

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA DE GEOTECNIA

**APLICAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD) COMO ALTERNATIVA PARA
FUNDAÇÕES RASAS**

Por:

HERMES BARBOSA DE MELO FILHO

Campina Grande – Paraíba

JUNHO de 2007

HERMES BARBOSA DE MELO FILHO

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande-PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Área de Concentração – Geotecnia

Prof. Dr. Alexandre José Soares Miná
Orientador

Prof. PhD. João Batista Queiroz de Carvalho
Co-orientador

Campina Grande – Paraíba

Junho de 2007

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

M528a

Melo Filho, Hermes Barbosa de

Aplicação do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) como alternativa para fundações rasas / Hermes Barbosa de Melo Filho . - Campina Grande, 2007.

128f. : il. color.

Referências

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Orientador: Alexandre José S. Miná e João Batista Q. de Carvalho.

1. Geotecnia 2. Fundações 3. Mecânica dos Solos 4. Cone de Penetração Dinâmica I. Título.

CDU 624.13

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Hermes Barbosa de Melo Filho

Título: APLICAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD), COMO ALTERNATIVA PARA FUNDAÇÕES RASAS

Dissertação Defendida e Aprovada em: 01 / 06 / 2007

Pela Banca Examinadora

(Assinatura):



Prof. DSc (Orientador) Alexandre José Soares Miná

Universidade Federal da Paraíba – UFPB/ CFT-DTR

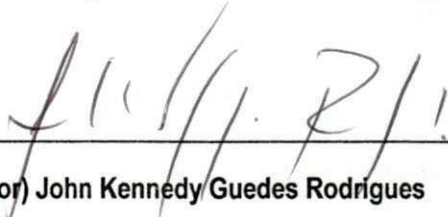
(Assinatura):



Prof. PhD. (Co-Orientador) João Batista Queiroz de Carvalho

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEC


(Assinatura):



Prof. DSc. (Examinador) John Kennedy Guedes Rodrigues

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEC

(Assinatura):



Prof. DSc. (Examinador) José Wallace Barbosa do Nascimento

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEG

DEDICATÓRIA

A Deus, fonte de todo conhecimento e luz constante em nossas vidas.

À minha mãe, Diva de Queiroz Melo.

Ao meu pai, Hermes Barbosa de Melo “in memoriam”.

A amiga e companheira, Cynthia Karla e Meus filhos: Carlos Eduardo e Felipe.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por tudo que tem nos proporcionado.

Aos meus pais, Hermes Barbosa de Melo "in memoriam" e Diva de Queiroz Melo, pelo amor e carinho que sempre tiveram comigo.

Ao meu orientador Alexandre Jose Soares Miná e ao meu co-orientador João Batista Queiroz de Carvalho, pela parceria oferecida, compreensão dedicação e por me proporcionar a oportunidade de ampliar meus conhecimentos.

Ao professor John Kennedy Guedes Rodrigues, Pela atenção, compreensão e ajuda, nos momentos mais difíceis dessa jornada.

A minha amiga e companheira, Cynthia Karla Santos de Melo aos meus filhos, Carlos Eduardo dos Santos Melo e Felipe dos Santos Melo pelo incentivo e credibilidade que sempre me fizeram erguer nas horas mais difíceis.

Aos meus irmãos Jose Barbosa de Melo sobrinho, Rui Barbosa de Melo, Luis Regis Barbosa de Melo, Neide de Melo Aguiar e Neire de Melo Tavares, Pelo apoio, carinho e amizade afetuosa, com os quais dividimos momentos inesquecíveis.

À ATECEL Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior, pelo apoio técnico para obtenção dos dados utilizados nesta dissertação.

Ao professor Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante, Prof. DSc. Josafá e todos os companheiros de trabalhos que nos receberam com tanto carinho e orientação que muito colaboraram na pesquisa deste trabalho.

Aos laboratoristas, Willami Santos e Washington Santos, pelo apoio e carinhos e por compartilhar seus conhecimentos.

À minha amiga de todas as horas Jozilene de Souza, pelo apoio, amizade e incentivo sem o qual eu não estaria aqui fazendo esta dissertação.

Aos professores e funcionários do curso de pós-graduação em Engenharia Civil da UFCG da área de Geotecnia,
pelo profissionalismo e pela contribuição direta para a realização deste trabalho.

Aos colegas do curso de mestrado; Macel Wallace, Fabio Wellington, Ricardo, Jose Frankneto e Jorge Firmino
pelo coleguismo, atenção e apoio.

Aos laboratoristas, José Nivaldo Sobreira e Rui Pereira de Oliveira Profª Dsc Rosimere, Josete e Josenira, pela
colaboração e apoio nos ensaios de laboratório apresentados nesta pesquisa.

Aos responsáveis pelas sondagens da ATECEL (Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior),
no nome do senhor José Constante e sua equipe de trabalho.

Ao professor Francisco Helio Pessoa pelo apoio atenção e colaboração na execução desse trabalho.

Ao CEFET – RR, pela minha liberação para que eu pudesse estar aqui fazendo esta dissertação.

A todos os citados o meu muito obrigado.

RESUMO

As fundações são convencionalmente separadas em profundas e superficiais. As fundações profundas são aquelas cuja base está implantada a uma profundidade superior a duas vezes a sua menor dimensão e a pelo menos três metros de p

ABSTRACT

Foundations are normally divided into two types: deep and shallow foundations. Deep foundations are those settled in a depth greater than two times its minor dimension and at least 3m deep. On the other hand, shallow foundations are characterized by transmitting its load to the field by pressure distributed over its base. In civil engineering construction, in order to estimate the soils bearing capacity, it is used the standard penetration test (SPT), however, this test shows some limitations regarding the transportation of equipment and cost. The dynamic cone penetration test (DCP) is used in pavement and roads in order to estimate the sublayer bearing capacity.

The objective of this dissertation was to verify the possibility of using the DCP tests results in design of shallow foundations, with small equipment modifications, by means of statistical correlations between data obtained by SPT and DCP tests. The modifications made in the DCP equipment were made to reach 3m depth keeping its portable characteristics. Also, correlations between DCP and angle of internal friction of the soils and DCP and in situ soils density were done. Significant correlations were obtained between DCP tests results and SPT tests results with R^2 ranging from 0.81 to 0.93 for DCP tests with and without hole, respectively. These correlations showed the viability of using DCP equipment in design of shallow foundations with considerable costs reduction in the design of small construction due to its better velocity and better estimate of soils bearing capacity.

Key words: SPT, DCP, shallow foundation, soils bearing capacity

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.5 - Fatores de capacidade de carga (Terzaghi & Peck, 1967)	5
Figura 3.1 - Cone de Penetração Dinâmica, equipamento original desmontado	7
Figura 3.2 - Esboço esquemático do cone de penetração dinâmica	8
Figura 3.3 – Configuração tradicional do SPT (avanço da sondagem por desagregação e lavagem; e ensaio de penetração dinâmica, respectivamente) Velloso e Lopes (1997).....	13
Figura 3.6 - Desenho do esquema de um ensaio de prova de carga sobre placa.....	16
Figura 3.7 - Número de pesquisadores envolvidos diretamente com cada campo experimental e quantidade de teses, (CAVALCANTE, 2006).....	17
Figura 4.1 - Vista parcial do Campo I	19
Figura 4.2 - Locação dos furos de CPD, SPT e ensaio de placa, no campo I	20
Figura 4.3 - Locação dos furos de CPD, em relação aos furos de SPT [(a) e (b)].....	22
Figura 4.4 - Metodologia utilizada na realização dos furos de CPD sem e com pré-furo em relação aos furos de SPT	22
Figura 4.5 - Cone de Penetração Dinâmica - CPD, com as primeiras modificações.....	23
Figura 4.6 – Cone de Penetração Dinâmica - CPD mostrando o prolongador para a régua e seus problemas [(a) e (b)]	23
Figura 4.8 - Posicionamento do CPD para início do ensaio no porto de Cabedelo.....	25
Figura 4.9 - Ensaio densidade “in situ” com o uso do cilindro de densidade [(a) e (b)].....	25
Figura 4.10 - Execução da perfuração a trado para retirada das amostras	26
Figura 4.11 – Ensaios de provas de carga vertical usando uma estrutura de concreto armado	27
Figura 4.12 – Ensaio de granulometria por sedimentação e por peneiramento [(a) e (b)].....	28
Figura 4.13 - Ensaio de massa específica dos grãos através do frasco de chapman [(a) e (b)].....	28
Figura 4.14 - Equipamento estabilizando a amostra para iniciar o ensaio e em Execução do ensaio de cisalhamento direto [(a) e (b)].....	29
Figura 5.3 - Prova de carga a compressão em placa do solo do Campo I.....	39
Figura 5.4 – Extrapolação do gráfico do ensaio de placa pelo método de Van Der Veen.....	40
Figura 5.1 - Cálculo do ângulo de atrito do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01.....	43
Figura 5.2 – Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01	43
Figura 5.5 - CPD (médio) sem pré-furo a cada metro versus SPT.....	44
Figura 5.6 - CPD (médio) sem pré-furo, nos 30 cm finais versus SPT	45
Figura 5.7 - Mostrando a correlação entre todos os ensaios de CPD (médio) com pré-furo e os ensaios de SPT	46
Figura 5.8 - N_{10} versus Densidade “in situ”	47
Figura 5.9 - CPD versus Ângulo de Atrito	47
Figura 8.1 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS	56
Figura 8.2 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS	57
Figura 8.3 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS	58
Figura 8.4 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio	

SPT- 02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS	59
Figura 8.5 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS	60
Figura 8.6 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS	61
Figura 8.7 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	62
Figura 8.8 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	63
Figura 8.9 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	64
Figura 8.10 - Laudo de sondagem através do ensaio 04 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	65
Figura 8.11 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 04 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	66
Figura 8.12 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 04 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	67
Figura 8.13 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 05 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	68
Figura 8.14 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 05 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo	69
Figura 8.15 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	70
Figura 8.16 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	71
Figura 8.17 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	72
Figura 8.18 - Laudo de sondagem através do ensaio 04 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	73
Figura 8.19 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	74
Figura 8.20 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	75
Figura 8.21 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	76
Figura 8.22 - Laudo de sondagem através do ensaio 04 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo	77
Figura 9.1 - Cálculo do ângulo de atrito do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01.....	79
Figura 9.2 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01	79
Figura 9.3 - Cálculo do ângulo de atrito do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 02.....	80
Figura 9.4 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem	

número 02	80
Figura 9.5 - Cálculo do ângulo de atrito do solo da Praia de Miramar em Cabedelo, referente ao furo de sondagem número 04	81
Figura 9.6 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 04	81
Figura 9.7 - Cálculo do ângulo de atrito do solo da Praia de Miramar em Cabedelo, referente ao furo de sondagem número 05	82
Figura 9.8 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 05	82
Figura 10.1 - Granulometria por peneiramento campo experimental da Universidade de Sergipe, furo de SPT-01....	84
Figura 10.2 - Granulometria por peneiramento campo experimental da Universidade de Sergipe, furo de SPT-02....	84
Figura 10.3 - Granulometria por peneiramento Praia de Miramar SPT-03.....	85
Figura 10.4 - Granulometria por peneiramento Praia de Miramar SPT-04.....	85
Figura 10.5 - Granulometria por peneiramento Praia de Miramar SPT-05.....	86
Figura 10.6 - Granulometria por peneiramento Porto Cabedelo SPT-02.....	86
Figura 10.7 - Granulometria por peneiramento Porto Cabedelo SPT-03.....	87
Figura 12.1 - Laudo de sondagem SPT-01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe-UFS	98
Figura 12.2 - Laudo de sondagem SPT-02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe-UFS	99
Figura 12.3 - Locação dos ensaios de SPT, da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB.....	100
Figura 12.4 - Laudo de sondagem SPT-03 da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB	101
Figura 12.5 - Laudo de sondagem SPT-04 da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB	102
Figura 12.6 - Laudo de sondagem SPT-05 da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB	103
Figura 12.7 - Locação dos ensaios de SPT, da obra de construção de silos de cereais no porto de Cabedelo, Cabedelo - PB.....	104
Figura 12.8 - Laudo de sondagem SPT-02 da obra de construção de Silos de cereais, Porto de Cabedelo - PB.....	105
Figura 12.9 - Laudo de sondagem SPT-03 da obra de construção de Silos de cereais, Porto de Cabedelo - PB.....	106
Figura 12.10 - Locação dos ensaios de SPT, Edifício Residencial Ana Rita, Manaíra, João Pessoa - PB	107
Figura 12.11 - Laudo de sondagem SPT-03 da construção do Edifício Residencial Ana Rita, Manaíra, João Pessoa - PB.....	108
Figura 12.12 - Laudo de sondagem SPT-02 da construção do Edifício Residencial Ana Rita, Manaíra, João Pessoa - PB.....	109
Figura 12.13 - Gráfico Pressão versus Recalque da Prova de carga à compressão em placa no campo experimental da Universidade Federal de Sergipe-UFS	113

LISTA DE QUADROS

Quadro 5.1 - Valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 01, no campo I	32
Quadro 5.2 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 02, no campo I	32
Quadro 5.3 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 03, do campo II-A.....	33
Quadro 5.4 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 04, do Campo II-A.....	33
Quadro 5.5 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 05, do Campo II-A.....	34
Quadro 5.6 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 02, do Campo II-B.....	34
Quadro 5.7 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 03, do Campo II-B.....	35
Quadro 5.8 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 03, no Campo III.....	35
Quadro 5.9 - Média dos valores de CPD (com pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 04, no Campo II-A.....	36
Quadro 5.10 - Média dos valores de CPD (com pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 05, no Campo II-A.....	36
Quadro 5.11 - Média dos valores de CPD (com pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 01, no campo III.....	36
Quadro 5.12 - Média dos valores de CPD (com pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 02, na sondagem do condomínio Ana Rita no bairro de Manaíra – PB	37
Quadro 11.1 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, os números de furos e as correlações de variância de CPD (sem pré-furo) para o SPT - 01, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, no campo experimental da Universidade de Sergipe-Aracaju.....	89
Quadro 11.2 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, os números de furos e as correlações de variância de CPD (sem pré-furo) para o SPT - 02, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, no campo experimental da Universidade de Sergipe-Aracaju.....	90
Quadro 11.3 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, os números de furos e as correlações de variância de CPD para o SPT - 03, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, nos trabalhos de drenagens para drenagem da Praia de Miramar em Cabedelo.....	91
Quadro 11.4 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância de CPD para o SPT - 04, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, nos trabalhos de sondagens para drenagem da Praia de Miramar em Cabedelo	92
Quadro 11.5 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância de CPD para o SPT - 05, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, nos trabalhos de sondagens para drenagem da Praia de Miramar em Cabedelo	93
Quadro 11.6 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância do ensaio de CPD para o SPT - 02, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, na sondagem do porto de Cabedelo.....	94
Quadro 11.7 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância do ensaio	

de CPD para o SPT - 03, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, na sondagem do porto de Cabedelo.....	95
Quadro 11.8 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância do ensaio de CPD para o SPT - 03, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, na sondagem do condomínio Ana Rita no bairro de Manaíra – PB	96
Quadro 12.1 - Prova de carga à compressão em placa no campo experimental da Universidade Federal de Sergipe-UFS.....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Quantidade e tipos de ensaios in situ, realizados nesta pesquisa	27
Tabela 5.1 - Valores dos ensaios de CPD (médio), ensaios de SPT, para a profundidade de até 1,00 m.....	37
Tabela 5.2 - Valores dos ensaios de CPD (médio) e dos ensaios de SPT, para a profundidade de 2,00 m.....	38
Tabela 5.3 - Valores dos ensaios de CPD (médio) e dos ensaios de SPT, para a profundidade de 3,00 m.....	38
Tabela 5.4 - Valores dos ensaios de CPD (médio) com o uso do pré-furo e SPT para a profundidade de 1,00 m.....	38
Tabela 5.5 - Valores dos ensaios de CPD (médio) com o uso do pré-furo e SPT, para a profundidade de 2,00 m.....	38
Tabela 5.6 - Valores dos ensaios de Densidade “in situ”, para as profundidades de 1,00 m.....	39
Tabela 5.8 - Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento.....	41
Tabela 5.9 - Comparativo dos resultados da massa específica dos grãos dos solos pesquisados	42
Tabela 5.7 - Resultados de CPD, Ângulo de Atrito e Coesão dos solos estudados.....	42

LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação brasileira de normas técnicas;
ADCP	Automated dynamic cone penetrometer;
ATECEL	Associação técnico científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior;
CPD	Cone de penetração dinâmica;
CPT	Cone penetration test;
DNER	Departamento nacional de estradas de rodagem;
DP	Dinamic probing;
DPH	Dinamic probing heavy;
DPL	Dinamic probing light;
DPM	Dinamic probing medium;
DPSH	Dinamic probing super heavy;
EESC	Escola de engenharia de São Carlos
EUA	Estados Unidos da América;
In	Polegadas;
LL	Limite de liquidez;
LP	Limite de plasticidade;
Mn/DOT	Minnesota department of transportation;
N_{10}	Índice de Penetração do CPD;
N_{20}	Índice de Penetração do DPSH;
N_c, N_q e N_γ	Fator de capacidade de carga;
N_{SPT}	Índice de Penetração do SPT;
NBR	Normas brasileiras;
SPT	Standard Penetration Test;
UFSC	Universidade federal de Santa Catarina;
UNICAMP	Universidade de Campinas;
USP	Universidade de São Paulo.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO.....	1
2 - OBJETIVOS.....	3
2.1 - OBJETIVO GERAL.....	3
2.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
2.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
3 - REVISÃO DA LITERATURA.....	4
3.1 - GENERALIDADES.....	4
3.2 - CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS – TEORIA DE TERZAGHI.....	4
3.3 - CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD).....	6
3.3.1.1 - Penetração do CPD.....	7
3.3.1.2 - Fatores que afetam resultados do CPD.....	9
3.3.1.3 - Efeito dos materiais.....	9
3.3.1.4 - Efeito do confinamento lateral.....	9
3.3.1.5 - Efeito do atrito lateral.....	10
3.3.2 - VANTAGENS DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD).....	10
3.3.3 - LIMITAÇÕES DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD).....	10
3.3.4 - RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA.....	10
3.3.5 - CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA AUTOMATIZADO.....	11
3.3.6 - OUTROS TIPOS DE ENSAIOS DE CONES DE PENETRAÇÃO DINÂMICA.....	11
3.4 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT).....	12
3.4.1 - PROCESSO DE PERFURAÇÃO.....	13
3.4.2 - CRITÉRIOS PARA PARALISAÇÃO DA SONDAÇÃO.....	14
3.4.3 - ENSAIO DE AVANÇO DA PERFURAÇÃO POR LAVAGEM.....	14
3.4.4 - OBSERVAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA FREÁTICO.....	14
3.5 - COMPARAÇÃO ENTRE O CPD E SPT.....	15
3.6 - PROVA DE CARGA SOBRE PLACA.....	15
3.7 - SOBRE CAMPOS EXPERIMENTAIS.....	16
4 - MATERIAIS E MÉTODOS.....	18
4.1 - LOCAIS DOS ENSAIOS.....	18
4.1.1 - CAMPO EXPERIMENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE – UFS, CAMPO I.....	19
4.1.2 - CABEDELO – PB, CAMPO II.....	20
4.1.3 - MANAÍRA, JOÃO PESSOA – PB, CAMPO III.....	20
4.2 - ENSAIOS EM CAMPO.....	21
4.2.1 - ENSAIO COM SPT.....	21
4.2.2 - ENSAIO COM CPD.....	21
4.2.2.1 - Locação dos ensaios sem e com pré-furo.....	21
4.2.2.2 - Obtenção dos valores de CPD nos ensaios sem pré-furo.....	22
4.2.2.3 - Obtenção dos valores de CPD nos ensaios com pré-furo.....	22

4.2.2.4 - Adaptações do equipamento de CPD	22
4.2.2.5 - Realização do ensaio	24
4.2.3 - ENSAIO DE DENSIDADE “IN SITU”	25
4.2.4 - COLETA DE AMOSTRA A TRADO ROTATIVO MANUAL	26
4.2.5 - ENSAIO DE COMPRESSÃO EM PLACA	26
4.3 - ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO.....	27
4.3.1 - CARACTERIZAÇÃO	27
4.3.1.1 - Granulometria	27
4.3.1.2 - Massa específica dos grãos	28
4.3.1.3 - Teor de umidade	28
4.3.1.4 - Cisalhamento direto	29
4.3.1.5 - Execução do ensaio.....	29
5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	31
5.1 - ENSAIOS EM CAMPO	31
5.1.1 - ENSAIO COM SPT	31
5.1.2 - ENSAIO COM CPD	31
5.1.3 - DENSIDADE “IN SITU”	39
5.1.4 - ENSAIO DE COMPRESSÃO EM PLACA.....	39
5.1.5 - COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS DE PLACA, SPT E CPD, NA OBTENÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO.....	40
5.2 - ENSAIOS EM LABORATÓRIO	41
5.2.1 - GRANULOMETRIA.....	41
5.2.2 - DENSIDADE DOS GRÃOS.....	42
5.2.3 - CISALHAMENTO DIRETO	42
5.3 - ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	44
5.3.1 - CORRELAÇÕES CPD VERSUS SPT	44
5.3.1.1 - Correlações sem pré-furo	44
5.3.1.2 - CORRELAÇÕES COM PRÉ-FURO	45
5.3.2 - CPD VERSUS DENSIDADE IN SITU	46
5.3.3 - CPD VERSUS ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO	47
6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	49
6.1 - CONCLUSÕES.....	49
6.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	50
7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51
8 - APÊNDICES	55
8.1 - APÊNDICE A.....	55
9 - APÊNDICE B.....	78
10 - APÊNDICE C.....	83
11 - APÊNDICE D.....	88
12 - ANEXOS	97

12.1 - ANEXO A.....97

12.2 - ANEXO B..... 110

PARTE 1

INTRODUÇÃO

O solo é um material complexo, heterogêneo e em geral não pode ser observado em sua totalidade, mas tão somente através de amostras, que podem sofrer alterações quando extraídas do maciço.

Qualquer tipo de construção requer uma infra-estrutura de apoio denominada fundação, destinada a transmitir as ações, que atuam sobre a estrutura, para o solo. As fundações são convencionalmente divididas em fundações rasas e fundações profundas. As fundações rasas ou superficiais apóiam-se sobre o solo a uma pequena profundidade e transmitem sua carga ao terreno pelas pressões distribuídas sob sua base. As fundações profundas têm suas bases implantadas a profundidades superiores a duas vezes e meia sua menor dimensão, e a pelo menos três metros de profundidade.

O principal elemento para o desenvolvimento de um projeto de fundação é o conhecimento do solo. Conhecimento esse que pode ser adquirido por meio de sondagem, observando que a fundação bem projetada corresponde de 3% a 10% do valor total da obra, enquanto que se forem mal projetadas podem corresponder de 5 a 10 vezes o valor da fundação apropriada para a obra (BARROS, 2003).

As fundações rasas são as mais usadas em obras de pequeno porte, porém, na maioria das vezes, essas obras são construídas sem muito conhecimento do solo.

Segundo Schnaid (2000) não é possível o dimensionamento de uma obra geotécnica de qualquer natureza sem a realização de um número mínimo de ensaios de sondagem. Uma programação de sondagem deve satisfazer as exigências mínimas que garantam o reconhecimento do solo e deve ser tanto mais desenvolvida quanto mais importante for à obra.

A norma brasileira NBR 8.036/83, Programação de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos Para Fundações de Edifícios, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) apresenta recomendações quanto ao número, localização e profundidade de sondagens de simples reconhecimento.

Os ensaios realizados em campo, ou ensaios “in situ”, são capazes de estimar com maior precisão a realidade dos solos estudados, mas apresentam algumas limitações de ordem financeira, porque, muitas vezes, usam equipamentos pesados, de difícil instalação e transporte. Segundo Barata (1984) os ensaios em campo, apresentam algumas vantagens sobre os ensaios em laboratório, tais como:

- o ensaio em campo permite investigar massas mais amplas do solo, levando em conta, inclusive, a influência e a interação do próprio terreno adjacente e subjacente.

-os ensaios em laboratório demandam amostras extraídas em campo, que por melhor que seja a técnica de obtenção, sempre terão suas estruturas e características naturais afetadas. Isso ocorre, devido o solo ser constituído de camadas irregulares, com propriedades diferentes, onde diversos fatores, tais como; umidade, variação de espessura das camadas, compacidade e tensões de confinamento, reduz a precisão dos ensaios de laboratório.

Segundo Schnaid (2000) o Standard Penetration Test (SPT) é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação do solo em praticamente todo o mundo, podendo ser usado tanto em solos granulares, como também em solos coesivos e até mesmo em rochas brandas. É um ensaio, que apesar de simples e muito difundido no mundo inteiro, ainda utiliza equipamentos pesados. Não pode ser aplicado em todo lugar, além de necessitar de um razoável número de pessoas para montagem, transporte, e realização do ensaio.

Com o objetivo de desenvolver equipamentos para ensaios “in situ” mais versáteis, leves, e de fácil transporte, tiveram início na década de 30, na Holanda, as pesquisas sobre os ensaios com penetrômetros.

AOKI (1973) cita que os primeiros ensaios realizados com penetrômetros manuais datam do período de 1932 a 1937.

Segundo Amini (2003) o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) foi desenvolvido em 1956, como técnica “In Situ” de avaliação das camadas dos pavimentos rodoviários, sendo desde então, extensivamente usado na África do Sul, no Reino Unido, nos Estados Unidos, na Austrália e em muitos outros países. É muito leve e de fácil transporte. Necessita de pouca mão-de-obra para operá-lo, reduzindo os custos de investigação do subsolo, pode ser usado em qualquer lugar, mesmo dentro de edifícios e em terrenos irregulares.

O Cone de Penetração Dinâmica (CPD) foi desenvolvido para uso em pavimentação, e por isso não atinge grandes profundidades. Por meio da penetração do cone, são obtidos dados apenas de resistência de ponta, denominada (N_{10}), não fornecendo o atrito lateral.

Além das vantagens de maior leveza, fácil transporte, e fácil realização, a existência de laminações mais fracas, por exemplo, são mais facilmente detectadas pela penetração contínua do ensaio de CPD do que pelo SPT (Bicalho et al. 2002; Bicalho et al. 2004a Bicalho et al. 2004b; Bicalho et al. 2005; Bicalho e Castello 2005).

Pela semelhança entre os ensaios é possível a existência de correlações entre os valores da resistência de ponta do ensaio de penetração dinâmica (CPD) e o número de golpes (N_{SPT}) do ensaio SPT (MORAES et al, 2006).

Seria de grande interesse para a engenharia de fundações usar um equipamento simples, versátil e com baixo custo de aplicação para a obtenção de dados geotécnicos. É possível que tal meta seja alcançada por meio de pequenas modificações na estrutura do CPD, para uso em fundações rasas.

Existe, portanto, uma necessidade de um estudo mais aprofundado, sobre o Cone de Penetração Dinâmica (CPD), visando, por exemplo, sua aplicação em fundações rasas, em que a estrutura de fundação não depende do atrito lateral do solo.

OBJETIVOS

1.1 - OBJETIVO GERAL

Este trabalho teve como objetivo verificar a possibilidade do uso do CPD em projetos de fundações superficiais, por meio de correlações estatísticas entre os valores obtidos em ensaios realizados com o CPD e com o SPT.

1.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1 - Fazer adaptações no equipamento de CPD de modo a se atingir profundidades de até 3 (três) metros;
- 2 - Obter correlações entre os valores de resistências obtidas com o CPD e com o SPT;
- 3 - Obter correlações entre os valores de resistências obtidas com o CPD e os parâmetros de γ e ϕ .
- 4 - Gerar recomendações para o uso do CPD em fundações rasas.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação se encontra dividida em um volume distribuído em 06 (seis) partes, da seguinte maneira:

Primeira Parte – Introdução, Objetivos e Organização do Trabalho, tendo-se uma visão geral do que será o trabalho, os objetivos a serem alcançados e como está o mesmo distribuído.

Segunda Parte – Revisão Bibliográfica – Onde será descrito assuntos relacionados à: fundações, sondagens, Cone de Penetração Dinâmica (CPD), Dynamic Probing (DP), ensaio de compressão sobre placa e o tradicional Standard Penetration Test (SPT).

Terceira Parte – Materiais e Métodos – São relatados aspectos considerados importantes, sobre os materiais e métodos de ensaios realizados em campo e em laboratórios, que serviram de subsídios para o desenvolvimento do trabalho.

Quarta Parte – Resultados e Discussões – São apresentados e discutidos os resultados obtidos durante a fase experimental do trabalho.

Quinta Parte – Conclusões e Sugestões– São apresentadas as conclusões obtidas a partir das pesquisas realizadas, além de recomendações e sugestões para futuras pesquisas.

Sexta Parte – Referências Bibliográficas – São mostradas todas as referências consultadas para a realização dessa dissertação.

Anexos – Todos os demais dados e informações adicionais utilizados na pesquisa.

PARTE 2**REVISÃO DA LITERATURA****1.4 - GENERALIDADES**

As fundações são convencionalmente separadas em dois grupos: fundações profundas e fundações superficiais (rasas ou diretas). Segundo a norma NBR 6122/1996, Projetos e execução de fundações, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) as fundações superficiais são aquelas cuja base está implantada a uma profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão, em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente, pelas pressões distribuídas sob a base da fundação (CINTRA et al, 2003).

O principal elemento para o desenvolvimento de um projeto de fundação é o conhecimento do solo. Conhecimento esse que pode ser adquirido através de sondagens e/ou ensaios de laboratório de amostras retiradas do terreno.

Para execução de uma sondagem, determina-se em planta, a área a ser investigada e a posição dos pontos a serem investigados. No caso de edificações, procura-se dispor a sondagem em posições próximas aos limites de projeção das mesmas e nos pontos de maior concentração de cargas (QUARESMA et al, 1998).

Segundo Hachich et al (1998) a obtenção de amostras ou a utilização de algum outro processo para identificação e classificação dos solos exige a execução de ensaios “in situ” (ensaios realizados diretamente no terreno propriamente dito). A determinação das propriedades de engenharia, em princípio, tanto poderia ser realizada através de ensaio em laboratório quanto de ensaio de campo. Na prática, entretanto, há uma predominância quase que total dos ensaios “in situ”, ficando a investigação laboratorial restrita a alguns poucos casos especiais em solos coesivos.

1.5 - CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS – TEORIA DE TERZAGHI

Os valores de N_{pt} podem ser utilizados para o cálculo da tensão admissível do solo, que é a base para a determinação das dimensões dos elementos estruturais de fundações.

Dentre as peças de fundações mais usadas estão os blocos e as sapatas e a definição das dimensões dessa peças são feitas, basicamente, pelo valor da capacidade de carga do solo sub-adjacente a essa peça.

Segundo Terzaghi (1967) essa capacidade de carga é dada pela expressão:

$$q = CN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + qN_q \quad [05]$$

Onde:

q – É a capacidade de carga;

N_c, N_γ, N_q - Fatores de capacidade de carga referente à coesão, peso do solo e a carga, em função do ângulo de atrito interno do solo;

B – Dimensões da peça de fundação;

γ - Peso específico aparente do solo;

C – Coesão do solo.

Os valores e designação estabelecidos por Terzaghi – Peck (1967) para solos granulares (areias e siltes), norma brasileira NBR 7.250/82 (Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento), inclusive os respectivos ângulos de atritos, encontram se em LIMA, (1979), tanto para solos arenosos como para solos finos (Siltes e argilas). Que são aplicados no ábaco de Terzaghi – Peck, conforme Figura 3.5, para a obtenção de N_c, N_γ, N_q (Fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno do solo), e aplicação direta na fórmula.

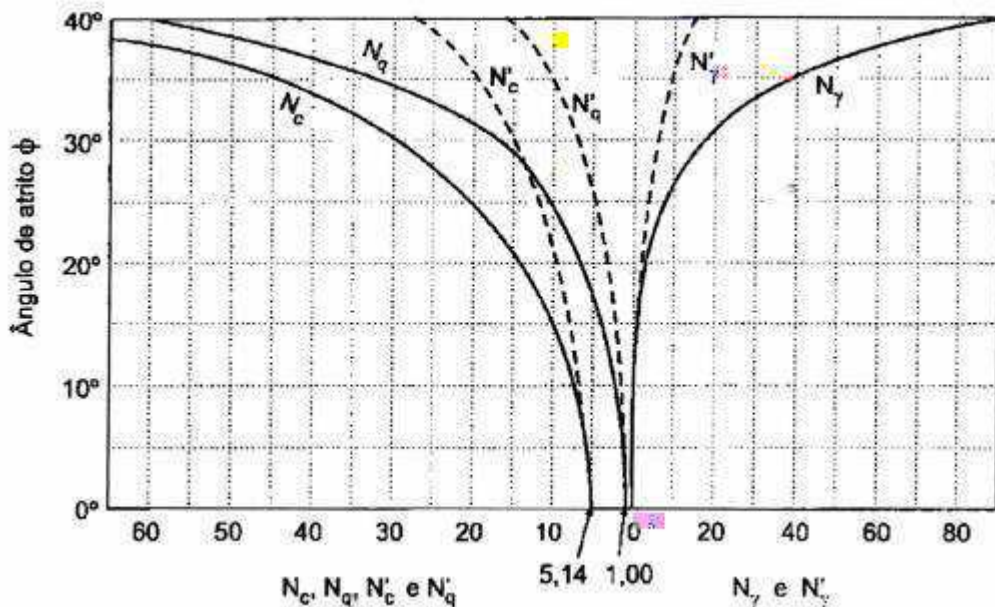


Figura 0.1 - Fatores de capacidade de carga (Terzaghi & Peck, 1967)

1.6 - CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD)

O desenvolvimento do CPD (Cone de Penetração Dinâmica) teve como objetivo estabelecer um equipamento leve, simples, versátil, de fácil transporte e com resultados mais rápidos que os métodos tradicionalmente empregados. Nos últimos anos, algumas instituições, como a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), a Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) e outras, mostraram considerável interesse no uso do CPD, por ser um equipamento ajustável, flexível e que necessita de pouca mão-de-obra para operá-lo e conseqüentemente com custos de investigação do subsolo bem mais em conta (CARDOSO E TRICHÊS, 1998).

Segundo Amini (2003) o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) foi desenvolvido em 1956 como uma técnica "in situ" de avaliação da resistência das camadas de pavimento.

Em 1975, o CPD foi introduzido pelo Laboratório de Pesquisas de Estradas e Transporte (TRRL) no Reino Unido e extensamente utilizado na África do Sul, desde 1975 e posteriormente, em 1987 na Indonésia (SILVA JÚNIOR, 1999)

Kleyn (1982) na África do Sul e Angelone et al (1991) na Argentina realizaram estudos para desenvolver um método de projeto de pavimentos com baixo volume de tráfego baseado em informações obtidas com o ensaio do CPD.

