

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**Avaliação numérica da execução e operação de
tubulões considerando a não saturação do solo**

Saulo Rezende Vilela

Belo Horizonte

2016

Saulo Rezende Vilela

**Avaliação numérica da execução e operação de tubulões
considerando não saturação do solo**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Lúcio Flávio de Souza Villar

Coorientador: Gustavo Ferreira Simões

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
2016

V699a Vilela, Saulo Rezende.
Avaliação numérica da execução e operação de tubulões considerando não saturação do solo [manuscrito] / Saulo Rezende Vilela. – 2016.
xx, 191 f., enc.: il.

Orientador: Lúcio Flávio de Souza Villar.
Coorientador: Gustavo Ferreira Simões.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices e Anexos: f. 133-191.

Bibliografia: f. 126-132.

1. Mecânica dos solos -Teses. 2. Fundações (Engenharia) - Teses. 3. Solos - Testes - Teses. I. Villar, Lúcio Flávio de Souza. II. Simões, Gustavo Ferreira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624.13(043)



FOLHA DE APROVAÇÃO

Avaliação numérica da execução e operação de tubulões considerando a não saturação do solo

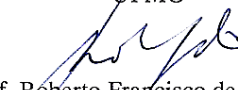
SAULO REZENDE VILELA

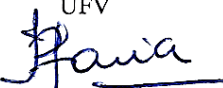
Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 26 de abril de 2016, pela banca constituída pelos membros:

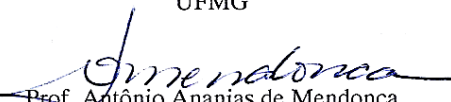

Prof. Lúcio Flávio de Sousa Villar - Orientador
UFMG


Prof. Gustavo Ferreira Simões - Coorientador
UFMG


Prof. Roberto Francisco de Azevedo
UFV


Profa. Patrícia de Oliveira Faria
Universidade Federal de Santa Catarina


Profa. Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça
UFMG


Prof. Antônio Ananias de Mendonça
UFMG

Belo Horizonte, 26 de abril de 2016.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, pela vida; e a Jesus, pelo exemplo. Aos meus pais, Edison e Edna, por me permitirem mais esta existência; a minha irmã Liviane, pelos momentos de convívio e aprendizado contínuo dentro desta família. À minha esposa Erika, pelo amor, incentivo, compreensão e apoio incondicional nos momentos difíceis. À todos os meus familiares e amigos, que sempre estiveram presentes ao longo desta jornada.

Agradeço ao Lúcio, orientador e amigo, por aceitar o convite de me orientar e fazê-lo com tanto esmero, me aclarando um tema que domina com maestria, os solos não saturados. Ao Gustavo, coorientador e amigo, pelas conversas sempre construtivas na formação do saber. Ao amigo e professor Antônio Ananias (Toninho), por abrir portas e fazer deste trabalho algo possível.

Agradeço ao Departamento de Engenharia Aeroespacial (DEA) da Escola de Engenharia (EE) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), pela oportunidade de coparticipação no projeto: "Construção e Testes de um Aerogerador de Pequeno Porte Reconfigurável" financiado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) sob nº de processo 555652/2010-6, em especial os professores Ricardo Utsch, Guilherme Papini, Dimas Dutra e o aluno Filipe Briann, por jamais medirem esforços para que a montagem, operação e leitura dos instrumentos na fundação do aerogerador ocorresse dentro do planejado. Ao Reginaldo Nogueira, aluno do curso de Engenharia de Controle e Automação, por auxiliar-nos em um curto período do projeto.

Agradeço ao Departamento de Engenharia de Minas (DEMIN) nas pessoas do Professor Paulo Brandão e funcionárias Ilda Batista e Isabel Carvalho, pelos ensaios de difração de raios-X e fluorescência, bem como o auxílio e aprendizado na interpretação dos resultados alcançados.

Agradeço ao Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia (DETG) e professores: Maria das Graças Gardoni – pelo empenho na aquisição e instalação do programa cujas análises geotécnicas foram desenvolvidas, tendo fundamental importância para a realização deste trabalho –, Terezinha Espósito, Maria Giovana Parizzi, Leise de Oliveira, Lúcio Villar, Gustavo Simões e Leandro Cardoso, pelos conhecimentos transmitidos nas aulas e seminários durante o curso; à professora já aposentada do DETG Judy Mantilla, por me proporcionar o primeiro contato com a pesquisa no âmbito da mecânica dos solos; aos funcionários Kátia de Souza e Marcus Torres, pelo convívio; aos colegas Pedro Santana, Vinicius Queiroga e Professora

Ecidinéia Mendonça, por disponibilizarem livros, artigos e planilhas que auxiliaram no desenvolvimento do trabalho; e a todos os colegas que ingressaram e/ou cursaram alguma disciplina em comum. Ao ex-aluno de graduação Domingos Neto, pela realização de muitos ensaios no âmbito desta pesquisa.

Agradeço aos colaboradores da Geoestável e empresa, pela oportunidade de trabalho e aprendizado ao longo dos anos; em especial, as pessoas de Ney Amorim e Leonardo Ventura, fundadores da empresa, bem como o consultor e amigo Roberto Azevedo, cujos conselhos foram fundamentais para a conclusão desta etapa.

E, por último, porém não menos importante, agradeço, nas pessoas de Eliane Souza e Douglas Santos, à todos os funcionários desta universidade, por garantirem boas condições para que este curso, como tantos outros, se realizem dentro desta instituição.

*"– Comece pelo começo – disse o rei gravemente –, siga até chegar ao fim;
então pare."*

Lewis Carroll, Alice no País das Maravilhas.

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo apresentar as variações na execução e operação de tubulões escavados considerando os solos não saturados. A pesquisa ocorreu em uma área de testes dentro do campus Pampulha da Universidade Federal de Minas Gérias (UFMG). A referida área de testes, intitulada Quarteirão 10 (Q-10), foi caracterizada por meio de sondagens de simples reconhecimento com o ensaio SPT, ensaios de piezocone (CPTU) e coleta de amostras indeformadas e deformadas para ensaios laboratoriais. Segundo as investigações de campo, a camada superficial do Q-10 possui profundidade média de 5,50 m, classificação táctil visual de argila arenosa a argila siltosa, N_{SPT} médio de 8 golpes, $Q_t = 477$ kPa e $f_s = 16$ kPa. A caracterização completa classificou a amostra como um solo silto-arenoso sendo composto de 1% de pedregulho; 49% areia; 35% de silte; e 15% de argila. A determinação dos Limites de Atterberg indicaram $LL = 36\%$ e $LP = NP$. Os ensaios de adensamento, realizados em amostras indeformadas inundadas e não inundadas (umidade higroscópica $w = 2,30\%$), indicaram que o solo é duas vezes (2x) menos compressível quando não saturado. Os ensaios de cisalhamento direto realizados nas mesmas condições indicaram um ganho de treze vezes (13x) no intercepto coesivo na condição de umidade higroscópica. Com estes resultados, e curva característica de sucção do material (ou curva de retenção de umidade), calculou-se a influência da saturação nos parâmetros de resistência do material. Como era de se esperar, a capacidade de carga dos elementos de fundação, a estabilidade dos tubulões quando escavados, e o modo de transferência de carga foram influenciados por estas variações nos parâmetros de resistência. Os tubulões apresentaram redução na capacidade de carga de 30% da condição seca para a inundada. Para o bloco de coroamento, avaliado sem haver a consideração dos tubulões sobpostos, observou-se uma redução de quase 46% na capacidade de carga do elemento. Os modelos desenvolvidos com os parâmetros saturados indicaram a não estabilidade dos tubulões escavados. Os modelos com os parâmetros para a condição de umidade higroscópica indicaram estabilidade da escavação e relativa alteração na forma como se dá a transferência da carga para o solo. Desta forma, identifica-se, para o solo estudado, que a sucção tem papel relevante na capacidade de carga, estabilidade das escavações e modos de transferência de cargas, demonstrando quão importante é analisar a não saturação dos solos no desenvolvimento de projetos e na previsão do comportamento de construções especiais que envolvam solos não saturados.

ABSTRACT

This study aims to present the variations in implementation and operation of caissons considering the unsaturated soils. The research took place in a test area in the Pampulha campus of the Federal University of Minas Gerais (UFMG). Such testing area, entitled Block 10 (Q-10) was characterized by means of simple recognition probes with the SPT test, piezocone (CPTU) and collection of disturbed and undisturbed samples for laboratory tests. According to field investigations, the surface layer of the Q-10 has an average depth of 5.50 m, visual touch classification sandy clay to silty clay, medium N_{SPT} 8 strokes, $Q_t = 477$ kPa and $f_s = 16$ kPa. The complete characterization classified the sample as a sandy-silt being composed of 1% gravel; 49% sand; 35% of silt; and 15% clay. Determination of Atterberg limits indicated $LL = 36\%$ and $LP = NP$. The consolidation tests performed on undisturbed samples flooded and not flooded (hygroscopic moisture = 2.30%) indicated that the soil is twice (2x) less compressible when unsaturated. Direct shear tests performed in the same conditions indicated a gain of thirteen times (13x) the cohesive intercept for the soil in hygroscopic condition. With these results, and characteristic curve suction of the material (or moisture retention curve), calculated the influence of saturation in the material strength parameters. As might be expected, the carrying capacity of the foundation elements, the stability of the caissons when excavated, and the charge transfer mode have been influenced by these variations. The caissons were reduced in 30% load capacity of the dry condition for flooded. To the block, there was a reduction of almost 46% in the capacity of the element. The models developed with the flooded parameters indicated no stability of the well. The models, with parameters for the non-saturation condition, indicated the stability of the excavation and relative change in the way which the transfer of the load to the ground occur. Thus, it is identified for the studied soil, the suction plays an important role in carrying capacity, stability of the wells and load transfer modes, demonstrating how important it is to analyze the non-saturation of soils in the development of projects and prediction of behavior of special constructions involving unsaturated soils.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS.....	XIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS E UNIDADES.....	XIV
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 OBJETIVO.....	1
1.3 JUSTIFICATIVA	2
1.4 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
1.4.1 <i>Considerações Iniciais</i>	3
1.4.2 <i>Estrutura da Dissertação</i>	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 BREVE HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA E DAS FUNDAÇÕES	4
2.2 FUNDAÇÃO	6
2.3 DEFINIÇÃO DE RUPTURA EM FUNDAÇÕES.....	8
2.4 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA NOS SOLOS	9
2.4.1 <i>Métodos Teóricos</i>	10
2.4.2 <i>Métodos Semiempíricos</i>	12
2.4.3 <i>Métodos Empíricos</i>	13
2.4.4 <i>Prova de Carga Estática</i>	14
2.5 TUBULÕES ESCAVADOS A CÉU ABERTO	15
2.5.1 <i>Generalidades</i>	15
2.5.2 <i>Dimensionamento Geotécnico de Tubulões</i>	17
2.6 SOLOS NÃO SATURADOS	19
2.6.1 <i>Água no Solo</i>	19
2.6.2 <i>Sucção Matricial em Solos Não-Saturados</i>	20
2.7 DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO MÁTRICA PELA TÉCNICA DO PAPEL FILTRO	22
2.8 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	25
2.9 MODELOS CONSTITUTIVOS	26
2.9.1 <i>Modelo Hiperbólico</i>	26
2.9.2 <i>Modelo de Plastificação de Mohr-Coulomb (Linear Perfeitamente Plástico)</i> ...	28
2.10 INSTRUMENTAÇÃO POR EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA (STRAIN-GAGES)	29
2.11 PIEZOCONE PENETRATION TEST (CPTU).....	30
2.12 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	34
3 MATERIAIS E MÉTODOS	36
3.1 PROJETO DO AEROGERADOR.....	36
3.2 LOCAL DA PESQUISA.....	37
3.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS DO LOCAL DA PESQUISA	38
3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL DA PESQUISA	38
3.4.1 <i>Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT</i>	39
3.4.2 <i>Piezocone Penetration Test (CPTU)</i>	39
3.4.3 <i>Coleta de Amostras Indeforçadas e Deformadas</i>	40
3.4.4 <i>Ensaio de Caracterização Completa</i>	42

3.4.5	<i>Ensaios de Adensamento Unidimensional e Resistência</i>	43
3.4.6	<i>Sucção Mátrica pela Técnica do Papel Filtro</i>	45
3.4.7	<i>Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)</i>	46
3.4.8	<i>Difração de raios-X</i>	46
3.5	FUNDAÇÃO DO AEROGERADOR.....	47
3.6	ESCAVAÇÃO DOS TUBULÕES.....	48
3.7	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DOS TUBULÕES E BLOCO DE COROAMENTO CONSIDERANDO AS VARIAÇÕES NOS PARÂMETROS RESISTÊNCIA (MÉTODO DE TERZAGHI).....	48
3.8	MEDIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES NOS TUBULÕES E BLOCO DE COROAMENTO	48
3.8.1	<i>Instalação e Calibração dos Extensômetros (Strain-gages)</i>	49
3.8.2	<i>Instalação das Barras Instrumentadas na Armadura dos Tubulões e Bloco</i>	50
3.9	CONCRETAGEM DOS TUBULÕES E BLOCO DE COROAMENTO	51
3.10	LEITURA DOS EXTENSÔMETROS.....	52
3.11	MODELAGEM NUMÉRICA.....	54
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
4.1	ENSAIOS DE CAMPO.....	57
4.1.1	<i>Sondagens de Simple Reconhecimento com Ensaio SPT</i>	57
4.1.2	<i>Piezocone Penetration Test (CPTU)</i>	59
4.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	60
4.2.1	<i>Difração de raios-X</i>	60
4.2.2	<i>Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)</i>	62
4.2.3	<i>Caracterização Completa</i>	64
4.2.4	<i>Adensamento</i>	67
4.2.5	<i>Cisalhamento Direto</i>	73
4.2.6	<i>Ensaios Triaxiais</i>	74
4.2.7	<i>Ensaio para Determinação da Curva Característica de Sucção pela Técnica do Papel Filtro</i>	78
4.3	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE MOHR-COULOMB	81
4.3.1	<i>Ensaios de Campo</i>	82
4.3.2	<i>Ensaios de Laboratório</i>	84
4.4	DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM A VARIAÇÃO DA SATURAÇÃO (MÉTODO DE TERZAGHI)	90
4.4.1	<i>Capacidade de Carga Tubulões</i>	91
4.4.2	<i>Capacidade de Carga Bloco de Coroamento</i>	91
4.5	DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO	93
4.5.1	<i>Instalação da Base de Suporte do Aerogerador</i>	93
4.5.2	<i>Instalação do Tubo Central do Aerogerador</i>	96
4.5.3	<i>Basculamento do Tubo Central do Aerogerador</i>	98
4.6	MODELAGEM NUMÉRICA.....	99
4.6.1	<i>Modelo Geotécnico</i>	100
4.6.2	<i>Resultados Alcançados</i>	104
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	121
5.1	CONCLUSÕES ALCANÇADAS	121
5.1.1	<i>Caracterização do Subsolo da Região</i>	121
5.1.2	<i>Correlações Ensaios de Campo (SPT e CPTU) com Parâmetros de Resistência de Laboratório</i>	121
	121

5.1.3	<i>Parâmetros de Deformabilidade e Resistência</i>	122
5.1.4	<i>Capacidade de Carga de Elementos de Fundação Direta</i>	122
5.1.5	<i>Estabilidade da Escavação dos Tubulões</i>	122
5.1.6	<i>Transferência de Carga em Tubulões (Base versus Fuste)</i>	123
5.1.7	<i>Operação dos Tubulões (Condição Saturada versus Não Saturada)</i>	123
5.2	RECOMENDAÇÕES.....	124
REFERÊNCIAS		126
APÊNDICE A – CURVAS CALIBRAÇÃO EXTENSÔMETROS		133
APÊNDICE B – PARAMETROS MODELO HIPERBÓLICO (DUNCAN & CHANG 1970, 1980)		136
APÊNDICE C – TENSÃO CISALHANTE NO FUSTE DO TUBULÃO (COSTA NUNES & FERNANDES, 1982)		160
APÊNDICE D – RESULTADOS MODELAGEM 3D ESCAVAÇÃO		161
ANEXO A – SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM ENSAIO SPT		168
ANEXO B – PIEZOCONE PENETRATION TEST (CPTU)		189

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tipos de fundação. a) Fundação superficial; b) Fundação profunda. (Adaptado VELLOSO & LOPES, 1998).....	7
Figura 2.2 – Organograma com os tipos de fundações (ROCHA, 2011).....	8
Figura 2.3 – Ruptura generalizada e localizada (Adaptado MARANGON, 2005).....	9
Figura 2.4 – Ábaco com os fatores “N” para determinação da capacidade de carga (TERZAGHI & PECK, 1948).	11
Figura 2.5 – Superfícies de ruptura propostas por Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951). a) Fundações Superficiais; b) Fundações Profundas (MEYERHOF, 1951).	12
Figura 2.6 – Gráfico típico de um ensaio de prova de carga estática (Adaptado NIYAMA et al., 1998).....	14
Figura 2.7 – Croqui esquemático de um tubulão. a) Perspectiva; b) Corte longitudinal (ALONSO & GOLOMBEK, 1998).	16
Figura 2.8 – Transferência de carga em fundações profundas (Adaptado VARGAS, 1977)...	18
Figura 2.9 – Curvas carga <i>versus</i> recalque do fuste e base de fundações profundas. (Adaptado VARGAS, 1977).	19
Figura 2.10 – Condição dos solos acima do nível d’água (Adaptado NG & MENZIES, 2007).	20
Figura 2.11 – Mundo generalizado da Mecânica dos Solos (Adaptado NG & MENZIES, 2007).	21
Figura 2.12 – Envoltória de resistência de solos não saturados (Adaptado FREDLUND & RAHARDJO, 1993).	22
Figura 2.13 – Curva característica de um solo na trajetória de secagem e umedecimento (adaptado VIVIAN, 2008).....	24
Figura 2.14 – Curva tensão <i>versus</i> deformação axial do modelo hiperbólico.....	27
Figura 2.15 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e plastificação para fluxo associado (MENDONÇA, 2005).	29
Figura 2.16 – Forças atuantes em um elemento de fundação profunda (COSTA NUNES & FERNANDES, 1982).	30
Figura 2.17 – Típico perfil do CPTU (adaptado YEN et al. 1989 apud ESLAMI & FELLENIUS, 1997).....	31
Figura 2.18 – Classificação do subsolo com base nos resultados do CPTU (adaptado ROBERTSON et al. 1986 apud SCHNAID, 2000).	32
Figura 2.19 – Relação da resistência não drenada S_u com o N^{60}_{SPT} (STROUD, 1974 apud SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).....	35
Figura 3.1 – Projeto do Aerogerador de Pequeno Porte Reconfigurável.	36
Figura 3.2 – Localização da Universidade Federal de Minas Gerais.	37
Figura 3.3 – Local da Pesquisa.	38
Figura 3.4 – Investigações de campo realizadas em 2005, 2010 e 2014.	40
Figura 3.5 – Campanhas de 2010 e 2014. a) Distância entre as campanhas; b) Coleta de amostras em 2010; c) Coleta de amostras em 2014.	41
Figura 3.6 – Projeto dos tubulões e armadura utilizada.	47
Figura 3.7 – Escavação dos tubulões. a) Fuste; b) Escavação da base e colocação da armadura.	48
Figura 3.8 – Disposição dos extensômetros nas barras de aço (adaptado AZEVEDO & SANCHES, sem data).	49
Figura 3.9 – Instalação dos extensômetros nas barras de aço e calibração. a) Instalação dos extensômetros nas barras de aço; b) Ensaio de tração para calibração dos extensômetros.....	49

Figura 3.10 – Instalação das barras instrumentadas na armadura dos tubulões e descida. a) Solidarização das barras calibradas na armadura; b) Implantação da armadura nos tubulões.	50
Figura 3.11 – Localização dos extensômetros nos tubulões e bloco.	51
Figura 3.12 – Concretagem dos tubulões e bloco de coroamento. a) Tubulões; b) Bloco.	51
Figura 3.13 – Instalação da base de suporte da torre. a) Içamento; b) Leitura dos extensômetros.	52
Figura 3.14 – Instalação do tubo central. a) Içamento; b) Leitura dos extensômetros.	53
Figura 3.15 – Basculamento do tubo central. a) Basculamento; b) Leitura dos extensômetros.	53
Figura 3.16 – Condições de Contorno e Malha de Elementos Finitos do Modelo. a) Condições de contorno; b) Malha de elementos finitos.	55
Figura 4.1 – Perfil geológico-geotécnico da região de implantação da fundação da torre.	58
Figura 4.2 – Variação dos N_{SPT} ao longo do perfil. a) N_{SPT} dos ensaios de SPT; b) N_{SPT} dos ensaios de SPT e N_{SPT} por correlação com o ensaio CPTU.	60
Figura 4.3 – Análise semiquantitativa pela difração de raios-X.	61
Figura 4.4 – Espectrometria da amostra de solo coletada a 1,00 m de profundidade.	62
Figura 4.5 – Imagem com aumento de 140x da amostra deformada.	63
Figura 4.6 – Sequência de imagens na amostra indeformada. a) Aumento de 100x; b) Aumento de 500x; c) Aumento de 1.000x; e d) Aumento de 5.000x.	63
Figura 4.7 – Curvas granulométricas.	65
Figura 4.8 – Carta de Plasticidade.	66
Figura 4.9 – Ensaio de adensamento a) Tensão de pré-adensamento por Casagrande e Pacheco Silva (amostra inundada); b) Parâmetros de compressibilidade (amostra inundada); c) Tensão de pré-adensamento por Casagrande e Pacheco Silva (amostra umidade higroscópica); d) Parâmetros de compressibilidade (amostra umidade higroscópica).	70
Figura 4.10 – Colapsividade do material. a) Curvas de adensamento na condição inundada e de umidade higroscópica; b) Variação no índice de colapsividade com a tensão aplicada.	71
Figura 4.11 – Ensaio de adensamento com inundação na tensão de 50 kPa.	72
Figura 4.12 – Variação da permeabilidade com a tensão aplicada.	72
Figura 4.13 – Ensaio Cisalhamento Direto. a) Inundado; b) Umidade Higroscópica.	73
Figura 4.14 – Tensão deformação ensaio e modelo hiperbólico – Amostra de 2,00 m.	75
Figura 4.15 – Variação volumétrica ensaio e modelo hiperbólico – Amostra de 2,00 m.	75
Figura 4.16 – Tensão deformação ensaio e modelo hiperbólico – Amostra 3,00 m.	77
Figura 4.17 – Variação volumétrica ensaio e modelo hiperbólico – Amostra 3,00 m.	77
Figura 4.18 – Curva característica de sucção amostra coletada a 1,00 m de profundidade para trajetória de secagem e umedecimento.	79
Figura 4.19 – Curva característica de sucção resultante para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade.	79
Figura 4.20 – Variação intercepto coesivo com a sucção mátrica amostra coletada a 1,00 m de profundidade de acordo com o modelo de Vilar (2006).	80
Figura 4.21 – Variação do intercepto coesivo com a saturação e umidade para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade. a) Saturação; b) Umidade.	81
Figura 4.22 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb saturada e umidade higroscópica.	84
Figura 4.23 – Trajetórias de tensões efetivas e envoltória de resistência do ensaio CIU e CID - Amostra 2,00 m de profundidade.	86
Figura 4.24 – Trajetórias de tensões efetivas e envoltória de resistência ensaios CIU e CID - Amostra 3,00 m.	88
Figura 4.25 – Variação na capacidade de carga de um tubulão com a saturação.	91

Figura 4.26 – Variação na capacidade de carga do bloco de coroamento com a saturação.	92
Figura 4.27 – Instalação da base de suporte – deformações na base dos tubulões.....	94
Figura 4.28 – Instalação da base de suporte – deformações na base do bloco.	95
Figura 4.29 – Instalação da base de suporte – deformações no topo do TB-01.	96
Figura 4.30 – Variação das deformações na instrumentação – Instalação do tubo central. a) Instrumentos da base dos tubulões; b) Instrumentos localizados na base do bloco; c) Instrumento localizado no meio do bloco; d) Instrumento localizado no topo do TB-01.	97
Figura 4.31 – Variação das deformações na instrumentação – Basculamento tubo central. a) Instrumentos da base dos tubulões; b) Instrumentos localizados na base do bloco; c) Instrumento localizado no meio do bloco; d) Instrumento localizado no topo do TB-01.	99
Figura 4.32 – Modelo geotécnico elaborado.	100
Figura 4.33 – Escavação dos tubulões. a) Planta; b) Perspectiva.....	101
Figura 4.34 – Tubulões e bloco. a) Planta; b) Perspectiva.	101
Figura 4.35 – Pontos de análise da escavação.	104
Figura 4.36 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso – Elasto-Plástico e Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	107
Figura 4.37 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Deformação em “x”; d) Fator de resistência.	109
Figura 4.38 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa. a) Tensão Vertical; b) Tensão Horizontal.	110
Figura 4.39 – Curva tensão <i>versus</i> deformação argila arenosa para confinante de 50 kPa....	111
Figura 4.40 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso Umidade Higroscópica. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	112
Figura 4.41 – PT-02 – Escavação – Silte Arenoso Umidade Higroscópica. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	114
Figura 4.42 – TB-01 – Operação – Silte Arenoso. a) Tensão cisalhante interface solo/tubulão umidade higroscópica; b) Tensão cisalhante na interface solo/tubulão material inundado.	117
Figura 4.43 – TB-01 – Condição Hipotética de Operação – Silte Arenoso. Tensão cisalhante interface tubulão/solo umidade higroscópica.	119
Figura 4.44 – TB-01 – Condição Hipotética de Operação – Silte Arenoso. Tensão cisalhante interface tubulão/solo material inundado.	120
Figura A.1 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-01; b) Instrumento SG-02.	133
Figura A.2 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-03; b) Instrumento SG-04.	133
Figura A.3 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-05; b) Instrumento SG-06.	134
Figura A.4 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-07; b) Instrumento SG-08.	134
Figura A.5 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-09; b) Instrumento SG-10.	135
Figura D.1 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso Inundando. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	162
Figura D.2 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	163
Figura D.3 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa – Elastico Linear. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	164
Figura D.4 – PT-02 – Escavação – Argila Arenosa – Elastico Linear. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.	165

Figura D.5 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Deformação em “x”; d) Fator de resistência. 166

Figura D.6 – PT-02 – Escavação – Argila Arenosa Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Deformação em “x”; d) Fator de resistência. 167

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Índices físicos das amostras.....	64
Tabela 4.2 – Granulometria e Limites de Consistência.....	66
Tabela 4.3 – Parâmetros do ensaio de adensamento	68
Tabela 4.4 – Parâmetros do Modelo Hiperbólico – Amostra 2,00 m.....	75
Tabela 4.5 – Parâmetros do ensaio e da literatura (DUNCAN ET AL., 1980).....	76
Tabela 4.6 – Parâmetros do Modelo Hiperbólico.....	78
Tabela 4.7 – Parâmetros da literatura para material semelhante (DUNCAN ET AL., 1980) ..	78
Tabela 4.8 – Resistência não drenada, ângulo de atrito efetivo e módulo de elasticidade dos materiais por correlações Terzaghi & Peck (1948), Stroud (1974), Teixeira (1996), Hatanaka & Uchida (1996) e Stroud (1989).....	82
Tabela 4.9 – Resistência não drenada e ângulos de atrito por Schnaid (2000) e Mayne (2006)	83
Tabela 4.10 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (CD) ...	85
Tabela 4.11 – Parâmetros de resistência efetivos ensaios triaxiais CIU e CID – Amostra 2,00 m	86
Tabela 4.12 – Parâmetros de resistência efetivos triaxiais CIU e CID – Amostra 3,00 m.....	88
Tabela 4.13 – Parâmetros de resistência correlações SPT.....	89
Tabela 4.14 – Parâmetros de resistência correlações CPTU	89
Tabela 4.15 – Parâmetros de resistência cisalhamento direto	89
Tabela 4.16 – Parâmetros de resistência triaxiais.....	89
Tabela 4.17 – Leitura dos extensômetros da fundação na instalação da base de suporte	94
Tabela 4.18 – Leitura dos extensômetros da fundação na instalação do tubo central.....	97
Tabela 4.19 – Leitura dos extensômetros da fundação no basculamento do tubo central.....	98
Tabela 4.20 – Parâmetros do Concreto dos Tubulões e Bloco de Coroamento	102
Tabela 4.21 – Parâmetros do modelo elástico linear plástico.....	102
Tabela 4.22 – Parâmetros adotados no modelo hiperbólico.....	103
Tabela C.1 – Parâmetros do Concreto dos Tubulões e Bloco de Coroamento.....	160
Tabela C.2 – Cálculo da tensão cisalhante atuante no fuste do tubulão TB-01	160

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS E UNIDADES

ABREVIATURAS E SIGLAS

a.C. – antes de Cristo

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

CD – Cisalhamento Direto

CDTN – Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear

CH – *Clay High*

CID – *Consolidated Isotropic Drained*

CIU – *Consolidated Isotropic Undrained*

CL – *Clay Low*

CM-UFMG – Centro Microscopia UFMG

CPH – Centro de Pesquisas em Hidráulica

CPs – Corpos de Prova

CPT – *Cone Penetration Test*

CPTU – *Piezocone Penetration Test*

d.C. – depois de Cristo

DEA – Departamento de Engenharia Aeroespacial

DEMIN – Departamento de Engenharia de Minas

DETG – Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia

DRX – Difrátômetro de raios-X

E – Módulo de Elasticidade

EBSD – *Electron backscatter diffraction*

EDS – *Energy-dispersive X-ray spectroscopy*

EE – Escola de Engenharia

EUA – Estados Unidos da América

FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais

fck – Resistência Característica do Concreto

FRX – Fluorescência de raios-X

FS – Fator de Segurança

IA – Índice de Atividade
IG – Índice de Grupo
IP – Índice de Plasticidade
IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
ISF – Interação Solo/Fundação
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
MDF – Método Diferenças Finitas
MEF – Método Elementos Finitos
MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura
MG – Minas Gerais
MIT – *Massachusetts Institute of Technology*
ML – *Milt Low*
 N_{SPT}^{60} – Índice de resistência a penetração do amostrador padrão corrigido
NA – Nível d'Água
NBR – Norma Brasileira
 N_{SPT} – Índice de resistência a penetração do amostrador padrão
PR – Paraná
PROBIC – Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica
PTE – Princípio Tensões Efetivas
Q-10 – Quarteirão 10
RS3 – *Rock and Soil 3-dimensional analysis program*
SG – *Strain-gage*
SI – Sistema Internacional de Unidades
SP – São Paulo
SPT – *Standard Penetration Test*
SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos
TB – Tubulão
UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais
UTM – Universal Transversa de Mercator
WGS84 – *World Geodetic System, 1984*

1D – Uma Dimensão

2D – Duas Dimensões

3D – Três Dimensões

SIMBOLOS

a – intercepto coesivo da envoltória de resistência da trajetória de tensões

a – parâmetro auxiliar do modelo de Vilar (2006)

a – parâmetro auxiliar do modelo hiperbólico

A_f – área do fuste

A_p – área da ponta

b – metade da largura, lado da fundação

b – parâmetro auxiliar do modelo de Vilar (2006)

b – parâmetro auxiliar do modelo hiperbólico

c – intercepto coesivo

c' – intercepto coesivo efetivo

C_c – coeficiente de compressão

C_d – coeficiente de descompressão

cos – cosseno

C_r – coeficiente de recompressão

c_{ult} – intercepto coesivo efetivo na condição de umidade higroscópica

C_v – módulo oedométrico

D_{30} – diâmetro em que 30% dos grãos passam

D_{60} – diâmetro em que 60% dos grãos passam

$d\sigma_z$ – variação da tensão normal na profundidade z

e – índice de vazios

E_i – módulo de elasticidade inicial

f_s – atrito lateral no ensaio do cone

G_s – relação da massa específica dos sólidos como a massa específica da água

i – índice de colapsividade

K – parâmetro do modelo hiperbólico

k – permeabilidade

k_0 – empuxo no repouso

K_b – parâmetro do modelo hiperbólico

log – logaritmo

m – parâmetro do modelo hiperbólico

n – parâmetro do modelo hiperbólico

n – porosidade

N^c , N^q , N^γ – fatores para dimensionamento capacidade de carga ruptura localizada

N_c, N_q, N_γ – fatores para dimensionamento da capacidade de carga ruptura generalizada
 N_{kt} – parâmetro para definição da resistência não drenada dos solos pelo ensaio CPTU
 p – perímetro do fuste
 P_a – pressão atmosférica
 p_r – tensão de ruptura generalizada
 p_r' – tensão de ruptura localizada
 q – tensão efetiva vertical
 Q_f – capacidade de carga no fuste
 q_f – capacidade de carga unitária no fuste
 Q_p – capacidade de carga na ponta ou base (tubulões)
 q_p – capacidade de carga unitária da ponta ou base (tubulões)
 q_t – resistência de ponta no CPTU
 Q_u – capacidade de carga estática última
 r – raio da fundação
 R_f – razão de ruptura do modelo hiperbólico
 S – grau de saturação
 S – seção transversal
 σ_1 – tensão principal maior
 σ_3 – tensão principal menor
 sen – seno
 σ'_{pa} – tensão de pré-adensamento
 S_u – resistência não drenada
 tg – tangente
 T_z – atrito unitário solo-fundação na cota z
 u_2 – poropressão CPTU
 w – teor de umidade
 Z – comprimento do fuste do elemento
 α – inclinação da envoltória de resistência das trajetórias de tensões
 γ – peso específico
 γ_d – peso específico seco dos solos
 γ_n – peso específico natural dos solos
 ν – ângulo de dilatação do critério de plastificação de Mohr-Coulomb
 ν – coeficiente de Poisson
 σ_R – tensão de ruptura ou capacidade de carga estática última

τ_z – tensão de cisalhamento no fuste à profundidade z

ϕ' – ângulo de atrito efetivo do material

ψ_m – matriz de sucção

(Al) – Alumínio

(C) – Carbono

(Ca) – Cálcio

(Ce) – Cério

(Cl) – Cloro

(Cr) – Cromo

(Cu) – Cobre

(Fe) – Ferro

(K) – Potássio

(Mg) – Magnésio

(Mn) – Manganês

(Na) – Sódio

(Ni) – Níquel

(O) – Oxigênio

(P) – Fósforo

(Rb) – Rubídio

(S) – Enxofre

(Si) – Silício

(Ti) – Titânio

(Zn) – Zinco

(Zr) – Zircônio

($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) – Caulinita

($\text{KAl}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$) – Moscovita

(SiO_2) – Quartzo

(TiO_2) – Rutilo

UNIDADES

cm – centímetro

g – grama

kg – quilograma

kN – quilonewton

kPa – quilopascal

m – metro

mm – milímetro

MPa – megapascal

°C – grau Celsius

s – segundo

μm – micrometro

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Segundo DeMillo (1998), somos afetados por inúmeros fenômenos da natureza e, desde o primórdio da civilização, tentamos controlá-los ou, ao menos, conviver com eles. Para Marinho (2005), o desejo de ter o controle destes fenômenos é que nos leva a estudar sua influência em nossas vidas. As condições climáticas, um destes fenômenos, e sua interação com o solo, são um dos aspectos que condicionam a boa interpretação da mecânica dos solos para fins de engenharia.

Há claros indícios de que as condições climáticas afetam diretamente o comportamento de um solo. Escorregamentos de encostas, e outros problemas geotécnicos associados, quase sempre estão ligados a fenômenos climáticos adversos. De acordo com Marinho (2005), compreender a diferença do comportamento dos solos quando totalmente saturados ou secos reside não somente no fato de se ter grande parte dos solos variando entre estes dois estados, mas também a uma necessidade de se compreender fenômenos que eram, até pouco tempo, desconsiderados nos projetos e análises de engenharia.

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é avaliar a execução e operação de tubulões a céu aberto considerando a influência do grau de saturação do solo por meio de análise numérica. Observações constatadas em campo e medidas em instrumentos localizados na base e topo dos tubulões da fundação de um aerogerador reconfigurável de pequeno porte, que vem sendo instalado nas dependências da Universidade Federal de Minas Gérias (UFMG) – em uma área de testes intitulada Quarteirão 10 (Q-10) –, e também no bloco de coroamento, foram avaliadas de forma a confrontar o observado *versus* o previsto. Modelagens numéricas tridimensionais foram utilizadas para avaliar o processo de execução e operação dos tubulões mediante as solicitações de carregamento e condições de contorno observadas no local.

Como objetivos específicos, têm-se:

- caracterizar geotecnicamente o local e os materiais coletados;

- correlacionar dados de SPT e CPTU, com os parâmetros de resistência obtidos em laboratório, avaliando a aplicabilidade das correlações apresentadas pela literatura para o solo estudado;
- avaliar se o atrito lateral entre o solo e o fuste do tubulão – interação solo-fundação (ISF) – tem influência no comportamento observado, já que é prática comum brasileira desprezar esta componente de resistência;
- determinar a influência do grau de saturação no dimensionamento de elementos de fundação direta – blocos, sapatas e tubulões – para o material estudado; e
- quantificar a influência da sucção – características de solos não saturados – durante a execução e operação dos tubulões escavados via modelagem numérica.

1.3 Justificativa

Perante a necessidade incessante de aperfeiçoar a engenharia e seus projetos, estudar meios para compreender o comportamento de fundações em solos não saturados pode ser importante para o aprimoramento do setor energético eólico, assim como para outras áreas da engenharia geotécnica. A compreensão do comportamento de elementos de fundação, em regiões em que se observam períodos secos e úmidos bem definidos, pode acarretar em reduções de custos nas estruturas temporárias – estruturas montadas e desmontadas durante a estação seca do ano (período sem chuvas).

Neste contexto surge, dentro do programa de pesquisa "Projeto de Construção e Testes de um Aerogerador de Pequeno Porte Reconfigurável" do Departamento de Engenharia Aeroespacial da UFMG, financiado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) sob n° de processo 555652/2010-6, a oportunidade e possibilidade de se estudar a execução e operação da fundação de um aerogerador e suas interações com o solo da região de fundação local.

Esta dissertação avaliou o comportamento da fundação deste aerogerador considerando a condição de não saturação do solo de fundação local. Monitorar o comportamento da escavação e o desenvolvimento dos esforços na fundação, avaliando a interação com o solo e suas condições de contorno, pode trazer ganhos significativos no dimensionamento de fundações mais eficientes e no entendimento do comportamento da estrutura, como se dá a interação solo-estrutura. Um dos principais aspectos que foi avaliado como fator interferente na execução e

operação desta fundação foi a sucção, característica de solos não saturados e que pode influenciar no comportamento mecânico de um solo.

1.4 Considerações Iniciais e Estrutura da Dissertação

A seguir são apresentadas algumas considerações adotadas para a elaboração da pesquisa, assim como a estrutura da dissertação desenvolvida a seguir.

1.4.1 Considerações Iniciais

A dissertação foi desenvolvida considerando os algarismos arábicos com duas casas decimais, exceto nos casos em que as normas vigentes exigiram a apresentação de um maior número de algarismos significativos. As unidades adotadas respeitam o Sistema Internacional de unidades (SI).

1.4.2 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação é composta por cinco capítulos. Além deste capítulo introdutório, em que foi apresentado o assunto, os objetivos, a justificativa, e breves considerações para o desenvolvimento da pesquisa, outros quatro capítulos compõem o trabalho. No Capítulo 2 apresenta-se a revisão da literatura, local em que são apresentados os conceitos atualmente aceitos pela comunidade técnico-científica e que fundamentou o desenvolvimento da pesquisa. No Capítulo 3 são apresentados os materiais e métodos utilizados para desenvolvimento dos estudos realizados. Os resultados e as discussões são apresentadas no Capítulo 4 e, finalizando a dissertação, o Capítulo 5 expõe as conclusões alcançadas, bem como as recomendações para possíveis continuidades do trabalho em pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados conceitos quanto ao comportamento dos solos quando saturados ou não, assim como informações referentes ao dimensionamento geotécnico de fundações, com ênfase nos tubulões. Estes assuntos aqui abordados formam a base teórica para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.1 Breve Histórico do Desenvolvimento da Geotecnia e das Fundações

Segundo Nápoles Neto (1998), após descobrir os benefícios de lascas de pedra, período Neolítico – aproximadamente 8.000 anos a.C. –, o homem inicia a construção de seus primeiros abrigos. Neste momento, o homem começa a demonstrar, ainda que empírico, raso conhecimento de como se comportam os materiais terrestres. Com o desenvolvimento humano e a experiência, surgem avanços tecnológicos nas áreas construtivas em geral.

Segundo Gonçalves (2004), o tijolo cerâmico na Suméria e Mesopotâmia, datado de aproximadamente 3.000 anos a.C., possibilitou que construções mais robustas fossem elevadas. No entanto, conforme Nápoles Neto (1998), não havia na época uma cultura de se construir uma base de suporte, fato que fazia a ruína algo comum. Dado o grande número de falhas, o legislador babilônico, sexto rei sumério, consolidou um código que estabelecia regras de vida e de propriedade durante os anos de 1730 à 1685 a.C. – código de Hamurabi. Segundo Escarra (1948), este é o código escrito mais antigo encontrado na história da humanidade. No código de Hamurabi já constavam leis específicas nas áreas das construções/fundações a citar:

“Se um construtor edificou uma casa para um Awilum (homem livre), mas não reforçou seu trabalho, e a casa que construiu caiu e causou a morte do dono da casa, esse construtor será morto”. Art. 25 § 227 (BOUZON, 1992).

Na Grécia Clássica, a contribuição técnica se limitou a aplicação de rochas polidas como revestimento, não se observando avanços técnicos científicos no aspecto estrutural das fundações e comportamento dos solos. Nos tempos medievais, 400 d.C. a 1.400 d.C., avanços tecnológicos existiram, porém de conhecimento restrito à Igreja na construção de suas edificações sem a divulgação das informações (NAPOLIS NETO, 1998).

No Renascimento, 1.400 d.C. a 1.600 d.C., surgem nomes de relevância como o de Galileu Galilei e Leonardo Da Vinci. Da Vinci demonstrou preocupação com as fundações, projetando equipamentos para a cravação de estacas para suportar edifícios (NÁPOLES NETO, 1998).

Segundo Skempton (1985) apud Nápoles Neto (1998), em 1776 surge o nome de uma importante personalidade que traria contribuições efetivas para a posterior teorização da Mecânica dos Solos: Charles Augustin Coulomb. Conforme Holtz & Kovacs (1981), a teoria de resistência ao cisalhamento apresentada por Coulomb é a mais difundida para se avaliar a resistência dos solos.

No início do século XIX, nomes como Moreau (1827) e Niel (1835) apud Nápoles Neto (1998), se destacavam no campo das fundações de maneira empirista. Os autores utilizaram de estacas em areia, acopladas a um colchão drenante no topo, para obterem ganhos de resistência em terrenos argilosos.

Ainda durante o século XIX, grandes engenheiros franceses como Collin, Darcy e Rankine alcançaram importantes descobertas nos campos da resistência, hidráulica e empuxo para se compreender o comportamento dos solos (HOLTZ & KOVACS, 1981).

No princípio do século XX, o nome de Karl von Terzaghi, reconhecido como o pai da Mecânica dos Solos, surgiu. Para Casagrande (1965), Terzaghi foi, sem dúvida, o criador da profissão do engenheiro geotécnico com a demonstração dos seus postulados.

Segundo Tschebotarioff (1978) e Murthy (2002), Terzaghi publicou em 1923 uma solução rigorosamente matemática sobre a velocidade de adensamento das argilas, lançando, em 1925, o primeiro tratado sobre mecânica dos solos. Neste tratado são apresentadas teorias sobre o comportamento dos solos, incluindo a sua mais famosa: O Princípio das Tensões Efetivas (PTE).

Terzaghi (1943) definiu, para o campo das fundações, expressões para o cálculo da capacidade de carga, extraindo destes estudos dois possíveis tipos de ruptura: ruptura geral e ruptura localizada. Segundo o autor, a primeira ocorre de forma repentina e brusca, sendo que a segunda só ocorre após grandes deformações.

Holtz & Kovacs (1981) mencionam, além do notório nome de Terzaghi, outros nomes de relevância como os de Casagrande, Taylor, Peck, Tschebotarioff, Skempton e Bjerrum. Todos

estes, e muitos outros, foram auxiliares de Terzaghi na efetivação da Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica de fundações em bases teóricas como se conhece hoje.

2.2 Fundação

Segundo Ferreira et al. (1999), fundação origina-se do latim, *fundation*, tendo as seguintes definições: ato ou efeito de fundar; parte de uma construção destinada a distribuir as cargas sobre o terreno. Como terreno serão considerados os solos e as rochas existentes na costra terrestre.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), em sua norma ABNT (2010) – Norma Brasileira NBR 6122, Projeto e execução de fundações –, atualmente vigente no Brasil, as fundações se dividem em dois grandes grupos:

1. Fundações Superficiais; e
2. Fundações Profundas.

Conforme a ABNT (2010) – NBR 6122, Projeto e execução de fundações –, fundação superficial é um elemento em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente, pelas pressões distribuídas sob a sua base. Outro aspecto mencionado é que a profundidade de assentamento em relação ao terreno deve ser inferior a duas vezes (2x) a sua menor dimensão em planta.

A mesma norma define ainda fundação profunda como um elemento que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação das duas. Para ser considerada como fundação profunda, o elemento deve estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta ou superior a três metros.

Como se observa, a relação entre a profundidade de assentamento do elemento e a sua menor dimensão em planta é, primordialmente, o que definirá se a fundação será classificada como superficial ou profunda.

A Figura 2.1 representa as condições descritas para os dois grupos, sendo “h” a profundidade de assentamento da fundação em relação ao terreno e “b” a menor dimensão do elemento em planta.

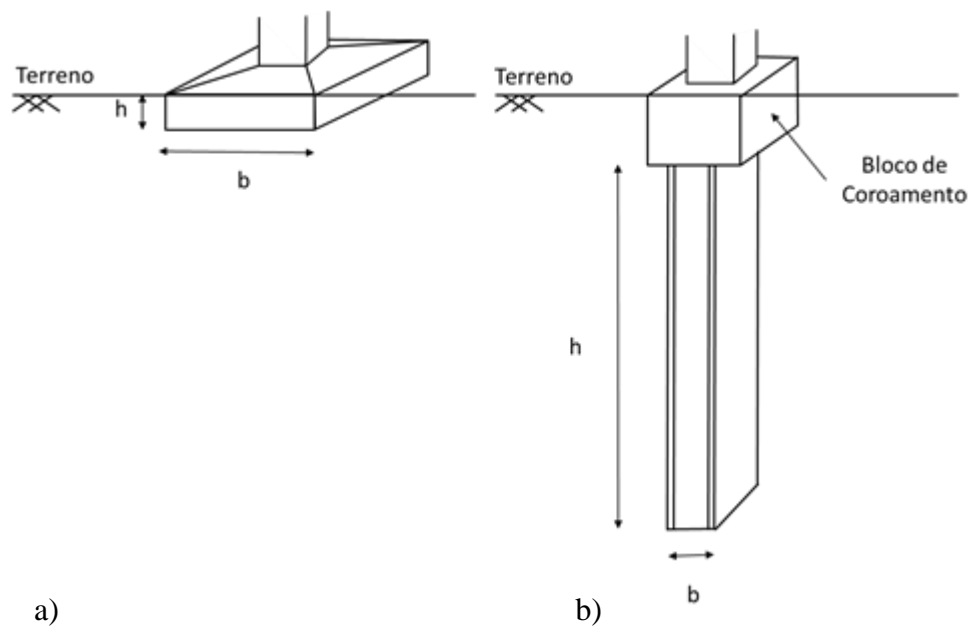


Figura 2.1 – Tipos de fundação. a) Fundação superficial; b) Fundação profunda.
(Adaptado VELLOSO & LOPES, 1998)

Segundo Rocha (2011), dentro desta primeira divisão há ainda subdivisões. Algumas subdivisões podem ser observadas no organograma da Figura 2.2. No referido organograma se observam as fundações mais correntes na engenharia geotécnica. Outras modalidades de fundações, ou mesmo a combinação das apresentadas, podem vir a ser necessárias dependendo das condições de contorno apresentadas pelo problema a solucionar.

Tschebotarioff (1978) e Berberian (1999) relatam que a escolha por um determinado tipo de fundação em detrimento de outro deve considerar o trinômio que leva em conta os aspectos da segurança, economia e rapidez de execução.

Toda fundação tende a acompanhar os movimentos do terreno sobre a qual se apoia. Sendo assim, o terreno, a fundação e a estrutura fundada devem ser consideradas como um todo. Esta interação foi, por diversas vezes, negligenciada pela limitação do conhecimento nos períodos iniciais do desenvolvimento científico da engenharia de fundações. A interação solo/fundação (ISF) é o ponto chave para que o elemento estrutural da fundação e o material em que a carga está sendo transmitida, geralmente solo e/ou rocha, trabalhem em conjunto de forma a suportar os esforços (TSCHEBOTARIOFF, 1978).

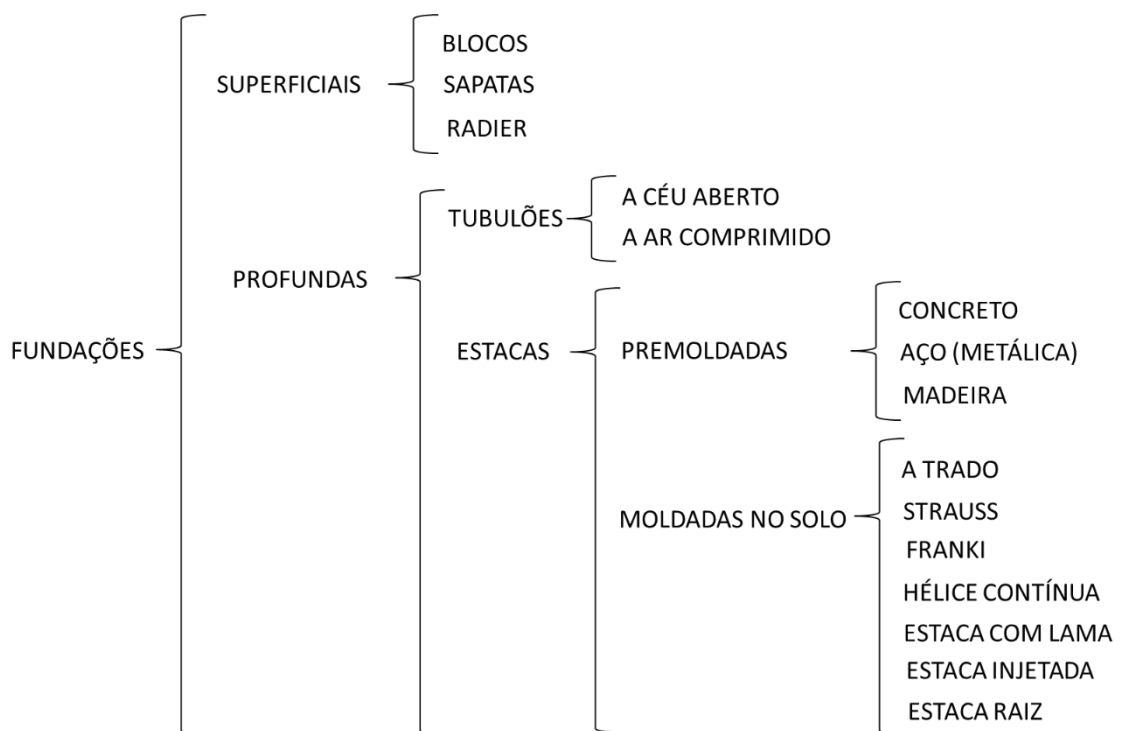


Figura 2.2 – Organograma com os tipos de fundações (ROCHA, 2011).

Conforme Tschebotarioff (1978) e Carneiro (1999), a função de uma fundação corretamente projetada é a de suportar as cargas que atuam sobre ela e distribuí-las de maneira adequada para o terreno sobre o qual se apoia. Consideram-se adequadas, cargas incapazes de promover a ruptura do terreno e/ou causar avarias na estrutura fundada que impossibilitem o seu uso de forma satisfatória.

2.3 Definição de Ruptura em Fundações

Terzaghi (1943) define ruptura de uma fundação como sendo um carregamento suficientemente grande para causar recalques incessantes sem acréscimos de carga, ou mesmo recalques pequenos, porém nocivos a estrutura. O autor intitula estes dois tipos de ruptura como: ruptura generalizada e ruptura localizada, respectivamente.

A ruptura generalizada – curva C1 da Figura 2.3 – ocorre de forma repentina, sendo que a tensão de ruptura (p_r) é bem definida. No momento da ruptura, os recalques passam a ser incessantes sem qualquer acréscimo de tensão.

A ruptura localizada – curva C2 da Figura 2.3 – se caracteriza por grandes deformações a pequenas cargas e aceleradamente crescentes. Neste tipo de ruptura não há uma tensão de ruptura bem definida, sendo o ponto “a” considerado como a tensão de ruptura (p_r') por indicar uma mudança no comportamento do trecho curvo para o retilíneo da curva.

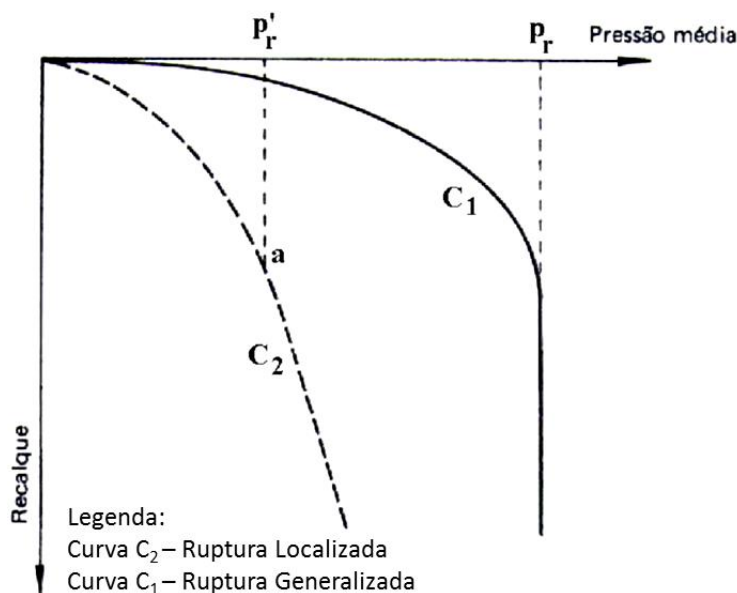


Figura 2.3 – Ruptura generalizada e localizada (Adaptado MARANGON, 2005).

Segundo Velloso et al. (1998), se a carga aplicada cresce gradualmente, se observa, geralmente, para pequenos valores, que o solo se comporta de forma exclusivamente elástica. A medida que a carga cresce em determinadas regiões do solo, cujas tensões alcançam o limite de escoamento, o solo passa a se comportar plasticamente. Se a carga continuar a crescer, as regiões plásticas tendem a se expandir até atingirem o colapso, ponto em que o solo passa a se comportar exclusivamente no regime plástico.

2.4 Determinação da Capacidade de Carga nos Solos

O dimensionamento geotécnico de uma fundação passa, fundamentalmente, por determinar a capacidade de carga do material de apoio, tomando como pressuposto os aspectos geológico-geotécnicos do mesmo.

Albiero & Cintra (1998) intitulam capacidade de carga de uma fundação como a carga que propicia a ruptura do sistema fundação e material de apoio.

Segundo Albiero & Cintra (1998), Carneiro (1999) e Soares (2002), a capacidade de carga de um material pode ser obtida pelos seguintes métodos: métodos teóricos, métodos semiempíricos, métodos empíricos e provas de carga.

2.4.1 Métodos Teóricos

Segundo Décourt (1998), há inúmeros métodos teóricos para determinação da capacidade de carga para as fundações. Grande parte destes métodos são extensões dos trabalhos de Prandtl (1921) e Reissner (1924) para metais. Ainda segundo o autor, as primeiras aplicações práticas vieram com Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951). Bowles (1996) acrescenta a esta lista os trabalhos de Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975).

Para Carneiro (1999), os métodos teóricos tiveram origem em avaliações pontuais, fazendo com que a sua aplicabilidade se torne problemática em alguns casos. Segundo Simons & Menzies (1981), há casos em que as dispersões são extremamente destoantes da realidade aferida.

Conforme Alonso (1983), o método teórico de Terzaghi (1943) é o mais utilizado na determinação da capacidade de carga de forma teórica dado a sua generalidade e conservadorismo. Terzaghi (1943) define a capacidade de carga para a ruptura generalizada e localizada para fundações corridas segundo o exposto nas Equação 2.1 e Equação 2.2, respectivamente.

$$p_r = c'N_c + \gamma bN_\gamma + qN_q \quad \text{Equação 2.1}$$

$$p_r = \frac{2}{3}c'N'_c + \gamma bN'_\gamma + qN'_q \quad \text{Equação 2.2}$$

Em que p_r é a tensão de ruptura ou capacidade de carga estática; c' é o intercepto coesivo efetivo do solo fundado; N_c , N_q , N_γ , N'_c , N'_q , e N'_γ são os fatores adimensionais que dependem do ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ'); γ é o peso específico do material de apoio da fundação; q é a tensão efetiva vertical na cota de apoio da fundação (σ'_v)¹; e b é a metade da largura da fundação.

¹ Conforme Princípios de Tensão Efetiva postulado por Terzaghi: $\sigma'_v = \sum \gamma_i h_i - u$. Em que σ'_v é a tensão vertical efetiva; γ é o peso específico do solo na profundidade h ; e u é a poropressão.

Nas expressões apresentadas, o peso específico (γ), propriedade do material, está diretamente relacionado com a capacidade de carga. Aspectos da forma como largura e profundidade de assentamento também estão.

Os fatores “N”, com seus respectivos índices e sub-índices, são adimensionais e estão ligados ao ângulo de atrito efetivo do material (ϕ'). Segundo Terzaghi & Peck (1948), os fatores “N” podem ser definidos conforme ábaco apresentado na Figura 2.4.

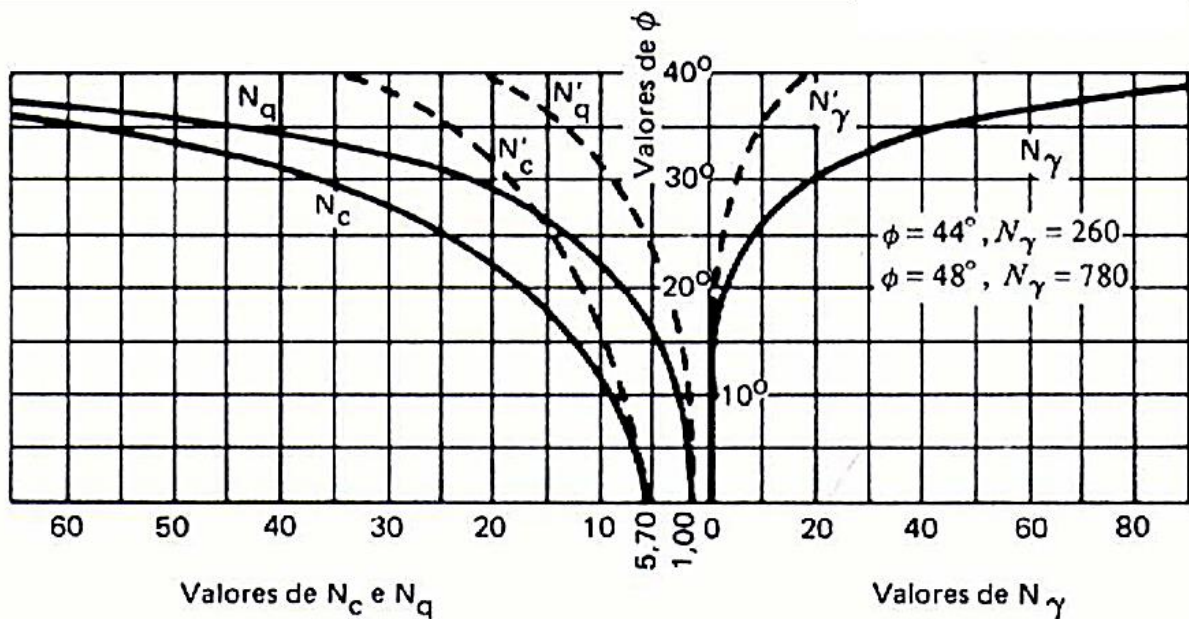


Figura 2.4 – Ábaco com os fatores “N” para determinação da capacidade de carga (TERZAGHI & PECK, 1948).

Contudo, ainda segundo Terzaghi & Peck (1948), para fundações de base quadrada de lado $2b$ e fundações circulares de raio r , as formulações podem tomar os aspectos apresentados nas Equação 2.3 e Equação 2.4.

$$p_r = 1,3c'N_c + 0,8\gamma bN_\gamma + qN_q \quad \text{Equação 2.3}$$

$$p_r = 1,3c'N_c + 0,6\gamma rN_\gamma + qN_q \quad \text{Equação 2.4}$$

Em que os termos apresentados se referem aos já expostos para o caso de uma fundação corrida de lado $2b$. Para a capacidade de carga da ruptura localizada, considerar a redução do intercepto coesivo (c') em $2/3$ e adotar os fatores “N” com o apóstrofo conforme ábaco apresentado na Figura 2.4.

No entanto, Meyerhof (1951) apresenta um modelo de análise mais realístico no qual a superfície de ruptura, diferentemente do proposto por Terzaghi (1943), atinge a superfície do terreno para fundações superficiais ou o fuste para fundações profundas. Meyerhof (1951) considera que a superfície de ruptura não estaria limitada a cota da base da fundação, como proposto por Terzaghi (1943) e exposto na porção esquerda das Figura 2.5a e Figura 2.5b.

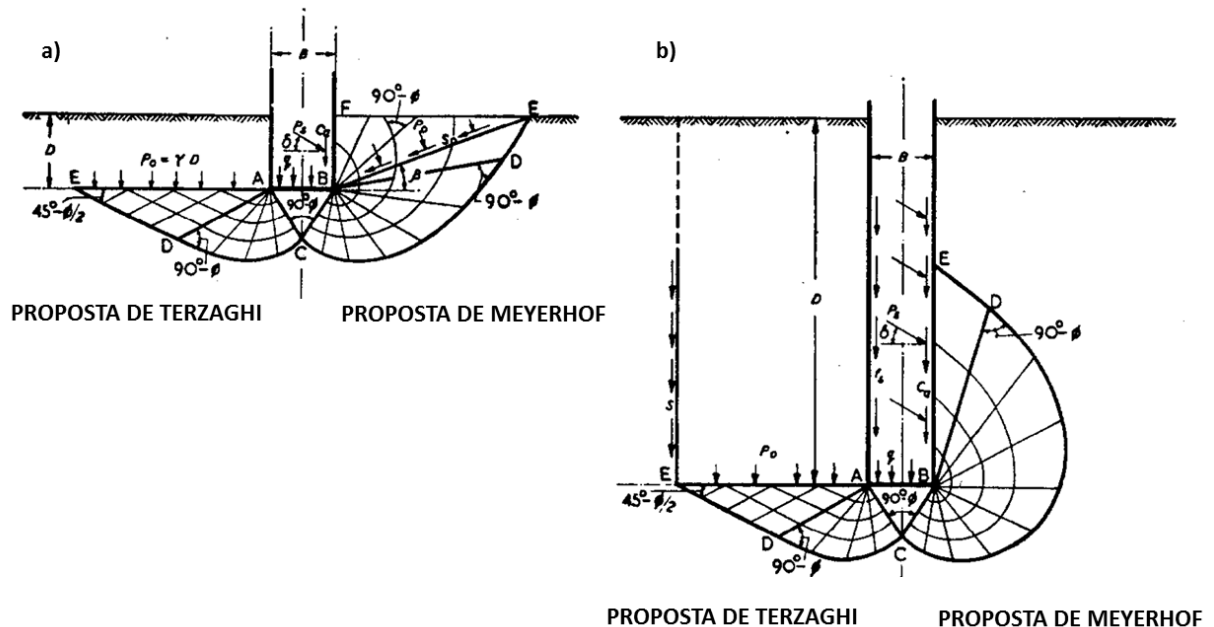


Figura 2.5 – Superfícies de ruptura propostas por Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951).
a) Fundações Superficiais; b) Fundações Profundas (MEYERHOF, 1951).

Contudo, Carneiro (1999) relata que apesar das considerações apresentadas por Meyerhof (1951) serem mais realistas, a sua teoria não abarca toda a complexidade que envolve o problema. Segundo Bowles (1996), um comparativo das diversas metodologias propostas levaram-no a concluir que a solução de Terzaghi tem sido a preferida pelos técnicos da área por possuir aplicabilidade para solos predominantemente finos e granulares, alcançando, em geral, resultados conservadores. Diante destas constatações, a formulação do modelo de Meyerhof, em detalhes e expressões de cálculo, não será apresentada neste trabalho. Todavia, para maiores detalhes das considerações incluídas por Meyerhof ao modelo de Terzaghi, cita o trabalho intitulado *The ultimate bearing capacity of foundations*. *Géotechnique*, v. 1, n. 4, p. 301-331 de autoria de Meyerhof.

2.4.2 Métodos Semiempíricos

Segundo Carneiro (1999), a expressão semiempírica adveio de estudos que objetivavam relacionar a resistência ao cisalhamento dos solos com ensaios de campo como o *Standard*

Penetration Test (SPT) e o *Cone Penetration Test (CPT)*. Ainda segundo o autor, estes estudos primavam por encontrar relações passíveis de utilização nos casos em que a coleta de amostras para ensaios de laboratório fosse inviável.

Segundo a ABNT (2010) – NBR 6122, Projeto e execução de fundações –, métodos semiempíricos são:

"Métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto". ABNT (2010) p. 21/91.

Albiero & Cintra (1998) destacam três métodos muito utilizados pela prática brasileira: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Velloso (1981). Segundo Schnaid (2000), os métodos utilizados pela prática brasileira apresentam relações simples que se originaram de estudos estatísticos. Apesar da estatística induzir certo conforto ao usuário, o autor relata que estas relações devem ser aplicadas sempre com critério. Esta ressalva também é encontrada na ABNT (2010) – NBR 6122, Projeto e execução de fundações –, da seguinte forma:

"Devem ser observados os domínios da validade e aplicação dos métodos semiempíricos, bem como as dispersões dos dados e limitações regionais associada a cada um dos métodos existente". ABNT (2010) p. 21/91.

