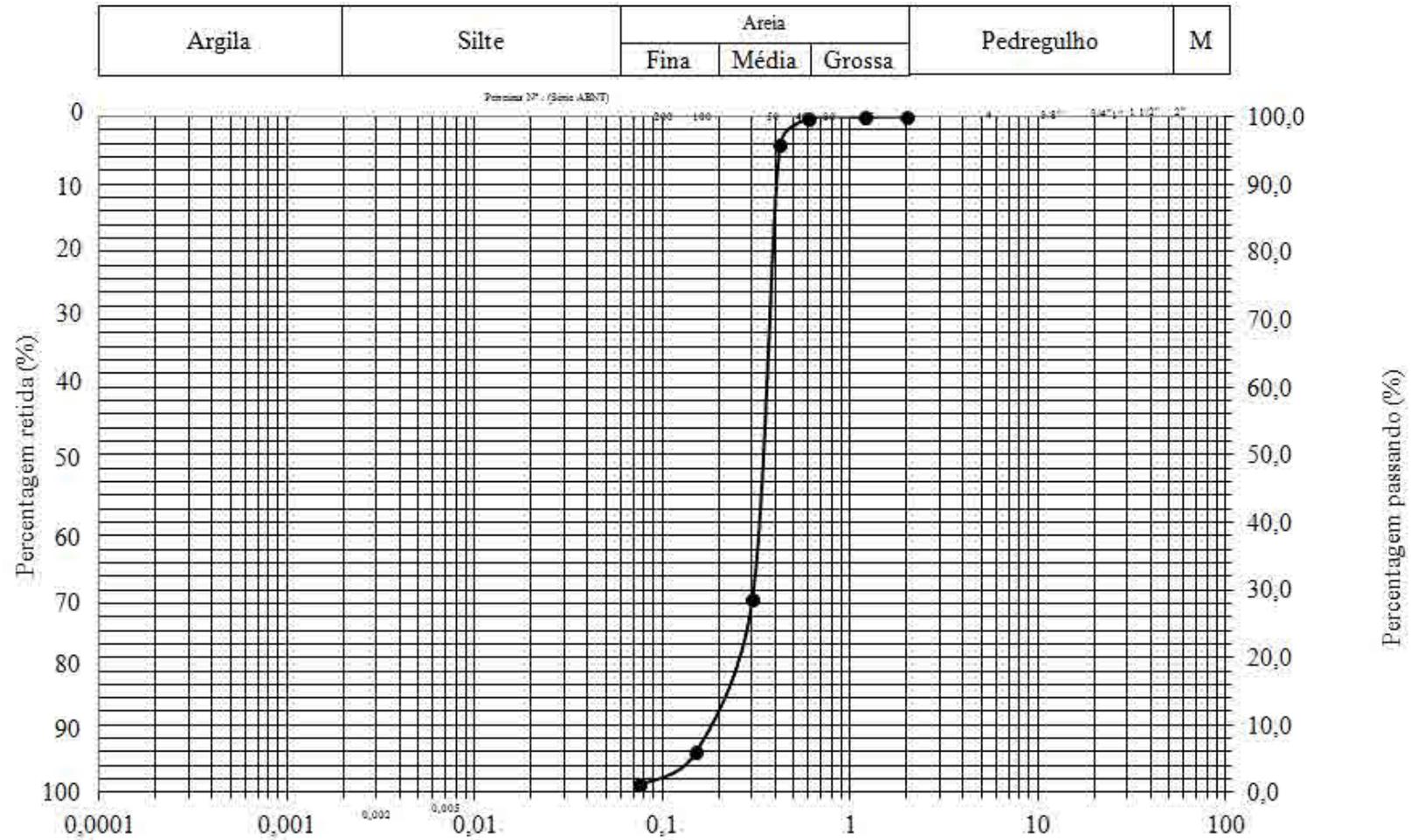
Curva Granulométrica - SP02 AM-0,00m



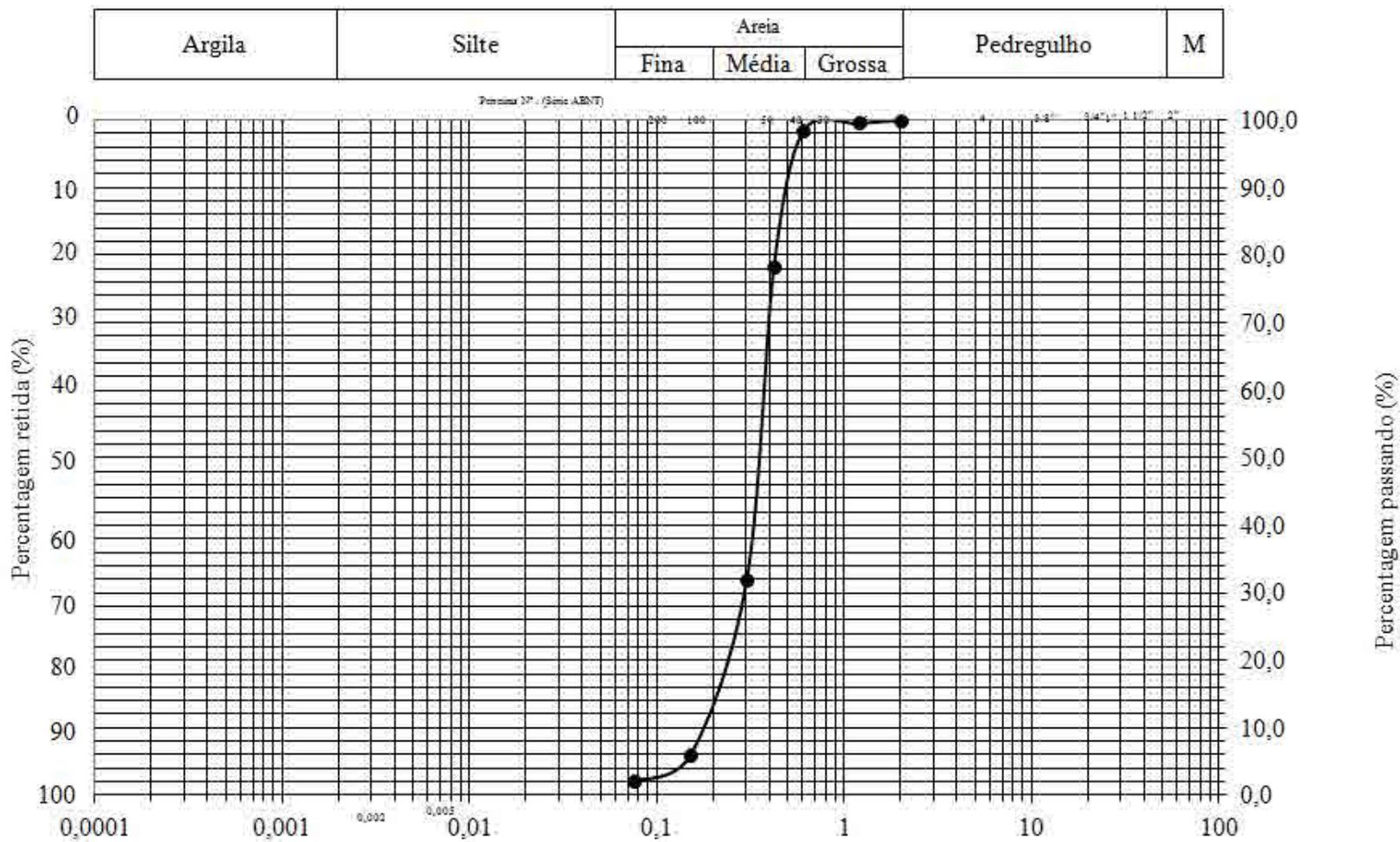
Curva Granulométrica - SP02 AM-1,00m