No Brasil o uso do CPD ainda é bastante limitado, devido a pouca divulgação de sua viabilidade entre as instituições, entretanto, o CPD tem sido estudado, pelas seguintes instituições:

DER-PR (Heyn, 1986).

Escola de Engenharia de São Carlos, da USP (Rohm e Nogueira, 1990);

Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA (Oliveira e Vertamatti, 1997);

Universidade de Brasília (Rezende, 1999);

Universidade Federal de Campina Grande (Silva Júnior, 1999);

Universidade Federal de Santa Catarina – CPGEC (Cardoso e Trichês, 1998 e 2000; e Trichês, Moreira e Fontes, 2004);

UNICAMP (Paiva e Berti, 2004).

O CPD é constituído de duas lanças metálicas acopladas por meio de um batedor (Figura 3.1). A lança inferior possui uma ponta cônica, a qual é introduzida ao solo por meio de impactos dinâmicos no colar inferior a partir da queda livre de um peso de uma altura pré-estabelecida (golpes do martelo). O diâmetro do cone é ligeiramente maior que o da lança para assegurar que a resistência à penetração seja exercida pelo cone, devido ao golpe. A resistência do material é medida pela penetração (geralmente em milímetros ou em polegadas) por golpes do martelo.



Figura 0.2 - Cone de Penetração Dinâmica, equipamento original desmontado

Segundo Swann (1982) o cone de penetração dinâmica é um equipamento leve que pode ser executado por mão-de-obra pouco qualificada e até mesmo em lugar com dificuldade de acesso.

Em geral o projeto básico do CPD desde a sua origem sofreu algumas alterações, a massa do peso do martelo foi alterada diversas vezes, assim como a ponta do cone sofreu modificações do seu projeto base. Atualmente existem dois tipos de pontas cônicas, com 30° ou 60°. A maioria dos equipamentos de penetração dinâmica tem um peso deslizante (“martelo”) com massa equivalente a 8 kg.

1.6.1.1 - Penetração do CPD

O CPD não tem velocidade constante de penetração no solo, pois não é necessária a aplicação de forças contínuas. É fornecida uma quantidade de energia cinética, que faz com que ocorra a penetração a certa distância através do solo, a qual depende da energia aplicada, da geometria da ponta e da resistência à penetração do solo (SILVA JÚNIOR, 1999).

O equipamento não depende de velocidade constante de penetração. A energia aplicada por estes dispositivos é mecanicamente controlada, isto é, massa e altura de queda do martelo são mantidas constantes.

Segundo Silva Júnior (1999) o CPD pode ser usado para calcular a resistência à penetração média do solo. A resistência à penetração do solo é definida como a força aplicada ao cone no solo que faz com que retarde a velocidade inicial de penetração, resultante do golpe do martelo, à velocidade zero. Essa resistência pode ser calculada como o trabalho realizado pelo solo para cessar ou impedir o movimento de penetração dividido pela distância de penetração do cone.

A Figura 3.2 ilustra o Cone de Penetração Dinâmica original, suas dimensões e inclusive detalhe da ponta cônica.

$$R_s = \frac{W_s}{P_d}$$

Onde:

R_s = a resistência do solo (N);

W_s = o trabalho realizado (J);

P_d = a distância de penetração no solo (m).

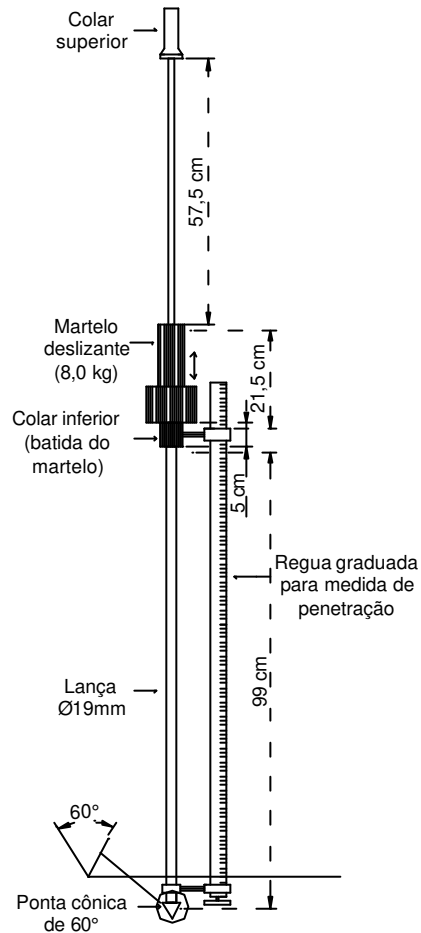


Figura 0.3 - Esboço esquemático do cone de penetração dinâmica

Quando o cone é dirigido ao solo pelo martelo, a energia cinética do martelo é transferida ao cone. Quando o movimento do cone é impedido pela resistência do solo, sua energia cinética é nula, conseqüentemente, o trabalho feito pelo solo se iguala a energia cinética transferida ao cone de penetração quando o martelo atinge a placa de batida (colar de aço). Os cálculos supõem que toda a energia cinética do martelo é transferida ao cone.

A velocidade de queda do peso pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$v = \sqrt{v_0^2 + 2a(x)}$$

Onde:

v_0 = a velocidade inicial, em m/s;

a = a aceleração da gravidade (9,8 m/s²);

χ = a altura de queda, em m.

A energia cinética (KE) é obtida pela equação 03:

$$KE = W_s = \frac{1}{2}mv^2 \quad [03]$$

Onde:

v = a velocidade de queda, em m/s;

m = a massa do martelo, em kg.

A repetibilidade das medidas depende da constância da altura de queda do martelo. O erro pode ser reduzido levantando se o martelo até o colar superior (cabo), para em seguida permitir a queda (Herrick and Jones, 2001).

1.6.1.2 - Fatores que afetam resultados do CPD

Os resultados do ensaio com o CPD, assim como qualquer tipo de ensaio destinado a medir propriedades dos solos, como densidade, coesão, ângulo de atrito, capacidade de carga, podem ser influenciados por alguns fatores, em maior ou menor grau. A seguir serão descritos alguns destes fatores.

1.6.1.3 - Efeito dos materiais

Diversos autores estudaram a influência dos fatores no Índice de Penetração (DN) no CPD. Kleyn et al (1982) indicaram que a umidade, a distribuição dos tamanhos de grãos, a densidade e a plasticidade são importantes propriedades dos materiais que exercem influência sobre a obtenção do DN.

Para Stefanoff et al (1988) além das características citadas por Kleyn et al, o tipo do solo, o grau de consolidação, a compressibilidade e a consistência, também influenciam na resistência a penetração do cone.

Hassan (1996) realizou um estudo sobre os efeitos de diversas variáveis no DN. O autor conclui que, para solos de granulometria fina, a umidade, a classificação do solo, a densidade seca e as tensões de confinamentos exercem influência significativa sobre o DN. Para solos de granulometria grossa, o DN é influenciado, principalmente, pela uniformidade e pelas tensões de confinamento.

1.6.1.4 - Efeito do confinamento lateral

Segundo Livneh et al, (1995) a dispersão entre valores obtidos para materiais confinados e não confinados da

estrutura rígida ou no caso de materiais granulares é devido a atrito desenvolvida na haste do CPD pela penetração inclinada ou por um colapso do material granular na superfície da haste durante a penetração.

1.6.1.5 - Efeito do atrito lateral

Devido à disposição do CPD não ser completamente vertical, ao penetrar através do solo, a resistência à penetração é aparentemente mais elevada devido ao atrito lateral. Esta resistência aparentemente mais elevada pode também ser causada ao penetrar em um material granular articulado. Este efeito é geralmente pequeno em solos coesivos. Livneh (2000) sugere o uso de um fator de correção para os valores de CPD para o efeito do atrito lateral como forma de considerar os resultados mais representativos possíveis.

No ensaio com o CPD, é utilizada uma sonda (cone) com ponta mais grossa para reduzir ao máximo o atrito lateral.

1.6.2 - VANTAGENS DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD)

O CPD é uma ferramenta extremamente versátil de avaliação no projeto. Algumas de suas principais vantagens são:

- são relativamente rápidos na obtenção de resultados e efetivamente econômicos, comparados aos demais ensaios convencionalmente usados. O próprio valor do equipamento é baixo;
- não é necessária velocidade constante de aplicação de golpes;
- a execução do ensaio é relativamente simples.
- é um equipamento portátil, de fácil manuseio e transporte.
- as avaliações com o CPD podem ser conduzidas e os resultados analisados após treinamento relativamente simples.

1.6.3 - LIMITAÇÕES DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD)

- a elevada variação dos resultados no caso de materiais granulares bem graduados;
- a uso de CPD para materiais com diâmetro nominal das partículas de agregados superior a 2 polegadas é questionável;
- algumas das relações existentes de resistência são somente aplicáveis a determinados tipos de materiais e circunstâncias e não a todos os casos.

1.6.4 - RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

Tsuha (2003) propõe expressão para transformação dos parâmetros (N_{10} ou N_{20}) em valores de tensão. A sua resistência de ponta q_t é obtida por meio de considerações semelhantes às usadas nas fórmulas dinâmicas aplicadas às estacas cravadas (formula 04).

$$q_d = \left[\frac{m}{m + m'} \right] \cdot \frac{m \cdot a \cdot h}{A \cdot e} \quad [04]$$

Onde:

q_d : tensão na base do cone (MPa);

m : massa do martelo (kg);

m' : massa total da composição de hastes, cabeça de bater e da haste guia (kg);

a : aceleração da gravidade, geralmente tomada como 10 m/s²;

h : altura de queda do martelo (m);

A : área de base do cone (m²);

e : penetração média por golpe (m).

Na Equação 04 é considerada a influência da massa das hastes, da haste guia e cabeça de bater nos valores de tensão na base do cone, já que, à medida que a profundidade aumenta, o primeiro termo da equação vai diminuindo pelo aumento de m' .

A resistência de ponta q_d (da estaca) é comparável com a resistência de ponta do cone, segundo Waschkowsk (1983, apud Tsuha, 2003). No entanto, como não se tem no Brasil nenhum estudo que confirme as conclusões de Waschkowsk, em cada obra se faz uma calibração do penetrômetro comparando com os valores do SPT (CASTELLO et al, 2001).

1.6.5 - CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA AUTOMATIZADO

Em um esforço para automatizar a operação, o levantamento e a análise de dados, um cone de penetração dinâmico automatizado (ADCP - Automated Dynamic Cone Penetrometer) foi sugerido pelo Mn/DOT (Minnesota Department of Transportation) (Parker et al., 1988). O ADCP é constituído por um sistema pneumático para levantar o peso do CPD, uma armação vertical com rodas para carregar o mecanismo de elevação e de liberação do martelo e a haste de penetração. O ADCP eleva e provoca a queda do peso, registra o número de golpes e a penetração correspondente e extrai a haste após a conclusão do teste (SILVA JÚNIOR, 1999).

1.6.6 - OUTROS TIPOS DE ENSAIOS DE CONES DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

Os ensaios DPL (Dynamic Probing Light) DPM (Dynamic Probing Midium) DPH (Dynamic Probing Heavy) e DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) são do tipo dinâmico e consistem na cravação de um cone maciço no solo, através da queda livre de um martelo sobre o topo de uma composição de hastes ligadas ao cone. A diferença entre eles está no peso do martelo.

Esses ensaios são relatados em ISSMFE (1989) que apresenta especificações técnicas, como dimensões das hastes e do cone, procedimentos e particularidades de cada ensaio.

Segundo Stefanoff et al, (1988) existem vários tipos de penetrômetros do tipo DP (Dynamic Probing), os quais

são classificados conforme o peso do martelo. O DPL, que tem o peso do martelo não superior a 10 kg, o DPM com martelos de 10 a 40 kg, DPH com martelos de 40 a 60 kg e o DPSH, que possui martelo com pesos maiores que 60 kg. O tamanho das hastes e ponteiros são alterados conforme o peso do equipamento. Em todos os casos, o ângulo da ponteira é de 90°, exceto os DPLs que usam ponteiros de 60° e 30°.

O procedimento de ensaio do DPSH é semelhante ao DPL, porém o cone possui o dobro de área de base, isto é, 20 cm². A massa do martelo utilizado é de 63,5 kg, o qual é suspenso a uma altura de 75 cm, gerando uma energia potencial gravitacional de, aproximadamente, 480 Joules. O parâmetro medido no ensaio é o N_{20} , ou seja, o número de golpes necessário à penetração do cone a cada 20 cm (SILVA et al, 2006).

1.7 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

O surgimento do ensaio de penetração dinâmica, denominado SPT (Standard Penetration Test), deve-se ao engenheiro norte americano Charles R. Gow que, em 1902, com o objetivo de melhorar o procedimento de sondagem da época, provocou uma revolução no processo de obtenção de amostras, que antes era por circulação de água, passando para retirada de amostras através de cravação de um barrilete amostrador.

O Standard Penetration Test (SPT) foi normatizado no Brasil pela NBR6484/1980 da ABNT, modificada em 2001. O ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão, chamado originalmente de amostrador de Raymond-Terzaghi, por meio de golpes de um martelo de 65 kg de peso, caindo de uma altura de 750 mm. Anota-se o número de golpes necessário para cravar 450 mm do amostrador em três conjuntos de golpes para cada 150 mm. O resultado do SPT é o número de golpes necessário para cravar os 300 mm finais (desprezando-se, portanto, os primeiros 150 mm, embora o número de golpes para essa penetração seja também fornecido) (VELLOSO E LOPES, 1997).

A obtenção da amostra através do ensaio de sondagem com o SPT, para classificação do solo, é feita a partir da sondagem de simples reconhecimento do perfil do solo (SOARES. 1999).

A Figura 3.3 ilustra o avanço do ensaio de sondagem por desagregação e lavagem, com o uso do trépano e o ensaio de penetração dinâmica com o amostrador padrão de Raymond-Terzaghi.

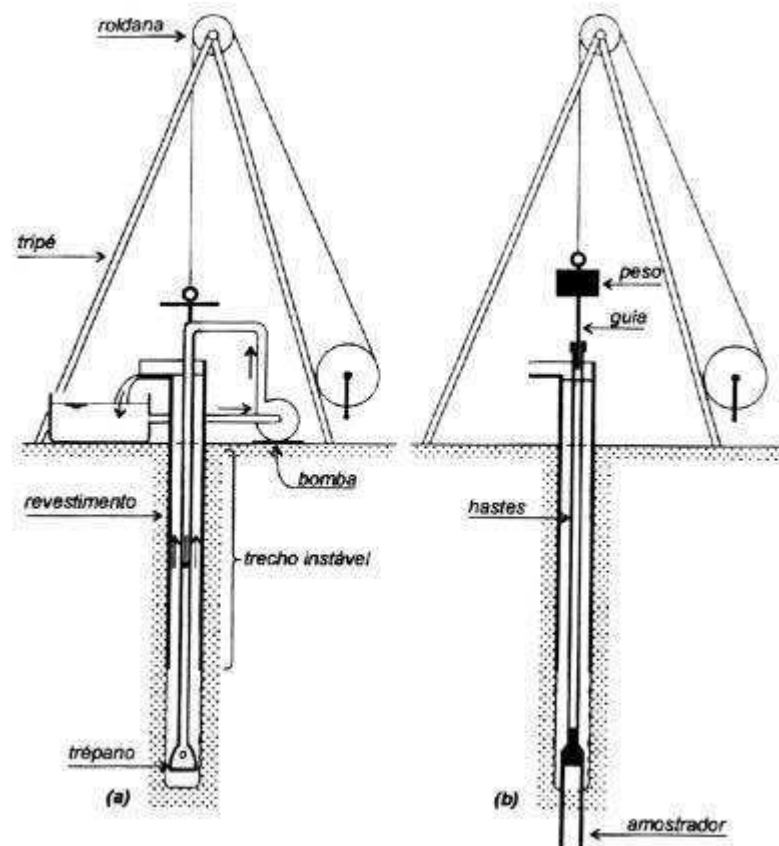


Figura 0.4 – Configuração tradicional do SPT (avanço da sondagem por desagregação e lavagem; e ensaio de penetração dinâmica, respectivamente) Velloso e Lopes (1997)

Os ensaios para caracterização do solo (LL, LP, massa específica e granulometria) também poderão ser realizados sobre amostras colhidas do barrilete amostrador; para obtenção das características de resistência e compressibilidade não poderão ser realizados porque às amostras colhidas no amostrador padrão ficam totalmente amolgadas, não representando as condições da estrutura dos solos “in situ” (BERBERIAN, 1986).

1.7.1 - PROCESSO DE PERFURAÇÃO

Segundo Lima (1979) a perfuração é iniciada com o trado cavadeira até a profundidade de 1,0 metros, instalando o primeiro segmento do tubo de revestimento. Nas operações subseqüentes de perfurações utiliza-se o trado aspiral, até que se torne inoperante ou que se encontre o nível d'água onde se passa então ao processo de perfuração por circulação d'água no qual, usando-se o trépano de lavagem como ferramenta de escavação, a remoção do material escavado se faz por meio de circulação de água, realizada pela bomba d'água motorizada.

A sondagem tem o seu processo de perfuração interrompido a cada metro, quando é feito um ensaio de penetração dinâmica, o Standard Penetration Test (SPT).

Durante as operações de perfuração, caso a parede do furo se mostre instável, procede-se a descida do tubo de revestimento até onde se fizer necessário, alternadamente com a operação de perfuração. O tubo de revestimento deverá ficar no mínimo a 0,50 metros do fundo do furo, para não interferir na operação de amostragem.

1.7.2 - CRITÉRIOS PARA PARALISAÇÃO DA SONDAGEM

A sondagem deverá ser levada até a profundidade onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério aquela profundidade onde o acréscimo de pressão no solo, devido às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva. Quando uma sondagem atingir camada de solo de compactidade ou consistência elevada e as condições geológicas locais mostrarem não haver possibilidade de se atingir camadas menos consistentes ou compactas, pode-se parar a sondagem naquela camada.

A cravação do amostrador padrão é interrompida antes dos 45 cm de penetração quando:

- em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassarem 30 golpes.
- um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação.
- não se obtiver avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo (NBR 6484, 2001).

1.7.3 - ENSAIO DE AVANÇO DA PERFURAÇÃO POR LAVAGEM

Quando for atingida a condição de impenetrabilidade á percussão anteriormente descrita, poderá a mesma ser confirmada pelo ensaio de avanço de perfuração por lavagem.

Consiste na execução da operação de perfuração por circulação de água durante 30 (trinta) minutos anotando se os avanços do trépano, obtido a cada período de 10 (dez) minutos.

A sondagem será dada por encerrada quando no ensaio de avanço de perfuração por lavagem forem obtidos avanços inferiores a 5,00 centímetros em cada período de 10 (dez) minutos ou quando após a realização de 4 (quatro) ensaios consecutivos não for alcançada a profundidade de execução penetrométrica seguinte (LIMA, 1979).

1.7.4 - OBSERVAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA FREÁTICO

O início das perfurações de sondagem é executado com trado um dos tipos de trados manuais, até a profundidade do lençol freático, para que não haja interferência na definição da cota do nível do lençol d'água. (Velloso e Lopes, 1996).

Durante a execução da sondagem à percussão são efetuadas observações sobre o nível d'água, registrando-se a sua cota, a pressão que se encontra e as condições de permeabilidade e drenagens das camadas.

Quando se consegue levar a perfuração com o trado helicoidal até a profundidade de ocorrência do nível d'água, interrompe se a operação de perfuração nessa oportunidade e passa se a observação do nível d'água no furo até sua estabilização, efetuando-se leituras a cada 5 (cinco) minutos durante 30 (trinta) minutos.

Nos casos onde ocorrem pressões de artesianismo no lençol freático ou fuga de água no furo deverão ser anotadas as profundidades das ocorrências e do tubo de revestimento.

O nível d'água final da sondagem é determinado no término do furo, após esgotamento do mesmo e após a

retirada do tubo de revestimento e decorridas 24 (vinte e quatro) horas (LIMA, 1979).

A grande vantagem desse tipo de sondagem sobre as outras que se destina ao mesmo fim é a de reunir em uma só operação a colheita de amostras e a medição da resistência do solo através do índice de resistência à penetração N_{spt} (BERBERIAN, 1986).

As outras vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade dos equipamentos, fácil execução, amostragem do solo ensaiado, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto, aplicabilidade a praticamente todos os tipos de solos e utilização tanto acima como abaixo do nível do lençol d'água. Apesar das críticas válidas que são continuamente feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução e a pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, esse ainda é o processo dominante na prática da engenharia de fundações (SCHNAID, 2000).

Segundo Soares (1999) as principais desvantagens são: as amostras obtidas são amolgadas, não há uma fundamentação teórica para interpretar os dados obtidos e não possui um dispositivo acoplado ao equipamento que quantifique a energia transmitida às hastes. Essa última limitação dificulta a extensão dos resultados e a generalização de uma prática que seja aplicável, de forma direta, a qualquer situação de projeto.

1.8 - COMPARAÇÃO ENTRE O CPD E SPT

Segundo Moraes (2006) o ensaio SPT fornece um valor único de N_{SPT} para cada metro, ou seja, para uma profundidade z qualquer (onde z é um número inteiro) o N_{SPT} é obtido no trecho compreendido entre $z+0,15m$ a $z+0,45m$. O ensaio CPD, por sua vez, fornece valores de N_{10} a cada 100 mm.

1.9 - PROVA DE CARGA SOBRE PLACA

Conforme Alcântara (1992) um dos mais antigos trabalhos publicados sobre prova de carga sobre placa no Brasil é o de Domingos José da Silva Cunha (1920).

Segundo Barata (1984) é o mais antigo e o principal ensaio "in situ" de compressão e consiste na aplicação de esforços de compressão no terreno, através de uma placa distribuidora de pressões. Os esforços são transmitidos por meio de "macaco" reagindo contra sistemas de reação. A Figura 3.6 ilustra uma maneira de realização desse ensaio.

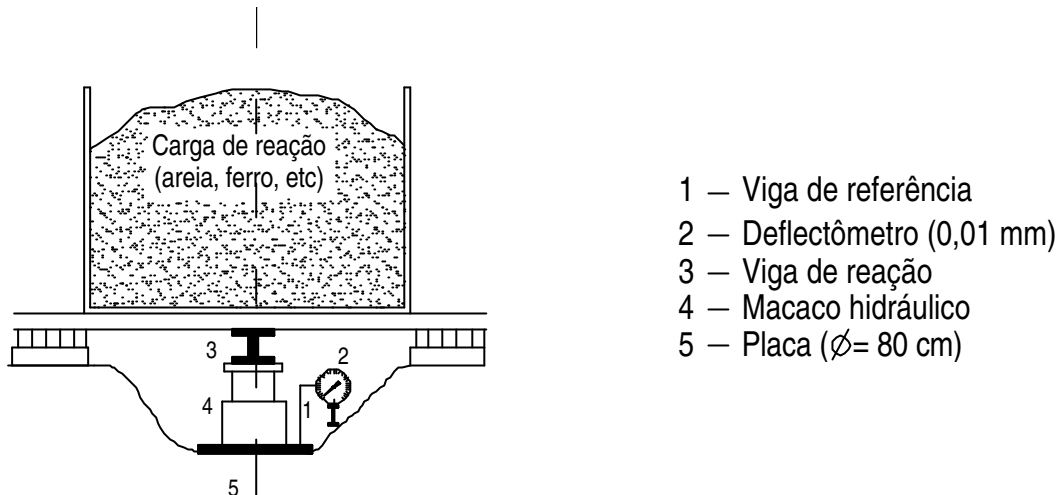


Figura 0.5 - Desenho do esquema de um ensaio de prova de carga sobre placa

A pressão é aplicada em estágios, sendo cada estágio aplicado depois de estabilizados os recalques do estágio anterior (ALONSO, 1983).

Como resultado do ensaio de placa, obtém-se uma curva, que representa tensão por recalque estabilizado, para carga e descarga. É o ensaio que mais se aproxima das condições reais de solitação de uma sapata, desta forma, provavelmente seja o melhor e mais confiável, do ponto de vista técnico, para determinação da pressão admissível. O uso desse ensaio sofre restrições para solos cuja deformabilidade sob a ação de cargas seja muito lenta, como solos argilosos saturados, uma vez que a estabilização demoraria muito inviabilizando assim, o ensaio (ALCÂNTARA, 1992).

Segundo Alonso (1983) no ensaio de placa é importante se conhecer o perfil geotécnico do solo, visto que o bulbo de pressões da placa, que é 2,5 vezes o seu diâmetro e será bem inferior ao das sapatas, não sendo realizados quando existem camadas compressíveis abaixo dessa faixa de profundidade.

1.10 - SOBRE CAMPOS EXPERIMENTAIS

Para Cavalcante (2006), os campos experimentais têm funcionado como instrumento de produção científica, contribuindo para a formação profissional de engenheiros civis e já envolveram mais de 500 pessoas, dentre pesquisadores, alunos de pós-graduação e de iniciação científica.

As investigações de campo mais freqüentes são o SPT, SPT -T, CPT e CPTU. Em alguns deles, há significativa caracterização baseada em ensaios de pressiômetro, de palheta e dilatômetro. Ensaios sísmicos (cross-hole e cone sísmico) têm sido empregados em alguns locais.

O campo experimental do Sarapuí, implantado pelo IPR/DNER e explorado pela COPPE/UFRJ e PUC – Rio é o mais antigo do Brasil (desde 1974) e o mais novo é o campo da UFS, criado em 2006. A Figura 3.7 mostra em gráfico a contribuição dos campos experimentais por todo o Brasil até o ano de 2005 (CAVALCANTE, 2006).

Os demais campos experimentais de geotecnia brasileiros foram criados a partir da segunda metade da década de 1980 até o final da década de 1990 e apresentam expressiva caracterização geotécnica, tanto de campo quanto de laboratório.

Os campos experimentais brasileiros são caracterizados por uma relativa diversidade geológico-geotécnica. Essa diversidade se dá, principalmente, em virtude das grandes diferenças climáticas encontradas entre as regiões do país, que muito contribuem para que as formações geológicas locais tenham comportamentos peculiares, cabendo destacar que na maioria dos locais os estudos têm sido muito concentrados no comportamento de solos moles, argilas orgânicas e solos não saturados (CAVALCANTE, 2006).

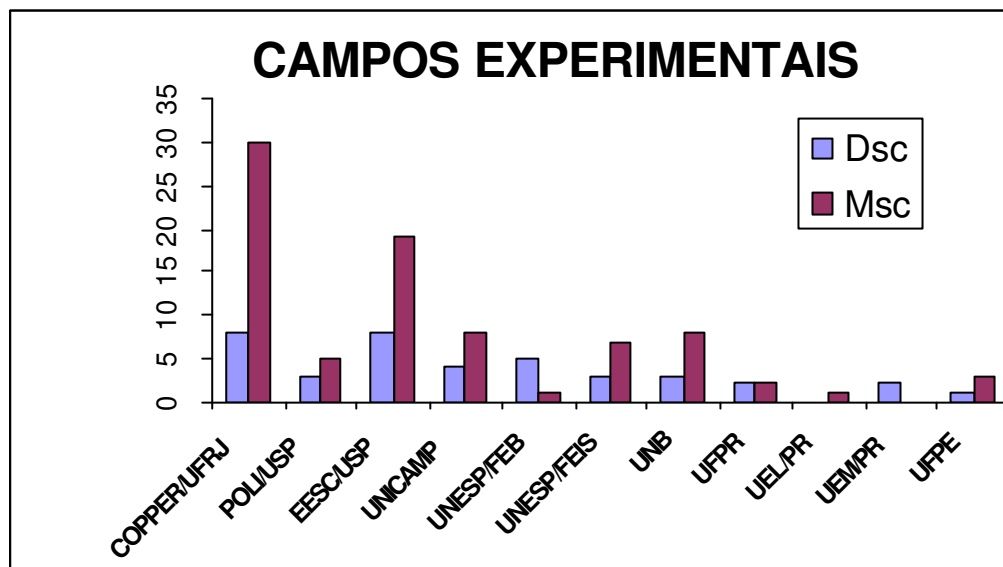


Figura 0.6 - Número de pesquisadores envolvidos diretamente com cada campo experimental e quantidade de teses, (CAVALCANTE, 2006)

PARTE 3**MATERIAIS E MÉTODOS**

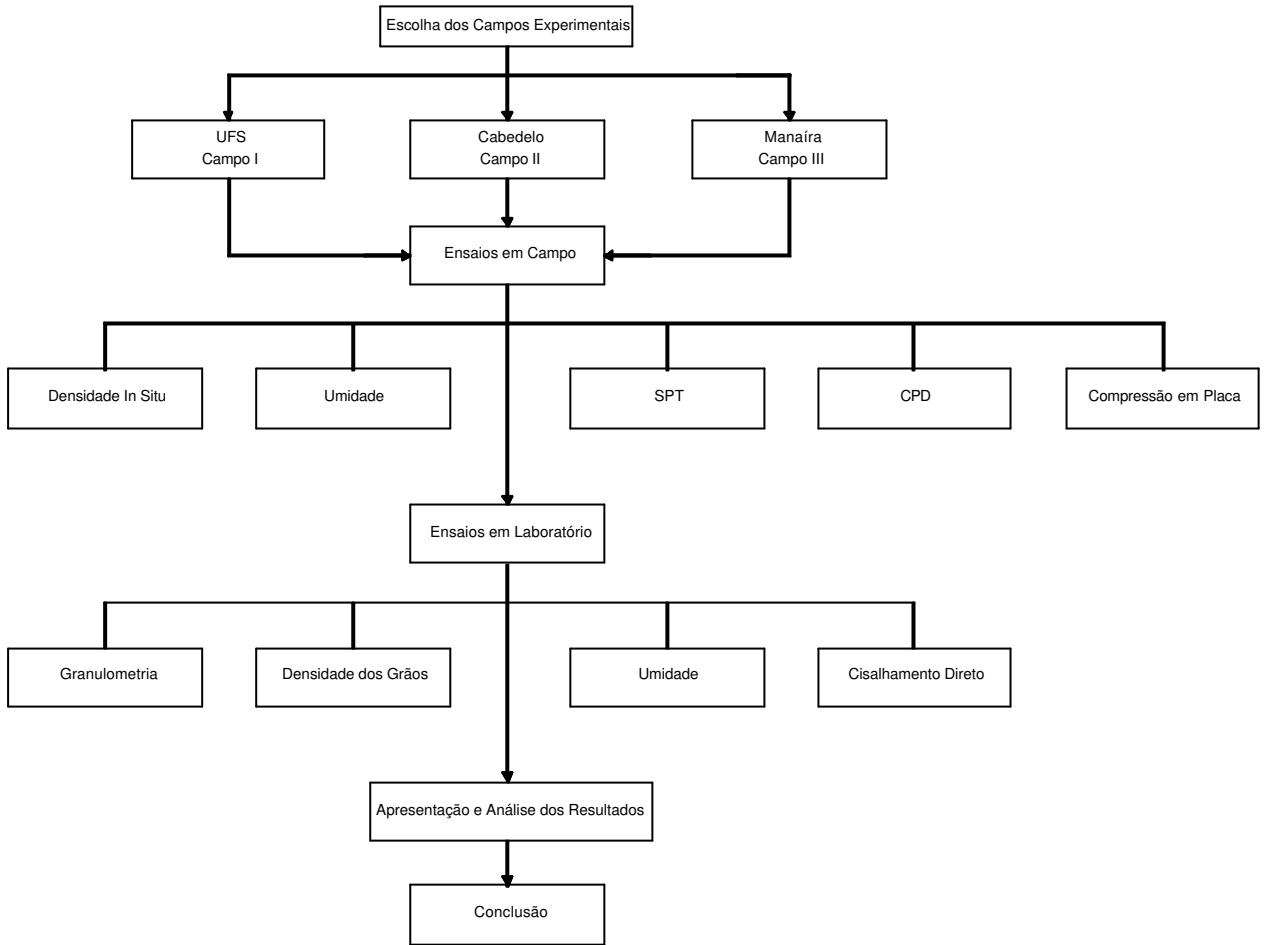
A seguir serão relatados aspectos, considerados importantes, sobre os locais, materiais e métodos dos ensaios realizados em campo e em laboratório.

1.11 - LOCAIS DOS ENSAIOS

A pesquisa foi iniciada no campo experimental da Universidade Federal de Sergipe – UFS, a opção por estudar o solo no campo experimental da Universidade Federal de Sergipe deu-se por conhecimento do solo (Já haviam sido realizados alguns ensaios, como CPT, SPT e a possibilidade de ensaio de compressão em placa), a pesquisa teve continuidade na cidade de Cabedelo e na cidade de João Pessoa, ambas no estado da Paraíba devido a necessidade de apresentar maior número de ensaios, além ser um solo granular, com algumas características semelhantes às encontradas em grande parte dos solos da região nordeste do Brasil.

Para simplificar a pesquisa adotou-se: campo experimental da Universidade Federal de Sergipe – UFS por campo I, cidade de Cabedelo como campo II e João Pessoa-Manaíra como campo III

O fluxograma dá uma noção geral da pesquisa, facilitando a compreensão e o acompanhamento de toda a metodologia usada nessa pesquisa.



1.11.1 - CAMPO EXPERIMENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE – UFS, CAMPO I

A Figura 4.1 e na Figura 4.2, nos ilustra o local onde foram realizadas uma série de ensaios em campo e a coleta de amostras para os ensaios em laboratório, denominado Campo I.



Figura 0.1 - Vista parcial do Campo I

Apesar de ser o mais novo campo experimental do país, já gerou subsídios para duas dissertações de mestrado e uma tese de doutorado em andamento.