2.4.3 Métodos Empíricos

Os métodos empíricos originaram-se da experiência acumulada de alguns autores. Mello (1975) intitula estes métodos como prescrição de bolso, devendo ser usados apenas como uma primeira aproximação (CARNEIRO, 1999).

Terzaghi & Peck (1948) foram os primeiros a apresentarem uma relação direta para obtenção da tensão admissível por meio do SPT de uma argila plástica saturada. Não encontrando relação direta para os solos brasileiros, Rui Leme (1948), Godoy (1958) e Alonso (1983) apresentaram outras relações que são aplicadas de forma inconfessada na prática profissional brasileira (CARNEIRO, 1999).

2.4.4 Prova de Carga Estática

Para Costa (1999), a prova de carga tem a finalidade de verificar o comportamento de um elemento de fundação sujeito a um determinado carregamento. Segundo Soares (2002), este é o ensaio mais disseminado para a verificação do desempenho de uma fundação.

Pela norma que rege os procedimentos para a realização do ensaio no Brasil, ABNT (2006) – NBR 12.131 Prova de carga estática (Método de ensaio) –, o ensaio consiste em aplicar esforços estáticos crescentes ao elemento de fundação, registrando os deslocamentos correspondentes. Este processo possibilita a elaboração de um gráfico relacionando as cargas aplicadas e os deslocamentos observados (recalques), Figura 2.6.

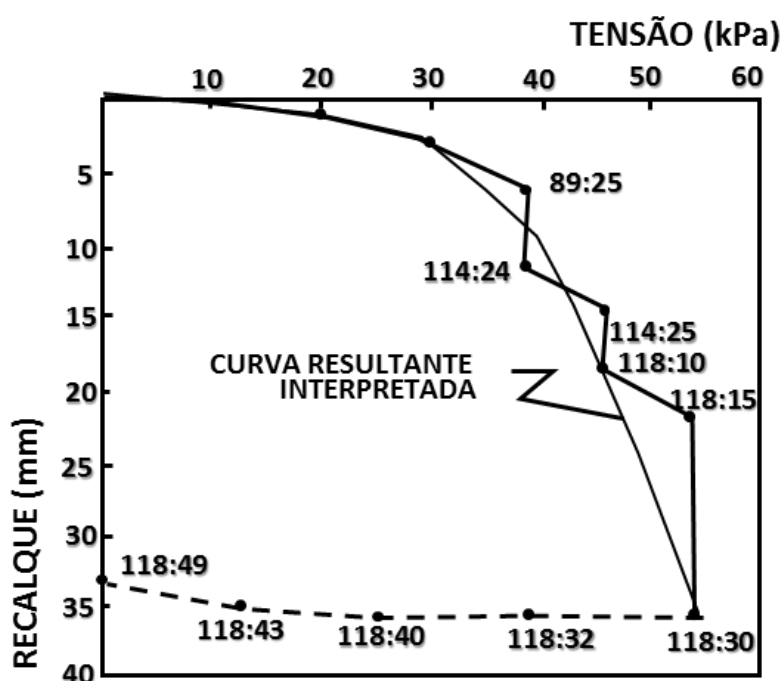


Figura 2.6 – Gráfico típico de um ensaio de prova de carga estática (Adaptado NIYAMA et al., 1998)

As provas de carga são consideradas a maneira mais correta para se estabelecer a capacidade de carga de elementos de fundação por diversos autores, tais como Tschebotarioff (1978), Albiero & Cintra (1998), Vargas (1990) e Aoki (1995) apud Carneiro (1999).

A ABNT (2006) – NBR 12.131 Prova de carga estática (Método de ensaio) – estabelece dois tipos de ensaios para determinação da capacidade de carga de um elemento de fundação, o ensaio rápido e o ensaio lento.

Fellenius (1980) relata que o ensaio rápido representa melhor a curva carga-recalque. No entanto, Milititsky (1991) alerta que uma velocidade elevada, especialmente para argilas, pode provocar um aumento na capacidade de carga de forma irreal (SOARES, 2002).

Albiero & Cintra (1998) relatam que as provas de cargas são raramente executadas em tubulões pela sua elevada capacidade de carga, o que eleva os custos já que são necessários equipamentos mais robustos.

2.5 Tubulões escavados a céu aberto

Neste item são apresentados aspectos que devem ser avaliados na escolha do tubulão escavado a céu aberto como elemento de fundação. Apresenta-se, ainda, o atual estado da arte para o seu dimensionamento geotécnico.

2.5.1 Generalidades

Segundo Albiero & Cintra (1998), os tubulões são fundações profundas com seção circular de grande diâmetro. Conforme Alonso & Golombek (1998), entende-se por grande diâmetro uma seção circular de diâmetro superior a 0,70 m para possibilitar a descida de pessoas em seu interior, pois segundo a ABNT (2010) – NBR 6122, Projeto e execução de fundações – tubulão é:

“Elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento da base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta.”. ABNT (2010) p. 3/91.

Na Figura 2.7 é apresentado o croqui de tubulões com destaque para os seus principais detalhes geométricos, assim como elementos importantes que devem ser considerados em projetos de tubulões.

Para Lobo et al. (2000), a escolha pelo tubulão escavado a céu aberto como elemento de fundação se dá, principalmente, nos locais em que o solo é facilmente escavado por vias manuais e possui nível d’água (NA) abaixo da cota de assentamento de sua base. Diante destas condições, o tubulão passa a ser considerado uma alternativa economicamente interessante.

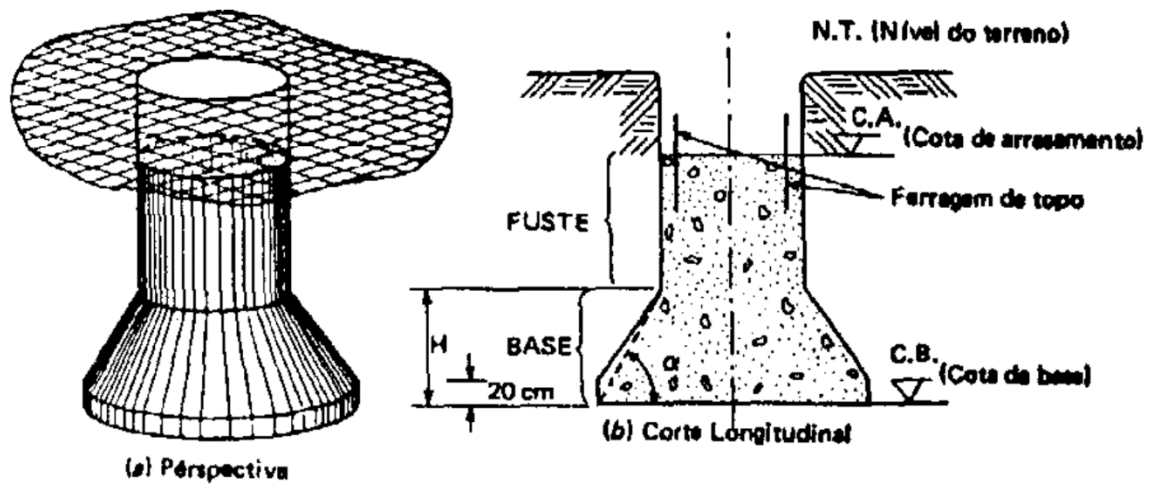


Figura 2.7 – Croqui esquemático de um tubulão. a) Perspectiva; b) Corte longitudinal (ALONSO & GOLOMBEK, 1998).

Albiero & Cintra (1998) listam uma série de vantagens deste tipo de fundação:

1. Baixo custo de mobilização se comparado aos bate-estacas;
2. Vibrações de baixa intensidade no terreno durante a sua execução;
3. Possibilidade de averiguar se o solo escavado é compatível com o previsto em projeto;
4. Possibilidade de alterar as dimensões durante a escavação de maneira a adequar as reais condições encontradas.

Segundo Cintra (1993), diante das vantagens apresentadas, o tubulão tornou-se prática comum no Brasil, o levando, em alguns casos, a situações críticas pelo seu uso de forma indiscriminada.

Reese (1978) apud Soares (2002) já apresentava preocupação com o emprego de tubulões uma vez que:

1. A qualidade das escavações depende das técnicas construtivas empregadas e experiência do tubuleiro, caso de escavação manual;

2. A inspeção, durante as etapas de execução, requer experiência, já que pode não ser possível avaliar as condições de todo o fuste do tubulão;
3. A resistência ao longo do fuste pode ser considerada reduzida, pois há alívio nas tensões geostáticas pela escavação.

2.5.2 Dimensionamento Geotécnico de Tubulões

Para Vargas (1977), Tschebotarioff (1978), Chang & Broms (1991), Mesri et al. (1996), Bowles (1996), Décourt (1998), Atkinson (2007) e Budhu (2011), o dimensionamento geotécnico de tubulões é baseado em métodos de dimensionamento de fundações profundas. Segundo Berberian (1999), a única diferença entre estacas e tubulões é que neste último há necessariamente a descida de pessoas para limpeza e/ou alargamento da sua base. No dimensionamento de uma fundação profunda, para os autores citados, a capacidade estática última do material de apoio (Q_u) é determinada conforme Equação 2.5 e ilustrado pela Figura 2.8.

$$Q_u = Q_p + Q_f = q_p A_p + \sum q_f A_f = q_p A_p + p \int_0^Z T_z d_z \quad \text{Equação 2.5}$$

Em que Q_u é a capacidade de carga estática última; Q_p é a capacidade de carga na ponta, ou base no caso de tubulões com base alargada; Q_f é a capacidade de carga no fuste; q_p é capacidade de carga unitária da ponta; A_p é a área da ponta; q_f é capacidade de carga unitária no fuste; A_f é a área do fuste; ou p , perímetro do fuste; T_z é o atrito unitário solo-fundação na cota z ; e Z é o comprimento do fuste do elemento.

No entanto, segundo Chang & Broms (1991), Alonso (1983), Albiero & Cintra (1998) e Rodarte (2007), diferentemente do que é feito para a maioria das fundações profundas, o cálculo da capacidade de carga de tubulões quase sempre despreza a resistência mobilizada pelo atrito lateral no fuste do elemento.

Segundo Chang & Broms (1991), apesar da parcela de resistência associada ao atrito lateral ser desprezada, esta resistência demonstra grande importância principalmente para os tubulões executados em solos residuais. Projetos de tubulões tendem a ser conservativos por desconsiderarem esta parcela, dado que estudos têm demonstrado que para materiais relativamente duros, o atrito lateral é mobilizado, reduzindo a parcela de carga na base.

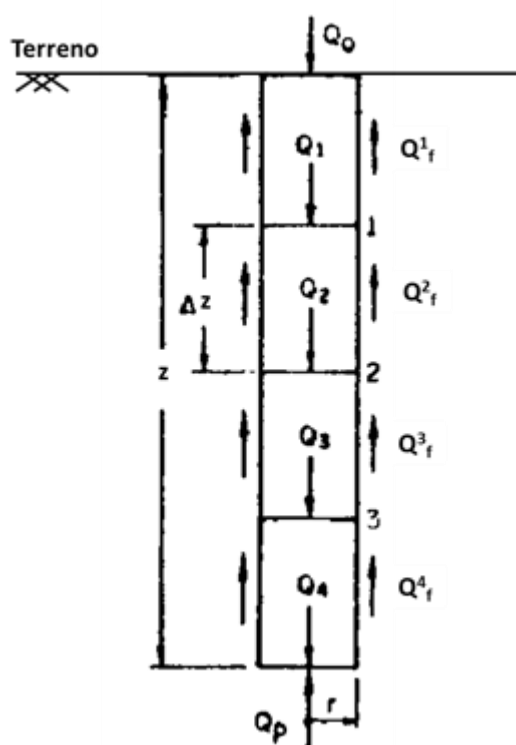


Figura 2.8 – Transferência de carga em fundações profundas (Adaptado VARGAS, 1977).

Segundo Albiero & Cintra (1998), diversas provas de cargas em tubulões indicaram que para baixas deformações, a resistência do fuste se desenvolve de maneira plena. Por outro lado, a mobilização da resistência da base só se dá para grandes deformações, da ordem de 10% a 20% do diâmetro da base. Vargas (1977) apresenta curvas de transferência de carga típicas para o atrito lateral (fuste) e base de uma fundação profunda em que o relatado pode ser verificado, Figura 2.9.

Carneiro (1999), avaliando o comportamento de tubulões escavados a céu aberto mediante a diferentes condições de saturação, identificou ainda considerável relevância da saturação na capacidade de carga destes elementos. Segundo o autor, tubulões ensaiados na umidade natural e inundados demonstraram significativas alternâncias entre as parcelas de resistência de ponta e atrito lateral nas provas de carga realizadas. Provas de carga realizadas na umidade natural indicaram 30% da carga absorvida pela ponta e 70% pelo atrito lateral. Provas de cargas realizadas após inundação indicaram 75% da carga absorvida pela ponta e 25% pelo atrito lateral.

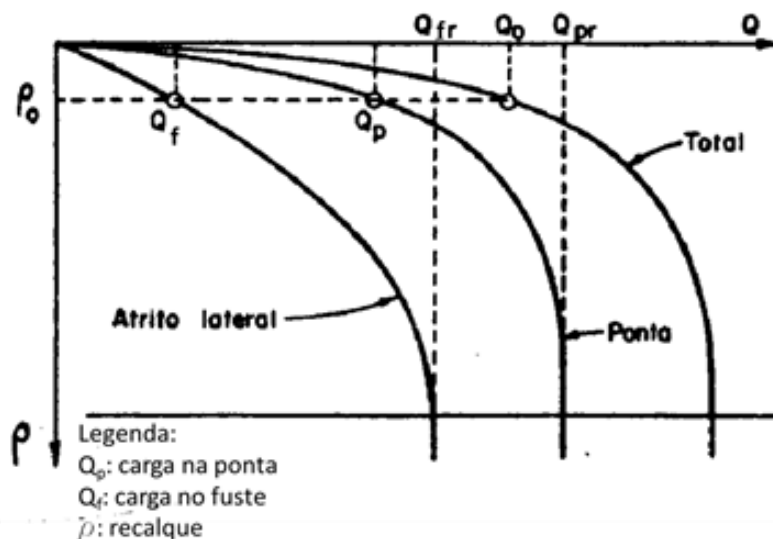


Figura 2.9 – Curvas carga *versus* recalque do fuste e base de fundações profundas. (Adaptado VARGAS, 1977).

2.6 Solos não Saturados

Fredlund & Rahardjo (1993) apontam que a engenharia geotécnica frequentemente assume que o solo está seco ou totalmente saturado em grande parte de suas avaliações. Na realidade, estes dois estados são apenas duas condições extremas de um solo não saturado. Em outras palavras, condição seca ou totalmente saturada são apenas dois casos especiais de um solo não saturado, que grande parte do tempo tem um grau de saturação entre 0% e 100%.

2.6.1 Água no Solo

Segundo Brandy & Buckman (1979), a água retida pelos sólidos do solo está submetida a tensões superiores a 31 MPa e é denominada higroscópica. Tensões desta ordem fazem com que a água perca a sua característica líquida e se movimente principalmente na forma de vapor. A água dos microporos, denominada capilar, possui faixa de tensão variando entre 10 kPa e 31.000 kPa. A água acima da capacidade de campo, quantidade máxima de água retida pelos poros do solo após inundação, já é capaz de se movimentar pela ação da força gravitacional, sendo intitulada água livre.

A região acima do nível d'água é usualmente dividida segundo o seu grau de saturação. Nesta região, ao invés das duas fases, sólida e líquida, como nas regiões saturadas ou secas, Fredlund & Morgenstern (1977) reconhecem a existência de quatro (04) fases: sólida, líquida, gasosa e interface líquida-gasosa, chamada por Paddy (1969) de membrana contrátil (NG & MENZIES, 2007).

A Figura 2.10 apresenta uma ilustração de como se subdividem as regiões não saturadas acima do nível d'água.

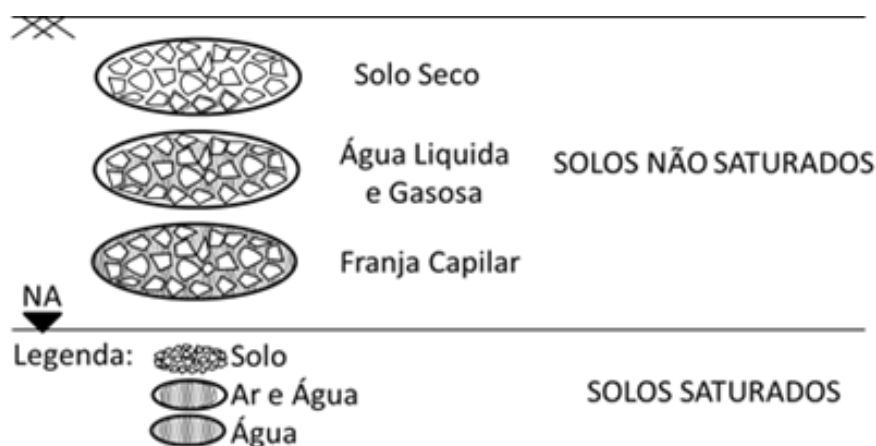


Figura 2.10 – Condição dos solos acima do nível d'água (Adaptado NG & MENZIES, 2007).

Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), os solos estão frequentemente sujeitos a variações no grau de saturação, o que os levam a apresentarem elevados valores de sucção matricial na região em que há presença da água líquida e gasosa – característica de solos não saturados.

2.6.2 Sucção Matricial em Solos Não-Saturados

Para Ng & Menzies (2007), a mecânica dos solos divide o comportamento dos solos com base na saturação. Esta divisão, entretanto, pode ser desnecessária dado que os conceitos dos solos não saturados situa a mecânica dos solos saturados como um caso específico da mecânica dos solos não saturados, de acordo com a Figura 2.11. Por ela, pode-se observar que, caso não haja poropressão no ar, ou pressão de vapor, casos de solos totalmente secos ou completamente saturados, o princípio de tensões efetivas postulado por Terzaghi passa a ser válido.

Segundo Costa (1999) e Vianna (2005), a sucção é um fator que deve ser considerado nas análises da capacidade de carga em solos não-saturados. Seus estudos demonstram que quanto maior a sucção maior a capacidade de carga de um elemento de fundação.

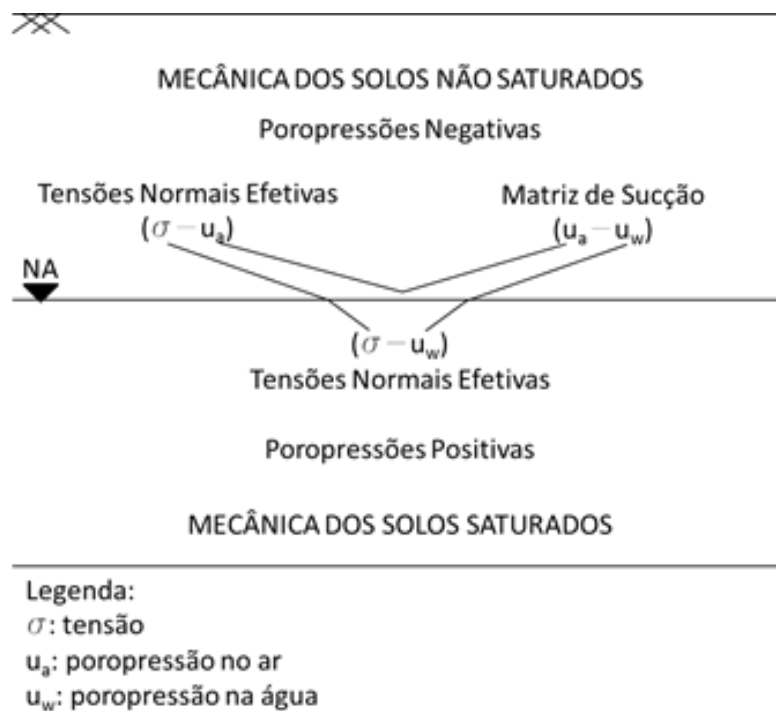


Figura 2.11 – Mundo generalizado da Mecânica dos Solos (Adaptado NG & MENZIES, 2007).

Fredlund & Rahardjo (1993) indicam que a matriz de sucção (ψ_m) pode alterar o parâmetro designado como intercepto coesivo “c” da equação de resistência ao cisalhamento proposta por Coulomb (1776)². A relação de alteração é expressa conforme apresentada na Equação 2.6.

$$c = c' + \psi_m t g \phi^b \tag{Equação 2.6}$$

Em que c é o intercepto coesivo aparente, considerando a sucção; c' é o intercepto coesivo efetivo; ψ_m é a matriz de sucção; e ϕ^b é a taxa de aumento na resistência ao cisalhamento devido à sucção matricial.

Conforme proposto por Fredlund & Rahardjo (1993), a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, originária da equação de resistência proposta por Coulomb (1776), requer, no caso dos solos não saturados, um eixo adicional para representar a sucção mátrica na condição não saturada, Figura 2.12.

² $\tau = c' + \sigma' t g \phi'$. Equação que descreve a envoltória de resistência, proposta por Coulomb (1776).

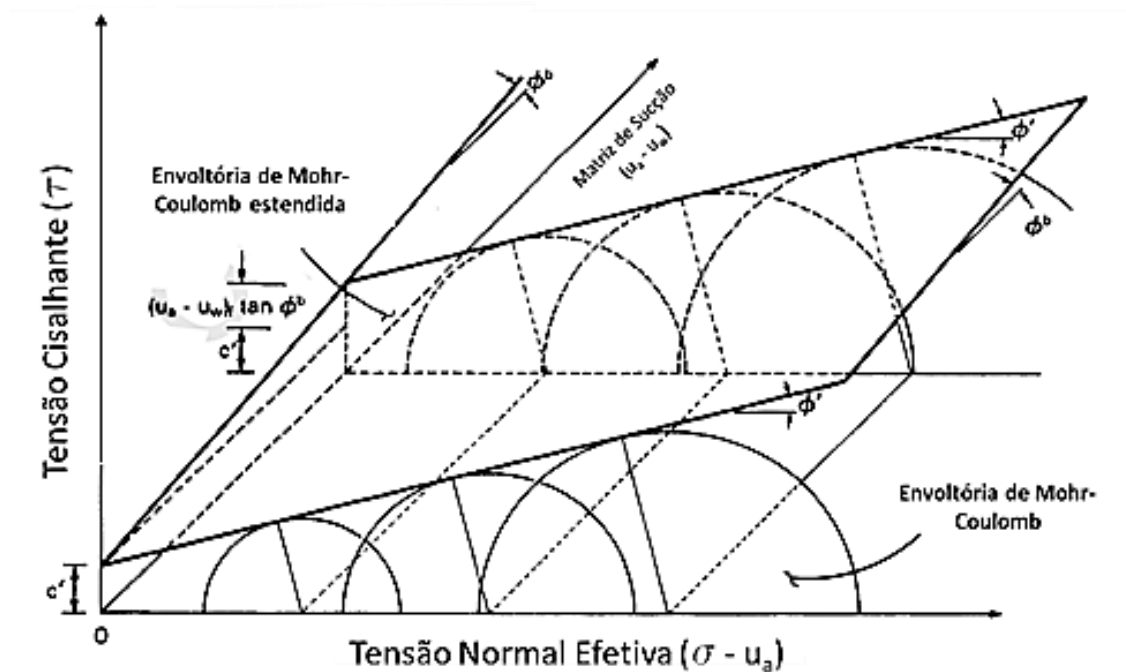


Figura 2.12 – Envoltória de resistência de solos não saturados (Adaptado FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), a sucção mátrica pode ser medida pelo uso de equipamentos específicos como os psicrômetros, tensiômetros e/ou por técnicas em laboratório como a do papel filtro, por exemplo. Para maiores detalhes e informações sobre as técnicas mencionadas cita-se Fredlund & Rahardjo (1993), Villar (2002) e Ng & Menzies (2007).

2.7 Determinação da Sucção Mátrica pela Técnica do Papel Filtro

Como a determinação da sucção mátrica pela técnica do Papel Filtro, dentre as existentes, foi escolhida para utilização na pesquisa, apresentará, neste item, a técnica em maior detalhe. Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), é possível utilizar do papel filtro para medir a sucção de um solo. A técnica é um método indireto de medir a sucção em um solo. Segundo Villar & de Campos (2001), quando dois materiais porosos e em condições de umidade distintas são colocados em um ambiente lacrado e juntos (em contato ou não), estes trocarão água ou vapor d'água buscando o equilíbrio. Segundo Ng & Menzies (2007), o equilíbrio será alcançado por trocas líquidas ou de vapor entre a amostra de solo e o papel filtro por um período de tempo.

Conforme Ng & Menzies (2007), quando o papel filtro é colocado em contato direto com a amostra de solo, assume-se que haja fluxo entre o solo e o papel até o equilíbrio ser estabelecido. No caso de não haver o contato, o equilíbrio será alcançado pela equalização do vapor de água na amostra e papel.

Segundo Villar & de Campos (2001), a água que o papel filtro absorve pode ser tomada como indicadora da sucção total ou mátrica, a depender da condição de contato ou não entre os materiais. A sucção do solo, por meio do papel filtro, é determinada com o auxílio da curva de calibração do papel filtro com soluções salinas de sucção osmótica conhecidas, conforme normatização da ASTM (2003).

Para Swarbrick (1995) apud Villar & de Campos (2001), o tempo de 7 dias para que haja a transferência de água ou vapor d'água e equalização da sucção no papel é suficiente, independentemente do grau de saturação que a amostra esteja submetida. Entretanto, outros autores sugerem diferentes tempos para esta fase do ensaio. Segundo AlKhafaf & Hanks (1974), Chandler & Gutierrez (1986) e Sibley & Williams (1990) apud Villar (2002), este estágio do ensaio pode variar de 2, 3 a 10 dias, conforme cada autor, respectivamente. Todavia, conforme exposto por Swarbrick (1995) apud Villar (2002), tempos maiores podem ser considerados melhores, mas trazem consigo o risco de maiores flutuações de temperatura, o que aumenta a possibilidade de condensação de vapor d'água, invalidando os resultados.

O ensaio tem como produto a curva característica de sucção do solo (ou curva de retenção de umidade), Figura 2.13, que, segundo Vivian (2008), representa a relação entre a água presente nos poros do solo e sua sucção. Ainda segundo a autora, a partir da curva característica de sucção é possível estabelecer, de maneira empírica ou teórica, variações de comportamento em diferentes condições de umidade. A sucção pode influenciar a condutividade hidráulica, a variação volumétrica e a resistência ao cisalhamento dos solos ao longo das trajetórias de secagem e umedecimento, conforme postulado por Fredlund & Rahardjo (1993).

Vilar (2006) apresenta um modelo capaz de prever as variações dos parâmetros de resistência de um solo, não saturado, com base nos seus parâmetros de resistência para as condições saturadas e de umidade higroscópica. O modelo é capaz de varrer toda uma gama de parâmetros com base apenas nos parâmetros de resistência do solo para as duas condições citadas e a curva característica do material. Segundo o autor, o intercepto coesivo de resistência, na condição não saturada, se altera conforme relação apresentada pela Equação 2.7.

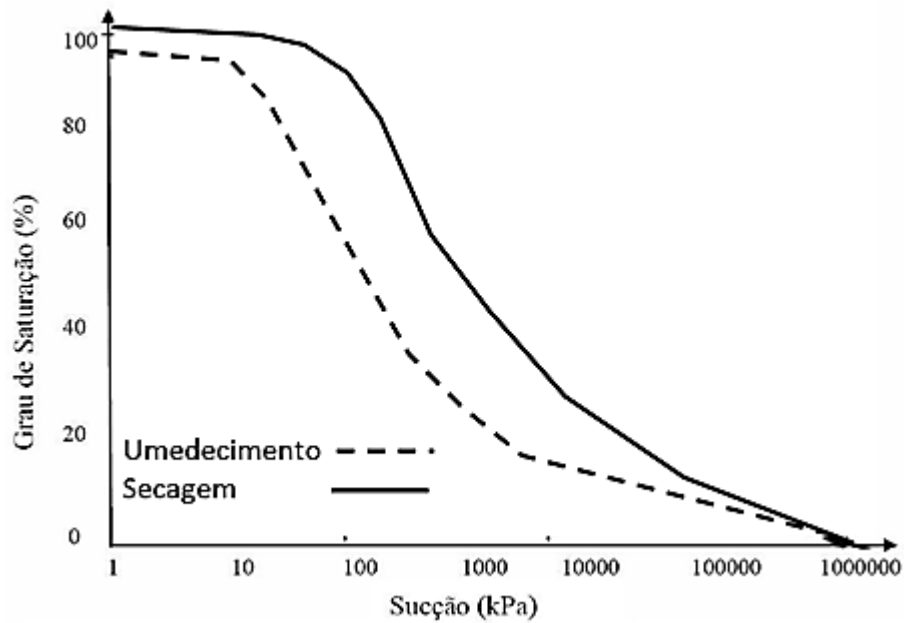


Figura 2.13 – Curva característica de um solo na trajetória de secagem e umedecimento (adaptado VIVIAN, 2008).

$$c = c' + \psi / (a + b\psi) \quad \text{Equação 2.7}$$

Em que c' é o intercepto coesivo efetivo do solo na condição saturada; ψ é a sucção mátrica para a condição de interesse; e “a” e “b” são parâmetros auxiliares do modelo definidos com base nas Equação 2.8 e Equação 2.9.

$$a = 1 / (\text{tg } \phi') \quad \text{Equação 2.8}$$

$$b = 1 / (c_{ult} - c') \quad \text{Equação 2.9}$$

Em que ϕ' é a média dos ângulos de atrito efetivos para as condições de total saturação e umidade higroscópica; e c' e c_{ult} são os interceptos coesivos nas condições saturadas e umidade higroscópica, respectivamente.

A determinação deste arcabouço de parâmetros, para diferentes graus de saturação, pode ser útil quando se dispõe de ferramentas computacionais capazes de avaliar com critério e agilidade as possíveis interferências destas alterações em uma análise geotécnica.

Cabe mencionar, entretanto, que há distintos meios de determinar os parâmetros geotécnicos de resistência para solos não saturados com base em outros ensaios de laboratório. Segundo

Valencia et al. (2007), por meio de ensaios de cisalhamento direto, tração diametral e compressão simples no material, pode-se, combinando estes ensaios dois a dois, e tomando como referência a curva característica de sucção do material, obter as envoltórias de resistência para diferentes valores de umidade e sucção.

2.8 Método dos Elementos Finitos (MEF)

Segundo Desai & Christian (1997), a mecânica dos solos já foi considerada essencialmente empírica. A complexidade encontrada nos estratos do solo faz com que soluções analíticas fechadas sejam de difícil resolução. Desta forma, a engenharia geotécnica foi uma das primeiras a reconhecer a aplicabilidade dos métodos numéricos para resolver os seus problemas. Os métodos mais comuns aplicados a engenharia geotécnica são os métodos numéricos de diferenças finitas (MDF) e de elementos finitos (MEF).

Segundo Desai & Christian (1997) e Castro Sobrinho (2006), em problemas em que o modelo se torna elaborado demais as soluções analíticas se tornam inviáveis. Assim sendo, métodos numéricos como MEF demonstraram ser ferramentas úteis e aplicáveis. O conceito fundamental do MEF é o de discretizar o domínio avaliado, em um número finito de elementos, e encontrar uma solução numérica para cada elemento.

Segundo Tschebotarioff (1978), o MEF, quando aplicado a problemas de tensão *versus* deformação em geotecnia, consiste em separar uma massa de solo contínua buscando o seu equilíbrio em cada elemento. O equilíbrio é alcançado pela avaliação da matriz de rigidez dos elementos interagentes. A determinação dos deslocamentos, ocasionados pelos esforços, envolve a solução de equações de equilíbrio, compatibilidade e leis constitutivas representativas do comportamento do material.

De acordo com Mendonça (2005), após avanços na determinação das propriedades mecânicas dos solos, por meio de ensaios, o desafio passou a ser o de estabelecer modelos constitutivos que representassem o comportamento observado. Ainda segundo o autor, deformações reversíveis (elásticas) e irreversíveis (plásticas) podem coexistir dependendo do histórico de tensões do solo. Neste contexto, a aplicação de modelos elástico-linear-plásticos e elástico-não lineares-plásticos é justificada.

2.9 Modelos Constitutivos

A seguir é apresentado o modelo elástico não linear, hiperbólico, também conhecido como “pseudo-plástico”, e o modelo de plastificação de Mohr-Coulomb. Na pesquisa, optou-se por estes modelos dado que, segundo Mendonça (2005), dependendo das tensões atuantes no solo, deformações elásticas e plásticas podem coexistir, justificando a adoção dos modelos relatados.

2.9.1 Modelo Hiperbólico

Segundo Ibañez (2003), a partir do trabalho de Kondner (1963), foram desenvolvidas quatro versões para o modelo hiperbólico. Estas versões foram desenvolvidas por Duncan & Chang (1970), Kulhawy & Duncan (1972), Hermann (1978) e Duncan (1980).

Kondner (1963), apud Ibañez (2003), observou que as curvas tensões *versus* deformação de um solo poderiam ser representadas por uma função hiperbólica com assíntota horizontal, definida pelos parâmetros “a” e “b” da Equação 2.10.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad \text{Equação 2.10}$$

Em que σ_1 e σ_3 são as tensões principais maiores e menores, respectivamente; ε_1 é a deformação axial; e “a” e “b” são parâmetros do modelo sendo que o parâmetro “a” está relacionado com a inclinação inicial da curva e o parâmetro “b” com a tensão assintótica ou última, conforme apresentado na Figura 2.14.

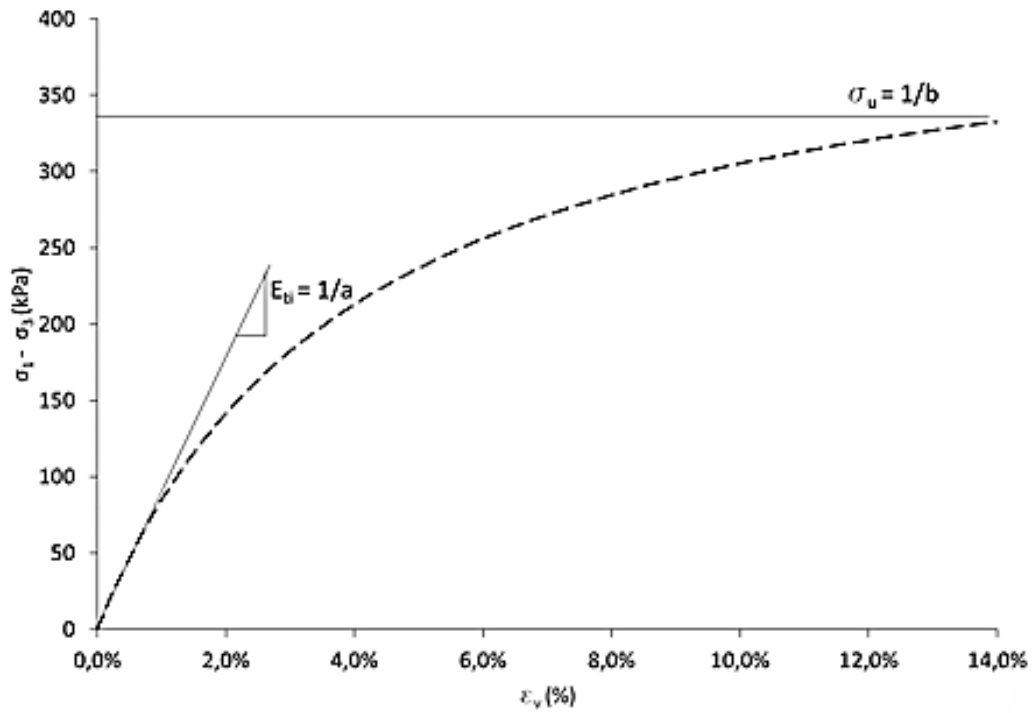


Figura 2.14 – Curva tensão *versus* deformação axial do modelo hiperbólico

Duncan (1970), apud Ibañez (2003), incorpora ao modelo de Kondner (1963) a razão de ruptura (R_f), Equação 2.11, e a relação da variação do módulo de elasticidade inicial (E_i) com a tensão confinante, conforme proposta de Janbu (1963) apresentada na Equação 2.12.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} < 1 \quad \text{Equação 2.11}$$

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n = \frac{1}{a} \quad \text{Equação 2.12}$$

Em que $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ é a tensão desviadora na ruptura; $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ é a tensão desviadora última ou assintótica; K é parâmetro do modelo hiperbólico; P_a é a pressão atmosférica; n é parâmetro do modelo; e σ_3 é a tensão confinante.

Segundo Ibañez (2003), considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e as relações apresentadas, Duncan (1970) chega a Equação 2.13 para o módulo de elasticidade tangente, E_t .

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \text{sen}\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\text{cos}\phi + 2\sigma_3\text{sen}\phi} \right]^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \text{Equação 2.13}$$

Em que c e ϕ são os parâmetros de resistência efetivos ou totais de Mohr-Coulomb, a depender se a análise é em termos de tensões efetivas ou totais; e os demais coeficientes, conforme já apresentados.

As formulações posteriores – Kulhawy & Duncan (1972), Hermann (1978) – acrescentaram outras considerações. No entanto, foi Duncan (1980) que acrescentou ao modelo a maior contribuição, a consideração da variação do módulo volumétrico com a profundidade, Equação 2.14, utilizada para o cálculo do coeficiente de Poisson (ν), Equação 2.15, e que permite considerar a variação volumétrica de forma não linear com a profundidade (IBAÑEZ, 2003).

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad \text{Equação 2.14}$$

$$\nu = 0,5 \left[1 - \left(\frac{E_t}{3B} \right) \right] \quad \text{Equação 2.15}$$

Em que K_b e m são parâmetros do modelo; e ν é o coeficiente de Poisson que pode variar com a profundidade.

2.9.2 Modelo de Plastificação de Mohr-Coulomb (Linear Perfeitamente Plástico)

Segundo Mendonça (2005), o modelo de plastificação de Mohr-Coulomb se baseia na equação de ruptura apresentada pelos próprios autores, Equação 2.16, e já mencionada como a equação mais disseminada para avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos (HOLTZ & KOVACS, 1981).

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad \text{Equação 2.16}$$

Em que τ é a tensão cisalhante; c' é o intercepto coesivo efetivo do material; σ' é a tensão vertical efetiva; e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do material.

Segundo Mendonça (2005), sendo a superfície de plastificação similar ao critério de ruptura, o modelo pode ser considerado plástico perfeito e com ângulo de dilatação (ν), igual ao ângulo de atrito interno do material, se considerando fluxo associado, Figura 2.15.

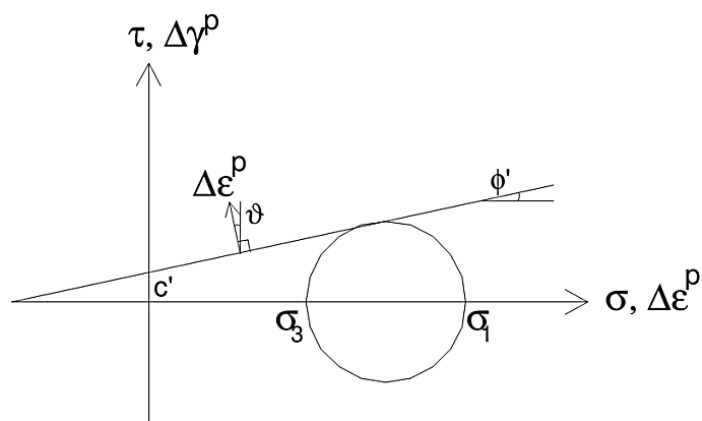


Figura 2.15 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e plastificação para fluxo associado (MENDONÇA, 2005).

2.10 Instrumentação por Extensômetros Elétricos de Resistência (Strain-Gages)

Para Spinelli et al. (1980), Berberian (1982), Fontoura et al. (1982), Costa Nunes et. al. (1985), Niyama et al. (1985), Décourt & Niyama (1994) e Décourt et al. (1995), as instrumentações mais utilizadas para se avaliar a transferência de carga em fundações profundas são os extensômetros elétricos de resistência (*strain-gages*) e as barras medidoras (*tell-tales*) (CARNEIRO, 1999).

Segundo Carneiro (1999), há diversas técnicas de instalação destes instrumentos. O Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) desenvolveu uma técnica de instalação que consiste na implantação de tubos vazados para posterior incorporação das barras instrumentadas objetivando minimizar os possíveis efeitos da concretagem na instrumentação.

Outras técnicas de instalação preveem a aplicação de colas especiais de verniz poliuretano, ceras ou borrachas de silicone, que atuam no combate a umidade e protegem de pequenos impactos físicos (DALLY & RILEY, 1991).

Segundo Costa Nunes & Fernandes (1982), para um elemento qualquer de uma fundação profunda o equilíbrio das forças normais e tangenciais apresentadas na Figura 2.16 pode ser estabelecido no atendimento à Equação 2.17.

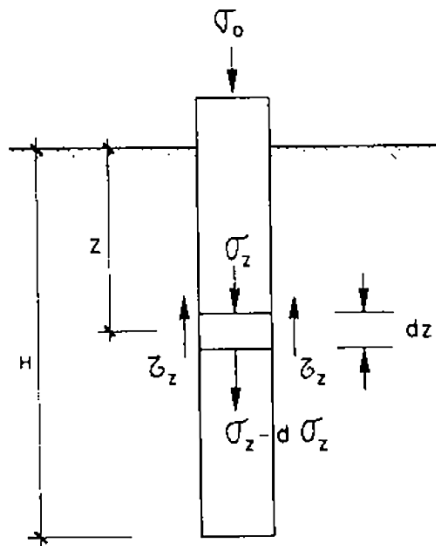


Figura 2.16 – Forças atuantes em um elemento de fundação profunda (COSTA NUNES & FERNANDES, 1982).

$$d\sigma_z S = -\tau_z p dz \quad \text{Equação 2.17}$$

Em que $d\sigma_z$ é a variação da tensão normal na seção transversal S ; τ_z é a tensão de cisalhamento no fuste à profundidade z ; e p é o perímetro do fuste.

Para elementos cilíndricos, a Equação 2.17 pode ser reduzida a Equação 2.18 tomando como premissas as relações existentes entre a área e o perímetro de um círculo de raio “ r ”.

$$\tau_z = -\frac{r}{2} \frac{d\sigma_z}{dz} \quad \text{Equação 2.18}$$

O conhecimento da função σ_z , para um estágio qualquer de carregamento, permitirá, portanto, a determinação de τ_z ao longo do fuste de maneira direta (COSTA NUNES & FERNANDES, 1982).

Segundo Carneiro (1999), em sua tese referente ao comportamento de tubulões escavados a céu aberto instrumentados, em solos não saturado, a instrumentação por extensômetros elétricos (strain-gages) funcionou adequadamente mesmo com a perda de pontos instrumentados. Segundo o autor, as leituras ofereceram boas relações com o esperado.

2.11 Piezocone Penetration Test (CPTU)

Segundo Schnaid & Odebrecht (2012) e Cao et al. (2015), os parâmetros obtidos no ensaio do *Piezocone Penetration Test* (CPTU) como resistência de ponta (q_t), atrito lateral (f_s), e as

poropressões (u_2), conforme Figura 2.17, são úteis para se avaliar o estado de consolidação e os parâmetros de resistência de depósitos de argilas saturadas.

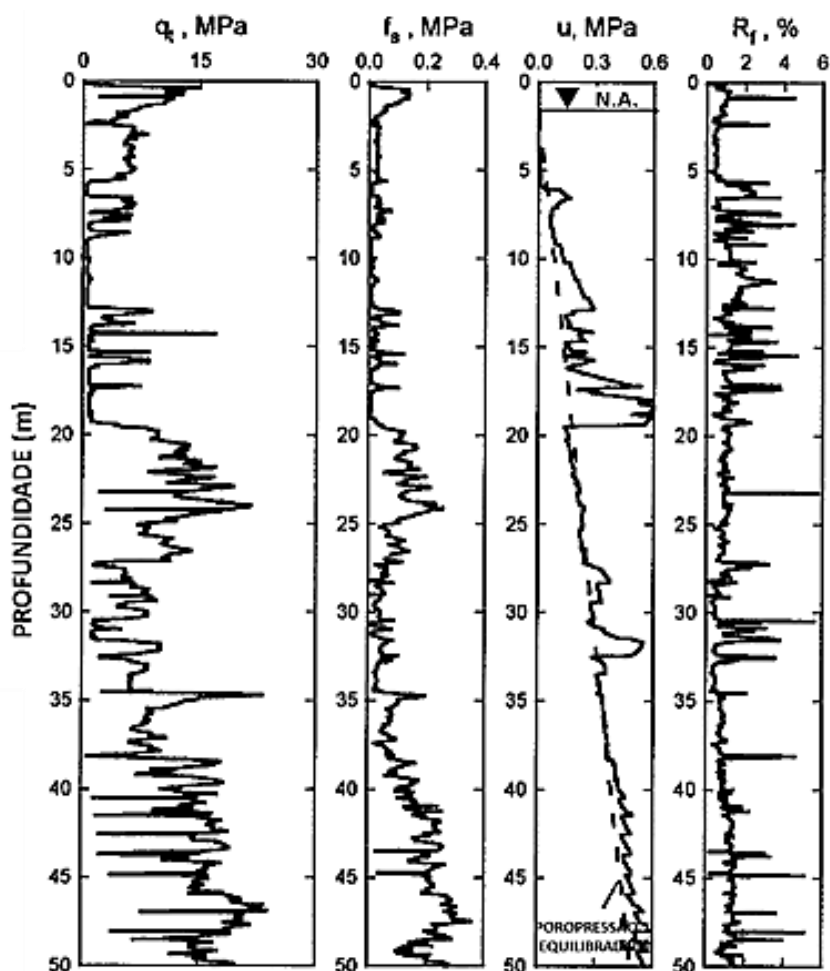


Figura 2.17 – Típico perfil do CPTU
(adaptado YEN et al. 1989 apud ESLAMI & FELLENIUS, 1997).

Segundo Schnaid & Odebrecht (2012), os resultados do ensaio do CPTU podem ser úteis para a classificação dos solos e determinação de parâmetros de deformabilidade e resistência, cujo objetivo é avaliar o seu comportamento mecânico. Segundo Battaglio et al. (1986) apud Schnaid (2000), o CPTU tem potencialidade alta para determinar os seguintes parâmetros de um solo: perfil geotécnico, variação das propriedades mecânicas e potencial de liquefação.

Conforme Robertson (1983), diversos estudos avaliaram a relação entre a resistência de ponta do ensaio CPTU, q_t , e o índice de resistência a penetração do amostrador padrão do *Standard Penetration Test*, N_{SPT} . Para o autor, uma relação de 4,5 a 5,0 entre q_t e N_{SPT} pode ser considerada representativa, pois tanto o q_t quanto o N_{SPT} variam de maneira similar com a profundidade. Assim, conforme conclusão do próprio autor, adotar o valor de 4,5 para a relação acarreta em pequenos erros apenas.

Robertson et al. (1986) apud Schnaid (2000) apresentam ábacos, Figura 2.18, que possibilitam determinar o tipo de material transposto pela ponteira cônica durante o ensaio.

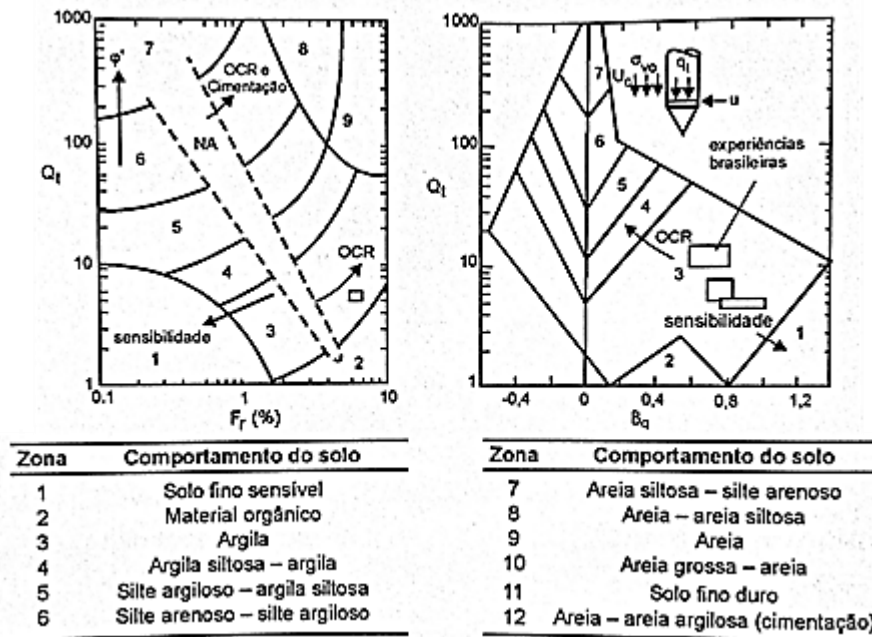


Figura 2.18 – Classificação do subsolo com base nos resultados do CPTU (adaptado ROBERTSON et al. 1986 apud SCHNAID, 2000).

Os parâmetros Q_t , F_r e B_q , requeridos pelos ábacos para determinação do tipo de material transposto pela ponteira, são definidos conforme Equação 2.19, Equação 2.20 e Equação 2.21, respectivamente.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Equação 2.19}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{vo}} \times 100\% \quad \text{Equação 2.20}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{vo}} \quad \text{Equação 2.21}$$

Em que σ_{vo} e σ'_{vo} são as tensões verticais totais e efetivas à profundidade avaliada; u_0 é a poropressão hidrostática e os outros parâmetros são resultados do ensaio conforme já apresentado na Figura 2.17.

Segundo Schnaid (2000), a resistência não drenada, S_u , pode ser estimada com base na correlação apresentada pela Equação 2.22.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad \text{Equação 2.22}$$

Em que q_t é resultado direto do ensaio; σ_{vo} é a tensão vertical total à profundidade avaliada, conforme também já demonstrado; e N_{kt} é parâmetro que pode variar entre 10 e 20, sendo proposto por Schnaid (2000) a utilização de um valor próximo de 12 para os solos brasileiros.

Segundo Mayne (2006) apud Schnaid & Odebrecht (2012), o ângulo de atrito efetivo do material penetrado pela ponteira cônica pode ser definido conforme Equação 2.23.

$$\phi' = \arctg [0,1 + 0,38 \log(q_t / \sigma'_{vo})] \quad \text{Equação 2.23}$$

Em que ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do material; q_t é parâmetro do ensaio; e σ'_{vo} é a tensão vertical efetiva à profundidade avaliada.

Apesar do ensaio apresentar bons indicadores para correlacioná-los com os parâmetros de resistência, Tschebotarioff (1978) alerta que o CPTU não consegue penetrar em materiais granulares muito compactos, o tornando por vezes inviável.

Segundo Coduto (2011), engenheiros desenvolveram métodos para dimensionamento de fundações profundas baseando-se nos resultados do CPTU. Estes métodos são atrativos visto que o ensaio simula o mecanismo de transferência de cargas de fundações profundas, resistência de ponta e atrito lateral. O ensaio pode até ser considerado como uma prova de carga em escala reduzida. A resistência de ponta (q_t) e o atrito lateral (f_s) são similares as resistências unitárias de ponta (q_p) e do fuste (q_s) apresentadas na Equação 2.5.

Para o dimensionamento de fundações profundas, considerando o resultado deste ensaio de forma direta, Heijnen (1974) e DeRuiter & Beringen (1979) apresentaram o método europeu; Nottingham & Schmertmann (1975) e Schmertmann (1978) apresentaram seu método; Bustamante & Gianselli (1982) e Briaud & Miran (1991) apresentaram o método LCPC, também conhecido como método francês; Meyerhof (1956, 1976 e 1983) desenvolveu seu método particular; Tumay & Fakhroo (1981) e Eslami & Fellenius (1997) também desenvolveram seus métodos (CODUTO, 2011).

2.12 Standard Penetration Test (SPT)

Segundo Schnaid & Odebrecht (2012), o *Standard Penetration Test* (SPT) é o meio mais popular de investigação geotécnica difundido pelo mundo. O ensaio consiste em uma medida de resistência dinâmica, em conjunto com a sondagem de simples reconhecimento do terreno.

Devido a extensa utilização deste ensaio no mundo, alguns estudiosos propuseram correlações objetivando definir parâmetros geotécnicos de deformabilidade e resistência por meio do número de golpes obtido no ensaio, N_{SPT} . Todavia, segundo Tschebotarioff (1978), o N_{SPT} deveria servir apenas como uma indicação preliminar grosseira da consistência das argilas.

Segundo Stroud (1989) apud Schnaid & Odebrecht (2012), o módulo de elasticidade de um solo normalmente adensado pode ser expresso pela relação apresentada na Equação 2.24.

$$E = 1N_{SPT}^{60} \quad \text{Equação 2.24}$$

Em que “E” é o módulo de elasticidade do solo em MPa; e N_{SPT}^{60} é a resistência corrigida que, pela prática brasileira, segundo Schnaid & Odebrecht (2012), basta multiplicar o valor de N_{SPT} encontrado no ensaio convencional brasileiro por 1,10. Para solos pré-adensados a relação apresentada pela Equação 2.24 possui coeficiente multiplicador igual ou superior a 2.

Segundo Teixeira (1996) e Hatanaka & Uchida (1996), apud Schnaid & Odebrecht (2012), o ângulo de atrito interno efetivo de um solo pode ser estimado com base nas Equação 2.25 e Equação 2.26.

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{24N_{SPT}} \quad \text{Equação 2.25}$$

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4N_{SPT}^{60}} \quad \text{Equação 2.26}$$

Em que ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do material; N_{SPT} é a resistência obtida no ensaio – número de golpes; e N_{SPT}^{60} é a resistência corrigida conforme já apresentado.

Segundo Stroud (1974) apud Schnaid & Odebrecht (2012), a relação da resistência não drenada, S_u , com o número de golpes do ensaio corrigido, N_{SPT}^{60} , e índice de plasticidade do solo, pode ser definida com base na linha de tendência exposta na Figura 2.19.

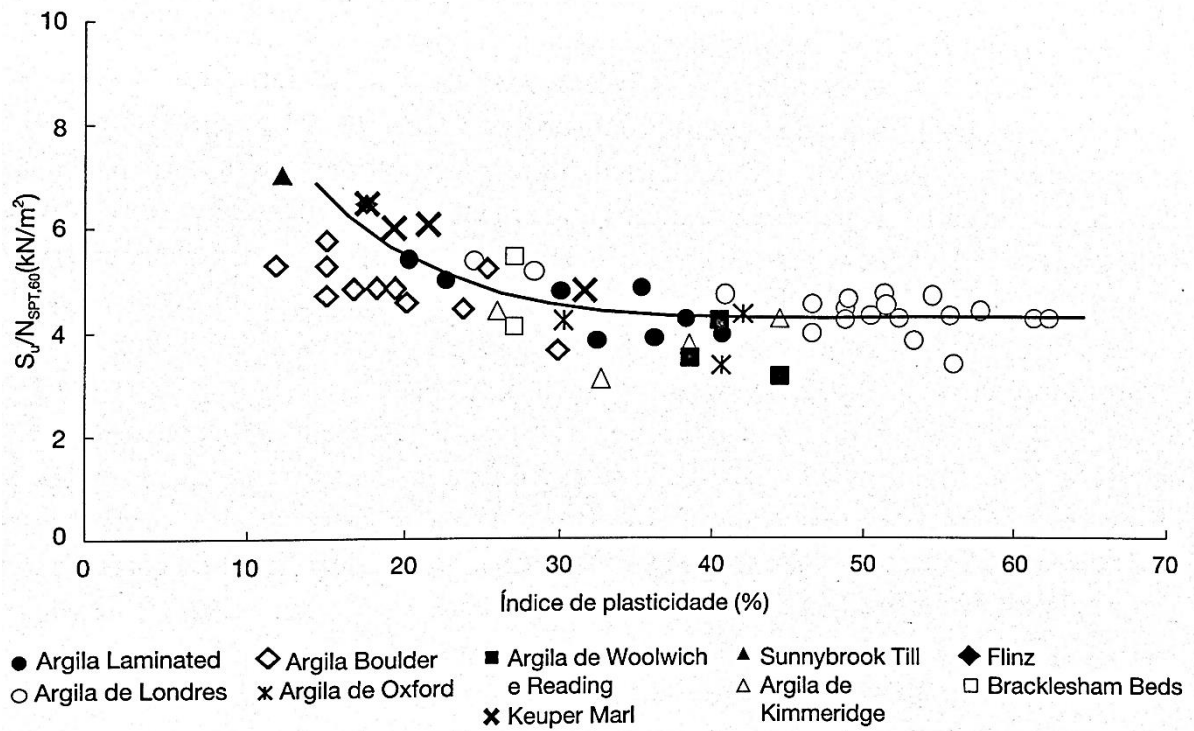


Figura 2.19 – Relação da resistência não drenada S_u com o N_{SPT}^{60} (STROUD, 1974 apud SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir, os materiais e métodos considerados para desenvolvimento da pesquisa são apresentados. Conforme já exposto, o trabalho busca identificar a influência da sucção na execução e operação de tubulões escavados a céu aberto via análise numérica.

3.1 Projeto do Aerogerador

O aerogerador de pequeno porte reconfigurável, que vem sendo instalado no Q-10 e cuja fundação é objeto de estudo desta pesquisa, consiste em uma estrutura metálica de aproximadamente quinze metros de altura e oito toneladas de peso. A estrutura, Figura 3.1, solicitará a fundação e, conseqüentemente, o subsolo da região, com esforços normais (compressão/tração), esforços flexores e de cortante.

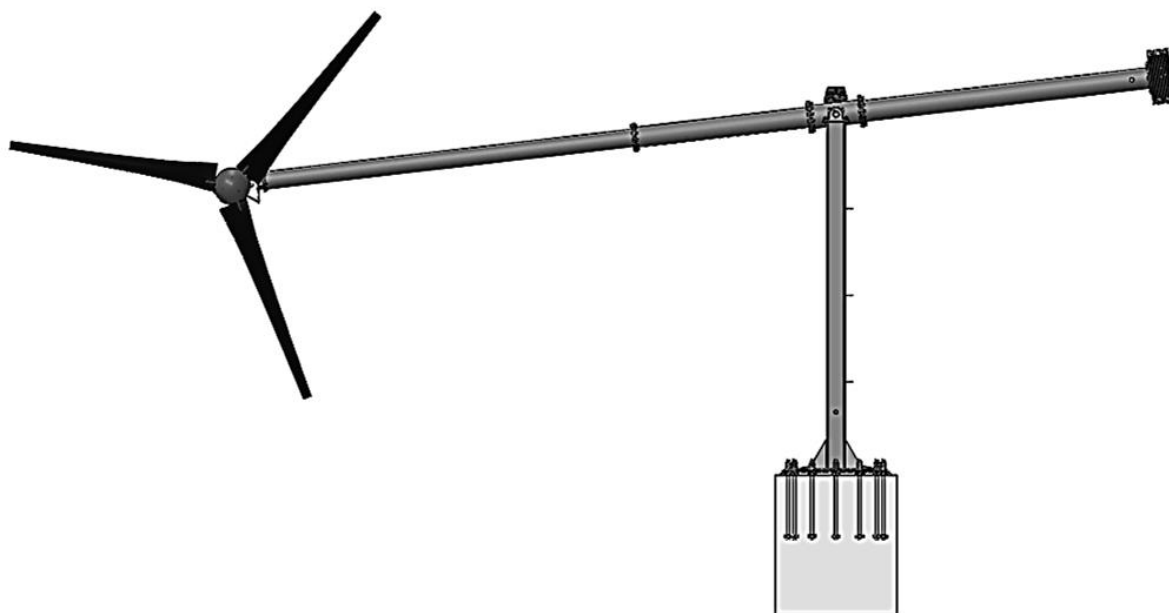


Figura 3.1 – Projeto do Aerogerador de Pequeno Porte Reconfigurável.

As cargas admitidas para o dimensionamento da fundação, com base nos esforços ocasionados pela operação do aerogerador de pequeno porte reconfigurável, foram de 160 kN para a compressão centrada, 70 kNxm para o momento flexor e 10 kN para a cortante.

A descrição detalhada da fundação da estrutura, que é o principal objeto de análise desta pesquisa, será apresentada adiante. Contudo, desde já ressalta que o dimensionamento

geotécnico da fundação não foi objeto da pesquisa, sendo o objeto principal a avaliação do seu comportamento frente as solicitações externas aplicadas pela operação da torre.

3.2 Local da Pesquisa

O desenvolvimento da pesquisa ocorreu em uma área de testes dentro do *campus* Pampulha da UFMG. O *campus* Pampulha da UFMG está situado na regional de mesmo nome na cidade de Belo Horizonte, capital de Minas Gerais, Figura 3.2.

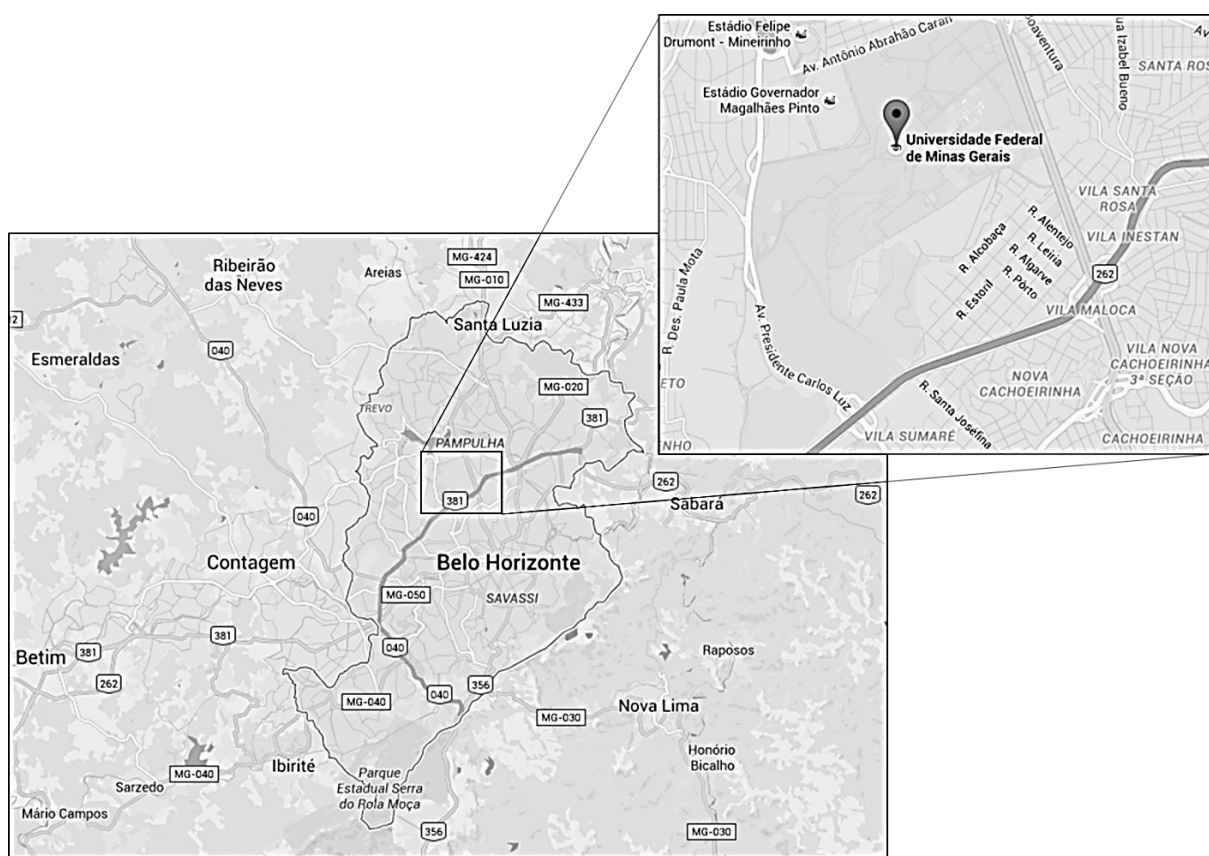


Figura 3.2 – Localização da Universidade Federal de Minas Gerais.

A referida área de testes, Q-10, está localizada entre o Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear (CDTN) e as dependências do Colégio Militar de Belo Horizonte. A Figura 3.3 ilustra a área, em imagem aérea, com destaque para o local da pesquisa nas coordenadas UTM 23 K, 608.163 E e 7.802.078 N (WGS84).

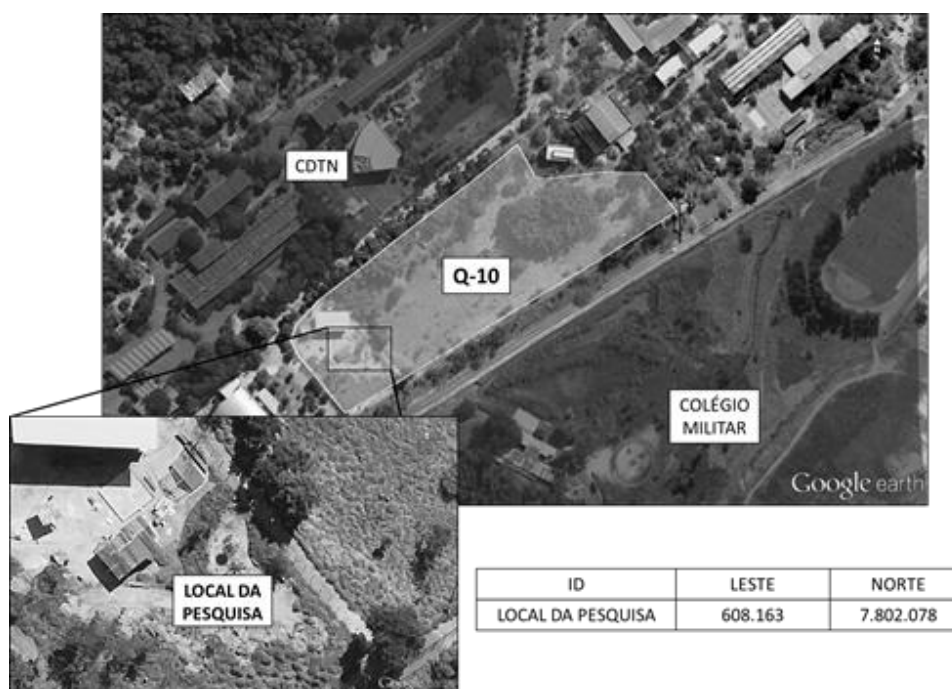


Figura 3.3 – Local da Pesquisa.