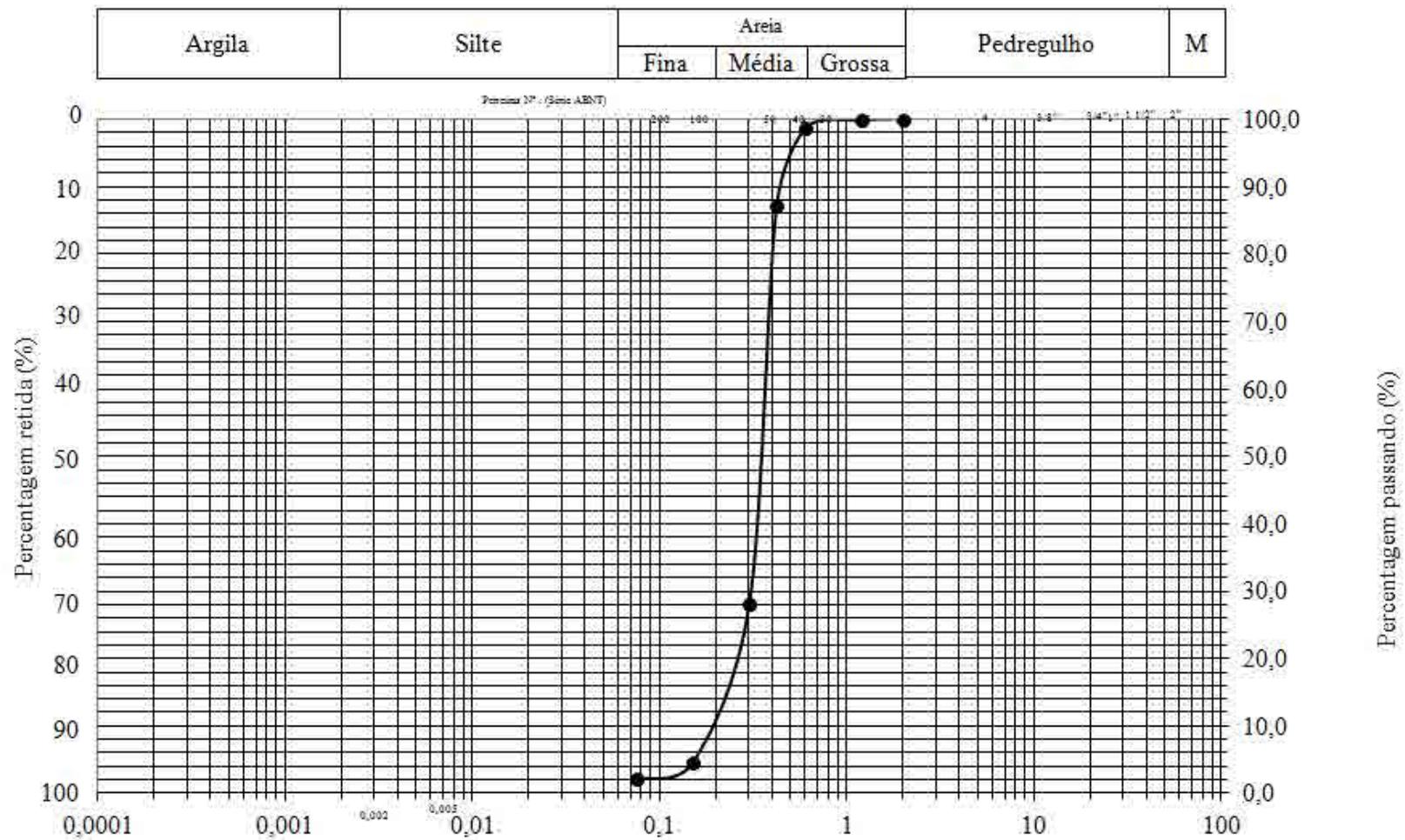
Curva Granulométrica - SP02 AM-2,00m



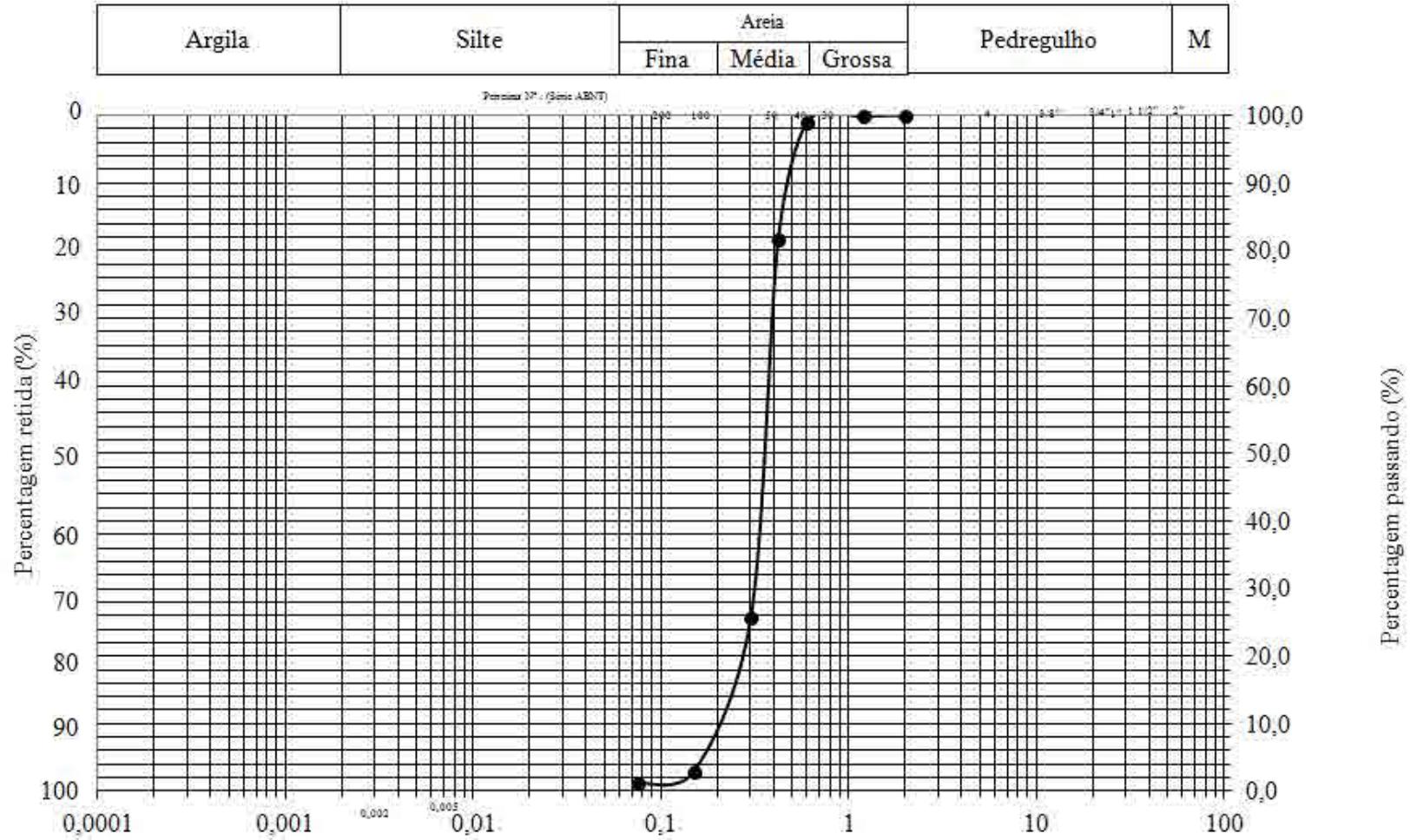
Curva Granulométrica - SP02 AM-3,00/4,00m