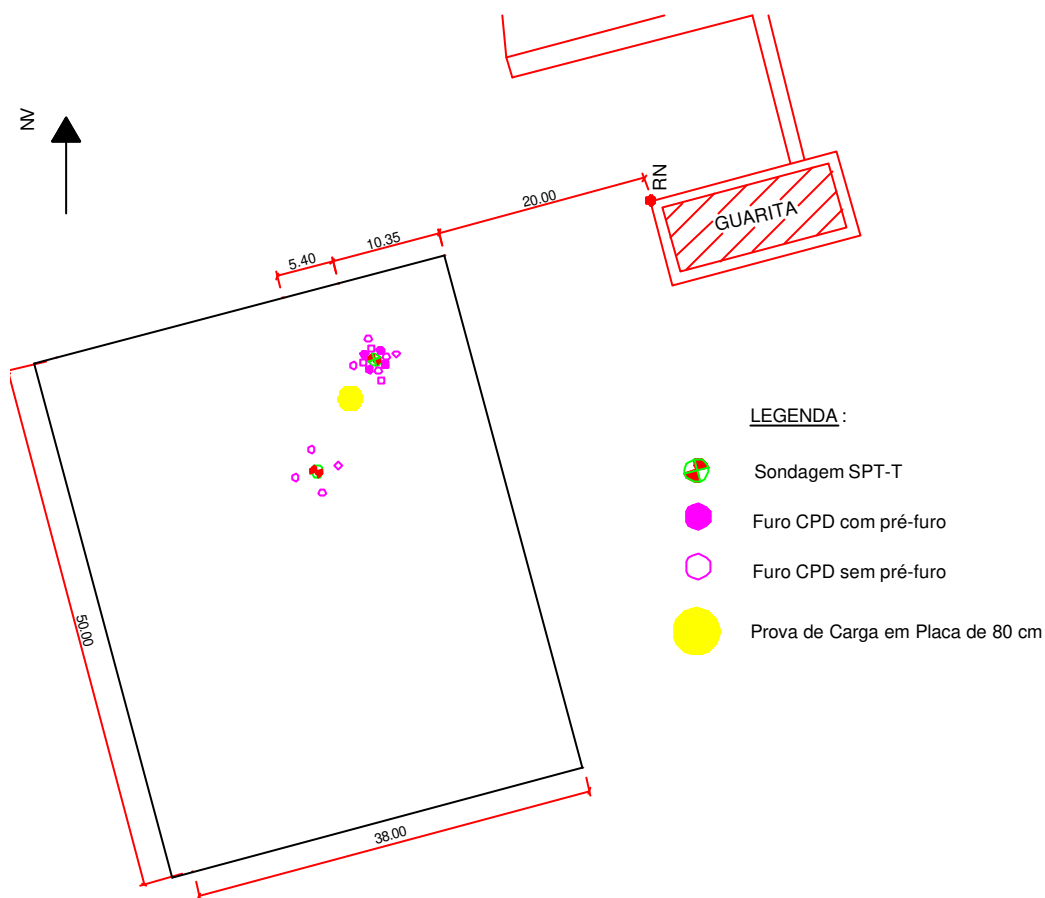


Figura 0.2 - Localização dos furos de CPD, SPT e ensaio de placa, no campo I

O campo I constituiu-se em um dos locais para coleta de informações que serviram de subsídios para a realização da proposta contida neste trabalho. Para isso, foram realizados ensaios em campo e coletadas amostras, julgadas representativas, para ensaios em laboratório, obtidos através de escavação a trado, nos locais onde foram realizados os ensaios do cone de penetração dinâmica.

1.11.2 - CABEDELLO – PB, CAMPO II

Essa pesquisa teve continuidade na cidade de Cabedelo – PB, nas sondagens realizadas para a obra de drenagem da praia de Miramar (campo II-A) nas sondagens realizadas no porto de Cabedelo (campo II-B).

A continuidade da pesquisa em Cabedelo se deu devido à oportunidade de aumentar o número de ensaios, além ser um solo granular, com algumas características semelhantes às encontradas nos solos já estudados.

1.11.3 - MANAÍRA, JOÃO PESSOA – PB, CAMPO III

A continuidade dessa pesquisa se deu em Manaíra (bairro de João Pessoa) sito a rua Ingá esquina com a rua Sapê, em um terreno de propriedade da dimensional construções LTDA, onde será construído o condomínio Ana Rita.

A locação dos furos de sondagens de CPD e SPT estão ilustradas no anexo A.

1.12 - ENSAIOS EM CAMPO

Os ensaios em campo foram constituídos de: ensaio de SPT (NBR 6484 /2001), ensaio do cone de penetração dinâmica (CPD); ensaio de placa (NBR 6489/1984), determinação da massa específica aparente seca com emprego do cilindro de cravação (“densidade in situ”, NBR – 9813/1987), determinação do teor de umidade do solo com o uso do Speedy (DNER – ME 052/94).

A realização dos ensaios em campo e a obtenção de amostras do solo foram feitas a partir da retirada de uma camada superficial, por conter vegetação ou por estar bastante revolvida.

1.12.1 - ENSAIO COM SPT

A execução dos furos dos ensaios com SPT no campo I, no campo II e no campo III foi realizado segundo a NBR 6484/2001, sondagem de simples reconhecimento da Associação Brasileira de Normas Técnica - ABNT, conforme relatório mostrado no anexo A

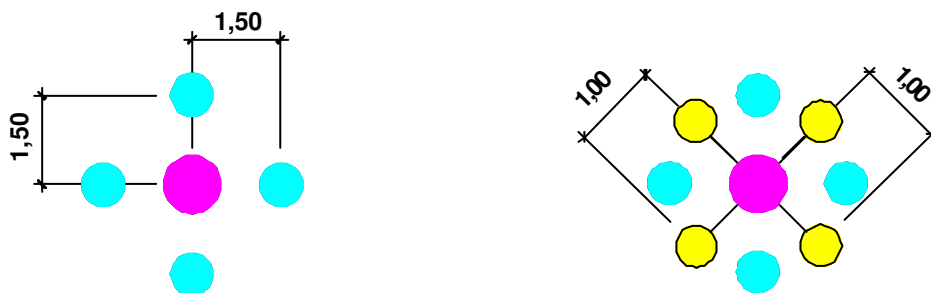
Durante a coleta de dados adotou-se a sistemática de não interferir nos procedimentos empregados pelas empresas de sondagens das colaboradoras.

1.12.2 - ENSAIO COM CPD

O procedimento adotado para cada ensaio com o SPT, mostrando como foram locados e a metodologia usada para a obtenção dos valores desses ensaios.

1.12.2.1 - Locação dos ensaios sem e com pré-furo

Para cada ensaio com SPT, foram realizadas, inicialmente, quatro furos de CPD, distando de 1,5 metros do furo do SPT, porém, durante a realização desses ensaios notou-se o desenvolvimento de atrito entre as hastes e o solo. Por isso optou-se pela realização de ensaios de CPD, também com a execução do pré-furo, conforme a Figura 4.3 (a) e Figura 4.3 (b).



(a)

(b)

LEGENDA:

- Furo SPT
- Furo CPD s/ Pré-furo
- Furo CPD c/ Pré-furo

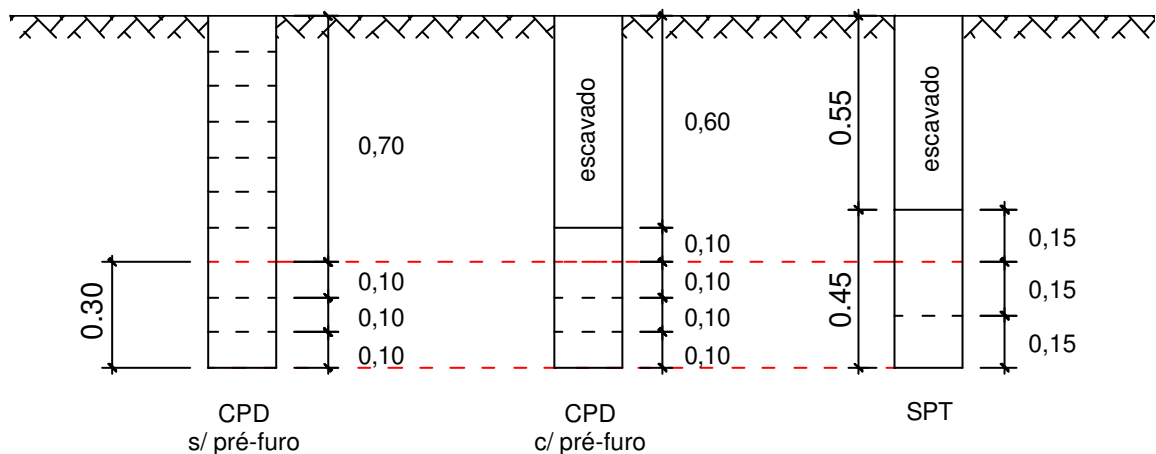
Figura 0.3 - Locação dos furos de CPD, em relação aos furos de SPT [(a) e (b)]**1.12.2.2 - Obtenção dos valores de CPD nos ensaios sem pré-furo**

O valor considerado para cada furo é igual ao número de golpes para penetração dos últimos trinta centímetros de cada metro de profundidade estudado, ou seja, é igual à soma dos três últimos N_{10} para cada metro de profundidade considerado.

1.12.2.3 - Obtenção dos valores de CPD nos ensaios com pré-furo

Neste caso a metodologia utilizada foi semelhante à do SPT. Uma perfuração de cinquenta e cinco centímetros e a penetração da sonda nos quarenta e cinco centímetros restantes, considerando apenas o número de golpes para penetração dos últimos trinta centímetros.

A Figura 4.4 ilustra a metodologia utilizada para a obtenção dos valores de CPD e SPT.

**Figura 0.4 - Metodologia utilizada na realização dos furos de CPD sem e com pré-furo em relação aos furos de SPT****1.12.2.4 - Adaptações do equipamento de CPD**

Para que o equipamento atingisse uma profundidade maior que aquela para a qual foi projetado originalmente foi necessária as seguintes adaptações do Cone de Penetração Dinâmica:

- aumento da quantidade de haste, passando de uma haste para três de um metro de comprimento, para que se pudesse atingir a profundidade de três metros, tendo em vista que as fundações rasas estão situadas dentro dessa faixa de profundidade;

- aumento do diâmetro das hastes, passando de 16 para 19 mm, com a intenção de evitar a flambagem.

Essas modificações podem ser vistas na Figura 4.5.



Figura 0.5 - Cone de Penetração Dinâmica - CPD, com as primeiras modificações

- foi retirada a régua milimetrada que acompanha o equipamento original, pois se aumentando o número de hastes a régua perde o contacto com o solo, além disso, percebeu-se também que a mesma amortecia o impacto do martelo, alterando os dados de penetração do cone. Conforme pode ser observado na Figura 4.6 (a) e Figura 4.6 (b).



(a)



(b)

Figura 0.6 – Cone de Penetração Dinâmica - CPD mostrando o prolongador para a régua e seus problemas [(a) e (b)]

1.12.2.5 - Realização do ensaio

O ensaio, propriamente dito, foi realizado a partir das seguintes etapas:

- retirada de possíveis camadas superficiais que não representavam o solo natural;
- nivelamento da superfície do subleito para torná-la mais uniforme possível;
- montagem do equipamento;
- marcação das medidas, em centímetro, na haste que contém o cone;
- posicionamento do CPD, mantido sempre na vertical, para que o peso caísse sempre livremente e não houvesse atrito lateral durante o processo de penetração da ponta cônica. Confirmando-se a verticalidade cada golpe:
- registro da penetração inicial, obtida com o assentamento peso próprio do equipamento;
- elevação do peso (martelo) até altura máxima de queda;
- liberação do martelo em queda livre;
- registro das penetrações, correspondentes a penetração de cada 10 cm.
- acréscimos das hastes, a cada metro de penetração, já com a marcação das medidas, em centímetro.
- retirada das hastes, com o uso da alavanca.
- desmontar, limpar, lubrificar e guardar o equipamento.

A Figura 4.8 mostra o procedimento do ensaio de CPD.



Figura 0.7 - Posicionamento do CPD para início do ensaio no porto de Cabedelo

Durante a execução do ensaio sentimos algumas dificuldades:

- 1- presença de raízes ou algumas pedras com diâmetro a cima de 75 mm, que davam leituras acima das leituras normais;
- 2 - presença de formigueiros que alterava os valores, dando leituras abaixo do valor real;
- 3 - colapso do material granular da superfície, que desmoronando para dentro da cava fazendo surgir atrito entre as hastes e o solo durante a penetração do cone. A partir dessa dificuldade optou-se pela realização de ensaios, também com pré-furo, como comentado anteriormente, buscando-se avaliar a influência que esse atrito poderia causar. Os pré-furos foram executados com um trado rotativo manual e interrompidos nas cotas aonde iriam se realizar os ensaios com o CPD.

1.12.3 - ENSAIO DE DENSIDADE “IN SITU”

A determinação da massa específica aparente seca foi feita com o emprego do cilindro de cravação.

Inicialmente retirou-se uma camada de solo superficial de aproximadamente 15 centímetros; nivelou-se o solo e em seguida cravou-se o cilindro, através de impacto de um martelo deslizante, até a medida na tampa do molde, o qual já havia sido pesado e medido o seu volume. Retirou-se o cilindro, evitando-se, impactos, para não alterar o ensaio. Arrasou-se o solo com o molde através de uma régua bizelada. Pesou-se o cilindro com o solo e anotou se o dado, em seguida retirou-se uma porção de solo para determinação da umidade através do método do speedy. A Figura 4.9 (a) e Figura 4.9 (b) apresentam etapas da execução desse ensaio.



(a)



(b)

Figura 0.8 - Ensaio densidade “in situ” com o uso do cilindro de densidade [(a) e (b)]

O campo III não foi realizado os ensaios de densidade “in situ”, devido o nível d’água estar a 2,50 cm da superfície, impossibilitado esse ensaio.

1.12.4 - COLETA DE AMOSTRA A TRADO ROTATIVO MANUAL

Após o ensaio com o CPD, foi realizada a retirada de amostra deformada através do trado rotativo, nas profundidades de 0,15 metros, 1,00 metro e 2,00 metros. As amostras foram confinadas em sacos plásticos e arrumadas dentro de uma caixa, para análise de laboratório. A partir do nível d’água a coleta de material a trado foi suspensa. A Figura 4.10 mostra a coleta de amostra de solos para realização de ensaios em laboratório.



Figura 0.9 - Execução da perfuração a trado para retirada das amostras

1.12.5 - ENSAIO DE COMPRESSÃO EM PLACA

Foi executado ensaio de compressão vertical em placa, realizado usando como apoio para reação uma estrutura de concreto armado, conforme mostra a Figura 4.11.



Figura 0.10 – Ensaios de provas de carga vertical usando uma estrutura de concreto armado

A Tabela 4.1 a seguir apresenta um resumo dos locais, tipos e respectivas quantidades de ensaios em campo realizados.

Tabela 0.1 - Quantidade e tipos de ensaios in situ, realizados nesta pesquisa

Local	SPT	CPD		PLACA VERTICAL	Densidade "in situ"
		C/PRE FURO	S/PRE FURO		
Campo I	Furo 01	04	08	Ensaio 01	02
Campo I	Furo 02	-	04	Ensaio 02	02
Campo II-A	Furo 03	-	04	-	02
Campo II-A	Furo 04	04	02	-	02
Campo II-A	Furo 05	04	02	-	02
Campo II-B	Furo 02	-	04	-	02
Campo II-B	Furo 03	-	04	-	02
Campo III	Furo 01	04	04	-	-
Campo III	Furo 02	02	-	-	-
Total	09	18	34	02	14

1.13 - ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO

A partir dos materiais coletados, conforme descrito no item anterior, foram realizados ensaios de caracterização (umidade, densidade e granulometria) e ensaios de cisalhamento direto. Esses ensaios foram realizados nos laboratórios de solos da Universidade Federal de Campina Grande e da Universidade Federal de Sergipe.

1.13.1 - CARACTERIZAÇÃO

1.13.1.1 - Granulometria

O ensaio de granulometria foi realizado baseando-se na NBR 7181/1984 (Análise Granulométrica por Sedimentação e por peneiramento) e NBR 6457/1986 (Preparação de Amostras de Solos para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização – Método de Ensaio) das amostras deformadas colhidas no campo. Constatado pelo ensaio de sedimentação que a quantidade de solos finos era insignificante, passamos a fazer o ensaio de granulometria por peneiramento. Conforme mostra a Figura 4.12.



(a)



(b)

Figura 0.11 – Ensaio de granulometria por sedimentação e por peneiramento [(a) e (b)]

1.13.1.2 - Massa específica dos grãos

O ensaio de massa específica dos grãos foi realizado por meio do frasco de Chapman, com base na NBR 9776/1987. Mostrado na Figura 4.13.



(a)



(b)

Figura 0.12 - Ensaio de massa específica dos grãos através do frasco de chapman [(a) e (b)]

1.13.1.3 - Teor de umidade

Em todos os casos necessários, a determinação do teor de umidade foi feita segundo a NBR- 6457/1986.

1.13.1.4 - Cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados seguindo as recomendações normativas da CESP – Companhia Energética de São Paulo.

Foi coletada uma amostra para cada furo de sondagem. No campo I a profundidade da coleta foi de 0,15 m e nos demais locais a profundidade foi de 0,60m.

De posse dos dados obtidos em campo (Densidade “in situ”, umidade do local) e umidade do solo em laboratório, calculou-se a quantidade de água e o volume de solo necessário para a execução do ensaio, nas condições mais próximas às condições do campo. Para compensar o inchamento da areia, a caixa de cisalhamento direto foi cheia em quatro camadas, dando-se a cada camada uma leve compressão. A Figura 4.14 mostra os equipamentos e a execução desse ensaio.



(a)



(b)

Figura 0.13 - Equipamento estabilizando a amostra para iniciar o ensaio e em Execução do ensaio de cisalhamento direto [(a) e (b)]

1.13.1.5 - Execução do ensaio

Foram moldados três corpos-de-prova (caixas) para cada amostra, sendo as mesmas submetidas às tensões de carregamento vertical de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. Os ensaios foram conduzidos à velocidade de 0,30 mm/min.

PARTE 4**APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Nesta etapa, são apresentados e analisados os resultados obtidos nas regiões estudadas. Inicialmente são apresentados os dados obtidos nos ensaios em campo e em seguida os obtidos nos ensaios em laboratório, depois esses dados serão comparados e discutidos.

1.14 - ENSAIOS EM CAMPO

Em campo foram realizados os seguintes ensaios: SPT, CPD,

1.14.1 - ENSAIO COM SPT

Os resultados dos ensaios com SPT para todos os furos de sondagens estão apresentados no Anexo A.

Os solos estudados, de uma maneira geral, apresentam as seguintes características, até a profundidade de três metros:

Campo I: Solo arenoso fino de compactação fofa a pouco compacta de cor creme

Campo II:

Campo II-A – Solo arenoso fino ou silte arenoso, com presença de matéria orgânica, de compactação fofa a medianamente compacta de cor amarelo claro.

Campo II-B – Solo arenoso médio a fino de compactação fofa a medianamente compacta de cor cinza.

Campo III – Solo arenoso médio a fino, de compactação pouco compacta a medianamente compacta de cor amarelo claro.

1.14.2 - ENSAIO COM CPD

Os resultados dos ensaios com CPD estão apresentados no Apêndice A, tanto para os ensaios realizados sem pré-furo como para os realizados com pré-furo.

No Apêndice D encontram-se os resultados dos ensaios com CPD obtidos ao longo de cada metro para cada ensaio com CPD, correspondente a soma de todos esses golpes, e a média dessas somas.

O Quadro 5.1; Quadro 5.2; Quadro 5.3; Quadro 5.4 Quadro 5.5 Quadro 5.6; Quadro 5.7; Quadro 5.8; Quadro 5.9; Quadro 5.10; Quadro 5.11 e Quadro 5.12, são apresentados resultados obtidos nos ensaios com CPD obtidos nos 30 cm finais de cada metro para cada furo de CPD, a soma desses golpes, e a média dessas somas.

Quadro 0.1 - Valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 01, no campo I

LOCAL: CAMPO I												
SPT - 01		CPD - SEM PRÉ-FURO										
PROFUNDIDADE		FURO-01 (golpes)		FURO -02 (golpes)		FURO -03 (golpes)		FURO-04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	1		1		1		-			2,6667	0,577	0,217
	1		1		1		-					
	1	3	0	2	1	3	-	-				
2,00m	1		1		1		-			2,6667	0,577	0,217
	1		1		1		-					
	1	3	0	2	1	3	-	-				
3,00 m	2		1		4		-			6,6667	2,887	0,433
	2		1		3		-					
	1	5	3	5	3	10	-	-				

O Furo 01 e Furo 02 do ensaio com CPD para o furo de SPT – 01, do campo I encontrou-se falhas no terreno proveniente de formigueiros na qual se obteve zero de resistência a penetração, conforme visto no Quadro 11.1 do Apêndice D, também não foi realizado o ensaio com CPD número 04, devido à proximidade dos experimentos em execução no referido campo experimental, mostrados na figura 4.1.

Quadro 0.2 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 02, no campo I

LOCAL: CAMPO I												
SPT - 02		CPD - SEM PRÉ-FURO										
PROFUNDIDADE		FURO-01 (golpes)		FURO-02 (golpes)		FURO- 03 (golpes)		FURO- 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	3		2		2		-			6,3333	2,082	0,329
	5		2		5		-					
	-	8	-	4	-	7	-	-				
		6		3		6		-				

Quadro 0.3 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 03, do campo II-A

LOCAL: CAMPO II-A											
SPT – 03		CPD - SEM PRÉ-FURO									
PROFUNDIDADE	FURO- 01 (golpes)		FURO- 02 (golpes)		FURO – 03 (golpes)		FURO- 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	5		5		6		4		13,25	2,062	0,156
	6		4		5		4				
	4	15	3	12	4	15	3	11			
2,00m	9		16		10		10		34,25	6,551	0,191
	14		13		10		11				
	9	32	15	44	10	30	10	31			
3,00 m	9		12		10		12		31,75	5,909	0,186
	9		14		9		10				
	8	26	13	39	9	28	12	34			

Observou-se um baixo coeficiente de variação, confirmando que pouca variabilidade dos valores dos ensaios com o CPD.

Quadro 0.4 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 04, do Campo II-A

LOCAL: CAMPO II-A											
SPT – 04		CPD - SEM PRÉ-FURO									
PROFUNDIDADE	FURO- 01 (golpes)		FURO – 02 (golpes)		FURO-03 (golpes)		FURO– 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	3		4		-		-		12,5	0,707	0,057
	5		4		-		-				
	4	12	5	13	-	-	-	-			
2,00m	14		15		-		-		42,5	0,707	0,017
	14		14		-		-				
	15	43	13	42	-	-	-	-			
3,00 m	16		20		-		-		55	11,314	0,206
	15		22		-		-				
	16	47	21	63	-	-	-	-			

Observou-se um baixo coeficiente de variação, confirmando que pouca variabilidade dos valores dos ensaios com o CPD, onde somente dois ensaios também mostram bons resultados.

Quadro 0.5 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 05, do Campo II-A

LOCAL: CAMPO II-A											
SPT - 05		CPD - SEM PRÉ-FURO									
PROFUNDIDADE	FURO- 01 (golpes)		FURO- 02 (golpes)		FURO- 03 (golpes)		FURO- 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	6		4		-		-		11,5	2,121	0,184
	4		4		-		-				
	3	13	2	10	-	-	-	-			
2,00m	13		16		-		-		50	7,071	0,141
	16		19		-		-				
	16	45	20	55	-	-	-	-			
3,00 m	11		15		-		-		41,5	3,536	0,085
	14		15		-		-				
	14	39	14	44	-	-	-	-			

Observou-se um baixo coeficiente de variação, confirmando que pouca variabilidade dos valores dos ensaios com o CPD e que os quatro furos são satisfatório.

Quadro 0.6 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 02, do Campo II-B

LOCAL: CAMPO II-B											
SPT - 02		CPD - SEM PRÉ-FURO									
PROFUNDIDADE	FURO- 01 (golpes)		FURO - 02 (golpes)		FURO - 03 (golpes)		FURO- 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	8		13		12		13		31,5	4,359	0,138
	10		11		10		12				
	7	25	10	34	12	34	8	33			
2,00m	5		4		6		5		13,25	3,500	0,264
	4		3		6		4				
	3	12	2	9	3	15	8	17			
3,00 m	4		4		3		5		10,75	2,062	0,192
	4		3		2		4				
	3	11	4	11	3	8	4	13			

Quadro 0.7 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 03, do Campo II-B

LOCAL: CAMPO II-B												
SPT - 03		CPD - SEM PRÉ-FURO										
PROFUNDIDADE		FURO- 01 (golpes)		FURO - 02 (golpes)		FURO- 03 (golpes)		FURO - 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	16		4		15		11			29	14,306	0,493
	16		3		14		8					
	9	41	3	10	10	39	7	26				
2,00m	6		3		4		5			10,5	4,655	0,443
	6		1		2		2					
	5	17	2	6	3	9	3	10				
3,00 m	11		3		3		5			20,5	19,070	0,930
	21		4		3		4					
	17	49	4	11	3	9	4	13				

Observou-se que o Furo 01 do ensaio de CPD está muito fora dos padrões, alterando totalmente o coeficiente de variação, mostrando a influência que um fragmento de rocha maior que 5 cm pode alterar os resultados dos ensaios de CPD.

Quadro 0.8 - Média dos valores de CPD (sem pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 03, no Campo III

LOCAL: CAMPO III												
SPT - 03		CPD - SEM PRÉ-FURO										
PROFUNDIDADE		FURO- 01 (golpes)		FURO- 02 (golpes)		FURO - 03 (golpes)		FUR - 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	8		7		6		7			21,5	2,646	0,123
	9		6		8		9					
	8	25	7	20	5	19	6	22				
2,00m	9		7		5		7			21,5	3,697	0,172
	7		8		6		8					
	8	24	8	23	5	16	8	23				
3,00 m	13		14		16		10			45,5	4,509	0,099
	16		17		16		14					
	16	45	20	51	14	46	16	40				

Os valores dos quadros cujos furos foram realizados com pré-furo, ilustrados no Quadro 5.9 e Quadro 5.10, atingiram a profundidade de 2.00 metros, devido à impossibilidade de se escavar abaixo do nível d'água.

Observou-se que o baixo coeficiente de variação nos confirma que os quatro furos são bastante representativos.

Os valores dos quadros cujos furos foram realizados com pré-furo do Campo III no bairro de Manaíra em João pessoa, mostrados no Quadro 5.11 e Quadro 5.12, alcançaram a profundidade de 1.00 metro, devido ao nível d'água estar a 2,50 cm da superfície do terreno.

Quadro 0.12 - Média dos valores de CPD (com pré-furo) na mesma profundidade dos valores do SPT - 02, na sondagem do condomínio Ana Rita no bairro de Manaíra – PB

LOCAL: CAMPO III											
SPT - 02	CPD - COM PRÉ-FURO										
PROFUNDIDADE	FURO- 01 (golpes)		FURO-02 (golpes)		FURO – 03 (golpes)		FURO – 04 (golpes)		MÉDIA (golpes)	DP	CV
1,00 m	7		6		-		-		21	1,414	0,067
	7		7		-		-				
	8	22	7	20	-	-	-	-			
2,00m	-		-		-		-		-	0,000	#DIV/0!
	-		-		-		-				
	-	-	-	-	-	-	-	-			

A partir dos valores do coeficiente de variação nota-se que o número de quatro ensaios de CPD e em alguns casos 2 ensaios de CPD mostrou-se bastante satisfatório.

Nos ensaios de SPT - 04 e 05 da praia de Miramar e SPT - 02 do condomínio Ana Rita, descritos no Quadro 5.5, Quadro 5.6 e Quadro 5.12, não foram realizados os quatro furos de CPD por problemas técnicos nas hastes do CPD.

Os dados contidos na Tabela 5.1; Tabela 5.2 e Tabela 5.3 mostram os valores médios de CPD sem pré-furo e os valores de SPT nas profundidades de 1,00, 2,00 e 3,00 metros.

Tabela 0.1 - Valores dos ensaios de CPD (médio), ensaios de SPT, para a profundidade de até 1,00 m

Local / furo	Número de golpes	
	CPD	SPT
CAMPO I F-01	03	05
CAMPO I F-02	06	04
CAMPO II-A F-03	13	04
CAMPO II-A F-04	12	03
CAMPO II-A F-05	11	04
CAMPO II-B F-02	32	11
CAMPO II-B F-03	29	11
CAMPO III F-01	22	06

Tabela 0.2 - Valores dos ensaios de CPD (médio) e dos ensaios de SPT, para a profundidade de 2,00 m

Local /furo	Número de golpes	
	CPD	SPT
CAMPO I F-01	03	06
CAMPO I F-02	09	05
CAMPO II-A F-03	34	08
CAMPO II-A F-04	43	14
CAMPO I I-A F-05	50	12
CAMPO II-B F-02	14	11
CAMPO II-B F-03	10	04
CAMPO III F-01	22	09

Tabela 0.3 - Valores dos ensaios de CPD (médio) e dos ensaios de SPT, para a profundidade de 3,00 m

Furo/local	Número de golpes	
	CPD	SPT
CAMPO I F-01	07	03
CAMPO I F-02	06	03
CAMPO II-A F-03	32	10
CAMPO II-A F-04	55	18
CAMPO II-A F-05	42	15
CAMPO II-B F-02	11	05
CAMPO II-B F-03	20	04
CAMPO III F-01	45	15

Na Tabela 5.4 e na Tabela 5.5 são apresentados os resultados de CPD e SPT, executados com o pré-furo.

Tabela 0.4 - Valores dos ensaios de CPD (médio) com o uso do pré-furo e SPT para a profundidade de 1,00 m

Local/ furo	Número de golpes	
	CPD	SPT
CAMPO I F-02	9	4
CAMPO II-A F-04	9	3
CAMPO II-A F-05	10	4
CAMPO III F-01	18	6
CAMPO III F-02	21	7

Tabela 0.5 - Valores dos ensaios de CPD (médio) com o uso do pré-furo e SPT, para a profundidade de 2,00 m

Local /furo	Número de golpes	
	CPD	SPT
CAMPO I F-02	4	5
CAMPO II-A F-4	36	14
CAMPO II-A F-5	45	15

Não foram feitos ensaios de CPD com o pré-furo nas profundidades de 3,00 m devido à impossibilidade da execução do pré-furo com o trado manual, pois o nível do lençol freático estava geralmente muito próximo à superfície.

Também não foi possível a realização de ensaios com pré-furo no porto de Cabedelo, tendo em vista que somente percebeu-se essa necessidade após a realização desses ensaios e ao se retornar, já haviam sido iniciados os serviços de melhoramento do solo, o que alterou toda a estrutura do solo que foi trabalhado anteriormente.

1.14.3 - DENSIDADE “IN SITU”

A seguir estão apresentados na Tabela 5.6, os resultados das densidades “in situ” realizados, na profundidade de 1,00 metro.

Tabela 0.6 - Valores dos ensaios de Densidade “in situ”, para as profundidades de 1,00 m

Local/Furo	Densidade “in situ” em °
CAMPO I F-01	1,47
CAMPO I F-02	1,49
CAMPO II-A F-03	1,59
CAMPO II-A F-04	1,61
CAMPO II-A F-05	1,52
CAMPO II-B F-02	1,66
CAMPO II-B.F-03	1,69

No Campo III, não se realizou o ensaio de densidade “in situ” em, Devido ao nível do lençol estar a 2,50 cm da superfície.

1.14.4 - ENSAIO DE COMPRESSÃO EM PLACA

A Figura 5.3 mostra o resultado obtido no ensaio de prova de carga vertical no solo do campo I.

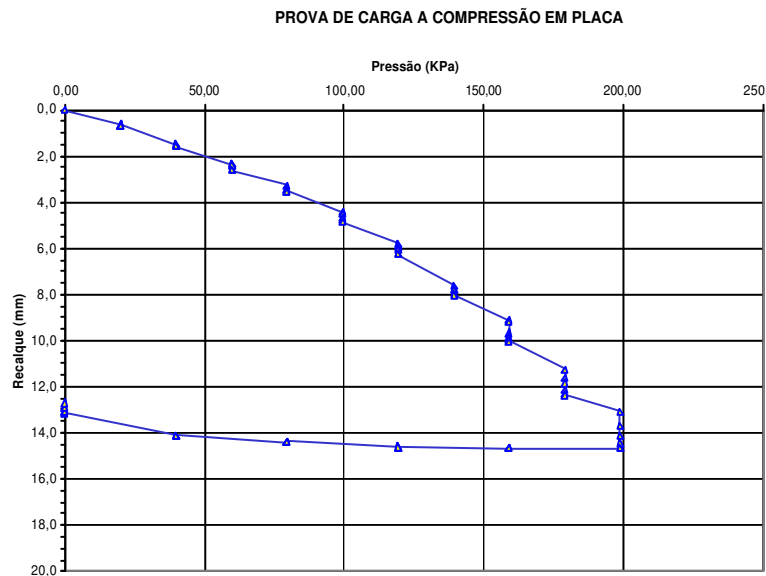


Figura 0.1 - Prova de carga a compressão em placa do solo do Campo I

Realizou-se comparação entre o ensaio de SPT e o ensaio de placa. A obtenção de valores para tensão admissível nas areias pelo critério de Boston (código de obras da cidade de Boston, USA), segundo Cintra et al,

(2003) por esse critério são considerado dois valores de recalques (10 mm e 25 mm) e as correspondentes tensões admissíveis (ρ_{10} e $\rho_{25}/2$), na curva de tensão recalque, no qual admite-se o menor dos dois valores.

1.14.5 - COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS DE PLACA, SPT E CPD, NA OBTENÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO

A partir do ensaio de compressão em placa, ensaio de sondagem com o SPT e com o ensaio com o CPD, no mesmo solo, fizemos uma comparação para a obtenção da capacidade de carga, usando os três métodos.

Para a obtenção do ρ_{25} , tem-se que fazer uma extrapolação da curva pressão (kPa) versus recalque através do método de extrapolação de Van Der Veen, mostrado na Figura 5.4.

$$\rho_{10} = 159 \text{ kPa} \Rightarrow \rho_{10} = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_{25} = 232/2 = 116 \text{ kPa} \quad \rho_{25} = 0,12 \text{ MPa}$$

Portanto a tensão admissível no ensaio de placa é 0,12 MPa.

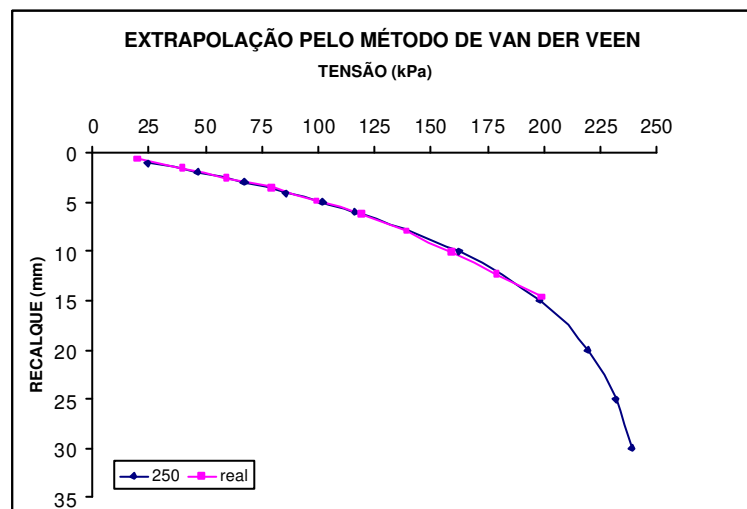


Figura 0.2 – Extrapolação do gráfico do ensaio de placa pelo método de Van Der Veen

Comparando essa tensão admissível à tensão admissível obtida segundo o critério apresentado por Alonso (1983) representado pela equação seguinte do N_{spt} na profundidade máxima do bulbo de tensão da placa.

$$\rho_{ADM} = \frac{N_{SPT}}{5} \quad [06]$$

A partir dos valores do furo de sondagem 02 do campo experimental de Aracaju a tensão admissível, obtida com a média dos valores de N_{spt} ao longo dos 3,00 metros de profundidade, é igual a:

$$\rho_{\text{Adm}} = \frac{N_{\text{SPT}}}{5} \Rightarrow \rho_{\text{Adm}} = \frac{6,5}{5} \Rightarrow \rho_{\text{Adm}} = 130\text{kPa} \text{ ou } 0,13\text{MPa}$$

Logo, as tensões admissíveis obtidas pelos dois critérios estão muito próximas.