3.3 Aspectos Geológicos do Local da Pesquisa

Segundo Carvalho Filho (1997), a área do *campus* Pampulha da UFMG, unidade Belo Horizonte, está inserida no domínio lito-estrutural Complexo Belo Horizonte compreendido por rochas gnáissicas de idade arqueana parcialmente remobilizadas e migmatizadas. O perfil geológico típico do *campus*, na região da várzea do córrego do Engenho Nogueira, local próximo ao do desenvolvimento da pesquisa, é constituído por substrato cristalino são; manto de intemperismo; e depósitos aluviais e coluviais recentes. O manto de intemperismo arenoso, a areno-argiloso, possui em média 30 m de espessura, observando, algumas vezes, presença de depósitos aluviais de até 15 m de profundidade em relação ao nível do terreno. Estes depósitos apresentam texturas argilo-arenosa a areno-argilosa, sendo comum encontrar espessas lentes de argila de coloração cinza a negra, ricas em matéria orgânica.

3.4 Caracterização Geotécnica do Local da Pesquisa

O local da pesquisa foi caracterizado geotecnicamente por ensaios de campo abrangendo sondagens de simples reconhecimento com o ensaio SPT, ensaio de piezocone (CPTU) e coleta de amostras indeformadas e deformadas para ensaios laboratoriais. Além dos ensaios laboratoriais convencionais, como caracterização completa, foram realizados ainda ensaios para determinação dos parâmetros de deformabilidade e resistência em condições de não saturação e completa saturação. Parte destes ensaios foram realizados no ano de 2010 pelo projeto de pesquisa de nº PROBIC (FAPEMIG) – UFMG – 03/2009.

Como será demonstrado e discutido a seguir, as sondagens de simples reconhecimento e o ensaio do CPTU identificaram um perfil do solo homogêneo e com características já observadas por outros pesquisadores que estudaram a região. As curvas granulométricas dos materiais coletados permitem classificá-los como argila-arenosas a siltes-arenosos.

Pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), proposto por Casagrande (1948), os solos se situaram como materiais com parcelas finas consideráveis, sendo classificados como argilas pouco plástica arenosa a siltes arenoso pouco plástico.

3.4.1 Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Foram realizadas, no local da pesquisa, duas campanhas de sondagens de simples reconhecimento com medida de resistência a penetração do amostrador padrão (N_{SPT}). Os critérios de paralisação dos furos de sondagens foram definidos como profundidade limite, caso da campanha de 2010, ou impenetrável a percussão, campanha de 2005. A campanha de 2010 foi realizada no âmbito do projeto de pesquisa de nº PROBIC (FAPEMIG) – UFMG – 03/2009, enquanto que a campanha de 2005 tinha por intuito caracterizar o subsolo da região para embasar o dimensionamento das fundações dos edifícios que poderão vir a ocupar uma parcela da área do Q-10 no futuro.

As sondagens foram realizadas conforme preconiza a ABNT (2001) – NBR 6484 Sondagens de simples reconhecimento com SPT. A Figura 3.4 apresenta a localização das sondagens executadas em 2005 e 2010, a localização do ensaio CPTU, o local da pesquisa e os poços de inspeção em que foram coletadas amostras indeformadas e deformadas para os ensaios de laboratório.

3.4.2 Piezocone Penetration Test (CPTU)

O ensaio de cravação do *piezocone*, CPTU, também foi parte da campanha de 2010, dentro do projeto de pesquisa de nº PROBIC (FAPEMIG) – UFMG – 03/2009. O ensaio foi realizado com base nas diretrizes apresentadas pela ABNT (1991) – NBR 12069 Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – e ASTM (2007) – D5778 *Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*.

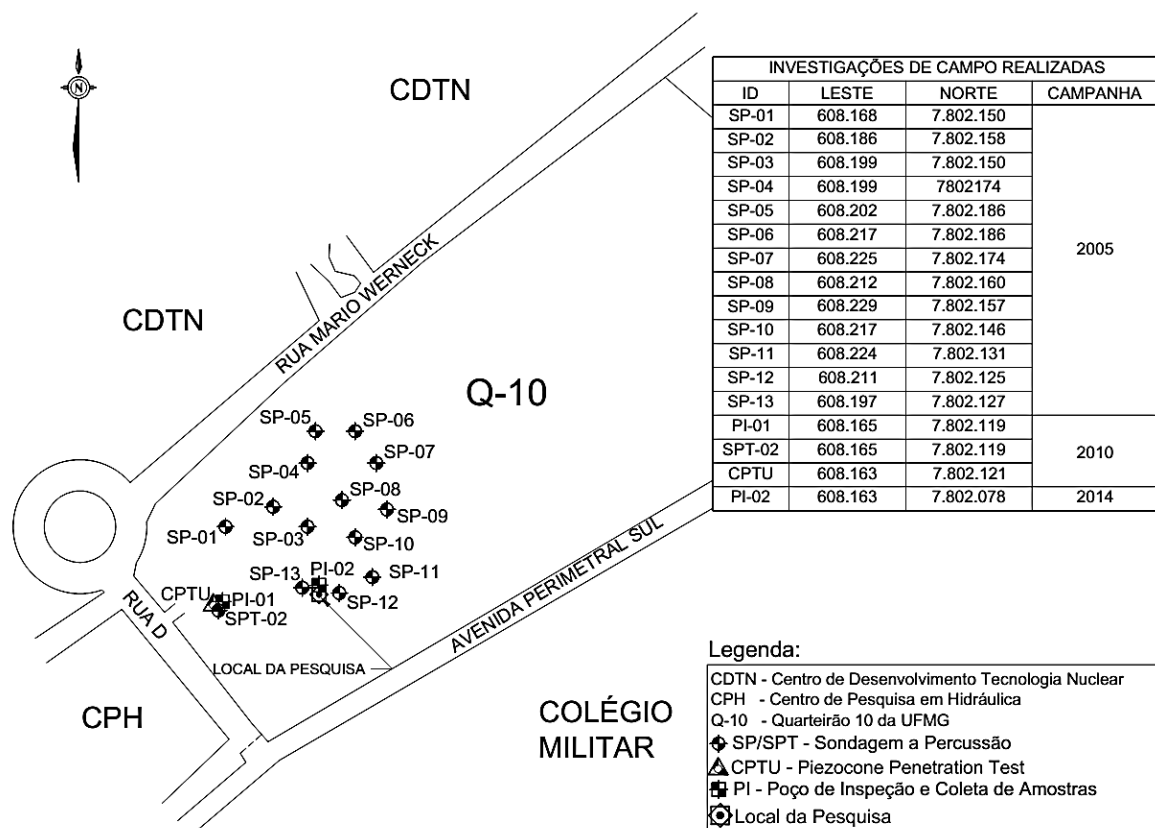


Figura 3.4 – Investigações de campo realizadas em 2005, 2010 e 2014.

A determinação da resistência do solo à penetração estática e contínua da ponteira padronizada, caracterizada pelas componentes de resistência de ponta (q_t), atrito lateral local (f_s) e poropressão (u_2), foi determinada com a utilização de um cone com área de ponta de 10 cm², ângulo de 60°, área de luva de 15.000 mm² e pedra porosa logo após o término da ponteira cônica. A saturação da pedra porosa, responsável por monitorar os acréscimos de poropressão durante a cravação, foi realizada com óleo de glicerina.

O ensaio foi conduzido até uma profundidade de 13 m com um equipamento de capacidade de 15 toneladas e velocidade de cravação da ponteira de 20 ± 5 mm/s. Os dados foram coletados de forma automática com o auxílio de um *datalogger*.

3.4.3 Coleta de Amostras Indeformadas e Deformadas

A coleta de amostras indeformadas e deformadas foi sequenciada conforme estabelecido na ABNT (1986) – NBR 9604 Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas –, que fixa processos e procedimentos para abertura de poços e trincheiras, bem como a retirada das amostras indeformadas e deformadas em solo.

Foram coletadas amostras indeformadas de geometria cúbica com 0,30 m de aresta e aproximadamente 60 kg de amostra deformada nas profundidades de 1,00, 2,00 e 3,00 m. As amostras foram coletadas pelas campanhas de 2010 e 2014. Na campanha de 2010 foram coletadas amostras nas profundidades de 1,00, 2,00 e 3,00 m, pelo projeto de pesquisa de nº PROBIC (FAPEMIG) – UFMG – 03/2009, por terem sido identificados materiais com características distintas nestes três primeiros metros. Na campanha de 2014, coletou-se amostras na profundidade de 1,00 m pelo fato do material diferir dos coletados pela campanha de 2010. Os locais de coleta das campanhas de 2010 e 2014 foram apresentados na Figura 3.4 e distam aproximadamente de 40 m, conforme ilustrado na Figura 3.5.

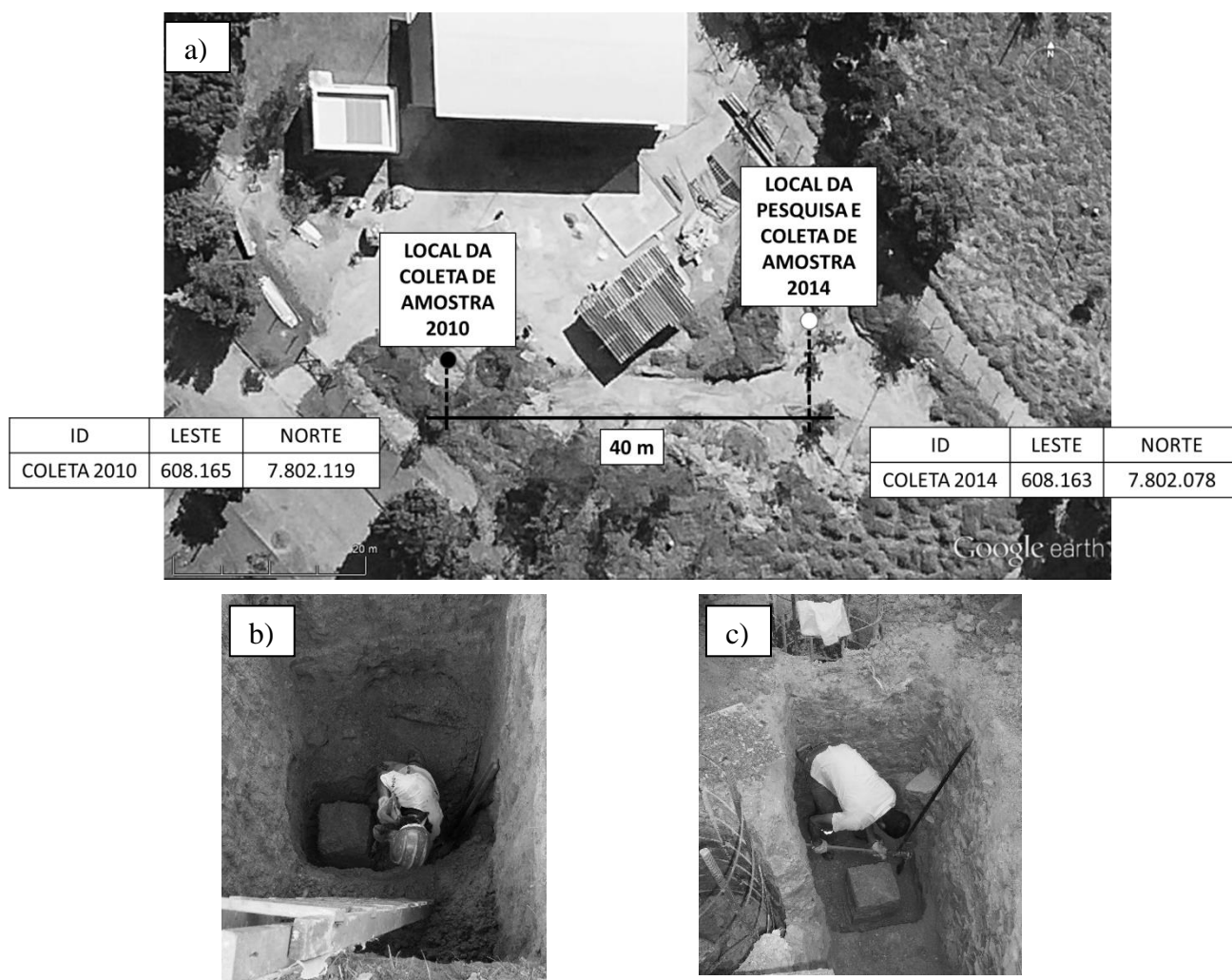


Figura 3.5 – Campanhas de 2010 e 2014. a) Distância entre as campanhas; b) Coleta de amostras em 2010; c) Coleta de amostras em 2014.

Nas amostras coletadas foram realizados ensaios de laboratório como caracterização completa, adensamento, cisalhamento direto, triaxiais, microscopia eletrônica de varredura, difração de

raios-X e medição da sucção pela técnica do papel filtro. Os ensaios objetivaram avaliar o comportamento dos materiais coletados nas profundidades referidas.

3.4.4 Ensaios de Caracterização Completa

A seguir são descritos os métodos de ensaios utilizados para caracterização completa dos materiais coletados pelas campanhas de 2010 e 2014.

3.4.4.1 Preparação das Amostras para Ensaios de Caracterização

Para a caracterização completa dos materiais, as amostras deformadas foram destorroadas, secas ao ar até a umidade higroscópica e homogeneizadas para quarteamento. A preparação das amostras foi procedida em consonância com a ABNT (1984) – NBR 6457 Preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e caracterização – para a condição com secagem prévia.

3.4.4.2 Obtenção da Massa Específica dos Grãos

A determinação da massa específica dos grãos, que é um valor médio da densidade de cada tipo de grão mineral da fase sólida de um solo, foi realizada conforme ABNT (1984) – NBR 6508 Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm (Determinação da massa específica). Esta norma prescreve o método de determinação da massa específica dos grãos de solos por meio de picnômetros.

3.4.4.3 Obtenção dos Limites de Consistência (Limites de Atterberg)

A determinação dos limites de consistência – limite de liquidez (LL) e plasticidade (LP) – foi guiada pelas ABNT (1984) – NBR 6459 Determinação do limite de liquidez (Solo) – e ABNT (1984) – NBR 7180 Determinação do limite de plasticidade (Solo).

3.4.4.4 Obtenção da Granulometria Conjunta (Peneiramento e Sedimentação)

As etapas do ensaio de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) seguiram as diretrizes da ABNT (1984) – NBR 7181 Análise granulométrica (Solo). No processo de sedimentação tomou-se aproximadamente 70 g de material fino, passado pela peneira de 2 mm.

Ademais, realizou-se ainda a granulometria conjunta desconsiderando a recomendação prescrita pela norma com relação a utilização do defloculante (hexametáfosfato de sódio). Este procedimento objetivou avaliar possíveis interferências do referido sal na curva granulométrica deste solo. Devido ao descarte dos materiais coletados nas profundidades de 1,00, 2,00 e 3,00 m pela campanha de 2010, realizou o ensaio sem defloculante apenas para a amostra coletada a profundidade de 1,00 m pela campanha de 2014.

3.4.5 Ensaios de Adensamento Unidimensional e Resistência

Os ensaios de adensamento unidimensional e de resistência foram realizados a partir das amostras indeformadas coletadas pelas campanhas já referidas.

3.4.5.1 Preparação das Amostras

Para os ensaios, as amostras indeformadas – blocos – foram abertas em câmara úmida sendo os corpos de prova (CPs) extraídos por desbaste e talhagem dos blocos.

3.4.5.2 Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado em amostras indeformadas de solo seguindo a norma reguladora ABNT (1990) – NBR 12.007 Ensaio de adensamento unidimensional.

Os CPs foram moldados possuindo 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Foram realizados ensaios inundado e não inundado, umidade higroscópica ($w=2,30\%$), com sete estágios de carregamento (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, e 800 kPa) e três estágios de descarregamento (400 kPa, 200 kPa, e 100 kPa). Ademais, realizou-se ainda um ensaio com inundação a 50 kPa de forma a avaliar a possibilidade de colapso para o material estudado.

3.4.5.3 Cisalhamento Direto

Parte dos ensaios de cisalhamento direto foram realizados em consonância com a norma americana ASTM (2003) – D3080 *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions* – e outra parte seguiu a mesma norma, excluindo, no entanto, a fase de inundação. Este último ensaio foi conduzido com as amostras seca ao ar, umidade higroscópica ($w=2,30\%$), de forma a possibilitar a definição dos parâmetros de resistência na condição não saturada conforme proposta de Vilar (2006).

Os CPs foram talhados de tarugos extraídos dos blocos chegando em uma geometria prismática com 100 mm de lado e 20 mm de altura. As tensões normais estabelecidas e aplicadas para cada estágio de cisalhamento foram de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa por retratarem as tensões experimentadas pelo material com a implantação da fundação e carregamentos a seguir mencionados no âmbito deste estudo. Nos ensaios com as amostras inundadas, observou-se um período de 24 horas para adensamento em cada carregamento aplicado. A velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,20 mm/min, possibilitando a drenagem da amostra durante a etapa de cisalhamento conforme resultados dos ensaios de adensamento. Os ensaios foram conduzidos até deformações próximas de 13% dada a limitação do equipamento disponível.

3.4.5.4 Triaxial

Os ensaios triaxiais foram conduzidos com adensamento isotrópico e rupturas de maneira não drenada (CIU) e drenada (CID), em consonância com as normas ASTM (2002) – *D4767 Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils* – e ASTM (1995) – *D7181 Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*.

Os CPs foram moldados das amostras indeformadas chegando nas dimensões de 35 mm de diâmetro e 73 mm de altura, aproximadamente. A saturação foi estabelecida por contrapressão, sendo controlada por meio do parâmetro B de Skempton³. Os CPs foram considerados saturados quando atingido B=95%. As tensões confinantes estabelecidas para os ensaios foram de 50 kPa, 150 kPa e 400 kPa por varrerem as tensões ocasionadas pela implantação da obra e definir o ângulo de atrito do material para grandes tensões, tensão confinante de 400 kPa especificamente.

Em todos os casos os ensaios foram conduzidos até 20% de deformação. A velocidade adotada para o cisalhamento no ensaio não drenado ficou próxima de 0,055 mm/min. A velocidade de cisalhamento do ensaio drenado variou de forma a garantir que acréscimos de carregamento não desenvolvessem excessos de poropressão nas amostras.

Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb foram obtidos pela interpretação das trajetórias de tensões do *Massachusetts Institute of Technology* (MIT), por meio das relações entre a inclinação da envoltória de resistência obtida das trajetórias de tensões, ângulo α , e o ângulo de atrito interno efetivo do material (ϕ'). O intercepto coesivo efetivo também adveio das relações

³ $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$

trigonométricas existentes entre o valor da ordenada para a abscissa nula do gráfico de trajetória de tensões, “a”, e o intercepto coesivo efetivo (c').

3.4.6 Sucção Mátrica pela Técnica do Papel Filtro

A determinação da sucção mátrica pela técnica do papel filtro seguiu o padrão da norma americana ASTM (2003) – D5298 *Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. O papel filtro utilizado foi o *Whatman's 42*, sendo a curva de calibração estabelecida pela norma considerada como a de referência para determinação dos valores de sucção associados as umidades encontradas nos ensaios.

Para determinação da sucção mátrica foram moldados 22 CPs com diâmetro e altura de aproximadamente 50 mm e 20 mm respectivamente. Estes CPs foram moldados a partir das amostras indeformadas. Parte destas amostras (11 CPs) foram deixadas exposta ao ambiente a fim de atingirem a umidade higroscópica para posterior adição das quantidades pré-determinadas de água para realização dos ensaios em diferentes graus de saturação. Os graus de saturação previamente estabelecidos para realização dos ensaios foram 100%, 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 10% e grau de saturação na umidade higroscópica, de forma a possibilitar definir a curva com boa precisão. A outra parte das amostras (11 CPs) foi totalmente saturada e os CPs tiveram os graus de saturação alcançados pela secagem ao ar.

Após a moldagem dos CPs, e adição das quantidades necessárias de água para alcançar as saturações pré-determinadas, estes foram lacrados com plástico filme e papel alumínio e mantidos em repouso por um período de 2 dias para dispersão da água em seus poros. Passado este período, os CPs foram deslacrados para inserção do papel filtro no contato topo e base das amostras de solo ou expostos ao ar para alcançarem as saturações pré-estabelecidas – caso dos CPs da trajetória de secagem.

Com o papel filtro no topo e na base, os CPs foram novamente lacrados e colocadas em caixas de isopor em ambiente com temperatura e umidade do ar controlada por um período de 10 dias para efetuar as trocas líquidas entre o solo e o papel até sua equalização. Após este período, as amostras foram deslacradas e o papel filtro teve a sua variação de umidade monitorada por um período de três minutos. As leituras ocorreram a cada 10 segundos nos dois primeiros minutos e a cada 15 segundos no minuto seguinte em uma balança de precisão de 10^{-4} g. Cessado o tempo para acompanhamento da variação da massa, o papel filtro foi levado a uma estufa a

65°C até a constância de massa (completa secagem) para repetição do processo de pesagem com as mesmas condições de leitura para definição do peso seco do papel.

Plotando-se os gráficos da variação de massa com a raiz do tempo foi possível, por meio de extrapolação do trecho reto das curvas, obter as quantidades de água e massa do papel filtro seco no tempo zero. Esta quantidade de água pode ser interpretada como a sucção mátrica na amostra de solo, por meio da curva de calibração do papel utilizado. Os graus de saturação pré-estabelecidos foram aferidos pela determinação do volume e dos teores de umidade no topo, meio e base dos CPs no final de cada ensaio.

3.4.7 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Os ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foram realizados no Centro de Microscopia da UFMG (CM-UFMG) de forma a avaliar qualitativamente os elementos químicos presentes na amostra de solo da região, como também a forma dos grãos e poros do material indeformado.

Para realização destes ensaios preparou amostras deformadas e indeformadas com metalização em carbono. Para a microscopia utilizou o Microscópio Eletrônico de Varredura JEOL JSM 6360LV. O equipamento possui detector de elétrons secundários, para alto vácuo, detector de elétrons retroespalhados, para alto e baixo vácuo, detector de EDS (espectrômetro de raio-X de energia dispersiva) e detector de EBSD (difração de elétrons retroespalhados) que auxiliam na formação das imagens e identificação dos elementos químicos presentes na amostra assim como a definição do tamanho dos poros e formato dos grãos.

3.4.8 Difração de raios-X

Com apoio do Departamento de Engenharia de Minas da UFMG (DEMIN) realizaram-se ensaios de difração de raios-X para análises químicas e mineralógicas semiquantitativas na amostra de solo da região. Estas análises identificaram, de forma semiquantitativa, os principais elementos químicos e mineralógicos presentes no material estudado. Segundo a norma AS/NZS 4360 (2004) apud Gestão de Risco (sem data), em análises semiquantitativas, atribui-se valores às escalas qualitativas. Nestas análises, não é necessário que o número atribuído a cada descrição corresponda exatamente à magnitude real, pois o objetivo é produzir uma priorização mais detalhada do que a normalmente obtida em uma análise qualitativa, e não fixar valores absolutos como se pretende com uma análise quantitativa.

As análises químicas foram realizadas com um espectrômetro de fluorescência de raios-X (FRX), sequencial PHILIPS (PANALYTICAL), modelo PW-2400 em amostras de solo previamente destorroadas e passadas na peneira de nº 200. As análises mineralógicas foram realizadas com um difratômetro de raios-X (DRX), sistema X'Pert-APD, controlador PW 3710/31, gerador PW 1830/40, goniômetro PW 3020/00 e também em amostras destorroadas e passadas pela peneira de nº 200.

3.5 Fundação do Aerogerador

A fundação do aerogerador, cujo dimensionamento não foi objeto desta pesquisa, foi executada com três tubulões escavados a céu aberto de diâmetro nominal de 0,85 m, base alargada de 1,40 m implantada a 5,50 m de profundidade. Os tubulões foram projetados com espaçamento entre eixos de 2,10 m formando um ângulo de 60° entre si em planta. Os elementos foram armados com 8 barras de 20 mm de diâmetro e estribos de 8 mm de diâmetro espaçados de 20 cm, Figura 3.6.

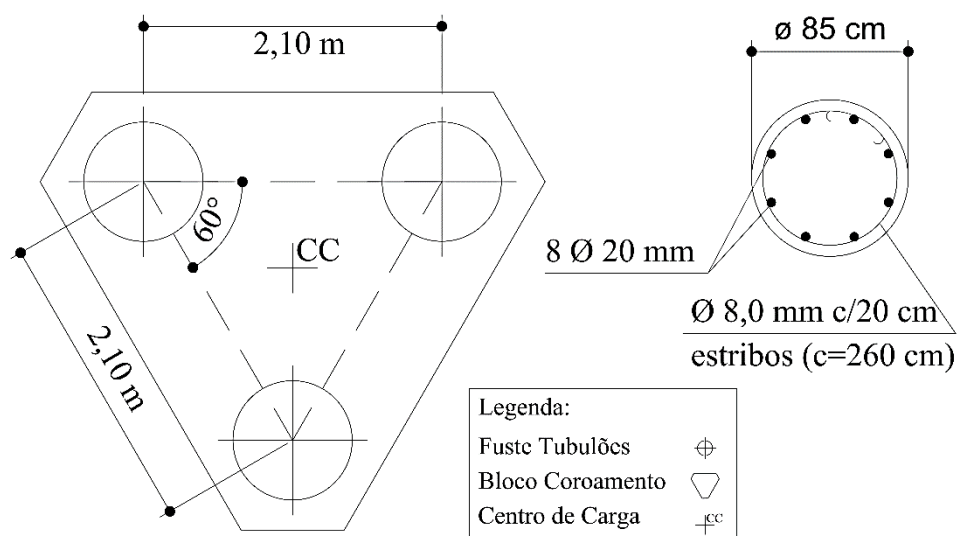


Figura 3.6 – Projeto dos tubulões e armadura utilizada.

O bloco de coroamento possui geometria triangular com vértices chanfrados e altura de 1,35 m, sendo armado com 6 barras de 12,5 mm de diâmetro espaçadas de 16 cm. Adicionalmente previu-se ainda uma armadura de pele com 10 barras de 10 mm de diâmetro espaçadas a cada 15 cm.

3.6 Escavação dos Tubulões

Os tubulões tiveram os seus fustes escavados, de forma manual, na primeira quinzena de abril de 2014 e suas bases alargadas apenas na última quinzena de julho de 2014, época em que a armadura foi colocada para posterior lançamento do concreto, Figura 3.7. Pelas datas, se observa um período de mais de três meses em que os tubulões (fustes) ficaram expostos sem a identificação visual de quaisquer processos de ruptura em seus interiores.

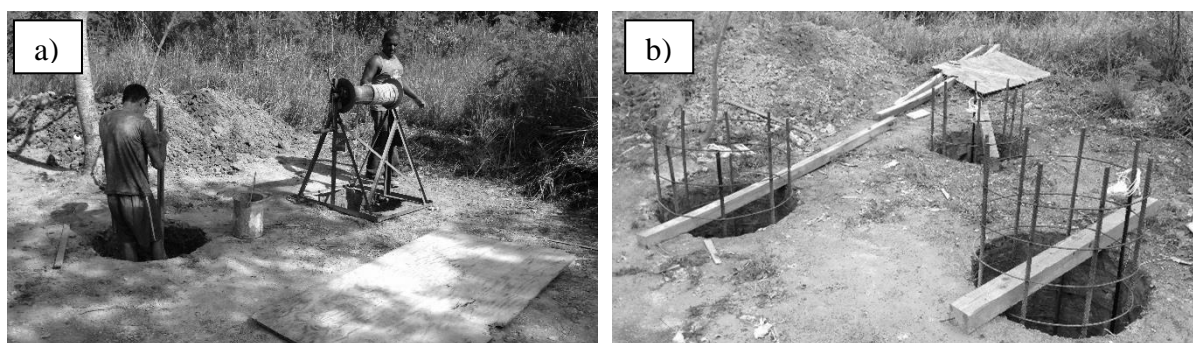


Figura 3.7 – Escavação dos tubulões. a) Fuste; b) Escavação da base e colocação da armadura.

3.7 Previsão de Capacidade de Carga dos Tubulões e Bloco de Coroamento considerando as Variações nos Parâmetros Resistência (Método de Terzaghi)

Com os resultados dos ensaios laboratoriais – cisalhamento direto (saturado e umidade higroscópica) e curva característica de sucção do material pela técnica do papel filtro – calculou-se a influência da umidade (saturação) na capacidade de carga dos tubulões e bloco de coroamento. A influência da saturação foi considerada pela variação nos parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb conforme teorização de Vilar (2006).

O método para a determinação da capacidade de carga foi o apresentado por Terzaghi (1943) uma vez que, segundo Bowles (1996), este método possui aplicabilidade para solos predominantemente finos e granulares, sendo ainda hoje amplamente utilizado pelos geotécnicos. O principal fato que justifica a sua utilização, atualmente, advém de que as premissas consideradas por Terzaghi (1943) continuam válidas dentro dos conceitos da mecânica dos solos que se conhece hoje.

3.8 Medição das Deformações nos Tubulões e Bloco de Coroamento

As medições das deformações nos tubulões e bloco de coroamento foram realizadas por meio de extensômetros (*strain-gages*) instalados em barras de aço que foram solidarizadas as armaduras dos elementos.

3.8.1 Instalação e Calibração dos Extensômetros (Strain-gages)

Os extensômetros foram instalados em barras de aço de 20 mm de diâmetro e 0,30 m de comprimento, em ligações de meia ponte, possibilitando medirem esforços axiais e de flexão, Figura 3.8.

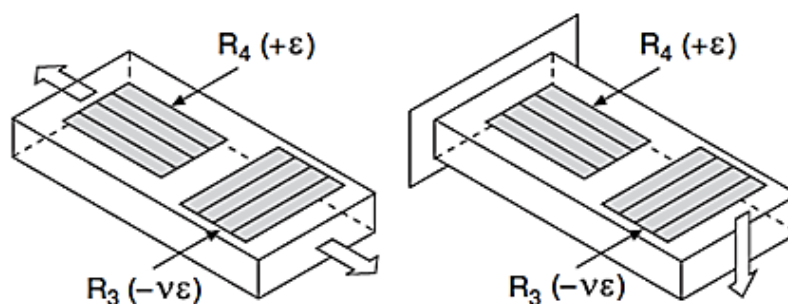


Figura 3.8 – Disposição dos extensômetros nas barras de aço (adaptado AZEVEDO & SANCHES, sem data).

As barras receptoras foram previamente preparadas para receberem os instrumentos por meio de polimento e aplainamento da superfície. Após a instalação dos extensômetros, estes foram protegidos com a aplicação de borrachas de silicone e as barras de aço submetidas a ensaios de tração para calibração dos instrumentos. Na Figura 3.9 são apresentadas as etapas de instalação e calibração de um dos instrumentos.

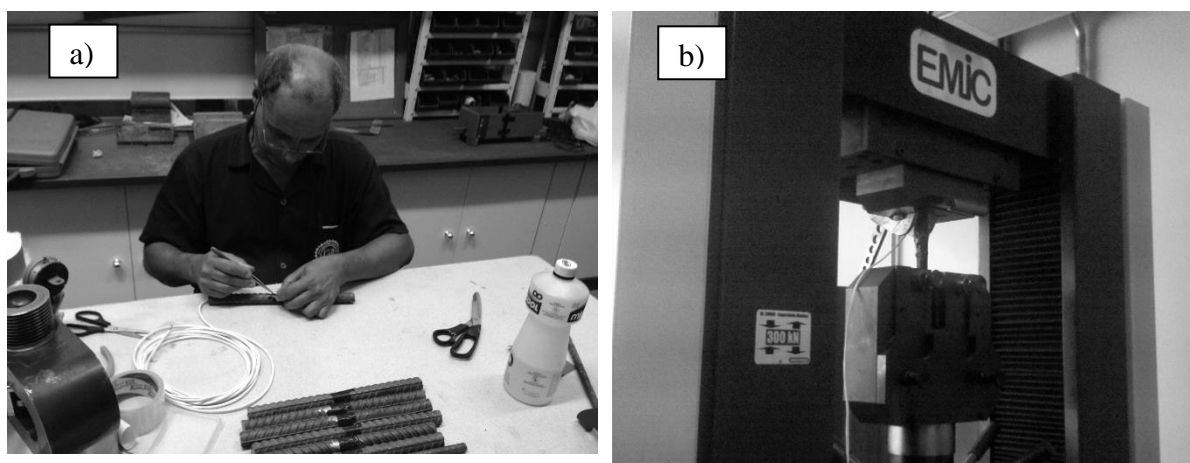


Figura 3.9 – Instalação dos extensômetros nas barras de aço e calibração. a) Instalação dos extensômetros nas barras de aço; b) Ensaio de tração para calibração dos extensômetros.

As curvas de calibração dos instrumentos foram obtidas com o auxílio de um programa computacional (LabVIEW) capaz de coletar dados de deformação no tempo. Posteriormente as deformações foram associadas aos esforços axiais aplicados pela prensa – oito etapas de

carregamento: 10 kN, 20 kN, 30 kN, 40 kN, 50 kN, 60 kN, 70 kN e 80 kN – de forma a traçar as curvas de calibrações que são apresentadas no Apêndice A.

3.8.2 Instalação das Barras Instrumentadas na Armadura dos Tubulões e Bloco

Após a calibração dos instrumentos, as barras instrumentadas foram solidarizadas as armaduras dos tubulões para implantação no local. A descida da armadura contou com o auxílio de uma equipe evitando possíveis impactos e danos na instrumentação, Figura 3.10.

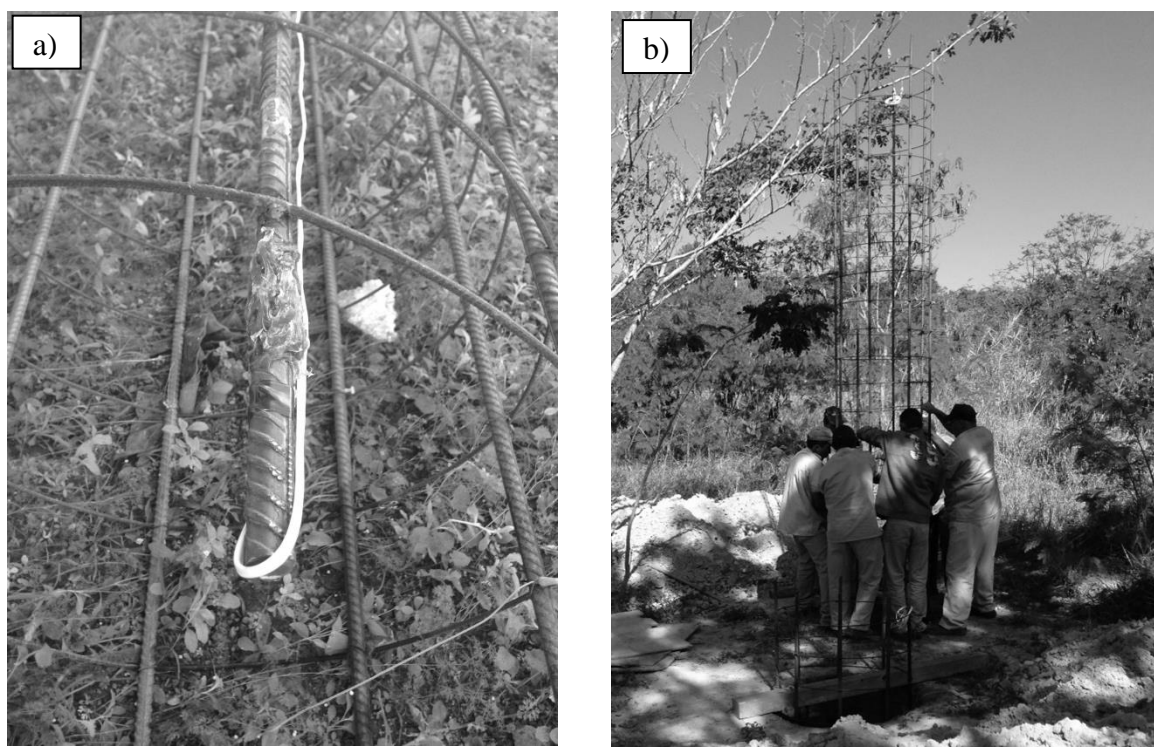


Figura 3.10 – Instalação das barras instrumentadas na armadura dos tubulões e descida.
a) Solidarização das barras calibradas na armadura; b) Implantação da armadura nos tubulões.

As barras instrumentadas foram instaladas nas armaduras de base e topo dos tubulões e na armadura de base, meio e topo das faces do bloco de coroamento. Estes instrumentos foram instalados de forma a possibilitar o acompanhamento dos esforços decorridos da operação de um aerogerador de pequeno porte na fundação da estrutura. Na Figura 3.11 é apresentada a localização de cada instrumento instalado no elemento de fundação avaliado.

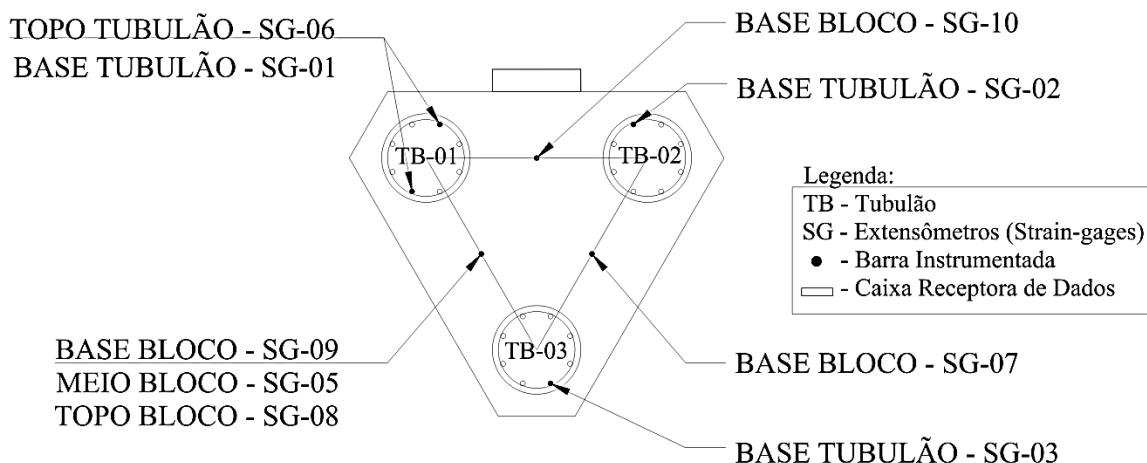


Figura 3.11 – Localização dos extensômetros nos tubulões e bloco.

Conforme se observa, os tubulões foram instrumentados nas suas bases (TB-01, TB-02 e TB-03) e no topo (TB-01). No bloco instalou-se instrumentação na base, meio e topo em apenas uma das faces do elemento, sendo as outras duas faces instrumentadas apenas na base. O instrumento intitulado SG-04 foi instalado, porém sem a confirmação da sua localização pela equipe responsável pela implantação dos instrumentos. Desta forma, este instrumento foi descartado das análises que serão apresentadas.

3.9 Concretagem dos Tubulões e Bloco de Coroamento

Os tubulões e bloco de coroamento foram concretados com concreto usinado e auto adensável de resistência característica (f_{ck}) de 25 MPa. Durante a concretagem observou-se, conforme Figura 3.12, cuidado adicional para se evitar danos a instrumentação instalada na base e topo dos tubulões e bloco de coroamento. A concretagem foi conduzida com o auxílio de trombas, evitando lançar concreto de forma direta sobre as barras instrumentadas da fundação.

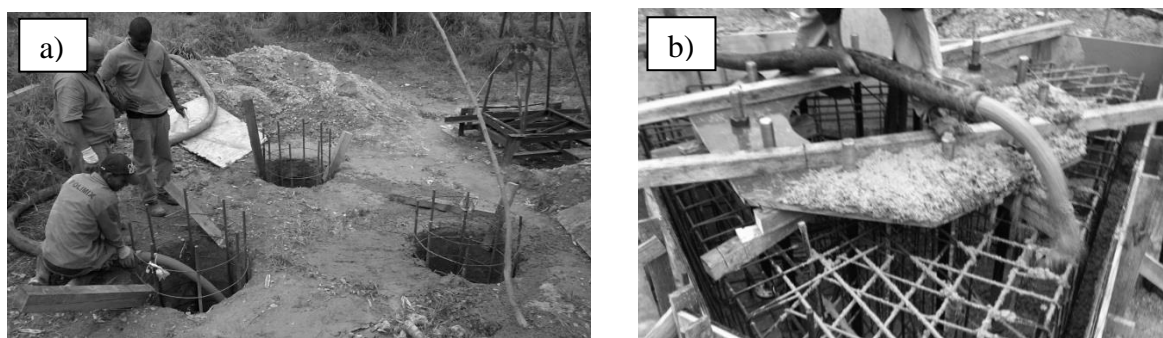


Figura 3.12 – Concretagem dos tubulões e bloco de coroamento. a) Tubulões; b) Bloco.

As barras instrumentadas do bloco foram previamente encapsuladas com conduítes plásticos de forma a minimizar os possíveis danos do lançamento do concreto.

3.10 Leitura dos Extensômetros

Foram realizadas leituras nos extensômetros em momentos distintos de solicitação da fundação. As primeiras leituras ocorreram quando da instalação da instrumentação nas barras de aço e subsequente a concretagem da fundação, Figura 3.12. As demais leituras ocorreram em oportunidades específicas como a instalação da base de suporte da torre, Figura 3.13, instalação do tubo central, Figura 3.14, e o basculamento do tubo central que suportará os elementos de geração de energia eólica, Figura 3.15.



Figura 3.13 – Instalação da base de suporte da torre.
a) Içamento; b) Leitura dos extensômetros.

Para coleta dos dados de deformação nos instrumentos adotou-se, assim como para a etapa de calibração, o LabVIEW. Posteriormente estes dados (deformações) foram transformados em informações (tensões), de forma a confrontar o observado (leitura da instrumentação) *versus* o esperado (modelagem numérica).



Figura 3.14 – Instalação do tubo central. a) Içamento; b) Leitura dos extensômetros.



Figura 3.15 – Basculamento do tubo central. a) Basculamento; b) Leitura dos extensômetros.

As análises considerando as leituras da instrumentação foram desenvolvidas desconsiderando a existência do aerogerador e demais componentes complementares na extremidade do tubo central de basculamento, condição real de quando foram realizadas as leituras nos instrumentos.

3.11 Modelagem Numérica

Para avaliação do comportamento do solo frente as solicitações despertadas pelos tubulões, optou-se por realizar uma modelagem numérica buscando identificar as possíveis alterações na transferência de carga na consideração da saturação do solo. A modelagem numérica frente as variações sazonais nos parâmetros geotécnicos do solo, devido ao umedecimento e secagem, foram desenvolvidas por meio de um programa de análise 3D de estruturas geotécnicas, RS3 – programa desenvolvido pela Rocscience Inc., empresa especializada em programas de análises 2D e 3D para engenharia civil e mineração – dada as condições de contorno do problema estudado. A análise 3D foi a escolhida para as avaliações, dado que análises 2D e 1D poderiam não ser representativas frente o caráter pontual de carregamento da estrutura em relação ao espaço do subsolo estudado.

O critério de ruptura adotado foi o de Mohr-Coulomb, sendo o comportamento tensão *versus* deformação considerado com base nos parâmetros aferidos pelas informações apresentadas (ensaios de campo e laboratório) e modelo hiperbólico proposto por Duncan & Chang (1970, 1980).

A escavação foi modelada para avaliar tanto a estabilidade do poço, como também determinar as deformações decorrentes do alívio de tensões. Os elementos da fundação, tubulões e bloco de coroamento, foram representados por meio de elementos de apoio geotécnico oferecidos pelo programa como estacas e elementos de *liners*, conforme dimensões apresentadas no item 3.5.

Para a modelagem do NA, durante a etapa de operação dos tubulões, adotou-se o estado permanente considerando o nível d'água na base dos tubulões como demonstrado pelas sondagens realizadas na região. Simulou-se ainda, para fins avaliativos, a total saturação do perfil e a ausência de água.

As condições de tensões *in-situ* foram modeladas considerando a constante gravitacional igual a $9,81 \text{ m/s}^2$ e sem a imposição de qualquer estado de tensões adicional ao solo de fundação da estrutura, exceto os ocasionados pelo peso próprio do solo e estruturas de fundação modeladas. Nas análises de transferência de carga da fundação para o solo, cargas concentradas de compressão foram aplicadas sobre o centro de carga do bloco, simulando os carregamentos ocasionados pelas estruturas implantadas. Neste ponto, avaliou-se o observado *versus* o modelado, verificando quais parâmetros geotécnicos representariam a realidade aferida.

O modelo foi limitado a um comprimento e distância de 23 m, profundidade das informações disponibilizadas pelos ensaios de campo realizados na região, sendo impostas condições de contorno que restringem os movimentos nas três direções nos nós extremos do modelo, exceto face superior, Figura 3.16a. A malha de elementos finitos, tetraédrica com quatro linhas partindo de cada nó e um número de cunhas próximas as superfícies escavadas de 300, foi adotada por apresentar boa resposta na qualidade dos dados e tempo de processamento. Nas regiões próximas aos tubulões e bloco de coroamento, a malha foi refinada com um afastamento de 3,00, fator de gradeamento interno de 2,00 e externo de 0,50, Figura 3.16b.

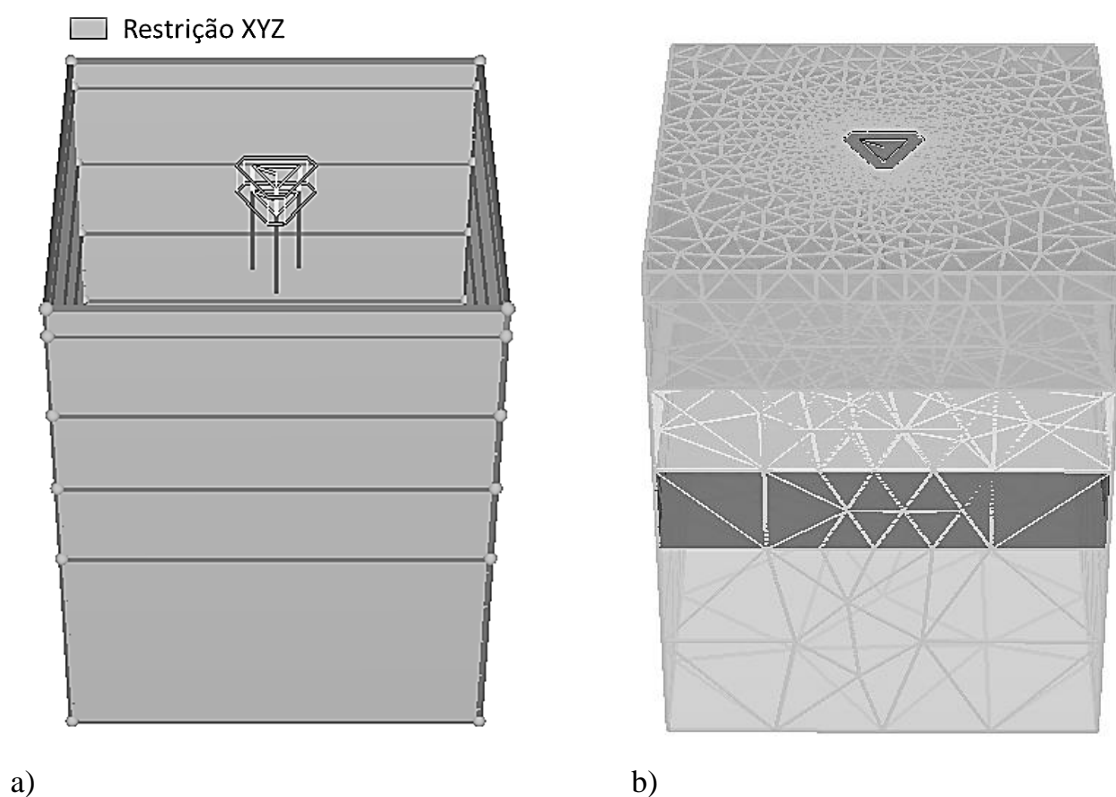


Figura 3.16 – Condições de Contorno e Malha de Elementos Finitos do Modelo.
a) Condições de contorno; b) Malha de elementos finitos.

Como os tubulões foram escavados em abril e concretados apenas em julho, não se observando nenhum processo de ruptura em seu interior, simulou-se a primeira etapa de implantação da fundação, a escavação, variando-se os parâmetros de resistência dentro dos limites encontrados pelos ensaios nas condições secas e úmidas. Este exercício buscou avaliar a estabilidade do poço bem como calibrar o modelo. A simulação da escavação foi elaborada considerando os parâmetros de resistência do solo obtidos em ensaios convencionais de resistência (cisalhamento direto, ensaios triaxiais do tipo CID e CIU), bem como os parâmetros de

deformabilidade obtidos pelas correlações apresentadas pela literatura para ensaios de campo como SPT e CPTU.

Após a simulação da escavação, foram também simuladas condições de carregamento para as cargas previstas de ocorrerem na operação da torre, sem o aerogerador, de forma a confrontar o observado pela instrumentação com o modelado. As simulações ocorreram para a condição considerada como representativa da realidade, com base no comportamento observado durante o período em que os tubulões ficaram expostos e para outras situações como a de total saturação do solo ($S = 100\%$).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório, os estudos desenvolvidos para avaliar o comportamento do solo frente as variações na saturação e as interpretações alcançadas.

4.1 Ensaios de Campo

A campanha de ensaios de campo envolveu a execução de sondagens de simples reconhecimento com ensaio SPT e ensaios de penetração estática do cone com medidas de poropressão, CPTU.

4.1.1 Sondagens de Simples Reconhecimento com Ensaio SPT

Os boletins das sondagens de simples reconhecimento das campanhas de 2005 e 2010 são apresentados no Anexo A – A1 e A2, respectivamente. Por meio da avaliação destes boletins, observa-se indícios de que o perfil de solo no local da pesquisa não apresenta variações geológicas horizontais bruscas. É observado apenas um mergulho na direção leste-oeste com sentido para leste. No entanto, tal condição é passível de ocorrer já que o sentido do fluxo da bacia na região coincide com a direção e sentido apresentados.

De acordo com as sondagens, o perfil do terreno no local da pesquisa apresenta quatro camadas com variações na descrição tátil visual e índices de resistência a penetração do amostrador padrão. A primeira camada, com espessura variando de 2,00 a 5,00 m, pode ser classificada como uma argila arenosa a um silte arenoso. A segunda camada, com espessura variando de 3,00 a 5,00 m, é classificada como argila plástica pouco arenosa. A terceira camada com espessura variando de 4,00 a 6,00 m é classificada como uma argila orgânica negra. E a quarta e última camada, classificada como silte arenoso, possui espessura variando de 4,00 a 6,00 m, e é, certamente, o solo residual do gnaisse que predomina na região.

Avaliando os boletins das sondagens SP-12 e SP-13, especificamente, por se tratarem de furos executados próximos a região de implantação da fundação, conforme já apresentado na Figura 3.4, inferiu-se o subsolo da região da pesquisa conforme Figura 4.1.

A primeira camada com aproximadamente 5,50 m de espessura, e classificação tátil-visual de argila arenosa a argila siltosa, possui N_{SPT} médio da ordem de 8 golpes. Após esta camada,

observa-se uma camada de argila plástica pouco arenosa com espessura aproximada de 4,00 m e N_{SPT} da ordem de 5 golpes, excluídos da média valores destoantes dos observados com maior frequência – os valores de N_{SPT} de 10 e 11 golpes não foram considerados na média por destoarem de maneira significativa dos demais medidos. Seguindo estas duas camadas, possivelmente de origem coluvionar/aluvionar, conforme descrito por Carvalho Filho (1997) e apresentado no item 3.3, inicia-se uma camada de argila orgânica de coloração negra e N_{SPT} sempre inferior a 4 golpes. Passada esta camada, inicia-se uma camada com N_{SPT} sempre superior a 10 golpes e crescente com a profundidade – exceto na profundidade de 20 m no SP-12 – chegando-se a um valor médio de 21 golpes para esta camada. O material nesta profundidade é classificado como um silte arenoso, possivelmente já advindo da alteração da rocha da região.

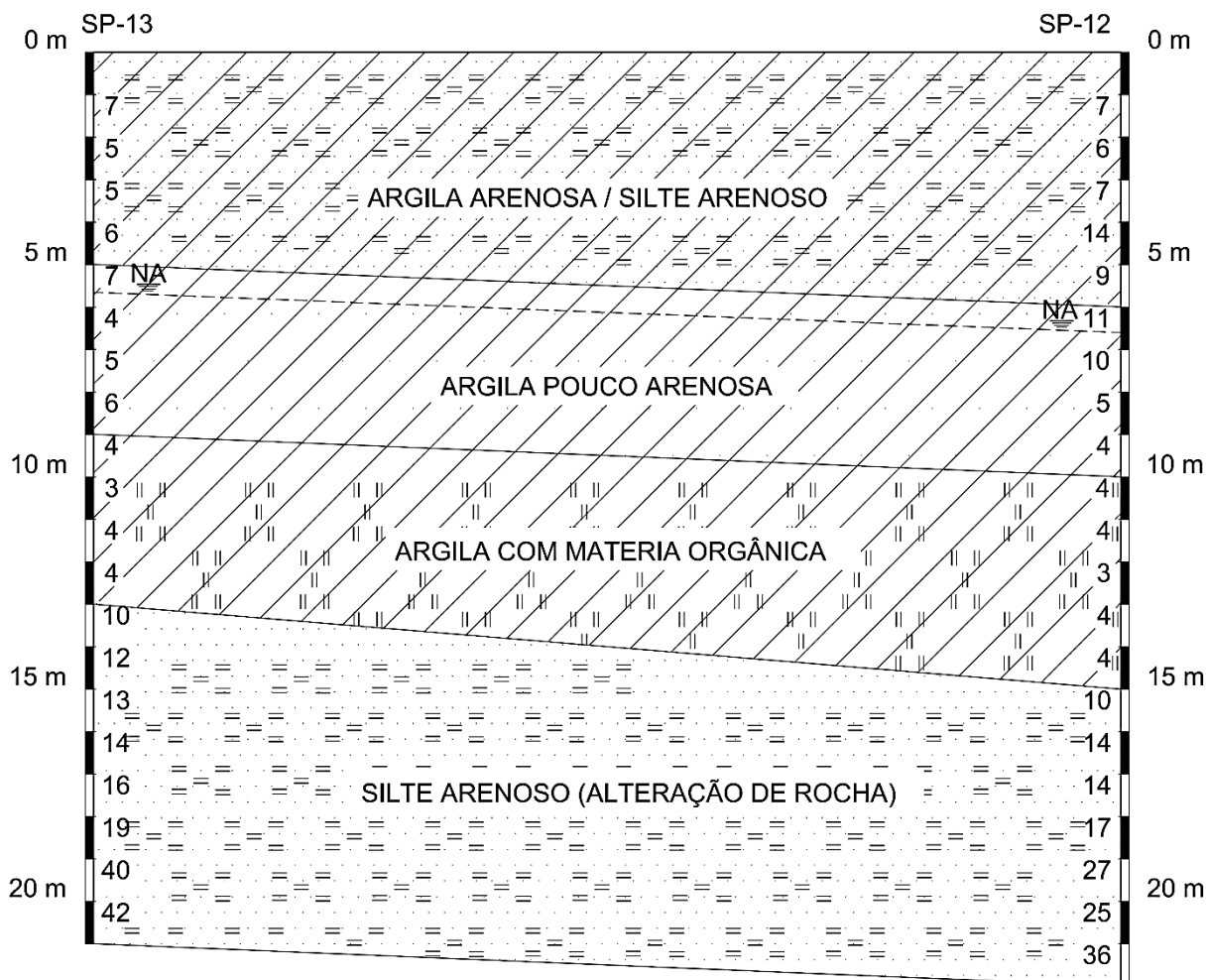


Figura 4.1 – Perfil geológico-geotécnico da região de implantação da fundação da torre.

Avaliando as sondagens SP-12 e SP-13, realizadas no final do período seco de 2005 (setembro), observou NA a 6,50 m de profundidade em relação ao nível do terreno, aproximadamente. Em contrapartida, avaliando-se o furo executado no final do período chuvoso de 2010 (SPT-02), março, observou NA a 4,30 m de profundidade. Portanto são indícios de que o NA varie da ordem de 2,00 m dos períodos secos para os períodos úmidos do ano. O furo SPT-02 indica ainda que o perfil de solo na região possui conformação seguindo o talvegue local, direção leste-oeste com sentido de mergulho para leste conforme já relatado.

4.1.2 Piezocone Penetration Test (CPTU)

A avaliação do ensaio de penetração estática do cone com medição de poropressão, CPTU, permitiu confrontar as informações apresentadas pelas sondagens de simples reconhecimento com as obtidas por este ensaio, cujo boletim é apresentado no Anexo B. Avaliando as informações fornecidas como resultado do ensaio, se observa um perfil semelhante ao apresentado pelas sondagens de simples reconhecimento. O perfil descrito pelo CPTU classifica os materiais transpostos como argila, argila-siltosa ou silte-argiloso nos primeiros 8,00 m. A partir dos 8,00 m de profundidade, pelo ensaio do cone é possível identificar uma camada de aproximadamente 2,00 m de solo fino sensível, o que indica a possibilidade de ser a camada de argila orgânica observada pelas sondagens de simples reconhecimento executadas na região.

Pelo ensaio do cone é possível estimar ainda a resistência a penetração do amostrador padrão, N_{SPT} , de acordo com UBC-1983 – Robertson (1983). Plotando os índices de resistência a penetração dos ensaios SPT-02, SP-12 e SP-13, e os fornecidos pela correlação com o ensaio do cone, observa-se que os índices são próximos, exceto para a profundidade de 3,00 m, em que o índice de resistência reduziu de forma a não representar os encontrados nos ensaios convencionais de SPT, Figura 4.2. Nota-se também, que a partir de onze metros de profundidade o valor encontrado pela correlação aumentou, porém nesta região já se encontra o solo residual de gnaiss, tornando esta condição pertinente conforme valores observados pelas sondagens SP-12 e SP-13 para profundidades maiores.

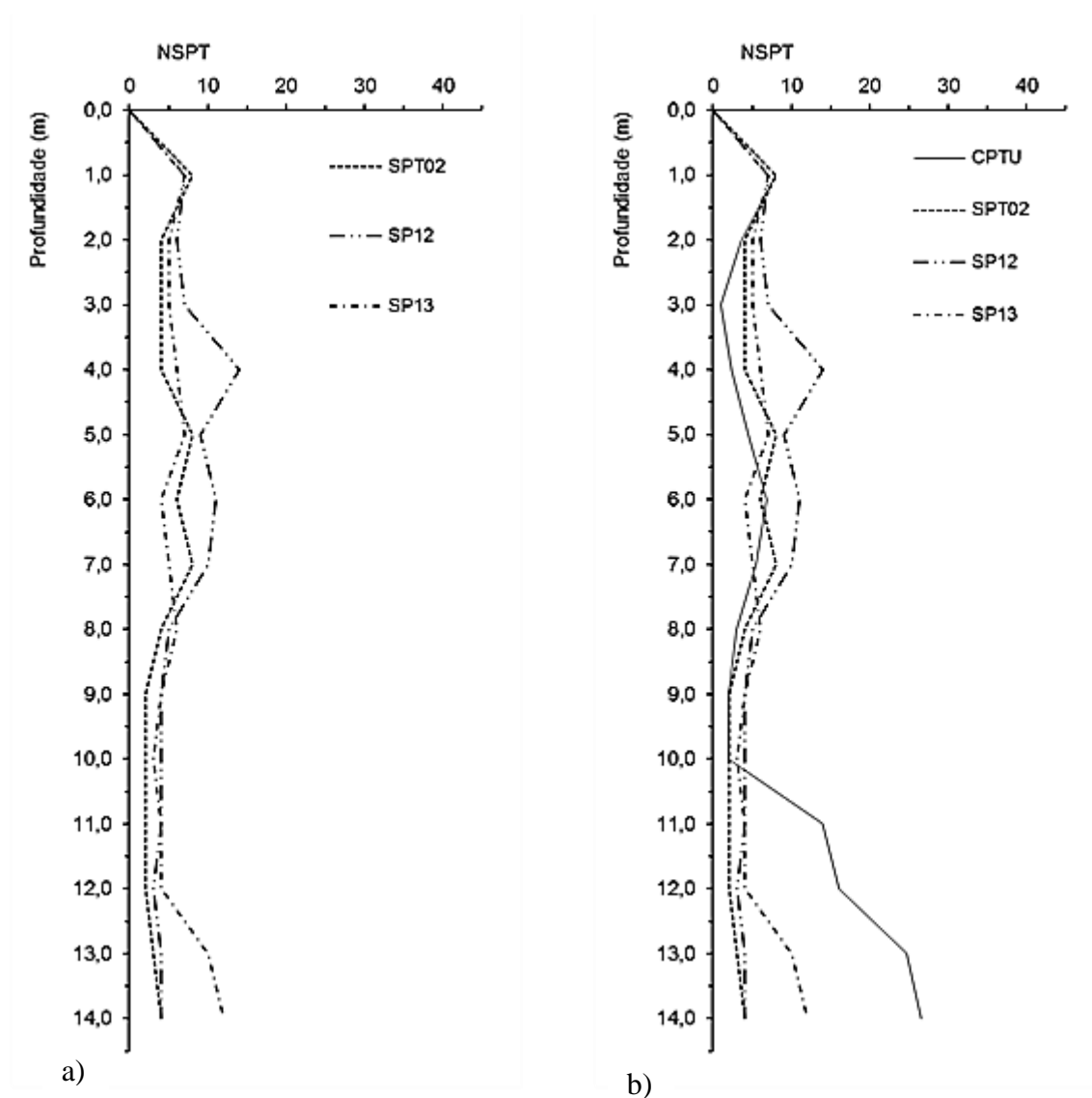


Figura 4.2 – Variação dos N_{SPT} ao longo do perfil. a) N_{SPT} dos ensaios de SPT; b) N_{SPT} dos ensaios de SPT e N_{SPT} por correlação com o ensaio CPTU.

4.2 Ensaios de Laboratório

Os resultados dos ensaios realizados em laboratório são apresentados a seguir. Apresenta-se, primeiramente, os resultados alcançados pelas análises químicas e mineralógicas, bem como as imagens obtidas no MEV e, na sequência, a caracterização completa de laboratório. Posteriormente, são apresentados os resultados decorridos dos ensaios de deformabilidade e resistência, incluindo as discussões derivadas de suas interpretações frente as correlações com os ensaios de campo SPT e CPTU.

4.2.1 Difração de raios-X

Os resultados obtidos nas análises com fluorescência de raios-X identificaram, na amostra de solo coletada a 1,00 m de profundidade pela campanha de 2014, os seguintes elementos com

alta incidência: Silício (Si); Alumínio (Al); Oxigênio (O). Observou-se ainda, porém com incidência média, o elemento Ferro (Fe). Com incidência baixa foram observados os elementos: Titânio (Ti); Potássio (K) e Magnésio (Mg). Todos os elementos citados, exceto o Magnésio (Mg), também foram identificados nos ensaios de microscopia eletrônica de varredura conforme espectro apresentado na Figura 4.4.

A fluorescência identificou ainda, com incidência muito baixa, ou seja, apenas traços, os seguintes elementos: Fósforo (P); Sódio (Na); Zircônio (Zr); Rubídio (Rb); Cálcio (Ca); Manganês (Mn); Cromo (Cr); Níquel (Ni); Cobre (Cu); Zinco (Zn); Enxofre (S); Cério (Ce); e Cloro (Cl).

A difração de raios-X possibilitou identificar as seguintes fases, minerais, presentes na amostra de solo: quartzo (SiO_2); caulinita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$); moscovita ($\text{KAl}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$); e rutilo (TiO_2). A análise semiquantitativa, parte resultante deste ensaio, permitiu inferir, de forma semiquantitativa – variações de até 3% podem ser observadas –, a composição do material avaliado conforme Figura 4.3.

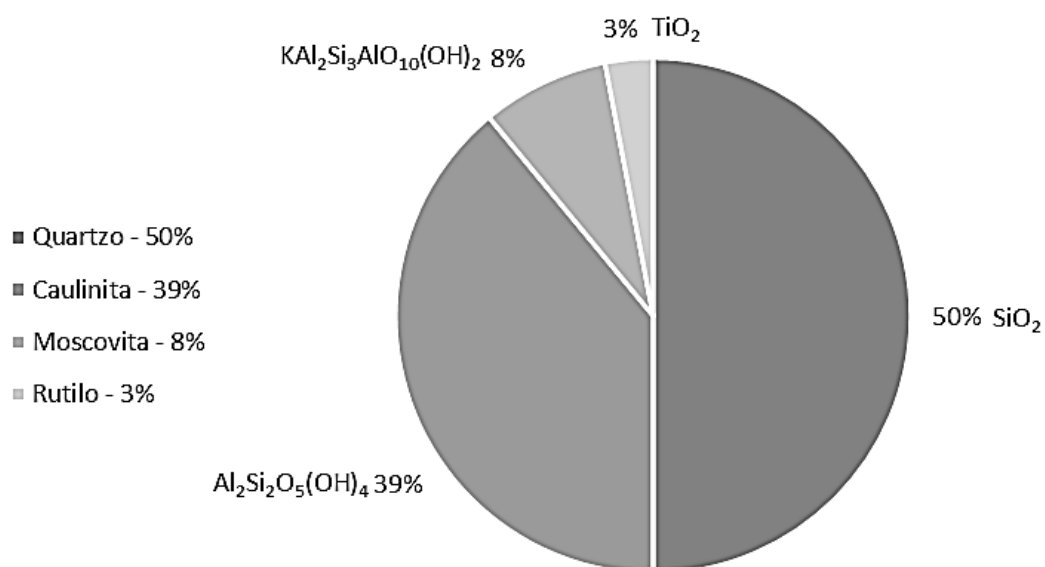


Figura 4.3 – Análise semiquantitativa pela difração de raios-X.