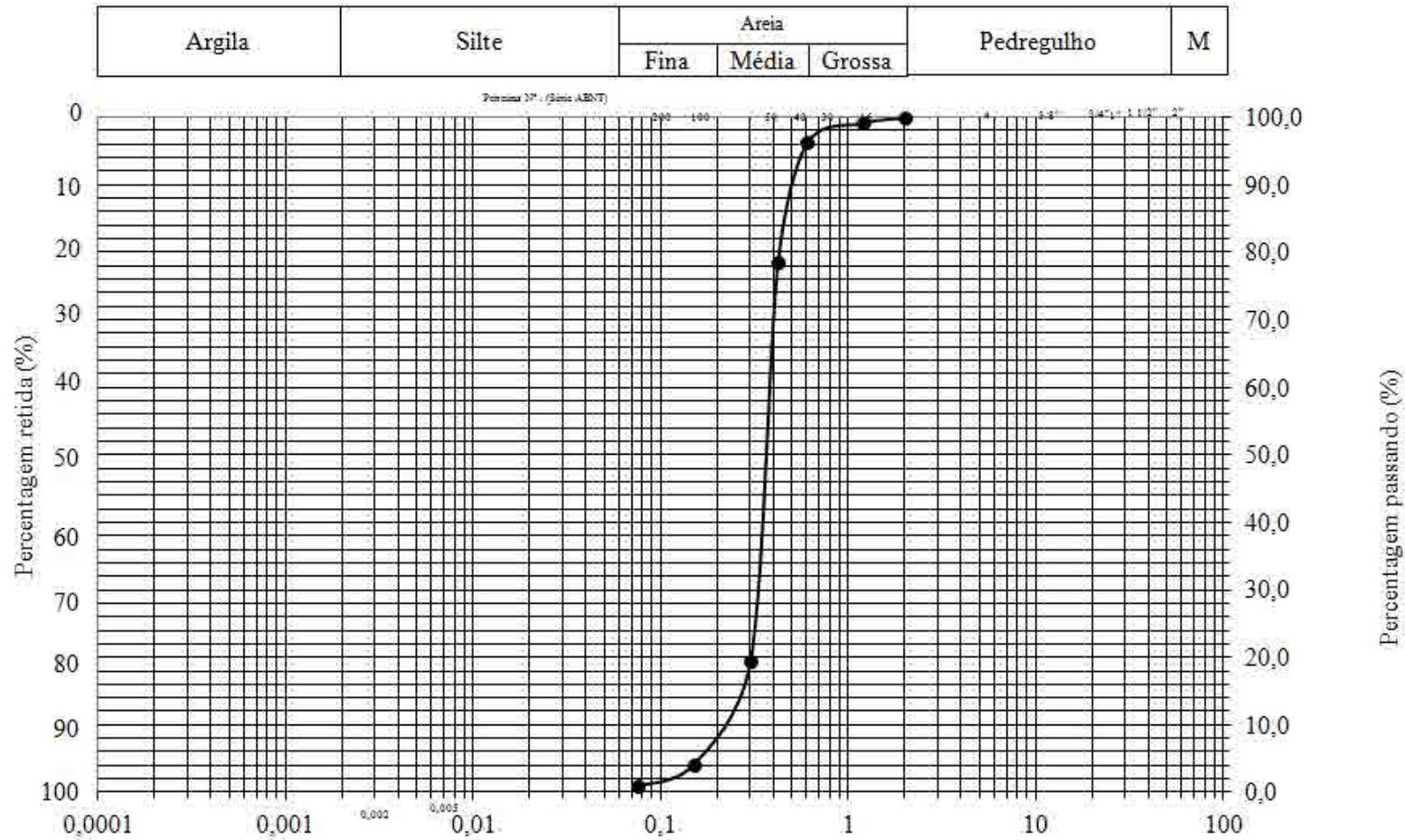
Curva Granulométrica - SP02 AM-5,00/6,00m



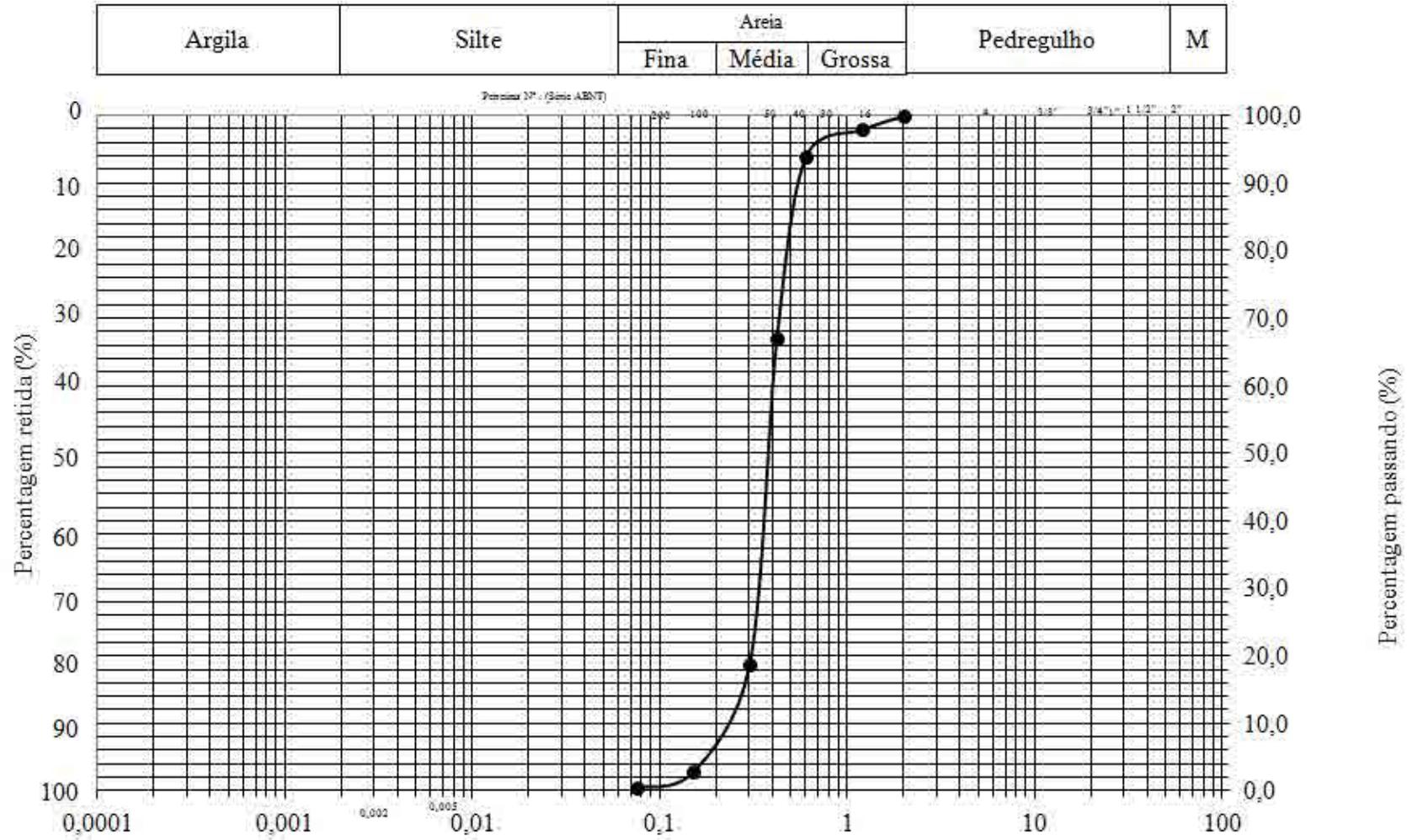
Curva Granulométrica - SP02 AM-7,00/8,00/9,00/10,00m