Fazendo uma nova comparação com o valor de SPT obtido a partir da equação da reta de regressão CPD versus SPT, obtidos na Figura 5.5.

$$\text{SPT} = 0,10\text{CPD} + 0,73 \quad [07]$$

$$\text{SPT} = 0,10\text{CPD} + 0,73 \Rightarrow \text{SPT} = 0,10 \times 63 + 0,73 \Rightarrow \text{SPT} = 7,03 \text{ golpes}$$

$$\rho_{\text{ADM}} = \frac{N_{\text{SPT}}}{5} \Rightarrow \rho_{\text{ADM}} = \frac{7,0}{5} \Rightarrow \rho_{\text{Adm}} = 140\text{kPa} \text{ ou } 0,14\text{MPa}$$

Esse valor de tensão admissível está bem próximo das anteriores, sendo um pouco a favor da segurança.

1.15 - ENSAIOS EM LABORATÓRIO

1.15.1 - GRANULOMETRIA

O ensaio de granulometria foi realizado segundo a norma NBR 7181/1984 (método para análise granulométrica de solos realizada por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento). Os resultados do ensaio de granulometria ilustrados na Tabela 5.8 e seus respectivos gráficos estão apresentados no apêndice C.

Tabela 0.7 - Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento

PEN (mm)	A.-F01%	A.-F02 %	PC-02 %	PC-03 %	PM-03 %	PM-04 %	PM-05 %
1,2	100	100	100	100	100	100	100
0,6	100	100	96,68	97,42	97,85	99,46	95,07
0,42	100	100	94,62	95,38	94,55	97,99	85,48
0,25	96,76	97,23	64,82	65,46	68,03	77,35	46,37
0,15	73,96	72,82	11,74	16,27	17,20	19,80	6,67
0,075	14,40	13,65	0,96	1,06	1,05	0,38	0,05

Aonde foi constatado o que se segue:

-os solos pesquisados do campo experimental de Aracaju são compostos por uma areia fina mal graduada, contendo pouco silte e quase isenta de matéria orgânica, sendo está quase homogênea até uma profundidade de aproximadamente quatro metros.

-já os solos do porto de Cabedelo é uma areia fina mal graduada, composto com matéria orgânica e o solo da

praia de Miramar é uma areia fina mal graduada, contendo matéria orgânica calcificada composta por restos de mariscos.

-os resultados dos ensaios indicam que as amostras de solos são constituídas por um solo arenoso fino classificado segundo a Highway Research Board como um solo do “tipo A3”, segundo o sistema unificado de classificação é classificado como solo “SP”.

1.15.2 - DENSIDADE DOS GRÃOS

Os ensaios de densidades dos grãos foram realizados com o uso do picnômetro e também com o frasco de Chapman, para se fazer um comparativo dos resultados.

Tabela 0.8 - Comparativo dos resultados da massa específica dos grãos dos solos pesquisados

LOCAL/FURO	Densidade por chapman(g/cm ³)
CAMPO I F-01	2,64
CAMPO I F-02	2,61
CAMPO II-A F-03	2,55
CAMPO II-A F-04	2,61
CAMPO II-A F-05	2,57
CAMPO II-B F-02	2,60
CAMPO II-B F-03	2,61

Na Tabela 5.9 são apresentados os dados referente à massa específica dos grãos do solo realizada pelo frasco de chapman, foram realizadas por esse método por ser mais coerente para solos arenosos que quase não possuem parcelas finas (siltes e argilas), já o método do picnômetro é mais preciso para solos com predominância de solos finos.

1.15.3 - CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados de cisalhamento direto estão apresentados no Apêndice B. A Tabela 5.7 apresenta os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos a partir das amostras coletadas em cada local e nas profundidades indicadas.

Tabela 0.9 - Resultados de CPD, Ângulo de Atrito e Coesão dos solos estudados

LOCAL/FURO	CPD	ÂNGULO DE ATRITO em °	COESÃO em KPa
CAMPO I F-01	3	31,1	10,10
CAMPO I F-02	9	31,9	14,30
CAMPO II-A F-03	13	36,74	22,45
CAMPO II-A F-04	12	37,0	26,00
CAMPO II-A F-05	11	31,3	29,90
CAMPO II-B F-02	32	38,38	12,36
CAMPO II-B F-03	30	37,9	13,20

Mesmo o solo sendo arenoso com uma quantidade de solos finos muito pequena apresentou uma considerável

coesão, isso devido a umidade existente no mesmo que proporciona ao solo uma coesão chamada coesão aparente. A Figura 5.1 e a Figura 5.2 ilustram os resultados do ensaio de cisalhamento direto.

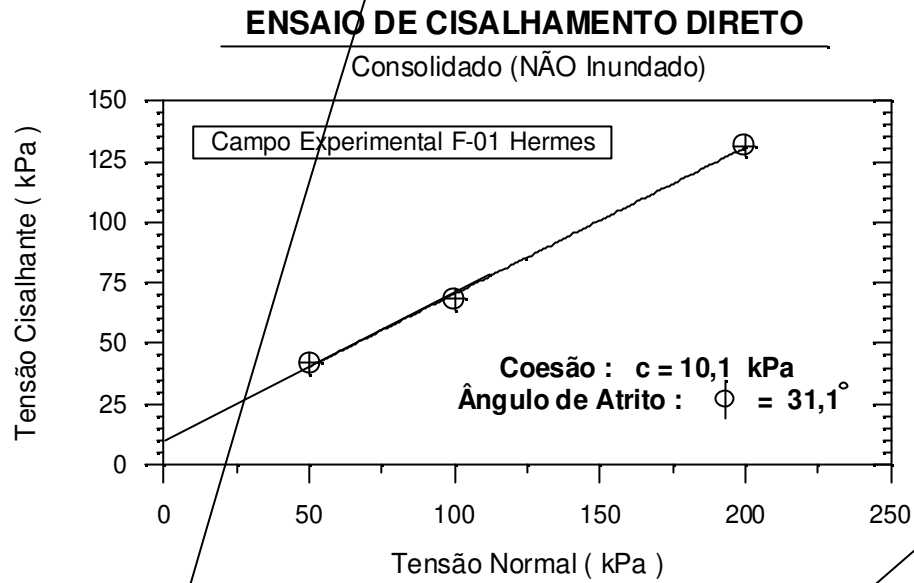
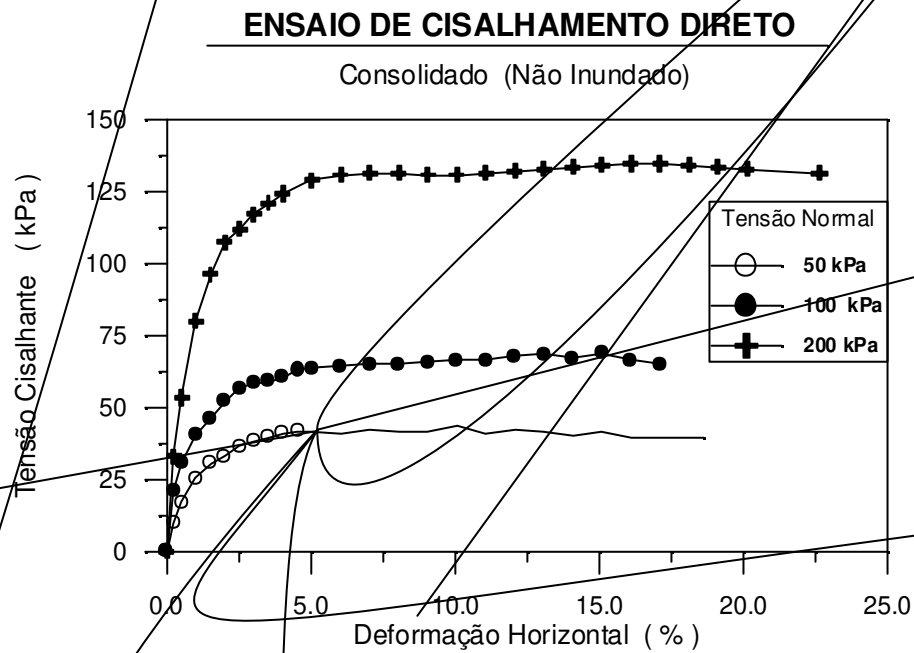


Figura 0.3 - Cálculo do ângulo de atrito do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01



1.16 - ANÁLISE ESTATÍSTICA

Foram obtidas correlações lineares entre os valores de CPD e os parâmetros estudados: SPT, Densidade “in situ”, ângulo de atrito e coesão. Para cada correlação foi estimado o coeficiente de determinação (R^2), que avalia a representatividade da correlação entre os pares de pontos estudados, e a equação da reta de regressão linear (CHARNET et al, 1999).

1.16.1 - CORRELAÇÕES CPD VERSUS SPT

1.16.1.1 - Correlações sem pré-furo

A Figura 5.5 apresenta a correlação completa, obtida na profundidade de 1,00 até 3,00 m, entre os valores de CPD (médio) sem pré-furo obtido ao longo de cada metro, conforme os valores do Quadro 11.2, Quadro 11.3, Quadro 11.4, Quadro 11.5, Quadro 11.6, Quadro 11.7 e Quadro 11.8 do Apêndice D, e os valores correspondentes obtidos nos ensaios de SPT. Nessa correlação não foram considerados os valores de CPD a 1,00 e 2,00 m correspondente ao furo de sondagem 01 de Aracaju, mostrado no Quadro 11.1 do Apêndice D, devido à influência de formigueiros nessa profundidade.

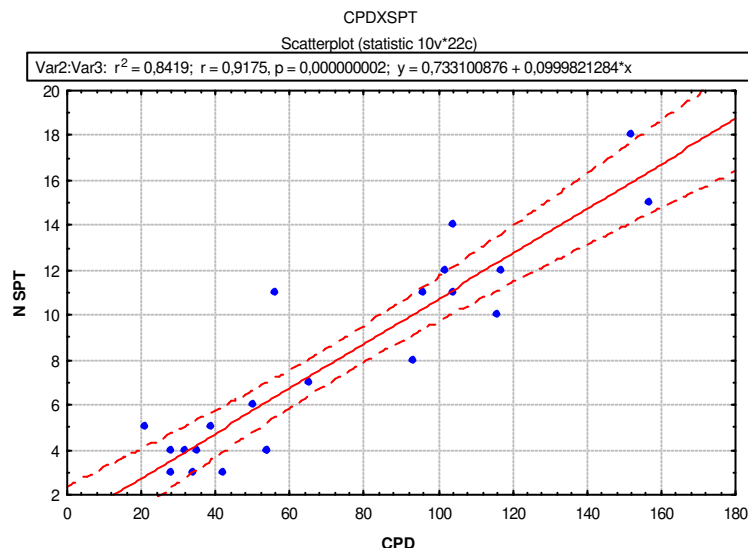


Figura 0.5 - CPD (médio) sem pré-furo a cada metro versus SPT

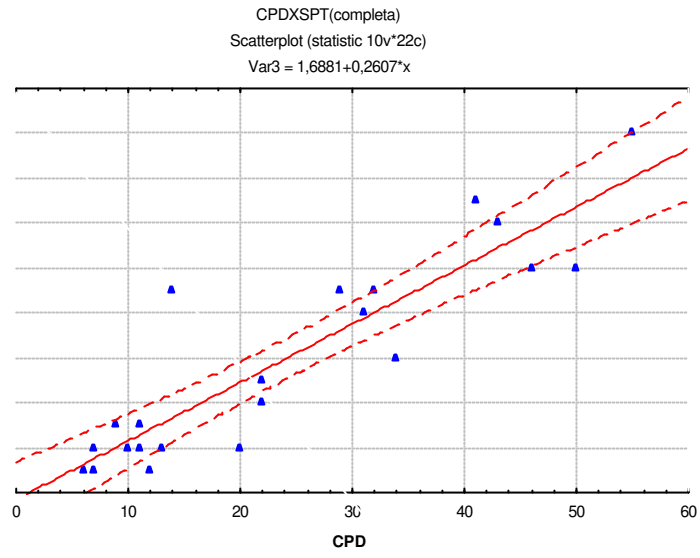
Resumo da Figura 5.5.

$$R^2 = 0,8419; R = 0,9175, p = 0,000000002; SPT = 0,733100876 + 0,0999821284 \cdot CPD$$

Através dessa correlação pode-se observar um coeficiente de determinação de 0,84, mostrando uma forte correlação linear entre os valores de CPD e SPT, e um valor de $p = 0,0001$, que mostra ser essa uma correlação altamente significativa. Esse resultado nos permite obter valores de SPT bastante próximos do real a partir de ensaios de CPD que são bem mais simples de serem realizados.

A Figura 5.6 mostra a correlação obtida, na profundidade de 1,00 até 3,00 m, entre os valores de CPD (médio)

sem pré-furo obtidos nos 30 cm finais de cada metro, conforme o primeiro critério apresentado na Figura 5.5 (valores dos Quadros 5.1 a 5.9), e os valores correspondentes obtidos nos ensaios de SPT .



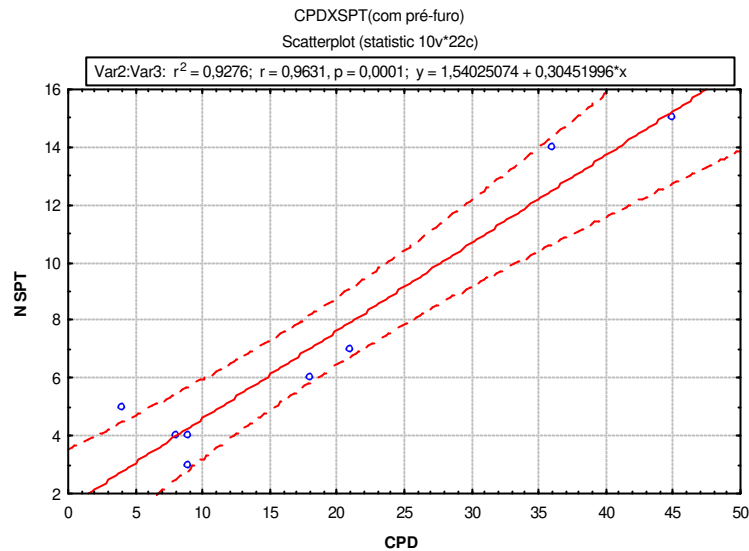


Figura 0.7 - Mostrando a correlação entre todos os ensaios de CPD (médio) com pré-furo e os ensaios de SPT

Resumo da Figura 5.7.

$$R^2 = 0,9276; R = 0,9631, p = 0,0001; SPT = 1,54025074 + 0,30451996*CPD$$

Comparando-se as correlações obtidas sem pré-furo, nos 30 cm finais ($R^2 = 0,81$), e com pré-furo ($R^2 = 0,93$) nota-se certa influência do atrito nas hastes, porém, esse fato parece não ser tão significativo, o que fica evidenciado com o maior valor de $R^2 = 0,84$, obtido na correlação completa entre os valores de CPD (médio) sem pré-furo ao longo de cada metro e os valores correspondentes de SPT, e portanto com maior atrito entre as hastes.

1.16.2 - CPD VERSUS DENSIDADE IN SITU

A Figura 5.8 mostra a correlação obtida, na profundidade de 0,60 m, entre os valores de N_{10} (médio) sem pré-furo e os valores correspondentes obtidos nos ensaios de densidade "in Situ".

Através dessa correlação pode-se observar um coeficiente de determinação de ($R^2 = 0,68$), mostrando uma razoável correlação linear entre os valores de N_{10} e densidade in situ, e um valor de $p = 0,05$, que mostra ser essa uma correlação significativa. Apesar do pequeno número de pares essa correlação pode ser útil como uma indicação do valor da densidade in situ a 1,00 m de profundidade.

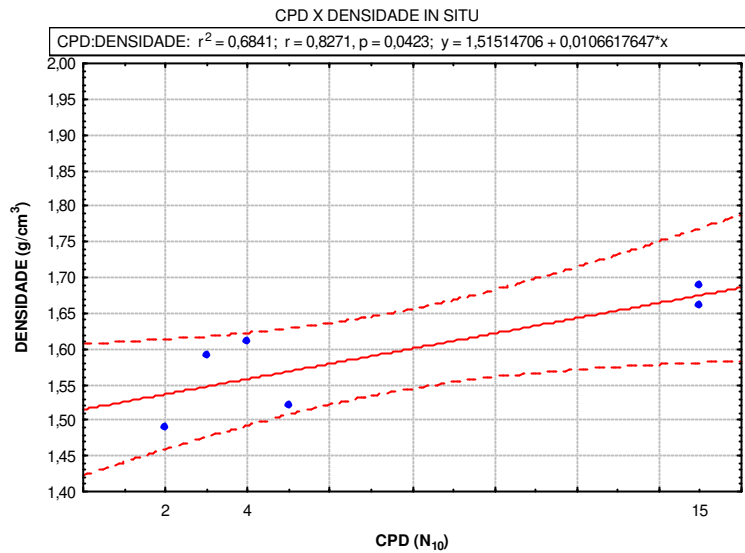


Figura 0.8 - N₁₀ versus Densidade “in situ”

Resumo da Figura 5.8.

$R^2 = 0,6841$; $R = 0,8271$, $p = 0,0423$; $SPT = 1,51514706 + 0,0106617647 \cdot CPD$

1.16.3 - CPD VERSUS ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO

Fazendo uma correlação dos resultados de N₁₀ do ensaio de CPD com o ângulo de atrito, retirado dos ensaios de cisalhamento direto (tabela 5.7), obtivemos a seguinte relação, mostrada na Figura 5.9.

Através dessa correlação pode-se observar um coeficiente de determinação ($R^2 = 0,63$), mostrando uma razoável correlação linear entre os valores de CPD e ângulo de atrito. A partir desse resultado não é possível uma estimativa confiável do ângulo de atrito por meio do ensaio de CPD.

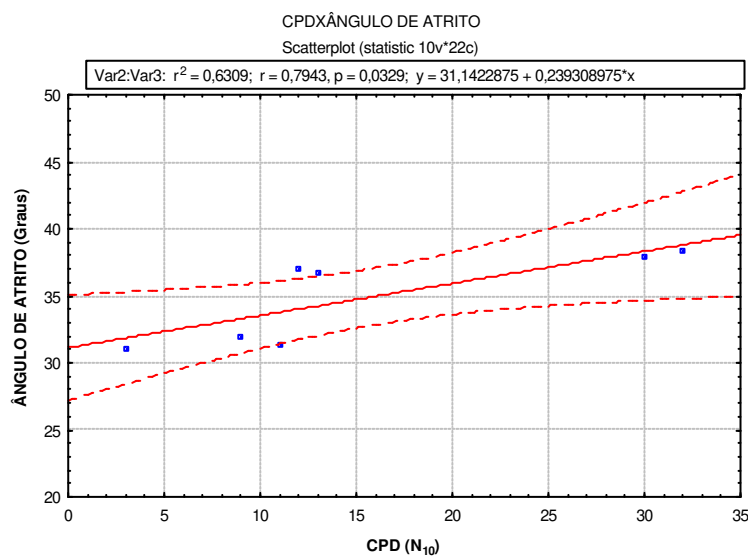


Figura 0.9 - CPD versus Ângulo de Atrito

Resumo da Figura 5.9.

$R^2 = 0,6309$; $R = 0,7943$, $p = 0,0329$; $SPT = 31,1422875 + 0,239308975 \cdot CPD$

PARTE 5**CONCLUSÕES E SUGESTÕES****1.17 - CONCLUSÕES**

As modificações nos equipamentos (CPD) foram satisfatórias, pois o equipamento atingiu o seu objetivo que era alcançar e medir a penetração do cone nas camadas até três metros de profundidade. Deve-se salientar que durante a realização de dois ensaios o equipamento ficou danificado, indicando a necessidade de uma possível melhoria na resistência do aço de fabricação das hastes.

O CPD é um ensaio relativamente rápido, versátil e efetivamente econômico quando comparado com os ensaios de SPT (300,00 Reais por ensaio até 10 metros) e o ensaio de Placa (500,00 Reais - 2500,00 Reais por ensaio). Além disso, o CPD dá uma indicação mais efetiva da resistência do solo na medida em que apresenta valores ao longo de toda a profundidade perfurada.

Existe uma correlação significativa ($R^2 = 0,84$) entre os valores de CPD sem pré-furo e os valores de SPT até a profundidade de 3,00 m, sendo, portanto possível estimar os valores de N_{spt} a partir dos valores obtidos nos ensaios de CPD. Esse resultado é muito importante, pois sendo o CPD um ensaio mais versátil e mais econômico possibilita a aplicação em casos onde normalmente não são realizados ensaios, com no caso de residências de 1 a 2 pavimentos, e também em qualquer outro caso de construção de edifício em que possam ser utilizadas fundações rasas.

Existe uma correlação significativa ($R^2 = 0,93$) entre os valores de CPD com pré-furo e os valores de SPT até a profundidade de 3,00 m, sendo, portanto possível fazer uma ótima estimativa os valores de N_{spt} a partir dos valores obtidos nos ensaios de CPD. Esse resultado indica uma maior correlação de valores do CPD com o SPT. No entanto, nem sempre é possível a realização de pré-furo devido à presença do nível d'água.

Recomenda-se a realização de quatro ensaios de CPD sem pré-furo, e sempre que possível quatro ensaios com o pré-furo, também.

A partir dos resultados de CPD com e sem pré-furo ficou evidenciado também que há uma certa influência do atrito entre as hastes do CPD, só que esse fato parece não ser tão significativo.

Foi obtida uma razoável correlação ($R^2 = 0,68$) entre o N_{10} e a Densidade, e da mesma forma uma razoável correlação ($R^2 = 0,63$) entre o ângulo de atrito e o CPD. Isso talvez tenha acontecido por não terem sido realizados muitos ensaios comparativos. Assim, pelos resultados aqui obtidos, não ficou evidenciada uma boa estimativa da densidade "in situ" e do ângulo de atrito por meio do ensaio de CPD.

1.18 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- 1 – Fazer ensaios de CPD e de SPT em outros tipos de solos.
- 2 – Comparar os resultados do CPD com resultados de outros Penetrômetros.
- 3 – Realizar um maior número de ensaios de cisalhamento direto e de CPD para obtenção de uma melhor correlação entre o CPD e o ângulo de atrito (Φ).
- 4 – Realizar um maior número de ensaios de densidade “in situ”, em várias profundidades, para obtenção de uma melhor correlação entre o CPD e a densidade “in situ”.
- 5 – Fazer novas adaptações no equipamento, como: confeccionar as hastes do equipamento com aço de maior resistência, e aumentar o número de hastes numa tentativa de atingir maior profundidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6023. Informação e Documentação: Referências: Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6122. Projetos e Execução de Fundações. 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 6457. Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6484. Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6489. Ensaio de Prova de Carga Sobre Placa – Método de Ensaio. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 6508. Grãos de Solo que Passa na Peneira de 4,8 mm – Determinação da massa Específica. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 7181. Solo – Análise Granulométrica – Método de Ensaio. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 8036 Programação de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos Para Fundações de Edifícios – Procedimentos. 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 9776. Determinação da Massa Específica dos Grãos com o Uso do Frasco de CHAPMAN. 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 9813. Determinação da Massa Aparente “in situ”, com o Emprego do Cilindro de Cravação. 1987.

ALCÂNTARA, P. B. Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações rasas em Solos Argilosos Através do SPT, da Prova de Carga Sobre Placa e do Ensaio Penetrométrico, Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande, UFCG. 1992.

ALONSO, U. R. Exercícios de Fundações. ED Edgard Blücher, São Paulo. 1983.

AMINI, F. Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometer in Pavement Design and Construction. Final Report. Department of Civil Engineering Jackson State University in cooperation with Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2003. Disponível em: <http://www.mdot.state.ms.us/research/pdf/dyndonpn.pdf>. Acesso em: 27/03/05.

BARATA, F. E., Propriedades mecânicas dos solos: Uma Introdução ao projeto de fundações. Livros Técnicos e

Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro. 1984.

BERBERIAN, D., Sondagens do subsolo para fins de engenharia. Infrasolo LTDA / L.A. Falcão Bauer. Universidade de Brasília / SENAI – DF. 1986.

BICALHO, K. V.; CASTELLO, R. R.; Improvement of loose sandy soil foundation by compaction piles In: 16 International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japão, XVI ICSMGE. Rotterdam, Netherlands: Mill Press, v. 3, p. 1155-1158. 2005. (2005a).

BICALHO, K. V.; CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. Improvement of Loose Sand with Clay Bands by Sand Columns. ASCE Geotechnical Special Publication, Vol. 2. p. 1166 – 1173, 2002.

BICALHO, K. V.; CASTELLO, R. R.; D'ANDREA, R. The Identification of Loose Sand Using Compaction Piles. Fifth International Conference on Cases Histories in Geotechnical Engineering, New York (NY), USA. (2004a).

BICALHO, K. V.; CASTELLO, R. R.; MORAES, M. L. Contribuição ao Estudo de Melhoramento de Solos Arenosos Fofos por Estacas de compactação. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Portugal, III, p. 177 – 184. (In Portuguese).(2004b).

BICALHO, K. V.; CASTELLO, R. R.; MORAES, M. L. Loose sandy soil densification by compaction piles In: 6 the International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra. Portugal, Vol. 1.p. 169-176. (2005b).

CARDOSO, A. B.; TRICHÊS, G. Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. XI COBRAMSEG, Vol.1, pp.649 – 856, 1998.

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F.; BICALHO K.V.; RIBEIRO, R. C. H. Recalques Observados de Sapatas em Solo Terciário de São Paulo. Solos e Rochas. São Paulo, 24,(2): 143– 153, Maio – agosto, 2001.

CAVALCANTE, E. H.; GIACHETI, H. L.; DANZIGER, F. A. B.; COUTINHO, R. Q. Campos Experimentais Brasileiros. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 2006.

CHARNET, R.;FREIRE, C. A. de L.;CHARNET, E. M. R.; BONVINO, H. Análise de Modelos de Regressão Linear com Aplicações, Campinas – SP: Editora da Unicamp, 1999.

CINTRA, J. C.;AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Tensão Admissível em Fundações Diretas. ED,Rima. São Carlos – SP, 2003.

DIN 4094, Part 2. Dynamic and Static Penetrometer: Application and Evaluation. Berlin, 1980.

Ensaio de Cisalhamento Direto em Solos.Companhia Energética de São Paulo-CESP, Método de Ensaio-MSL-15. Ilha Solteira. 1986.

FLETCHER, G. F. A. Standard Penetration test: Its Uses and Abuses, Proc. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE, Vol. 91, SM4, pp. 67 – 75. 1965.

GEHBAUER, F.; EGGENSBERGER, M. ; EGGENSBERGER, M.E. ; NEWTON, S. A. Planejamento e Gestão de Obras, Curitiba, 2002.

- HACHICH, W. FALCONI, F. F. SAES, J. L. FROTA, R. G. O. CRVALHO, C. S. NIYAMA, S. Fundações, Teoria e Prática. 2º ED. São Paulo: Pini, 1998.
- HARISON, J.R. Correlation between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soils. Proc. Instrn. Of Civil. Engng. London, Part 2, p. 83-87, 1987.
- HASSAN, A. The Effect of Material Parameters on Dynamic Cone Penetration Results for Fine-Grained Soil and Granular Materials PhD. Dissertation, Oklahoma State University, Stillwater, Oklahoma, 1996.
- HERRICK & JONES v.66 (4) ... A Dynamic Cone Penetrometer for Measuring Soil Penetration Resistance ... The Hammer-type, Dynamic Cone Penetrometer Described Here Cone Used to Calculate a soil Penetration Resistance, 2001 ... Disponível em: <http://www.intlsoil.scijournals.org/cgi/content/full/66/4/1320>, p. 1320 a 1324
Acesso em: 22/04/06
- KLEYN, E. G; SAVAGE, P. F.;MAREE,J. H. The Application of a Portable Pavement Dynamic in Situ Bearing properties of Road Pavement layers and Sub grades in South Africa. Proceedings of the second Symposium on Penetration testing/ Amsterdam/P.24-27 may 1982.
- LIMA. M. J. C. Porto. A de. Prospecção Geotécnica do Subsolo. Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. Rio de Janeiro. 1979.
- LIVNEH, M.; ISHAI, I.; LIVNEH, N. A. Automated DCP Device Versus Manual DCP Device. [S.I.] Rd. and Transport Res., Vol. 1, No.4, 1992.
- LIVNEH, M.; ISHAI, I.; LIVNEH, N. A. Effect of Vertical Confinement on Dynamic Cone Penetrometer Strength Values in Pavement and Sub grade Evaluations. Transp. Res. Rec. 1473, p. 1-9, 1995.
- LIVNEH, M. Friction Correction Equation for the Dynamic Cone Penetrometer in Subsoil Strength Testing. Paper Presented at the 79th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, D.C, 2000.
- MEIRA, F. F. D. de Andrade. Estudo Comparativo Entre a Energia Transferida às Hastes do SPT e a Resistência do Solo. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG. PB, 2002.
- MORAES, M. L.; BICALHO, K. V.; ZANDONAIDE, E.; CASTELLO, R. R. Estudo de Resultado de Sondagens SPT e Ensaio de penetração Dinâmica (PD) para Areias da Grande Vitória – ES. 2006.
- NILSON, T. Experiências Iniciais Sobre o DPL Nilson, 1º Simpósio do Centro Oeste. Cuiabá, 2003.
- NILSON, T. Comparação entre o DPL (Nilson) e SPT. IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da

Teoria e Prática. 2ªED. São Paulo: PINI, 1998.

ROBERTSON, P. K. In Situ Testing and Application to Foundation Engineering, Dynamic Cone Penetrometer – DCPT. Geotech. J Vol.23,pp.573-594.

SCHNAID, FERNANDO. Ensaio de Campo e Suas Aplicações à engenharia de fundações. Oficina de textos. São Paulo. 2000.

SILVA JÚNIOR, F. A. da. Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa ao Dimensionamento de Pavimentos Urbanos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG. PB, 1999

SILVA, D. F.; MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A. Estudo Preliminar de Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas Através de Ensaio DPL e DPSH em Londrina/Pr, XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 2006.

SOARES, J. M. Emprego do SPT -T e do Pressiômetro Ménard em um Depósito Arenoso da Região Litorânea de João Pessoa. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG. PB, 1999.

STEFANOFF, G. SANGLERAT, G. BERGDAHL, U. MELZER, K. J. Dynamic Probing(DP): International Reference Test Procedure, Penetration Test, ISOTP-1, De Ruitter (ed), Baikema, Rotterdam. 1988.

SWANN, L. H. Dames & Moore. The Use of Dynamic sounding in Evaluating Settlements. Proceedings of the Second European Symposium on penetration Testing. Amsterdam, 24-26 may. London – UK.1982.

TSUHA.C. H. C. Utilização do Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com o Resultado de Prova de Carga em Placa e Sapata. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. Fundações. 2 ED. Vol.1. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997.

APÊNDICES

1.19 - APÊNDICE A

Nessa parte são apresentados os laudos de sondagens com o Cone de Penetração Dinâmica – CPD, ensaio a ensaios, para cada SPT .