A partir da imagem, nota-se que o solo estudado apresenta predomínio de quartzo e caulinita. O quartzo, mineral abundante na crosta terrestre, possui estrutura trigonal e grau de dureza 7 na escala de Mohs (DANA, 1978). Estas duas características fazem deste mineral um elemento resistente ao intemperismo, conferindo aos solos em que há sua presença elevados ângulos de atrito.

A caulinita, mineral que pode advir da alteração dos silicatos durante o intemperismo químico, possui grau de dureza 2 a 2,5, estrutura monoclinica e clivagem perfeita (DANA, 1978). Estas características, além da forma como geralmente se dispõem nos solos, empilhadas em placas, podem não garantir ângulos de atrito tão elevados quanto os observados para solos com grande presença de quartzo. Entretanto, a sua disposição e formato planar podem influenciar nas forças de superfícies quando na presença de água e sais, o que pode ocasionar, de certo modo, ganhos de resistência nos solos.

Na amostra foram identificados ainda moscovita e rutilito, todavia com percentagens muito inferiores à dos outros dois minerais mais abundantes.

4.2.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) identificou, na amostra de solo coletada a 1,00 m de profundidade pela campanha de 2014, a presença dos seguintes elementos químicos: Silício (Si), Alumínio (Al), Oxigênio (O), Ferro (Fe), Carbono (C), Potássio (K) e Titânio (Ti) conforme espectro apresentado na Figura 4.4.

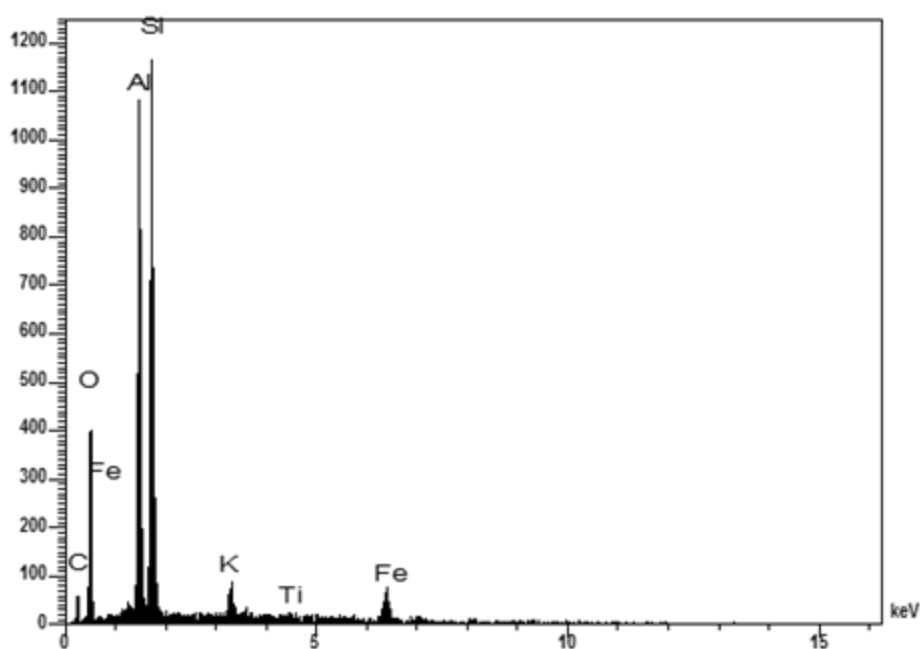


Figura 4.4 – Espectrometria da amostra de solo coletada a 1,00 m de profundidade.

A microscopia permitiu visualizar ainda o tamanho e formato dos grãos que compõe este solo conforme apresentado na Figura 4.5. Observa-se que o material avaliado apresenta granulometria variada e quase sempre arestas subangulosas, indicando que o material já pode ter experimentado algum transporte.

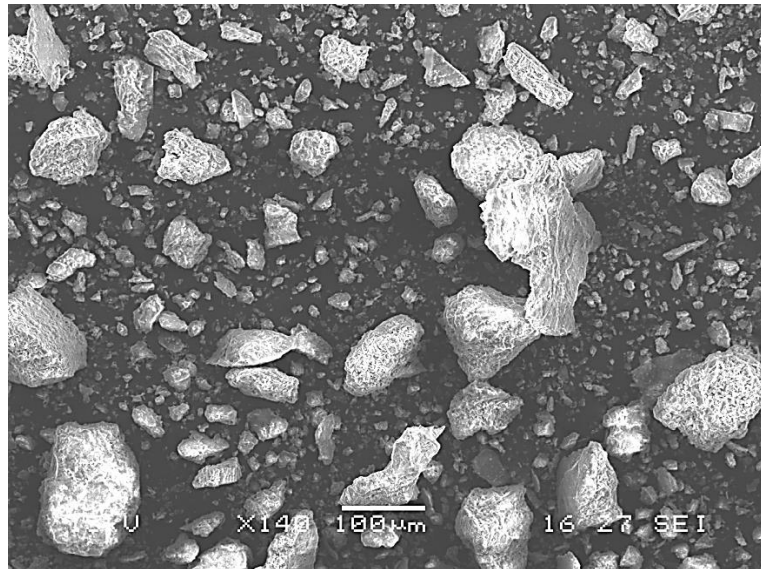


Figura 4.5 – Imagem com aumento de 140x da amostra deformada.

Outras imagens em amostras indeformadas foram realizadas para avaliar o tamanho dos poros e a disposição das partículas na formação deste solo. A sequência de imagens é apresentada na Figura 4.6.

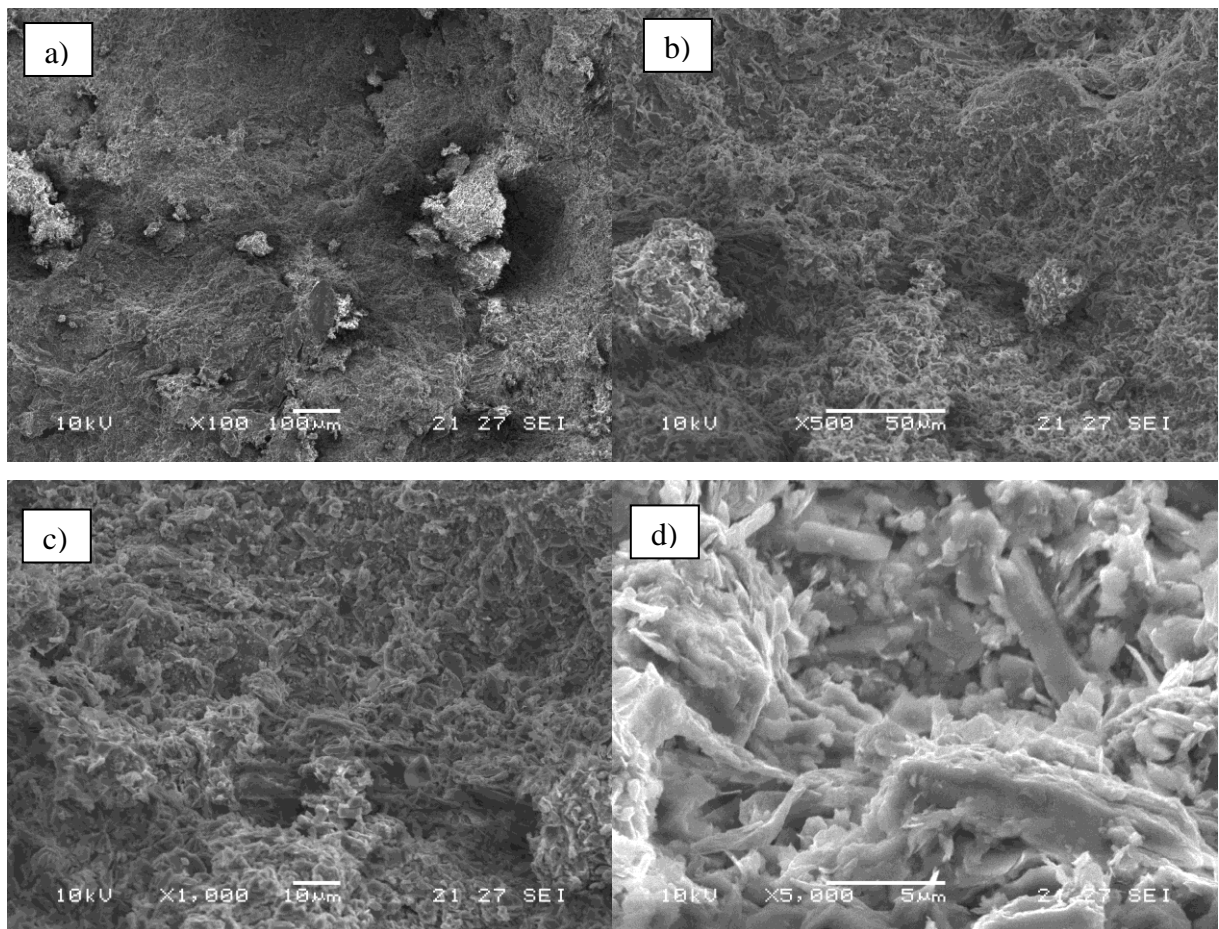


Figura 4.6 – Sequência de imagens na amostra indeformada. a) Aumento de 100x; b) Aumento de 500x; c) Aumento de 1.000x; e d) Aumento de 5.000x.

Na sequência de imagens apresentada não é possível identificar nenhum argilo-mineral. A Figura 4.6d, em que houve um aumento de 5.000x, e cuja escala de referência compreende 5 μ m, pouco superior ao dobro do tamanho da fração argila (2 μ m), sugere que não há considerável presença de grãos do tamanho da fração argila. A disposição dos grãos, caótica até certo ponto, faz com que se observem poros com dimensões variáveis. Também podem ser observados grumos formados pelos grãos mais finos, especialmente na Figura 4.6b, bem como a ocorrência de macro e microporos evidenciados na Figura 4.6c que poderão intervir no seu comportamento quando não saturado.

Pela espectrometria, o mineral que apresentou maior pico, Silício (Si), pode ser o mineral mais abundante na amostra, como informação confirmada pela difração de raios-X.

4.2.3 Caracterização Completa

A caracterização completa das amostras coletadas possibilitou obter os teores de umidade (w), os pesos específicos naturais (γ_n), os pesos específicos secos (γ_d), a relação das massas específicas dos sólidos como a massa específica da água (G_s), os índices de vazios (e), as porosidades (n) e os graus de saturação (S) para as amostras coletadas em 2010 e 2014, conforme apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Índices físicos das amostras.

Profundidade (m)	Índices Físicos						
	w (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	G_s	e	n (%)	S (%)
1,00 ¹	17,8	16,50	14,00	2,603	0,85	45,94	53,89
1,00 ²	14,9	-	-	2,600	-	-	-
2,00 ²	10,1	16,78	14,94	2,602	0,71	41,52	37,32
3,00 ²	24,3	17,37	13,69	2,612	0,87	46,52	73,62

Nota: ¹ Amostra coletada em 2014; ² Amostra coletada em 2010.

Pelo exposto na Tabela 4.1 observa-se que os índices físicos não apresentam variações significativas com a profundidade.

As granulometrias conjuntas determinam as dimensões equivalentes dos grãos e suas respectivas percentagens de ocorrência. As granulometrias dos materiais ensaiados, com e sem defloculante, são apresentadas na Figura 4.7.

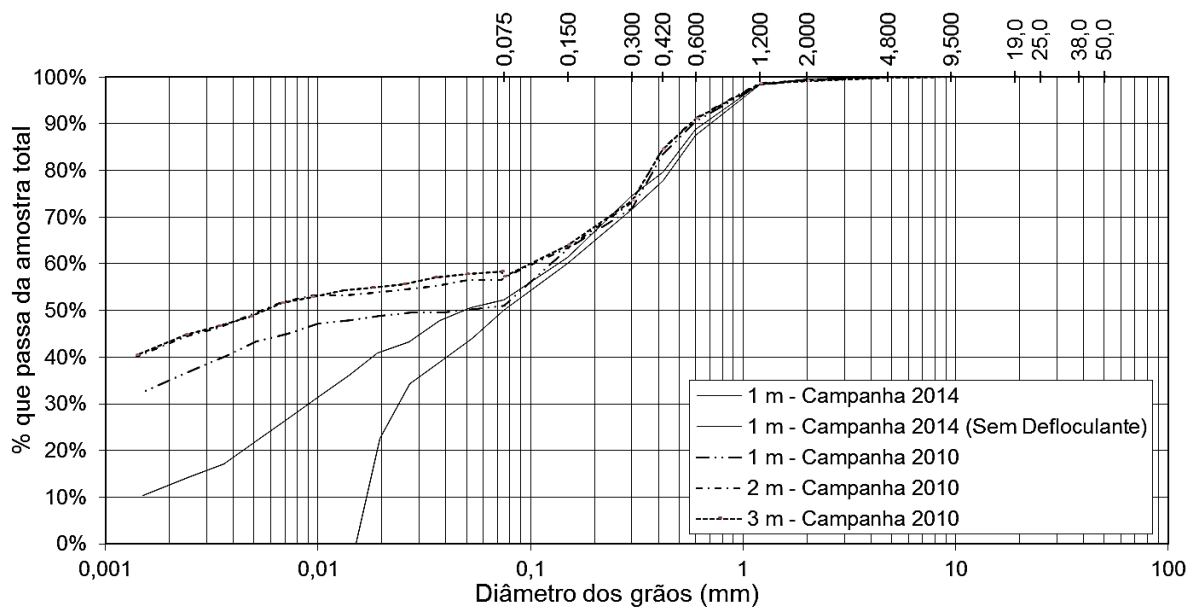


Figura 4.7 – Curvas granulométricas.

Pode-se observar que os materiais apresentaram curvas granulométricas semelhantes relativo ao peneiramento, divergindo, no entanto, em relação aos resultados de sedimentação. A divergência observada corrobora a classificação táctil visual apresentada pelas sondagens de simples reconhecimento e o ensaio CPTU, sendo os materiais nas primeiras profundidades classificados como argilo-arenosos a silte-arenosos. A diferença observada nas percentagem da fração fina, trecho da curva referente ao ensaio de sedimentação, para os ensaios transcorridos com e sem defloculante, já era esperada, visto que a microscopia eletrônica de varredura identificou presença de macroporos no material avaliado, o que indica formação de grumos no solo.

Os limites de consistência, conhecidos internacionalmente como Limites de *Atterberg*, são apresentados, junto com as percentagens granulométricas e o índice de atividade das argilas (IA) – relação entre o índice de plasticidade (IP) e a percentagem de grãos menores que 2 μm – na Tabela 4.2. Estes parâmetros são úteis para antever o comportamento de solos em que a parcela de material fino é relevante – geralmente mais que 50% passante na peneira de n° 200 (0,075 mm), porém com exceções como nos materiais em que pequena percentagem de argilo-minerais do tipo montmorilonita já conferem ao solo elevados índices de consistência. O limite de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP), diferença entre o LL e o limite de plasticidade (LP), podem ser úteis para classificar os materiais mediante a deformabilidade conforme carta de plasticidade proposta por Casagrande (1948), Figura 4.8.

Tabela 4.2 – Granulometria e Limites de Consistência.

Profundidade (m)	Granulometria, Limites de Consistência e Atividade das Argilas				
	Granulometria (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IA
1,00 ¹	Pedregulho	1			
	Areia	49	36	NP	-
	Silte	35			
	Argila	15			
1,00 ²	Pedregulho	1			
	Areia	48	44	26	18
	Silte	16			
	Argila	35			
2,00 ²	Pedregulho	1			
	Areia	42	47,5	26	21,5
	Silte	14			
	Argila	43			
3,00 ²	Pedregulho	1			
	Areia	41	52	30	22
	Silte	14			
	Argila	44			

Nota: ¹ Amostra coletada em 2014; ² Amostra coletada em 2010.

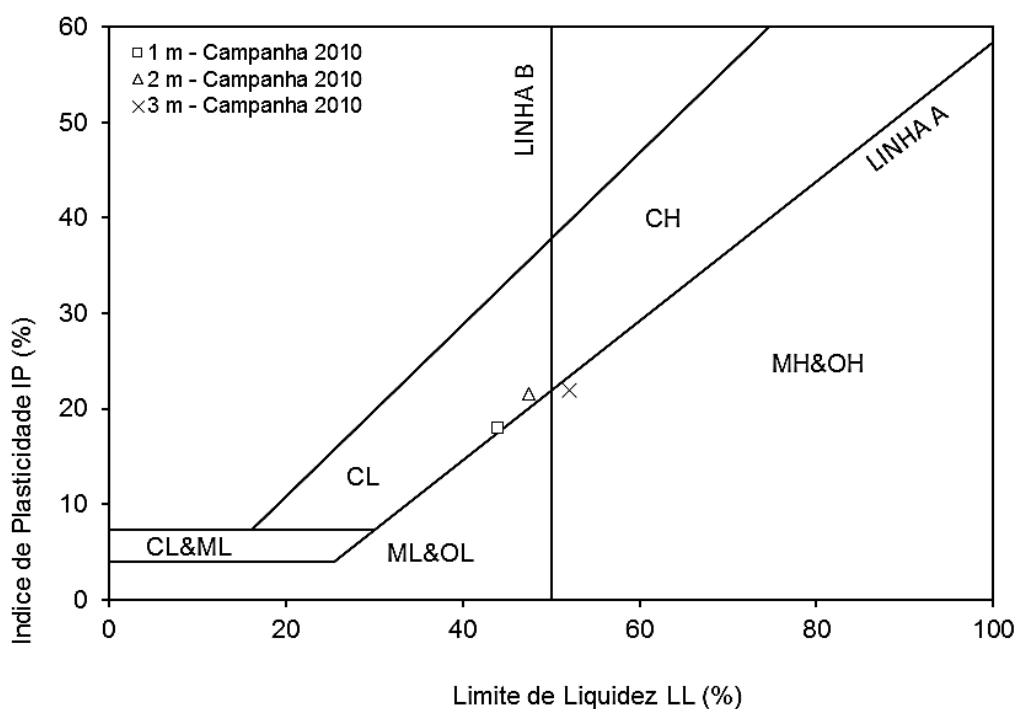


Figura 4.8 – Carta de Plasticidade.

Observa-se, com base na carta de plasticidade, que os pontos plotados situam-se próximos entre si. No entanto, os materiais coletados a 1,00 e 2,00 m de profundidade estão localizados do lado esquerdo da linha vertical que separa o gráfico em duas partes. Esta linha, denominada Linha B (LL=50%), divide os materiais de alta compressibilidade dos materiais de baixa compressibilidade conforme proposição de Casagrande (1948). Desta forma, há indícios de que os materiais coletados a 1,00 e 2,00 m são de baixa compressibilidade, enquanto que o material coletado a 3,00 m de profundidade possa ser de alta compressibilidade.

Pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), que se utiliza, entre outros, da carta de plasticidade para classificar os materiais, os solos coletados a 1,00 e 2,00 m de profundidade podem ser classificados como argila de baixa plasticidade (CL) ou silte de baixa plasticidade (ML) por estarem bem próximos da linha que divide as argilas dos siltes de baixa plasticidade – linha A e que é descrita pela equação: $IP=0,73(LL\%-20)$. Já o material coletado a 3,00 m de profundidade é classificado como um silte de alta plasticidade, porém também devido à proximidade com as linhas A e B pode ser, talvez, uma argila de alta ou baixa plasticidade (CH e CL).

Com relação ao IA das argilas, os materiais ensaiados podem ser considerados inativos, uma vez que, segundo Skempton (1953) apud Vargas (1977), valores inferiores a 0,75 já conferem ao material características de não atividade.

Tendo como referência as análises químicas e mineralógicas já apresentadas, cujos resultados indicaram a presença, preferencialmente, de quartzo e caulinita no solo estudado, sendo o quartzo em quantidade predominante, compreende, assim sendo, os resultados alcançados pelos ensaios de limite de consistência e índice de atividade realizados no material. Segundo Vargas (1977), a plasticidade, de uma forma geral, depende da espécie mineralógica presente no solo, do teor de umidade e de suas propriedades coloidais. Ensaio conduzidos nos Estados Unidos da América (EUA) identificaram três grupos mineralógicos que lá ocorrem com maior frequência: caulinitas; ilitas; e montmorilonitas. Ainda segundo o autor, na mesma ordem em que estes grupos foram apresentados, estes crescem em plasticidade sendo a caulinita a menos plástica.

4.2.4 Adensamento

Os ensaios de adensamento foram realizados para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade pela campanha de 2014, com e sem inundação, e com inundação a 50 kPa, conforme

apresentado na metodologia do trabalho. As situações com e sem inundação buscaram avaliar possíveis altera es nos parâmetros de compressibilidade da primeira camada do perfil de solo da região, classificada como silto arenosa. A Tabela 4.3 apresenta as tensões de pré-adensamento (σ'_{pa}), os coeficientes de recompressão (Cr), compressão (Cc) e descompressão (Cd), assim como o módulo oedométrico (Cv) e a permeabilidade (k) para o carregamento de 100 kPa para os ensaios nas condi es descritas.

Tabela 4.3 – Parâmetros do ensaio de adensamento

Profundidade (m) / Condi�o	Tensão de Pré-adensamento e Parâmetros do Ensaio					
	σ'_{pa} (kPa)	Cr	Cc	Cd	Cv (m ² /s) 100 kPa	k (m/s) 100 kPa
1,00 / Inundado	100,00	0,09	0,29	0,05	$1,07 \times 10^{-7}$	$7,07 \times 10^{-9}$
1,00 / Umidade Higroscópica	150,00 / 190,00	0,04	0,14	0,03	$1,35 \times 10^{-6}$	-

Os dados apresentados demonstram que a tensão de pré-adensamento se alterou frente as diferentes condi es de contorno de realiza o do ensaio, inundado e umidade higroscópica. Na condi o inundada identificou-se um valor de tensão de pré-adensamento de 100 kPa pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva, enquanto que para o ensaio conduzido na umidade higroscópica estes valores variaram entre 150 kPa e 190 kPa. O valor de 150 kPa foi observado utilizando o método de Casagrande e o de 190 kPa pelo método de Pacheco Silva.

Dados apresentados por Komori et al. (2014), para avaliar a varia o dos parâmetros de deformabilidade de um solo de Londrina (PR), indicaram que a tensão de pré-adensamento obtida pelo ensaio na condi o inundada e sem inunda o podem apresentar valores distintos. Os ensaios transcorridos sem a inunda o apresentaram, quase sempre, valores de tensão de pré-adensamento superiores aos encontrados para o ensaio conduzido de maneira inundada.

Entretanto, avaliando os índices físicos das amostras ensaiadas por Komori et al. (2014), nota-se que os ensaios na condi o não inundada foram conduzidos com satura es próximas de 50% que, nos valores mais extremos das tensões de pré-adensamento, apresentam valores até 45% superiores aos observados nos ensaios inundados.

Assim sendo, a diferença de 50% e 90% no valor da tensão de pré-adensamento da condi o inundada para a condi o de umidade higroscópica pode ocorrer dado que outros materiais já apresentaram varia es para altera es ainda inferiores nos graus de satura o. Esta condi o pode estar associada a possibilidade da ocorrência de colapso no material. Como será

apresentado adiante, o material se mostrou colapsível com base na metodologia proposta por Vargas (1977). Ainda segundo Vargas (1977), esta condição também é associada ao ressecamento das amostras, introduzindo nelas uma pressão de pré-adensamento maior que a natural.

Os parâmetros de deformabilidade sofreram alterações para as duas condições. O material se mostrou mais compressível no ensaio inundado. Os parâmetros de deformabilidade observados neste caso foram, em média, duas vezes (2x) superiores aos observados no ensaio conduzido na umidade higroscópica. Os módulos odométricos também variaram, sendo o da umidade higroscópica maior. Sendo assim, há indícios de que o material possa ser duas vezes (2x) mais compressível se estiver na condição inundada. Este fato pode estar relacionado ao ganho de resistência do material pela sucção, característica de solos não saturados. Outro aspecto que pode ter influenciado é o colapso deste solo pela inundação – variação do índice de vazios pela inundação sem acréscimo de tensão.

A Figura 4.9 apresenta os gráficos com as variações de índices de vazios e as tensões efetivas aplicadas em escala logarítmica, de onde foram retirados os parâmetros apresentados anteriormente.

Observa-se que o material se comporta de forma distinta dependendo do nível de tensões que está submetido e a condição de saturação em que se encontra. Quando as tensões estão abaixo da tensão de pré-adensamento, o solo apresenta pequenas deformações e praticamente reversíveis, como o esperado, demonstrando baixo nível de amolgamento da amostra. Fato comprovado pela proximidade entre os valores dos coeficientes C_r e C_d . Assim sendo, para baixas tensões, o material estudado tende a ter comportamento praticamente elástico, enquanto que para tensões acima da tensão de pré-adensamento o material deforma-se de maneira plástica não sendo possível reverter parte das deformações, como observa Velloso et al. (1998). A evidência deste fato pode ser observada pela diferença na ordem de grandeza dos índices C_c com C_r e C_d .

A avaliação da colapsividade, analisada quantitativamente segundo metodologia de Vargas (1977), indicou que o material é colapsível para tensões superiores a 50 kPa. Conforme apresentado na Figura 4.10a, em que são apresentadas as variações dos índices de vazios com as tensões aplicadas para os ensaios conduzidos com inundação e umidade higroscópica, sendo a curva referente a umidade higroscópica normalizada para o mesmo índice de vazios inicial do ensaio inundado, a fim de possibilitar as comparações realizadas, verificam-se índices de

colapsividade (i^4) – variações relativas nos índices de vazios – sempre superiores a 0,02, Figura 4.10b, o que indica o colapso conforme sugestão de Vargas (1977). Observa-se ainda, que quanto maior é a tensão aplicada, maior é a variação dos vazios. Na tensão de 800 kPa, por exemplo, o índice de colapsividade chega a 0,13 aproximadamente. Valor seis vezes (6x) superior ao sugerido por Vargas (1977) para indicar que o material é colapsível, Figura 4.10b.

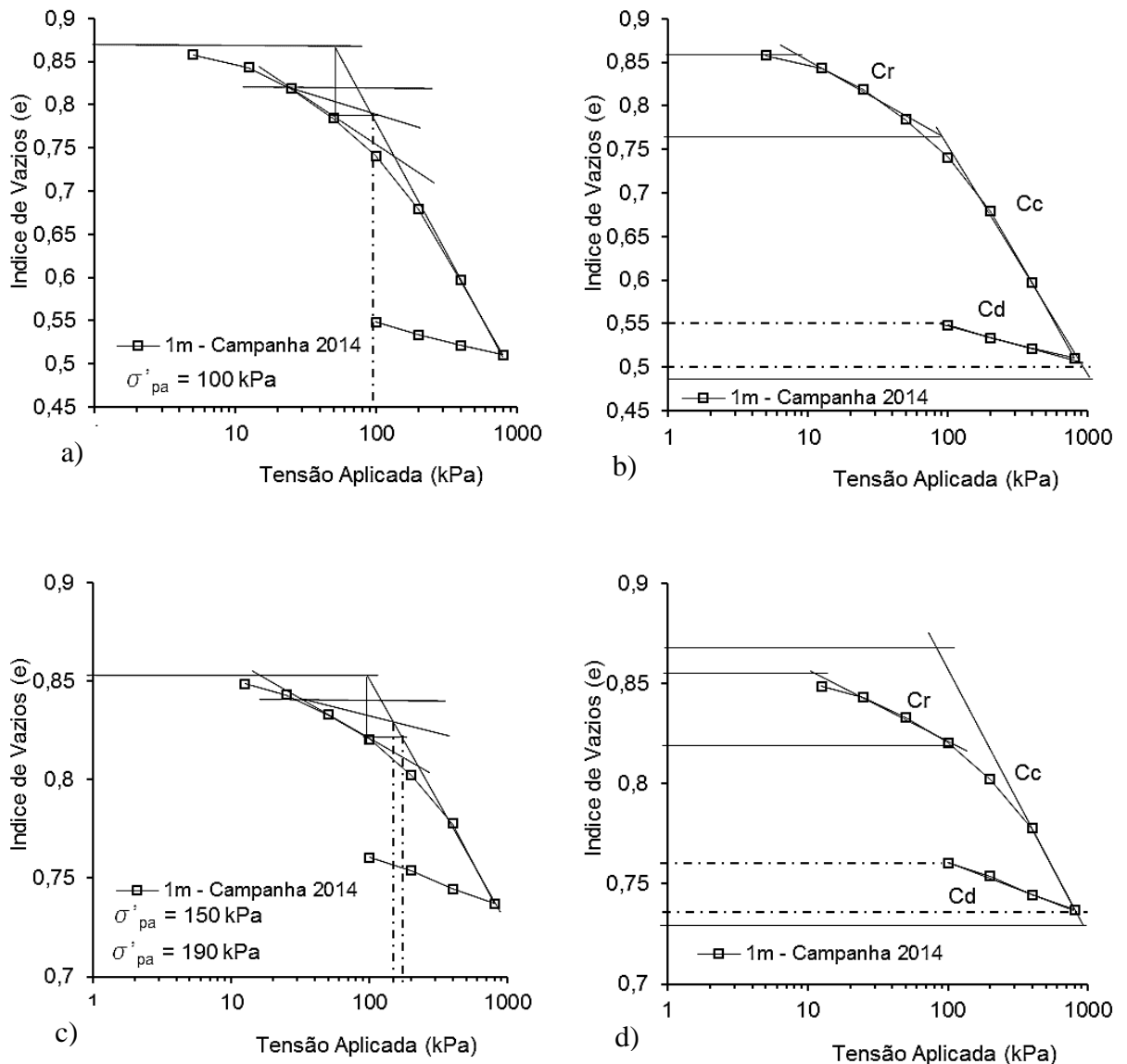


Figura 4.9 – Ensaio de adensamento a) Tensão de pré-adensamento por Casagrande e Pacheco Silva (amostra inundada); b) Parâmetros de compressibilidade (amostra inundada); c) Tensão de pré-adensamento por Casagrande e Pacheco Silva (amostra umidade higroscópica); d) Parâmetros de compressibilidade (amostra umidade higroscópica).

⁴ $i = \Delta e / (1 + e_0)$

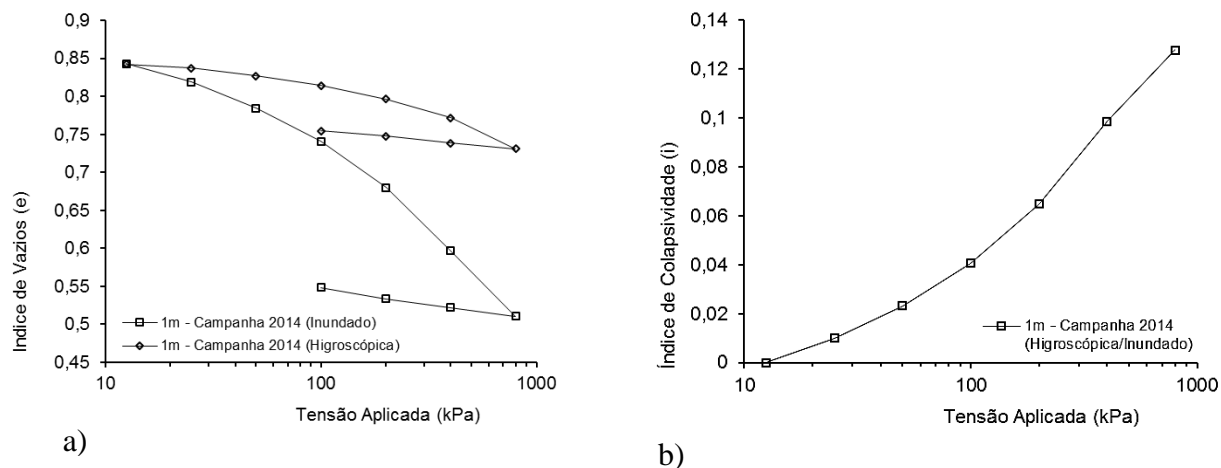


Figura 4.10 – Colapsividade do material. a) Curvas de adensamento na condição inundada e de umidade higroscópica; b) Variação no índice de colapsividade com a tensão aplicada.

Entretanto, cabe mencionar desde já, que a avaliação do colapso anteriormente apresentada foi realizada considerando uma adaptação na metodologia original proposta por Vargas (1977). Segundo Vargas (1977), o ensaio para verificar o colapso se inicia sem a inundação, sendo a amostra inundada apenas na tensão em que se busca avaliar a ocorrência do colapso. Deste ponto em diante, na metodologia proposta por Vargas (1977), o ensaio transcorre com a amostra inundada até o final. Todavia, a avaliação apresentada considerou a análise de ensaios transcorridos com inundação e sem inundação, umidade higroscópica, durante todo o processo.

Assim sendo, para a efetiva confirmação da possibilidade de colapso, executou-se o ensaio de adensamento com inundação na tensão de 50 kPa. O referido ensaio, conforme esperado, também indicou a ocorrência do colapso como já havia demonstrado as avaliações preliminares realizadas com as curvas de ensaio para a umidade higroscópica e total inundação. A Figura 4.11 apresenta as variações de índice de vazios da amostra com as tensões normais efetivas aplicadas no ensaio com inundação a 50 kPa.

Pelo exposto, observa-se que a amostra, conforme metodologia original de Vargas (1977), indica variação abrupta no índice de vazios quando da inundação para 50 kPa. A variação observada, $i=0,08$, é superior ao estabelecido como indicativo para a possibilidade de colapso conforme definição de Vargas (1977). Menciona-se ainda, que o índice de colapsividade observado para a inundação a 50 kPa foi superior ao observado comparando as curvas dos ensaios transcorridos na umidade higroscópica e com total inundação. Tal fato, confirma a colapsividade do material. Contudo, cabe mencionar que a amostra foi previamente seca ao ar

até a umidade higroscópica antes do início de cada ensaio, o que também pode ter influenciado no resultado alcançado.

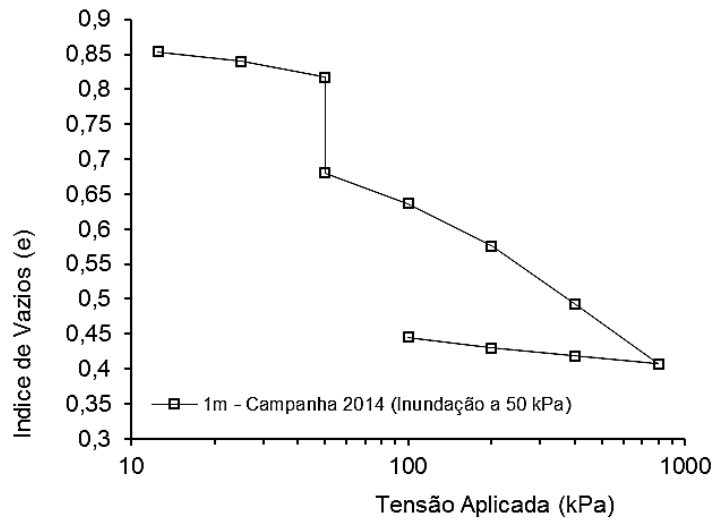


Figura 4.11 – Ensaio de adensamento com inundação na tensão de 50 kPa.

Do ensaio transcorrido com inundação desde o início, foi possível inferir, ainda, os coeficientes de permeabilidade para as diferentes tensões aplicadas, Figura 4.12.

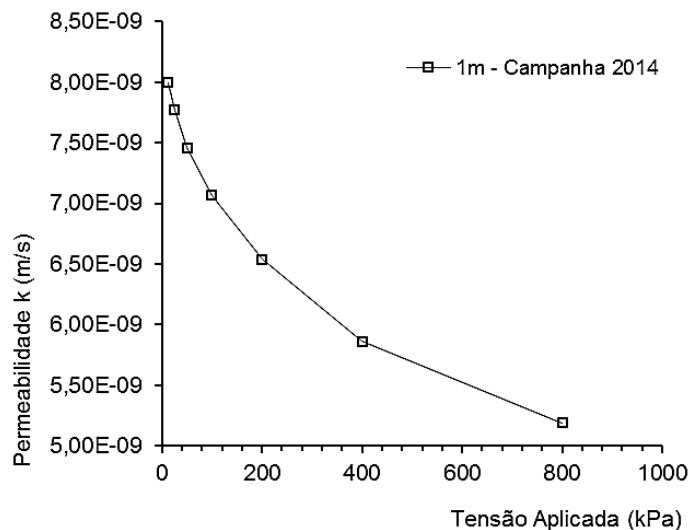


Figura 4.12 – Variação da permeabilidade com a tensão aplicada.

Diante do exposto, observa que o material tende a reduzir sua permeabilidade para tensões mais elevadas, o que era de se esperar. Nos extremos do ensaio se observa uma variação próxima de duas vezes (2x). Para Pinto (2000), permeabilidades da ordem de 10^{-9} m/s são encontradas em materiais classificados como siltes, o que confirma o identificado pela caracterização.

4.2.5 Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto (CD) foram conduzidos em amostras saturadas por inundação ($S=90\%$) e na umidade higroscópica ($S=7\%$) para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade pela campanha de 2014. A Figura 4.13 apresenta os gráficos com as variações da tensão cisalhante e altura dos corpos de prova frente o deslocamento lateral imposto pela caixa de cisalhamento durante o ensaio.

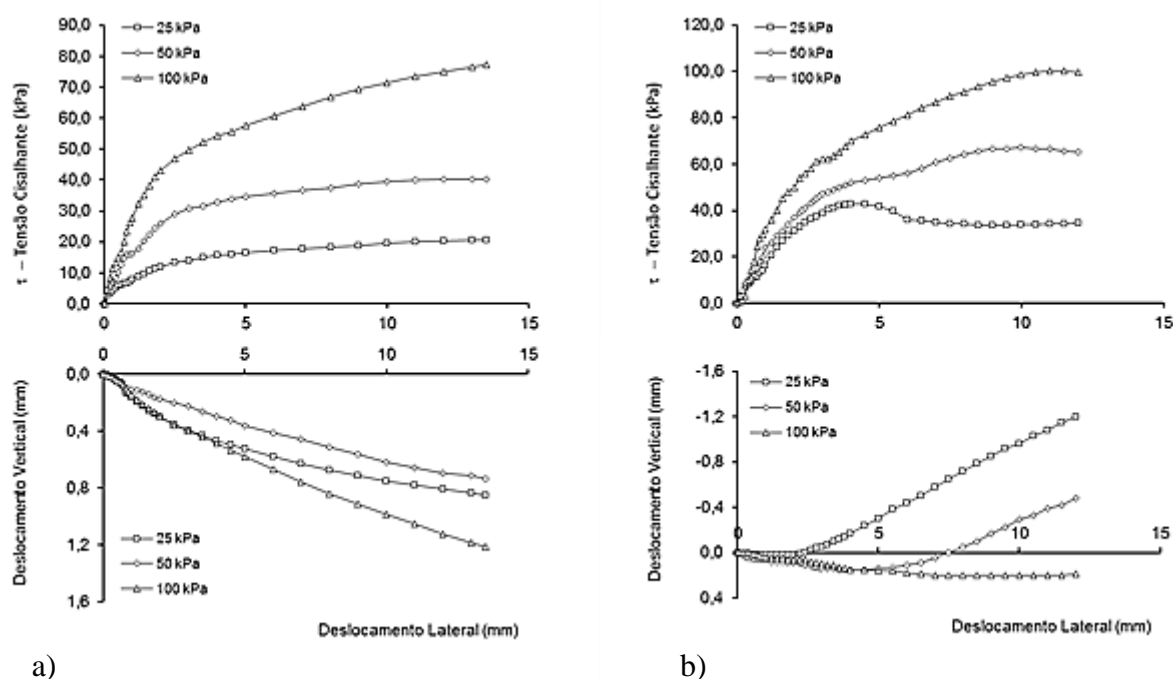


Figura 4.13 – Ensaio Cisalhamento Direto. a) Inundado; b) Umidade Higroscópica.

Pode-se observar, pelas curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento lateral e deslocamento vertical *versus* deslocamento lateral, que os ensaios transcorridos com tensões normais de 25 kPa e 50 kPa para a umidade higroscópica apresentam pico e/ou dilatação dos CPs, comportamento típico de materiais pré-adensados. O comportamento observado corrobora que a tensão de pré-adensamento é superior a 50 kPa, assim como encontrado no ensaio de adensamento. Para o ensaio conduzido na amostra inundada tal comportamento não foi observado. Tal fato pode estar associado a colapsividade do solo durante a saturação, uma vez que a variação do índice de vazios observada da condição de umidade higroscópica para a inundada evidenciou a ocorrência de colapso, conforme metodologia apresentada por Vargas (1977). Os parâmetros de compressibilidade apresentados pelos ensaios de adensamento unidimensional já indicavam esta possibilidade. Segundo dados apresentados por Benatti

(2010), o colapso é típico de materiais coluvionares, condição possivelmente encontrada no local da pesquisa conforme apresentado no item 3.3.

4.2.6 Ensaios Triaxiais

Dos ensaios triaxiais foram obtidos os parâmetros de deformabilidade conforme modelo hiperbólico proposto por Duncan & Chang (1970, 1980) e de resistência de Mohr-Coulomb, conforme apresentado adiante.

4.2.6.1 Amostras coletadas a 2,00 m (Campanha de 2010)

O ensaio conduzido de forma drenada (CID) possibilitou, por meio da interpretação das curvas de tensão *versus* deformação axial e deformação volumétrica *versus* deformação axial, a obtenção dos parâmetros do modelo elástico não linear proposto por Duncan & Chang (1970, 1980).

Nas Figura 4.14 e Figura 4.15 são apresentadas as curvas obtidas no ensaio triaxial CID e as curvas modeladas segundo proposta de Duncan & Chang (1970, 1980). Avaliando os resultados, se observa que o modelo hiperbólico apresenta similaridade com os comportamentos identificados nos ensaios para tensões confinantes de 50 kPa e 400 kPa. Para a tensão confinante de 150 kPa, o ensaio e o modelo destoaram. Esta constatação ocorre pelo fato da curva para tensão confinante de 150 kPa apresentar um ligeiro pico, o que o modelo é incapaz de representar. Apesar do descolamento observado, há sinais de que o modelo possa ser capaz de representar o comportamento deste solo, dado que para as tensões de 50 kPa e 400 kPa há similaridade nas curvas. A ocorrência da discrepância observada, para a tensão confinante de 150 kPa, pode estar associada a extração de um CP em condições diferentes dos demais, fato passível de ocorrer quando os ensaios são conduzidos em amostras moldadas pela extração de corpos de prova de blocos indeformados coletados em campo ou mesmo pela variação da razão de pré-adensamento.

Na Tabela 4.4 são apresentados os parâmetros do modelo hiperbólico. Para detalhes da obtenção destes parâmetros, ver Apêndice B.1.

Tabela 4.4 – Parâmetros do Modelo Hiperbólico – Amostra 2,00 m

Profundidade (m)	Parâmetros Modelo Hiperbólico				
	K (kPa)	n	Rf	K _b (kPa)	m
2,00	129,13	0,35	0,94	65,81	0,35

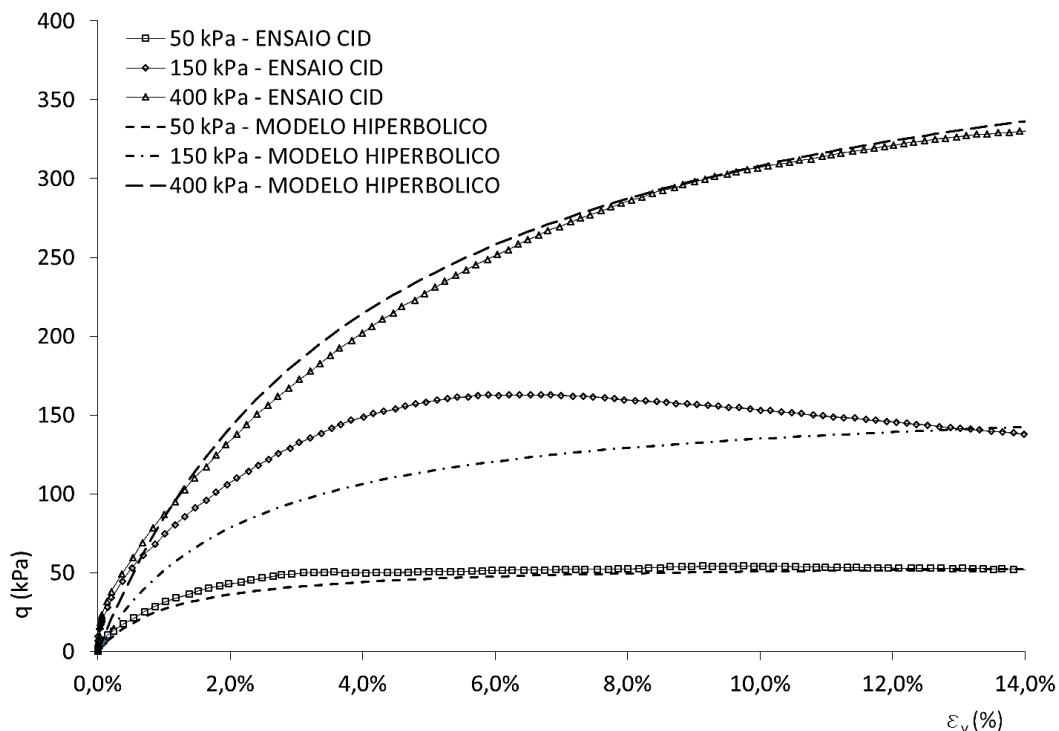


Figura 4.14 – Tensão deformação ensaio e modelo hiperbólico – Amostra de 2,00 m.

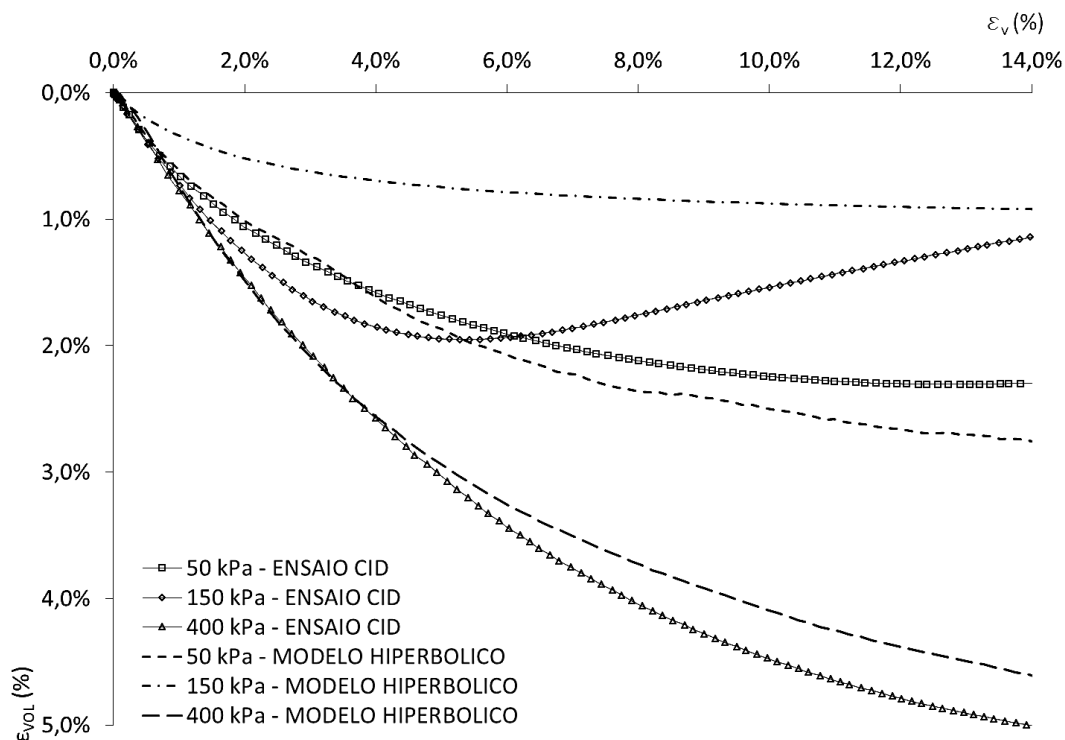


Figura 4.15 – Variação volumétrica ensaio e modelo hiperbólico – Amostra de 2,00 m.

Segundo Duncan et al. (1980), os parâmetros do modelo hiperbólico variam de acordo com o tipo de solo e as condições de ensaio. Ainda segundo os autores, é importante realizar um julgamento dos valores obtidos, com os apresentados pela literatura, para solos semelhantes e ensaiados nas mesmas condições de contorno. Duncan et al. (1980) apresentam uma coletânea destes parâmetros para diversos tipos de solo e ensaiados sob condições distintas. Segundo Casagrande & Hirschfeld (1962) apud Duncan et al. (1980) para um solo com características semelhantes ao estudado (CL , $D_{60} = 0,037$ mm, $D_{30} = 0,006$ mm, $LL = 34\%$, $IP = 19\%$, $c' = 26$ kPa, $\phi' = 31^\circ$) e ensaiado sob tensões de confinamento variando de 50 kPa a 800 kPa os parâmetros do modelo hiperbólico são os apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Parâmetros do ensaio e da literatura (DUNCAN ET AL., 1980)

Material	Parâmetros Modelo Hiperbólico				
	K (kPa)	n	Rf	K_b (kPa)	m
2,00 (Ensaio)	129,13	0,35	0,94	65,81	0,35
CL (Literatura)	130	0,59	0,72	45,00	0,59

Confrontando os parâmetros encontrados pela interpretação do ensaio e os valores apresentados pela literatura para um material semelhante há confirmação dos valores obtidos. Desta forma, deduz que os parâmetros obtidos da interpretação dos ensaios são semelhantes ou estão dentro dos valores apresentados na literatura. Entretanto, apenas isto não garante que a semelhança observada avalize sua total representatividade.

4.2.6.2 Amostras coletadas a 3,00 m (Campanha 2010)

Assim como para as amostras coletadas a 2,00 m de profundidade, foram obtidos os parâmetros de deformabilidade para as amostras coletadas a 3,00 m. Nas Figura 4.16 e Figura 4.17 são apresentadas as curvas tensão *versus* deformação, e deformação axial *versus* deformação volumétrica, obtidas no ensaio triaxial CID. Ademais, plotou-se ainda as curvas modeladas conforme proposta de Duncan & Chang (1970, 1980) para avaliação e validação do modelo.

Avaliando o apresentado, identifica-se que o modelo hiperbólico possui proximidade dos comportamentos observados nos ensaios para tensões confinantes de 150 kPa e 400 kPa. Para a tensão confinante de 50 kPa, o ensaio e o modelo destoaram. Apesar dos descolamentos observados, há indícios de que o modelo possa ser capaz de representar o comportamento deste solo assim como para o material coletado a 2,00 m de profundidade.

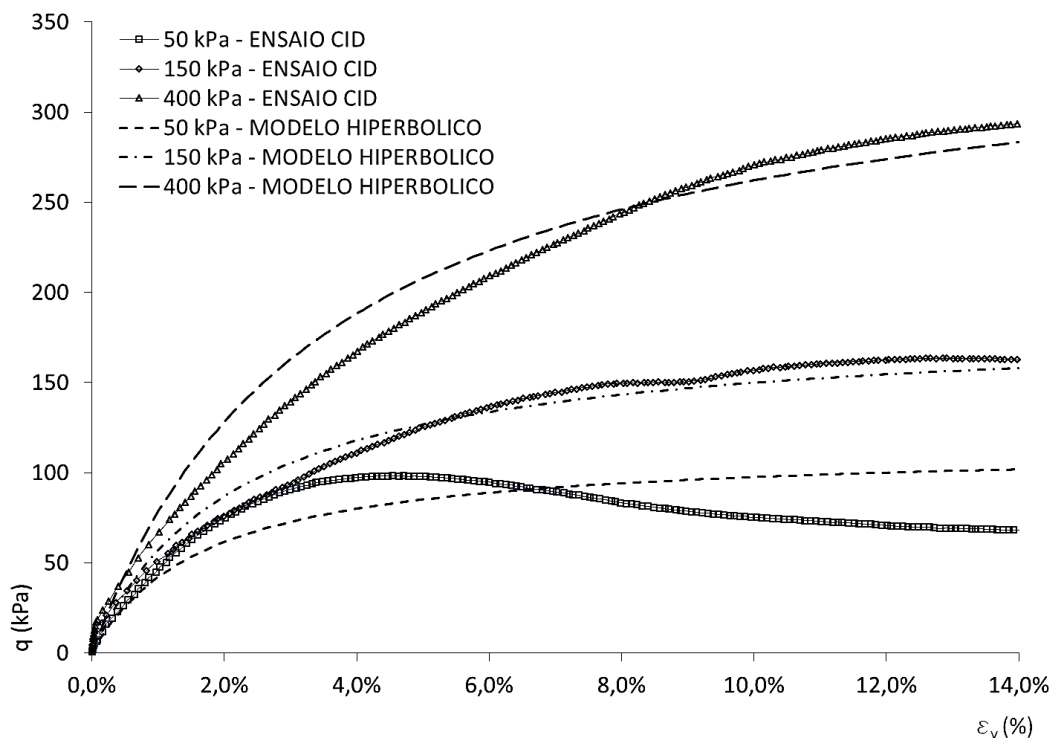


Figura 4.16 – Tensão deformação ensaio e modelo hiperbólico – Amostra 3,00 m.

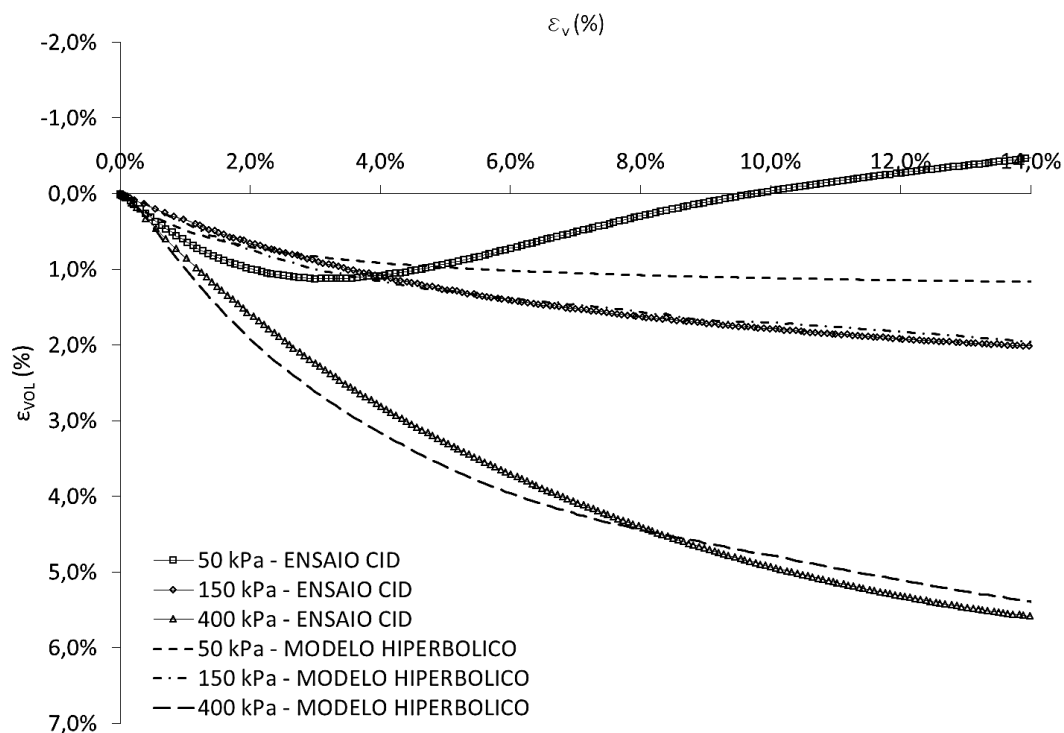


Figura 4.17 – Variação volumétrica ensaio e modelo hiperbólico – Amostra 3,00 m.

Na Tabela 4.6 são apresentados os parâmetros do modelo hiperbólico cujos detalhes de obtenção são apresentados no Apêndice B.2.

Tabela 4.6 – Parâmetros do Modelo Hiperbólico

Profundidade (m)	Parâmetros Modelo Hiperbólico				
	K (kPa)	n	Rf	K _b (kPa)	m
3,00	151,01	0,20	0,83	81,71	0

Assim como para a amostra coletada a 2,00 m de profundidade, avaliou se os parâmetros obtidos pelo ensaio condiziam com os reportados pela literatura. Segundo o *Corps of Engineers* (1961) apud Duncan et al. (1980), para um solo com características semelhantes ao estudado (CL, $D_{60} = 0,085$ mm, $D_{30} = 0,004$ mm, LL = 29%, IP = 16%, $c' = 84$ kPa, $\phi' = 22^\circ$), e ensaiados sob tensões de confinamento variando de 50 kPa a 600 kPa, os parâmetros do modelo hiperbólico são os apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Parâmetros da literatura para material semelhante (DUNCAN ET AL., 1980)

Material	Parâmetros Modelo Hiperbólico				
	K (kPa)	n	Rf	K _b (kPa)	m
3,00 (Ensaio)	151,01	0,20	0,83	81,71	0
CL (Literatura)	160	0,34	0,78	-	-

Assim como para a amostra coletada a 2,00 m, os valores obtidos também se encontraram próximos dos apresentados pela literatura. Desta forma, como não se dispõe de ensaios triaxiais drenados para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade pela campanha de 2014, e demais materiais encontrados em maiores profundidades, adotará para estes materiais valores típicos fornecidos pela literatura, já que para os materiais ensaiados observou-se proximidade aceitável.

4.2.7 Ensaio para Determinação da Curva Característica de Sucção pela Técnica do Papel Filtro

Os ensaios para determinação da curva característica de sucção pela técnica do papel filtro, para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade pela campanha de 2014, forneceram os resultados apresentados na Figura 4.18 para as trajetórias de secagem e umedecimento. O modelo de ajuste adotado foi o de Fredlund & Xing (1994) uma vez que, segundo os autores, este apresenta ajustes razoáveis para valores de sucção entre 0 e 10^6 kPa.

Os resultados apresentados indicam uma diferença nas curvas de secagem e umedecimento. No entanto, esta diferença pode ser considerada irrelevante, dado que em diversos pontos avaliados há sobreposição dos pontos obtidos nas duas trajetórias avaliadas. Assim sendo, apresenta-se, na Figura 4.19, ajuste único considerando alguns pontos da trajetória de secagem e de umedecimento. Este ajuste foi considerado representativo sendo o utilizado nas análises da variação dos parâmetros de resistência do material frente a saturação.

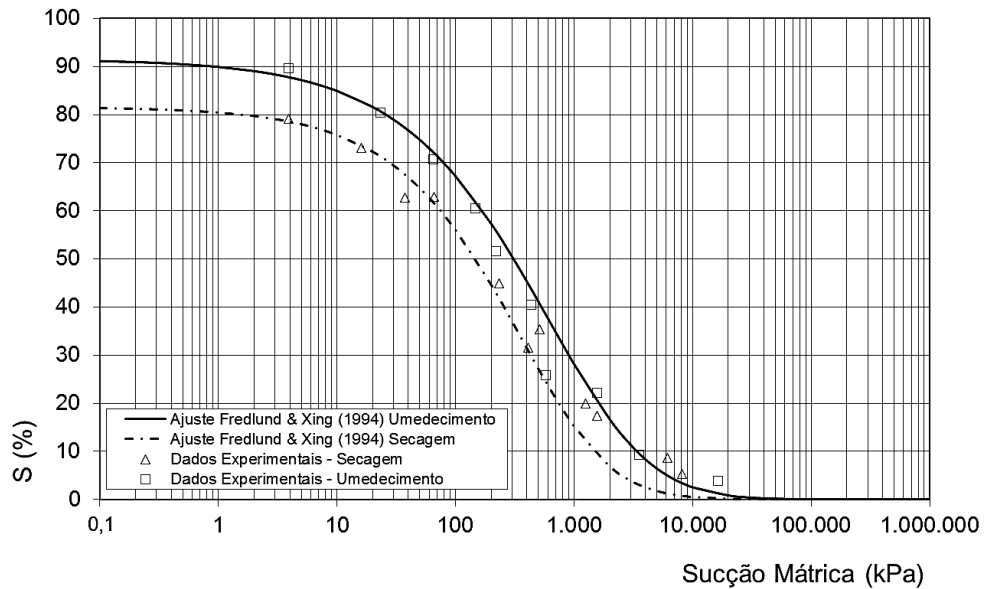


Figura 4.18 – Curva característica de sucção amostra coletada a 1,00 m de profundidade para trajetória de secagem e umedecimento.

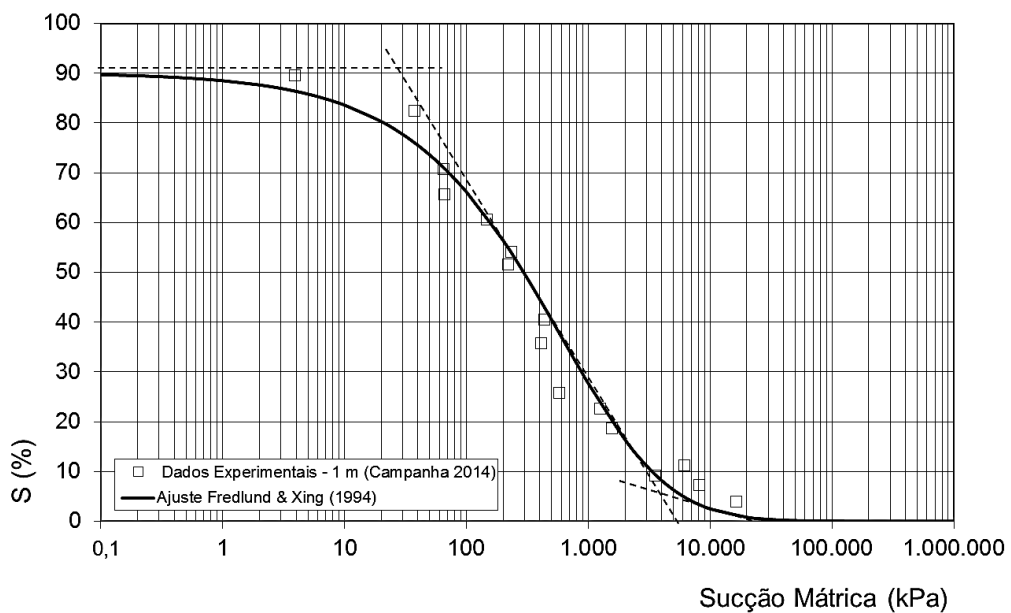


Figura 4.19 – Curva característica de sucção resultante para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade.

Avaliando-se a curva, identifica-se um valor de entrada de ar próximo de 30 kPa. Segundo Fredlund & Xing (1994), valores desta ordem são observados para materiais que se situam entre siltes e areias, o que é confirmado pela curva granulométrica do material ensaiado.

Com base na curva característica de sucção, foi possível obter, para diferentes graus de saturação e teores de umidade, os valores da sucção mátrica atuante no solo. Esta informação é útil para avaliar como se dá a variação dos parâmetros de resistência segundo a metodologia de Vilar (2006). Todavia, os pontos ensaiados, cujo ajuste da curva foi orientado, parecem sugerir a possibilidade de uma distribuição bimodal de poros, o que é insinuado pela microscopia. Contudo, ao que indica, esta consideração não trará variações efetivas nos parâmetros de resistência.

4.2.7.1 Variação dos Parâmetros de Resistência – Condição não Saturada – Amostra 1,00 m (Campanha 2014)

Considerando a proposta de Vilar (2006) para avaliar as alterações nos parâmetros de resistência de um solo frente os parâmetros obtidos nas condições inundada e de umidade higroscópica, traça-se o gráfico apresentado na Figura 4.20 em que a sucção mátrica é apresentada em escala logarítmica.

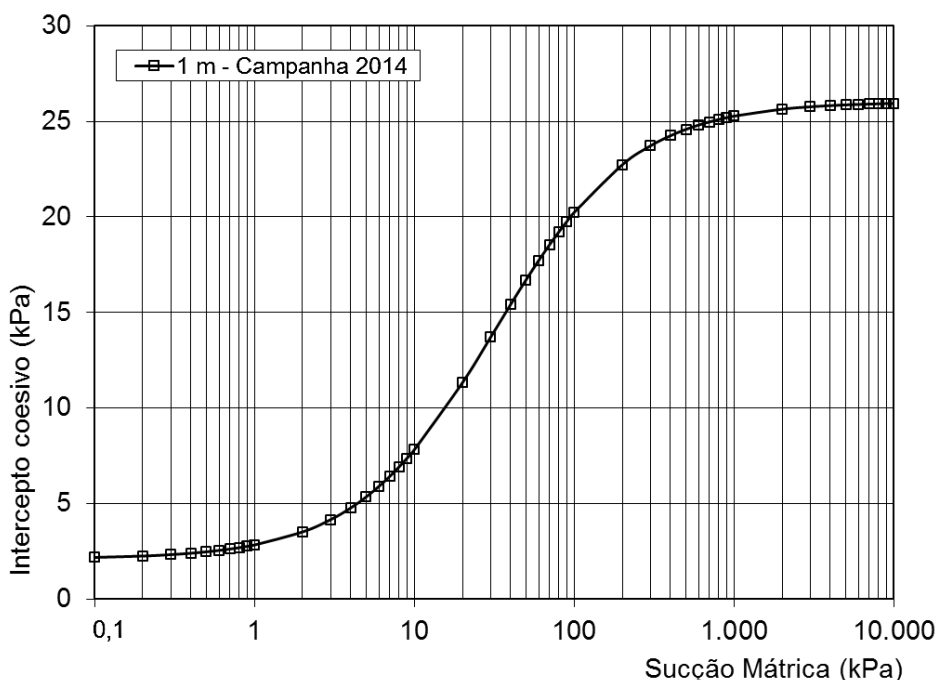


Figura 4.20 – Variação intercepto coesivo com a sucção mátrica amostra coletada a 1,00 m de profundidade de acordo com o modelo de Vilar (2006).