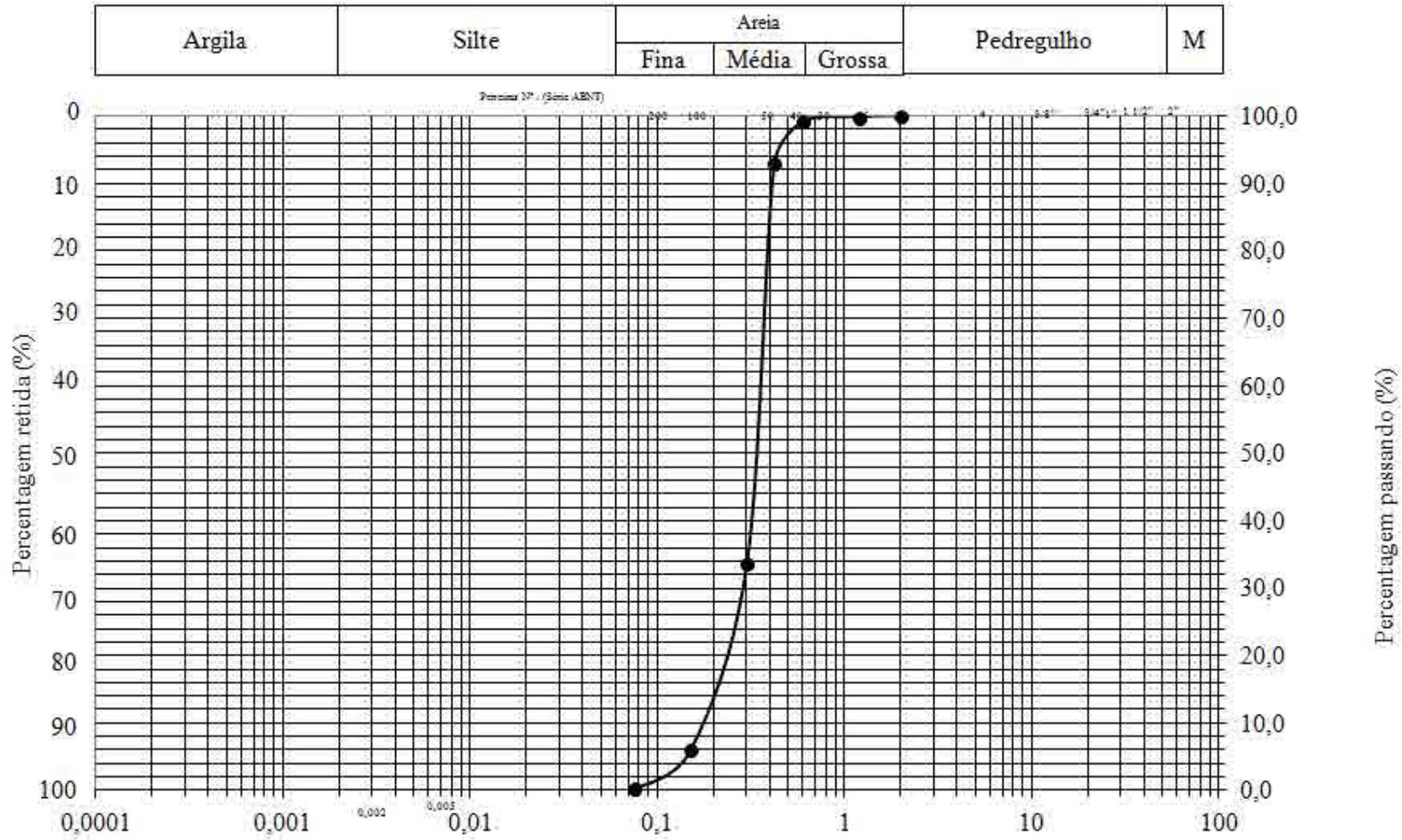
Curva Granulométrica - SP03 AM-0,00m



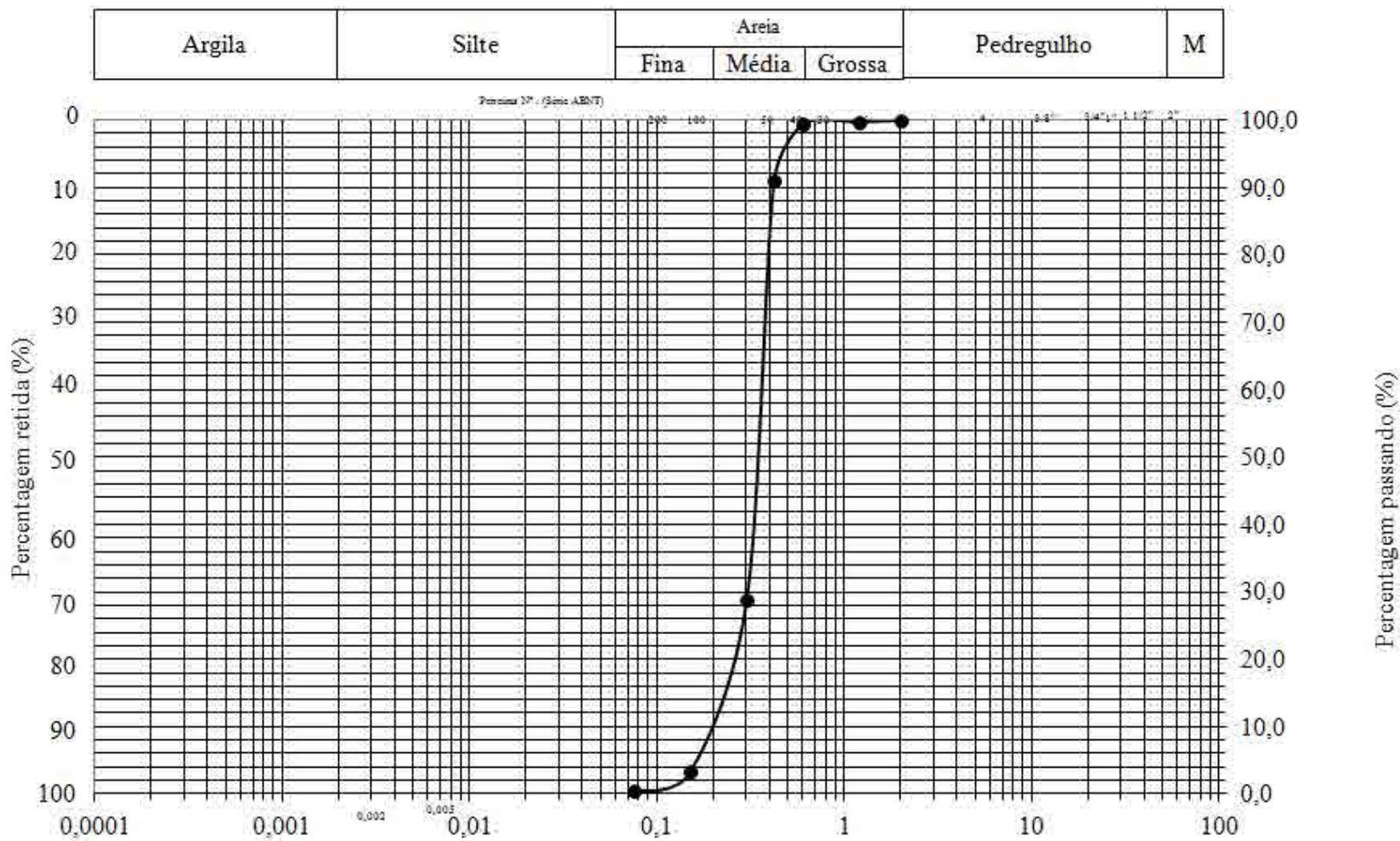
Curva Granulométrica - SP03 AM-1,00m



Curva Granulométrica - SP03 AM-2,00m

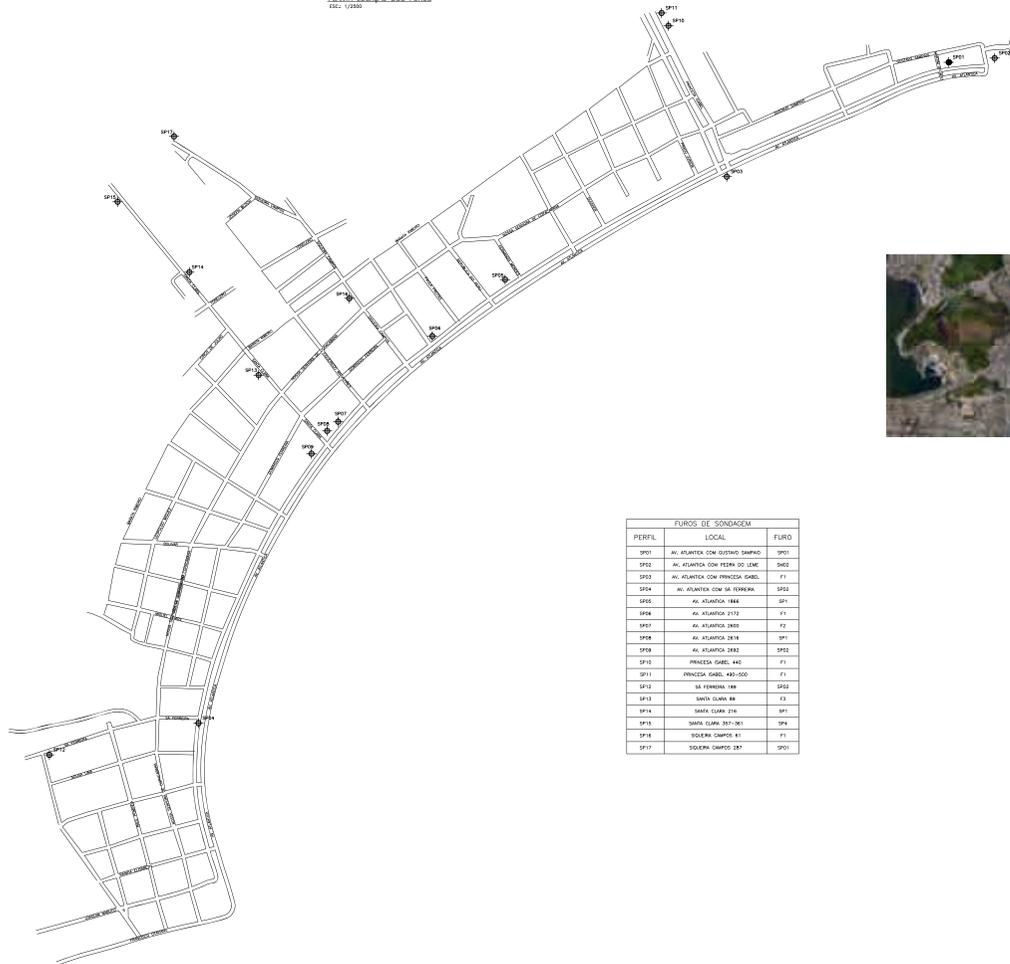


Curva Granulométrica - SP03 AM-3,00/4,00m



Anexo II – Perfis geotécnicos longitudinal e transversais a praia de Copacabana a partir de sondagens a percussão existentes

PLANTA LOCALIZAÇÃO DOS FURROS
DEC 1/2016

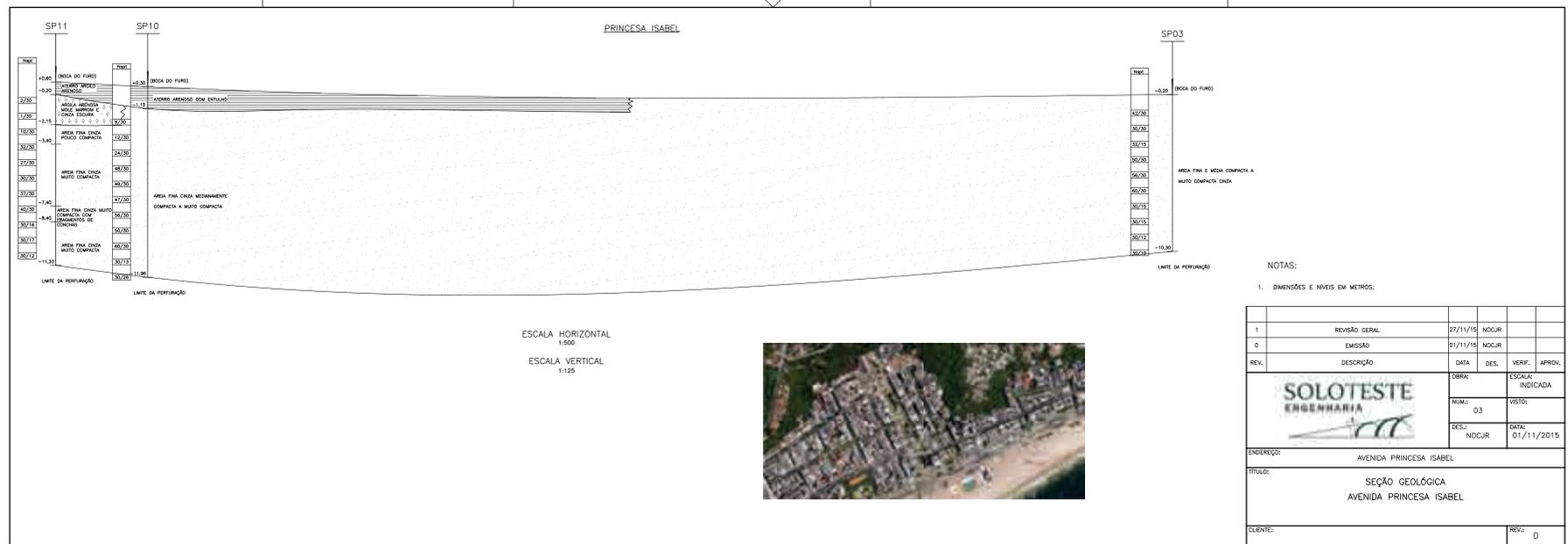


FURROS DE SONDAAGEM		
PERFIL	LOCAL	FURRO
SP01	AV. ATLANTICA COM QUADRADO SERRA	SP01
SP02	AV. ATLANTICA COM PISTA DO LUNAR	SP02
SP03	AV. ATLANTICA COM FRENTEIRA GABEL	F1
SP04	AV. ATLANTICA COM SR. FERREIRA	SP03
SP05	AV. ATLANTICA 1844	SP1
SP06	AV. ATLANTICA 2122	F1
SP07	AV. ATLANTICA 2802	F2
SP08	AV. ATLANTICA 2814	SP1
SP09	AV. ATLANTICA 2822	SP02
SP10	FRENTEIRA GABEL 442	F1
SP11	FRENTEIRA GABEL 481-000	F1
SP12	SR. FERREIRA 189	SP02
SP13	SOLERA OLIVEIRA 89	F3
SP14	SOLERA OLIVEIRA 116	SP1
SP15	SOLERA OLIVEIRA 307-301	SP4
SP16	SOLERA CAMPOS 41	F1
SP17	SOLERA CAMPOS 387	SP01