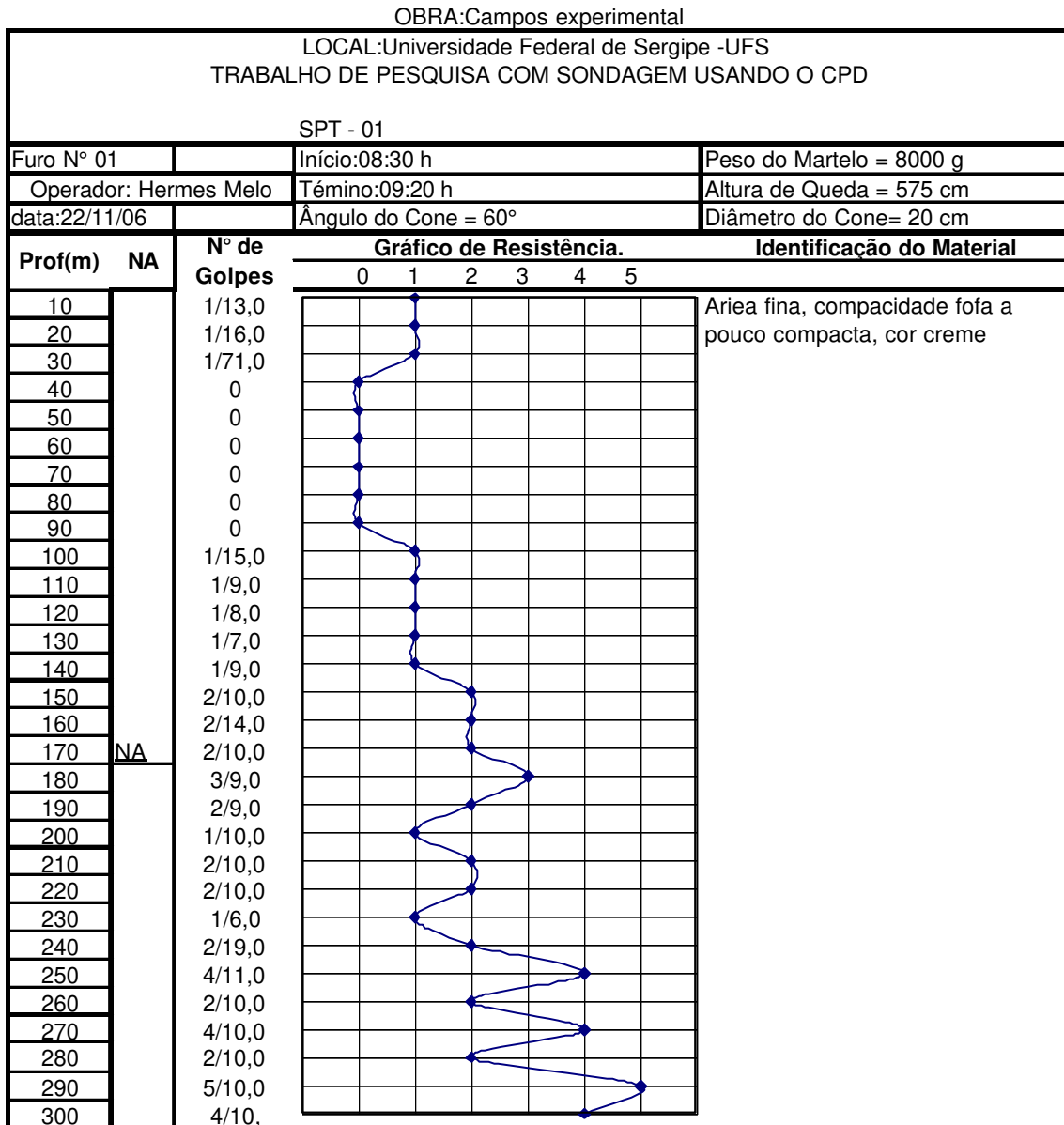


Figura 0.1 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS

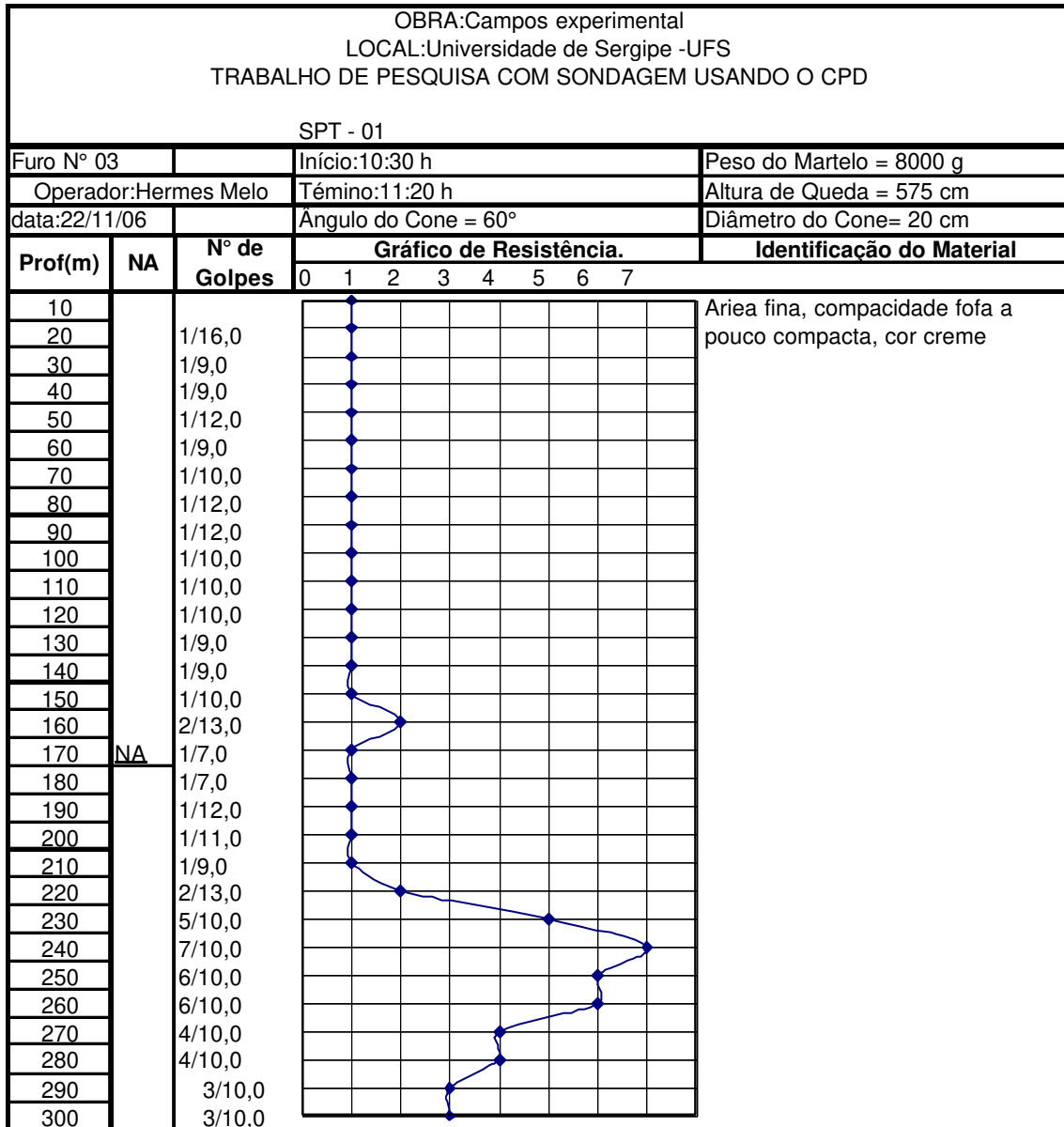


Figura 0.3 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS

OBRA:Campos experimental													
LOCAL:Campus da Universidade de Sergipe - UFS / São Cristovão - SE													
TRABALHO DE PESQUISA COM SONDAGEM USANDO O CPD													
SPT-02													
Furo N° 01 sem pré-furo		Início:09:30 h		Peso do Martelo = 8000 g									
Operador:Hermes Melo		Término:10:20 h		Altura de Queda = 575 cm									
data:15/12/06		Ângulo do Cone = 60°		Diâmetro do Cone= 20 cm									
Prof(m)	NA	N° de Golpes	Gráfico de Resistência.										Identificação do Material
			0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
15	NA	3/15,0											Areia fina, compactidade fofa a pouco compacta de cor creme
30		5/14,0											Areia fina, compactidade pouco compacta, cor marrom claro
45		8/16,0											Areia fina, compactidade fofa, cor amarelo claro
60		6/15,0											Areia fina pouco siltosa, compactidade medianamente compacta, cor amarelo escuro
75		5/14,0											
90		6/16,0											
105		6/15,0											
120		4/15,0											
135		4/16,0											
150		3/12,0											
165		4/18,0											
180		3/15,0											
195		3/15,0											
210		3/15,0											
225		4/17,0											
240		7/13,0											
255		3/14,0											
270		4/16,0											
285		4/15,0											
300		4/10,0											

Figura 0.4 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS

OBRA:Campos experimental														
LOCAL:Campus da Universidade de Sergipe - UFS / São Cristovão - SE														
TRABALHO DE PESQUISA COM SONDAGEM USANDO O CPD														
SPT-02														
Furo N° 02 sem pré-furo		Início:11:30 h		Peso do Martelo = 8000 g										
Operador:Hermes Melo		Término:12:20 h		Altura de Queda = 575 cm										
data:15/12/06		Ângulo do Cone = 60°		Diâmetro do Cone= 20 cm										
Prof(m)	NA	N° de Golpes	Gráfico de Resistência.							Identificação do Material				
			0	1	2	3	4	5	6		7	8	9	
15		2/15,5												Areia fina pouco siltosa, compactidade fofa, cor creme
30		2/14,5												
45		4/15,0												
60		4/15,0												Areia fina, compactidade pouco compacta, cor marrom claro
75		3/13,0												
90		4/17,0												
105		3/15,0												Areia fina, compactidade fofa, cor amarelo claro
120		3/15,0												
135		3/18,0												
150		3/13,0												Areia fina pouco siltosa, compactidade medianamente compacta, cor amarelo escuro
165		3/12,0												
180	NA	5/17,0												
195		3/15,0												
210		4/15,0												
225		2/15,0												
240		8/15,0												
255		6/17,0												
270		2/13,0												
285		4/15,0												
300		3/10,0												

Figura 0.5 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS

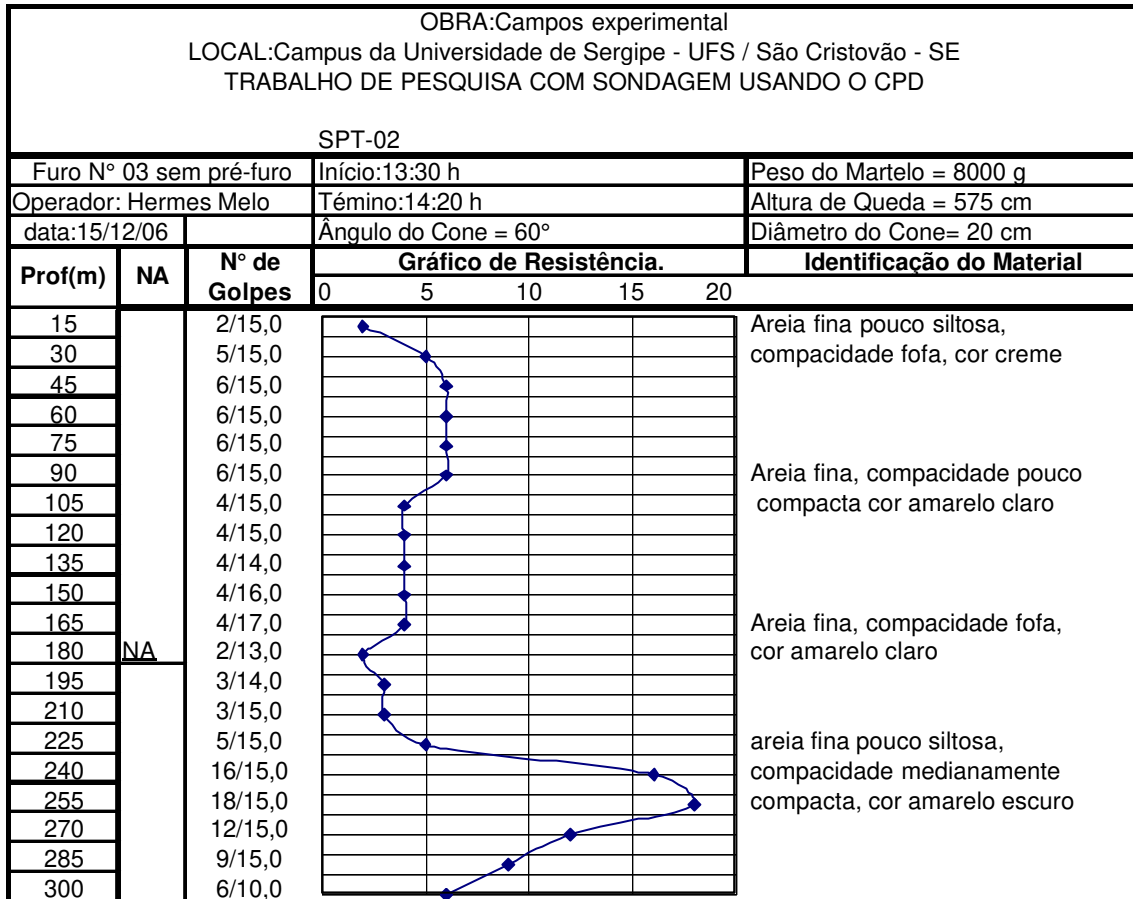


Figura 0.6 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe -UFS

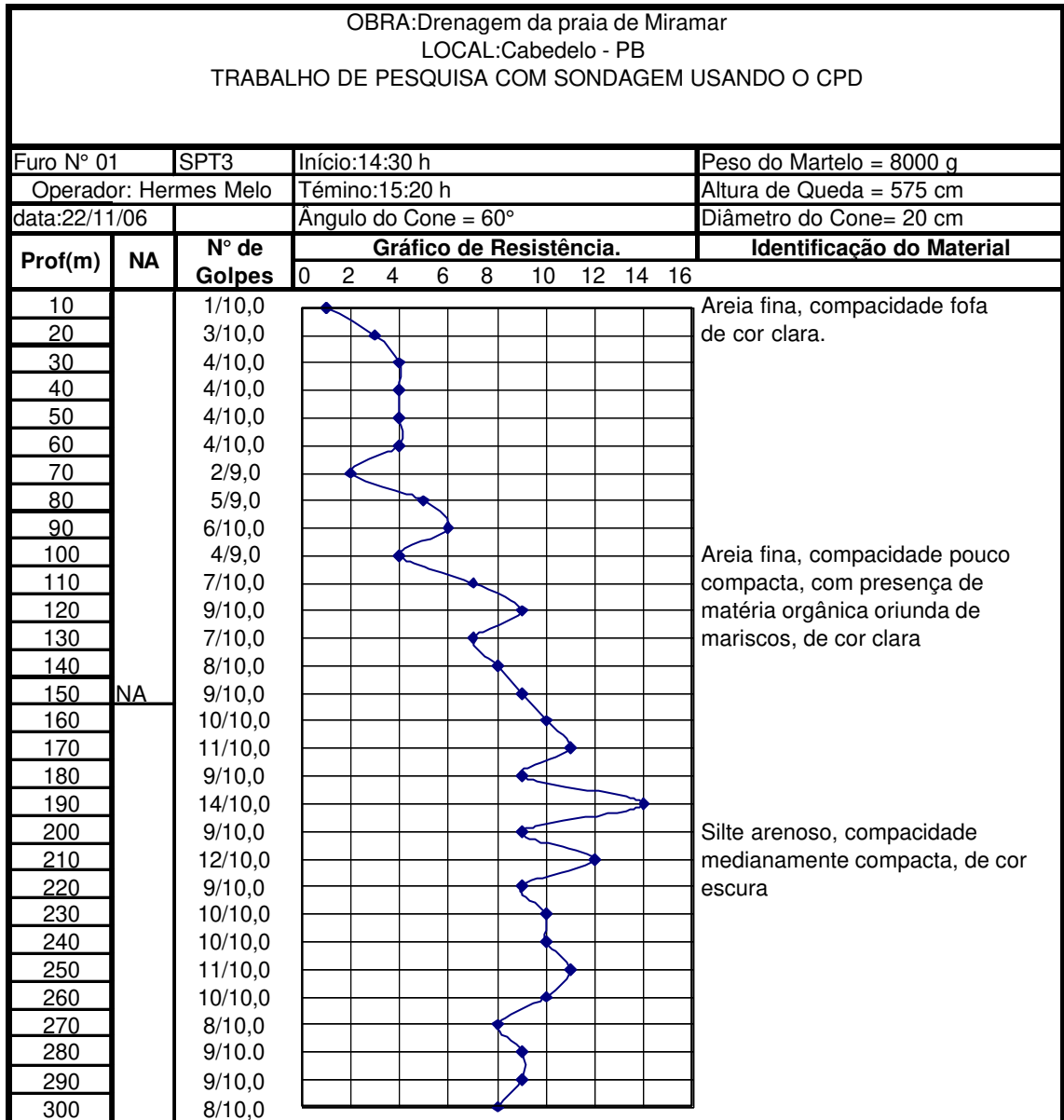


Figura 0.7 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

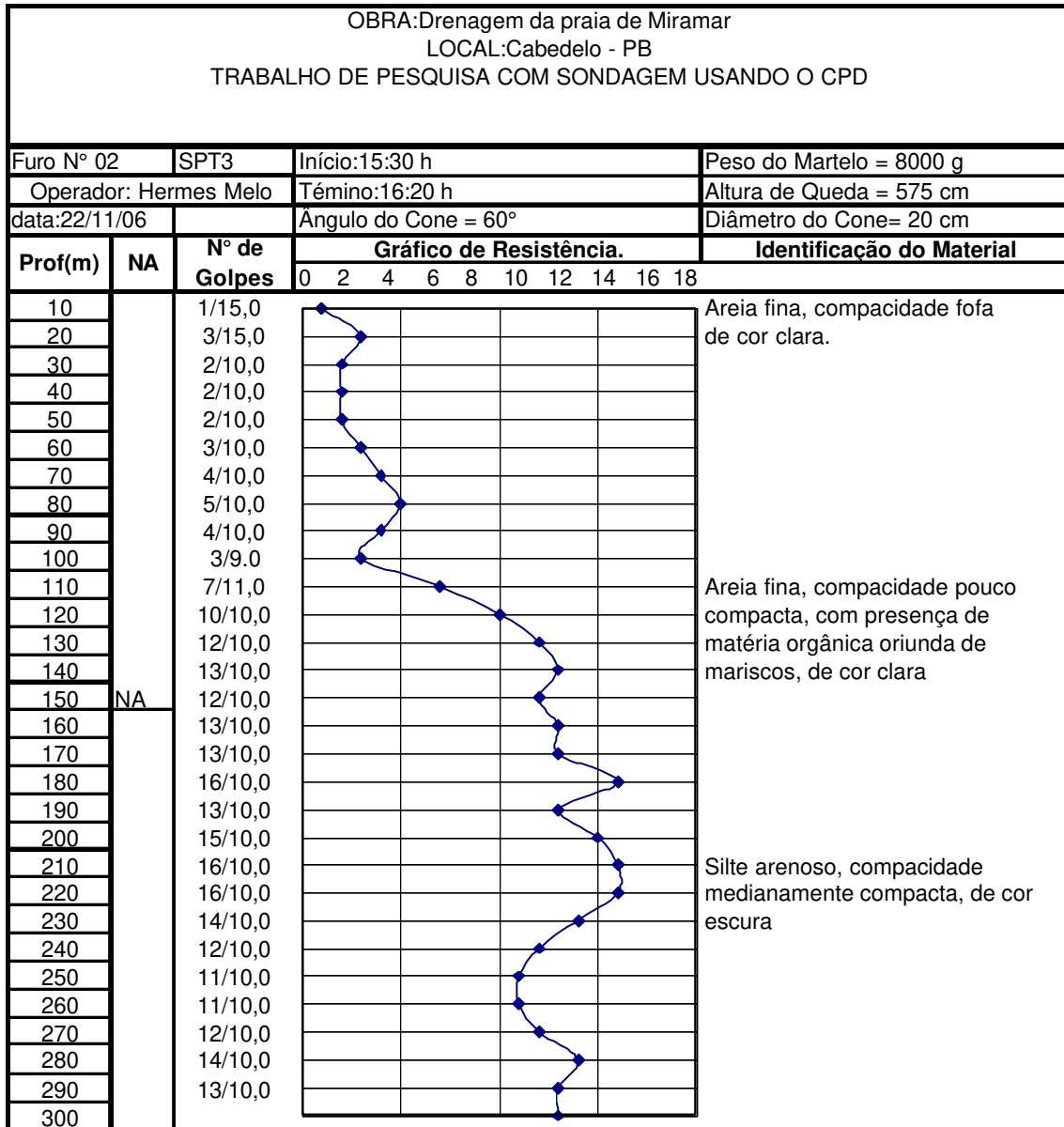


Figura 0.8 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

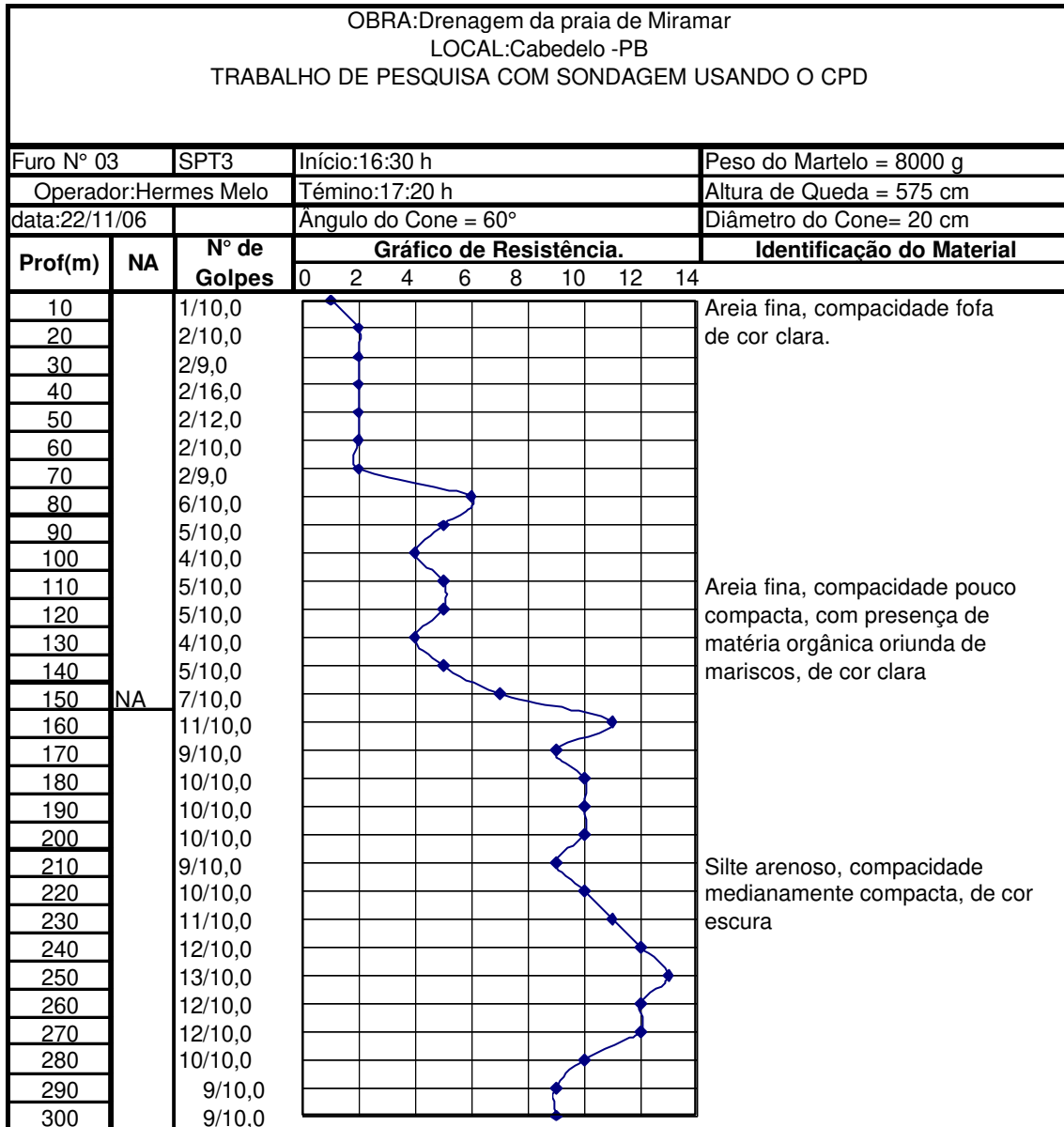


Figura 0.9 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

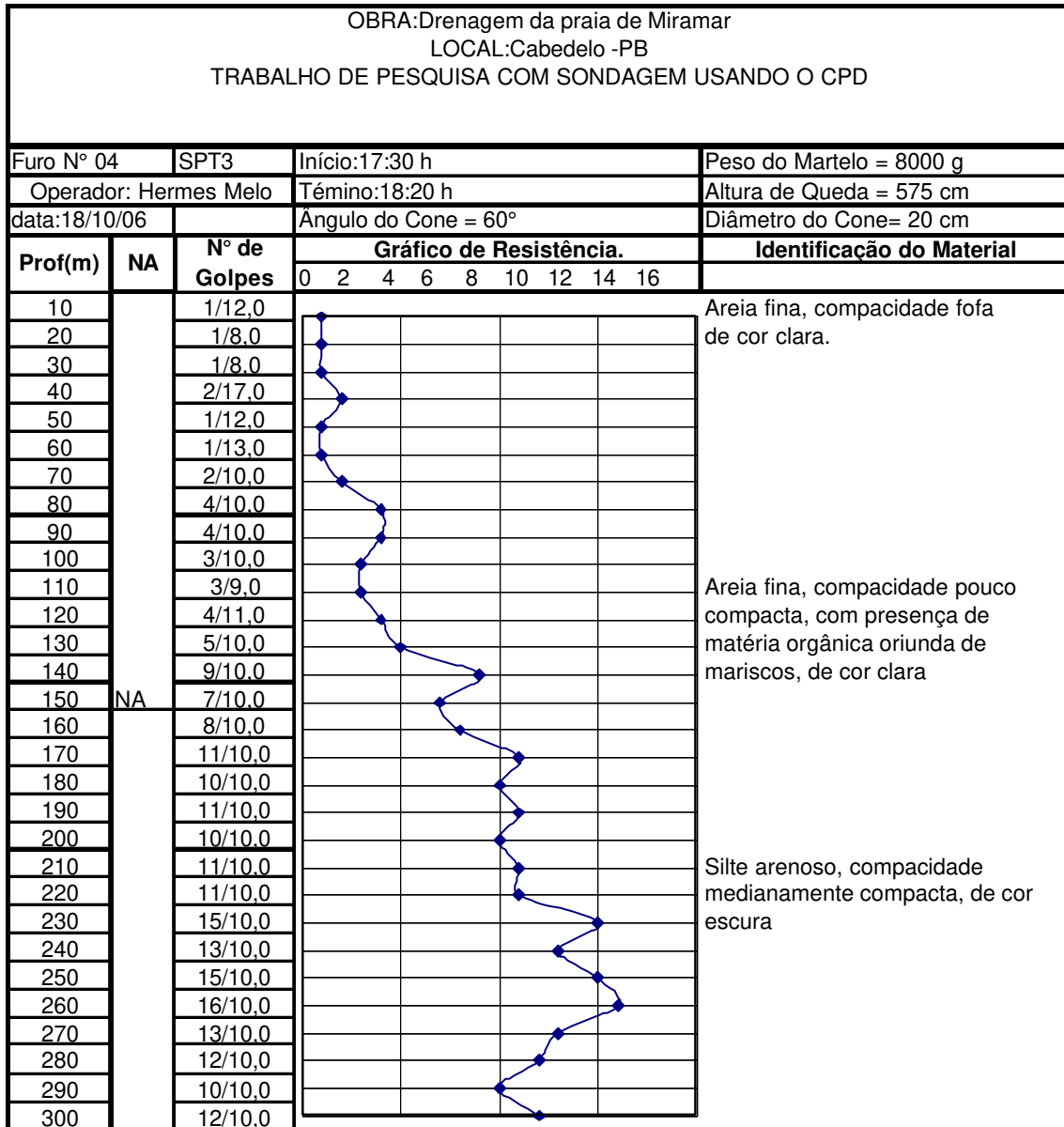


Figura 0.10 - Laudo de sondagem através do ensaio 04 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

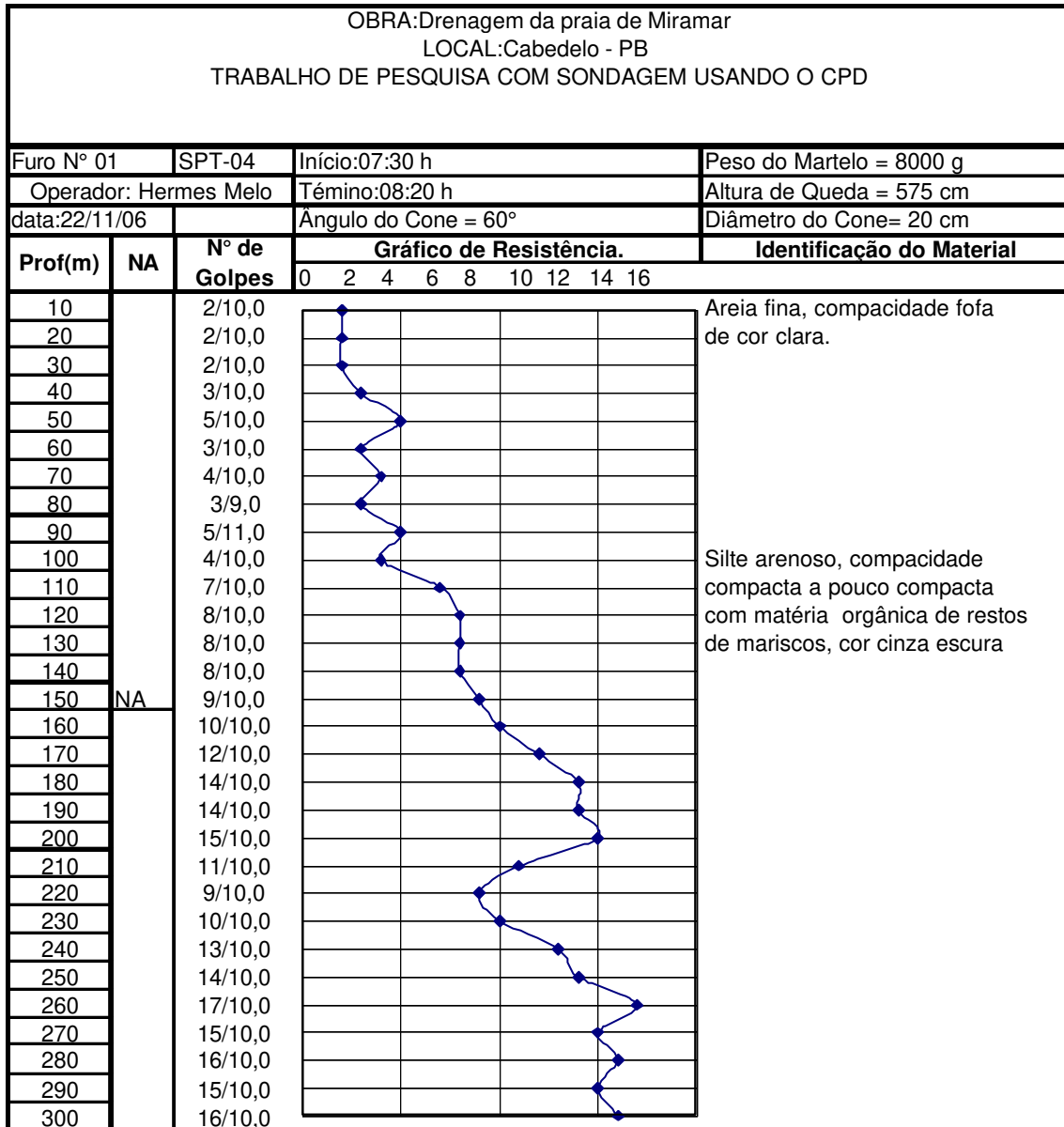


Figura 0.11 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 04 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

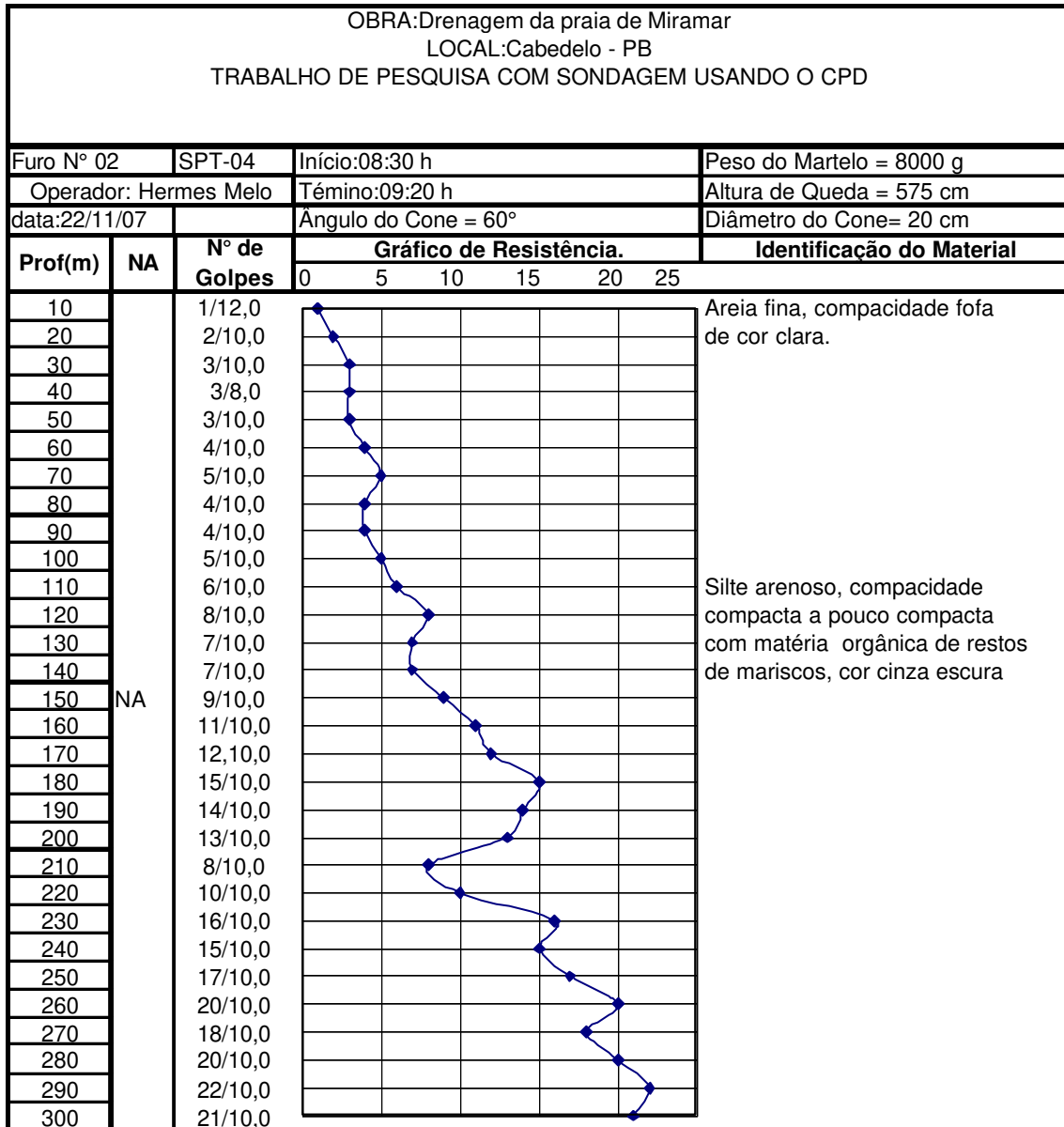


Figura 0.12 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 04 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