É possível averiguar, por meio do gráfico apresentado, uma grande alteração nos parâmetros de resistência, exclusivamente intercepto coesivo, para sucções variando entre 1 kPa e 1.000 kPa. Considerando a curva característica de sucção deste solo, em que é possível obter a sucção mátrica atuante para diferentes valores de umidade volumétrica, gravimétrica e graus de saturação, pode-se associar a variação do intercepto coesivo com os graus de saturação e tores de umidade conforme apresentado Figura 4.21.

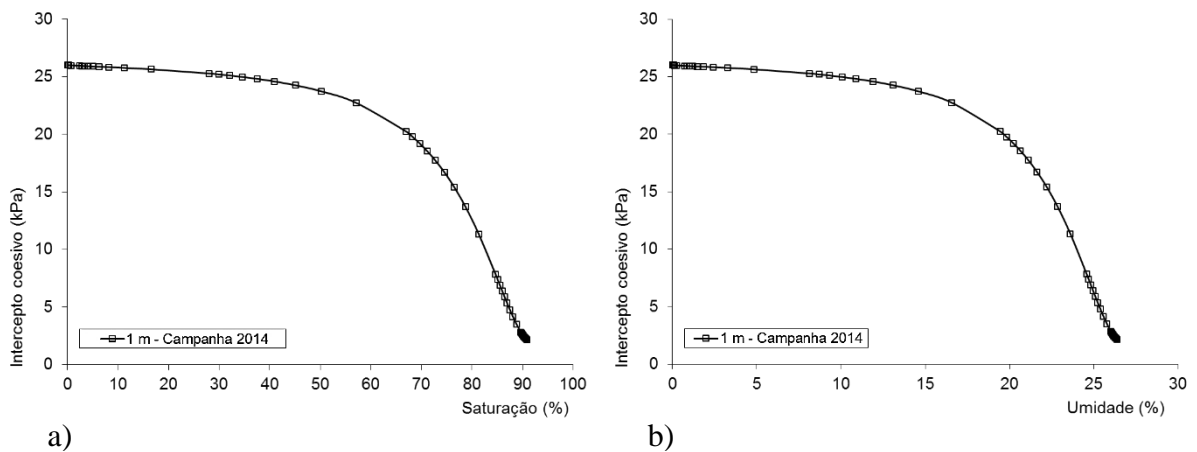


Figura 4.21 – Variação do intercepto coesivo com a saturação e umidade para a amostra coletada a 1,00 m de profundidade. a) Saturação; b) Umidade.

Diante do exposto, verifica-se, para o solo estudado, que saturações acima de 50% já reduzem o intercepto coesivo de maneira expressiva. O intercepto coesivo varia de aproximadamente 22 kPa para 2 kPa em um intervalo de 40% de saturação (50% a 90%), sendo a taxa de variação mais expressiva para saturações acima de 50%. Também se observa o quanto o intercepto coesivo pode permanecer praticamente constante em longos períodos de seca, quando o grau de saturação tende para valores sempre inferiores a 50% e a umidade, a valores inferiores a 20%, aproximadamente.

4.3 Determinação dos Parâmetros de Resistência de Mohr-Coulomb

Dos ensaios de campo e laboratório já apresentados, foi possível, por meio de correlações apresentadas pela literatura e/ou informações coletada nos resultados dos ensaios de resistência de laboratório, inferir e/ou determinar os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb. Estes parâmetros são apresentados e discutidos a seguir, de forma a verificar se há proximidade nos resultados encontrados.

4.3.1 Ensaios de Campo

Neste item são apresentados os parâmetros de resistência inferidos pelos resultados de ensaios de campo. As inferências realizadas tiveram como base as correlações apresentadas pela literatura e citadas nos itens 2.11 e 2.12 desta pesquisa.

4.3.1.1 Standard Penetration Test (SPT)

Com os valores médios de N_{SPT} das camadas transpostas pelas sondagens SP-12 e SP-13, foi possível estimar os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb e o módulo de elasticidade dos materiais penetrados durante a realização dos ensaios de SPT nas sondagens de simples reconhecimento, conforme correlações apresentadas na metodologia deste trabalho.

A resistência não drenada (S_u), foi determinada pelas relações propostas por Terzaghi & Peck (1948) e Stroud (1974) apud Schnaid & Odebrecht (2012), respectivamente, item 2.12. Os ângulos de atrito efetivos foram determinados com base nas correlações apresentadas por Teixeira (1996) e Hatanaka & Uchida (1996), apud Schnaid & Odebrecht (2012), Equação 2.25 e Equação 2.26, respectivamente. Enquanto que os módulos de elasticidade foram determinados pela correlação apresentada por Stroud (1989) apud Schnaid & Odebrecht (2012), Equação 2.24. Admitindo estas correlações, estima-se que os materiais transpostos pelo amostrador padrão possuam resistência não drenada para os materiais finos, ângulos de atrito efetivo, e módulo de elasticidade conforme os expostos na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Resistência não drenada, ângulo de atrito efetivo e módulo de elasticidade dos materiais por correlações Terzaghi & Peck (1948), Stroud (1974), Teixeira (1996), Hatanaka & Uchida (1996) e Stroud (1989).

Profundidade (m)	N_{SPT} Médio	N_{SPT}^{60} Médio	S_u (kPa) (Terzaghi & Peck, 1948)	S_u (kPa) (Stroud, 1974)	ϕ' (°) (Teixeira, 1996)	ϕ' (°)		
						(Hatanaka & Uchida, 1996)	E^1 (kPa) (Stroud, 1989)	E^2 (kPa) (Stroud, 1989)
1,00 - 5,50	7,64	8,40	-	-	28,54	31,37	16.800	8.400
5,50 - 8,50	5,25	5,78	40,38	34,68	26,22	29,43	11.550	5.775
8,50 - 12,00	3,71	4,09	28,53	24,54	24,44	27,93	8.171	4.086
12,00 - 19,50	20,60	22,66	-	-	37,24	38,68	45.320	22.660

Nota: ¹ Material pre-adensado; ² Material normalmente adensado.

Para a determinação do módulo de elasticidade considerando os materiais como pré-adensados, adotou-se coeficiente de multiplicação igual a 2 na Equação 2.24 dado que, segundo Stroud (1989), este é o menor valor observado para materiais pré-adensados. Pelo exposto, observa-se que os valores da resistência não drenada, S_u , estimada por Terzaghi & Peck (1948) e Stroud (1974), apresentam a mesma ordem de grandeza. Os ângulos de atrito efetivos (ϕ'), estimados pelas correlações de Teixeira (1996) e Hatanaka & Uchida (1996), tendem a ficar próximos para valores de N_{SPT} mais elevados. Este aspecto indicia, de certa forma, que as correlações avaliadas obtêm resultados próximos para os materiais avaliados, especialmente na determinação da resistência não drenada. A aplicabilidade destas correlações, para o material estudado, será verificada à frente com base nos resultados dos ensaios de resistência realizados em laboratório.

4.3.1.2 Piezocone Penetration Test (CPTU)

Estimou-se, assim como para o ensaio SPT, os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb com base nos resultados do cone por meio de correlações existente. A resistência não drenada foi estimada com base na correlação apresentada por Schnaid (2000), Equação 2.22. Com os valores de q_t foram determinados os ângulos de atrito efetivos dos materiais, conforme correlação apresentada por Mayne (2006) apud Schnaid & Odebrecht (2012), Equação 2.23. Os valores alcançados pelas correlações são os apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Resistência não drenada e ângulos de atrito por Schnaid (2000) e Mayne (2006)

Profundidade (m)	Su (kPa)	ϕ' (°)
	(Schnaid, 2000)	(Mayne, 2006)
1,00 - 3,00	-	33,18
3,00 - 8,00	49,23	25,76
8,00 - 10,00	28,43	25,96
10,00 - 13,50	-	36,79

Avaliando os valores de resistência não drenada e ângulo de atrito efetivo fornecidos pelas correlações com os ensaios de SPT e CPTU, se observa uma proximidade entre os valores encontrados para os materiais avaliados. A resistência não drenada foi avaliada apenas para aqueles materiais que indicaram predominância de finos. As correlações apresentadas por Terzaghi & Peck (1948) e Schnaid (2000) apresentam valores bem próximos, sendo que a correlação de Stroud (1974) apresenta valores inferiores. Os ângulos de atrito, estimados pelas

correlações apresentadas por Teixeira (1996) e Mayne (2006), se mostraram semelhantes, única exceção se observa para a primeira camada em que Teixeira (1996) indica valor 5° menor. Hatanaka & Uchida (1996) apresentam valores sempre superiores, exceção ocorrendo, assim como para Teixeira (1996), para a primeira camada. Da mesma forma que para as avaliações considerando o N_{SPT} , a correlação de Hatanaka & Uchida (1996) e Mayne (2006) tendem a se aproximar para valores de N_{SPT} maiores. Assim como para o SPT, na sequência estes valores serão comparados com os obtidos em laboratório de forma a verificar a proximidade destas correlações para os materiais estudados.

4.3.2 Ensaios de Laboratório

Os resultados dos ensaios de resistência realizados em laboratório são apresentados a seguir. Apresenta-se os resultados alcançados, incluindo as discussões decorridas de suas interpretações.

4.3.2.1 Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto demonstraram que os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb são diretamente influenciados pela condição de saturação em que o material se encontra. Avaliando as envoltórias de resistência para os dois casos, Figura 4.22, nota-se que o material estudado ganhou resistência quando o ensaio foi realizado na umidade higroscópica.

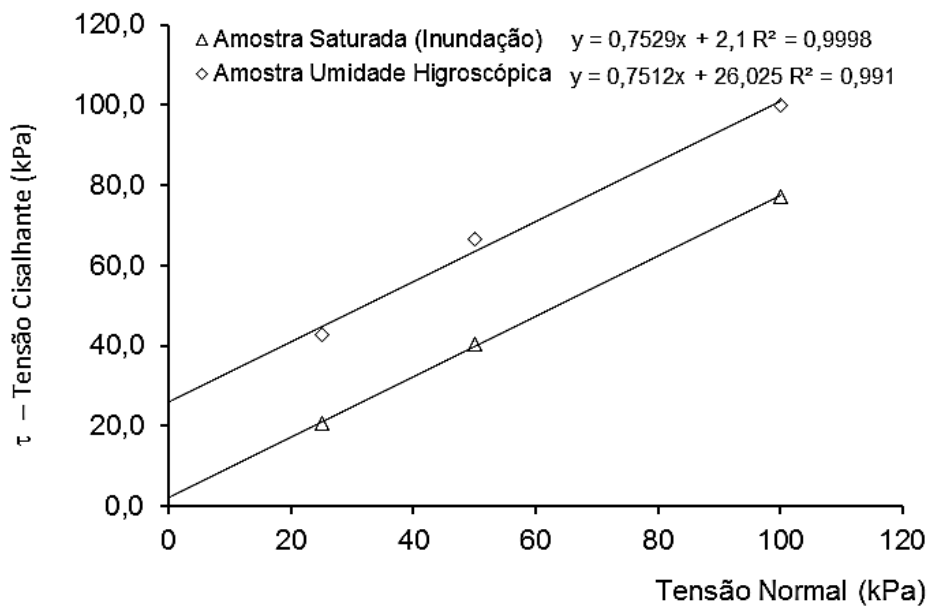


Figura 4.22 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb saturada e umidade higroscópica.

Os parâmetros de resistência alcançados para as duas condições, inundado e umidade higroscópica, Tabela 4.10, foram obtidos considerando os picos para as curvas em que estes existiram ou a tensão cisalhante máxima, caso das curvas em que a tensão cisalhante não apresentou pico ao longo do ensaio.

Analisando os parâmetros de resistência que descrevem a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, observa que o intercepto coesivo sofreu alteração para as diferentes condições de saturação e o ângulo de atrito praticamente não. O intercepto coesivo apresentou um ganho de treze vezes (13x) da condição inundada para a condição de umidade higroscópica. Tal acontecimento indica que a saturação pode influenciar na determinação dos parâmetros de resistência deste solo. O ângulo de atrito interno do material, entretanto, não sofreu alterações. Segundo Fredlund et al. (1978), ensaios realizados em solos com diferentes graus de saturação já demonstravam que este comportamento poderia ser esperado. Todavia, o fato é comum para solos sedimentares ou solos transportados, caso do material estudado. Nos solos residuais, entretanto, há resultados demonstrando que o ângulo de atrito na condição não saturada pode ser maior.

Tabela 4.10 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (CD)

Profundidade (m) / Tipo de Ensaio	Parâmetros de Resistência de Mohr Coulomb	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
1,00 / CD (Inundado)	2,10	36,97
1,00 / CD (Higroscópica)	26,02	36,91

4.3.2.2 Triaxiais Amostras Coletadas a 2,00 m (Campanha de 2010)

Dos ensaios triaxiais do tipo CIU e CID, cujas trajetórias de tensões e envoltórias de resistência arbitradas são as apresentadas na Figura 4.23, foi possível definir os parâmetros de resistência do material para a condição drenada.

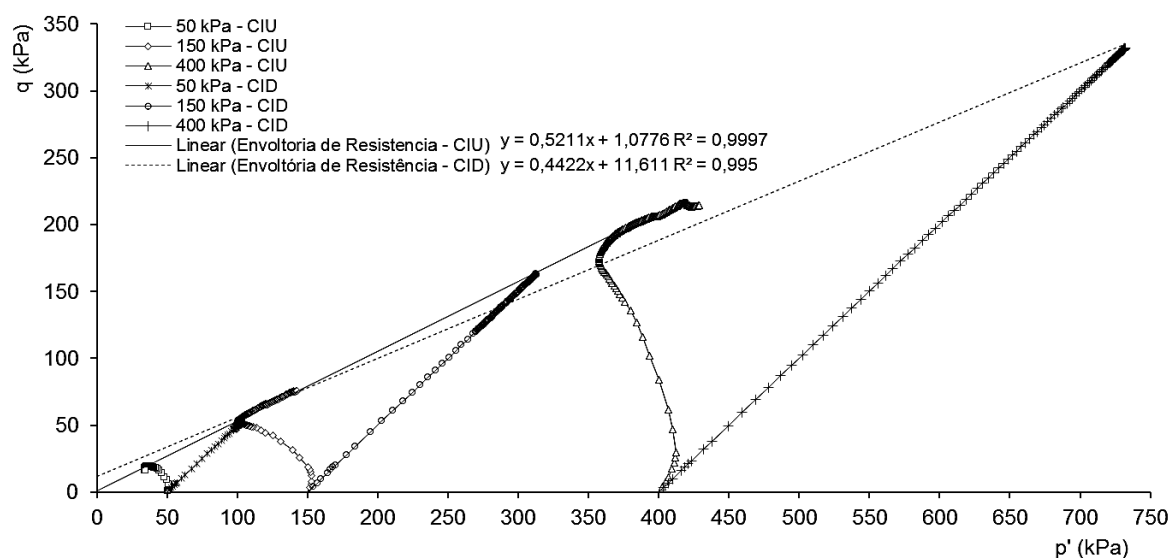


Figura 4.23 – Trajetórias de tensões efetivas e envoltória de resistência do ensaio CIU e CID - Amostra 2,00 m de profundidade.

Na Tabela 4.11 são apresentados os parâmetros de resistência efetivos decorridos da interpretação dos ensaios.

Tabela 4.11 – Parâmetros de resistência efetivos ensaios triaxiais CIU e CID – Amostra 2,00 m

Profundidade (m) / Tipo de Ensaio	Parâmetros de Resistência de Mohr Coulomb			
	a^1 (kPa)	$\text{tg } \alpha^2$	c' (kPa)	ϕ' (°)
2,00 / CIU	1,07	0,52	1,25	31,33
2,00 / CID	11,61	0,44	12,97	26,55

Nota: ¹ a é o valor da ordenada para as abscissas nula nas envoltórias traçadas com base nas trajetórias de tensões; ² α é a inclinação das envoltórias traçadas com base na trajetória de tensões.

Analisando a Tabela 4.11, observa-se haver variação no valor do intercepto coesivo nos ensaios conduzidos de maneira drenada e não drenada. O valor do intercepto coesivo do ensaio drenado é da ordem de dez vezes (10x) superior ao valor encontrado para o ensaio não drenado. Entretanto, tal fato pode estar associado ao pico observado na curva de tensão *versus* deformação do ensaio realizado para tensão confinante de 150 kPa. Considerando-se a possibilidade da envoltória do ensaio CID ser não linear, algo comum de ocorrer, é possível que o valor do intercepto coesivo seja inferior ao encontrado. Para confirmar esta condição, seriam necessários outros ensaios com tensões confinantes inferiores as utilizadas. Esta constatação indica que os parâmetros efetivos apresentados para o ensaio não drenado podem

representar melhor o comportamento deste material na ruptura. Todavia, análises numéricas com os parâmetros obtidos no ensaio drenado também serão avaliadas.

Adicionalmente, comparando-se os ângulos de atrito obtidos nos ensaios triaxiais com os obtidos pelo cisalhamento direto, observa-se uma variação de 5° a 10°, apresentando, o ensaio de cisalhamento direto, valores sempre superiores. Segundo Lambe & Whitman (1969) é comum o ângulo de atrito do cisalhamento direto ser superior ao do triaxial pelo fato de apenas deformações verticais e horizontais, na direção de deslocamento da caixa, serem permitidas no cisalhamento direto (condição de deformação plana, diferente do que acontece no ensaio triaxial). Todavia, ainda segundo os autores, variações superiores a 5° já podem não ser reais. Assim sendo, há indícios de que as variações observadas possam estar associadas, também, a maior percentagem de argila, ao invés de silte, como pode ser visto pelas curvas granulométricas dos materiais ensaiados, ou mesmo a uma interpretação não adequada da envoltória de resistência para o ensaio CID, sendo que não há ensaios com tensões confinantes inferiores a 50 kPa. Desta forma, nas modelagens numéricas, tendo como camada superficial o material areno-argiloso, considerar-se-á os parâmetros obtidos pelo triaxial CID, além dos fornecidos pelo ensaio de cisalhamento direto, de forma a verificar as possíveis interferências no modelo, já que os parâmetros obtidos no ensaio CIU são próximos aos obtidos pelo cisalhamento direto podendo levar a resultados semelhantes. Todavia, a condição de campo pode ser considerada diferente da condição k_0 , pois a escavação do tubulão com a consequente exposição do poço, antes da concretagem, proporciona a mobilização do estado ativo de tensões no solo.

4.3.2.3 Triaxiais Amostras Coletadas a 3,00 m (Campanha de 2010)

Assim como para as amostras coletadas a 2,00 m de profundidade, foram obtidos os parâmetros de resistência e deformabilidade para as amostras coletadas a 3,00 m. As trajetórias de tensões dos ensaios CIU e CID, assim como as envoltórias de resistência definidas, são apresentadas na Figura 4.24.

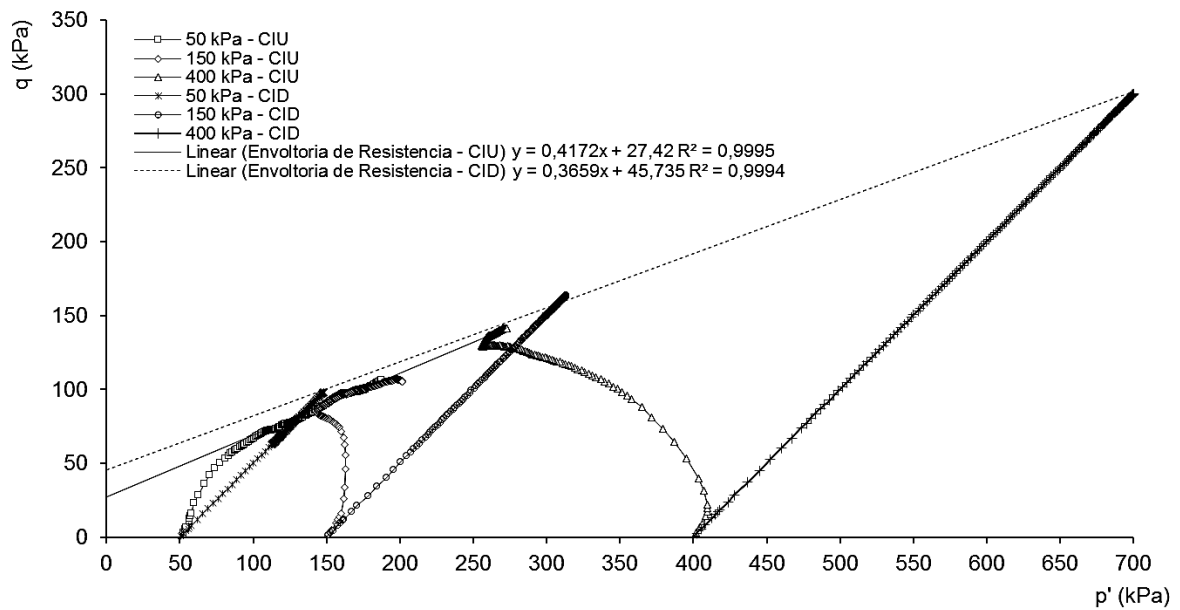


Figura 4.24 – Trajetórias de tensões efetivas e envoltória de resistência ensaios CIU e CID – Amostra 3,00 m.

Na Tabela 4.12 são apresentados os parâmetros de resistência efetivos decorridos da interpretação dos ensaios triaxiais tipo CIU e CID.

Tabela 4.12 – Parâmetros de resistência efetivos triaxiais CIU e CID – Amostra 3,00 m

Profundidade (m) / Tipo de Ensaio	Parâmetros de Resistência de Mohr Coulomb			
	a (kPa)	tg α	c' (kPa)	ϕ' (°)
3,00 / CIU	27,42	0,42	30,21	24,83
3,00 / CID	45,73	0,37	49,22	21,71

Analisando a Tabela 4.12 observa-se uma variação no valor do intercepto coesivo do ensaio conduzido de maneira drenada para o de maneira não drenada. O valor do intercepto coesivo para o ensaio conduzido de forma drenada é da ordem de uma vez e meia (1,5x) superior ao valor encontrado para o ensaio conduzido de forma não drenada. O ângulo de atrito também apresentou variações, todavia inferiores às observadas para a amostra de 2,00 m de profundidade.

As variações observadas podem ser consideradas normais, pois os ensaios foram executados em diferentes condições de contorno. A geração dos excessos nas poropressões em ensaios não drenados varia conforme condição de pré-adensamento da amostra. As poropressões podem ser positivas ou negativas, a depender da faixa de tensão em que a amostra está submetida. Outro

aspecto a mencionar, porém de menor relevância, é que os ensaios foram realizados em amostras de solo, que apesar de ser considerado, quase sempre, como um material homogêneo, é sempre um material heterogêneo.

As Tabela 4.13 a Tabela 4.16 apresentam os parâmetros de resistência inferidos com base nos ensaios de campo e/ou determinados com base nos ensaios de laboratório.

Tabela 4.13 – Parâmetros de resistência correlações SPT

Profundidade (m)	Standard Penetration Test (SPT)			
	Su (kPa) - Terzaghi & Peck (1948)	Su (kPa) - Stroud (1974)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ (°) - Hatanaka & Uchida (1996)
1,00 - 5,50	-	-	28,54	31,37
5,50 - 8,50	40,38	34,68	26,22	29,43
8,50 - 12,00	28,53	24,54	24,44	27,93
12,00 - 19,50	-	-	37,24	38,68

Tabela 4.14 – Parâmetros de resistência correlações CPTU

Profundidade (m)	Piezocone Penetration Test (CPTU)	
	Su (kPa) - Schnaid (2000)	ϕ' (°) - Mayne (2006)
1,00 - 3,00	-	33,18
3,00 - 8,00	49,23	25,76
8,00 - 10,00	28,43	25,96
10,00 - 13,50	-	36,79

Tabela 4.15 – Parâmetros de resistência cisalhamento direto

Profundidade (m)	Cisalhamento Direto	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
1,00 - Inundado	2,10	36,97
1,00 - Higroscópica	26,02	36,91

Tabela 4.16 – Parâmetros de resistência triaxiais

Profundidade (m)	Triaxiais			
	CID		CIU	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
2,00	12,97	26,55	1,25	31,33
3,00	49,22	21,71	30,21	24,83

Os parâmetros de resistência obtidos pelas correlações com os ensaios de campo, conforme apresentados, demonstram valores próximos dos obtidos pelos triaxiais. Tanto a campanha de SPT quanto de CPTU, para as camadas de 5,50 a 8,50 m e 3,00 a 8,00 m, respectivamente, que representam a amostra coletada a 3,00 m pela campanha de 2010, apresentaram valores de resistência não drenada e intercepto coesivo efetivo, assim como ângulos de atrito, com a mesma ordem de grandeza dos obtidos nos ensaios de laboratório. Apenas a correlação apresentada por Hatanaka & Uchida (1996), para o material de 5,50 a 8,50 m, apresentou diferença próxima de 4° para o ângulo de atrito, maior variação observada para os valores avaliados.

Ademais, avaliando os parâmetros de resistência obtidos pelas correlações com os ensaios de campo, SPT e CPTU, conforme já apresentados, para a amostra coletada a 2,00 m pela campanha de 2010, profundidade de 1,00 a 5,50 m e 1,00 a 3,00 m, pelos ensaios de SPT e CPTU, respectivamente, observa-se boa proximidade entre os ângulos de atrito inferidos pelas correlações e obtidos nos ensaios, em especial o ensaio CIU. Tanto as correlações apresentadas por Teixeira (1996), Hatanaka & Uchida (1996) e Mayne (2006) apresentam valores cujas variações podem ser consideradas aceitáveis para uma primeira avaliação.

4.4 Determinação da Capacidade de Carga com a Variação da Saturação (Método de Terzaghi)

A determinação da capacidade de carga dos elementos implantados como fundação foi obtida considerando a variação dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb frente a saturação da amostra, conforme resultados obtidos em laboratório para o cisalhamento direto.

O cálculo da variação na capacidade de carga (tensão admissível) considerou fator de segurança (FS) igual a 3,00 dada as recomendações apresentadas pela literatura e normas técnicas vigentes. O cálculo foi realizado seguindo a metodologia apresentada por Terzaghi (1943), item 2.4.1, para a condição de ruptura localizada visto que o elemento fundado, aerogerador, pode ser sensível a pequenas deformações e está assentado em material de média consistência conforme informações das investigações geotécnicas de campo realizadas na área.

Os condicionantes geométricos e geotécnicos considerados nesta análise foram os já apresentados na caracterização da fundação e do material estudado.

4.4.1 Capacidade de Carga Tubulões

A capacidade de carga dos tubulões variou segundo a Figura 4.25, em que é apresentada a variação na capacidade de carga de um elemento de fundação – tubulão de base alargada ($\phi_{\text{base}} = 1,40 \text{ m}$) – frente a alteração da saturação.

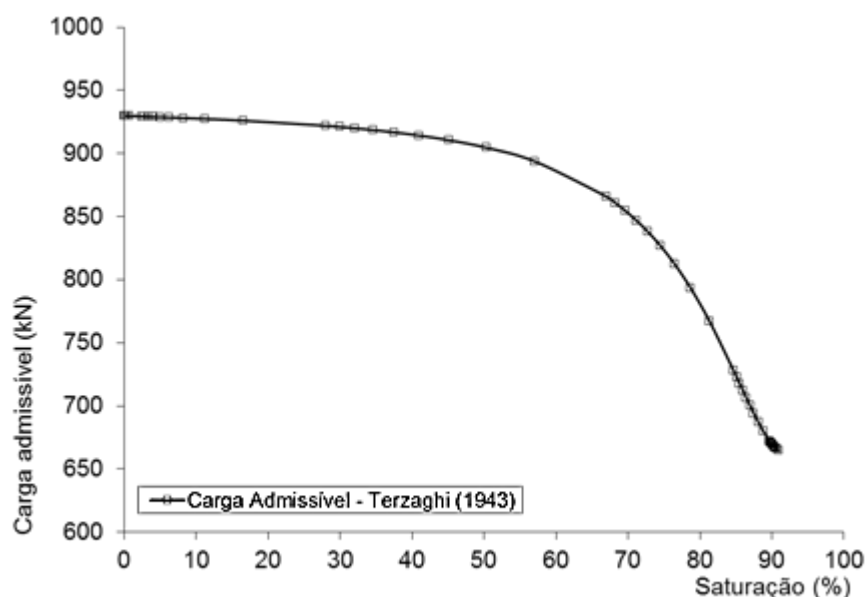


Figura 4.25 – Variação na capacidade de carga de um tubulão com a saturação.

Como era de se esperar, o elemento de fundação sofre redução na sua capacidade de carga mediante a redução nos parâmetros de resistência devido a saturação do material. Para o material estudado, observa-se variação na capacidade de carga de 930,20 kN na condição seca para 665,10 kN na condição inundada – 90% de saturação. Esta variação representa redução de praticamente 30% na capacidade de carga do elemento em uma variação de praticamente 20% na umidade deste solo.

No entanto, é possível averiguar ainda, que o tubulão possui capacidade de carga semelhante para saturações entre 0% e 50% – teores de umidade variando entre 0% e 15%.

4.4.2 Capacidade de Carga Bloco de Coroamento

Assim como para o tubulão, avaliou-se a redução da capacidade de carga do bloco de coroamento considerado como um elemento de fundação superficial isolado. Avaliou esta hipótese no intuito de identificar qual poderia ser a influência da saturação em um elemento de fundação superficial único, caso de blocos e sapatas.

Dada a geometria triangular simétrica do bloco, considerou-se, para a hipótese de cálculo, um bloco quadrado com mesma área de influência do elemento implantado em campo.

A capacidade de carga do bloco de coroamento, considerado com um elemento único de fundação, sem a influência dos tubulões, variou segundo a Figura 4.26, em que é apresentada a variação na capacidade de carga do bloco mediante a alteração da saturação.

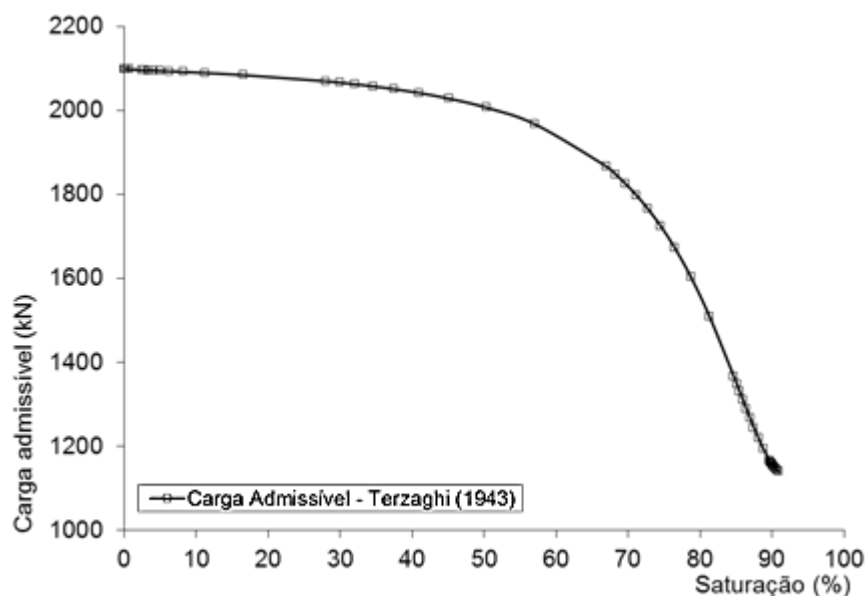


Figura 4.26 – Variação na capacidade de carga do bloco de coroamento com a saturação.

Assim como para o tubulão, o bloco também sofreu redução na sua capacidade de carga mediante a redução nos parâmetros de resistência devido a saturação do material. Para o material estudado e nas condições avaliadas, observa-se variação na capacidade de carga do bloco de coroamento de 2099,14 kN na condição seca para 1140,34 kN na condição inundada. Esta variação representa uma redução de quase 46% na capacidade de carga do elemento.

A variação observada para as duas condições mais extremas – inundado e umidade higroscópica – foi maior para o elemento superficial do que para o profundo (tubulão). No entanto, a maior variação advém de que a componente que considera a tensão geostática atuante na base destes elementos – “q” apresentada na Equação 2.3– é menor para o bloco, tendo assim menos influência na capacidade de suporte do solo na profundidade avaliada. Para valores de saturação ente 0% e 50%, o bloco também apresentou pouca redução na capacidade de suporte, podendo ser considerado com uma capacidade de carga praticamente constante para teores de umidade variando entre 0% e 15%.

Conforme relatado por Costa (1999) e Vianna (2005), a sucção é um fator que interfere na capacidade de carga de elementos de fundação implantados em solo não saturados. Assim como em seus estudos, este solo também demonstra que quanto maior a sucção maior a capacidade de carga de um elemento de fundação nele implantado. No entanto, observa-se um valor limite, a partir do qual ganhos de sucção já não alteram de forma significativa as capacidades de carga. Esta relação não é linear e depende da curva característica de sucção do material, assim como das variações observadas nos parâmetros de resistência para as condições de inundação e umidade higroscópica.

4.5 Dados da Instrumentação

As leituras dos instrumentos implantados na fundação da torre são apresentadas a seguir. Um instrumento em particular, quando da leitura inicial, já não apresentou sinal. O instrumento em que não foi possível obter o sinal foi o SG-03, localizado na base do TB-03 conforme Figura 3.11. Acredita-se que, durante a concretagem, o cabo possa ter sofrido algum dano que impossibilitou a passagem do sinal. O instrumento SG-04 também não será considerado nas análises, por não ter sido localizado, conforme já mencionado no item 3.8.

A primeira leitura, tomada como leitura zero, foi realizada em 29/06/2015 com a fundação já concretada, porém sem a implantação da torre – nenhuma carga adicional a não ser o peso próprio do bloco de coroamento e dos tubulões. As demais leituras foram realizadas na sequência, sempre que a fundação foi solicitada pela estrutura. Contudo, desde já destaca-se, que as deformações observadas pela instrumentação, conforme serão demonstradas a seguir, são preliminares. Esta condição decorre do fato do aerogerador ainda não se encontrar em plena operação devido as alterações de cronograma na montagem e operação da estrutura conforme necessidades do projeto.

4.5.1 Instalação da Base de Suporte do Aerogerador

A segunda leitura, realizada em 10/07/2015, foi tomada logo após a instalação da base de suporte para sustentação dos tubos e aerogerador. Na Tabela 4.17 são apresentadas as deformações obtidas após a concretagem da fundação (29/06/2015) e na sequência de instalação da base de suporte (10/07/2015).

Tabela 4.17 – Leitura dos extensômetros da fundação na instalação da base de suporte

Instrumento	Deformação (%)	
	29/06/2015	10/07/2015
SG-01	6,0032E-02	6,0032E-02
SG-02	6,0011E-02	6,0011E-02
SG-03 ¹	-	-
SG-04 ²	-	-
SG-05	6,0004E-02	6,2433E-02
SG-06	6,0065E-02	6,0004E-02
SG-07	6,0032E-02	6,0018E-02
SG-08	6,0011E-02	6,0004E-02
SG-09	6,0018E-02	6,0065E-02
SG-10	6,0004E-02	5,9979E-02

Nota: ¹ Instrumento sem sinal; ² Instrumento não localizado.

Pelo exposto na Tabela 4.17 e apresentado na Figura 4.27, observa que os extensômetros instalados na base da fundação, SG-01 e SG-02, não apresentaram deformações. Este fato leva a crer que os carregamentos decorridos da implantação da base de suporte não despertaram esforços na base dos tubulões. Tal fato evidencia, de certa forma, que a parcela de resistência por atrito lateral pode estar sendo desenvolvida. Esta condição será confirmada adiante com base nas avaliações das deformações observadas no topo dos tubulões – região superficial do fuste.

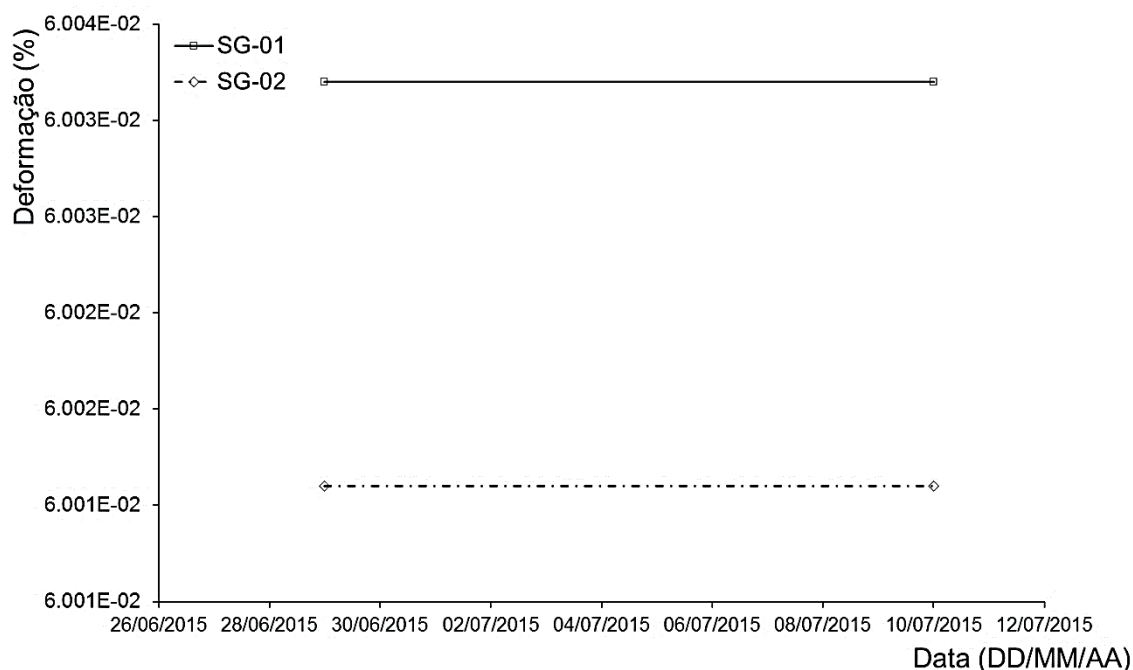


Figura 4.27 – Instalação da base de suporte – deformações na base dos tubulões.

Os extensômetros instalados no topo dos tubulões e bloco de coroamento apresentaram deformações em maior ou menor grau. Os extensômetros da base do bloco, SG-07, SG-09 e SG-10, apresentaram deformações compatíveis, exceto o SG-09 que apresentou uma diferença uma vez superior ao observado para os outros dois instrumentos, Figura 4.28. O fato da variação observada para o SG-09 ser positiva, em desacordo com os dois demais instrumentos que apresentaram variações negativas, provem de que o SG-09 foi instalado na parte inferior da barra de aço enquanto que os outros dois na parte superior. Desta forma, os instrumentos SG-07 e SG-10 apresentaram reduções em seus comprimentos e o SG-09 aumento.

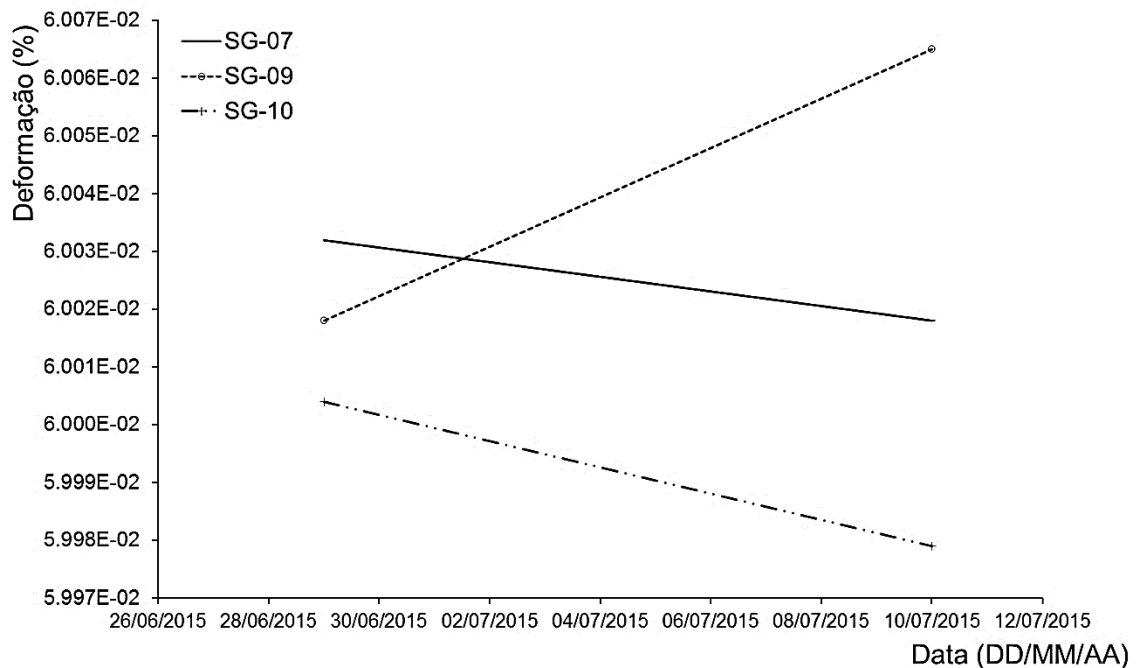


Figura 4.28 – Instalação da base de suporte – deformações na base do bloco.

O instrumento localizado no topo do tubulão 01 (TB-01), ST-06, conforme apresentado no item 3.8, demonstrou que o TB-01 foi comprimindo quando da instalação da base de suporte do aerogerador. A redução no comprimento do extensômetro SG-06, como demonstrado pela Figura 4.29, evidencia o descrito.

Contudo, cabe ressaltar desde já, que as deformações observadas foram muito pequenas, em partes devido à baixa carga aplicada pela base de suporte do aerogerador.

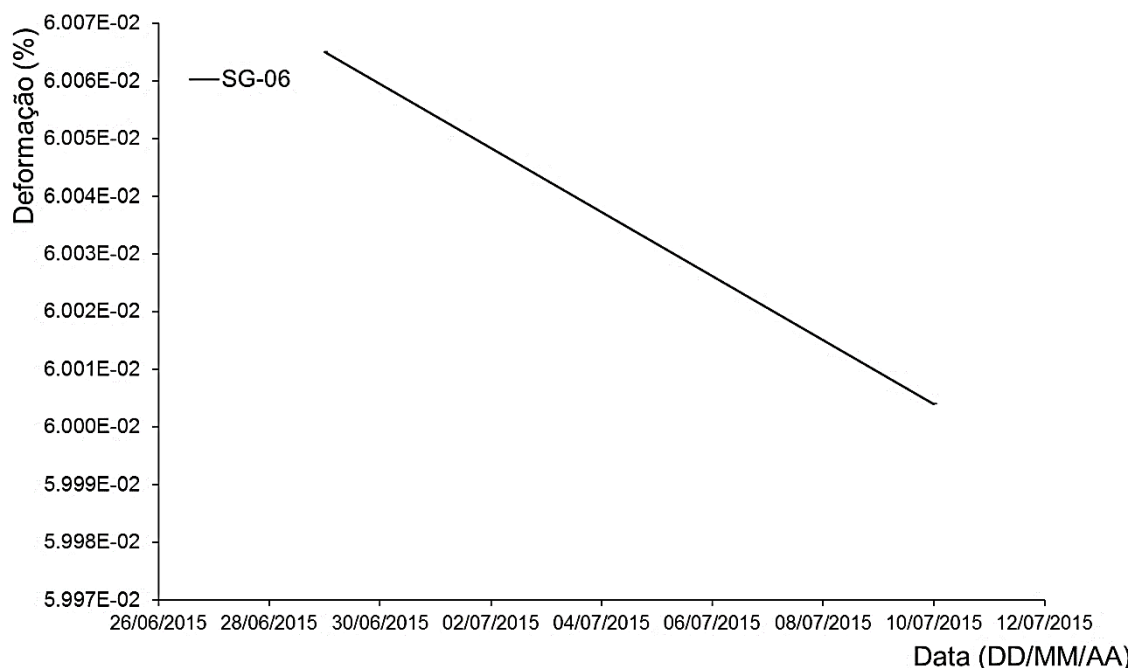


Figura 4.29 – Instalação da base de suporte – deformações no topo do TB-01.

Este fato corrobora que o atrito lateral no fuste do tubulão, ignorado pela prática no dimensionamento de tubulões, possui sua parcela de resistência para o elemento mesmo com o alívio de tensões e amolgamento do solo causados pela escavação e exposição dos tubulões.

Considerando a proposta de Costa Nunes & Fernandes (1982), para avaliar a tensão cisalhante despertada pela variação da tensão normal no elemento de fundação, tem-se que a tensão cisalhante atuante no fuste do TB-01, no ponto e condição avaliada, é de aproximadamente 3,09 kPa. Para detalhes do cálculo, ver Apêndice C. Esta informação quantifica o quinhão de carga que o fuste do tubulão recebe e transfere para o solo no momento da instalação do suporte da torre. A situação observada será verificada, no decorrer do trabalho, mediante a modelagem numérica desenvolvida para avaliar a situação.

4.5.2 Instalação do Tubo Central do Aerogerador

A terceira leitura, realizada em 26/11/2015, foi tomada logo após a instalação do tubo central de basculamento do aerogerador. Na Tabela 4.18 são apresentadas as deformações obtidas durante este procedimento bem como as deformações anteriormente medidas.

Tabela 4.18 – Leitura dos extensômetros da fundação na instalação do tubo central

Instrumento	Deformação (%)		
	29/06/2015	10/07/2015	26/11/2015
SG-01	6,0032E-02	6,0032E-02	6,0032E-02
SG-02	6,0011E-02	6,0011E-02	6,0011E-02
SG-03 ¹	-	-	-
SG-04 ²	-	-	-
SG-05	6,0004E-02	6,2433E-02	6,0004E-02
SG-06	6,0065E-02	6,0004E-02	6,0065E-02
SG-07	6,0032E-02	6,0018E-02	6,0032E-02
SG-08	6,0011E-02	6,0004E-02	6,0011E-02
SG-09	6,0018E-02	6,0065E-02	6,0018E-02
SG-10	6,0004E-02	5,9979E-02	6,0004E-02

Nota: ¹ Instrumento sem sinal; ² Instrumento não localizado.

Pelo exposto na Tabela 4.18, e apresentado na Figura 4.30, a seguir, observa que todos os instrumentos voltaram a apresentar a leitura inicial, realizada logo após a concretagem da fundação e tomada como a de referência para as demais leituras.

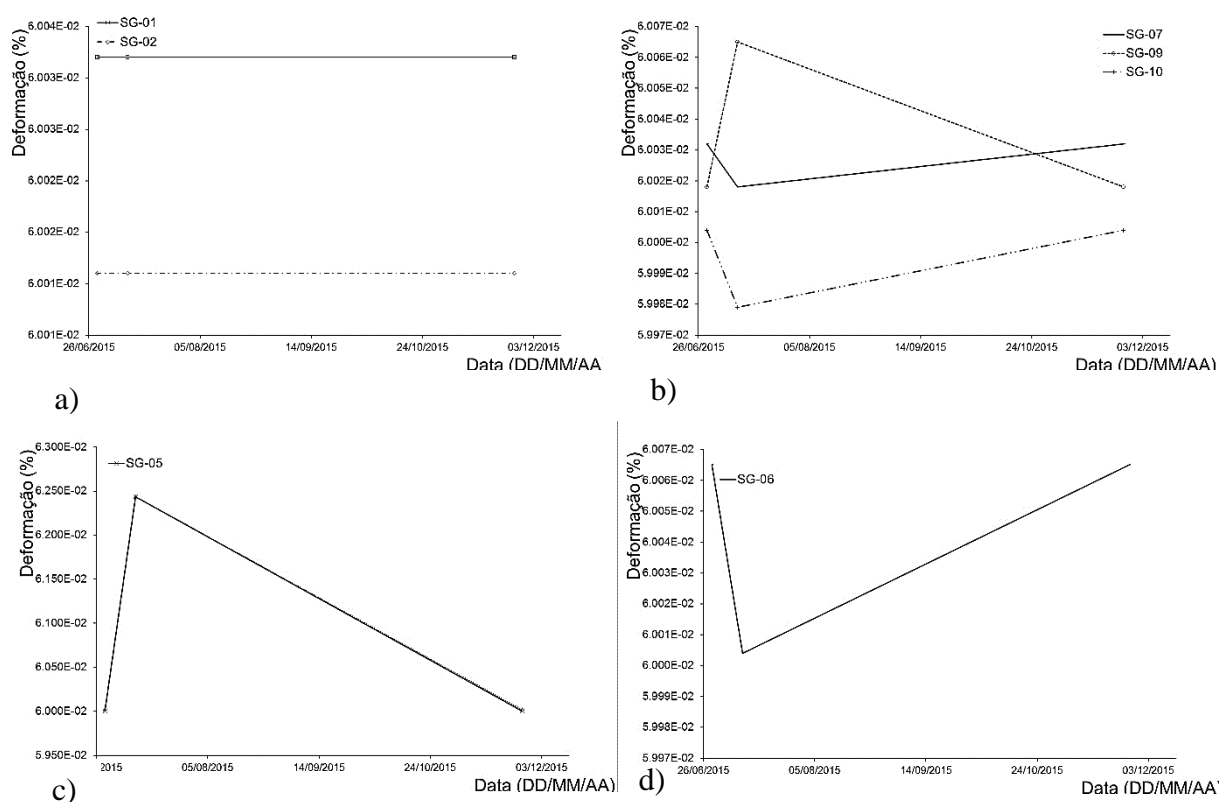


Figura 4.30 – Variação das deformações na instrumentação – Instalação do tubo central. a) Instrumentos da base dos tubulões; b) Instrumentos localizados na base do bloco; c) Instrumento localizado no meio do bloco; d) Instrumento localizado no topo do TB-01.

Este fato, inusitado e bem singular, leva a crer que os instrumentos ou canais de dados, responsáveis pela coleta das informações, possam ter sofrido algum dano no período entre a última leitura e a atual – tempo pouco superior a quatro meses conforme datas apresentadas.

Apesar dos cabos e conectores responsáveis pela coleta das deformações terem sido bem acondicionados – salvo da ação direta de sol e chuva –, estes ficaram, de certa forma, expostos a possíveis deteriorações. Como o processo de cabeamento destes instrumentos e outros que virão a compor o projeto da torre eólica ainda não haviam sido finalizados, os cabos e conectores dos instrumentos da fundação foram acondicionados, neste período inicial, na caixa de passagem existente na base da torre eólica. Tal fato pode ter favorecido para o ocorrido.

4.5.3 Basculamento do Tubo Central do Aerogerador

A terceira leitura, realizada em 01/12/2015, foi tomada após o basculamento dos tubos auxiliares do aerogerador e instalação dos cabos para suporte da estrutura na horizontal. Na Tabela 4.19 são apresentadas as deformações obtidas pelos instrumentos durante o basculamento dos tubos.

Tabela 4.19 – Leitura dos extensômetros da fundação no basculamento do tubo central

Instrumento	Deformação (%)			
	29/06/2015	10/07/2015	26/11/2015	01/12/2015
SG-01	6,0032E-02	6,0032E-02	6,0032E-02	6,0032E-02
SG-02	6,0011E-02	6,0011E-02	6,0011E-02	6,0011E-02
SG-03 ¹	-	-	-	-
SG-04 ²	-	-	-	-
SG-05	6,0004E-02	6,2433E-02	6,0004E-02	6,0004E-02
SG-06	6,0065E-02	6,0004E-02	6,0065E-02	6,0065E-02
SG-07	6,0032E-02	6,0018E-02	6,0032E-02	6,0032E-02
SG-08	6,0011E-02	6,0004E-02	6,0011E-02	6,0011E-02
SG-09	6,0018E-02	6,0065E-02	6,0018E-02	6,0018E-02
SG-10	6,0004E-02	5,9979E-02	6,0004E-02	6,0004E-02

Nota: ¹ Instrumento sem sinal; ² Instrumento não localizado.

Pelo exposto na Tabela 4.19 e apresentado na Figura 4.31, observa-se que os extensômetros realmente parecem ter sofrido algum dano por estarem fixos nas deformações iniciais, mesmo com o basculamento do tubo central, assim como para a instalação destes tubos, como também demonstrado no item anterior.

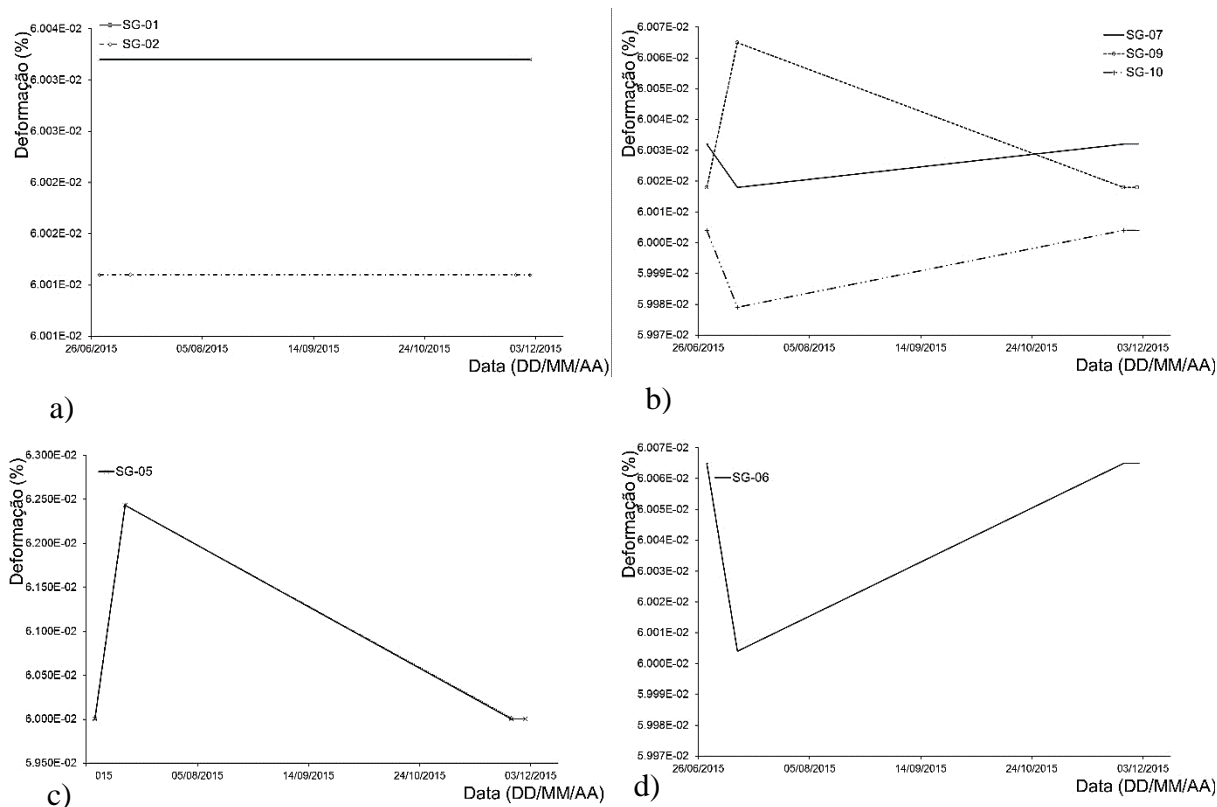


Figura 4.31 – Variação das deformações na instrumentação – Basculamento tubo central. a) Instrumentos da base dos tubulões; b) Instrumentos localizados na base do bloco; c) Instrumento localizado no meio do bloco; d) Instrumento localizado no topo do TB-01.

Tal acontecimento confirma que os instrumentos não têm apresentado respostas condizentes com o esperado, conforme já cogitado quando da interpretação das leituras coletadas na instalação do tubo central.

Assim sendo, o que se pode afirmar, com os dados avaliados, é que não é possível confiar nas informações apresentadas pela instrumentação em leituras realizadas após 10/07/2015. Por isso, não é possível, desta maneira, identificar o comportamento da fundação para as solicitações impostas pela torre para os dois últimos casos monitorados. Apresentar-se-á, então, a modelagem da solicitação da torre, considerando os parâmetros geotécnicos tomados como representativos pela análise da escavação, bem como suas possíveis variações pela interferência da saturação, apenas para a solicitação da fundação pela implantação da base de suporte do aerogerador – sem momentos flexores e esforços cortantes.

4.6 Modelagem Numérica

A modelagem numérica, desenvolvida para avaliar a estabilidade da escavação e a transferência de carga do tubulão para o solo, é apresentada neste item.

O modelo numérico foi desenvolvido considerando as informações de sub-superfície apresentadas anteriormente e os parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos, como já apresentados. O programa utilizado para as análises foi o RS3, programa de elemento finitos em três dimensões (3D), de autoria da Rocscience, capaz de avaliar estruturas geotécnicas envolvendo solos e rochas.

4.6.1 Modelo Geotécnico

Dada a horizontalidade estratigráfica das camadas de solo da região, elaborou-se um modelo com quatro camadas horizontais de espessura variável conforme interpretação das investigações geotécnicas de campo avaliadas.

O modelo geotécnico, Figura 4.32, é composto por uma camada de 5,50 m de espessura de argila arenosa/silte arenoso, seguido de uma camada de 4,00 m de argila pouco arenosa, 4,00 m de uma camada de argila orgânica, sendo concluído com uma camada de 10,00 m de espessura de silte arenoso (alteração de rocha).

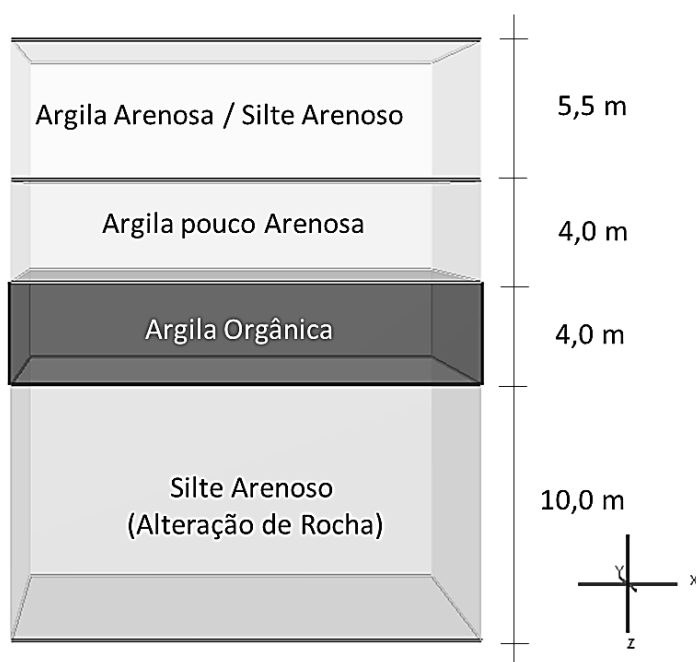


Figura 4.32 – Modelo geotécnico elaborado.

4.6.1.1 Escavação dos Tubulões

De posse do modelo geotécnico desenvolvido, considerado representativo da estratigráfica apresentada pelas investigações realizadas na região, realizou-se as escavações dos tubulões, Figura 4.33, conforme dimensões geométricas já apresentadas no item 3.5.

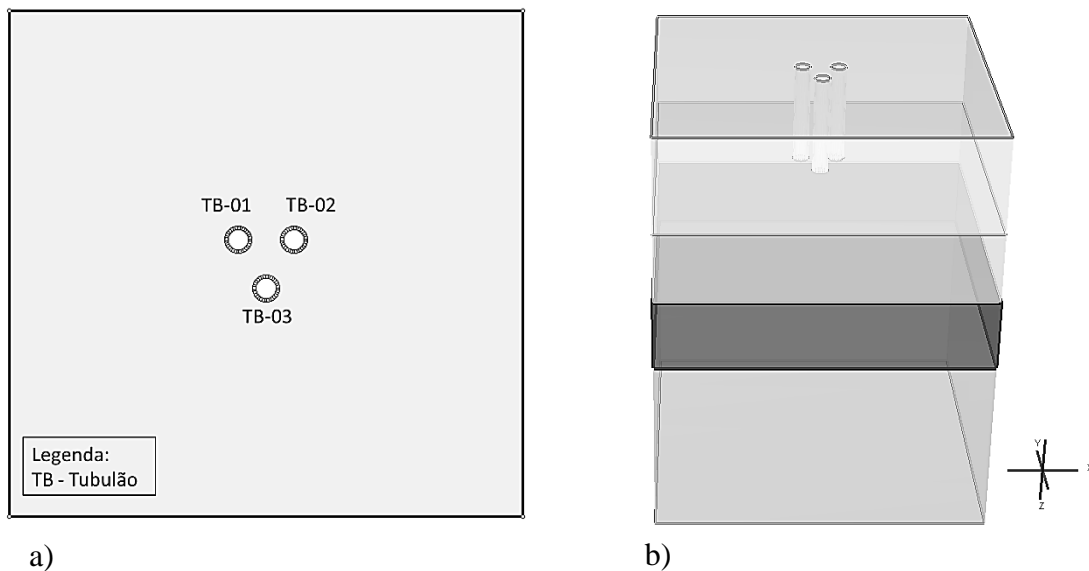


Figura 4.33 – Escavação dos tubulões. a) Planta; b) Perspectiva.

As escavações dos tubulões foram realizadas em três etapas distintas, sendo cada tubulão escavado em uma destas etapas. A sequência de escavação estabelecida foi TB-01, TB-02 e TB-03.

4.6.1.2 Operação dos Tubulões

Após a execução das escavações dos tubulões, acoplou-se ao modelo os elementos de concreto – tubulões e bloco de coroamento – para avaliar a sua interação com o terreno, Figura 4.34.

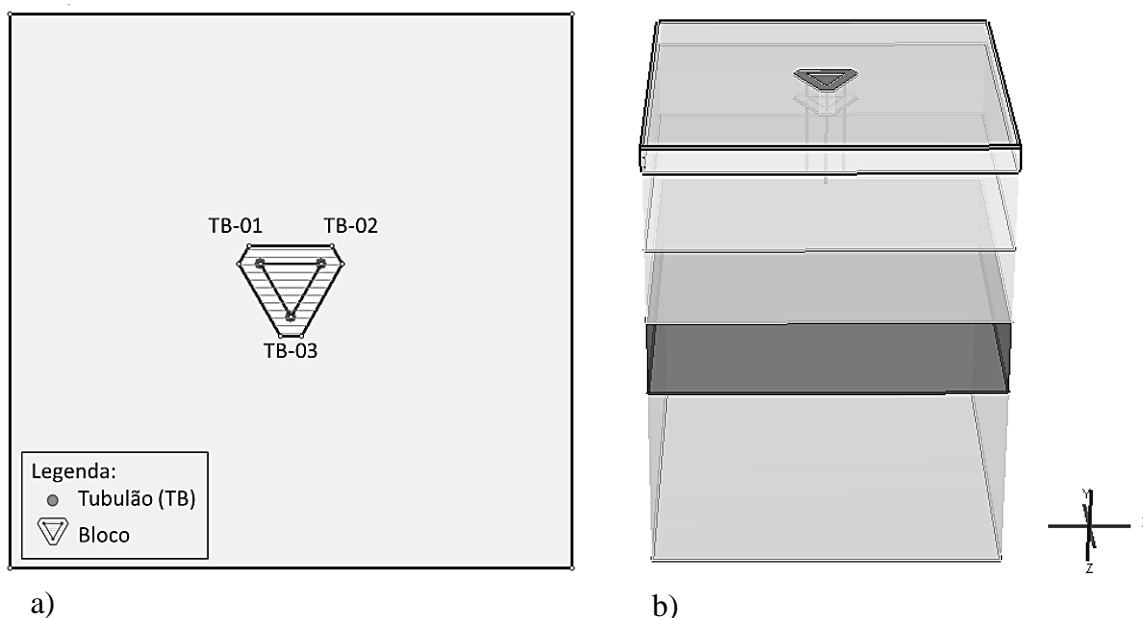


Figura 4.34 – Tubulões e bloco. a) Planta; b) Perspectiva.

A geometria dos elementos foram as já apresentadas no item 3.5 e os parâmetros do concreto armado conforme apresentado na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Parâmetros do Concreto dos Tubulões e Bloco de Coroamento

Peso Específico (kN/m ³)	fck (MPa)	Ei (MPa)	Poisson (ν)
25,00	25,00	23.800,00	0,20

Os parâmetros apresentados na Tabela 4.20 foram obtidos pelas correlações existentes para as propriedades elásticas de elementos de concreto para fck de 25 MPa.

4.6.1.3 Parâmetros Geotécnicos – Modelo Elástico Linear Plástico

Determinou-se, considerando os resultados dos ensaios de campo e laboratório, bem como as correlações apresentadas na revisão bibliográfica desta pesquisa e que será descrita em maior detalhe a seguir, os parâmetros do modelo elástico linear plástico conforme Tabela 4.21.

Tabela 4.21 – Parâmetros do modelo elástico linear plástico

Material	Parâmetros Modelo Elástico Linear Plástico				
	Peso Específico Natural (kN/m ³)	Modulo de Elasticidade (kPa)	Poisson (ν)	Su / c' (kPa)	ϕ' (°)
Silte Arenoso (Saturado)	17,50	8.400	0,29	2,10	36,97
Silte Arenoso (Higroscópica)	16,50	16.800	0,29	26,02	36,91
Argila Arenosa	16,78	10.138	0,34	12,97	26,55
Argila Pouco Arenosa	17,37	12.000	0,39	45,73	21,10
Argila Orgânica	15,00	4.086	0,37	24,54	24,44
Silte Arenoso (Alteração de Rocha)	20,00	22.660	0,28	0	37,24

Os parâmetros de resistência do silte arenoso, principal material envolvido na análise da escavação, dado que a escavação se limitou a este material, foram definidos com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto desenvolvidos para as condições de inundação e umidade higroscópica por representarem a condição de campo observada ao longo da implantação da estrutura.