NOTAS:

1. DIMENSÕES E UNIDADES EM METROS.

IT	REVISÃO	DATA	ELABORADO	REVISADO
01	ELABORADO	20/11/16	RODRIGUEZ	
02	REVISÃO	20/11/16	RODRIGUEZ	
03	REVISÃO	20/11/16	RODRIGUEZ	



ESCALA HORIZONTAL
1:500

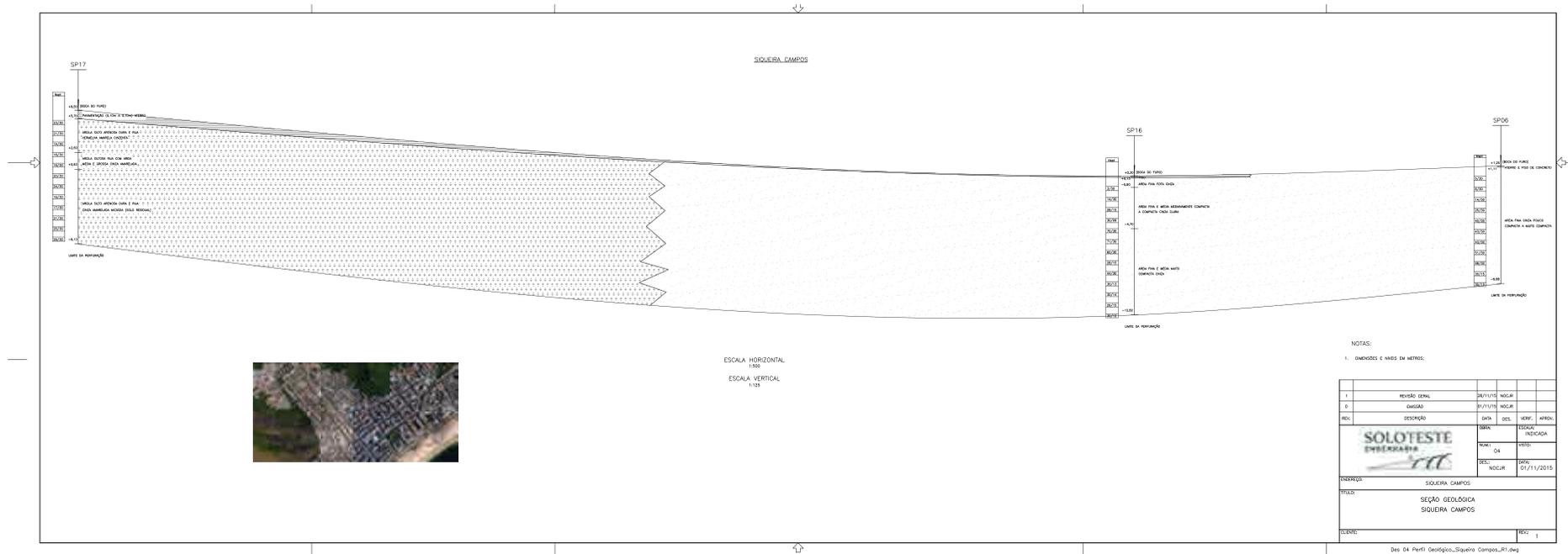
ESCALA VERTICAL
1:125

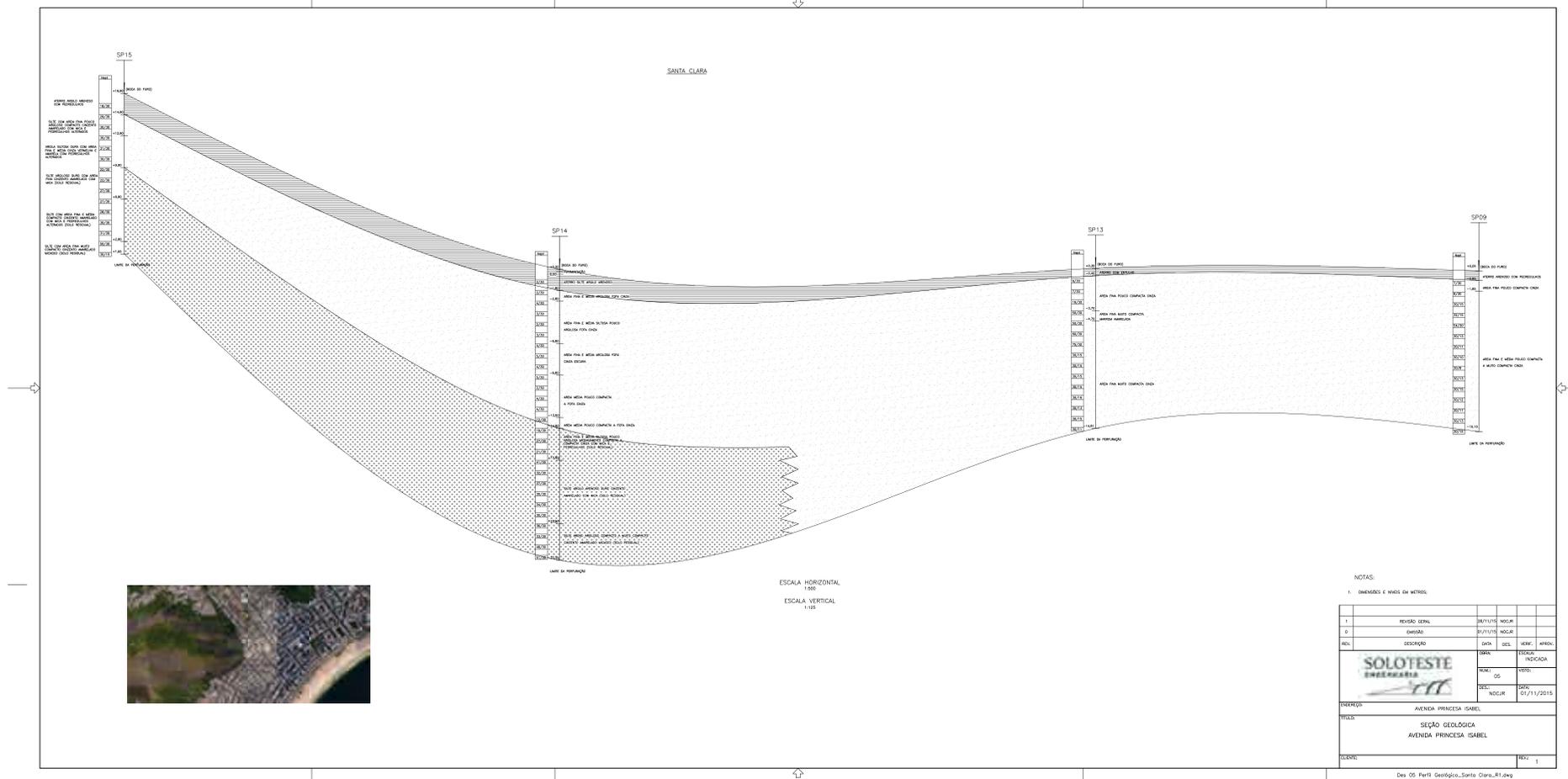
NOTAS:

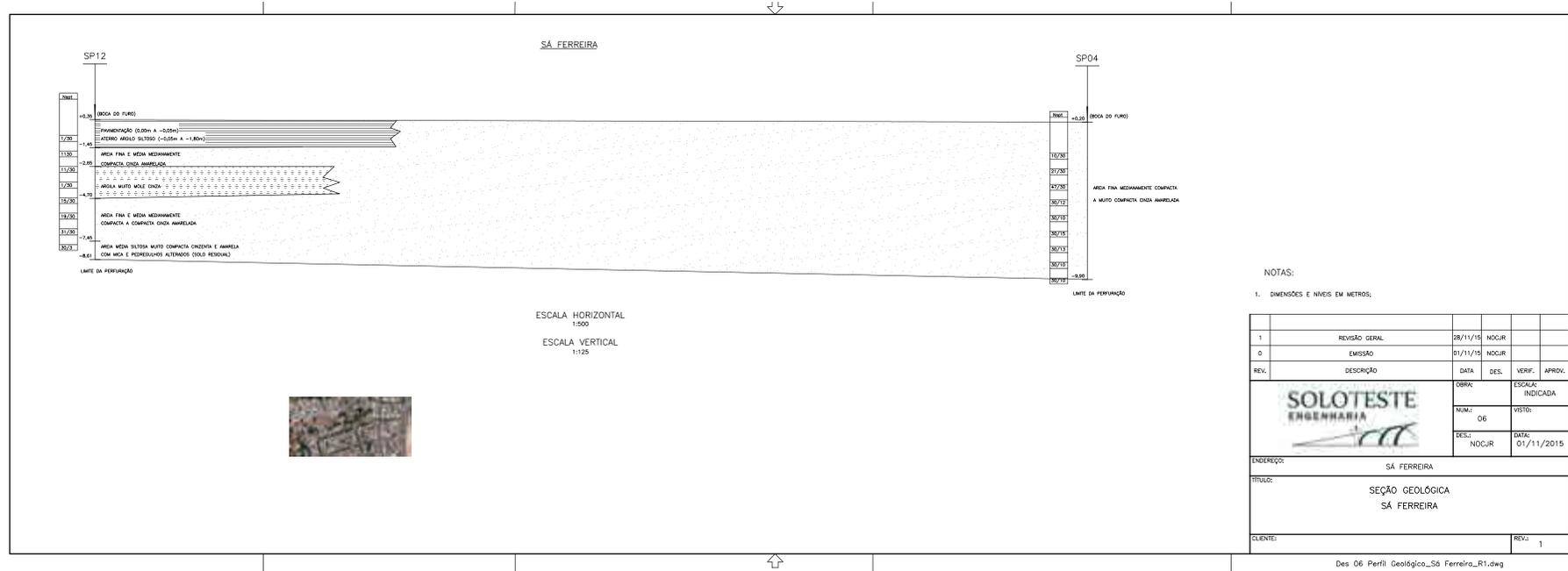
- 1. DIMENSÕES E NÍVEIS EM METROS.

1	REVISÃO GERAL	27/11/15	NOCJR				
0	EMISSÃO	01/11/15	NOCJR				
REV.	DESCRIÇÃO	DATA	DES.	VERIF.	APROV.		
		OBRA:		ESCALA:			
		NUM.: 03		INDICADA			
		DES.: NOCJR		DATA: 01/11/2015			
ENDEREÇO: AVENIDA PRINCESA ISABEL							
TÍTULO: SEÇÃO GEOLÓGICA AVENIDA PRINCESA ISABEL							
CLIENTE:						REV.: 0	

Des 03 Perfil Geológico_Av Princesa Isabel_R1.dwg







Anexo III – Relatório de caracterização mineralógica da areia da praia
de Copacabana

RELATÓRIO DE PESQUISA

**CARACTERIZAÇÃO DE MINERAIS PESADOS EM AREIAS DA PRAIA DE
COPACABANA, RIO DE JANEIRO – RJ**

**GUSTAVO LUIZ CAMPOS PIRES
(GEÓLOGO)**

RIO DE JANEIRO, 05 DE DEZEMBRO DE 2014

METODOLOGIA

Todo tratamento e caracterização das amostras do projeto foram realizadas no Laboratório de Amostras Geológicas – LAG no Departamento de Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). As amostras de sedimento foram primeiramente deslamadas em água corrente para a retirada de qualquer material de fração argila. Posteriormente, passaram pela bateia para serem concentrados os minerais pesados (Fig. 1). Batear é uma técnica muito utilizada para separar as frações densas, que ficam retidas no fundo da bateia (Fig. 2), das leves que são retiradas pelo movimento da água. Posteriormente, tanto as frações leves quanto as pesadas foram levadas à estufa para secagem do material (Fig. 3).

Depois de secas as frações leves foram guardadas, enquanto que, as pesadas foram utilizadas para caracterização mineralógica. A primeira etapa consistiu na utilização de um ímã de mão para a retirada dos minerais magnéticos, tais como magnetita. Após, o material foi levado ao separador eletromagnético Frantz para ser realizada a separação por amperagem (Fig. 4), sendo separados nas seguintes frações: 0.1; 0.3; 0.6; 0.8 e 1.5 A. Cada fração foi levada à lupa estereomicroscópica para ser feita a descrição dos minerais em grãos (Fig. 5), sendo listada a ocorrência de cada mineral em cada amostra, bem como a descrição de suas principais características mineralógicas. Foram classificados como traços minerais cujas proporções são inferiores a 1 % do concentrado de pesados. É importante enfatizar que essas proporções são apenas a título de comparação, visto que as análises são apenas qualitativas. A descrição dos minerais será feita em ordem decrescente de quantidade (i.e., proporcionalmente) em cada amostra.



Figura 1 –Bateia utilizada para concentração de minerais pesados.



Figura 2 – Concentrado de minerais pesados retidos no fundo da bateia.



Figura 3 – Secagem das amostras na estufa.



Figura 4 – Aparelho Frantz utilizado para separação eletromagnética.



Figura 5 – Lupa estereoscópica onde é realizada a caracterização mineralógica..

CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

ENSAIO 01

HEMATITA: ocorre como grãos subarredondados a angulosos, de brilho metálico em tom azulado e coloração preta.

MAGNETITA: possui coloração preta e brilho metálico característico e ocorre na forma de fragmentos de cristais, normalmente angulosos, facetados, que remetem ao sistema cristalino do mineral. Alguns cristais apresentam-se arredondados indicando

abrasão durante o transporte como, por exemplo, o retrabalhamento por ação de ondas, ao passo que outros apresentam o hábito cristalino octaédrico bipiramidal característico do mineral.

MONAZITA: ocorrem como grãos angulosos, são fragmentos de cristais de coloração verde muito clara e brilho vítreo, sem clivagem.

GRANADA: de cor vermelho claro e brilho vítreo característico, ocorre na forma de grãos arredondados, por vezes o hábito cristalino granular pode ser observado.

BERILO (?): Ocorrem como grãos angulosos, fragmentos de cristais de brilho vítreo e coloração rosa claro, sem clivagem aparente.