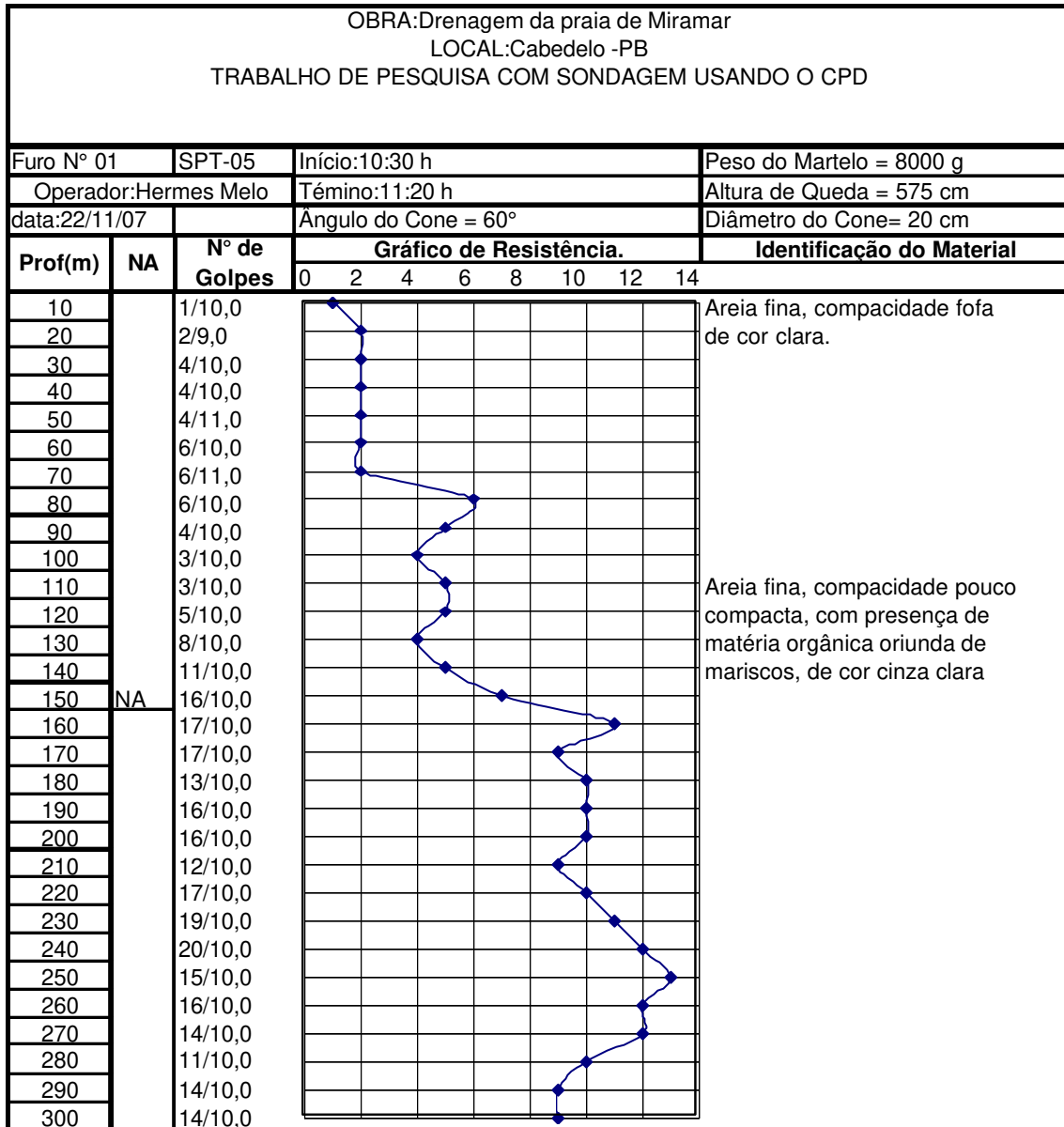


Figura 0.13 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 05 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

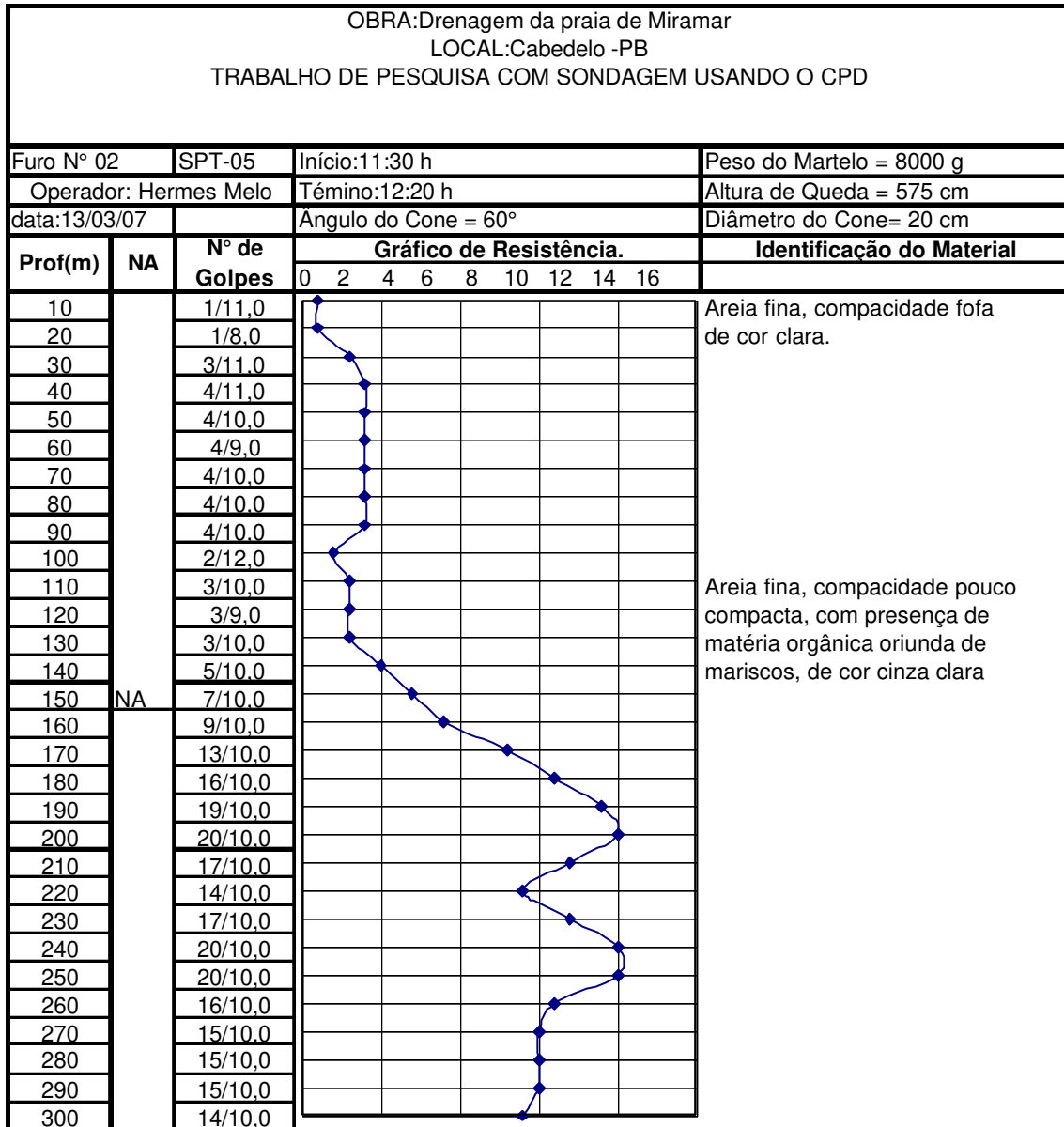


Figura 0.14 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 05 da obra de drenagem da praia de Miramar - Cabedelo

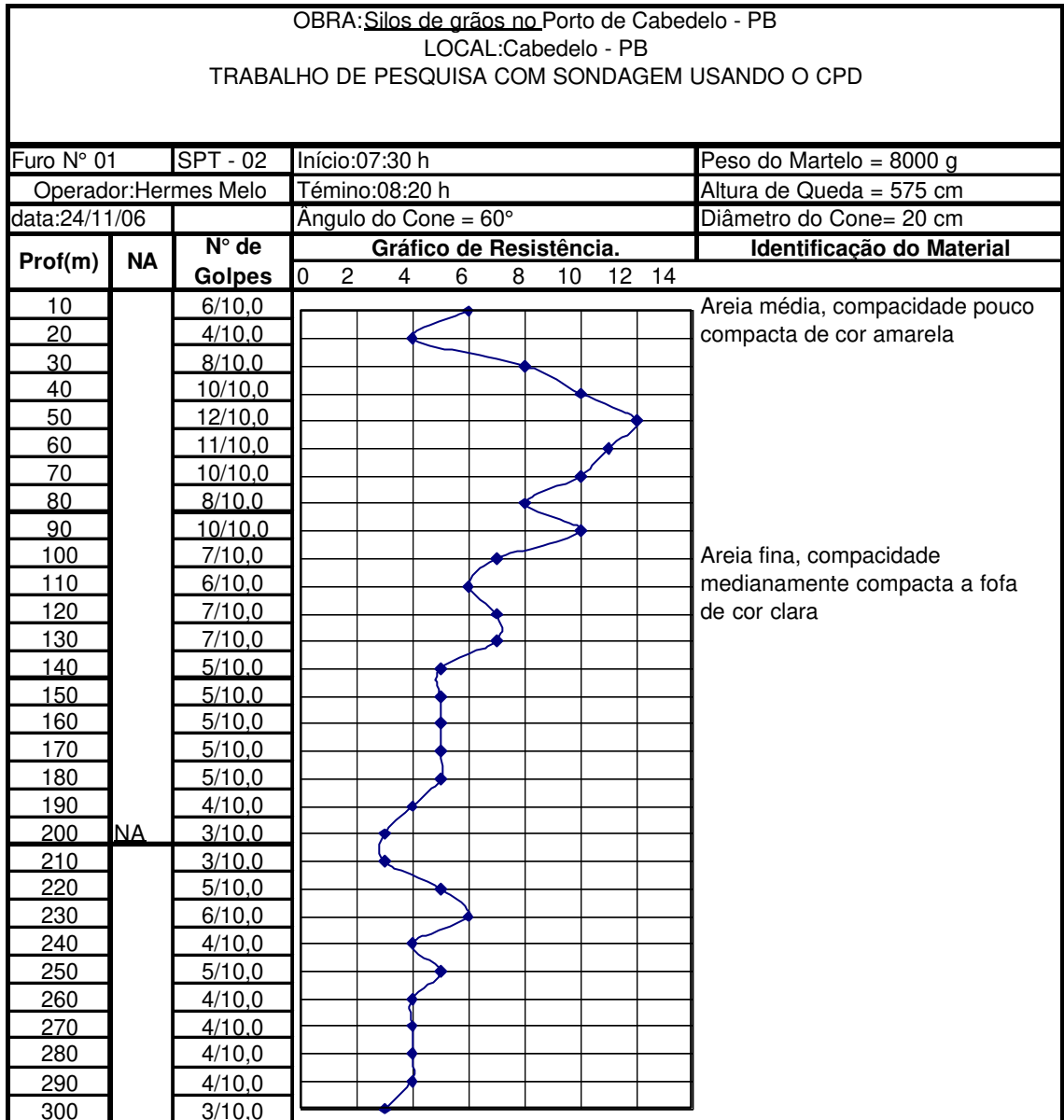


Figura 0.15 - Laudo de sondagem através do ensaio 01 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT - 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

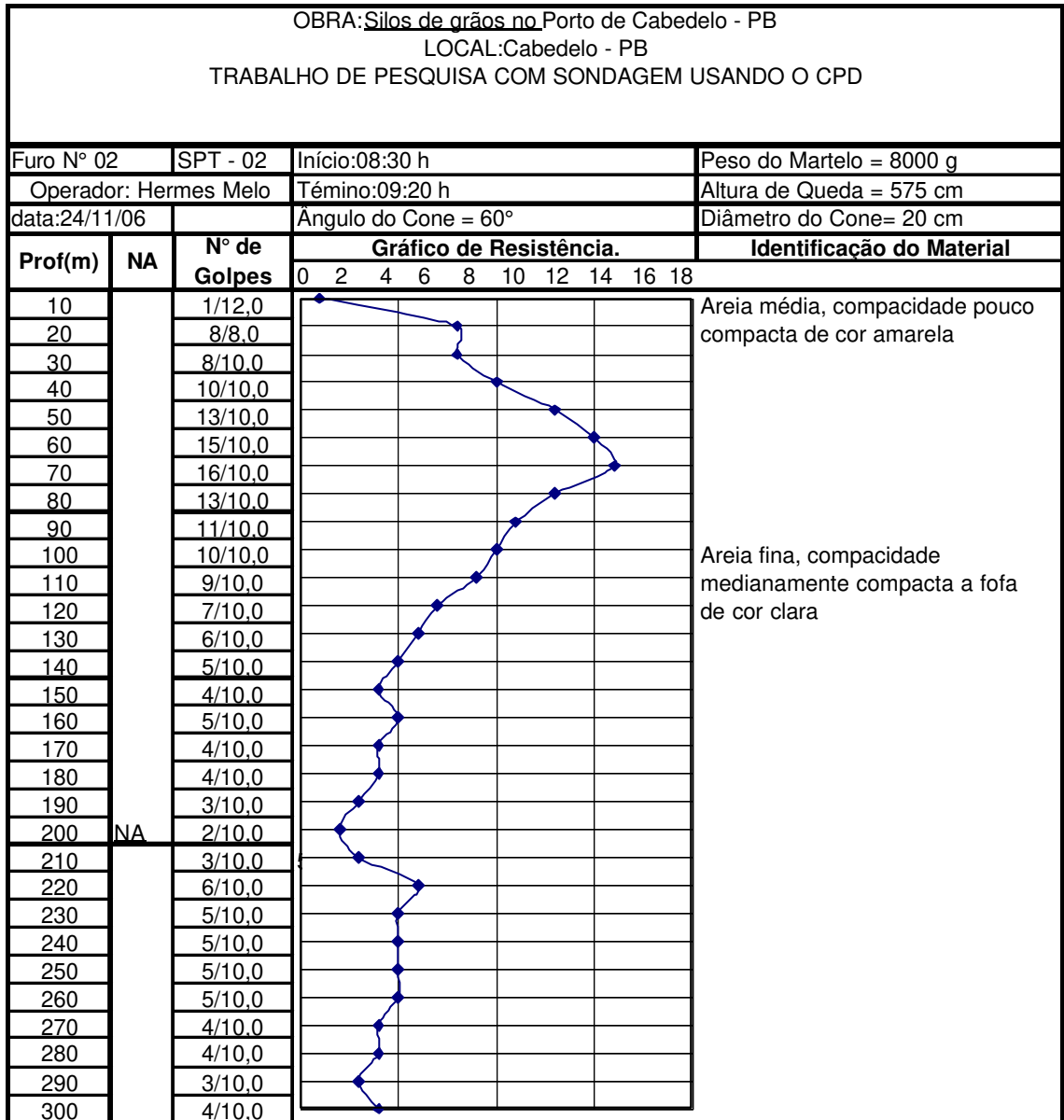


Figura 0.16 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT - 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

OBRA: Silos de grãos no Porto de Cabedelo - PB LOCAL: Cabedelo - PB TRABALHO DE PESQUISA COM SONDAGEM USANDO O CPD				
Furo Nº 03	SPT - 02	Início: 09:30 h	Peso do Martelo = 8000 g	
	Operador: Hermes Melo	Término: 10:20 h	Altura de Queda = 575 cm	
data: 24/11/06		Ângulo do Cone = 60°	Diâmetro do Cone = 20 cm	
Prof(m)	NA	Nº de Golpes	Gráfico de Resistência.	Identificação do Material
			0 2 4 6 8 10 12 14 16 18	
10		1/9,5		Areia média, compactação pouco compacta de cor amarela
20		4/10,5		
30		12/10,0		
40		10/10,0		
50		11/10,0		
60		16/10,0		
70		17/10,0		
80		12/10,0		
90		10/10,0		
100		12/10,0		
110		9/10,0		
120		7/10,0		
130		6/10,0		
140		7/10,0		
150		6/10,0		
160		8/10,0		
170		6/10,0		
180		6/10,0		
190		6/10,0		
200	NA	3/10,0		
210		3/10,0		
220		2/10,0		
230		2/10,0		
240		3/10,0		
250		4/10,0		
260		4/10,0		
270		3/10,0		
280		3/10,0		
290		2/10,0		
300		3/10,0		
				Areia fina, compactação medianamente compacta a fofa de cor clara

Figura 0.17 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

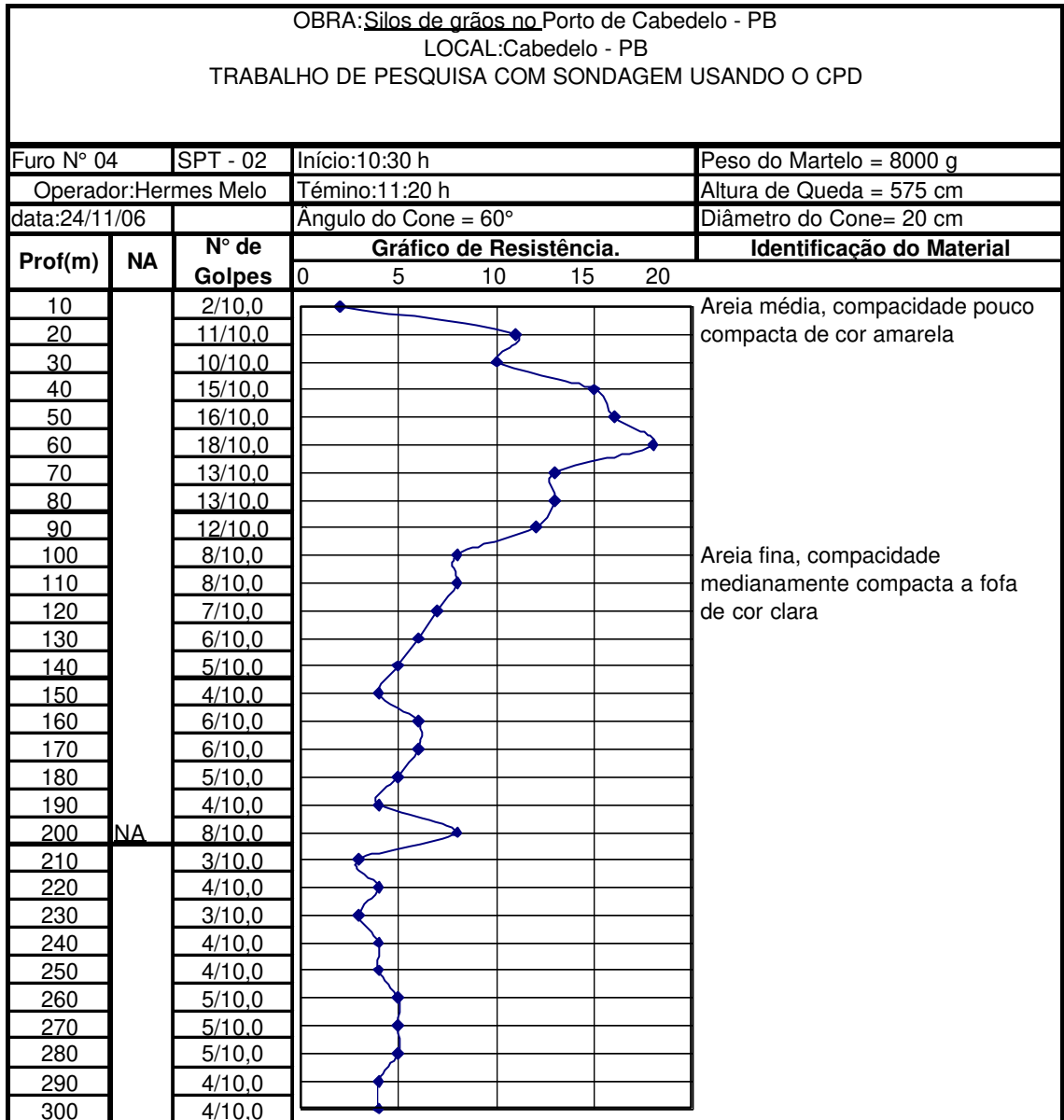


Figura 0.18 - Laudo de sondagem através do ensaio 04 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT - 02 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

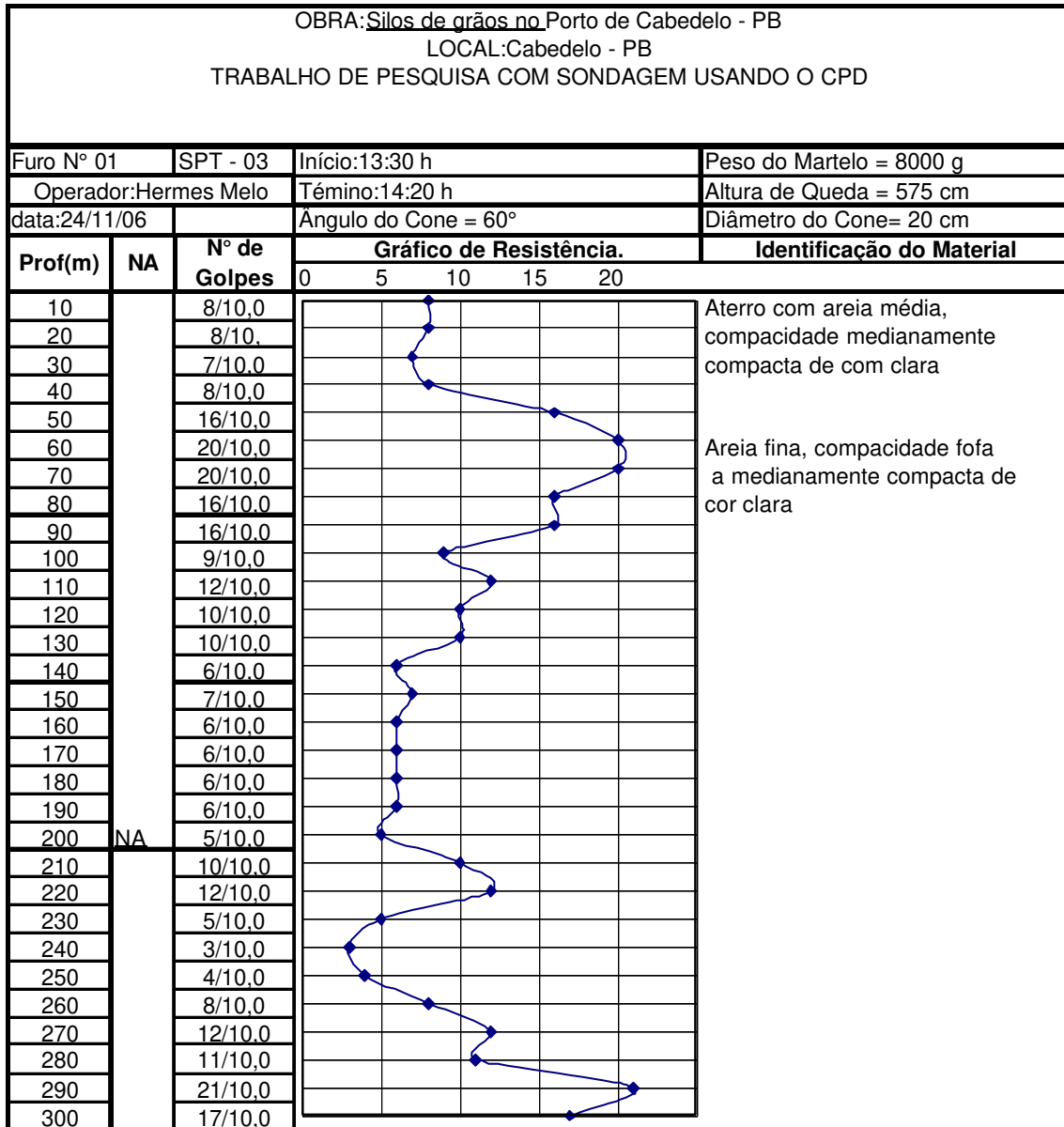


Figura 0.19 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT - 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

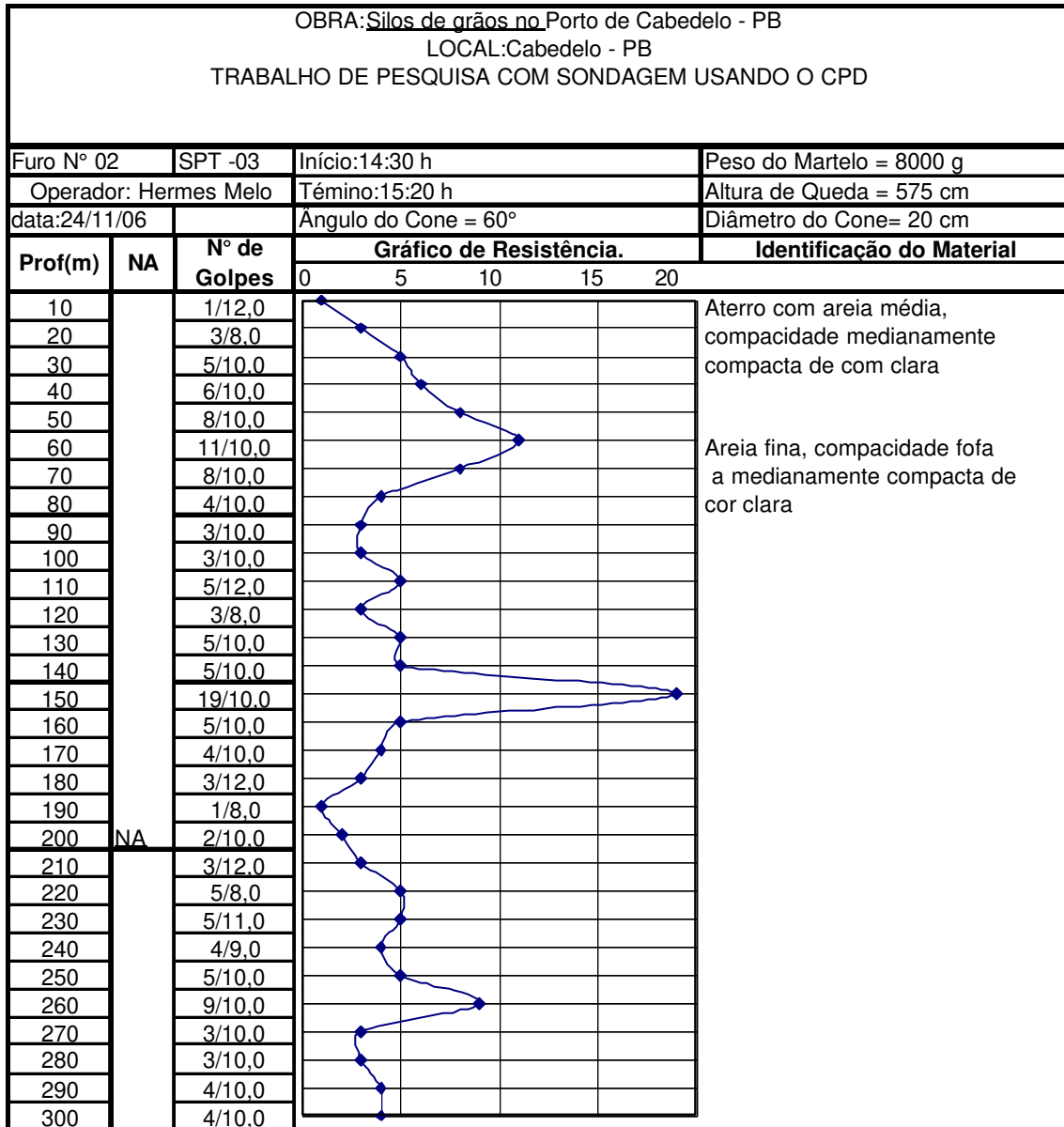


Figura 0.20 - Laudo de sondagem através do ensaio 02 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

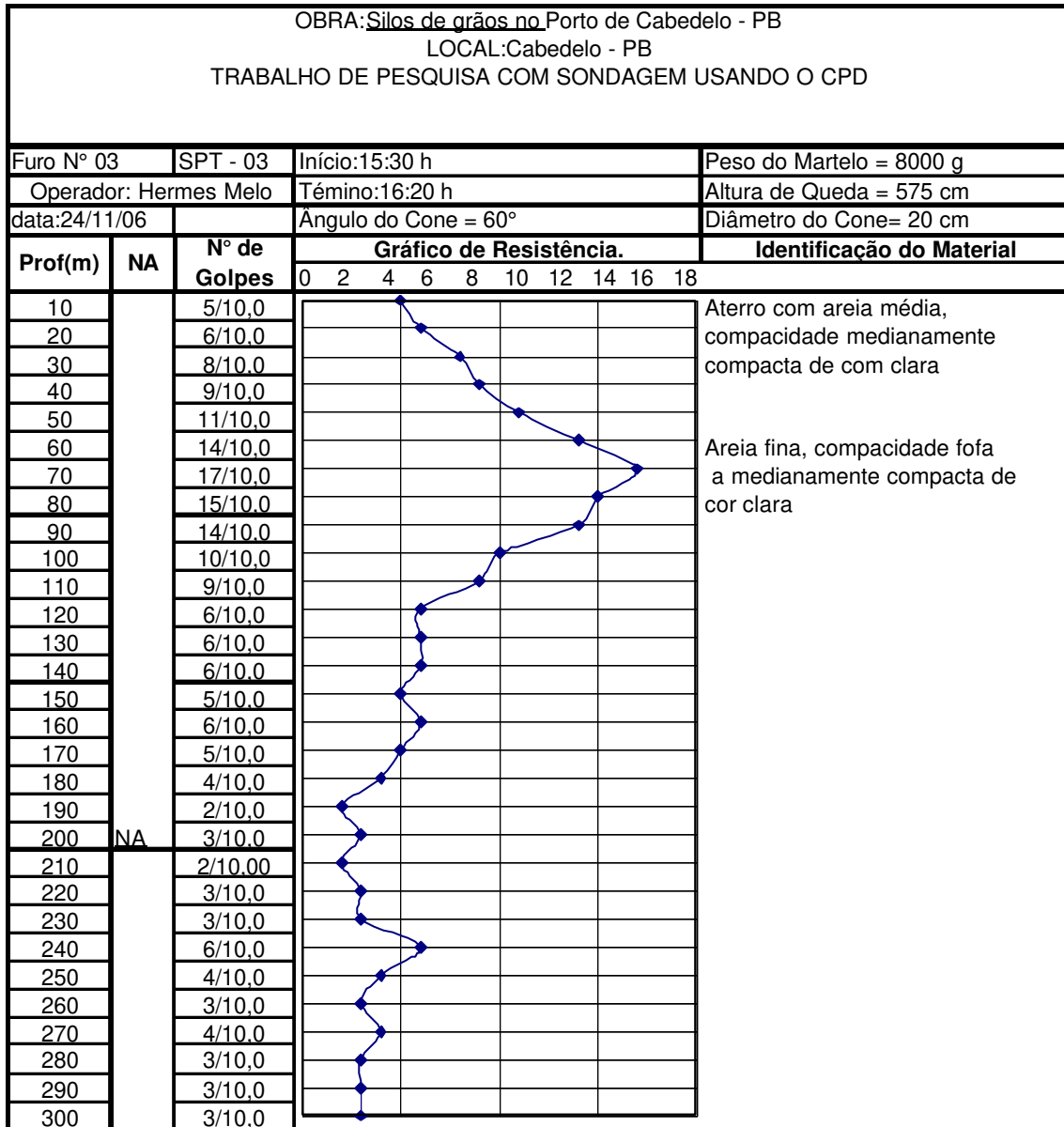


Figura 0.21 - Laudo de sondagem através do ensaio 03 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT - 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

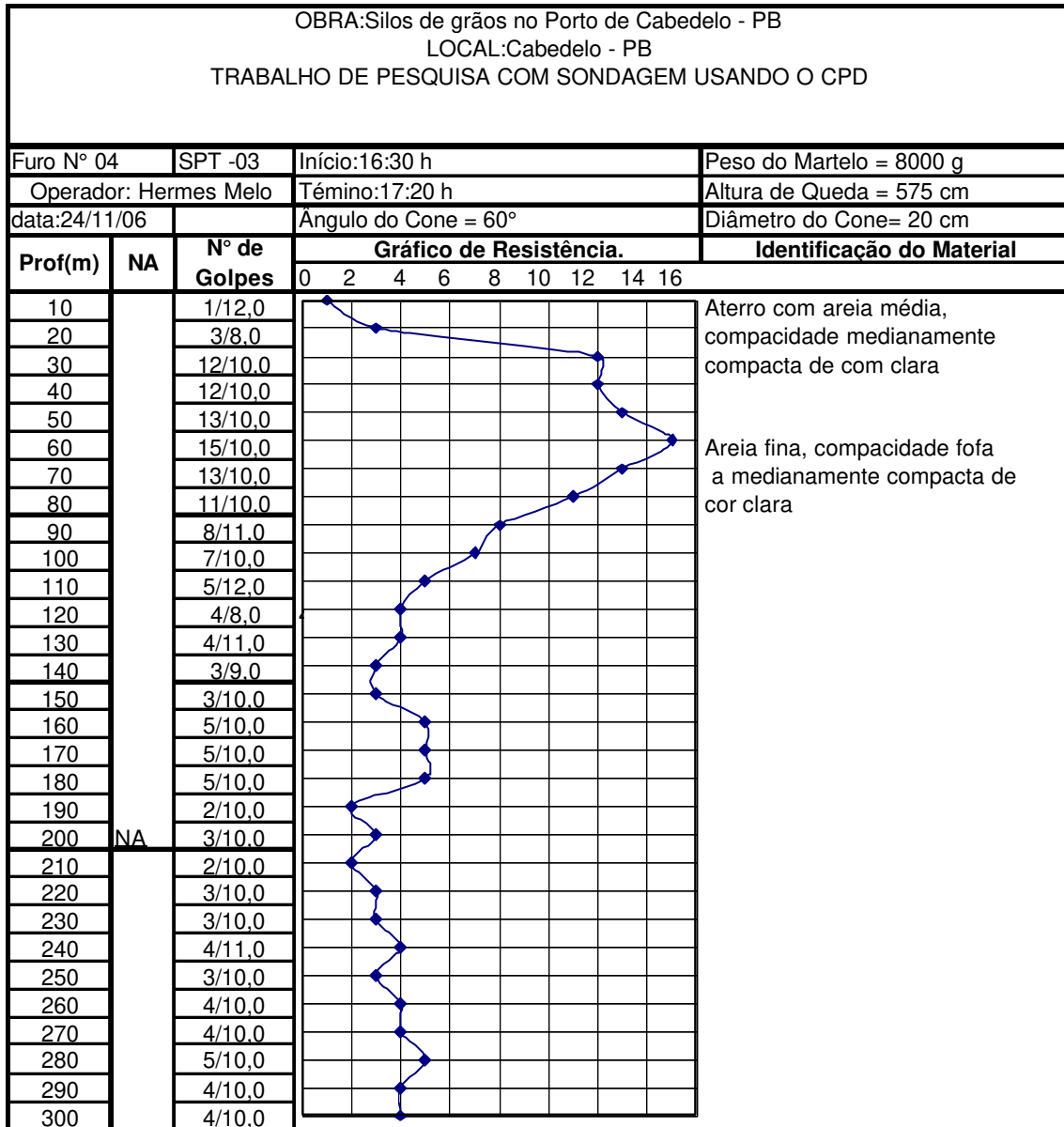


Figura 0.22 - Laudo de sondagem através do ensaio 04 do Cone de Penetração Dinâmica – CPD referente ao ensaio SPT- 03 da obra de construção de silos para grãos no Porto de Cabedelo

APÊNDICE B

São apresentados os gráficos e os cálculos referente aos ensaios de cisalhamento direto.