Os demais materiais, argila arenosa e a argila pouco arenosa, tiveram seus parâmetros definidos com base nos ensaios triaxiais do tipo CID realizados para estas amostras, por serem os ensaios mais indicados para fornecer parâmetros de deformabilidade. A argila orgânica e o silte arenoso (alteração de rocha) tiveram seus parâmetros de resistência definidos pelas correlações apresentadas por Stroud (1974) – Su tomado igual ao intercepto coesivo efetivo do material fino – e por Teixeira (1996) – ângulo de atrito efetivo – pelo fato dos resultados obtidos em laboratório apresentarem similaridade com as correlações avaliadas, conforme demonstrado no

item 4.3, inclusive pela consideração de avaliar o intercepto coesivo como sendo a resistência não drenada para materiais finos.

Os módulos de elasticidade, exceto para a argila arenosa e a argila pouco arenosa, em que foram desenvolvidos triaxiais do tipo CID, foram estimados pela correlação apresentada por Stroud (1989) com os índices de resistência a penetração do amostrador padrão do ensaio SPT na sondagem de simples reconhecimento. No entanto, para a primeira camada de solo, silte arenoso, adotou-se fatores multiplicadores distintos a depender da condição de umidade/saturação em que este foi ensaiado. Adotou-se fator multiplicador igual a 1,00 para a amostra inundada e igual a 2,00 para a amostra na umidade higroscópica. Tal consideração foi assumida dado que Stroud (1989) deixa claro que materiais com comportamento típico de pre-adensados possuem fatores multiplicadores iguais ou superiores a 2,00. O coeficiente de Poisson (ν) foi definido por meio da relação com o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) conforme estabelecido pela teoria da elasticidade. O coeficiente de empuxo no repouso foi definido pela formulação de Jaki⁵ com base no ângulo de atrito interno do material.

4.6.1.4 Parâmetros Geotécnicos – Modelo Hiperbólico

Considerando as propostas de Duncan & Chang (1970, 1980) para o modelo hiperbólico e os resultados dos ensaios triaxiais CID apresentados, bem como valores listados pela literatura para materiais semelhantes, adotou-se os parâmetros apresentados na Tabela 4.22 nas análises desenvolvidas considerando o modelo hiperbólico.

Tabela 4.22 – Parâmetros adotados no modelo hiperbólico

Material	Parâmetros do Modelo Hiperbólico						
	c' (kPa)	ϕ' (°)	K (kPa)	n	Rf	Kb (kPa)	m
Argila Arenosa	12,97	26,55	129,13	0,35	0,94	65,81	0,35
Silte Arenoso	0,00	40,00	470,00	0,51	0,86	-	-
Argila pouco Arenosa	45,73	21,10	151,01	0,20	0,83	81,71	0
Argila Orgânica	54,89	1,00	67,00	0,02	0,79	-	-
Silte Arenoso (Alteração de Rocha)	0,00	44,00	850,00	0,79	0,92	-	-

Para os materiais classificados como silte arenoso, argila orgânica e silte arenoso (alteração de rocha) foram adotados valores apresentados pela literatura. Esta medida foi assumida dado que para estes materiais não houve possibilidade de se coletar amostras indeformadas ou realizar

⁵ $k_0 = 1 - \text{sen}\phi'$

ensaios que fornecessem os parâmetros requisitados. Todavia, adotou-se esta postura já que para os materiais ensaiados observou-se proximidade com os valores apresentados pela literatura para materiais semelhantes e ensaiados nas mesmas condições de confinamento.

4.6.2 Resultados Alcançados

A seguir são apresentados os resultados alcançados pela modelagem numérica das etapas de escavação e operação dos tubulões considerando as condicionantes do terreno, os parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos e os parâmetros estruturais do concreto.

4.6.2.1 Escavação dos Tubulões

As escavações dos tubulões foram modeladas de forma a verificar se a sucção pode ter influenciado na estabilidade dos poços durante o período em que estes ficaram expostos – aproximadamente três meses, julho a outubro de 2014.

As análises foram realizadas considerando dois pontos de avaliação do comportamento das escavações: PT-01 no TB-01 e PT-02 no TB-02. A Figura 4.35 identifica os pontos avaliados, sendo adotado o centro de carga do bloco de coroamento como origem do modelo desenvolvido.

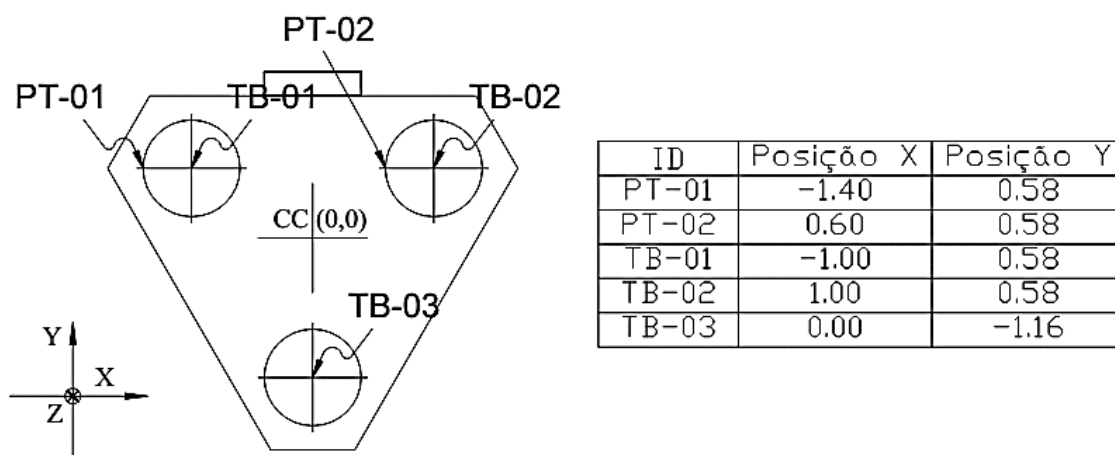


Figura 4.35 – Pontos de análise da escavação.

Adotou-se estes dois pontos de análise visto que os mesmos se situam em locais distintos – exterior e interior das regiões escavadas –, possibilitando avaliar como a escavação do TB-01 influenciaria na escavação do TB-02. Os pontos tomados para análise foram avaliados em profundidade sendo a avaliação estendida à profundidade do modelo, 23,00 m. Os resultados foram plotados a cada 0,50 m de profundidade, aproximadamente, e a partir da superfície do terreno.

Item (a) – Silte Arenoso – Modelo Elástico-Linear Plástico e Modelo Hiperbólico

Os resultados obtidos considerando a primeira camada de solo, silte arenoso, com os parâmetros advindos dos ensaios de cisalhamento direto conduzidos com inundação dos CPs e parâmetros do modelo hiperbólico obtido na literatura para material semelhante, são apresentados no Apêndice D.1. Estes resultados referem-se a análise da escavação dos três tubulões conforme sequência construtiva apresentada na metodologia do trabalho. Os resultados apresentados – deslocamentos em relação ao eixo “x”; em relação ao eixo “z”; se houve ou não escoamento do material; e o fator de resistência do material, espécie de fator de segurança capaz de indicar se o material se rompeu ou não – foram considerados indicadores úteis para avaliar a estabilidade da escavação dos tubulões.

Pela avaliação dos resultados apresentados, é possível afirmar que os deslocamentos horizontais na direção do eixo “x”, com sentido para valores positivos de “x”, segundo a orientação estabelecida e apresentada na Figura 4.35, aumentaram com a profundidade na região de execução da escavação. O valor máximo de deslocamento foi de 4,00 mm e observado na profundidade de 5,00 m quando da conclusão da escavação dos três tubulões.

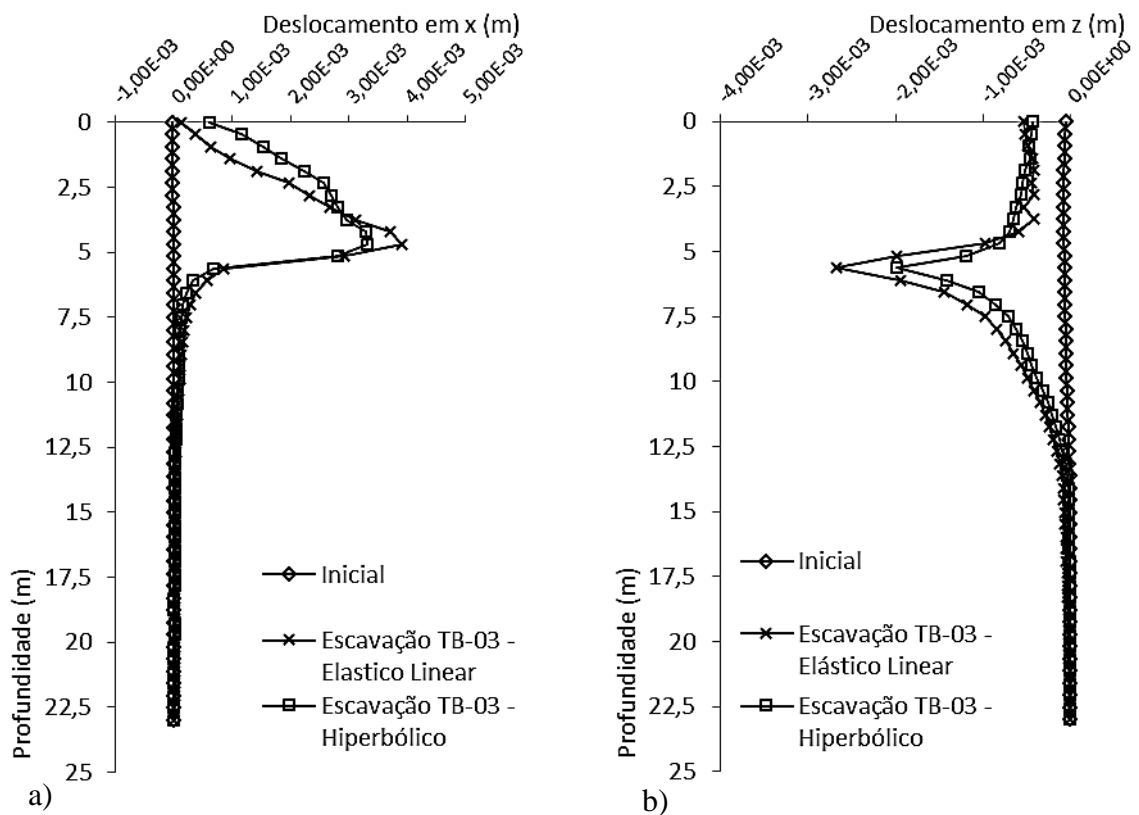
Os deslocamentos em “z”, assim como em “x”, cresceram com a profundidade. Entretanto, para o eixo “z”, foram observados deslocamento negativos próximos de 3 mm na profundidade de 5,50 m, base da escavação. O sinal negativo indica que o material se deslocou com sentido para cima, ou seja, contrário ao da escavação. Fato esperado pelo alívio de tensões ocasionado pela escavação.

O escoamento pode ser tomado como indicativo de plastificação do solo, escoamento de 100% indica material totalmente plastificado, alcançando deformações irreversíveis. Valores menores que 100% indicam que o material ainda possa ter uma parcela trabalhando na região elástica – deformações reversíveis. Na plastificação, quando todos os pontos atingem o patamar de ruptura e escoam, a situação é considerada como a máxima carga que o material poderá suportar conforme conceitos da resistência dos materiais. Pelo observado do comportamento do material, este encontra-se totalmente plastificado até a profundidade de 5,50 m. Esta condição indica que o material sofreu deformações irreversíveis podendo, inclusive, ter-se rompido.

O fator de resistência, relação entre a tensão cisalhante resistente, com base nos parâmetros de resistência do material, e a tensão cisalhante atuante, com base nas tensões induzidas pela escavação, é sempre superior a 1,00 para a condição inicial – condição geostática do problema.

Todavia, após a escavação do TB-01, este fator cai de forma abrupta, situando próximo da unidade até 5,50 m de profundidade. Esta condição é um indicativo de que a estabilidade da escavação não seria garantida para a condição avaliada.

Da mesma forma como procedido no modelo elástico-linear-plástico, analisou-se o problema considerando os parâmetros do modelo hiperbólico apresentados pela literatura para um silte-arenoso no intuito de verificar se o comportamento seria semelhante para baixas tensões. Os resultados para o ponto PT-01, para as duas condições e situação final de escavação dos tubulões, são apresentados na Figura 4.36.



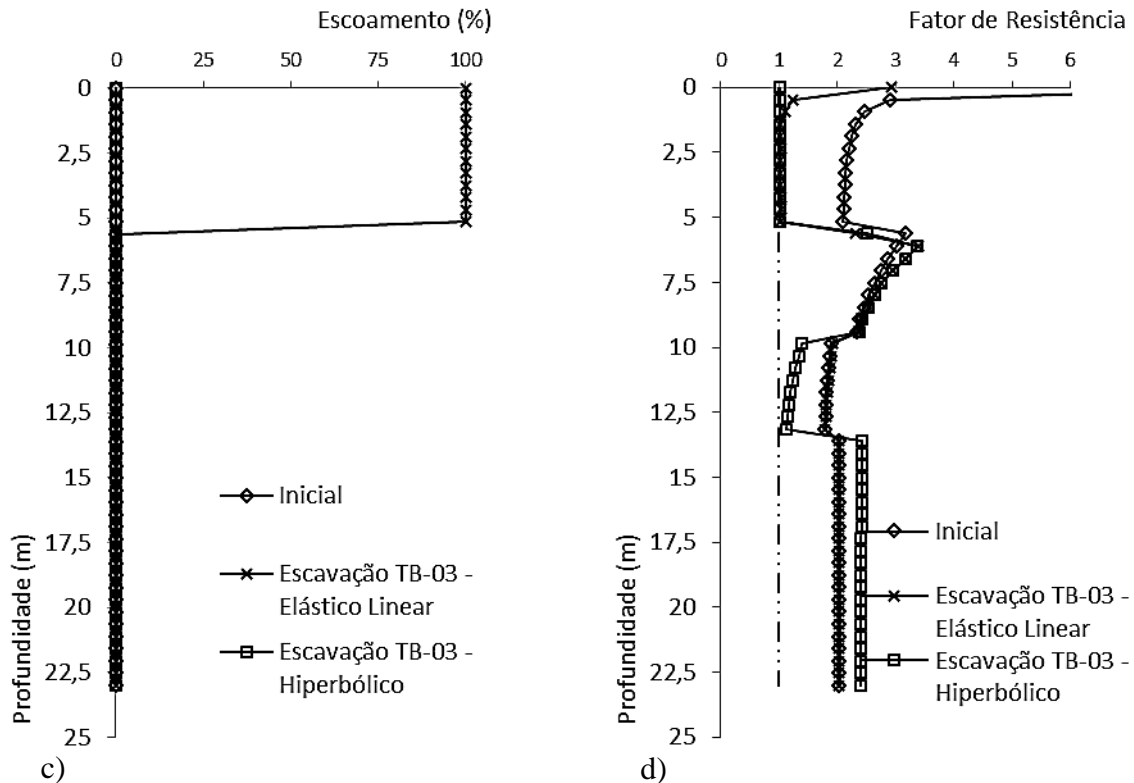


Figura 4.36 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso – Elasto-Plástico e Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

Item (b) – Argila Arenosa – Modelo Elástico-Linear Plástico e Modelo Hiperbólico

Considerando os parâmetros de deformabilidade e resistência obtidos no ensaio triaxial tipo CID para a argila arenosa – por apresentarem maior intercepto coesivo, o que poderia favorecer, de certa forma, a estabilidade do poço na escavação –, modelou-se a escavação considerando a hipótese de se ter este material como camada superficial conforme também indicado nas campanhas de ensaios de campo realizadas na região. No Apêndice D.2 são apresentados os indicadores de deformação e estabilidade para os pontos PT-01 e PT-02, como exibidos na análise para o silte arenoso.

Apesar dos parâmetros de resistência do material intitulado argilo-arenoso apresentarem maior intercepto coesivo, os resultados alcançados levam a crer que esta componente da resistência, apenas, não seria capaz de manter a escavação estável. Até a profundidade de 3,00 m constata-se que a escavação possui estabilidade, sendo possível, inclusive, observar fatores de resistência sempre superiores a 1,00, e o não escoamento do material como demonstrado pelas análises dos pontos PT-01 e PT-02. Esta condição era, de certa forma, esperada, dado que a altura crítica de escavação, segundo os critérios de empuxo da teoria de Rankine, e expostos por Terzaghi

(1943), pode ser definida conforme Equação 4.1 e assegura a estabilidade da escavação até esta profundidade.

$$z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Equação 4.1}$$

Em que z_{cr} é a altura crítica da escavação; c' é o intercepto coesivo efetivo do material; γ é o peso específico do material; e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do material.

Pela avaliação da equação, com os parâmetros de resistência e peso específico do material, constata-se que a altura crítica da escavação seria próxima de 2,50 m. Segundo Terzaghi (1943), abaixo desta profundidade o solo já falharia por cisalhamento, condizente com o apresentado pela modelagem em que a partir de 3,00 m de profundidade, o material já escoava possuindo fator de resistência próximo de 1,00.

Para a argila arenosa, avaliada pelo modelo hiperbólico, cujos parâmetros foram obtidos do ensaio triaxial CID, os resultados para o ponto PT-01, mediante os observados no modelo linear elástico, são os apresentados na Figura 4.37.

Diante do exposto, se observa que os deslocamentos em “x” pelo modelo hiperbólico são muito superiores aos observados no modelo elástico-linear. Com relação aos deslocamentos em “z”; escoamento; e fator de resistência, as comparações entre os dois modelos constataam uma similaridade nas respostas obtidas para as profundidades em análise.

A Figura 4.37c apresenta as deformações em “x” considerando o modelo hiperbólico e o linear elástico. É possível notar, avaliando a imagem, que as deformações em relação ao eixo “x” chegam a 5%, sendo observadas deformações próximas de 0,5% para o modelo elástico linear. Para se atingir níveis de deformações próximos a 5%, pelo modelo elástico linear, seriam necessitárias tensões elevadas.

Fazendo uma análise do nível de tensões que atua na profundidade de 5,00 m, nota-se que as tensões verticais e horizontais neste ponto encontram-se próximas de 100 kPa e 50 kPa, ambas para a condição geostática do problema, Figura 4.38.

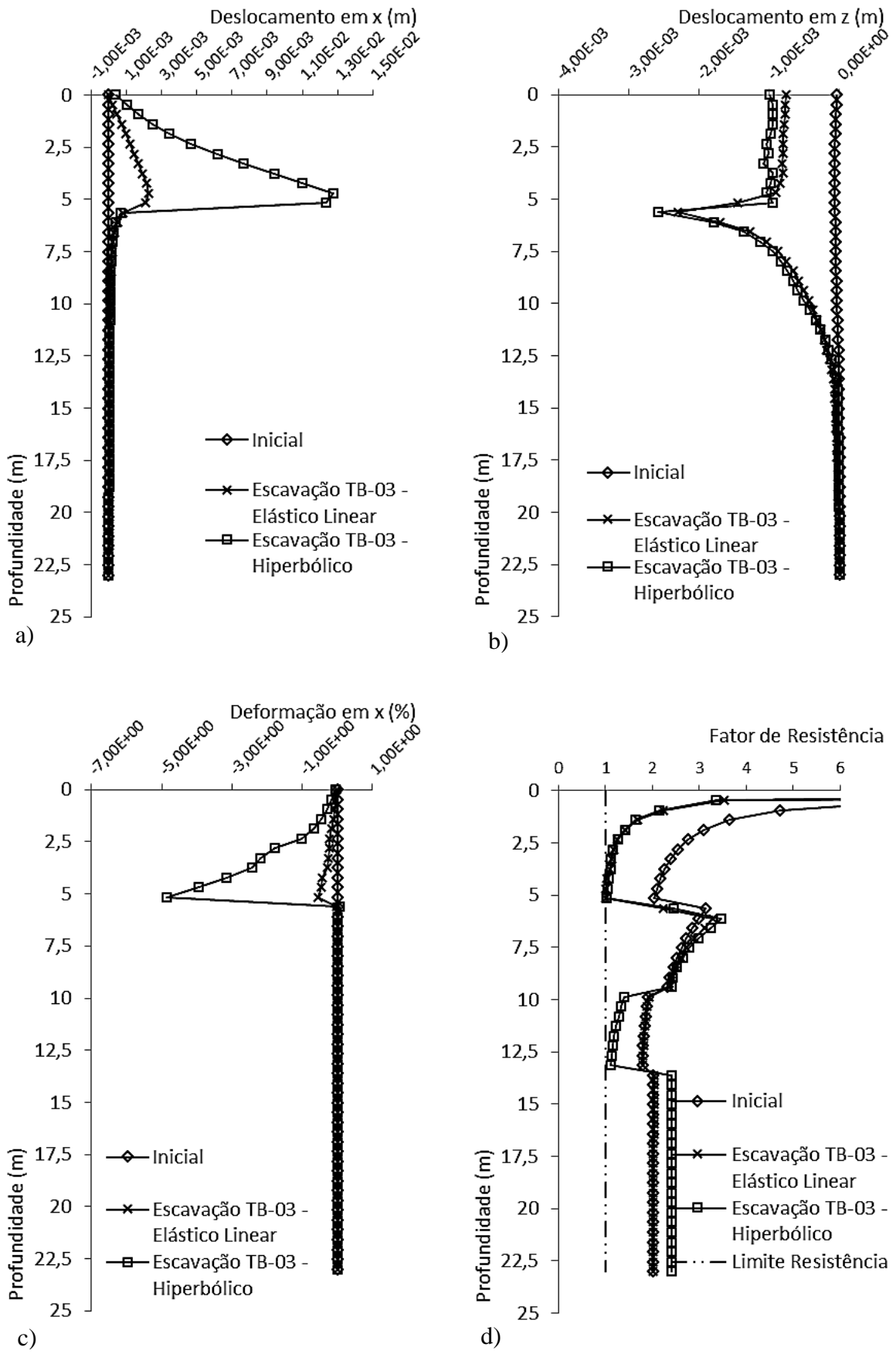


Figura 4.37 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Deformação em “x”; d) Fator de resistência.

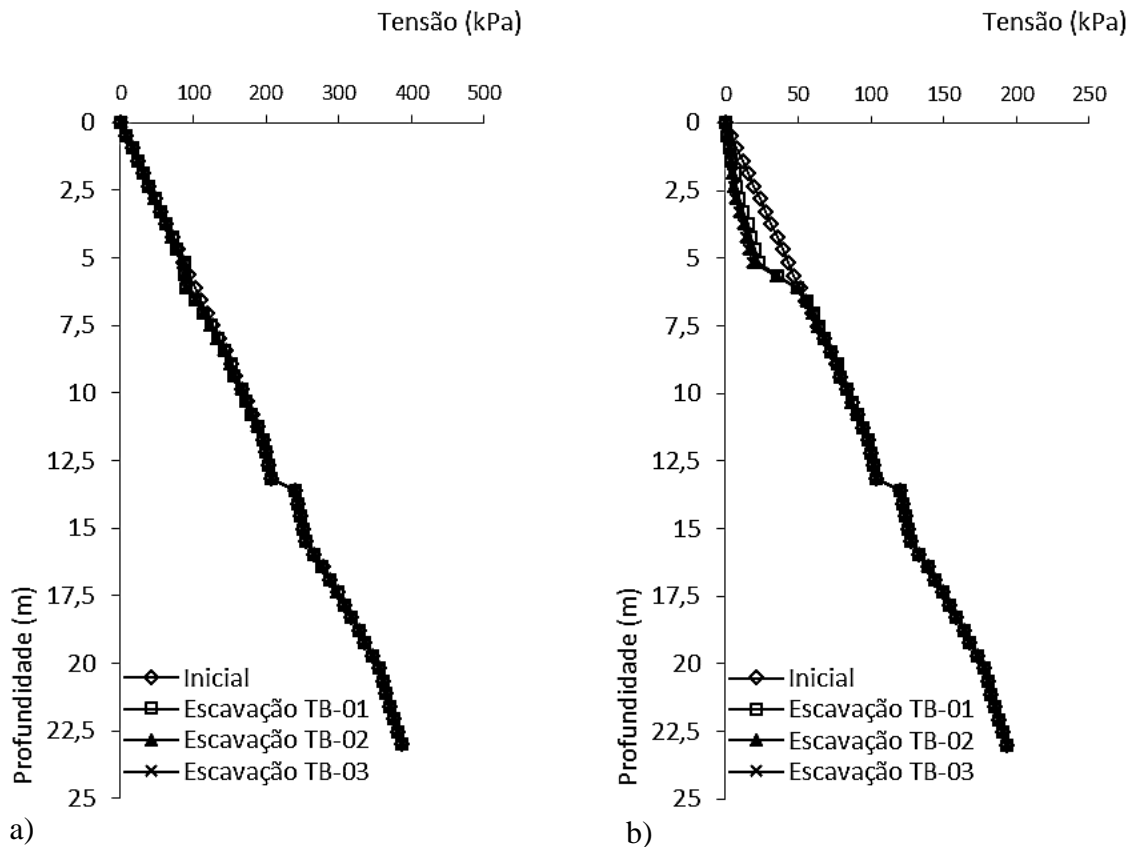


Figura 4.38 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa. a) Tensão Vertical; b) Tensão Horizontal.

Após as escavações, a tensão confinante (horizontal) na parede do tubulão vai a zero, fato parcialmente apresentado pela Figura 4.38b. Na Figura 4.38b a tensão confinante não foi a zero pelo fato do ponto de análise ser fixo e haver deformações no modelo, causadas pela escavação. Assim sendo, o ponto de análise, apesar de estar no bordo da escavação, tende a fornecer resultados da região interna da massa de solo.

Sabendo que a escavação induz a tensão confinante nas paredes do poço a zero, e observando que a massa de solo na região interna à profundidade de 5,50 m possui tensão confinante próxima de 50 kPa, pode-se avaliar as variações nas deformações com base na curva tensão deformação do solo obtida no ensaio triaxial CID com tensão confinante de 50 kPa.

Avaliando-se a curva tensão *versus* deformação do solo para a tensão confinante de 50 kPa, a curva modelada, pelos parâmetros do modelo hiperbólico, e a curva elástica linear secante, Figura 4.39, constata-se que seriam necessárias tensões desviadoras superiores a 100 kPa para que o modelo elástico linear atingisse deformações da ordem de 5%.

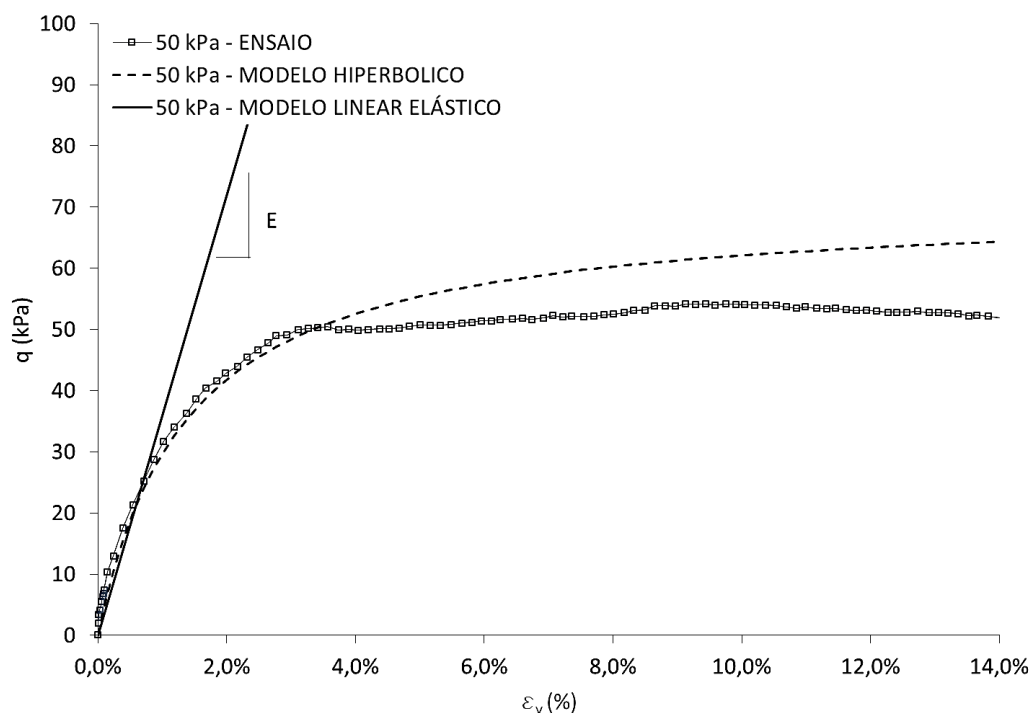


Figura 4.39 – Curva tensão *versus* deformação argila arenosa para confinante de 50 kPa.

Assim, fazendo uma análise das curvas apresentadas, constata-se que as divergências apresentadas pelos dois modelos são possíveis. Tomando a tensão confinante após a escavação como zero e sabendo que a tensão vertical no ponto em análise é próxima de 100 kPa chega-se a uma tensão desviadora – q no gráfico da Figura 4.39 – de 50 kPa. Este valor indica que o modelo linear apresentaria deformações até 1% e o modelo hiperbólico em torno de 4% a 5%, algo próximo do constatado pela modelagem.

Os resultados observados para o ponto PT-02 são similares aos do ponto PT-01. Houve, também, deslocamentos e deformações superiores em relação ao eixo “x” conforme ilustrado pelas figuras apresentadas no Apêndice D.2. Os deslocamentos na profundidade de 5,00 m foram em média seis vezes (6x) superiores. O fator de resistência indica, como na análise elástica-linear-plástica, que o material romperia a partir de 2,50 m de profundidade. Diante das diferenças observadas e informações evidenciadas, há indícios de que os pontos PT-01 e PT-02 não seriam estáveis, indicando a instabilidade dos poços escavados caso o material escavado fosse a argila arenosa.

Item (c) – Silte Arenoso – Umidade Higroscópica – Modelo Elástico-Linear Plástico

Modelou-se a escavação considerando o solo na umidade higroscópica e seus parâmetros para esta condição. No entanto, a modelagem considerou apenas o modelo elástico-linear já que não foram realizados ensaios triaxiais com sucção controlada para obtenção dos parâmetros do

modelo hiperbólico para esta condição. Os resultados para o ponto PT-01 são os apresentados na Figura 4.40 para a escavação dos três tubulões (TB-01, TB-02 e TB-03).

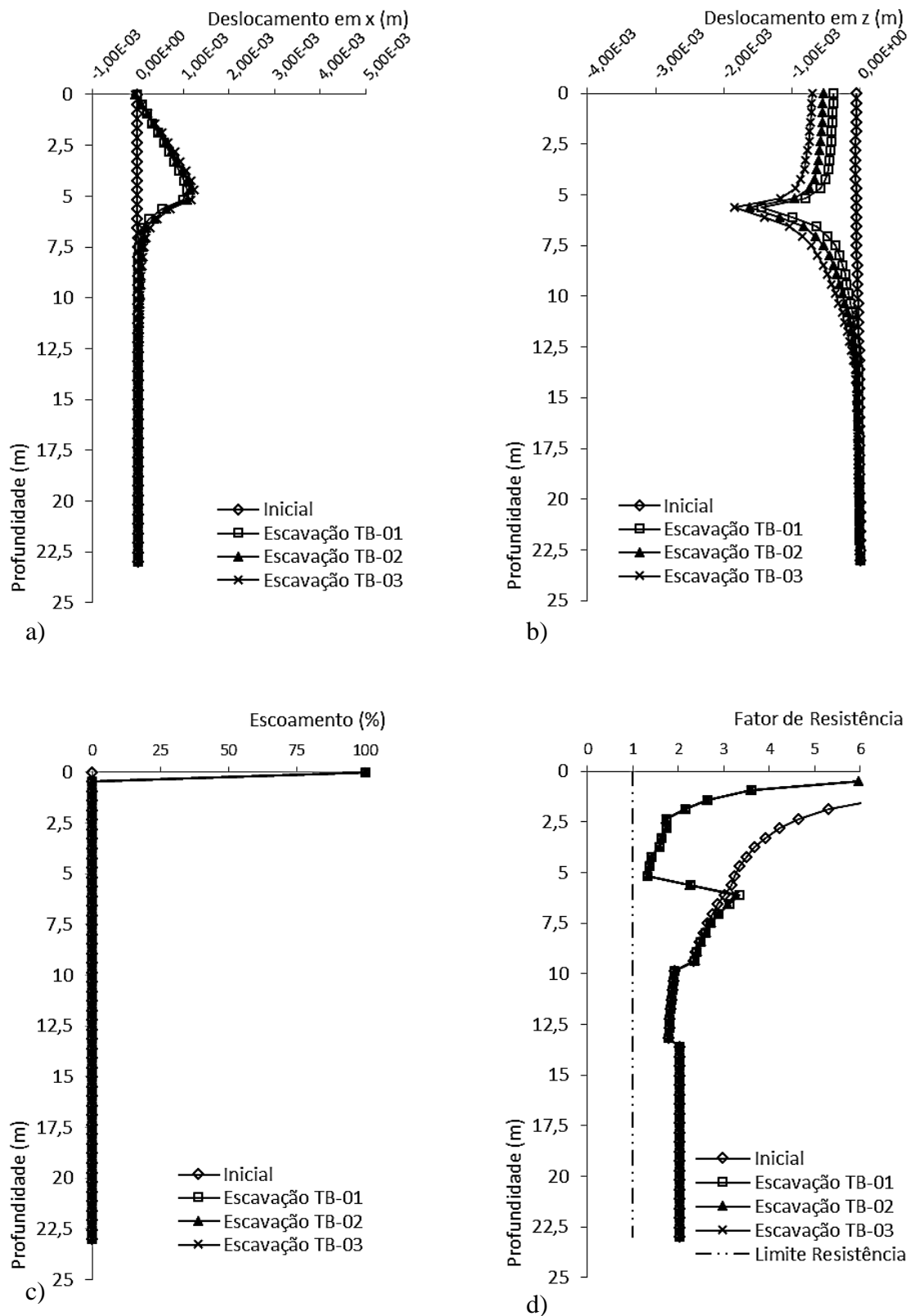


Figura 4.40 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso Umidade Higroscópica. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

Se observa, assim como para a modelagem com os parâmetros do material inundado, que os comportamentos referentes aos deslocamentos são semelhantes. Todavia, as magnitudes destes deslocamentos são menores. Esta condição certamente está associada ao maior módulo de elasticidade adotado para o material na condição de umidade higroscópica pelo fato do material apresentar comportamento típico de materiais pre-adensados, conforme exposto no item 4.6.1.3.

O deslocamento máximo em “x” foi da ordem de 1 mm, quatro vezes (4x) inferior ao observado para a avaliação considerando os parâmetros do material para a condição inundada. O deslocamento máximo em “z” ficou próximo de 2 mm, situando-se próximo do valor observado para a condição inundada.

O escoamento não foi observado para esta condição. Apesar dos resultados apresentarem escoamento no topo da escavação, a situação pode ser interpretada como irreal. O fato ocorre, possivelmente, pelo ponto ser um extremo do problema em análise, onde as condicionantes de contorno podem não terem sido bem assimiladas.

O fator de resistência se situou sempre superior a unidade. Esta condição favorece para que se observe a estabilidade nos tubulões abertos.

Como se observou a estabilidade da escavação, com a modelagem considerando estes parâmetros, avaliou-se também o ponto PT-02. Os resultados obtidos para o ponto PT-02, para a condição em análise, são descritos a seguir e podem ser identificadas na Figura 4.41.

Os deslocamentos do ponto PT-02 em “x” demonstraram a mesma ordem de grandeza dos observados para o PT-01. A singularidade apresentada, por este ponto, foram os pequenos deslocamentos no sentido negativo de “x” quando da escavação do TB-01, fato condizente com o esperado. Entretanto, quando se escavou o TB-02, os deslocamentos passaram a ser positivos chegando aos mesmos valores observados para o PT-01.

Os deslocamentos observados em “z” foram os mesmos observados para o ponto PT-01 para a condição final.

Assim como para o PT-01, o material não escoou e apresentou fator de resistência sempre superior a unidade, o que garante a não ruptura do material e consequente estabilidade da escavação.

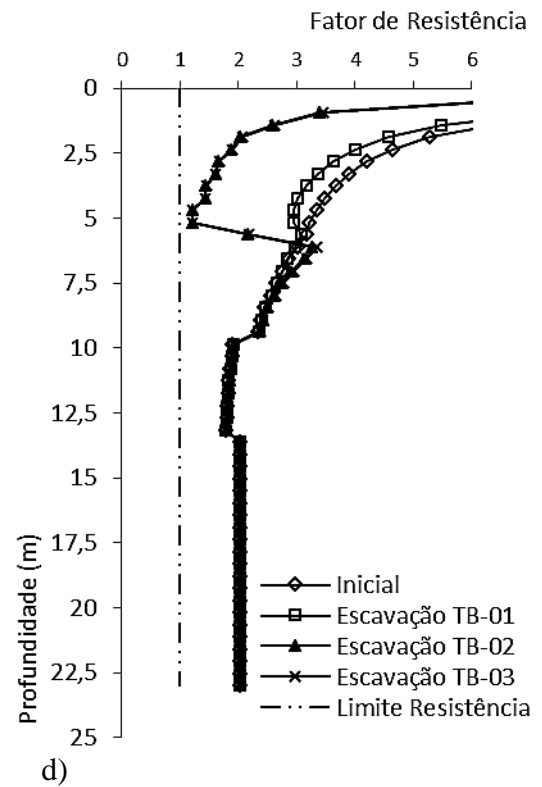
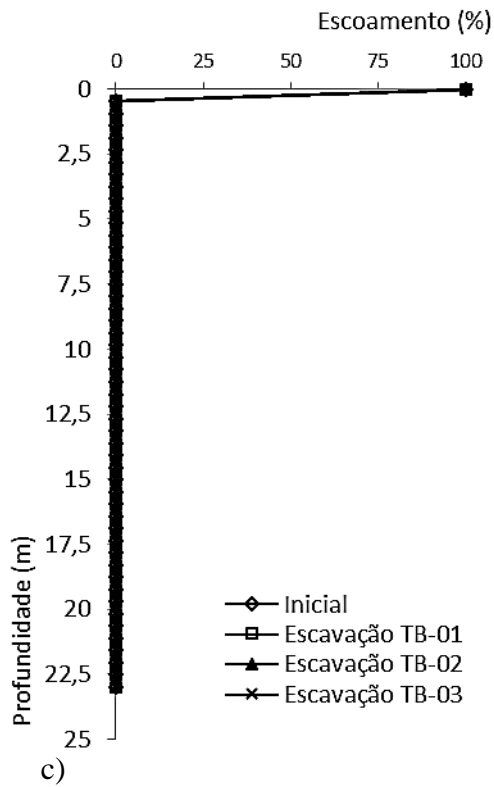
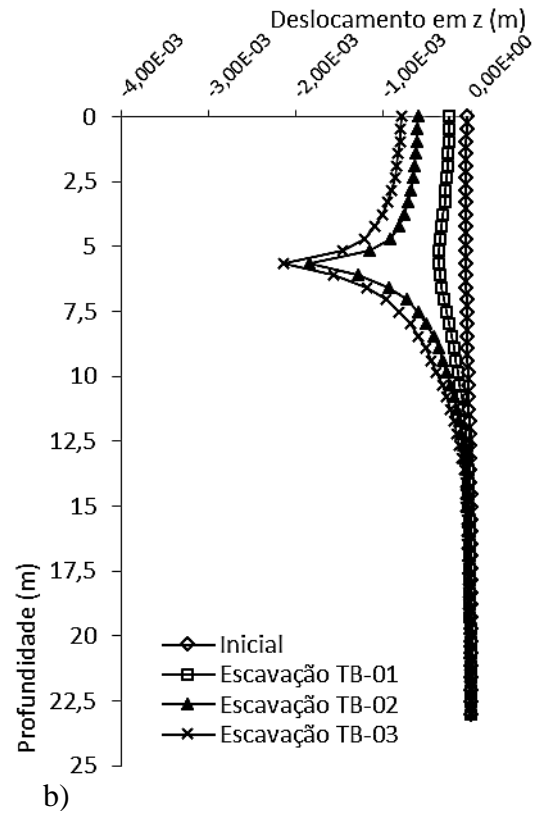
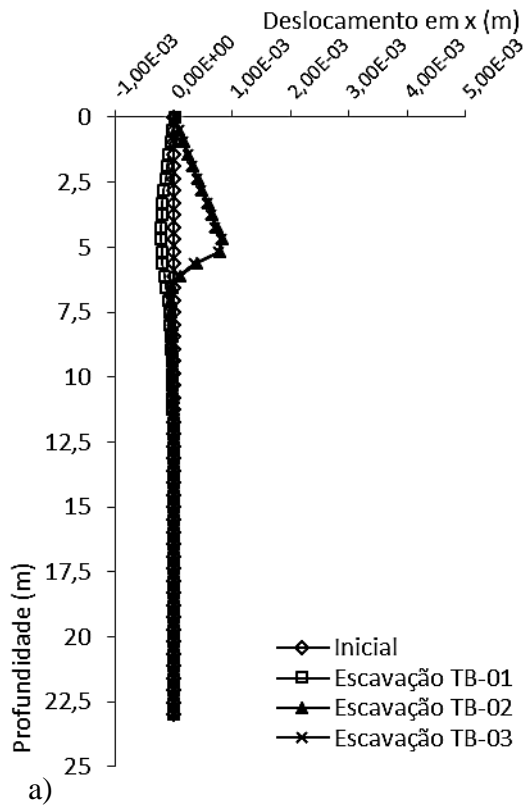


Figura 4.41 – PT-02 – Escavação – Silte Arenoso Umidade Higroscópica. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

Como os resultados obtidos, pelo modelo para falha do material por cisalhamento são semelhantes aos obtidos pela consideração dos critérios de empuxo de Rankine, conforme já exposto no trabalho, e o material ensaiado não apresentar variações no ângulo de atrito interno para as condições de inundação e umidade higroscópica, fato que poderia ser esperado conforme já apresentado, o intercepto coesivo crítico para um poço com 5,50 m de profundidade no material estudado é de aproximadamente 22 kPa. Avaliando, pela metodologia de Vilar (2006), este intercepto coesivo seria o esperado quando se tem uma umidade próxima de 18% ($S=65\%$) para o material em questão, cujo valor é pouco superior ao observado em campo quando da coleta das amostras indeformadas, Tabela 4.1.

Assim sendo, considerando os resultados e discussões apresentadas, há claros indícios de que a sucção possa ter sido a responsável por garantir a estabilidade das escavações no período em que os tubulões ficaram expostos ao ambiente.

4.6.2.2 Operação da Torre e Solicitação nos Tubulões

Diante da avaliação da estabilidade, durante a etapa de escavação, notou que a estabilidade só seria garantida considerando a sucção como, em partes, responsável pelo ganho de resistência no silte-arenoso. Esta situação pode ser considerada realista dado que as investigações de campo, realizadas nas proximidades da região da fundação, indicam o silte arenoso como material superficial predominante (SP-13). Outro aspecto a mencionar é que, quando da coleta da amostra indeformada no material identificado como silte arenoso, a umidade do material estava próxima de 18% ($S=65\%$), valor que conduz a um intercepto coesivo capaz de garantir a estabilidade do poço segundo modelagem numérica e metodologia de Rankine, como apresentado no item anterior.

Assim sendo, para a operação da torre e solicitação dos tubulões, as análises foram conduzidas considerando o modelo elástico-linear plástico para a condição de não saturação e parâmetros de resistência conforme grau de saturação observado em campo. Realizou-se também, por questões avaliativas, análises considerando a total saturação do solo a fim de verificar possíveis interferências na transferência de carga no contato solo/fundação nesta condições de contorno. Partindo destas hipóteses, assumidas como representativas, tomando como base as análises já desenvolvidas, modelou-se o carregamento do bloco de coroamento e dos três tubulões (TB-01, TB-02 e TB-03) conforme condição já descrita no item 4.5.3. Os resultados para os tubulões, elemento que se busca identificar particularidades na forma de transferência de carga para o solo mediante a variações nas condições de saturação, foram plotados em profundidade a partir

da base do bloco, considerando os eixos coordenados conforme já apresentado para as análises da escavação.

Diante das respostas dos instrumentos, modelou-se a aplicação de uma carga centrada no centro de carga do bloco de coroamento, como quando ocorreu pela instalação da base de suporte, não sendo impostos esforços flexores e cortantes.

O peso próprio dos tubulões e também bloco de coroamento foram considerados com base no peso específico do concreto e dimensões dos elementos conforme consideração inicial do programa de análise adotado na pesquisa.

Item (a) – Silte Arenoso – Umidade Higroscópica/Saturado – Modelo Elástico-Linear Plástico

Para avaliar as interferências na transferência de carga do tubulão para o solo, considerando o material na umidade higroscópica e na condição inundada, de forma a identificar possíveis divergências neste mecanismo para as duas situações, tomou-se como referência o TB-01. Este elemento foi escolhido porque se encontra instrumentado na base e topo, possibilitando confrontar o observado *versus* o modelado. Na modelagem aplicou-se, no centro de carga do bloco, uma carga de 30 kN de compressão, correspondente a carga exercida no momento da montagem da base de suporte, único momento em que a instrumentação apresentou dados passíveis de serem avaliados.

Na Figura 4.42 é possível observar a tensão cisalhante na interface solo/tubulão para as duas condições avaliadas, solo na umidade higroscópica e inundado.

Pelos resultados apresentados, pode ser constatado que a implantação do suporte da torre não ocasionou alterações nas tensões cisalhantes no contato solo/fundação nas regiões mais profundas. Este fato confirma, de certa forma, que o carregamento aplicado nesta etapa foi absorvido pelo fuste dos tubulões em seus primeiros metros, não despertando esforços nas regiões mais profundas, conforme já havia sido evidenciado pela instrumentação.

Avaliando as duas condições, solo na umidade higroscópica e solo saturado, observa-se um menor desenvolvimento de tensões cisalhantes para a condição de solo na umidade higroscópica. Este fato pode ser justificado pela maior rigidez do material na condição de umidade higroscópica sendo que, observou-se, pelos cálculos da capacidade de carga, que o bloco de coroamento absorve uma parcela de carga maior para a condição não saturada, fazendo com que só desenvolva maiores valores para tensões cisalhante no contato, em módulo, para

carregamentos maiores. Desta forma, o material na condição de umidade higroscópica pode, também, ser considerado mais resistente por apresentar menores tensões, em módulo, que o solo na condição de total saturação. Diante destas constatações, se observa uma diferença nas cargas ativadas na interação fuste tubulão-solo para condições de completa saturação e umidade higroscópica.

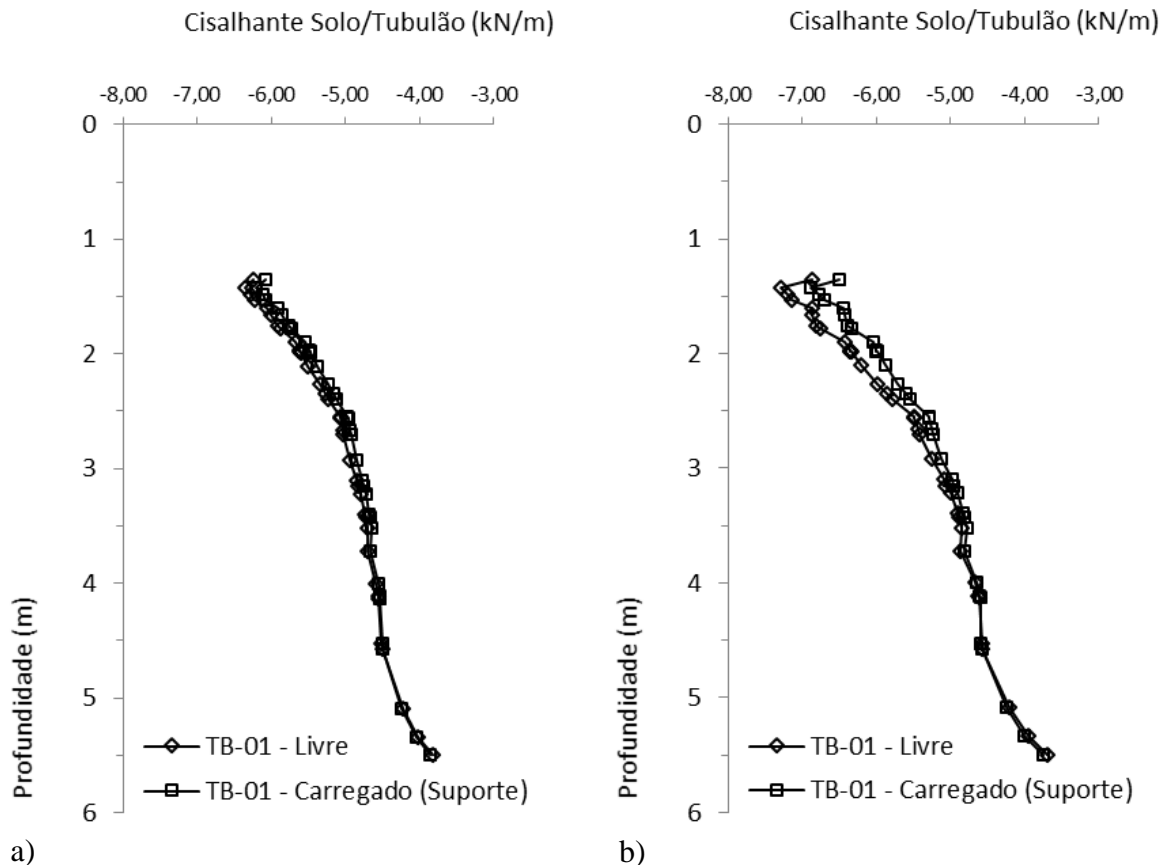


Figura 4.42 – TB-01 – Operação – Silte Arenoso. a) Tensão cisalhante interface solo/tubulão umidade higroscópica; b) Tensão cisalhante na interface solo/tubulão material inundado.

Comparando o valor da tensão cisalhante medida pela instrumentação no topo dos tubulões, 3,09 kPa (item 4.5.1), e os valores apresentados pelo modelo, aproximadamente 2,32 kPa para a condição de umidade higroscópica e 2,58 kPa para a condição saturada – valor do gráfico na profundidade de 1,40 m dividido pela circunferência do tubulão (2,67 m) – observa-se valores semelhantes e próximos dos medidos em campo. Possivelmente, pelo fato do carregamento aplicado na torre no momento da leitura do instrumento não ser grande o suficiente e o bloco de coroamento absorver parte dos esforços, não há como distinguir entre os valores alcançados para as duas condições. Entretanto, o que foi observado na modelagem, e que pode ser relatado, é que há indícios de que a transferência de carga não ocorre da mesma forma para solos

saturados e não saturados, uma vez que se observa diferenças nas curvas para as duas condições, inclusive em profundidade.

4.6.2.3 Simulação de Carregamentos na Torre e Respostas dos Tubulões

Assim como para o item referente a operação da torre e solicitação nos tubulões, o modelo geotécnico adotado para as simulações de carregamento na torre foi o que considera o silte arenoso conforme já apresentado no item 4.6.2.2.

Item (a) – Silte Arenoso – Umidade Higroscópica/Saturado – Modelo Elástico-Linear Plástico

Como os instrumentos não apresentaram respostas nas demais etapas de solicitação da torre, conforme relatado no item 4.5, avaliará, neste item, assim como no item anterior, para o TB-01, as respostas do modelo para acréscimos de carga na fundação da estrutura de forma hipotética. As respostas fornecidas pelos modelos, condições de umidade higroscópica e material saturado, possibilitarão avaliar, de forma qualitativa, as possíveis diferenças na transferência de carga para o solo e interação solo/fundação, para as duas condições avaliadas.

Para as condições hipotéticas de carregamento, simulou-se acréscimos de carga, referente ao carregamento ocasionado pela implantação da base de suporte da torre, 30 kN, em progressão aritmética – adicionando a cada nova etapa um acréscimo de 30 kN – até atingir o valor de 1920 kN, totalizando a modelagem de 64 etapas. Adotou-se esta condição, acréscimos aritméticos de cargas de 30 kN, de forma a avaliar as respostas do modelo para carregamentos crescentes e contínuos.

Os carregamentos foram aplicados, de forma sequencial e contínua, nos modelos desenvolvidos considerando os parâmetros obtidos nos ensaio com amostras em umidade higroscópica e inundada.

A Figura 4.43 apresenta os principais resultados considerando, preferencialmente, a progressão geométrica para os acréscimos de carga na avaliação da tensão cisalhante na interface solo/tubulão para a condição de solo na umidade higroscópica. Contudo, apresenta-se, ainda, acréscimos intermediários de forma a identificar, mais claramente, a carga que ocasionaria a ruptura do elemento avaliado.

É possível observar, diante das curvas de tensão cisalhante com a profundidade, que os acréscimos de carga alteram as tensões cisalhantes no contato solo/fundação. Nota-se ainda que,

para cargas até 960 kN, a tensão cisalhante desenvolvida neste contato é sempre negativa. Tal comportamento indica que o elemento de fundação e o solo resistem aos esforços a eles impostos pelos carregamentos aplicados. Entretanto, para a carga acima de 1.440 kN, a tensão cisalhante no contato já passa a ser positiva nas porções mais superficiais da fundação, indicando que o elemento e o solo já não suportam a carga aplicada.

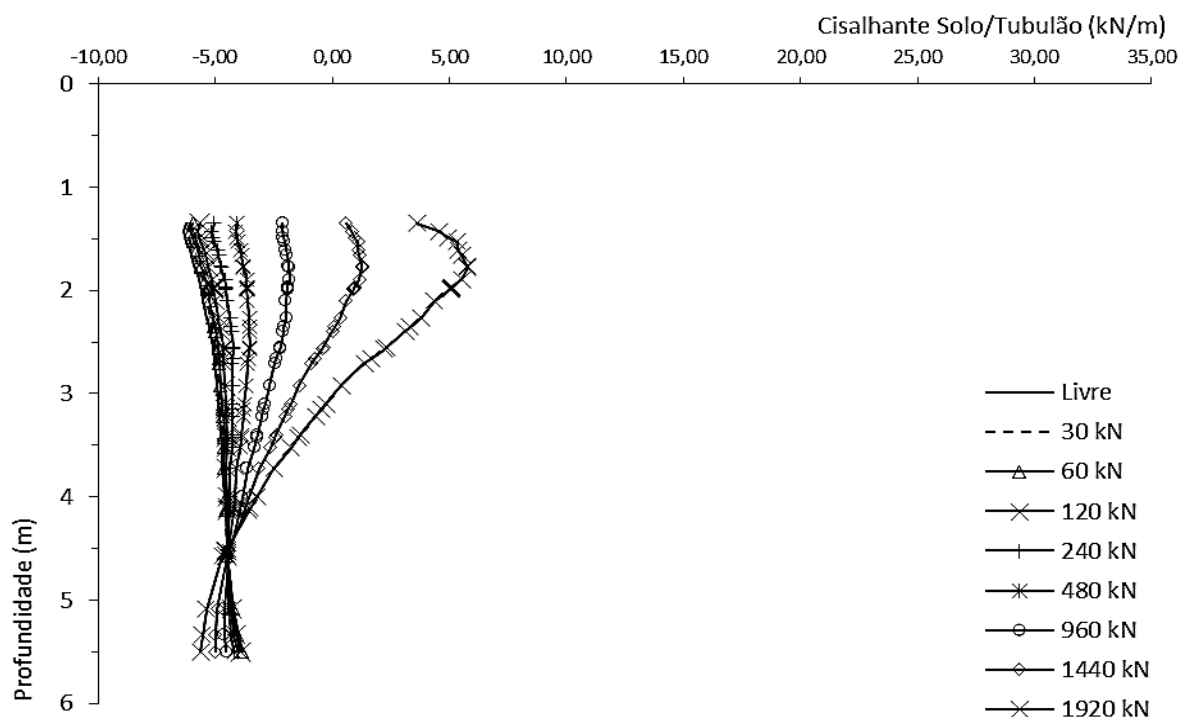


Figura 4.43 – TB-01 – Condição Hipotética de Operação – Silte Arenoso.
Tensão cisalhante interface tubulão/solo umidade higroscópica.

O carregamento apontado pelo modelo para que haja a inversão dos esforços no contato solo/fundação, indicando conseqüente ruptura, encontra-se próximo de 1.140 kN.

A Figura 4.44 apresenta os resultados da variação da tensão cisalhante na interface solo/tubulão para a condição de solo com inundação, saturado.

Assim como para a condição de umidade higroscópica, é possível observar que as tensões cisalhantes na interface solo/fundação variam com o carregamento imposto na estrutura. Todavia, agora, observa-se que a carga que proporciona a falha do solo/fundação é inferior a observada para a condição de umidade higroscópica, o que era esperado. Para o caso em questão, solo saturado, o contato solo/fundação passa a apresentar inversão de tensão cisalhante para cargas próximas de 480 kN. Nota-se também, como já relatado no item 4.6.2.2, que há variação no quinhão de carga desenvolvido no contato solo/fundação para as condições de umidade higroscópica e solo saturado, o que já havia sido observado para o carregamento da

torre com 30 kN de carga de compressão, porém não tão evidente devido à baixa magnitude da carga.

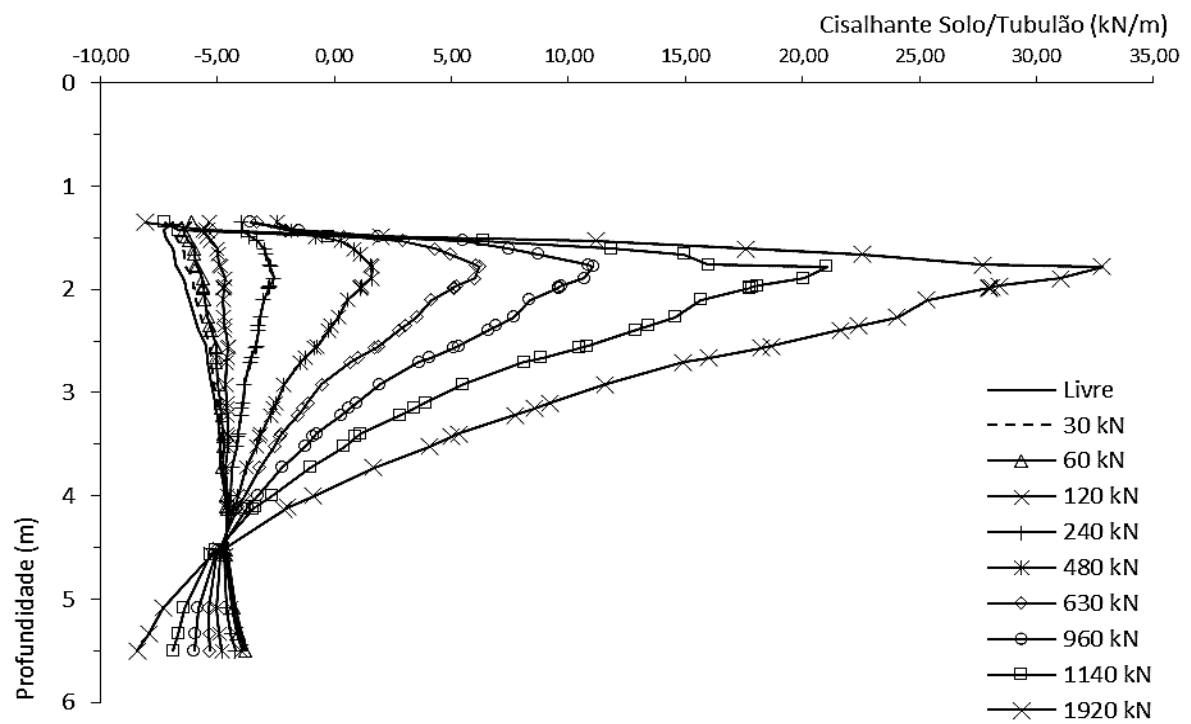


Figura 4.44 – TB-01 – Condição Hipotética de Operação – Silte Arenoso.
Tensão cisalhante interface tubulão/solo material inundado.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados alcançados são indicativos de comportamento, não se tendo a pretensão de estabelecer regras e padrões, mas sim apresentar o constatado mediante as avaliações realizadas com o material estudado.

As recomendações, posteriormente apresentadas, indicam apenas possíveis caminhos a serem seguidos e jamais devem ser tomadas como inflexíveis e único percurso para se estudar o assunto em maior detalhe.

5.1 Conclusões Alcançadas

As conclusões alcançadas, apresentadas a seguir, foram dispostas em tópicos, facilitando a identificação dos pontos relevantes.

5.1.1 Caracterização do Subsolo da Região

Tanto a sondagem de simples reconhecimento quanto o ensaio do CPTU indicaram perfis de solo semelhantes.

A avaliação dos resultados referentes a compressibilidade e resistência dos solos pelas investigações – N_{SPT} do ensaio SPT e N_{SPT} pela correlação apresentada por Robertson (1983) para o CPTU –, revela a possibilidade da utilização dos dois ensaios para a obtenção do N_{SPT} . Para a região estudada, tanto o SPT quanto o CPTU apresentaram valores de N_{SPT} semelhantes.

5.1.2 Correlações Ensaio de Campo (SPT e CPTU) com Parâmetros de Resistência de Laboratório

As correlações avaliadas, para os materiais estudados, levaram a resultados de parâmetros de resistência com a mesma ordem de grandeza. Para os solos estudados, com relação aos valores da resistência não drenada (S_u) e o intercepto coesivo efetivo (c'), as correlações apresentadas por Terzaghi & Peck (1948), Stroud (1974) e Schnaid (2000) alcançaram resultados próximos dos obtidos em laboratório.

Para o ângulo de atrito efetivo, as correlações apresentadas por Teixeira (1996) e Hatanaka & Uchida (1989), com base no valor do N_{SPT} , apresentaram valores com uma divergência média de 3° entre si, indicando a correlação de Hatanaka & Uchida (1989) valores sempre superiores. No entanto, para valores de N_{SPT} superiores a 20 as correlações tendem a apresentarem os

mesmos resultados. Os valores alcançados pela correlação de Mayne (2006), considerando os resultados do CPTU, indicaram valores bem próximos dos encontrados por Teixeira (1996), sendo que os resultados dos ensaios de laboratório, para os materiais estudados, indicaram maiores proximidades com estas duas últimas correlações referidas.

Desta forma, para os solos estudados, e para uma primeira análise de um problema geotécnico, as correlações apresentadas por Terzaghi & Peck (1948), Stroud (1974), Schnaid (2000), Teixeira (1996) e Mayne (2006) indicaram ser mais adequadas para obtenção dos parâmetros de resistência do solo estudado, visto a proximidade apresentada com os valores obtidos em laboratório.

5.1.3 Parâmetros de Deformabilidade e Resistência

Para o silte arenoso, conclui-se, pela avaliação dos coeficientes dos ensaios de adensamento, que o material é aproximadamente duas vezes (2x) menos compressível quando não saturado. Pelos parâmetros de resistência alcançados, observa-se um ganho de treze vezes (13x) no intercepto coesivo na condição de umidade higroscópica em relação a inundada. Desta forma, conclui-se que a saturação influencia na determinação dos parâmetros de deformabilidade e resistência deste solo. O ângulo de atrito interno do material, entretanto, não sofreu alterações, o que está em conformidade com os resultados publicados por Fredlund et al. (1978).

5.1.4 Capacidade de Carga de Elementos de Fundação Direta

Como já é conhecido, os estudos demonstraram que os elementos de fundação podem sofrer reduções nas suas capacidades de carga devido a saturação do material. Para o tubulão, tendo a base no material estudado, houve uma redução de praticamente 30% da condição higroscópica para a saturada. Para o bloco de coroamento, considerado como sapata e sem a consideração dos tubulões, houve uma redução de quase 46% na sua capacidade de carga. Isto demonstra, de forma explícita, que a saturação, no material estudado, interfere na capacidade de carga destes elementos de fundação. Observou-se também, para períodos mais secos, que os elementos possuem capacidades de carga maiores, porém estáveis a partir de um determinado valor de sucção.

5.1.5 Estabilidade da Escavação dos Tubulões

Como já se sabe, observou-se, pelas modelagens das escavações, que a estabilidade dos poços, para o material estudado, está diretamente associada a sucção. Os modelos desenvolvidos e

avaliados, que consideraram os parâmetros obtidos pelos ensaios em solo saturado, indicaram sempre a não estabilidade dos poços. O modelo elaborado com os parâmetros de deformabilidade e resistência para a condição de solo no teor de umidade higroscópica foi o único a indicar estabilidade da escavação, o que foi observado em campo de maneira qualitativa. Assim sendo, identifica-se, para o solo estudado, que a sucção tem papel fundamental na estabilidade das escavações avaliadas, as quais permaneceram expostas por um período de aproximadamente quatro (04) meses.

5.1.6 Transferência de Carga em Tubulões (Base *versus* Fuste)

As transferências de carga nos tubulões, com base nas informações apresentadas pelos extensômetros, permitem concluir que a parcela de resistência do atrito lateral, desprezada no dimensionamento de tubulões pela prática, pode ser relevante. O instrumento localizado no topo de um dos tubulões demonstrou que a região foi comprimida quando da instalação da base de suporte do aerogerador. Em contra partida, outro instrumento, localizado na base do mesmo tubulão, não demonstrou alterações, corroborando, de certa forma, que o atrito lateral no fuste do tubulão possui sim sua parcela de resistência.

A modelagem confirmou ainda que a transferência de carga no elemento, para o solo estudado, possui parcela de resistência por atrito lateral. A implantação do suporte da torre eólica indicou alterações nas tensões cisalhantes apenas nas regiões mais superficiais dos tubulões. Desta forma, conclui-se que o carregamento aplicado na fundação, pela implantação do suporte da torre, não despertou esforços nas regiões mais profundadas da fundação, o que também foi confirmado pela instrumentação.