BIOTITA: ocorre como mineral traço, como grãos com hábito lamelar característico de micas, coloração preta e brilho metálico.

EPIDOTO: ocorre como mineral traço de hábito prismático, coloração verde clara e brilho vítreo característico. Normalmente preserva o hábito cristalino original com faces estriadas.

SILLIMANITA: ocorre como mineral traço, de coloração cinza clara, brilho metálico e faces estriadas.

ANFIBÓLIO: apresenta cor verde escura e hábito prismático com faces estriadas, ocorrendo como mineral traço.

ZIRCÃO: ocorrem como grãos diminutos, prismáticos, transparentes e incolores.

ENSAIO 02

HEMATITA: ocorre como grãos subarredondados a angulosos, de brilho metálico em tom azulado e coloração preta.

MAGNETITA: ocorre como mineral traço, como grãos angulosos, por vezes com hábito cristalográfico octaédrico bipiramidal característico do mineral.

GRANADA: ocorre como mineral traço, como grãos arredondados, por vezes fragmentos de cristais de cor vermelho claro e brilho vítreo característico.

BERILO (?): ocorre como mineral traço, como grãos angulosos, fragmentos de cristais, de brilho vítreo e coloração rosa claro.

MONAZITA: ocorrem como mineral traço, como grãos angulosos, fragmentos de cristais de coloração verde muito clara e brilho vítreo.

SILLIMANITA: ocorre como mineral traço, de coloração cinza escura, brilho metálico e faces estriadas.

ANFIBÓLIO: apresenta cor verde escura, brilho vítreo e hábito prismático com faces estriadas.

TURMALINA: ocorre como mineral traço na forma de grãos angulosos, fragmentos de cristais, variedade shorlita de coloração preta e brilho vítreo.

ENSAIO 03

HEMATITA: ocorre como grãos subarredondados a angulosos, de brilho metálico e coloração preta. Apresenta-se em maior quantidade que magnetita.

BERILO (?): ocorre como mineral traço, como grãos angulosos, fragmentos de cristais, de brilho vítreo e coloração rosa claro.

MAGNETITA: ocorre como mineral traço, como grãos angulosos, brilho metálico e coloração preta.

BIOTITA: ocorre como mineral traço, como grãos com hábito lamelar característico de micas, coloração preta e brilho metálico.

MONAZITA: ocorrem como grãos angulosos, fragmentos de cristais de coloração verde muito clara e brilho vítreo.

ANFIBÓLIO: ocorre como mineral traço apresenta cor verde escura, brilho vítreo e hábito prismático com faces estriadas.

ENSAIO 04

HEMATITA: ocorre como grãos subarredondados a angulosos, de brilho metálico e coloração preta.

MONAZITA: ocorrem como grãos angulosos, fragmentos de cristais de coloração verde muito clara e brilho vítreo.

MAGNETITA: ocorre como mineral traço, como grãos angulosos, brilho metálico e coloração preta.

BIOTITA: ocorre como mineral traço, como grãos com hábito lamelar característico de micas, coloração preta e brilho metálico.

BERILO (?): ocorre como mineral traço, como grãos angulosos, fragmentos de cristais de brilho vítreo e coloração rosa claro.

GRANADA: ocorre como mineral traço, como grãos arredondados, por vezes fragmentos de cristais de cor vermelho claro e brilho vítreo característico.

TURMALINA: ocorre como mineral traço na forma de grãos angulosos, fragmentos de cristais, variedade shorlita de coloração preta e brilho vítreo, sem clivagem.

ANFIBÓLIO: ocorre como mineral traço apresenta cor verde escura, brilho vítreo e hábito prismático com faces estriadas.

INTERPRETAÇÃO

A partir da caracterização mineralógica das quatro amostras foi possível observar que todas possuem mineralogia muito semelhante, diferenciando-se apenas nas proporções dos mesmos minerais pesados. A mineralogia semelhante reflete uma área fonte semelhante, ou seja, as mesmas litologias. Em consulta ao mapa geológico do município do Rio de Janeiro (Helbold et al. 1965; Silva et al., 2001; Fig. 6) é possível observar que a Praia de Copacabana, local do estudo, é cercada por uma série de morros onde afloram apenas duas unidades geológicas: ortognaisses da Suíte Rio de Janeiro e paragnaisses do Complexo Paraíba do Sul, unidade São Fidelis. Portanto, provavelmente estas são as rochas que deram origem aos sedimentos analisados.

Silva e Cunha (2001) descrevem a Suíte Rio de Janeiro como uma série de ortognaisses graníticos a leucograníticos compostos pelos corpos: Corcovado, Cosme Velho e Pão de Açúcar. Tais granitos são compostos por granada, muscovita, biotita, com menores porções de rochas charnokíticas com anfibólio (hornblenda) e piroxênio. Tais rochas são interpretadas como uma das prováveis fontes da granada, anfibólio, biotita. Neste contexto, magnetita, monazita e epidoto são minerais comuns nestes tipos de rocha, sendo os ortognaisses uma possível fonte para estes minerais. Tais corpos graníticos possuem uma série de pegmatitos associados, os quais seriam a provável fonte para a turmalina, berilo e monazita. Por outro lado, os paragnaisses da unidade São Fidelis são ricos em granada, sillimanita, cordierita, biotita e podem conter hematita, sendo a provável fonte para a sillimanita, possivelmente hematita e uma fonte alternativa para biotita e granada. Ambas são rochas fonte para o quartzo e zircão.

Portanto, sendo a mineralogia das rochas que afloram ao redor da Praia de Copacabana similar à mineralogia encontrada nas amostras estudadas, é possível

determinar que ambas unidades geológicas serviram como áreas fonte para os sedimentos analisados.

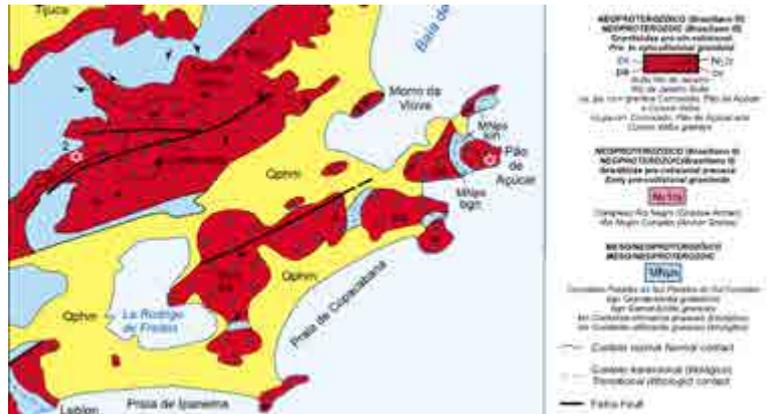


Figura 6 - Detalhe do mapa geológico da Região Sul do Município do Rio de Janeiro, com ênfase nas rochas que ocorrem ao redor da Praia de Copacabana e são consideradas a rochas fonte desses sedimentos (Silva et al., 2001).

REFERENCIAS

- HELMBOLD, R., VALENÇA, J. G., LEONARDOS JUNIOR, O.H., **O mapa geológico do Estado da Guanabara**. Escala 1:50.000. Rio de Janeiro: DNPM/DGM, 1965.
- SILVA, L.C., SANTOS, R.A., Delgado, I.M., Cunha, H.C.S., **Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro**. Escala 1:500.000. Brasília: CPRM, 2001.
- SILVA, L.C., CUNHA, H.C.S., **Geologia do Estado do Rio de Janeiro**: texto explicativo do mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro. Brasília: CPRM, 2001.