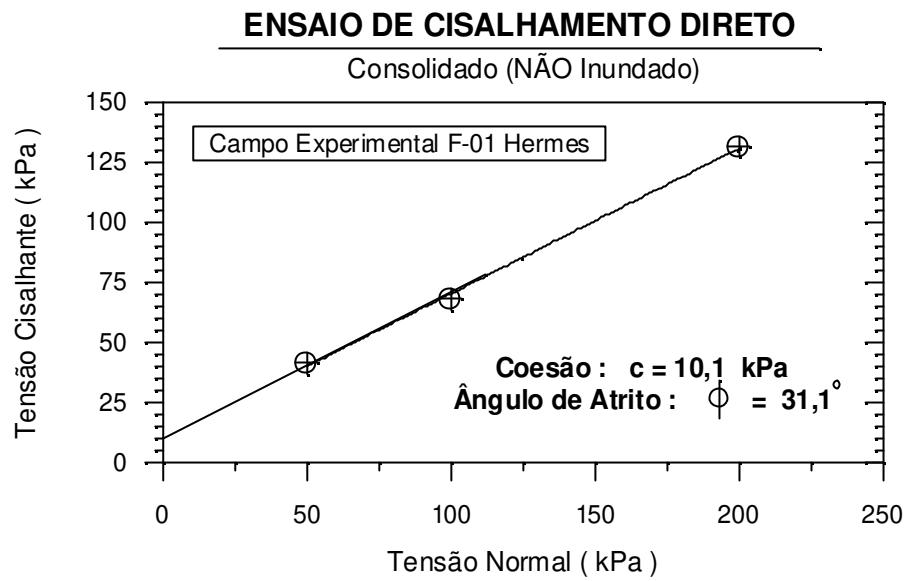


Figura 0.1 - Cálculo do ângulo de atrito do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01

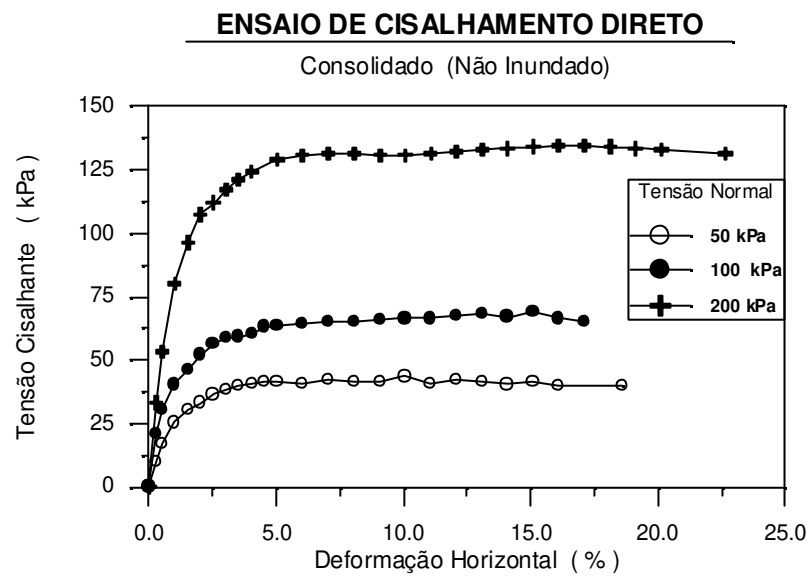


Figura 0.2 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 01

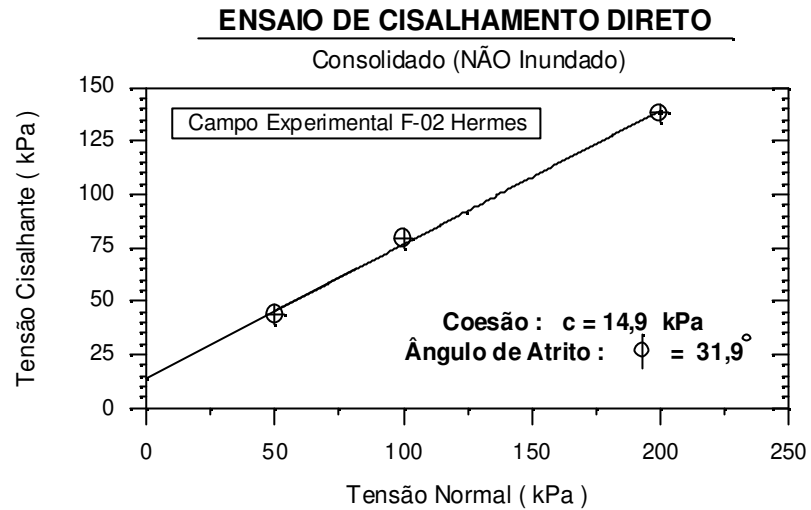


Figura 0.3 - Cálculo do ângulo de atrito do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 02.

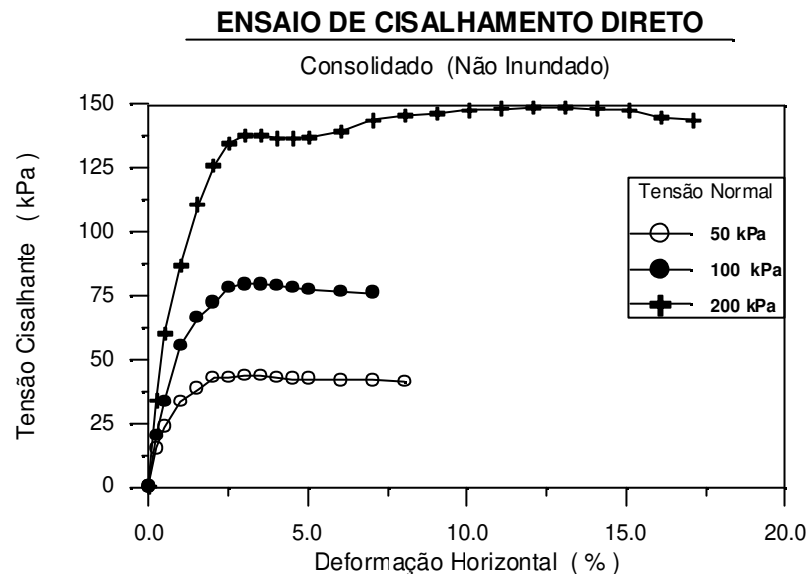


Figura 0.4 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 02

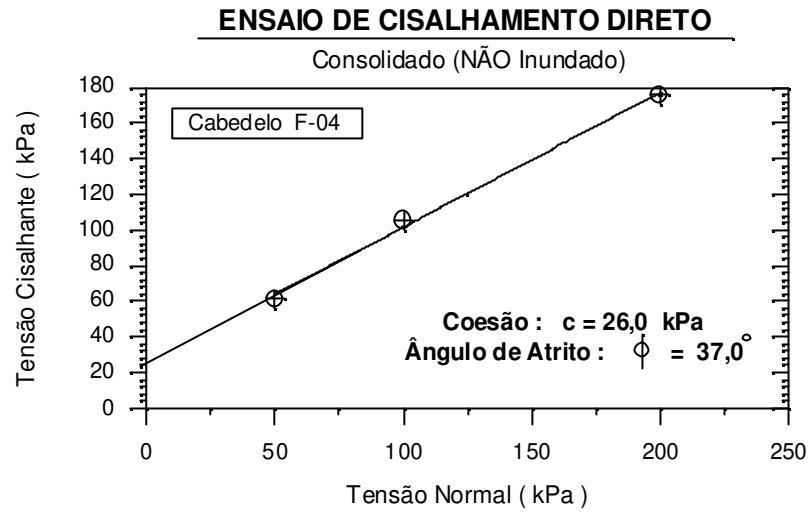
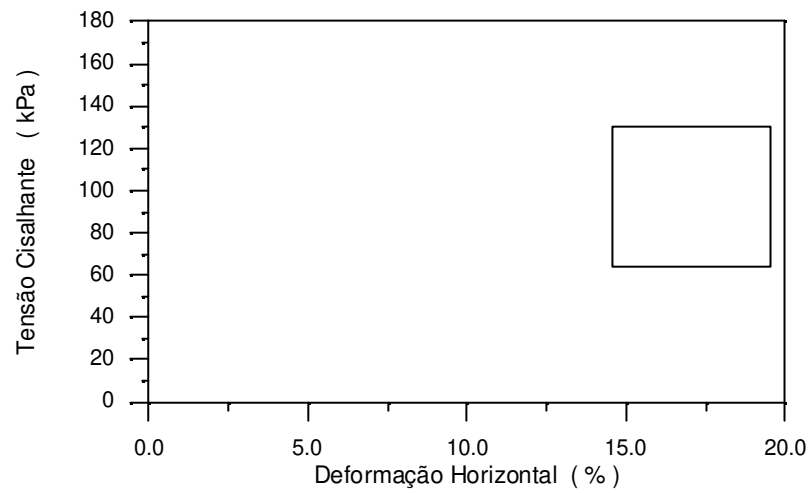


Figura 0.5 - Cálculo do ângulo de atrito do solo da Praia de Miramar em Cabedelo, referente ao furo de sondagem número 04



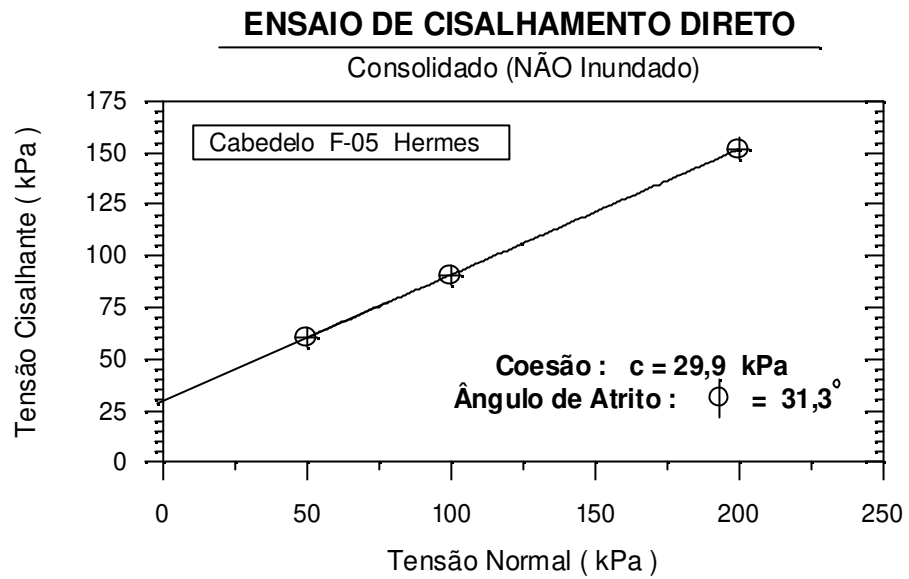


Figura 0.7 - Cálculo do ângulo de atrito do solo da Praia de Miramar em Cabedelo, referente ao furo de sondagem número 05

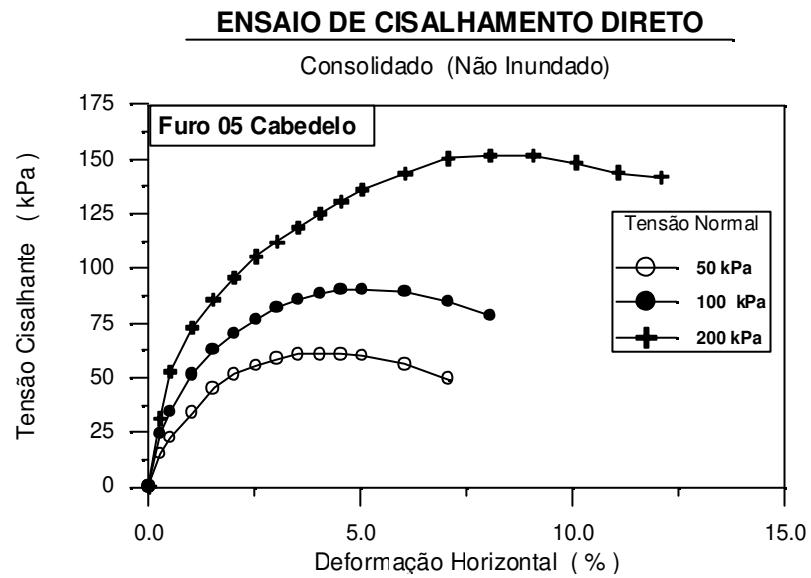


Figura 0.8 - Pontos máximos de resistência ao cisalhamento do solo de Aracaju, referente ao furo de sondagem número 05

APÊNDICE C

São apresentados os gráficos e os cálculos referente aos ensaios de granulometria.

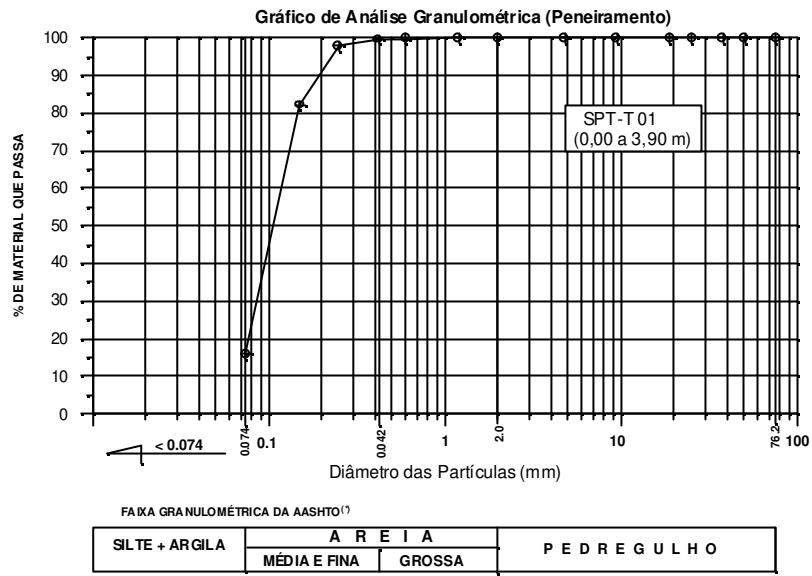


Figura 0.1 - Granulometria por peneiramento campo experimental da Universidade de Sergipe, furo de SPT-01

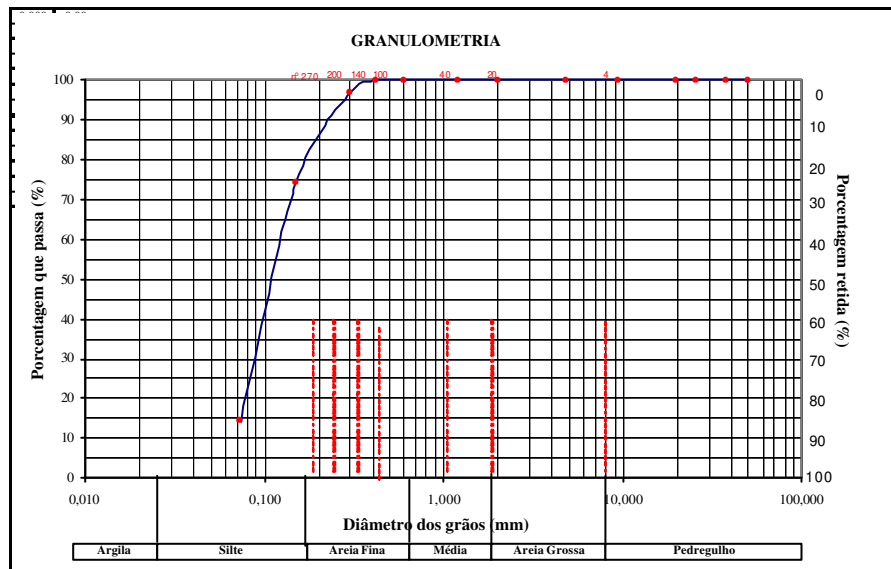


Figura 0.2 - Granulometria por peneiramento campo experimental da Universidade de Sergipe, furo de SPT-02

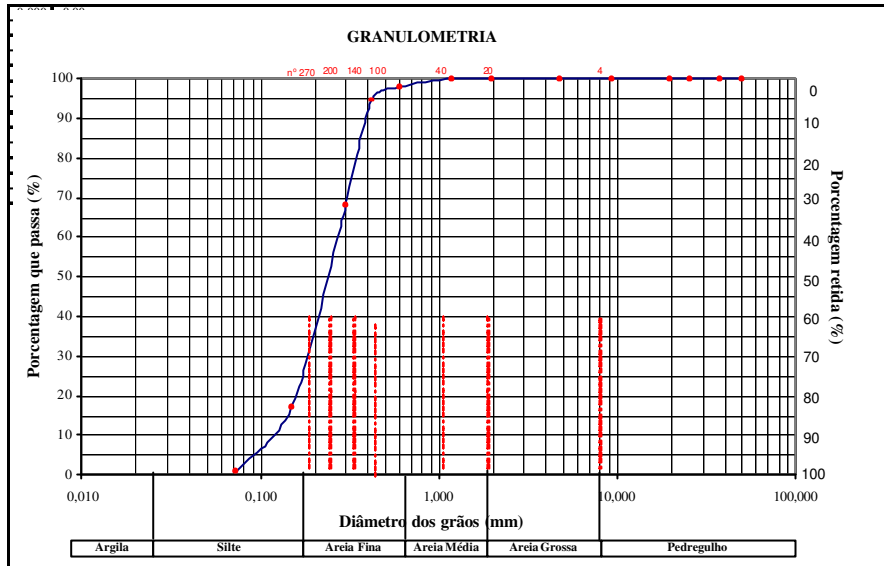


Figura 0.3 - Granulometria por peneiramento Praia de Miramar SPT-03

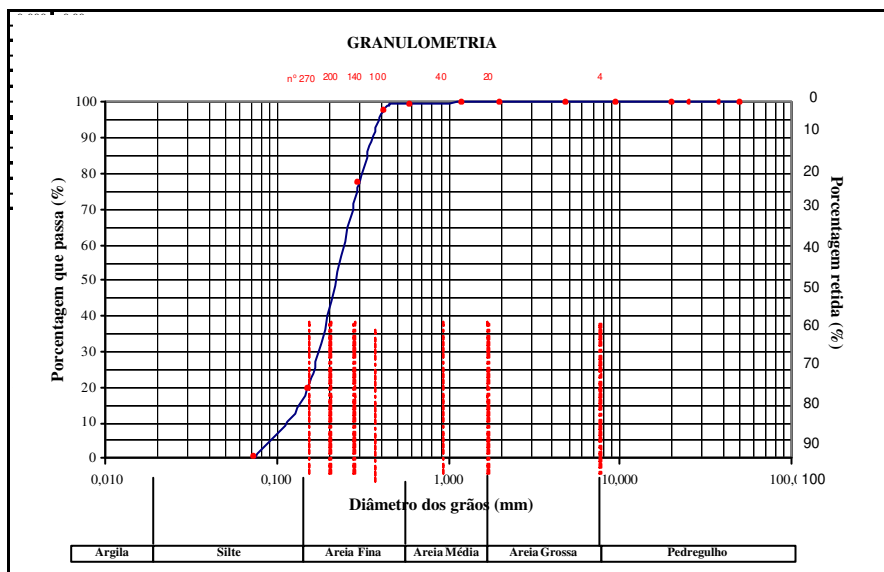


Figura 0.4 - Granulometria por peneiramento Praia de Miramar SPT-04

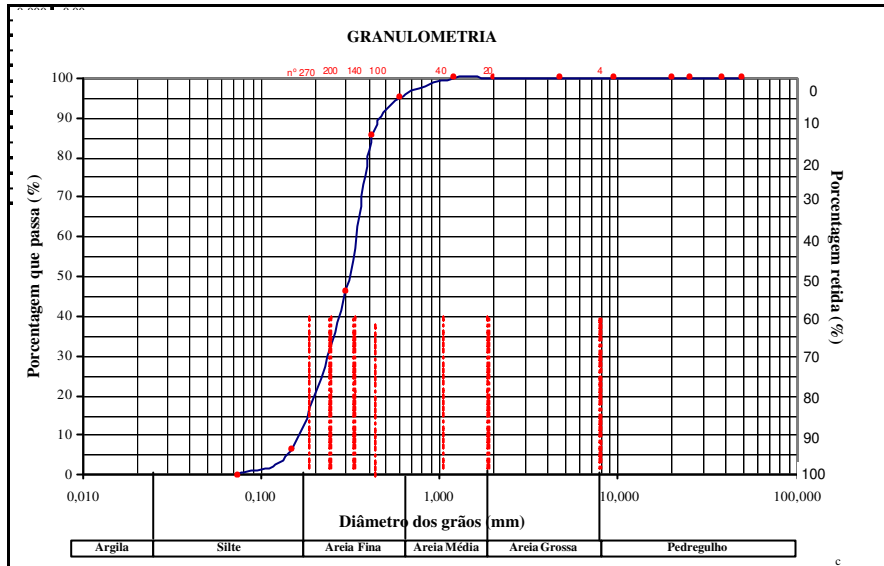


Figura 0.5 - Granulometria por peneiramento Praia de Miramar SPT-05

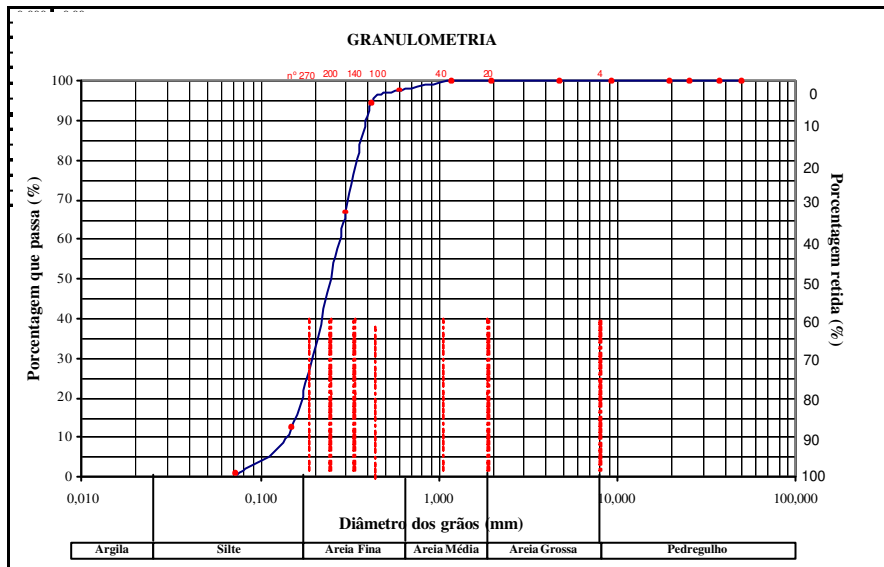


Figura 0.6 - Granulometria por peneiramento Porto Cabedelo SPT-02

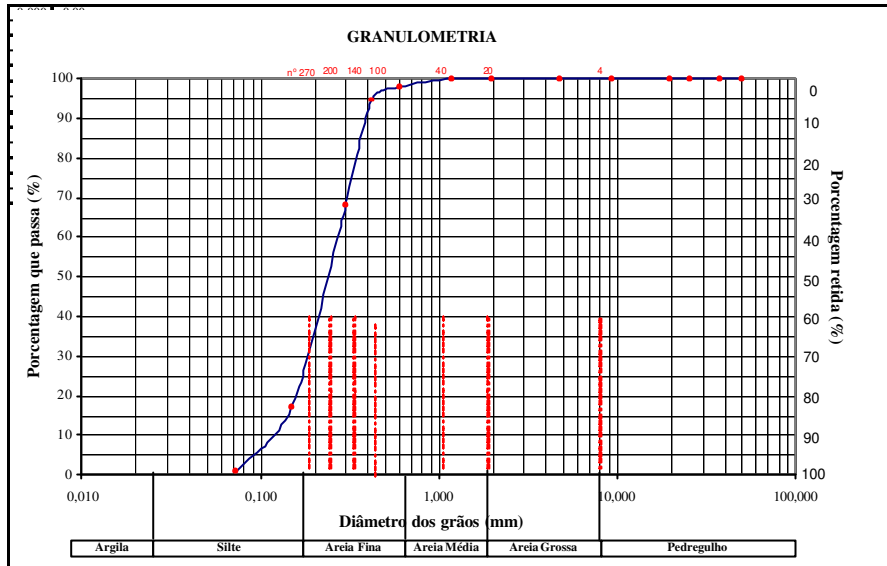


Figura 0.7 - Granulometria por peneiramento Porto Cabedelo SPT-03

APÊNDICE D

São apresentados todos os valores dos furos de CPD medidos a cada 0,10 metros.

Quadro 0.1 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, os números de furos e as correlações de variância de CPD (sem pré-furo) para o SPT - 01, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, no campo experimental da Universidade de Sergipe-Aracaju

LOCAL: Campo Experimental-ARACAJU													
SPT - 01													
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO												
	FURO-01	FURO-02	FURO-03	FURO-04	MÉDIA	DP	CV						
1,00 m	1	4	1	6	1	10	-	-	6,6667	3,055	0,458		
	1		1		1		-						
	1		0		1		-						
	0		2		1		-						
	0		2		1		-						
	0		0		1		-						
	0		0		1		-						
	0		0		1		-						
	0		0		1		-						
	1		0		1		-						
2,00m	1	16	1	7	1	11	-	-	11,333	4,509	0,398		
	1		1		1		-						
	1		0		1		-						
	1		0		1		-						
	2		0		1		-						
	2		0		2		-						
	2		0		1		-						
	3		1		1		-						
	2		1		1		-						
	1		3		1		-						
3,00 m	2	28	3	15	1	41	-	-	28	13,000	0,464		
	2		1		2		-						
	1		0		5		-						
	2		3		7		-						
	4		1		6		-						
	2		1		6		-						
	4		1		4		-						
	2		1		4		-						
	5		1		3		-						
	4		3		3		-						

Quadro 0.2 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, os números de furos e as correlações de variância de CPD (sem pré-furo) para o SPT - 02, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, no campo experimental da Universidade de Sergipe-Aracaju

LOCAL: Campo Experimental - ARACAJU													
SPT - 02													
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO												
	FURO-01	FURO-02	FURO-03	FURO-04	MÉDIA	DP	CV						
1,00 m	3	39	2	22	2	35	-	-	32	8,888	0,278		
	5		2		5		-						
	8		4		6		-						
	6		4		6		-						
	5		3		6		-						
	6		4		6		-						
	6		3		4		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						
2,00m	4	21	3	20	4	21	-	-	20,667	0,577	0,028		
	4		3		4		-						
	3		3		4		-						
	4		3		4		-						
	3		5		2		-						
	3		3		3		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						
3,00 m	3	29	4	29	3	69	-	-	42,333	23,094	0,546		
	4		2		5		-						
	7		8		16		-						
	3		6		18		-						
	4		2		12		-						
	4		4		9		-						
	4		3		6		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						
	-		-		-		-						

Quadro 0.3 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, os números de furos e as correlações de variância de CPD para o SPT - 03, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, nos trabalhos de drenagens para drenagem da Praia de Miramar em Cabedelo

LOCAL: PRAIA DE MIRAMAR – CABEDELLO											
SPT - 03											
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO										
	FURO- 01		FURO - 02		FURO - 03		FURO - 04		MÉDIA	DP	CV
1,00 m	1	37	1	29	1	28	1	20	28,5	6,952	0,244
	3		3		2		1				
	4		2		2		1				
	4		2		2		2				
	4		2		2		1				
	4		3		2		1				
	2		4		2		2				
	5		5		6		4				
	6		4		5		4				
	4		3		4		3				
2,00m	7	93	7	124	5	76	3	78	92,75	22,172	0,239
	9		10		5		4				
	7		12		4		5				
	8		13		5		9				
	9		12		7		7				
	10		13		11		8				
	11		13		9		11				
	9		16		10		10				
	14		13		10		11				
	9		15		10		10				
3,00 m	12	96	16	131	9	107	11	128	115,5	16,823	0,146
	9		16		10		11				
	10		14		11		15				
	10		12		12		13				
	11		11		13		15				
	10		11		12		16				
	8		12		12		13				
	9		12		10		12				
	9		14		9		10				
	8		13		9		12				

Quadro 0.4 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância de CPD para o SPT - 04, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, nos trabalhos de sondagens para drenagem da Praia de Miramar em Cabedelo

LOCAL: PRAIA DE MIRAMAR - CABEDELLO											
SPT - 04											
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO										
	FURO- 01		FURO - 02		FURO - 03		FURO - 04		MÉDIA	DP	CV
1,00 m	2	33	1	34	-	-	-	-	33,5	0,707	0,021
	2		2		-		-				
	2		3		-		-				
	3		3		-		-				
	5		3		-		-				
	3		4		-		-				
	4		5		-		-				
	3		4		-		-				
	5		4		-		-				
	4		5		-		-				
2,00m	7	105	6	102	-	-	-	-	103,5	2,121	0,020
	8		8		-		-				
	8		7		-		-				
	8		7		-		-				
	9		9		-		-				
	10		11		-		-				
	12		12		-		-				
	14		15		-		-				
	14		14		-		-				
	15		13		-		-				
3,00 m	11	136	8	167	-	-	-	-	151,5	21,920	0,145
	9		10		-		-				
	10		16		-		-				
	13		15		-		-				
	14		17		-		-				
	17		20		-		-				
	15		18		-		-				
	16		20		-		-				
	15		22		-		-				
	16		21		-		-				

Quadro 0.5 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância de CPD para o SPT - 05, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, nos trabalhos de sondagens para drenagem da Praia de Miramar em Cabedelo

LOCAL: PRAIA DE MIRAMAR-CABEDELLO													
SPT - 05													
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO												
	FURO- 01	FURO - 02	FURO - 03	FURO - 04	MÉDIA	DP	CV						
1,00 m	1	40	1	30	-	-	-	-	35	7,071	0,202		
	2		1		-	-							
	4		3		-	-							
	4		4		-	-							
	4		4		-	-							
	6		4		-	-							
	6		4		-	-							
	6		4		-	-							
	4		2		-	-							
	3		3		-	-							
2,00m	3	122	3	112	-	-	-	-	117	7,071	0,060		
	5		3		-	-							
	8		5		-	-							
	11		7		-	-							
	16		9		-	-							
	17		13		-	-							
	17		16		-	-							
	13		19		-	-							
	16		20		-	-							
	16		17		-	-							
3,00 m	12	152	14	162	-	-	-	-	157	7,071	0,045		
	17		17		-	-							
	19		20		-	-							
	20		20		-	-							
	15		16		-	-							
	16		16		-	-							
	14		15		-	-							
	11		15		-	-							
	14		15		-	-							
	14		14		-	-							

Quadro 0.6 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância do ensaio de CPD para o SPT - 02, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, na sondagem do porto de Cabedelo

LOCAL: PORTO-CABEDELLO											
SPT - 02											
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO										
	FURO- 01		FURO - 02		FURO - 03		FURO - 04		MÉDIA	DP	CV
1,00 m	6	86	1	105	1	105	2	118	103,5	13,178	0,127
	4		8		4		11				
	8		8		12		10				
	10		10		10		15				
	12		13		11		16				
	11		15		16		18				
	10		16		17		13				
	8		13		12		13				
	10		11		10		12				
	7		10		12		8				
2,00m	6	52	9	49	9	64	8	59	56	6,782	0,121
	7		7		7		7				
	7		6		6		6				
	5		5		7		5				
	5		4		6		4				
	5		5		8		6				
	5		4		6		6				
	5		4		6		5				
	4		3		6		4				
	3		2		3		8				
3,00 m	3	42	3	44	3	29	3	41	39	6,782	0,174
	5		6		2		4				
	6		5		2		3				
	4		5		3		4				
	5		5		4		4				
	4		5		4		5				
	4		4		3		5				
	4		4		3		5				
	4		3		2		4				
	3		4		3		4				

Quadro 0.7 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância do ensaio de CPD para o SPT - 03, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, na sondagem do porto de Cabedelo

LOCAL: PORTO-CABEDEL0											
SPT - 03											
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO										
	FURO- 01		FURO - 02		FURO - 03		FURO - 04		MÉDIA	DP	CV
1,00 m	6	86	1	105	1	105	2	118	103,5	13,178	0,127
	4		8		4		11				
	8		8		12		10				
	10		10		10		15				
	12		13		11		16				
	11		15		16		18				
	10		16		17		13				
	8		13		12		13				
	10		11		10		12				
	7		10		12		8				
2,00m	6	52	9	49	9	64	8	59	56	6,782	0,121
	7		7		7		7				
	7		6		6		6				
	5		5		7		5				
	5		4		6		4				
	5		5		8		6				
	5		4		6		6				
	5		4		6		5				
	4		3		6		4				
	3		2		3		8				
3,00 m	3	42	3	44	3	29	3	41	39	6,782	0,174
	5		6		2		4				
	6		5		2		3				
	4		5		3		4				
	5		5		4		4				
	4		5		4		5				
	4		4		3		5				
	4		4		3		5				
	4		3		2		4				
	3		4		3		4				

Quadro 0.8 - Valores a cada 10 cm, a média dos valores, o número de furos e a correlação de variância do ensaio de CPD para o SPT - 03, para 1,00, 2,00 e 3,00 metros, na sondagem do condomínio Ana Rita no bairro de Manaíra – PB

LOCAL: RESIDENCIAL ANA RITA - MANAÍRA - PB											
SPT - 03											
PROFUNDIDADE	CPD - SEM PRÉ-FURO										
	FURO- 01		FURO - 02		FURO - 03		FURO - 04		MÉDIA	DP	CV
1,00 m	1	59	1	46	1	40	1	54	49,75	8,421	0,169
	4		2		1		3				
	4		2		2		5				
	4		5		2		5				
	6		5		4		5				
	7		4		5		6				
	8		7		6		7				
	8		7		6		7				
	9		6		8		9				
	8		7		5		6				
2,00m	8	76	7	67	7	52	7	66	65,25	9,912	0,152
	8		7		7		6				
	8		6		5		6				
	7		5		4		6				
	6		6		4		5				
	7		7		5		6				
	8		6		4		7				
	9		7		5		7				
	7		8		6		8				
	8		8		5		8				
	7	100	7	116	5	104	6	89	102,25	11,147	0,109
	7		9		9		8				
	7		7		8		7				

ANEXOS

1.20 - ANEXO A

São apresentados os laudos de sondagens a percussão e as locações dos SPT.