5.1.7 Operação dos Tubulões (Condição Saturada *versus* Não Saturada)

Conclui-se, pelas modelagens da operação dos tubulões, que a consideração da saturação ou não do modelo acarreta em diferenciações, ainda que pequenas para o nível de carregamento analisado, nas tensões desenvolvidas na interface solo/fundação. O modelo considerando os parâmetros de resistência para a condição não saturada desenvolveu menores tensões na ISF, se limitando, inclusive, a regiões mais rasas. No entanto, possivelmente devido à baixa carga aplicada pelo suporte da torre, as diferenças entre as tensões para as duas condições não se mostraram muito significativas. As tensões cisalhantes na ISF apresentadas pelos dois modelos, confrontadas com a calculada segundo dados da instrumentação e metodologia de Costa Nunes & Fernandes (1982), demonstraram a mesma ordem de grandeza, não sendo possível, por este

ponto de análise, concluir sobre qual modelo seria mais representativo da condição aferida em campo. Todavia, pela análise das escavações, há indícios de que o modelo considerando os parâmetros do solo não saturado seria mais representativo por ter sido o único a garantir a estabilidade das escavações.

Com relação a simulação de carregamento na torre e resposta da fundação, conclui-se que a transferência de carga nas condições de umidade higroscópica e solo saturado são divergentes. Apesar de não ser possível aferir o quinhão de carga desenvolvido no contato solo/fundação, as hipóteses de carregamento modeladas indicaram, de forma qualitativa, já que não houve como aferir o valor com base na instrumentação, que o elemento solo/fundação resiste a maiores carregamentos quando o solo encontra-se em condições de não saturação.

5.2 Recomendações

Os resultados deste estudo exploratório demonstraram a importância de se analisar variações nos parâmetros de deformabilidade e resistência de solos não saturados para subsidiar projetos de engenharia que envolvam solos nestas condições. Especialmente no caso de construções que são sensíveis a pequenas deformações do solo, como o caso do aerogerador aqui analisado. O acompanhamento do seu desempenho só poderá ser feito de maneira satisfatória se essa condição do solo for considerada. Assim sendo, como recomendações para trabalhos futuros, a critério de sugestão, enumera-se:

1. Avaliar a influência do grau de saturação nos parâmetros deformabilidade e resistência de solos mais finos, encontrados acima do nível d'água;
2. Coletar, caracterizar e ensaiar, em laboratório, os materiais intitulados argila orgânica e silte arenoso (alteração de rocha) de forma a avaliar se as correlações adotadas para obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade para estes materiais são representativas;
3. Desenvolver análises computacionais para solos não saturados prevendo o modo de transferência de carga para diversos graus de saturação;
4. Executar ensaios triaxiais drenados com sucção controlada, de forma a obter os parâmetros de deformabilidade referentes ao modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970, 1980) para tais condições;

5. Instrumentar e ensaiar fundações profundas (provas de carga com inundação e sem inundação) executadas em outros materiais (finos e grosso), de forma a identificar possíveis alterações no processo de transferência de carga para estes materiais – ponta e atrito lateral;
6. Instrumentar fundações de aerogeradores em regiões de solos não saturados buscando identificar as alterações no comportamento, considerando as ações dinâmicas causadas pelo vento;
7. Modelar provas de carga de fundações em solos não saturados, com auxílio computacional, buscando identificar variáveis e modelos condizentes com a realidade aferida.

REFERÊNCIAS

ABNT (1984). NBR 6459, Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 6 p.

ABNT (1984). NBR 6508, Determinação da massa específica – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 8p.

ABNT (1984). NBR 7180, Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 3p.

ABNT (1984). NBR 7181, Análise Granulométrica – Solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13p.

ABNT (1986). NBR 6457, Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Amostras de solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 9p.

ABNT (1986). NBR 9604, Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 9p.

ABNT (1990). NBR 12.007, Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio, solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 15p.

ABNT (1991). NBR 12.069, Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio, solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 11p.

ABNT (1991). NBR 12.069, Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio, solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 11 p.

ABNT (2001). NBR 6484, Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 17 p.

ABNT (2010). NBR 6122, Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 91 p.

ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. (1998). Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini, 2ª ed., p.302-327.

ALONSO, U. R. (1983). Exercícios de Fundações. Ed. Edgard Blücher; 210 p.

ALONSO, U. R.; GOLOMBEK, S. (1998). Execução de Fundações Profundas: Tubulões e Caixões. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini, 2ª ed., p.400-407.

ASTM (1988). *D4767 Standard Test Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil, USA, 11p.*

ASTM (2003). *D3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, USA, 7p.*

ASTM (2003). *D5298 Measurement of Soil Potencial (Suction) Using Filter Paper, USA, 6p.*

ASTM (2007). *D5778 Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils, USA, 6p.*

ASTM (2011). *D7181 Standard Test Method for Consolidated-Drained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil, USA, 11p.*

ATKINSON, J. H. (2007). *The mechanics of soils and foundations – 2nd ed.* 475 p.

AZEVEDO, R; SANCHES, H. (sem data). Medições com *strain gage*. *National Instruments*, 40 p. Disponível em: <<http://www.brasil.ni.com/>>. Acesso em: 2015-06-25.

BENATTI, J. C. B. (2010). Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP /--Campinas, SP: [s.n.].

BERBERIAN, D. (1999) Engenharia de Fundações. 23.ed. Brasília, Universidade de Brasília (UNB).

BOUZON, E. (1992). O Código de Hammurabi. 5. ed. Petrópolis, (RJ): Ed. Vozes, 238 p.

BOWLES, J. E. (1996). *Foundation analysis and design. 5th ed. New York.* 1175 p.

BRANDY, N. C.; BUCKMAN, H. O. (1979). Natureza e propriedade dos solos. Tradução Antônio B. Neiva Figueiredo Filho. 5ª edição. Rio de Janeiro, Freitas Bastos, 647 p.

BUDHU, M. (2011). *Soil mechanics and foundations— 3rd ed., 781 p.*

CAO, L.; CHANG, M. F.; THE, C. I.; CHOA, V. (2015). *Evaluating soil improvement by piezocone penetration test. Geotechnical Research Centre, School of Civil & Structural Engineering, Nanyang Technological University, Singapore 639798, 7 p.*

CARNEIRO, B. J. I. (1999). Comportamento de tubulões à céu aberto, instrumentados, em solo não-saturado, colapsível. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 327p.

CARVALHO FILHO, C. A. de (1997). Caracterização Hidrogeológica da Bacia Hidrográfica do Campus da UFMG, Belo Horizonte/MG. Dissertação de Mestrado, 162 p – Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (DESA).

CASAGRANDE, A. (1948). *Classification and Identification of Soils. Transaction, ASCE*, vol. 113, p. 901-930.

CASAGRANDE, A. (1965). Palestra de Abertura do 6th ICSMFE – *International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.

CASTRO SOBRINHO, A. da S. (2006). Introdução ao método dos elementos finitos. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 403 p.

CHANG, M. F.; BROMS, B. B. (1991). *Design of bored piles in residual soils based on field-performance data – Canadian Geotechnical Journal*, 28(2): p. 200-209.

CINTRA, J. C. A. (1993). Solos do Interior de São Paulo – Fundações. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, p.250-260.

CODUTO, D. P. (2011). *Foundation design: Principles and Practices* — 2nd ed., 460 p.

COSTA NUNES, A. J.; FERNANDES, C. E. M. (1982). Aspectos relativos à interpretação dos resultados de provas de carga em estacas instrumentadas. VII COBRAMSEF. vol. 3, p. 201-209.

COSTA, Y. D. J. (1999). Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa. São Carlos, 138 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DALLY, J. W; RILEY, W. F. (1991). *Experimental stress analysis. 3rd. ed. New York ; St. Louis: McGraw-Hill*, 639 p.

DANA, J. D. (1978). Manual de mineralogia. Rio de Janeiro, 642 p.

DÉCOURT, L. (1998). Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini, 2ª ed., p. 265-302.

DEMILLO, R. (1998). Como funciona o clima. São Paulo: Quark Books, 226p.

DESAI C. S.; CHRISTIAN J. T. (1997). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. 800 p.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P.; WONG, K.S.; MABRY, P. (1980). *Strength, stress-strain, and bulk modulus parameters for finite element analyses of stress and movements in soil masses. Report No. UCB/GT/80-01, University of California, College of Engineering, Berkeley, California.*

ESCARRA, J. (1948). *Manuel de droit commercial*. Paris : Sirey.

ESLAMI, A.; FELLENIUS, B. (1997). *Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories, Canadian Geotechnical Journal*, Vol.34, p. 886-904.

FERREIRA, A. B. de H.; ANJOS, M. dos; FERREIRA, M. B. (1999). Aurélio Século XXI: o dicionário da língua portuguesa. 3. ed. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, xxxi, 2128 p.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal*, 15: p.313-321.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley and Sons Inc., New York.*

FREDLUND, D. G.; XING, A. (1994). *Equation for soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal*, 31: p.517-532.

GESTÃO DE RISCO (sem data). Texto resumido extraído do manual "Gestão de Riscos - AS/NZS 4360: a primeira norma de âmbito mundial sobre Sistemas de Gestão de Riscos". Disponível em: < http://www.qsp.org.br/analise_4360.shtml >. Acesso em: 2016-04-10.

GONÇALVES, M. C. (2004). Engenharia – Classe dos Materiais – parte II – Sem Materiais não há engenharia. In: *Arquitetura e Vida n° 45*, Janeiro, p. 64 a 69.

HOLTZ, R. D; KOVACS, W. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering. Englewood Cliffs: Prentice Hall*, 733 p.

- IBAÑEZ, J. P. (2003). Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifca Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 241 p.
- KOMORI, E. T.; TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. da C.; RODRIGUEZ, T. T. (2014). Variabilidade dos Parâmetros de Deformabilidade do Solo da Cidade de Londrina/PR. In XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasil. [Anais eletrônico] COMBRANSEG.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969). *Soil mechanics*. New York: 553 p.
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H.; ANUNCIACÃO, R. G. (2000). Recalques dos tubulões durante a construção de um edifício. In: SEFE IV, São Paulo. Anais. São Paulo, v. 1, p. 45-57.
- MARANGON, M. (2005). Notas de Aula Disciplina Mecânica dos Solos II. Universidade Federal de Juiz de Fora. Minas Gerais. 2005/1. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notas-de-aula/mecanica-dos-solos-ii/>>. Acesso em: 2015-07-14.
- MARINHO, F. A. M. (2005). Os solos não saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados. Texto apresentado a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o concurso de Livre-docência na especialidade “Geomecânica” do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 201 p.
- MENDONÇA, H. M. X. de (2005). Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 174 p.
- MESRI G.; TERZAGHI, K.; PECK R. B. (1996). *Soil mechanics in engineering practice- 3rd ed.*, 529 p.
- MEYERHOF, G. G. (1951). *The ultimate bearing capacity of foundations*. *Géotechnique*, v. 1, n. 4, p. 301-331.
- MURTHY, V. N. S. (2002). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Marcel Dekker, Inc. 1ª ed., 1025 p.

NAPOLIS NETO, A. (1998). História das Fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini, 2ª ed., p. 17 a 33.

NG, C. W.W.; MENZIES, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. Taylor & Francis. 270 Madison Ave, New York, NY 10016, USA., 710 p.

PINTO, C. de S. (2000). Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. São Paulo: Oficina de Textos, 247 p.

ROBERTSON, P. K. (1983). *In-situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment*. Tese de Doutorado. *The University of British Columbia*, 420 p.

ROCHA, W. M. (2011). Notas de Aula Disciplina Fundações e Estruturas de Contenção. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2011/1.

RODARTE, L. S. (2007). Estimativa de deslocamentos verticais de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da cidade de Lavras, MG. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola com ênfase em Construções em Ambiência) – Escola de Engenharia Agrícola de Lavras, Universidade Federal de Lavras (UFLA), Lavras, 55 p.

SCHNAID, F. (2000). Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, xii, 189 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de Fundações - 2ª Ed. São Paulo. Oficina de Textos, 224 p.

SIMONS, N. E.; MENZIES B. K. (1981). Introdução à engenharia de fundações. Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 199 p.

SOARES, F. L. (2003). Análise de provas de carga dinâmica em tubulões a céu aberto no campo experimental de fundações da EESC/USP. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 178 p.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. London: Chapman and Hall, 510 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 1st Edition*, John Wiley and Sons, New York, 566 p.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978). Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra: a arte de projetar e construir e suas bases científicas na mecânica dos solos. São Paulo, 513p.

VALENCIA, Y. G.; FARIAS, M. M.; CAMAPUM de C. J.; CORDÃO NETO, M. P. (2007). Determinação dos Parâmetros da Envoltória de Ruptura em Solos Não Saturados a partir de Diversos Ensaio Simples de Laboratório. In 6º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, BA – Brasil, p. 340-343.

VARGAS, M. (1977). Introdução a mecânica dos solos. São Paulo, 509p.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. (1998). Concepção de Obras de Fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini, 2ª ed., p. 211-226.

VELLOSO, D. de A.; MARIA, P. E. L. de S.; LOPES, F. de R. (1998). Princípios e Modelos Básicos de Análise. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini, 2ª ed., p. 163-196.

VIANNA, A. P. F. (2005). Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não saturado. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 170p.

VILAR, O. M. (2006). *A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils*. Canada, 8 p. 1088-1095.

VILLAR, L. F. de S. (2002). Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 443 p.

VILLAR, L. F. de S.; de CAMPOS, T. M. (2001). Obtenção de uma curva característica de sucção pelo uso combinado de técnicas diversas. In 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, RS – Brasil, p. 337-353.

VIVIAN, B. J. (2008). Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com Óleo Diesel. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 102 p.

APÊNDICE A – CURVAS CALIBRAÇÃO EXTENSÔMETROS

No Apêndice A são apresentadas as curvas de calibração dos extensômetros (*strain-gages*). Estas curvas foram obtidas pela realização de ensaios de tração nas barras de aço logo após a instrumentação.

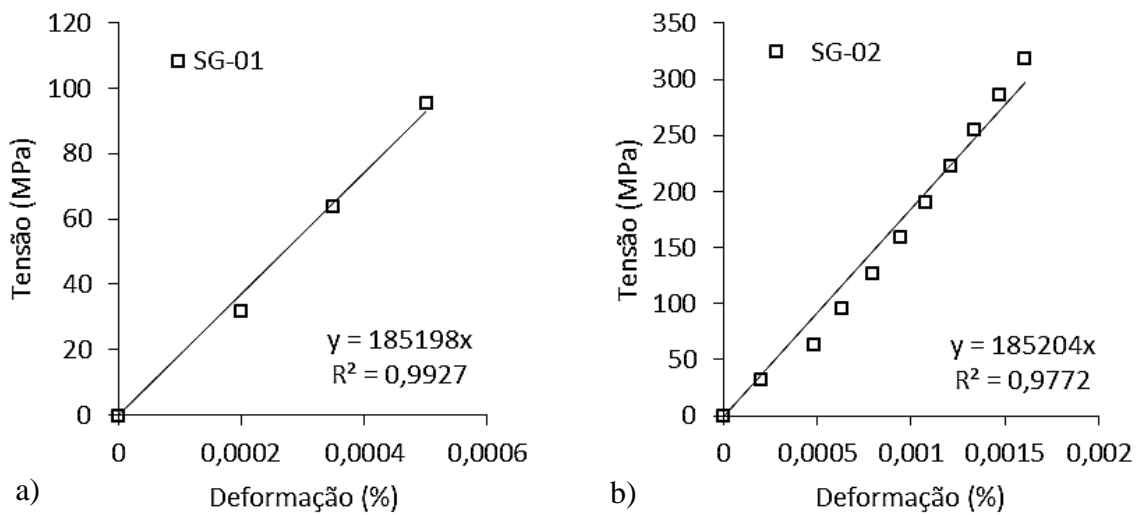


Figura A.1 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-01; b) Instrumento SG-02.

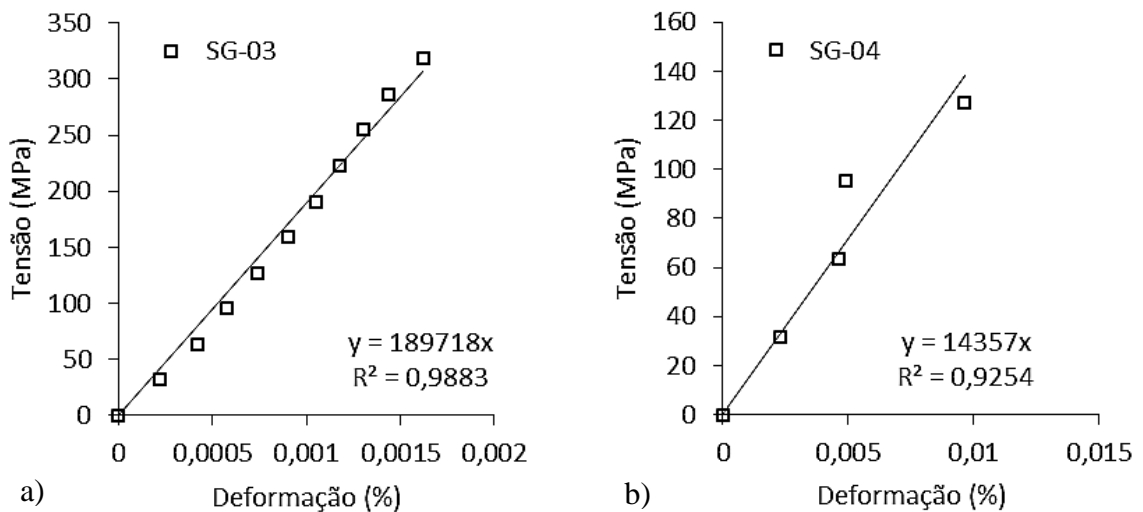


Figura A.2 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-03; b) Instrumento SG-04.

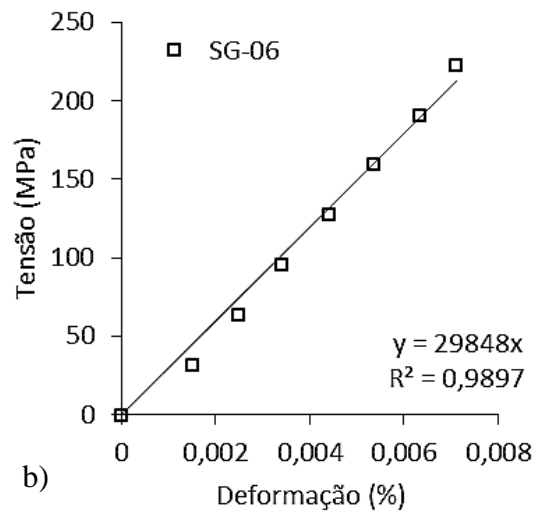
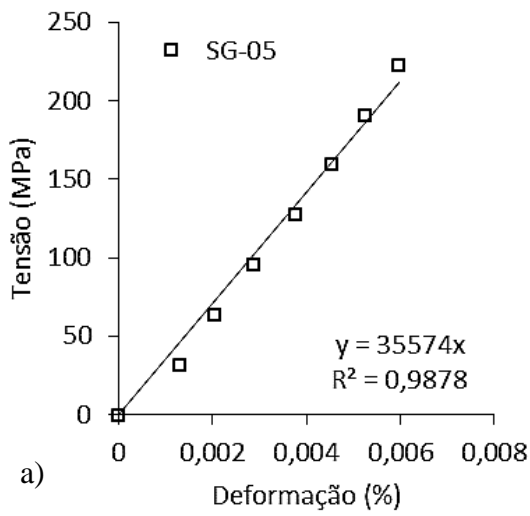


Figura A.3 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-05; b) Instrumento SG-06.

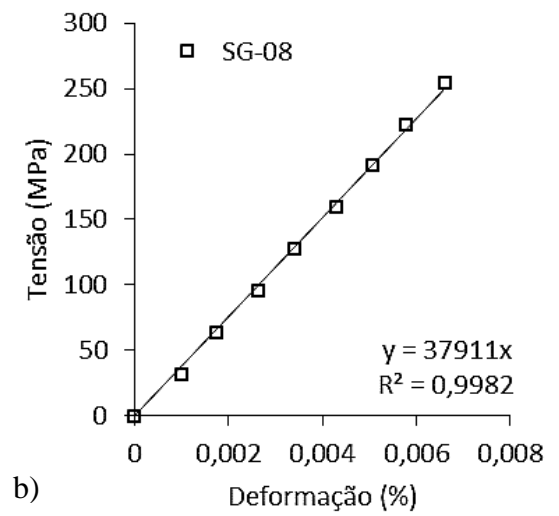
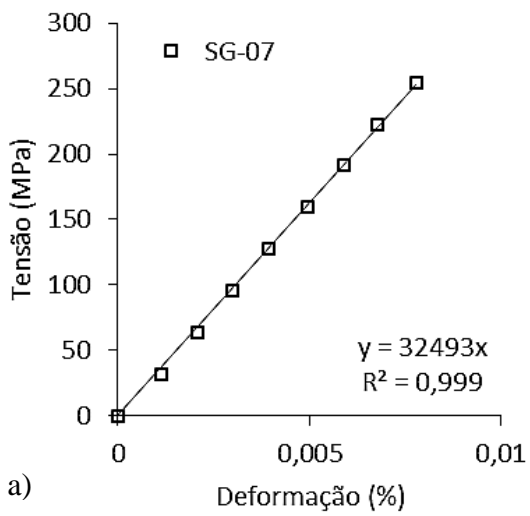


Figura A.4 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-07; b) Instrumento SG-08.

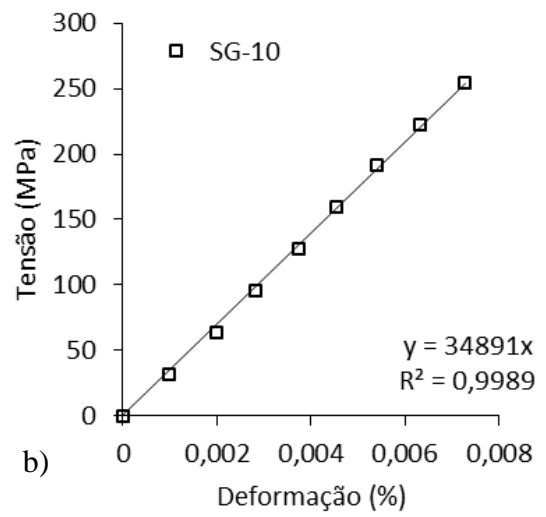
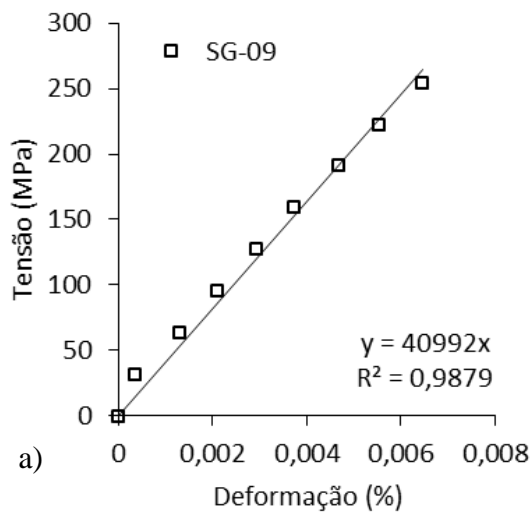


Figura A.5 – Calibração dos Extensômetros. a) Instrumento SG-09; b) Instrumento SG-10.

APÊNDICE B – PARAMETROS MODELO HIPERBÓLICO (DUNCAN & CHANG 1970, 1980)

No Apêndice B são apresentados os cálculos efetuados para obtenção dos parâmetros do modelo hiperbólico proposto Duncan & Chang (1970, 1980). Para as amostras coletadas a 2,00 m de profundidade os cálculos são apresentados no Apêndice B.1, para a amostra coletada a 3,00 m de profundidade no Apêndice B.2.

Apêndice B.1 – Amostra coletada a 2,00 m de profundidade

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$						$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B	(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,00	0,10	0,20	0,0000	0,0000	-	0,00	0,10	0,20	0,0000	0,0000	-
0,00	2,03	4,06	0,0000	0,0000	45.431	0,00	3,92	7,83	0,0000	0,0000	85.330
0,00	3,35	6,69	0,0000	0,0001	33.318	0,00	6,74	13,47	0,0000	0,0001	73.355
0,00	4,17	8,33	0,0000	0,0001	21.949	0,00	9,55	19,10	0,0000	0,0001	64.023
0,00	5,48	10,96	0,0000	0,0003	13.267	0,00	14,52	29,03	0,0000	0,0002	43.615
0,00	6,30	12,59	0,0001	0,0004	11.059	0,00	16,66	33,32	0,0000	0,0003	36.293
0,00	6,78	13,57	0,0001	0,0005	9.645	0,00	18,48	36,96	0,0000	0,0004	31.573
0,00	7,44	14,89	0,0001	0,0006	8.773	0,00	20,30	40,59	0,0000	0,0005	28.069
0,00	10,39	20,78	0,0001	0,0012	5.929	0,00	27,86	55,71	0,0000	0,0011	17.214
0,00	12,98	25,96	0,0001	0,0018	4.907	0,00	33,95	67,89	0,0000	0,0017	13.568
0,00	17,51	35,03	0,0001	0,0029	3.982	0,00	44,73	89,47	0,0000	0,0029	10.284
0,01	21,37	42,74	0,0001	0,0040	3.565	0,01	53,19	106,39	0,0000	0,0041	8.680
0,01	25,20	50,40	0,0001	0,0050	3.385	0,01	61,11	122,22	0,0001	0,0052	7.819
0,01	28,70	57,40	0,0002	0,0058	3.279	0,01	67,98	135,95	0,0001	0,0063	7.197
0,01	31,69	63,38	0,0002	0,0067	3.176	0,01	74,54	149,08	0,0001	0,0073	6.773
0,01	34,01	68,02	0,0002	0,0074	3.053	0,01	80,43	160,86	0,0001	0,0083	6.447
0,01	36,29	72,57	0,0002	0,0081	2.971	0,01	85,62	171,24	0,0001	0,0092	6.176
0,02	38,60	77,21	0,0002	0,0088	2.923	0,01	91,28	182,57	0,0001	0,0101	6.012
0,02	40,41	80,82	0,0002	0,0094	2.855	0,02	96,07	192,15	0,0001	0,0109	5.850
0,02	41,54	83,09	0,0002	0,0100	2.763	0,02	100,89	201,78	0,0001	0,0117	5.738
0,02	42,87	85,74	0,0002	0,0106	2.701	0,02	105,80	211,60	0,0001	0,0125	5.659
0,02	43,97	87,95	0,0002	0,0111	2.642	0,02	109,92	219,84	0,0001	0,0132	5.565
0,02	45,43	90,86	0,0003	0,0116	2.612	0,02	114,28	228,56	0,0001	0,0138	5.508
0,02	46,69	93,39	0,0003	0,0121	2.577	0,02	118,18	236,36	0,0001	0,0144	5.454
0,03	47,81	95,61	0,0003	0,0125	2.543	0,03	122,03	244,06	0,0001	0,0150	5.419
0,03	48,95	97,90	0,0003	0,0130	2.519	0,03	125,60	251,20	0,0001	0,0156	5.380
0,03	49,09	98,17	0,0003	0,0134	2.446	0,03	128,89	257,78	0,0001	0,0161	5.353
0,03	50,00	100,01	0,0003	0,0138	2.419	0,03	132,42	264,84	0,0001	0,0165	5.347
0,03	50,13	100,27	0,0003	0,0142	2.360	0,03	135,37	270,74	0,0001	0,0169	5.330
0,03	50,28	100,56	0,0003	0,0145	2.304	0,03	138,45	276,90	0,0001	0,0173	5.326

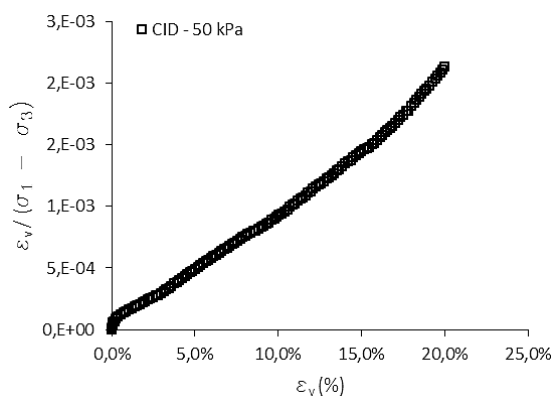
$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,04	50,42	100,85	0,0004	0,0149	2.255
0,04	49,91	99,82	0,0004	0,0152	2.182
0,04	50,05	100,09	0,0004	0,0156	2.142
0,04	49,87	99,74	0,0004	0,0159	2.092
0,04	50,00	100,00	0,0004	0,0162	2.057
0,04	50,10	100,21	0,0004	0,0165	2.025
0,05	50,08	100,17	0,0005	0,0168	1.989
0,05	50,21	100,41	0,0005	0,0171	1.959
0,05	50,50	101,00	0,0005	0,0174	1.940
0,05	50,75	101,51	0,0005	0,0176	1.921
0,05	50,71	101,42	0,0005	0,0179	1.890
0,05	50,67	101,35	0,0005	0,0181	1.863
0,05	50,78	101,56	0,0005	0,0184	1.842
0,06	51,05	102,09	0,0006	0,0186	1.831
0,06	51,14	102,29	0,0006	0,0188	1.812
0,06	51,42	102,84	0,0006	0,0190	1.801
0,06	51,38	102,75	0,0006	0,0192	1.780
0,06	51,65	103,31	0,0006	0,0194	1.774
0,06	51,71	103,42	0,0006	0,0196	1.757
0,07	51,82	103,64	0,0006	0,0198	1.743
0,07	51,63	103,26	0,0007	0,0200	1.721
0,07	51,87	103,73	0,0007	0,0202	1.715
0,07	52,27	104,53	0,0007	0,0203	1.716
0,07	52,07	104,13	0,0007	0,0205	1.694
0,07	52,19	104,37	0,0007	0,0206	1.685
0,08	52,09	104,19	0,0007	0,0208	1.670
0,08	52,18	104,35	0,0007	0,0209	1.662
0,08	52,42	104,84	0,0007	0,0211	1.659
0,08	52,51	105,02	0,0008	0,0212	1.651
0,08	52,73	105,46	0,0008	0,0213	1.649
0,08	53,13	106,26	0,0008	0,0214	1.653
0,08	53,17	106,34	0,0008	0,0216	1.645
0,09	53,84	107,67	0,0008	0,0217	1.657
0,09	53,89	107,79	0,0008	0,0218	1.651
0,09	53,83	107,66	0,0008	0,0219	1.641
0,09	54,18	108,36	0,0008	0,0220	1.644
0,09	54,12	108,23	0,0009	0,0221	1.635
0,09	54,18	108,35	0,0009	0,0222	1.630
0,10	53,98	107,96	0,0009	0,0223	1.617

$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,04	141,39	282,78	0,0001	0,0177	5.335
0,04	144,04	288,08	0,0001	0,0180	5.334
0,04	146,60	293,20	0,0001	0,0183	5.347
0,04	148,74	297,48	0,0001	0,0185	5.349
0,04	150,84	301,68	0,0001	0,0188	5.358
0,04	152,43	304,86	0,0001	0,0190	5.362
0,04	153,76	307,52	0,0001	0,0191	5.363
0,05	155,52	311,04	0,0001	0,0193	5.384
0,05	157,03	314,06	0,0002	0,0194	5.406
0,05	158,24	316,48	0,0002	0,0194	5.424
0,05	159,42	318,84	0,0002	0,0195	5.452
0,05	160,29	320,58	0,0002	0,0195	5.470
0,05	161,18	322,36	0,0002	0,0195	5.501
0,06	161,55	323,10	0,0002	0,0195	5.518
0,06	162,41	324,82	0,0002	0,0195	5.560
0,06	162,62	325,24	0,0002	0,0194	5.585
0,06	162,56	325,12	0,0002	0,0193	5.605
0,06	162,61	325,22	0,0002	0,0193	5.632
0,06	162,66	325,32	0,0002	0,0192	5.660
0,07	162,81	325,62	0,0002	0,0190	5.699
0,07	162,73	325,46	0,0002	0,0189	5.731
0,07	162,94	325,88	0,0002	0,0188	5.783
0,07	162,55	325,10	0,0002	0,0186	5.814
0,07	162,07	324,14	0,0002	0,0185	5.847
0,07	161,94	323,88	0,0002	0,0183	5.894
0,07	161,56	323,12	0,0002	0,0182	5.932
0,08	161,07	322,14	0,0002	0,0180	5.970
0,08	160,38	320,76	0,0002	0,0178	6.003
0,08	159,71	319,42	0,0002	0,0176	6.037
0,08	159,23	318,46	0,0003	0,0175	6.080
0,08	158,84	317,68	0,0003	0,0173	6.127
0,08	158,37	316,74	0,0003	0,0171	6.171
0,09	158,12	316,24	0,0003	0,0169	6.229
0,09	157,34	314,68	0,0003	0,0167	6.263
0,09	157,15	314,30	0,0003	0,0166	6.319
0,09	156,64	313,28	0,0003	0,0164	6.369
0,09	156,14	312,28	0,0003	0,0162	6.417
0,09	155,73	311,46	0,0003	0,0161	6.468
0,10	154,77	309,54	0,0003	0,0159	6.496

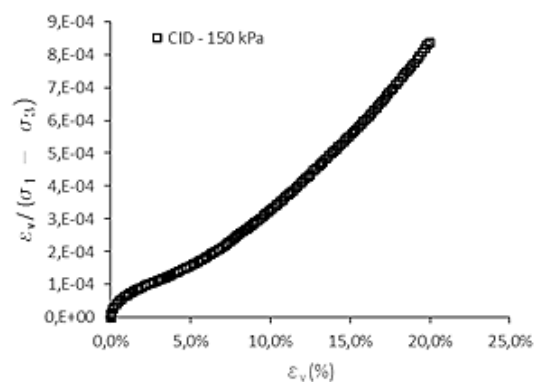
$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$						$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B	(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,10	54,18	108,36	0,0009	0,0223	1.618	0,10	154,61	309,22	0,0003	0,0157	6.558
0,10	54,09	108,18	0,0009	0,0224	1.610	0,10	153,89	307,78	0,0003	0,0155	6.599
0,10	54,05	108,10	0,0009	0,0225	1.603	0,10	153,05	306,10	0,0003	0,0154	6.628
0,10	53,97	107,95	0,0009	0,0225	1.598	0,10	152,78	305,56	0,0003	0,0152	6.696
0,10	54,01	108,02	0,0010	0,0226	1.594	0,10	151,91	303,82	0,0003	0,0150	6.733
0,11	53,92	107,84	0,0010	0,0227	1.587	0,10	151,65	303,30	0,0003	0,0149	6.790
0,11	53,69	107,39	0,0010	0,0227	1.576	0,11	150,97	301,94	0,0004	0,0147	6.841
0,11	53,48	106,96	0,0010	0,0227	1.567	0,11	149,95	299,90	0,0004	0,0146	6.869
0,11	53,71	107,41	0,0010	0,0228	1.570	0,11	149,41	298,82	0,0004	0,0144	6.921
0,11	53,46	106,92	0,0010	0,0229	1.560	0,11	148,71	297,42	0,0004	0,0142	6.966
0,11	53,37	106,73	0,0011	0,0229	1.555	0,11	148,30	296,60	0,0004	0,0141	7.026
0,11	53,45	106,90	0,0011	0,0229	1.554	0,11	147,99	295,98	0,0004	0,0139	7.089
0,12	53,22	106,43	0,0011	0,0230	1.545	0,12	147,15	294,30	0,0004	0,0138	7.131
0,12	53,12	106,25	0,0011	0,0230	1.540	0,12	146,62	293,24	0,0004	0,0136	7.193
0,12	53,18	106,35	0,0011	0,0230	1.541	0,12	145,88	291,76	0,0004	0,0134	7.238
0,12	52,95	105,91	0,0011	0,0230	1.533	0,12	145,39	290,78	0,0004	0,0133	7.293
0,12	52,83	105,65	0,0012	0,0230	1.528	0,12	144,69	289,38	0,0004	0,0131	7.351
0,12	52,78	105,57	0,0012	0,0231	1.526	0,12	144,18	288,36	0,0004	0,0130	7.412
0,13	52,81	105,62	0,0012	0,0231	1.527	0,13	143,59	287,18	0,0004	0,0128	7.474
0,13	52,98	105,95	0,0012	0,0231	1.531	0,13	142,59	285,18	0,0004	0,0127	7.507
0,13	52,73	105,45	0,0012	0,0231	1.524	0,13	142,02	284,04	0,0005	0,0125	7.573
0,13	52,77	105,54	0,0012	0,0231	1.526	0,13	141,48	282,96	0,0005	0,0123	7.643
0,13	52,69	105,38	0,0013	0,0231	1.523	0,13	140,96	281,92	0,0005	0,0122	7.710
0,13	52,60	105,19	0,0013	0,0231	1.521	0,13	140,60	281,20	0,0005	0,0120	7.788
0,14	52,23	104,46	0,0013	0,0230	1.512	0,13	139,72	279,44	0,0005	0,0119	7.844
0,14	52,31	104,63	0,0013	0,0230	1.516	0,14	139,29	278,58	0,0005	0,0117	7.912
0,14	52,19	104,37	0,0013	0,0230	1.513	0,14	138,60	277,20	0,0005	0,0116	7.977
0,14	51,91	103,82	0,0013	0,0230	1.507	0,14	138,05	276,10	0,0005	0,0114	8.057
0,14	51,95	103,91	0,0014	0,0229	1.511	0,14	137,92	275,84	0,0005	0,0113	8.153
0,14	52,08	104,15	0,0014	0,0229	1.516	0,14	137,13	274,26	0,0005	0,0111	8.212
0,14	51,86	103,73	0,0014	0,0229	1.512	0,14	136,84	273,68	0,0005	0,0110	8.309
0,15	51,88	103,75	0,0014	0,0228	1.515	0,15	136,43	272,86	0,0005	0,0108	8.401
0,15	51,89	103,77	0,0014	0,0228	1.519	0,15	135,77	271,54	0,0005	0,0107	8.468
0,15	51,79	103,58	0,0014	0,0227	1.519	0,15	135,57	271,14	0,0006	0,0105	8.573
0,15	51,78	103,57	0,0015	0,0227	1.521	0,15	135,00	270,00	0,0006	0,0104	8.656
0,15	52,06	104,12	0,0015	0,0226	1.534	0,15	134,79	269,58	0,0006	0,0102	8.771
0,15	52,08	104,16	0,0015	0,0226	1.537	0,15	134,50	269,00	0,0006	0,0101	8.878
0,16	51,97	103,94	0,0015	0,0225	1.538	0,16	133,96	267,92	0,0006	0,0100	8.965
0,16	52,03	104,06	0,0015	0,0225	1.544	0,16	133,52	267,04	0,0006	0,0098	9.061

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,16	51,77	103,54	0,0015	0,0224	1.539
0,16	51,52	103,04	0,0016	0,0224	1.536
0,16	51,41	102,81	0,0016	0,0223	1.538
0,16	51,29	102,58	0,0016	0,0222	1.539
0,17	51,19	102,38	0,0016	0,0222	1.540
0,17	51,07	102,14	0,0016	0,0221	1.542
0,17	50,97	101,95	0,0017	0,0220	1.544
0,17	50,85	101,71	0,0017	0,0219	1.545
0,17	50,61	101,22	0,0017	0,0219	1.543
0,17	50,37	100,73	0,0017	0,0218	1.539
0,17	50,27	100,53	0,0017	0,0217	1.543
0,18	49,89	99,78	0,0018	0,0217	1.536
0,18	50,07	100,15	0,0018	0,0216	1.546
0,18	49,56	99,11	0,0018	0,0215	1.536
0,18	49,30	98,60	0,0018	0,0214	1.534
0,18	49,09	98,18	0,0019	0,0214	1.532
0,18	48,84	97,67	0,0019	0,0213	1.529
0,19	48,65	97,29	0,0019	0,0212	1.530
0,19	48,39	96,77	0,0019	0,0211	1.527
0,19	48,40	96,80	0,0020	0,0211	1.533
0,19	48,16	96,31	0,0020	0,0210	1.531
0,19	47,79	95,57	0,0020	0,0209	1.525
0,19	47,65	95,31	0,0020	0,0208	1.526
0,20	47,43	94,86	0,0021	0,0207	1.525
0,20	47,21	94,41	0,0021	0,0207	1.523
0,20	47,09	94,17	0,0021	0,0206	1.525
0,20	46,91	93,81	0,0021	0,0205	1.524

$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,16	132,72	265,44	0,0006	0,0097	9.149
0,16	132,57	265,14	0,0006	0,0095	9.263
0,16	132,05	264,10	0,0006	0,0094	9.362
0,16	131,55	263,10	0,0006	0,0093	9.473
0,17	130,88	261,76	0,0006	0,0091	9.551
0,17	130,13	260,26	0,0006	0,0090	9.642
0,17	129,88	259,76	0,0006	0,0089	9.781
0,17	129,33	258,66	0,0007	0,0087	9.876
0,17	128,72	257,44	0,0007	0,0086	9.987
0,17	128,22	256,44	0,0007	0,0085	10.101
0,17	127,60	255,20	0,0007	0,0083	10.209
0,18	127,40	254,80	0,0007	0,0082	10.355
0,18	126,92	253,84	0,0007	0,0081	10.482
0,18	126,18	252,36	0,0007	0,0079	10.602
0,18	125,83	251,66	0,0007	0,0078	10.738
0,18	125,06	250,12	0,0007	0,0077	10.842
0,18	124,67	249,34	0,0007	0,0076	11.006
0,19	124,22	248,44	0,0007	0,0074	11.147
0,19	123,66	247,32	0,0008	0,0073	11.318
0,19	123,31	246,62	0,0008	0,0072	11.479
0,19	122,78	245,56	0,0008	0,0070	11.616
0,19	122,29	244,58	0,0008	0,0069	11.800
0,19	121,67	243,34	0,0008	0,0068	11.952
0,19	120,93	241,86	0,0008	0,0067	12.111
0,20	120,45	240,90	0,0008	0,0065	12.289
0,20	119,78	239,56	0,0008	0,0064	12.469
0,20	119,48	238,96	0,0008	0,0063	12.665



$E_i^1 =$	10.138,20
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{assin}} =$	94,83



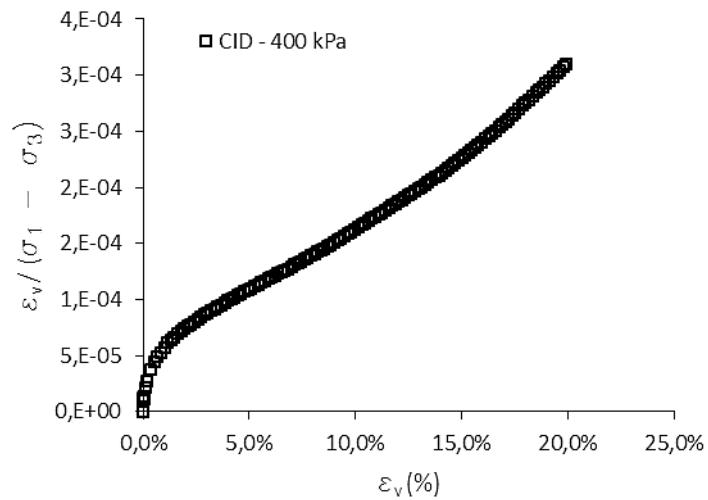
$E_i^2 =$	15.282,52
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{assin}} =$	248,53

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) $(\sigma_1 - \sigma_3)$	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,00	0,10	0,20	0,0000	0,0000	#DIV/0!
0,00	3,39	6,78	0,0000	0,0000	142.530
0,00	6,87	13,73	0,0000	0,0000	144.281
0,00	10,00	20,01	0,0000	0,0001	120.142
0,00	16,12	32,24	0,0000	0,0001	79.722
0,00	18,93	37,86	0,0000	0,0002	69.189
0,00	21,24	42,48	0,0000	0,0003	55.799
0,00	23,39	46,77	0,0000	0,0003	47.953
0,00	31,94	63,88	0,0000	0,0008	26.068
0,00	38,01	76,02	0,0000	0,0014	17.751
0,00	49,43	98,87	0,0000	0,0027	12.187
0,01	59,66	119,33	0,0000	0,0039	10.072
0,01	69,25	138,49	0,0000	0,0052	8.794
0,01	78,45	156,89	0,0001	0,0065	8.013
0,01	87,10	174,19	0,0001	0,0077	7.510
0,01	95,05	190,11	0,0001	0,0089	7.122
0,01	102,72	205,44	0,0001	0,0100	6.832
0,01	110,17	220,34	0,0001	0,0111	6.597
0,02	117,20	234,40	0,0001	0,0122	6.406
0,02	124,43	248,86	0,0001	0,0132	6.263
0,02	131,31	262,62	0,0001	0,0142	6.150
0,02	137,62	275,24	0,0001	0,0152	6.019
0,02	144,13	288,26	0,0001	0,0162	5.922
0,02	150,44	300,88	0,0001	0,0172	5.836
0,03	156,02	312,04	0,0001	0,0181	5.735
0,03	161,79	323,58	0,0001	0,0190	5.665
0,03	166,84	333,68	0,0001	0,0199	5.581
0,03	172,53	345,06	0,0001	0,0208	5.525
0,03	177,69	355,38	0,0001	0,0217	5.458
0,03	182,60	365,20	0,0001	0,0225	5.399
0,04	187,87	375,74	0,0001	0,0234	5.359
0,04	192,43	384,86	0,0001	0,0242	5.307
0,04	197,25	394,50	0,0001	0,0250	5.269
0,04	201,97	403,94	0,0001	0,0257	5.232
0,04	206,41	412,82	0,0001	0,0265	5.195
0,04	210,80	421,60	0,0001	0,0272	5.163
0,04	214,49	428,98	0,0001	0,0279	5.118
0,05	219,10	438,20	0,0001	0,0286	5.099
0,05	222,76	445,52	0,0001	0,0294	5.060

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) ($\sigma_1 - \sigma_3$)	(4) $\varepsilon_v / (3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,05	226,93	453,86	0,0001	0,0300	5.036
0,05	231,00	462,00	0,0001	0,0307	5.014
0,05	234,81	469,62	0,0001	0,0314	4.989
0,05	238,64	477,28	0,0001	0,0320	4.968
0,06	242,22	484,44	0,0001	0,0327	4.944
0,06	245,51	491,02	0,0001	0,0333	4.920
0,06	248,76	497,52	0,0001	0,0339	4.899
0,06	251,86	503,72	0,0001	0,0344	4.875
0,06	254,92	509,84	0,0001	0,0350	4.858
0,06	258,26	516,52	0,0001	0,0355	4.848
0,06	261,15	522,30	0,0001	0,0360	4.830
0,07	264,02	528,04	0,0001	0,0365	4.818
0,07	267,20	534,40	0,0001	0,0370	4.812
0,07	269,50	539,00	0,0001	0,0375	4.790
0,07	272,48	544,96	0,0001	0,0380	4.783
0,07	274,79	549,58	0,0001	0,0384	4.767
0,07	277,04	554,08	0,0001	0,0389	4.751
0,08	279,47	558,94	0,0001	0,0393	4.740
0,08	281,88	563,76	0,0001	0,0397	4.729
0,08	284,22	568,44	0,0001	0,0402	4.718
0,08	286,51	573,02	0,0001	0,0406	4.708
0,08	288,16	576,32	0,0001	0,0410	4.689
0,08	290,59	581,18	0,0001	0,0414	4.684
0,09	292,55	585,10	0,0001	0,0417	4.675
0,09	294,29	588,58	0,0001	0,0421	4.661
0,09	296,13	592,26	0,0001	0,0425	4.651
0,09	297,90	595,80	0,0002	0,0428	4.641
0,09	299,56	599,12	0,0002	0,0431	4.630
0,09	301,21	602,42	0,0002	0,0435	4.620
0,10	302,70	605,40	0,0002	0,0438	4.608
0,10	304,08	608,16	0,0002	0,0441	4.597
0,10	305,66	611,32	0,0002	0,0444	4.588
0,10	306,70	613,40	0,0002	0,0447	4.574
0,10	308,05	616,10	0,0002	0,0450	4.565
0,10	309,39	618,78	0,0002	0,0453	4.556
0,10	310,15	620,30	0,0002	0,0455	4.540
0,11	311,66	623,32	0,0002	0,0458	4.534
0,11	312,34	624,68	0,0002	0,0461	4.518
0,11	313,98	627,96	0,0002	0,0463	4.517
0,11	315,01	630,02	0,0002	0,0466	4.508

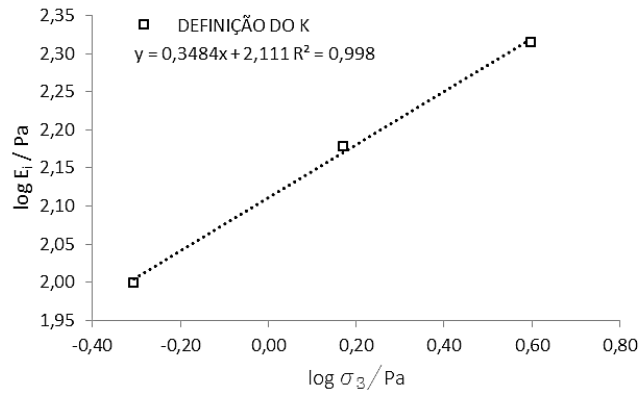
$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) ($\sigma_1 - \sigma_3$)	(4) $\varepsilon_v / (3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,11	316,07	632,14	0,0002	0,0468	4.502
0,11	317,26	634,52	0,0002	0,0471	4.495
0,12	318,12	636,24	0,0002	0,0473	4.486
0,12	319,25	638,50	0,0002	0,0475	4.481
0,12	320,29	640,58	0,0002	0,0477	4.476
0,12	321,15	642,30	0,0002	0,0479	4.468
0,12	322,28	644,56	0,0002	0,0481	4.465
0,12	323,20	646,40	0,0002	0,0483	4.461
0,12	323,93	647,86	0,0002	0,0485	4.453
0,13	325,01	650,02	0,0002	0,0487	4.451
0,13	325,64	651,28	0,0002	0,0489	4.444
0,13	326,39	652,78	0,0002	0,0490	4.439
0,13	327,18	654,36	0,0002	0,0492	4.433
0,13	328,08	656,16	0,0002	0,0493	4.433
0,13	328,18	656,36	0,0002	0,0495	4.418
0,14	329,19	658,38	0,0002	0,0497	4.417
0,14	329,06	658,12	0,0002	0,0498	4.402
0,14	330,10	660,20	0,0002	0,0500	4.402
0,14	330,21	660,42	0,0002	0,0501	4.392
0,14	330,56	661,12	0,0002	0,0503	4.384
0,14	330,92	661,84	0,0002	0,0504	4.378
0,15	331,16	662,32	0,0002	0,0505	4.370
0,15	331,45	662,90	0,0002	0,0506	4.363
0,15	331,14	662,28	0,0002	0,0508	4.350
0,15	331,35	662,70	0,0002	0,0509	4.343
0,15	331,34	662,68	0,0002	0,0510	4.334
0,15	331,68	663,36	0,0002	0,0511	4.330
0,15	332,04	664,08	0,0002	0,0512	4.326
0,16	331,73	663,46	0,0002	0,0513	4.314
0,16	331,88	663,76	0,0002	0,0514	4.308
0,16	331,65	663,30	0,0002	0,0515	4.297
0,16	331,39	662,78	0,0002	0,0515	4.287
0,16	331,39	662,78	0,0002	0,0516	4.279
0,16	330,78	661,56	0,0002	0,0517	4.265
0,17	330,95	661,90	0,0003	0,0518	4.260
0,17	330,24	660,48	0,0003	0,0519	4.245
0,17	330,40	660,80	0,0003	0,0519	4.241
0,17	329,97	659,94	0,0003	0,0520	4.229
0,17	329,70	659,40	0,0003	0,0521	4.221
0,17	329,36	658,72	0,0003	0,0521	4.211

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) $(\sigma_1 - \sigma_3)$	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,18	328,71	657,42	0,0003	0,0522	4.199
0,18	328,47	656,94	0,0003	0,0523	4.191
0,18	327,41	654,82	0,0003	0,0523	4.173
0,18	327,37	654,74	0,0003	0,0524	4.169
0,18	326,65	653,30	0,0003	0,0524	4.156
0,18	326,20	652,40	0,0003	0,0525	4.146
0,19	325,80	651,60	0,0003	0,0525	4.138
0,19	325,23	650,46	0,0003	0,0525	4.128
0,19	325,04	650,08	0,0003	0,0526	4.123
0,19	324,49	648,98	0,0003	0,0526	4.113
0,19	323,76	647,52	0,0003	0,0526	4.101
0,19	323,43	646,86	0,0003	0,0527	4.095
0,19	322,94	645,88	0,0003	0,0527	4.087
0,20	322,20	644,40	0,0003	0,0527	4.074
0,20	321,88	643,76	0,0003	0,0527	4.070
0,20	321,30	642,60	0,0003	0,0528	4.061



$E_i^3 =$	20.897,33
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{assin}} =$	858,45

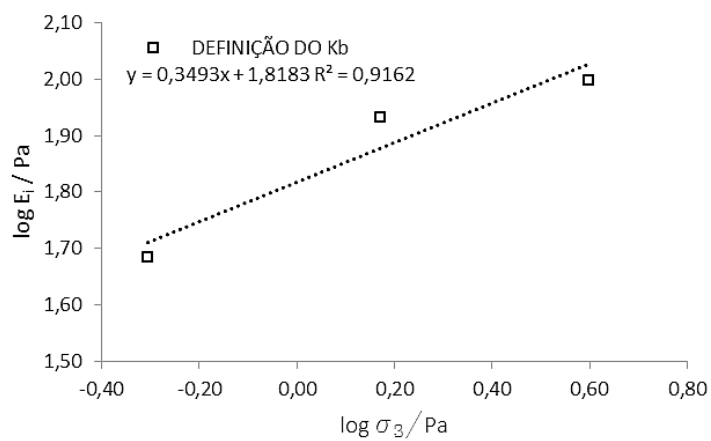
DEFINIÇÃO DO K				
σ_3	E_i/Pa	$\log E_i/\text{Pa}$	σ_3/Pa	$\log \sigma_3/\text{Pa}$
50	100,08	2,00	0,49	-0,31
150	150,86	2,18	1,48	0,17
400	206,29	2,31	3,95	0,60



$k' =$	2,11
$k = 10^{k'} =$	129,13
$n =$	0,35

DEFINIÇÃO DO Rf		
σ_3 (kPa)	Rf	Rf definido
50	1,29	0,90
150	1,14	
400	0,80	

DEFINIÇÃO DO K _b				
σ_3	B/Pa	log B/Pa	σ_3 /Pa	log σ_3 /Pa
50	48,44	1,69	0,49	-0,31
150	85,68	1,93	1,48	0,17
400	99,42	2,00	3,95	0,60



$k'' =$	1,82
$k'_b = 10^{k''} =$	65,81
$m =$	0,35

Apêndice B.2 – Amostra coletada a 3,00 m de profundidade

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$						$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B	(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,00	-0,32	-0,64	0,0000	0,0000	-	0,00	-0,41	-0,82	0,0000	0,0000	-
0,00	0,72	1,44	0,0000	0,0001	5.367	0,00	1,31	2,63	0,0000	0,0000	-101.086
0,00	1,41	2,83	0,0000	0,0001	9.694	0,00	2,87	5,74	0,0000	0,0001	36.764
0,00	2,27	4,55	0,0000	0,0001	11.928	0,00	4,42	8,85	0,0000	0,0002	17.008
0,00	4,18	8,36	0,0000	0,0002	13.817	0,00	7,70	15,41	0,0000	0,0002	23.701
0,00	5,16	10,31	0,0000	0,0003	13.138	0,00	9,42	18,85	0,0000	0,0001	55.756
0,00	6,40	12,80	0,0001	0,0003	12.973	0,00	10,97	21,95	0,0000	0,0003	28.134
0,00	7,43	14,86	0,0001	0,0004	12.275	0,00	12,00	24,00	0,0000	0,0003	23.070
0,00	11,89	23,77	0,0001	0,0009	8.621	0,00	16,95	33,90	0,0000	0,0005	21.026
0,00	15,84	31,68	0,0001	0,0015	7.209	0,00	21,03	42,07	0,0001	0,0008	16.507
0,00	19,40	38,81	0,0001	0,0020	6.387	0,00	27,98	55,96	0,0001	0,0013	14.065
0,00	22,80	45,61	0,0001	0,0026	5.862	0,01	34,36	68,72	0,0001	0,0020	11.591
0,00	26,19	52,38	0,0001	0,0031	5.589	0,01	40,39	80,79	0,0001	0,0025	10.713
0,01	29,45	58,89	0,0001	0,0036	5.383	0,01	45,51	91,03	0,0001	0,0030	10.059
0,01	32,60	65,21	0,0001	0,0041	5.240	0,01	50,67	101,33	0,0001	0,0034	9.992
0,01	35,66	71,32	0,0001	0,0046	5.131	0,01	55,06	110,12	0,0001	0,0040	9.246
0,01	38,83	77,66	0,0001	0,0051	5.071	0,01	57,18	114,36	0,0001	0,0042	9.012
0,01	41,88	83,77	0,0001	0,0056	5.022	0,01	59,49	118,98	0,0001	0,0044	8.937
0,01	44,69	89,37	0,0001	0,0060	4.977	0,01	61,42	122,84	0,0001	0,0048	8.497
0,01	47,71	95,43	0,0001	0,0064	4.961	0,01	63,49	126,97	0,0001	0,0049	8.658
0,01	50,36	100,72	0,0001	0,0068	4.936	0,02	65,63	131,26	0,0001	0,0052	8.399
0,01	53,05	106,09	0,0001	0,0072	4.909	0,02	67,34	134,67	0,0001	0,0054	8.326
0,01	55,67	111,35	0,0001	0,0076	4.907	0,02	69,10	138,21	0,0001	0,0057	8.065
0,01	58,13	116,26	0,0001	0,0079	4.911	0,02	70,87	141,74	0,0001	0,0058	8.112
0,01	60,77	121,53	0,0001	0,0082	4.937	0,02	72,75	145,49	0,0001	0,0061	7.981
0,02	63,06	126,11	0,0001	0,0085	4.943	0,02	74,33	148,66	0,0001	0,0062	7.996
0,02	65,33	130,65	0,0001	0,0088	4.955	0,02	75,89	151,78	0,0001	0,0066	7.711
0,02	67,57	135,14	0,0001	0,0091	4.969	0,02	77,43	154,86	0,0001	0,0067	7.754
0,02	69,67	139,35	0,0001	0,0093	4.992	0,02	79,15	158,30	0,0001	0,0068	7.706
0,02	71,58	143,16	0,0001	0,0095	5.004	0,02	80,37	160,74	0,0001	0,0071	7.538
0,02	73,33	146,67	0,0001	0,0098	5.013	0,02	82,05	164,09	0,0001	0,0073	7.486
0,02	75,06	150,12	0,0001	0,0100	5.027	0,02	83,47	166,93	0,0001	0,0075	7.439
0,02	76,78	153,56	0,0001	0,0101	5.051	0,02	85,00	170,01	0,0001	0,0077	7.387
0,02	78,37	156,73	0,0001	0,0103	5.073	0,03	86,34	172,69	0,0001	0,0078	7.346
0,02	79,91	159,82	0,0001	0,0104	5.099	0,03	87,67	175,34	0,0002	0,0080	7.298
0,02	81,50	162,99	0,0001	0,0106	5.130	0,03	89,02	178,03	0,0002	0,0081	7.299
0,02	82,82	165,64	0,0001	0,0107	5.159	0,03	90,42	180,83	0,0002	0,0084	7.214
0,03	84,02	168,03	0,0001	0,0108	5.172	0,03	91,74	183,49	0,0002	0,0086	7.092

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
ε_v	q (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\varepsilon_v / (3)$	ε_{Vol}	B
0,03	85,37	170,74	0,0002	0,0109	5.209
0,03	86,57	173,14	0,0002	0,0110	5.253
0,03	87,77	175,53	0,0002	0,0111	5.279
0,03	88,78	177,55	0,0002	0,0111	5.326
0,03	89,79	179,57	0,0002	0,0112	5.354
0,03	90,65	181,31	0,0002	0,0112	5.380
0,03	91,42	182,85	0,0002	0,0112	5.444
0,03	92,28	184,57	0,0002	0,0112	5.484
0,03	92,94	185,88	0,0002	0,0112	5.531
0,03	93,78	187,56	0,0002	0,0112	5.585
0,03	94,49	188,98	0,0002	0,0112	5.634
0,03	94,94	189,88	0,0002	0,0112	5.661
0,04	95,42	190,84	0,0002	0,0112	5.705
0,04	95,90	191,80	0,0002	0,0111	5.780
0,04	96,21	192,41	0,0002	0,0110	5.826
0,04	96,66	193,32	0,0002	0,0109	5.898
0,04	96,80	193,61	0,0002	0,0109	5.943
0,04	97,30	194,60	0,0002	0,0109	5.978
0,04	97,43	194,87	0,0002	0,0108	6.036
0,04	97,76	195,52	0,0002	0,0106	6.141
0,04	97,87	195,74	0,0002	0,0105	6.200
0,04	98,04	196,09	0,0002	0,0104	6.260
0,04	98,03	196,05	0,0002	0,0104	6.309
0,04	98,18	196,36	0,0002	0,0102	6.421
0,05	98,30	196,61	0,0002	0,0101	6.505
0,05	98,07	196,15	0,0002	0,0100	6.563
0,05	98,25	196,51	0,0002	0,0098	6.675
0,05	97,91	195,82	0,0002	0,0097	6.734
0,05	98,03	196,07	0,0002	0,0095	6.864
0,05	97,84	195,68	0,0003	0,0094	6.954
0,05	97,79	195,58	0,0003	0,0092	7.069
0,05	97,63	195,25	0,0003	0,0091	7.167
0,05	97,42	194,84	0,0003	0,0089	7.272
0,05	97,22	194,44	0,0003	0,0088	7.406
0,05	97,01	194,02	0,0003	0,0086	7.525
0,05	96,86	193,72	0,0003	0,0085	7.639
0,06	96,50	193,00	0,0003	0,0083	7.776
0,06	96,29	192,59	0,0003	0,0081	7.931
0,06	95,83	191,65	0,0003	0,0079	8.041

$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
ε_v	q (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\varepsilon_v / (3)$	ε_{Vol}	B
0,03	93,05	186,11	0,0002	0,0087	7.128
0,03	94,41	188,82	0,0002	0,0090	6.969
0,03	95,93	191,86	0,0002	0,0092	6.974
0,03	97,56	195,11	0,0002	0,0093	6.967
0,03	99,06	198,13	0,0002	0,0094	7.003
0,03	100,71	201,42	0,0002	0,0096	7.022
0,03	102,06	204,12	0,0002	0,0098	6.947
0,04	103,38	206,76	0,0002	0,0101	6.854
0,04	104,83	209,66	0,0002	0,0101	6.903
0,04	106,14	212,28	0,0002	0,0103	6.837
0,04	107,45	214,90	0,0002	0,0105	6.819
0,04	108,57	217,14	0,0002	0,0105	6.884
0,04	109,86	219,72	0,0002	0,0108	6.776
0,04	110,80	221,60	0,0002	0,0109	6.807
0,04	112,30	224,60	0,0002	0,0111	6.774
0,04	113,38	226,76	0,0002	0,0112	6.739
0,04	114,52	229,04	0,0002	0,0114	6.683
0,04	115,63	231,26	0,0002	0,0115	6.732
0,04	116,70	233,40	0,0002	0,0117	6.674
0,04	117,98	235,96	0,0002	0,0118	6.677
0,05	118,91	237,82	0,0002	0,0118	6.705
0,05	120,34	240,68	0,0002	0,0121	6.630
0,05	121,15	242,30	0,0002	0,0122	6.604
0,05	122,22	244,44	0,0002	0,0123	6.629
0,05	123,44	246,88	0,0002	0,0125	6.607
0,05	124,59	249,18	0,0002	0,0126	6.582
0,05	125,50	251,00	0,0002	0,0127	6.576
0,05	126,25	252,50	0,0002	0,0128	6.588
0,05	127,19	254,38	0,0002	0,0129	6.587
0,05	128,26	256,52	0,0002	0,0130	6.572
0,05	129,03	258,06	0,0002	0,0132	6.508
0,05	130,03	260,06	0,0002	0,0133	6.524
0,05	131,03	262,06	0,0002	0,0134	6.498
0,06	131,75	263,50	0,0002	0,0135	6.483
0,06	132,68	265,36	0,0002	0,0137	6.475
0,06	133,43	266,86	0,0002	0,0137	6.475
0,06	134,42	268,84	0,0002	0,0138	6.478
0,06	135,04	270,08	0,0002	0,0139	6.471
0,06	135,89	271,78	0,0002	0,0140	6.452

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,06	95,59	191,18	0,0003	0,0077	8.239
0,06	95,27	190,53	0,0003	0,0076	8.381
0,06	94,92	189,85	0,0003	0,0074	8.553
0,06	94,75	189,50	0,0003	0,0072	8.749
0,06	94,05	188,09	0,0003	0,0070	8.906
0,06	93,73	187,47	0,0003	0,0069	9.078
0,06	93,41	186,83	0,0003	0,0067	9.310
0,06	93,04	186,08	0,0003	0,0065	9.518
0,06	92,56	185,13	0,0003	0,0063	9.725
0,06	92,24	184,47	0,0004	0,0062	9.961
0,07	91,58	183,15	0,0004	0,0060	10.186
0,07	91,29	182,59	0,0004	0,0058	10.427
0,07	90,77	181,54	0,0004	0,0057	10.696
0,07	90,41	180,82	0,0004	0,0055	10.988
0,07	90,10	180,20	0,0004	0,0053	11.241
0,07	89,59	179,18	0,0004	0,0051	11.616
0,07	89,15	178,31	0,0004	0,0050	11.959
0,07	88,77	177,55	0,0004	0,0048	12.277
0,07	88,29	176,58	0,0004	0,0046	12.703
0,07	87,85	175,69	0,0004	0,0045	13.104
0,07	87,51	175,02	0,0004	0,0043	13.553
0,07	86,85	173,69	0,0004	0,0041	14.009
0,08	86,38	172,75	0,0004	0,0040	14.456
0,08	85,93	171,85	0,0004	0,0038	15.148
0,08	85,44	170,88	0,0004	0,0036	15.714
0,08	84,80	169,59	0,0005	0,0035	16.373
0,08	84,31	168,63	0,0005	0,0033	17.132
0,08	83,88	167,75	0,0005	0,0031	17.899
0,08	83,27	166,55	0,0005	0,0030	18.617
0,08	82,92	165,84	0,0005	0,0028	19.621
0,08	82,61	165,22	0,0005	0,0027	20.700
0,08	82,14	164,27	0,0005	0,0025	21.937
0,08	81,68	163,36	0,0005	0,0023	23.352
0,08	81,35	162,70	0,0005	0,0022	24.937
0,08	80,85	161,71	0,0005	0,0020	26.615
0,09	80,38	160,76	0,0005	0,0019	28.566
0,09	80,06	160,12	0,0005	0,0017	30.652
0,09	79,81	159,61	0,0005	0,0016	32.805
0,09	79,29	158,58	0,0006	0,0015	36.086