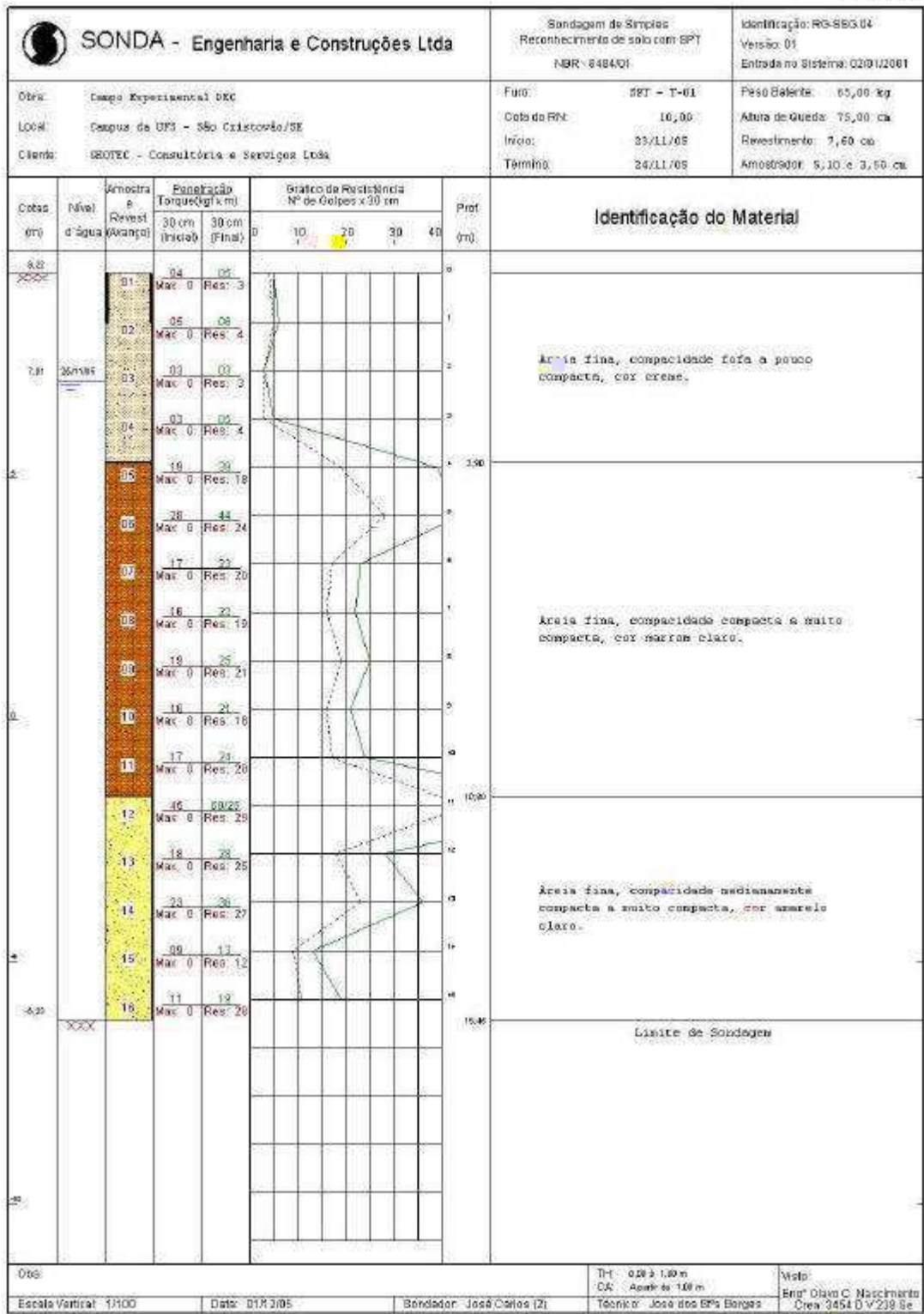
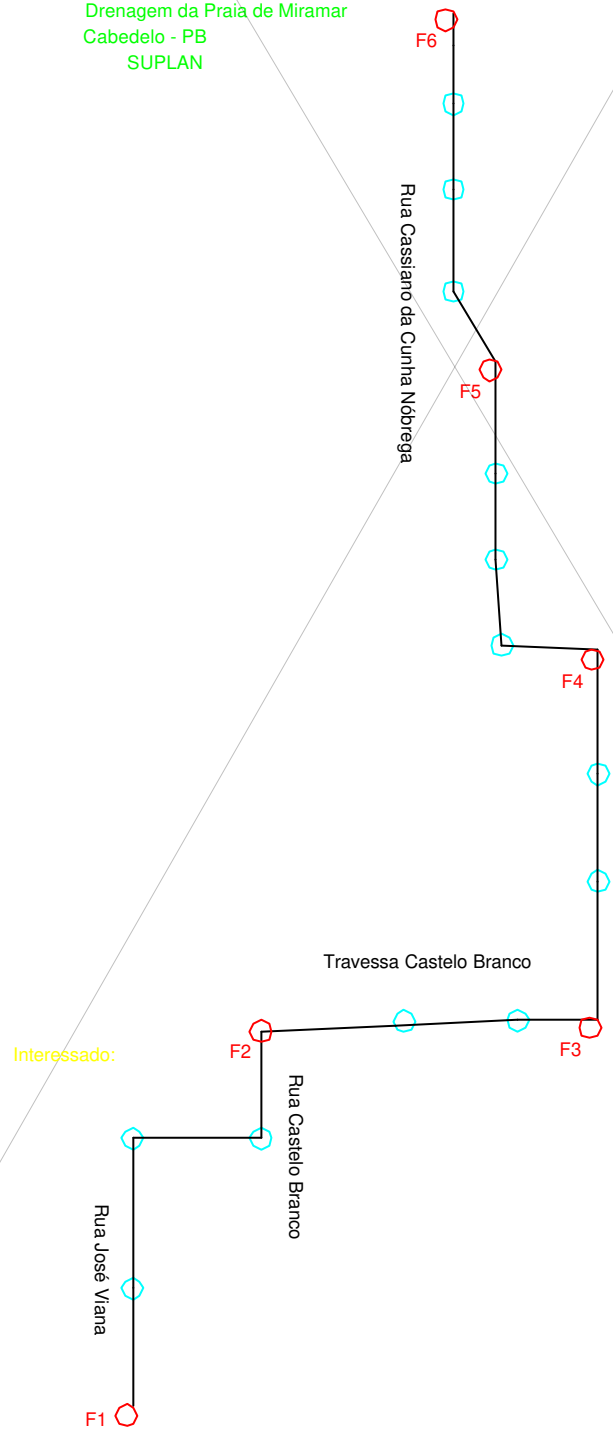


Figura 0.1 - Laudo de sondagem SPT-01 do campo experimental da Universidade Federal de Sergipe- UFS



Drenagem da Praia de Miramar
Cabedelo - PB
SUPLAN

Rio Paraíba



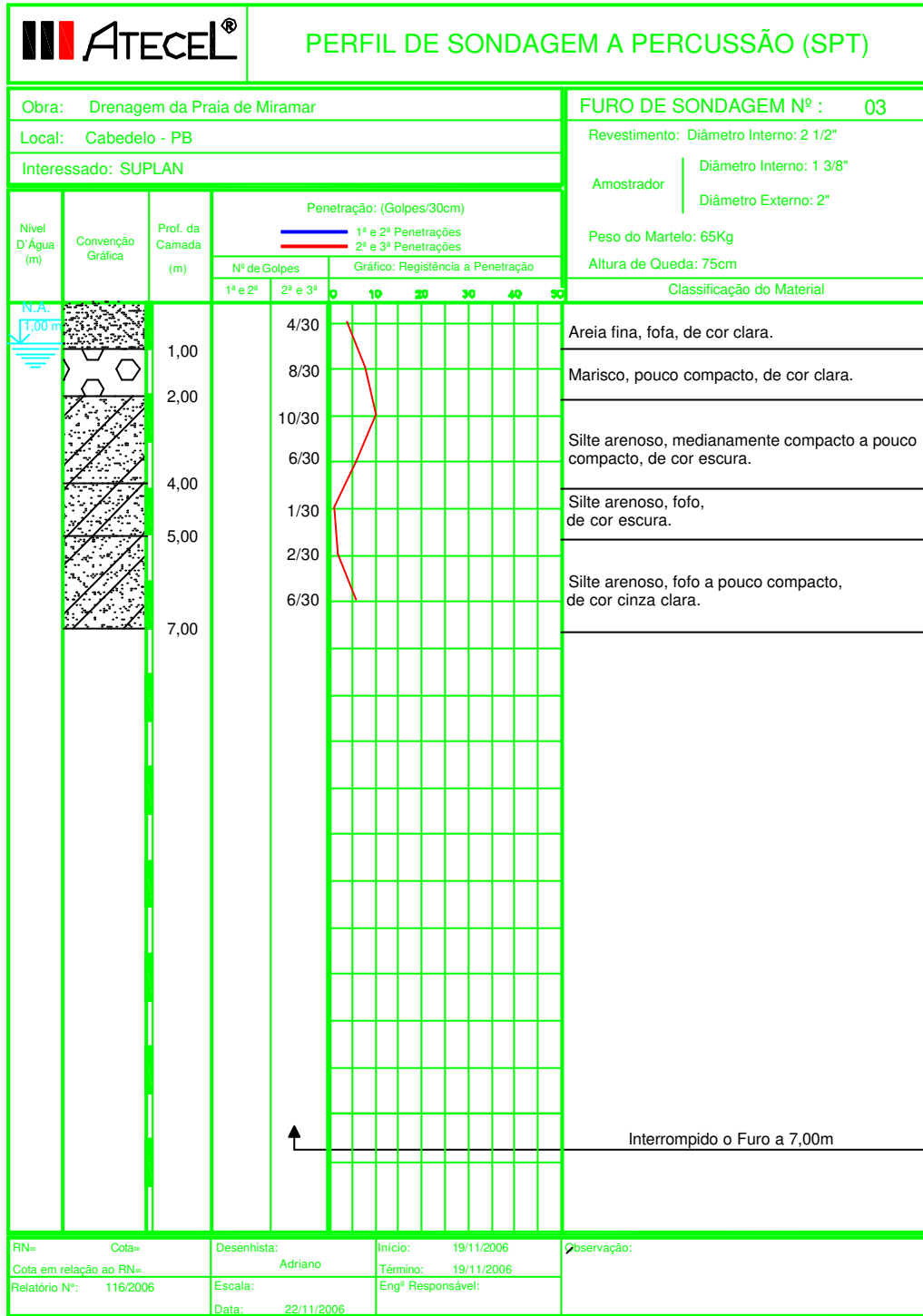


Figura 0.4 - Laudo de sondagem SPT-03 da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB

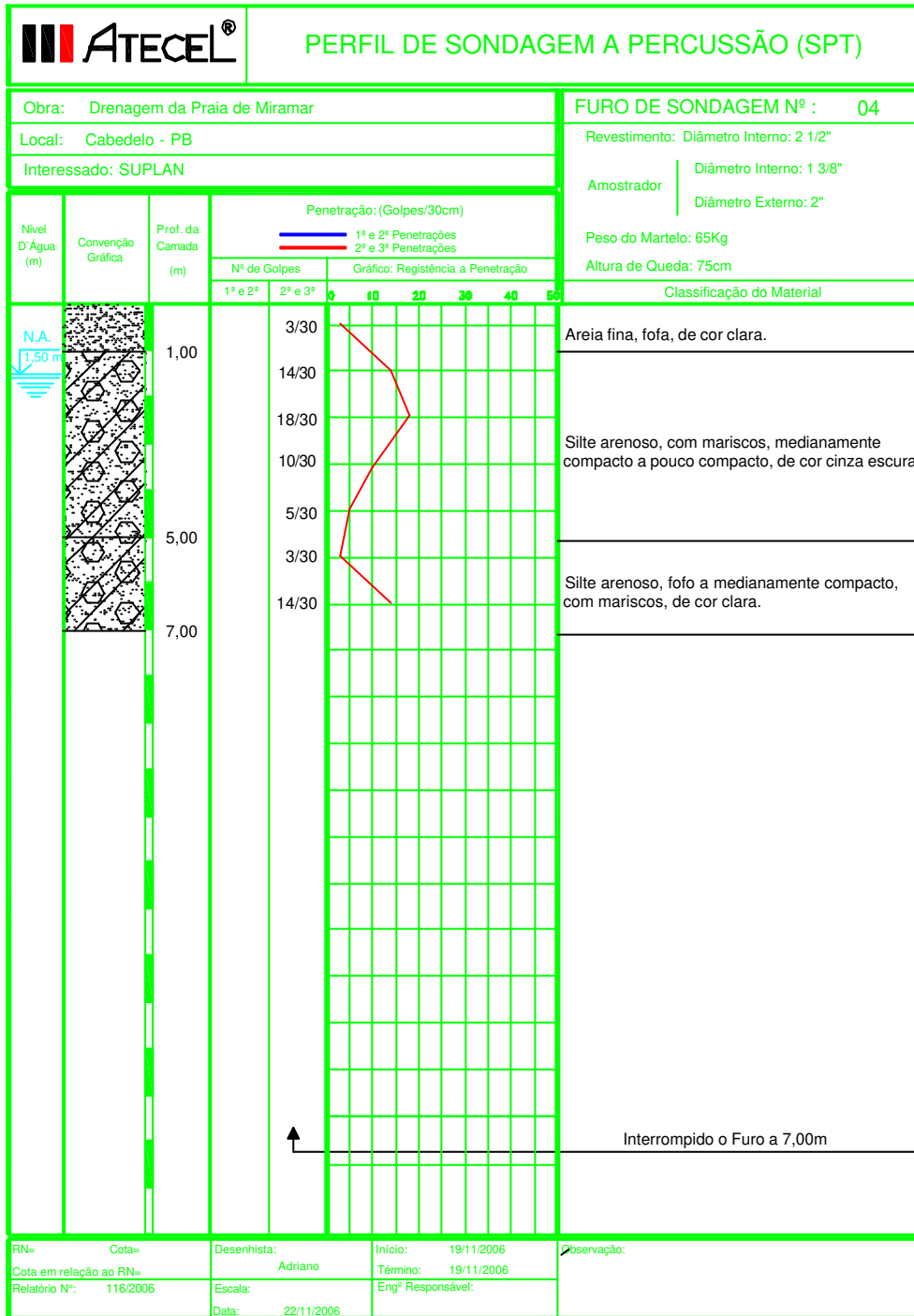


Figura 0.5 - Laudo de sondagem SPT-04 da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB

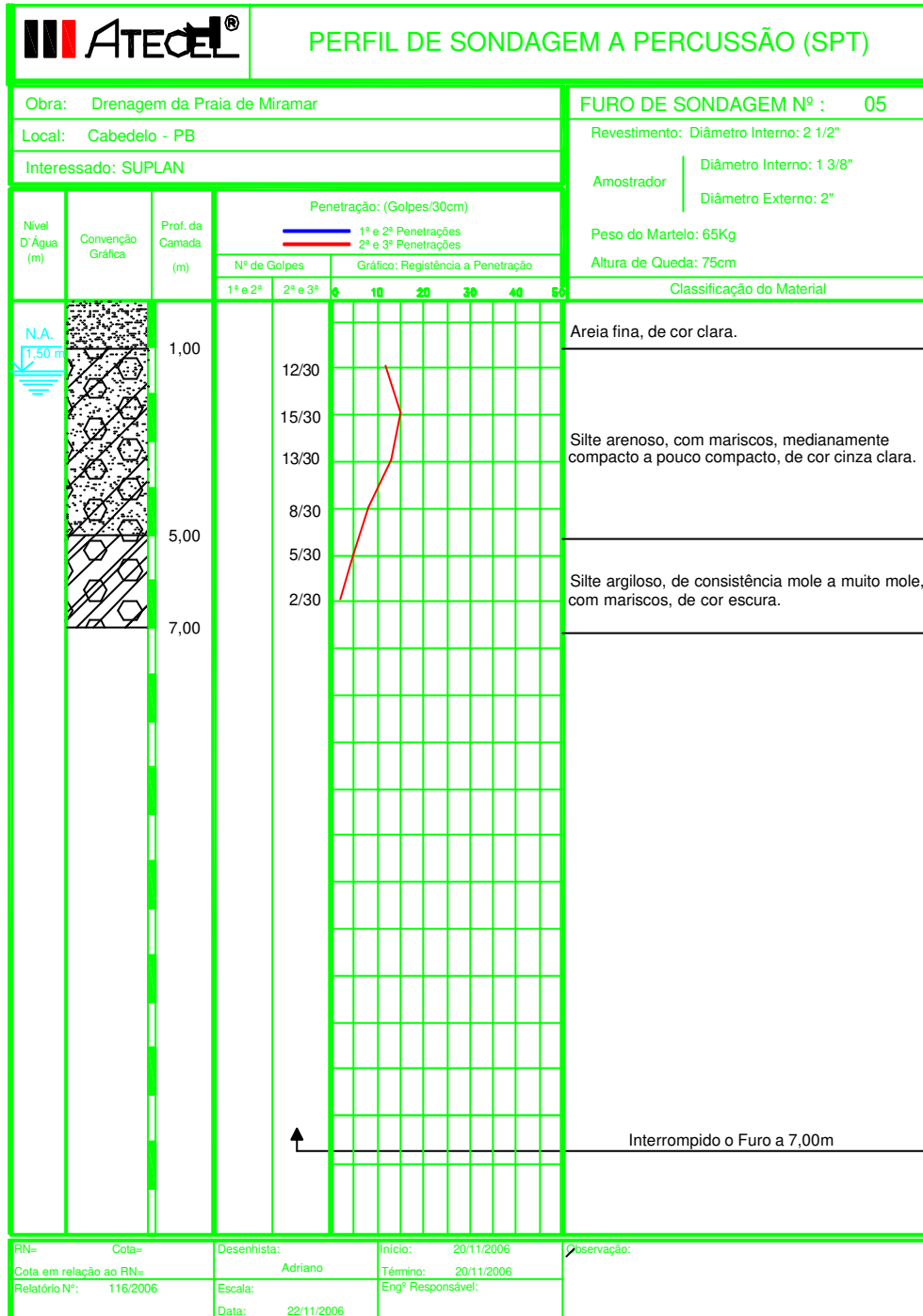
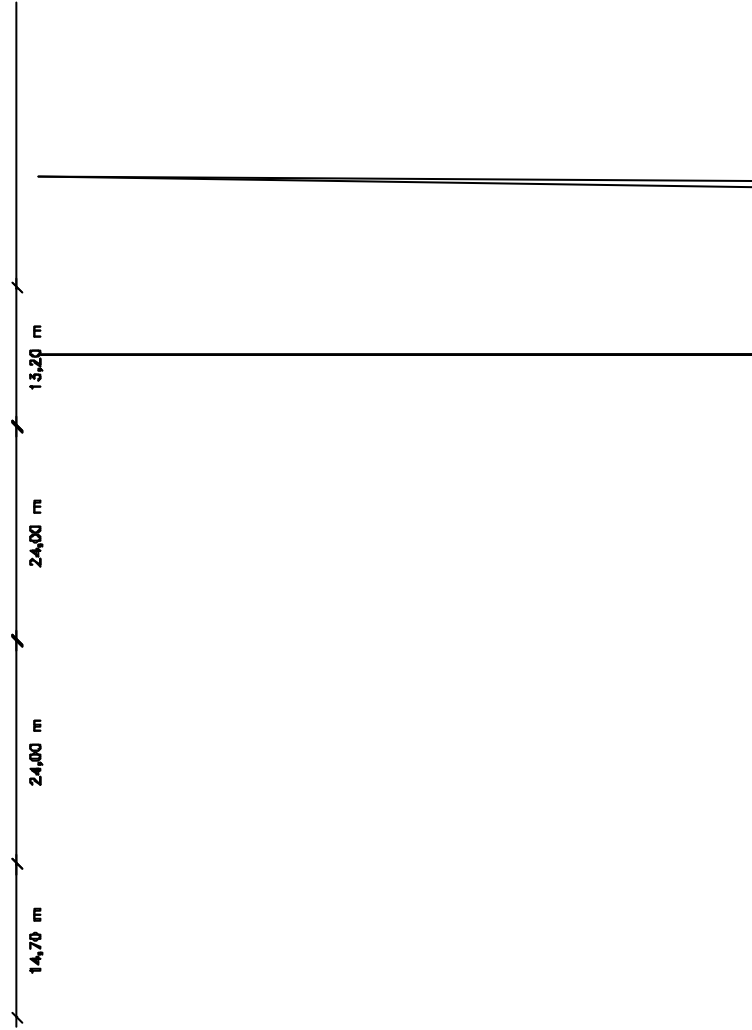


Figura 0.6 - Laudo de sondagem SPT-05 da obra de drenagem da praia de Miramar, Cabedelo - PB



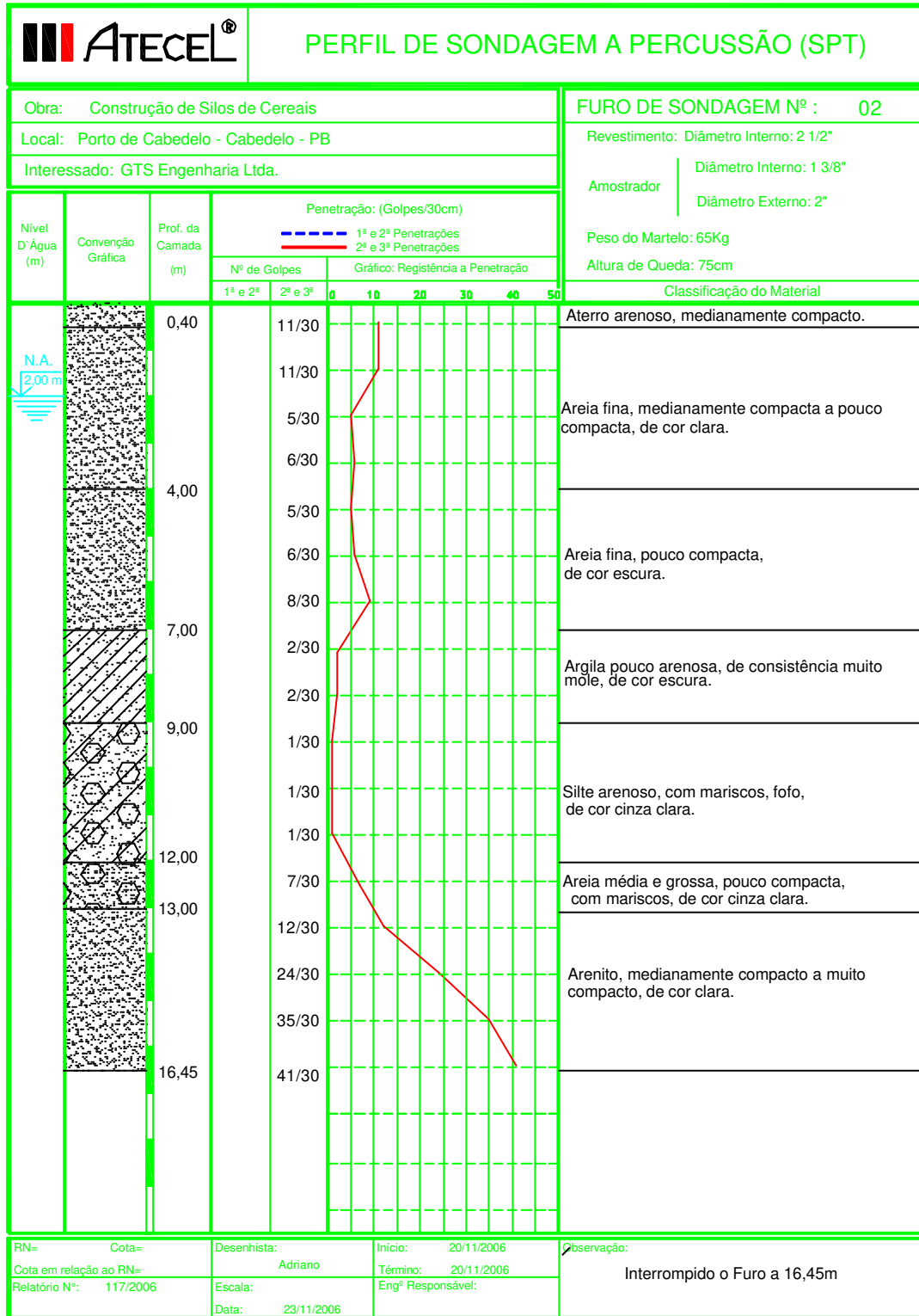


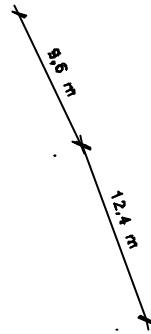
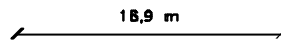
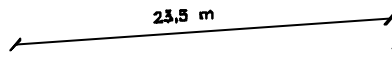
Figura 0.8 - Laudo de sondagem SPT-02 da obra de construção de Silos de cereais, Porto de Cabedelo

PERFIL DE

21/11/2006

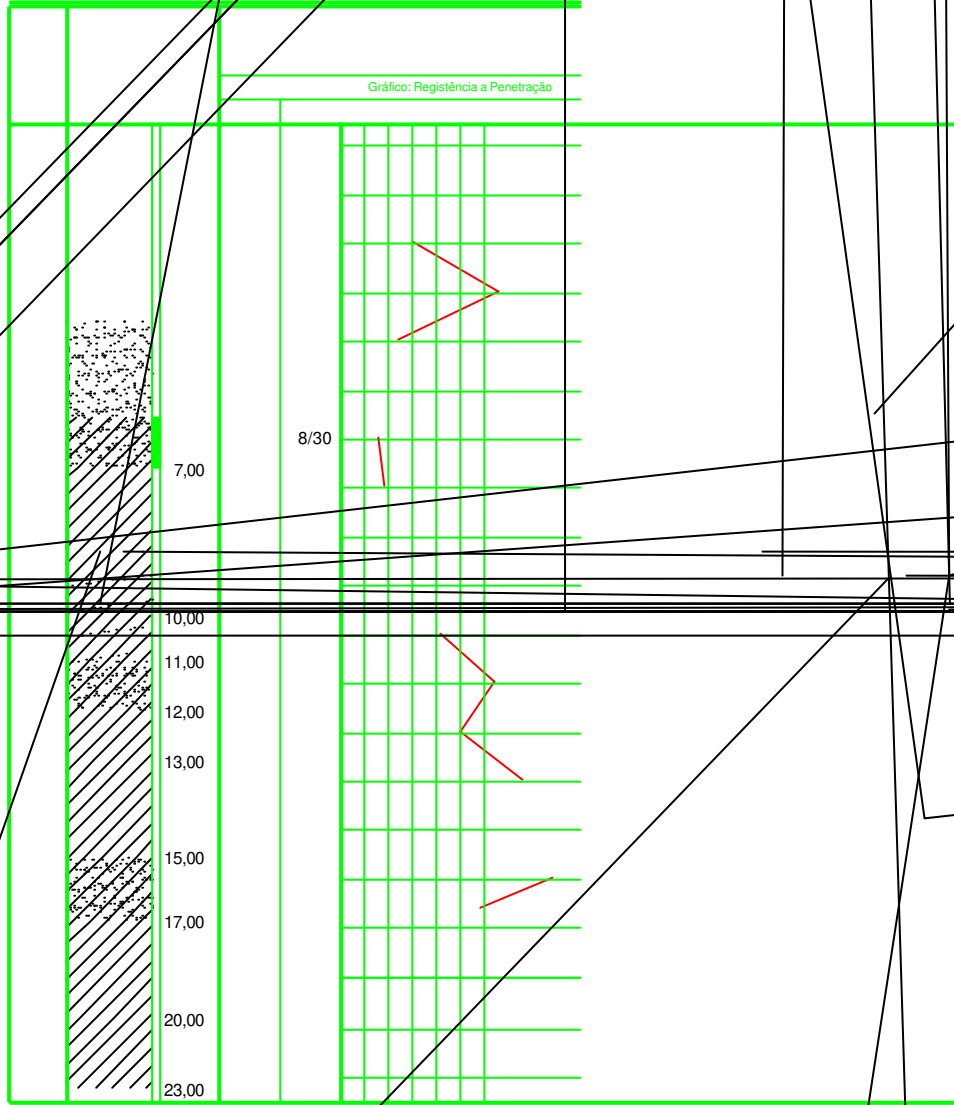
21/11/2006

Engº Responsável:



PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Gráfico: Resistência a Penetração



20/04/2007

20/04/2007

Engº Responsável:

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Gráfico: Resistência a Penetração

19/04/2007

19/04/2007

Engº Responsável:

1.21 - ANEXO B

São apresentados as planilhas do ensaio de prova de carga a compressão os gráficos.

Quadro 0.1 - Prova de carga à compressão em placa no campo experimental da Universidade Federal de Sergipe-UFS

PROVA DE CARGA À COMPRESSÃO EM PLACA

LOCAL: CAMPO EXPERIMENTAL DEC/UFS

DATA: 14/12/063

REF.: PESQUISA TESE

OPERADOR:

ENSAIO: COMPRESSÃO EM PLACA

PLACA No: 01

DIÂMETRO DA PLACA (m): 0,8

ÁREA DA PLACA (m²): 0,503

CARREGAMENTO										
EST.	CARGA (kN)	PRESSÃO (kN/m ²)	HORA	INT. Δ †	LEITURA (mm)					Recalque mm
					1	2	3	4	MÉDIA	
0	0	0		0	26.69	27.65	27.27		27.20	0,000
1º	10	19.89		0	26.06	27.57	26.05		26.56	0,643
		19.89		1	26.06	27.57	26.05		26.56	0,643
		19.89		2	26.05	27.57	26.03		26.55	0,653
		19.89		4	26.02	27.57	26.02		26.54	0,667
		19.89		8	26.01	27.57	26.01		26.53	0,673
					15					
2º	20	39.79		0	25.24	27.50	24.37		25.70	1,500
		39.79		1	25.20	27.50	24.34		25.68	1,523
		39.79		2	25.19	27.50	24.34		25.68	1,527
		39.79		4	25.14	27.50	24.25		25.63	1,573
		39.79		8	25.13	27.49	24.24		25.62	1,583
					15					
3º	30	59.68		0	24.42	27.08	23.09		24.86	2,340
		59.68		1	24.39	27.07	23.06		24.84	2,363
		59.68		2	24.38	27.06	23.05		24.83	2,373
		59.68		4	24.39	27.06	23.04		24.83	2,373
		59.68		8	24.14	26.93	22.77		24.61	2,590
		59.68		15	24.09	26.93	22.72		24.58	2,623
4º	40	79.58		0	23.42	26.54	21.83		23.93	3,273
		79.58		1	23.25	26.46	21.64		23.78	3,420
		79.58		2	23.22	26.45	21.61		23.76	3,443
		79.58		4	23.13	26.40	21.50		23.68	3,527
		79.58		8	23.11	26.38	21.48		23.66	3,547
					15					
5º	50	99.47		0	22.15	25.81	20.33		22.76	4,440
		99.47		1	22.06	25.79	20.19		22.68	4,523
		99.47		2	21.93	25.59	20.04		22.52	4,683
		99.47		4	21.85	25.64	19.94		22.48	4,727
		99.47		8	21.82	25.61	19.61		22.35	4,857
					15					
6º	60	119.37		0	20.70	24.92	18.58		21.40	5,803
		119.37		1	20.66	24.90	18.53		21.36	5,840
		119.37		2	20.52	24.80	18.36		21.23	5,977
		119.37		4	20.43	24.74	18.24		21.14	6,067
		119.37		8	20.28	24.65	18.05		20.99	6,210
					15					

7º	70	139,26		0	18,45	23,80	16,51		19,59	7,617
		139,26		1	18,64	23,59	16,15		19,46	7,743
		139,26		2	18,50	23,51	16,20		19,40	7,800
		139,26		4	18,40	23,42	15,89		19,24	7,967
		139,26		8	18,34	23,42	15,82		19,19	8,010
				15						
				30						
8º	80	159,15		0	17,15	22,66	14,45		18,09	9,117
		159,15		1	16,82	22,43	14,90		18,05	9,153
		159,15		2	16,61	22,33	13,72		17,55	9,650
		159,15		4	16,38	22,23	13,47		17,36	9,843
		159,15		8	16,26	22,16	13,34		17,25	9,950
		159,15		15	16,15	22,11	13,20		17,15	10,050
				30						
9º	90	179,05		0	14,95	21,16	11,75		15,95	11,250
		179,05		1	14,44	21,12	11,10		15,55	11,650
		179,05		2	14,26	21,02	10,85		15,38	11,827
		179,05		4	13,96	20,80	10,50		15,09	12,117
		179,05		8	13,74	20,68	10,22		14,88	12,323
		179,05		15	13,70	20,66	10,18		14,85	12,357
				30						
10º	100	198,94		0	12,95	20,18	9,25		14,13	13,077
		198,94		1	12,30	19,82	8,39		13,50	13,700
		198,94		2	11,86	19,60	7,86		13,11	14,097
		198,94		4	11,54	19,43	7,36		12,78	14,427
		198,94		8	11,32	19,31	7,07		12,57	14,637
		198,94		15	11,30	19,29	7,05		12,55	14,657
				30						

DESCARREGAMENTO

EST.	CARGA (kN)	PRESSÃO (kN/m ²)	HORA	INT. Δt	LEITURA (mm)					Recalque mm
					1	2	3	4	MÉDIA	
1º	80	159,15		0	11,30	19,24	7,05		12,53	14,673
		159,15		1	11,30	19,24	7,05		12,53	14,673
		159,15		2	11,30	19,29	7,05		12,55	14,657
				4						
2º	60	119,37		0	11,38	19,35	7,07		12,60	14,603
		119,37		1	11,38	19,34	7,07		12,60	14,607
		119,37		2	11,38	19,34	7,07		12,60	14,607
		119,37		4	11,38	19,34	7,07		12,60	14,607
				8						
				15						
				30						
3º	40	79,58		0	11,55	19,50	7,40		12,82	14,387
		79,58		1	11,55	19,50	7,40		12,82	14,387
		79,58		2	11,53	19,50	7,40		12,81	14,395
		79,58		4	11,53	19,50	7,40		12,81	14,395
				8						
				15						
				30						
4º	20	39,79		0	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123
		39,79		1	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123
		39,79		2	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123

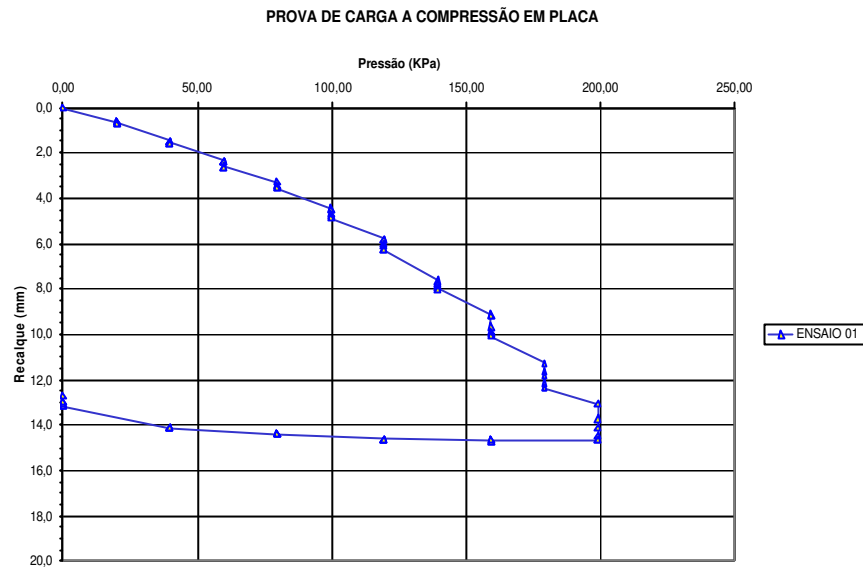


Figura 0.13 - Gráfico Pressão versus Recalque da Prova de carga à compressão em placa no campo experimental da Universidade Federal de Sergipe-UFS