$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,06	136,83	273,66	0,0002	0,0142	6.437
0,06	137,50	275,00	0,0002	0,0142	6.445
0,06	138,13	276,26	0,0002	0,0144	6.415
0,06	138,66	277,32	0,0002	0,0144	6.417
0,06	139,48	278,96	0,0002	0,0145	6.401
0,06	140,22	280,44	0,0002	0,0146	6.389
0,07	141,09	282,18	0,0002	0,0147	6.383
0,07	141,57	283,14	0,0002	0,0148	6.364
0,07	142,16	284,32	0,0002	0,0148	6.398
0,07	142,72	285,44	0,0002	0,0149	6.375
0,07	143,34	286,68	0,0002	0,0151	6.329
0,07	143,78	287,56	0,0002	0,0152	6.316
0,07	144,45	288,90	0,0002	0,0152	6.348
0,07	144,65	289,30	0,0002	0,0154	6.279
0,07	145,46	290,92	0,0002	0,0153	6.321
0,07	146,05	292,10	0,0002	0,0155	6.272
0,07	146,43	292,86	0,0002	0,0156	6.278
0,07	147,07	294,14	0,0003	0,0156	6.291
0,07	147,32	294,64	0,0003	0,0157	6.243
0,08	148,00	296,00	0,0003	0,0158	6.231
0,08	148,20	296,40	0,0003	0,0159	6.205
0,08	148,75	297,50	0,0003	0,0160	6.201
0,08	149,24	298,48	0,0003	0,0161	6.194
0,08	149,25	298,50	0,0003	0,0161	6.178
0,08	149,42	298,84	0,0003	0,0162	6.142
0,08	149,57	299,14	0,0003	0,0163	6.126
0,08	149,55	299,10	0,0003	0,0163	6.099
0,08	149,73	299,46	0,0003	0,0164	6.087
0,08	149,65	299,30	0,0003	0,0165	6.045
0,08	149,81	299,62	0,0003	0,0166	6.030
0,08	149,92	299,84	0,0003	0,0164	6.085
0,08	149,97	299,94	0,0003	0,0167	6.004
0,09	150,15	300,30	0,0003	0,0167	5.978
0,09	149,84	299,68	0,0003	0,0168	5.940
0,09	149,98	299,96	0,0003	0,0169	5.928
0,09	149,87	299,74	0,0003	0,0169	5.905
0,09	150,18	300,36	0,0003	0,0170	5.884
0,09	150,27	300,54	0,0003	0,0170	5.888
0,09	150,48	300,96	0,0003	0,0172	5.848

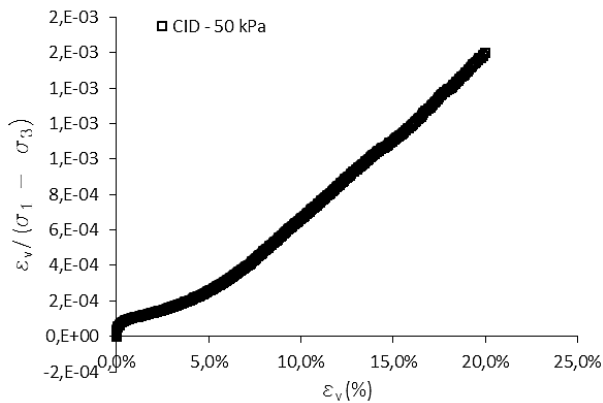
$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$						$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B	(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,09	78,99	157,98	0,0006	0,0013	39.810	0,09	150,82	301,64	0,0003	0,0172	5.850
0,09	78,69	157,37	0,0006	0,0012	44.145	0,09	151,10	302,20	0,0003	0,0173	5.828
0,09	78,38	156,75	0,0006	0,0010	49.938	0,09	151,76	303,52	0,0003	0,0173	5.833
0,09	78,08	156,16	0,0006	0,0009	55.277	0,09	152,36	304,72	0,0003	0,0174	5.839
0,09	77,62	155,23	0,0006	0,0008	64.108	0,09	153,31	306,62	0,0003	0,0174	5.863
0,09	77,44	154,89	0,0006	0,0007	75.914	0,10	153,77	307,54	0,0003	0,0175	5.849
0,09	77,00	154,00	0,0006	0,0006	91.584	0,10	154,36	308,72	0,0003	0,0176	5.848
0,09	76,83	153,66	0,0006	0,0004	120.241	0,10	154,87	309,74	0,0003	0,0176	5.871
0,10	76,68	153,36	0,0006	0,0003	184.864	0,10	155,45	310,90	0,0003	0,0177	5.870
0,10	76,33	152,66	0,0006	0,0002	309.496	0,10	155,87	311,74	0,0003	0,0177	5.862
0,10	76,06	152,13	0,0006	0,0001	678.504	0,10	156,41	312,82	0,0003	0,0178	5.857
0,10	75,89	151,78	0,0006	0,0000	-1.128.298	0,10	156,69	313,38	0,0003	0,0179	5.850
0,10	75,76	151,52	0,0007	-0,0002	-321.793	0,10	157,12	314,24	0,0003	0,0179	5.864
0,10	75,29	150,57	0,0007	-0,0003	-181.508	0,10	157,63	315,26	0,0003	0,0179	5.877
0,10	75,12	150,24	0,0007	-0,0004	-119.657	0,10	157,97	315,94	0,0003	0,0180	5.836
0,10	74,98	149,95	0,0007	-0,0005	-99.821	0,10	158,53	317,06	0,0003	0,0180	5.857
0,10	74,82	149,64	0,0007	-0,0006	-77.606	0,10	158,36	316,72	0,0003	0,0181	5.831
0,10	74,65	149,29	0,0007	-0,0007	-67.259	0,10	158,66	317,32	0,0003	0,0182	5.817
0,10	74,34	148,67	0,0007	-0,0009	-58.167	0,11	158,94	317,88	0,0003	0,0183	5.802
0,10	74,18	148,37	0,0007	-0,0010	-51.698	0,11	159,19	318,38	0,0003	0,0183	5.789
0,11	74,01	148,02	0,0007	-0,0010	-47.839	0,11	159,62	319,24	0,0003	0,0184	5.799
0,11	73,89	147,77	0,0007	-0,0012	-42.522	0,11	159,76	319,52	0,0003	0,0184	5.777
0,11	73,70	147,41	0,0007	-0,0012	-39.607	0,11	159,87	319,74	0,0003	0,0185	5.775
0,11	73,42	146,85	0,0007	-0,0013	-36.388	0,11	160,17	320,34	0,0003	0,0185	5.762
0,11	73,40	146,80	0,0007	-0,0015	-33.406	0,11	160,39	320,78	0,0003	0,0185	5.773
0,11	73,24	146,49	0,0007	-0,0016	-31.261	0,11	160,79	321,58	0,0003	0,0186	5.757
0,11	72,96	145,92	0,0008	-0,0016	-29.856	0,11	160,76	321,52	0,0003	0,0186	5.764
0,11	72,78	145,56	0,0008	-0,0017	-27.864	0,11	160,75	321,50	0,0004	0,0187	5.721
0,11	72,34	144,68	0,0008	-0,0018	-26.125	0,11	161,18	322,36	0,0004	0,0187	5.731
0,11	72,49	144,98	0,0008	-0,0019	-24.870	0,11	161,21	322,42	0,0004	0,0188	5.714
0,11	72,23	144,45	0,0008	-0,0020	-24.040	0,12	161,60	323,20	0,0004	0,0189	5.707
0,11	72,02	144,05	0,0008	-0,0021	-22.703	0,12	161,59	323,18	0,0004	0,0189	5.688
0,12	71,87	143,73	0,0008	-0,0022	-21.584	0,12	161,95	323,90	0,0004	0,0190	5.685
0,12	71,74	143,48	0,0008	-0,0023	-20.845	0,12	161,89	323,78	0,0004	0,0189	5.701
0,12	71,42	142,84	0,0008	-0,0024	-19.723	0,12	162,18	324,36	0,0004	0,0191	5.667
0,12	71,40	142,80	0,0008	-0,0025	-19.069	0,12	162,35	324,70	0,0004	0,0191	5.655
0,12	71,13	142,25	0,0008	-0,0026	-18.498	0,12	162,37	324,74	0,0004	0,0192	5.643
0,12	70,94	141,88	0,0008	-0,0027	-17.725	0,12	162,62	325,24	0,0004	0,0192	5.644
0,12	70,66	141,33	0,0008	-0,0028	-17.083	0,12	162,56	325,12	0,0004	0,0193	5.622

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$						$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B	(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,12	70,54	141,08	0,0009	-0,0028	-16.559	0,12	162,83	325,66	0,0004	0,0193	5.618
0,12	70,36	140,72	0,0009	-0,0029	-16.011	0,12	162,81	325,62	0,0004	0,0194	5.603
0,12	70,23	140,46	0,0009	-0,0030	-15.622	0,12	162,94	325,88	0,0004	0,0194	5.597
0,12	70,08	140,16	0,0009	-0,0031	-15.210	0,12	163,12	326,24	0,0004	0,0194	5.601
0,12	69,95	139,90	0,0009	-0,0032	-14.716	0,13	163,25	326,50	0,0004	0,0195	5.585
0,12	69,79	139,58	0,0009	-0,0032	-14.444	0,13	163,49	326,98	0,0004	0,0195	5.581
0,13	69,76	139,53	0,0009	-0,0033	-14.016	0,13	163,48	326,96	0,0004	0,0195	5.588
0,13	69,75	139,50	0,0009	-0,0034	-13.614	0,13	163,29	326,58	0,0004	0,0195	5.569
0,13	69,47	138,94	0,0009	-0,0035	-13.326	0,13	163,45	326,90	0,0004	0,0196	5.555
0,13	69,04	138,07	0,0009	-0,0035	-12.965	0,13	163,37	326,74	0,0004	0,0196	5.547
0,13	69,27	138,55	0,0009	-0,0036	-12.768	0,13	163,16	326,32	0,0004	0,0197	5.518
0,13	69,01	138,01	0,0009	-0,0037	-12.361	0,13	163,30	326,60	0,0004	0,0198	5.509
0,13	69,14	138,28	0,0009	-0,0038	-12.141	0,13	163,19	326,38	0,0004	0,0198	5.500
0,13	68,99	137,98	0,0010	-0,0039	-11.927	0,13	163,20	326,40	0,0004	0,0198	5.484
0,13	68,97	137,94	0,0010	-0,0039	-11.696	0,13	163,23	326,46	0,0004	0,0199	5.473
0,13	68,81	137,62	0,0010	-0,0040	-11.409	0,13	163,23	326,46	0,0004	0,0199	5.466
0,13	68,84	137,67	0,0010	-0,0041	-11.185	0,13	163,13	326,26	0,0004	0,0199	5.472
0,13	68,83	137,66	0,0010	-0,0042	-10.984	0,14	163,12	326,24	0,0004	0,0200	5.448
0,14	68,67	137,33	0,0010	-0,0043	-10.746	0,14	163,22	326,44	0,0004	0,0200	5.437
0,14	68,51	137,02	0,0010	-0,0043	-10.573	0,14	162,92	325,84	0,0004	0,0201	5.415
0,14	68,36	136,73	0,0010	-0,0044	-10.319	0,14	162,78	325,56	0,0004	0,0201	5.406
0,14	68,21	136,41	0,0010	-0,0045	-10.157	0,14	162,84	325,68	0,0004	0,0201	5.396
0,14	68,18	136,36	0,0010	-0,0046	-9.987	0,14	162,60	325,20	0,0004	0,0201	5.386
0,14	68,19	136,39	0,0010	-0,0046	-9.780	0,14	162,72	325,44	0,0004	0,0201	5.404
0,14	68,16	136,31	0,0010	-0,0047	-9.635	0,14	162,61	325,22	0,0004	0,0201	5.391
0,14	67,86	135,72	0,0010	-0,0048	-9.414	0,14	162,57	325,14	0,0004	0,0202	5.360
0,14	67,83	135,66	0,0010	-0,0049	-9.294	0,14	162,56	325,12	0,0004	0,0202	5.359
0,14	67,87	135,75	0,0010	-0,0050	-9.105	0,14	162,37	324,74	0,0004	0,0203	5.344
0,14	67,95	135,90	0,0011	-0,0050	-8.980	0,14	162,19	324,38	0,0004	0,0203	5.326
0,14	67,82	135,63	0,0011	-0,0051	-8.857	0,15	162,01	324,02	0,0004	0,0203	5.309
0,14	67,93	135,86	0,0011	-0,0052	-8.694	0,15	161,94	323,88	0,0005	0,0203	5.307
0,15	67,95	135,89	0,0011	-0,0053	-8.609	0,15	161,59	323,18	0,0005	0,0203	5.298
0,15	68,01	136,03	0,0011	-0,0053	-8.485	0,15	161,64	323,28	0,0005	0,0204	5.275
0,15	67,90	135,80	0,0011	-0,0054	-8.343	0,15	161,53	323,06	0,0005	0,0204	5.271
0,15	67,84	135,67	0,0011	-0,0055	-8.222	0,15	160,88	321,76	0,0005	0,0205	5.232
0,15	68,01	136,01	0,0011	-0,0056	-8.132	0,15	160,58	321,16	0,0005	0,0205	5.231
0,15	68,00	136,01	0,0011	-0,0057	-8.024	0,15	160,28	320,56	0,0005	0,0205	5.201
0,15	67,92	135,84	0,0011	-0,0057	-7.910	0,15	159,88	319,76	0,0005	0,0206	5.182
0,15	67,91	135,82	0,0011	-0,0058	-7.766	0,15	159,34	318,68	0,0005	0,0205	5.171

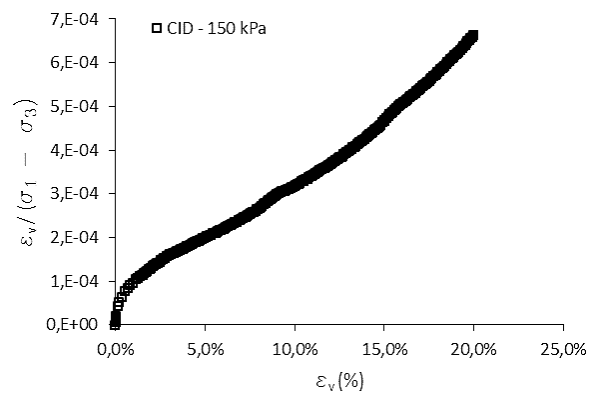
$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$						$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B	(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) (σ_1 - σ_3)	(4) ε_v /(3)	(5) ε_{Vol}	(6) B
0,15	67,88	135,76	0,0011	-0,0059	-7.674	0,15	158,93	317,86	0,0005	0,0206	5.153
0,15	67,74	135,48	0,0011	-0,0060	-7.572	0,15	158,47	316,94	0,0005	0,0206	5.117
0,15	67,84	135,67	0,0011	-0,0060	-7.480	0,15	158,18	316,36	0,0005	0,0206	5.112
0,15	67,69	135,37	0,0011	-0,0061	-7.354	0,16	157,92	315,84	0,0005	0,0207	5.095
0,16	67,78	135,57	0,0011	-0,0062	-7.276	0,16	157,65	315,30	0,0005	0,0206	5.090
0,16	67,64	135,29	0,0012	-0,0063	-7.175	0,16	157,71	315,42	0,0005	0,0208	5.067
0,16	67,60	135,21	0,0012	-0,0064	-7.095	0,16	157,38	314,76	0,0005	0,0208	5.048
0,16	67,42	134,83	0,0012	-0,0065	-6.952	0,16	157,66	315,32	0,0005	0,0207	5.078
0,16	67,56	135,11	0,0012	-0,0065	-6.919	0,16	157,55	315,10	0,0005	0,0208	5.043
0,16	67,47	134,94	0,0012	-0,0066	-6.793	0,16	157,41	314,82	0,0005	0,0208	5.040
0,16	67,35	134,70	0,0012	-0,0067	-6.697	0,16	157,60	315,20	0,0005	0,0209	5.036
0,16	67,19	134,39	0,0012	-0,0068	-6.601	0,16	157,45	314,90	0,0005	0,0209	5.031
0,16	67,14	134,27	0,0012	-0,0069	-6.517	0,16	157,53	315,06	0,0005	0,0209	5.032
0,16	67,03	134,07	0,0012	-0,0070	-6.430	0,16	157,47	314,94	0,0005	0,0209	5.028
0,16	66,71	133,41	0,0012	-0,0070	-6.317	0,16	157,30	314,60	0,0005	0,0210	5.003
0,16	66,71	133,43	0,0012	-0,0071	-6.258	0,16	157,46	314,92	0,0005	0,0209	5.013
0,16	66,57	133,13	0,0012	-0,0072	-6.153	0,17	157,55	315,10	0,0005	0,0210	4.997
0,17	66,40	132,79	0,0012	-0,0073	-6.062	0,17	157,57	315,14	0,0005	0,0210	5.006
0,17	66,14	132,28	0,0013	-0,0074	-5.972	0,17	157,59	315,18	0,0005	0,0210	5.006
0,17	65,94	131,88	0,0013	-0,0075	-5.894	0,17	157,19	314,38	0,0005	0,0210	4.979
0,17	66,06	132,13	0,0013	-0,0075	-5.846	0,17	157,09	314,18	0,0005	0,0211	4.972
0,17	65,89	131,77	0,0013	-0,0076	-5.751	0,17	156,98	313,96	0,0005	0,0211	4.960
0,17	65,85	131,71	0,0013	-0,0077	-5.698	0,17	156,95	313,90	0,0005	0,0211	4.964
0,17	65,71	131,42	0,0013	-0,0078	-5.631	0,17	156,90	313,80	0,0005	0,0210	4.972
0,17	65,58	131,16	0,0013	-0,0079	-5.540	0,17	156,64	313,28	0,0005	0,0212	4.933
0,17	65,41	130,81	0,0013	-0,0080	-5.473	0,17	156,84	313,68	0,0006	0,0211	4.952
0,17	65,28	130,57	0,0013	-0,0081	-5.402	0,17	156,56	313,12	0,0006	0,0211	4.937
0,17	65,00	129,99	0,0013	-0,0081	-5.334	0,17	156,67	313,34	0,0006	0,0212	4.932
0,17	64,84	129,67	0,0013	-0,0082	-5.258	0,18	156,67	313,34	0,0006	0,0211	4.940
0,18	64,67	129,33	0,0014	-0,0083	-5.183	0,18	156,25	312,50	0,0006	0,0213	4.895
0,18	64,67	129,34	0,0014	-0,0084	-5.146	0,18	156,05	312,10	0,0006	0,0213	4.885
0,18	64,47	128,94	0,0014	-0,0085	-5.071	0,18	155,82	311,64	0,0006	0,0213	4.886
0,18	64,61	129,22	0,0014	-0,0086	-5.025	0,18	155,64	311,28	0,0006	0,0213	4.866
0,18	64,54	129,08	0,0014	-0,0086	-4.985	0,18	155,56	311,12	0,0006	0,0213	4.867
0,18	64,53	129,05	0,0014	-0,0087	-4.936	0,18	155,50	311,00	0,0006	0,0214	4.854
0,18	64,74	129,49	0,0014	-0,0088	-4.911	0,18	155,47	310,94	0,0006	0,0214	4.849
0,18	64,58	129,17	0,0014	-0,0089	-4.833	0,18	155,21	310,42	0,0006	0,0214	4.833
0,18	64,69	129,39	0,0014	-0,0090	-4.793	0,18	155,09	310,18	0,0006	0,0214	4.827
0,18	64,54	129,07	0,0014	-0,0091	-4.734	0,18	155,20	310,40	0,0006	0,0214	4.825

$\sigma_{\text{confinante}} = 50 \text{ kPa}$					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
ε_v	q (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\varepsilon_v / (3)$	ε_{Vol}	B
0,18	64,49	128,98	0,0014	-0,0092	-4.692
0,18	64,33	128,65	0,0014	-0,0093	-4.624
0,19	64,30	128,61	0,0014	-0,0094	-4.582
0,19	64,14	128,28	0,0015	-0,0095	-4.519
0,19	63,96	127,92	0,0015	-0,0096	-4.457
0,19	63,78	127,55	0,0015	-0,0097	-4.396
0,19	63,77	127,54	0,0015	-0,0098	-4.333
0,19	63,74	127,48	0,0015	-0,0099	-4.282
0,19	63,58	127,15	0,0015	-0,0100	-4.232
0,19	63,54	127,07	0,0015	-0,0101	-4.176
0,19	63,28	126,56	0,0015	-0,0102	-4.126
0,19	63,34	126,67	0,0015	-0,0103	-4.085
0,19	63,09	126,18	0,0015	-0,0105	-4.020
0,19	63,03	126,05	0,0015	-0,0106	-3.970
0,20	63,00	125,99	0,0015	-0,0107	-3.938
0,20	62,94	125,88	0,0016	-0,0108	-3.894
0,20	62,79	125,57	0,0016	-0,0109	-3.839
0,20	62,88	125,75	0,0016	-0,0110	-3.802
0,20	62,80	125,59	0,0016	-0,0111	-3.757
0,20	62,70	125,40	0,0016	-0,0113	-3.711
0,20	62,64	125,28	0,0016	-0,0114	-3.679
0,20	62,62	125,24	0,0016	-0,0114	-3.670

$\sigma_{\text{confinante}} = 150 \text{ kPa}$					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
ε_v	q (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\varepsilon_v / (3)$	ε_{Vol}	B
0,18	154,88	309,76	0,0006	0,0214	4.827
0,18	154,64	309,28	0,0006	0,0214	4.811
0,19	154,26	308,52	0,0006	0,0214	4.798
0,19	154,24	308,48	0,0006	0,0215	4.791
0,19	153,88	307,76	0,0006	0,0215	4.765
0,19	153,84	307,68	0,0006	0,0214	4.786
0,19	153,66	307,32	0,0006	0,0215	4.754
0,19	153,51	307,02	0,0006	0,0216	4.742
0,19	153,51	307,02	0,0006	0,0216	4.740
0,19	153,13	306,26	0,0006	0,0216	4.728
0,19	153,11	306,22	0,0006	0,0217	4.714
0,19	152,75	305,50	0,0006	0,0217	4.698
0,19	152,50	305,00	0,0006	0,0217	4.695
0,19	152,10	304,20	0,0006	0,0217	4.676
0,19	151,95	303,90	0,0006	0,0217	4.663
0,20	151,60	303,20	0,0006	0,0217	4.649
0,20	151,39	302,78	0,0006	0,0217	4.654
0,20	151,04	302,08	0,0007	0,0218	4.628
0,20	150,86	301,72	0,0007	0,0217	4.632
0,20	150,69	301,38	0,0007	0,0218	4.612
0,20	150,51	301,02	0,0007	0,0217	4.614



$E_i^1 =$	11.999,33
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{assin}} =$	125,83



$E_i^2 =$	20.585,11
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{assin}} =$	349,38

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) ($\sigma_1 - \sigma_3$)	(4) $\varepsilon_v / (3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,00	-1,63	-3,27	0,0000	0,0000	-
0,00	2,46	4,92	0,0000	0,0000	94.352
0,00	5,53	11,05	0,0000	0,0000	84.799
0,00	8,26	16,52	0,0000	0,0001	70.425
0,00	13,01	26,03	0,0000	0,0002	41.604
0,00	15,22	30,44	0,0000	0,0003	33.371
0,00	17,09	34,17	0,0000	0,0004	27.897
0,00	18,27	36,53	0,0000	0,0005	24.590
0,00	23,67	47,35	0,0000	0,0012	13.356
0,00	28,54	57,09	0,0000	0,0019	10.282
0,00	37,11	74,22	0,0001	0,0032	7.614
0,01	44,96	89,92	0,0001	0,0046	6.509
0,01	52,65	105,30	0,0001	0,0059	5.915
0,01	60,12	120,23	0,0001	0,0073	5.524
0,01	67,04	134,08	0,0001	0,0085	5.233
0,01	73,96	147,92	0,0001	0,0098	5.036
0,01	77,07	154,14	0,0001	0,0104	4.928
0,01	80,52	161,03	0,0001	0,0110	4.869
0,01	83,44	166,89	0,0001	0,0116	4.785
0,01	86,86	173,71	0,0001	0,0122	4.740
0,02	89,80	179,60	0,0001	0,0128	4.678
0,02	92,70	185,40	0,0001	0,0134	4.613
0,02	96,09	192,18	0,0001	0,0140	4.585
0,02	98,99	197,98	0,0001	0,0145	4.537
0,02	101,87	203,74	0,0001	0,0151	4.498
0,02	104,83	209,66	0,0001	0,0157	4.461
0,02	107,31	214,62	0,0001	0,0162	4.413
0,02	110,50	221,00	0,0001	0,0168	4.398
0,02	113,04	226,08	0,0001	0,0173	4.354
0,02	116,11	232,22	0,0001	0,0178	4.340
0,02	118,59	237,18	0,0001	0,0184	4.307
0,02	121,45	242,90	0,0001	0,0189	4.287
0,03	124,46	248,92	0,0001	0,0194	4.277
0,03	126,98	253,96	0,0001	0,0199	4.251
0,03	129,53	259,06	0,0001	0,0204	4.231
0,03	131,96	263,92	0,0001	0,0209	4.208
0,03	134,48	268,96	0,0001	0,0214	4.190
0,03	136,95	273,90	0,0001	0,0219	4.173
0,03	139,07	278,14	0,0001	0,0224	4.146
0,03	141,56	283,12	0,0001	0,0228	4.135

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) ($\sigma_1 - \sigma_3$)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,03	143,87	287,74	0,0001	0,0233	4.116
0,03	146,14	292,28	0,0001	0,0238	4.100
0,03	148,60	297,20	0,0001	0,0242	4.090
0,03	150,44	300,88	0,0001	0,0247	4.068
0,03	153,05	306,10	0,0001	0,0251	4.061
0,04	154,98	309,96	0,0001	0,0256	4.042
0,04	157,26	314,52	0,0001	0,0260	4.034
0,04	159,35	318,70	0,0001	0,0264	4.018
0,04	161,27	322,54	0,0001	0,0269	4.002
0,04	163,47	326,94	0,0001	0,0273	3.997
0,04	165,39	330,78	0,0001	0,0277	3.981
0,04	167,35	334,70	0,0001	0,0281	3.969
0,04	169,57	339,14	0,0001	0,0285	3.965
0,04	171,17	342,34	0,0001	0,0289	3.947
0,04	173,06	346,12	0,0001	0,0293	3.936
0,04	175,07	350,14	0,0001	0,0297	3.931
0,04	176,68	353,36	0,0001	0,0301	3.914
0,04	178,53	357,06	0,0001	0,0305	3.906
0,05	180,07	360,14	0,0001	0,0308	3.893
0,05	181,96	363,92	0,0001	0,0312	3.885
0,05	183,46	366,92	0,0001	0,0316	3.872
0,05	185,35	370,70	0,0001	0,0320	3.866
0,05	187,02	374,04	0,0001	0,0323	3.857
0,05	188,81	377,62	0,0001	0,0327	3.850
0,05	190,21	380,42	0,0001	0,0331	3.837
0,05	192,02	384,04	0,0001	0,0334	3.833
0,05	193,59	387,18	0,0001	0,0338	3.824
0,05	195,21	390,42	0,0001	0,0341	3.817
0,05	196,73	393,46	0,0001	0,0344	3.808
0,05	198,36	396,72	0,0001	0,0348	3.801
0,06	200,02	400,04	0,0001	0,0351	3.795
0,06	201,33	402,66	0,0001	0,0355	3.785
0,06	202,93	405,86	0,0001	0,0358	3.781
0,06	204,76	409,52	0,0001	0,0361	3.780
0,06	206,01	412,02	0,0001	0,0364	3.768
0,06	207,54	415,08	0,0001	0,0368	3.763
0,06	209,13	418,26	0,0001	0,0371	3.760
0,06	210,49	420,98	0,0001	0,0374	3.754
0,06	211,96	423,92	0,0001	0,0377	3.750
0,06	213,42	426,84	0,0001	0,0380	3.744

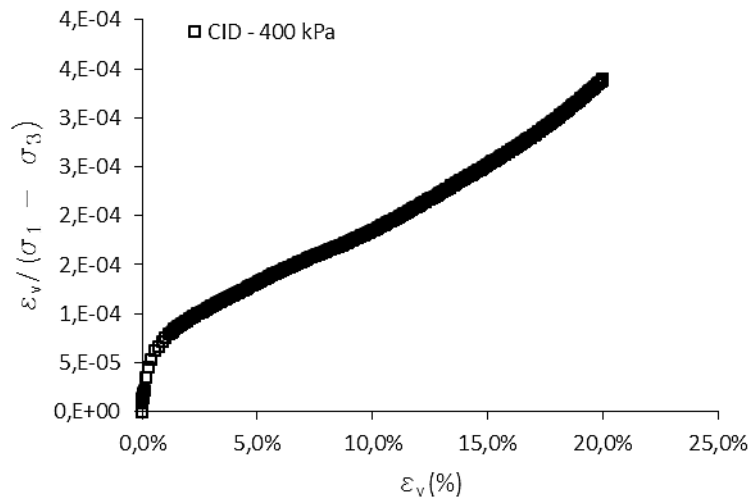
$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) $(\sigma_1 - \sigma_3)$	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,06	215,02	430,04	0,0001	0,0383	3.741
0,06	216,52	433,04	0,0001	0,0386	3.739
0,06	218,05	436,10	0,0001	0,0389	3.736
0,07	219,34	438,68	0,0001	0,0392	3.731
0,07	220,78	441,56	0,0002	0,0395	3.728
0,07	222,17	444,34	0,0002	0,0398	3.724
0,07	223,73	447,46	0,0002	0,0401	3.723
0,07	224,99	449,98	0,0002	0,0403	3.720
0,07	226,48	452,96	0,0002	0,0406	3.719
0,07	227,49	454,98	0,0002	0,0409	3.711
0,07	228,98	457,96	0,0002	0,0411	3.711
0,07	230,40	460,80	0,0002	0,0414	3.709
0,07	231,43	462,86	0,0002	0,0417	3.704
0,07	232,70	465,40	0,0002	0,0419	3.701
0,07	233,90	467,80	0,0002	0,0422	3.698
0,07	235,50	471,00	0,0002	0,0424	3.700
0,08	236,81	473,62	0,0002	0,0427	3.698
0,08	238,35	476,70	0,0002	0,0429	3.700
0,08	239,56	479,12	0,0002	0,0432	3.699
0,08	240,72	481,44	0,0002	0,0434	3.696
0,08	241,99	483,98	0,0002	0,0437	3.694
0,08	243,55	487,10	0,0002	0,0439	3.698
0,08	244,34	488,68	0,0002	0,0441	3.690
0,08	245,64	491,28	0,0002	0,0444	3.691
0,08	246,87	493,74	0,0002	0,0446	3.690
0,08	248,35	496,70	0,0002	0,0448	3.694
0,08	249,41	498,82	0,0002	0,0451	3.690
0,08	250,63	501,26	0,0002	0,0453	3.691
0,08	251,81	503,62	0,0002	0,0455	3.689
0,09	252,81	505,62	0,0002	0,0457	3.684
0,09	254,24	508,48	0,0002	0,0460	3.689
0,09	255,21	510,42	0,0002	0,0462	3.684
0,09	256,22	512,44	0,0002	0,0464	3.682
0,09	257,58	515,16	0,0002	0,0466	3.685
0,09	258,27	516,54	0,0002	0,0468	3.677
0,09	259,35	518,70	0,0002	0,0470	3.676
0,09	260,47	520,94	0,0002	0,0472	3.676
0,09	261,21	522,42	0,0002	0,0474	3.672
0,09	262,43	524,86	0,0002	0,0476	3.673
0,09	263,35	526,70	0,0002	0,0478	3.671

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) ($\sigma_1 - \sigma_3$)	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,09	264,25	528,50	0,0002	0,0480	3.668
0,10	265,16	530,32	0,0002	0,0482	3.666
0,10	265,87	531,74	0,0002	0,0484	3.662
0,10	266,68	533,36	0,0002	0,0486	3.659
0,10	267,63	535,26	0,0002	0,0488	3.658
0,10	268,66	537,32	0,0002	0,0490	3.658
0,10	269,71	539,42	0,0002	0,0491	3.660
0,10	270,59	541,18	0,0002	0,0493	3.659
0,10	271,66	543,32	0,0002	0,0495	3.660
0,10	272,27	544,54	0,0002	0,0497	3.654
0,10	272,77	545,54	0,0002	0,0498	3.649
0,10	273,42	546,84	0,0002	0,0500	3.645
0,10	273,79	547,58	0,0002	0,0502	3.639
0,10	274,70	549,40	0,0002	0,0503	3.639
0,11	274,98	549,96	0,0002	0,0505	3.629
0,11	276,15	552,30	0,0002	0,0507	3.635
0,11	276,51	553,02	0,0002	0,0508	3.627
0,11	277,29	554,58	0,0002	0,0510	3.625
0,11	277,69	555,38	0,0002	0,0511	3.621
0,11	278,60	557,20	0,0002	0,0513	3.620
0,11	279,15	558,30	0,0002	0,0515	3.617
0,11	279,72	559,44	0,0002	0,0516	3.615
0,11	279,88	559,76	0,0002	0,0517	3.606
0,11	280,83	561,66	0,0002	0,0519	3.610
0,11	281,03	562,06	0,0002	0,0520	3.601
0,11	281,70	563,40	0,0002	0,0522	3.600
0,12	282,28	564,56	0,0002	0,0523	3.597
0,12	282,73	565,46	0,0002	0,0524	3.594
0,12	283,02	566,04	0,0002	0,0526	3.588
0,12	283,86	567,72	0,0002	0,0527	3.590
0,12	284,12	568,24	0,0002	0,0529	3.583
0,12	284,81	569,62	0,0002	0,0530	3.583
0,12	285,05	570,10	0,0002	0,0531	3.579
0,12	285,47	570,94	0,0002	0,0532	3.575
0,12	286,00	572,00	0,0002	0,0534	3.573
0,12	286,19	572,38	0,0002	0,0535	3.567
0,12	286,83	573,66	0,0002	0,0536	3.567
0,12	286,85	573,70	0,0002	0,0537	3.558
0,12	287,59	575,18	0,0002	0,0539	3.559
0,13	288,07	576,14	0,0002	0,0540	3.557

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) ($\sigma_1 - \sigma_3$)	(4) $\varepsilon_v / (3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,13	288,53	577,06	0,0002	0,0541	3.555
0,13	288,70	577,40	0,0002	0,0542	3.550
0,13	289,23	578,46	0,0002	0,0543	3.550
0,13	289,27	578,54	0,0002	0,0544	3.542
0,13	289,80	579,60	0,0002	0,0546	3.541
0,13	290,06	580,12	0,0002	0,0547	3.536
0,13	290,46	580,92	0,0002	0,0548	3.535
0,13	290,63	581,26	0,0002	0,0549	3.530
0,13	290,97	581,94	0,0002	0,0550	3.527
0,13	291,39	582,78	0,0002	0,0551	3.526
0,13	291,42	582,84	0,0002	0,0552	3.519
0,14	291,92	583,84	0,0002	0,0553	3.520
0,14	292,32	584,64	0,0002	0,0554	3.519
0,14	292,29	584,58	0,0002	0,0554	3.514
0,14	292,73	585,46	0,0002	0,0555	3.514
0,14	292,90	585,80	0,0002	0,0556	3.510
0,14	293,21	586,42	0,0002	0,0557	3.508
0,14	293,62	587,24	0,0002	0,0558	3.507
0,14	293,62	587,24	0,0002	0,0559	3.503
0,14	294,26	588,52	0,0002	0,0560	3.505
0,14	294,48	588,96	0,0002	0,0561	3.501
0,14	294,95	589,90	0,0002	0,0562	3.501
0,14	294,94	589,88	0,0002	0,0563	3.495
0,14	295,28	590,56	0,0002	0,0564	3.493
0,15	295,69	591,38	0,0002	0,0565	3.492
0,15	296,13	592,26	0,0002	0,0565	3.492
0,15	296,50	593,00	0,0002	0,0566	3.489
0,15	296,71	593,42	0,0002	0,0567	3.487
0,15	296,68	593,36	0,0002	0,0568	3.480
0,15	296,93	593,86	0,0003	0,0569	3.477
0,15	297,49	594,98	0,0003	0,0570	3.477
0,15	297,55	595,10	0,0003	0,0571	3.472
0,15	297,90	595,80	0,0003	0,0572	3.470
0,15	297,84	595,68	0,0003	0,0573	3.463
0,15	298,30	596,60	0,0003	0,0574	3.464
0,15	298,50	597,00	0,0003	0,0575	3.459
0,15	298,93	597,86	0,0003	0,0576	3.459
0,16	299,01	598,02	0,0003	0,0577	3.454
0,16	299,38	598,76	0,0003	0,0578	3.453
0,16	299,25	598,50	0,0003	0,0579	3.446

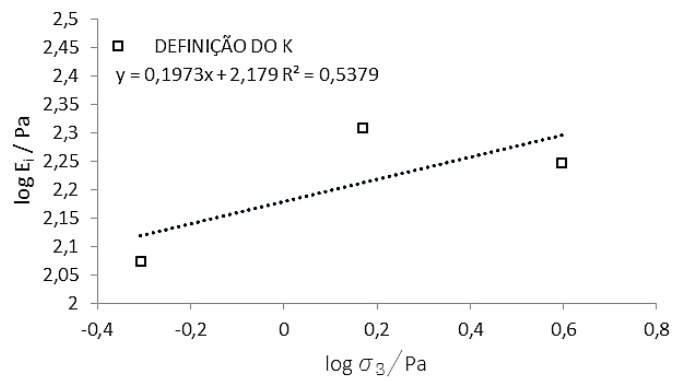
$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) $(\sigma_1 - \sigma_3)$	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,16	299,69	599,38	0,0003	0,0580	3.445
0,16	299,56	599,12	0,0003	0,0581	3.438
0,16	299,94	599,88	0,0003	0,0582	3.437
0,16	299,84	599,68	0,0003	0,0583	3.430
0,16	300,55	601,10	0,0003	0,0584	3.433
0,16	300,41	600,82	0,0003	0,0584	3.428
0,16	300,57	601,14	0,0003	0,0585	3.424
0,16	300,65	601,30	0,0003	0,0586	3.420
0,16	300,70	601,40	0,0003	0,0587	3.414
0,16	300,84	601,68	0,0003	0,0588	3.411
0,17	300,78	601,56	0,0003	0,0589	3.405
0,17	300,81	601,62	0,0003	0,0590	3.401
0,17	300,90	601,80	0,0003	0,0591	3.396
0,17	300,84	601,68	0,0003	0,0591	3.392
0,17	301,09	602,18	0,0003	0,0592	3.390
0,17	301,23	602,46	0,0003	0,0593	3.386
0,17	301,21	602,42	0,0003	0,0594	3.381
0,17	301,68	603,36	0,0003	0,0595	3.382
0,17	301,29	602,58	0,0003	0,0595	3.373
0,17	301,42	602,84	0,0003	0,0596	3.370
0,17	301,15	602,30	0,0003	0,0597	3.362
0,17	301,25	602,50	0,0003	0,0598	3.359
0,18	301,06	602,12	0,0003	0,0599	3.352
0,18	301,15	602,30	0,0003	0,0599	3.349
0,18	301,04	602,08	0,0003	0,0600	3.344
0,18	300,95	601,90	0,0003	0,0601	3.340
0,18	300,68	601,36	0,0003	0,0602	3.332
0,18	300,68	601,36	0,0003	0,0602	3.327
0,18	300,55	601,10	0,0003	0,0603	3.322
0,18	300,55	601,10	0,0003	0,0604	3.318
0,18	300,28	600,56	0,0003	0,0605	3.311
0,18	300,11	600,22	0,0003	0,0605	3.306
0,18	300,08	600,16	0,0003	0,0606	3.302
0,18	299,63	599,26	0,0003	0,0607	3.293
0,18	299,43	598,86	0,0003	0,0607	3.288
0,19	299,34	598,68	0,0003	0,0608	3.283
0,19	299,15	598,30	0,0003	0,0609	3.277
0,19	298,90	597,80	0,0003	0,0609	3.271
0,19	298,71	597,42	0,0003	0,0610	3.266
0,19	298,19	596,38	0,0003	0,0610	3.258

$\sigma_{\text{confinante}} = 400 \text{ kPa}$					
(1) ε_v	(2) q (kPa)	(3) $(\sigma_1 - \sigma_3)$	(4) $\varepsilon_v/(3)$	(5) ε_{vol}	(6) B
0,19	298,48	596,96	0,0003	0,0611	3.257
0,19	297,96	595,92	0,0003	0,0612	3.248
0,19	297,93	595,86	0,0003	0,0612	3.244
0,19	297,74	595,48	0,0003	0,0613	3.239
0,19	297,51	595,02	0,0003	0,0614	3.233
0,19	297,12	594,24	0,0003	0,0614	3.226
0,19	296,93	593,86	0,0003	0,0615	3.221
0,20	296,54	593,08	0,0003	0,0615	3.213
0,20	296,63	593,26	0,0003	0,0616	3.212
0,20	296,12	592,24	0,0003	0,0616	3.203
0,20	295,77	591,54	0,0003	0,0617	3.197
0,20	295,67	591,34	0,0003	0,0617	3.193
0,20	295,42	590,84	0,0003	0,0618	3.188
0,20	295,05	590,10	0,0003	0,0618	3.181
0,20	295,09	590,18	0,0003	0,0618	3.181



$E_i^3 =$	20.897,33
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{assin}} =$	858,45

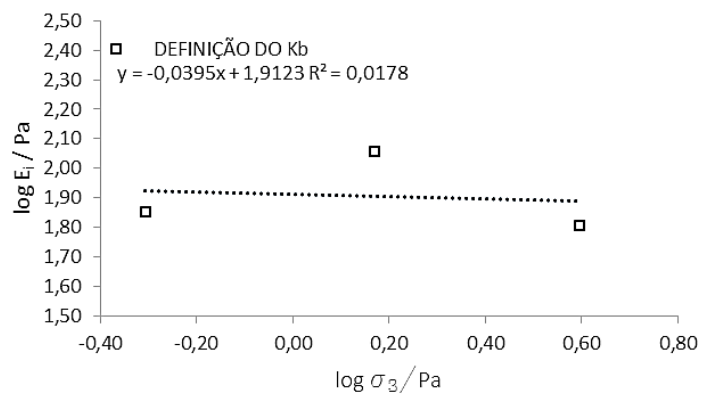
DEFINIÇÃO DO K				
σ_3	E_i/Pa	$\log E_i/\text{Pa}$	σ_3/Pa	$\log \sigma_3/\text{Pa}$
50	118,45	2,07	0,49	-0,31
150	203,21	2,31	1,48	0,17
400	176,31	2,25	3,95	0,60



$k' =$	2,18
$k = 10^{k'} =$	151,01
$n =$	0,20

DEFINIÇÃO DO Rf		
σ_3 (kPa)	Rf	Rf definido
50	1,53	0,84
150	0,88	
400	0,80	

DEFINIÇÃO DO K _b				
σ_3	B/Pa	log B/Pa	σ_3 /Pa	log σ_3 /Pa
50	71,17	1,85	0,49	-0,31
150	114,42	2,06	1,48	0,17
400	64,25	1,81	3,95	0,60



$k'' =$	1,82
$k'_b = 10^{k''} =$	65,81
$m =$	0,35

APÊNDICE C – TENSÃO CISALHANTE NO FUSTE DO TUBULÃO (COSTA NUNES & FERNANDES, 1982)

No Apêndice C são apresentados os cálculos efetuados para determinação da tensão cisalhante desenvolvida no fuste do tubulão, conforme proposta de Costa Nunes & Fernandes (1982), para as deformações observadas em campo.

Na Tabela C.1 são apresentados os parâmetros do concreto considerados nos cálculos efetuados.

Tabela C.1 – Parâmetros do Concreto dos Tubulões e Bloco de Coroamento

Parâmetros Concreto dos Tubulões			
Peso Específico (kN/m ³)	fck (MPa)	Ei (MPa) (1)	ν
25,00	25,00	23.800,00	0,20

Nota: (1) Adotou-se, para o cálculo do Módulo de Elasticidade do Concreto (Ei) a Equação C.1.

$$E_i = 0,85 * 5600 \sqrt{fck} \quad \text{Equação C.1}$$

Em que E_i é o módulo de elasticidade do concreto em MPa; e fck é a resistência característica do concreto em MPa.

Na Tabela C.2 são apresentados os cálculos efetuados para determinação da tensão cisalhante atuante no fuste do tubulão para a instalação do suporte da torre.

Tabela C.2 – Cálculo da tensão cisalhante atuante no fuste do tubulão TB-01

Condição	Tensão Cisalhante Atuante no Fuste do Tubulão TB-01		
	Deformação (%)	Tensão Normal (kPa) (1)	Tensão Cisalhante (kPa) (2)
Bloco e Tubulões Livres	6,0065E-02	1,4295E+04	-
Bloco e Tubulões Solicitados	6,0004E-02	1,4281E+04	-
Diferença	6,1000E-05	1,4518E+01	3,09

Nota: (1) Adotou-se, para o cálculo da Tensão Normal (σ) a Equação C.2; (2) Adotou-se para o cálculo da Tensão Cisalhante a Equação C.3.

$$\sigma = E_i * \varepsilon \quad \text{Equação C.2}$$

Em que E_i é o módulo de elasticidade do concreto em MPa; e ε é a deformação observada.

$$\tau_z = -\frac{r}{2} \frac{d\sigma_z}{dz} \quad \text{Equação C.3}$$

Em que r é o raio do fuste em m; e $d\sigma/dz$ é a variação da tensão normal na profundidade z .

APÊNDICE D – RESULTADOS MODELAGEM 3D ESCAVAÇÃO

No Apêndice D são apresentados os resultados alcançados pela modelagem da escavação dos tubulões com base nos parâmetros elástico-linear e parâmetros do modelo hiperbólico proposto Duncan & Chang (1970, 1980). Para o solo intitulado silte-arenoso os resultados são apresentados no Apêndice D.1, para o solo argilo-arenoso os resultados são apresentados no Apêndice D.2.

Apêndice D.1 – Resultados das escavações no silte-arenoso

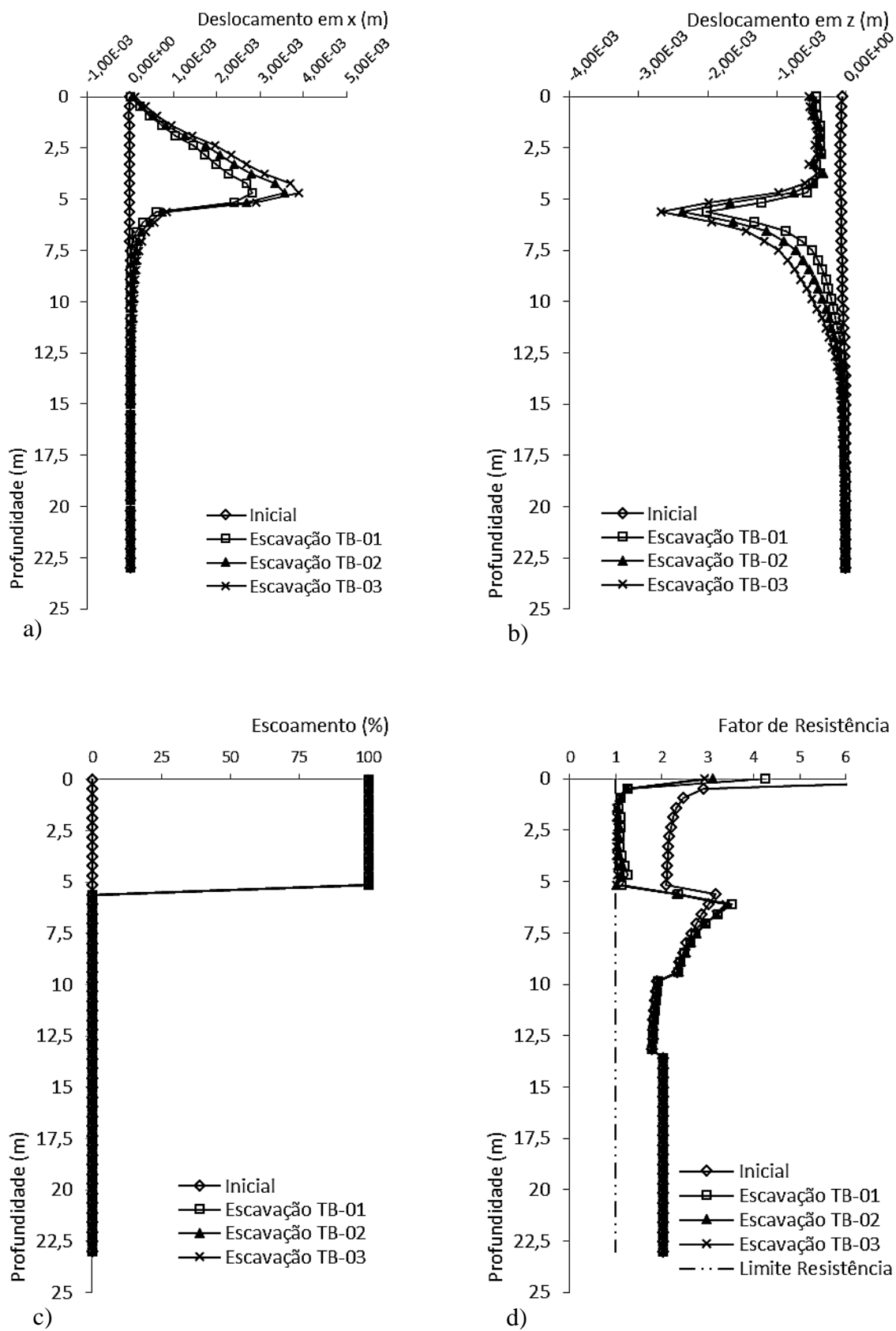


Figura D.1 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso Inundando. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

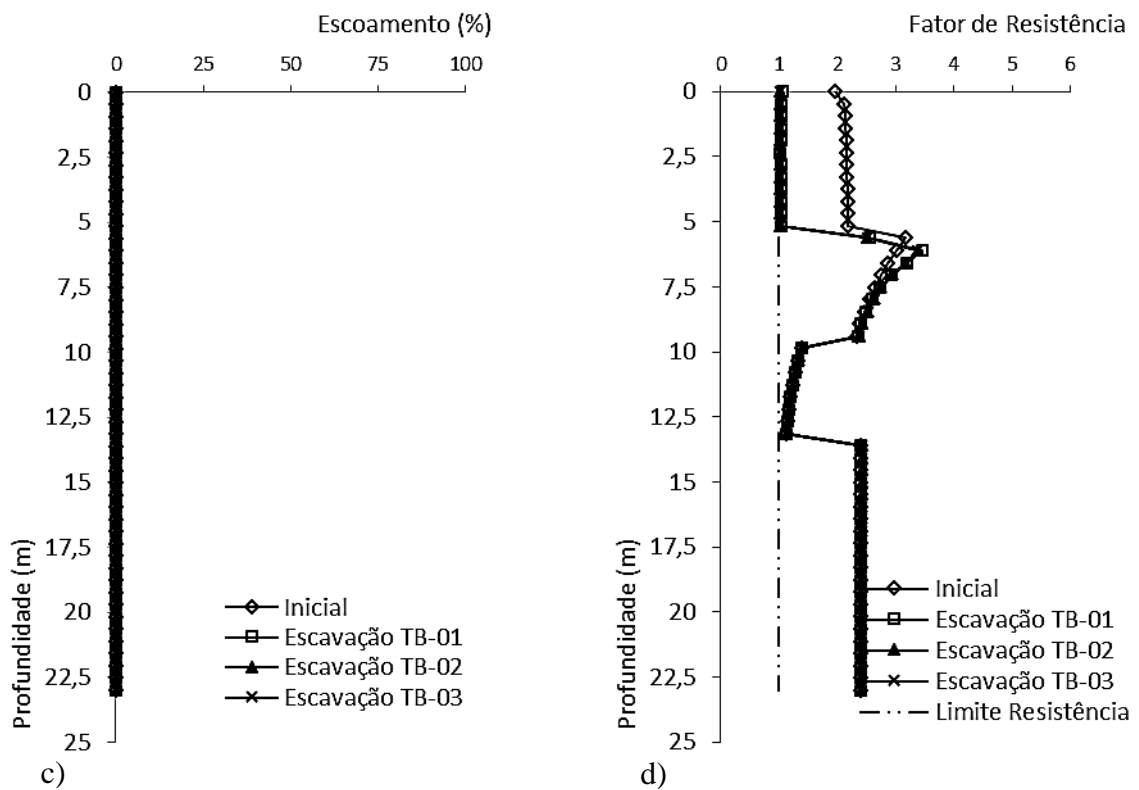
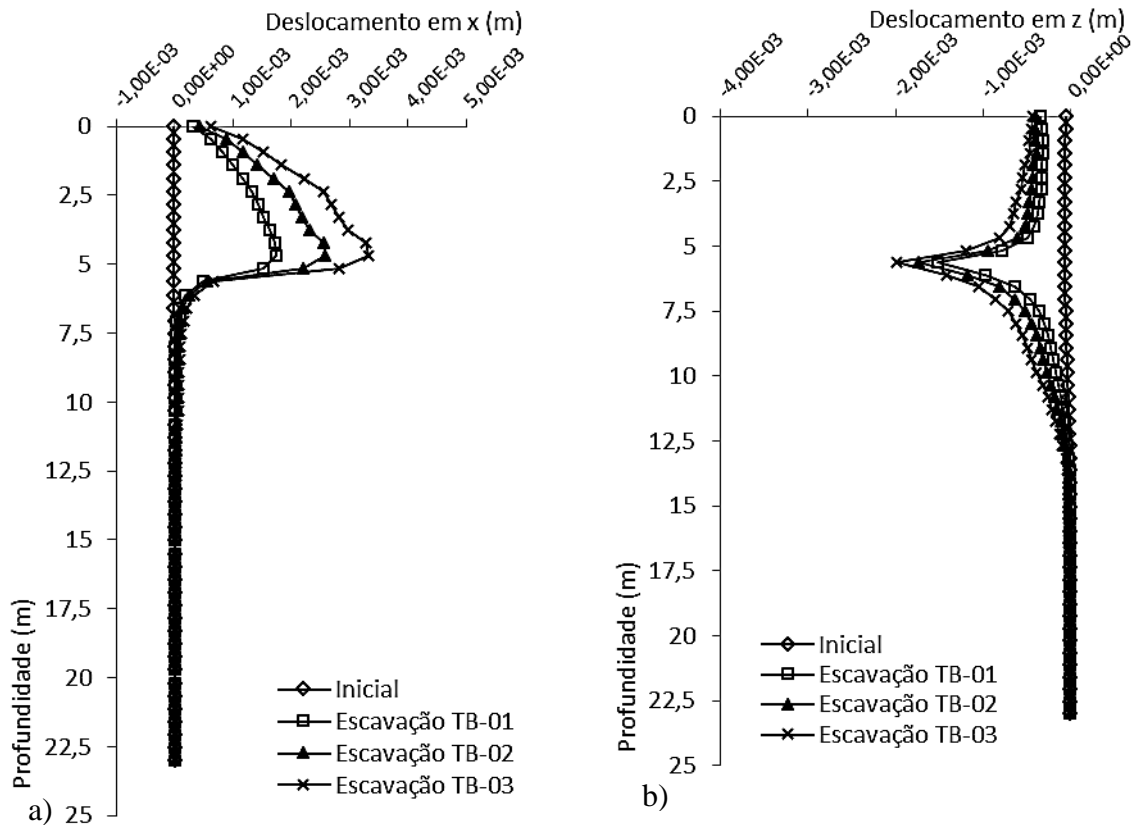


Figura D.2 – PT-01 – Escavação – Silte Arenoso Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

Apêndice D.2 – Resultados das escavações na argila-arenosa

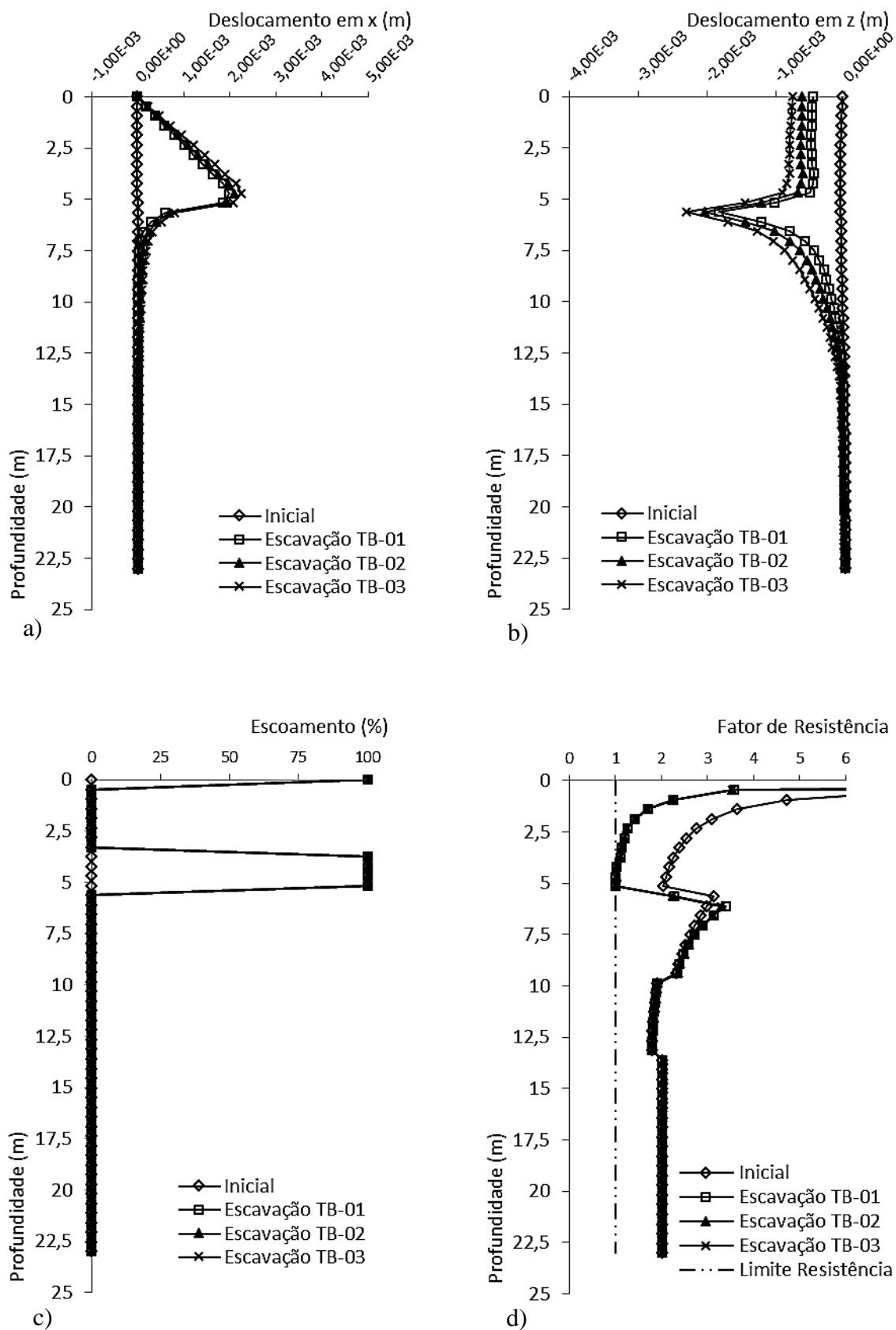


Figura D.3 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa – Elastico Linear. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

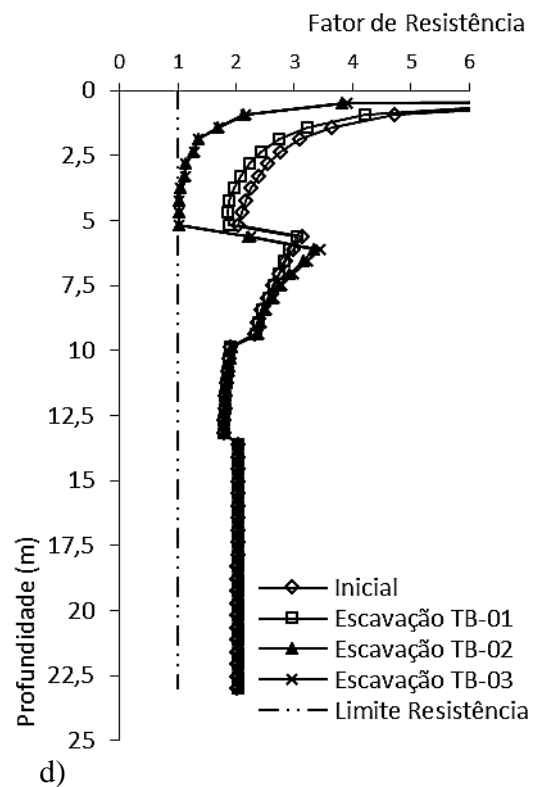
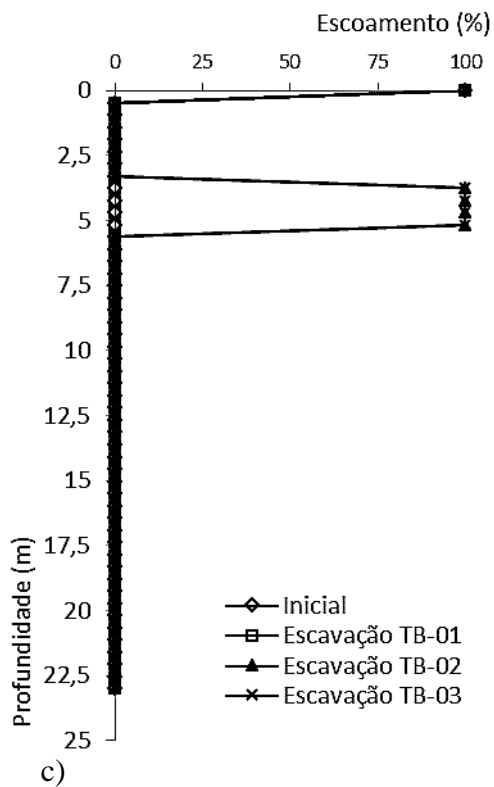
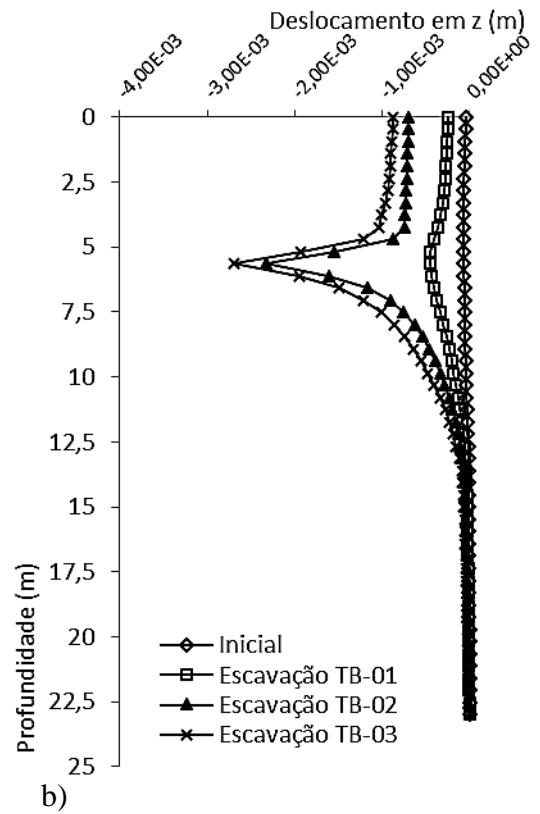
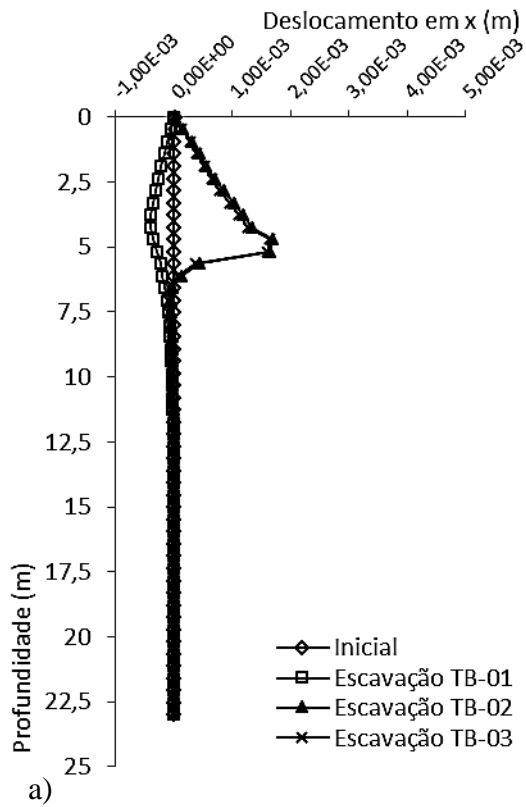


Figura D.4 – PT-02 – Escavação – Argila Arenosa – Elastico Linear. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Escoamento; d) Fator de resistência.

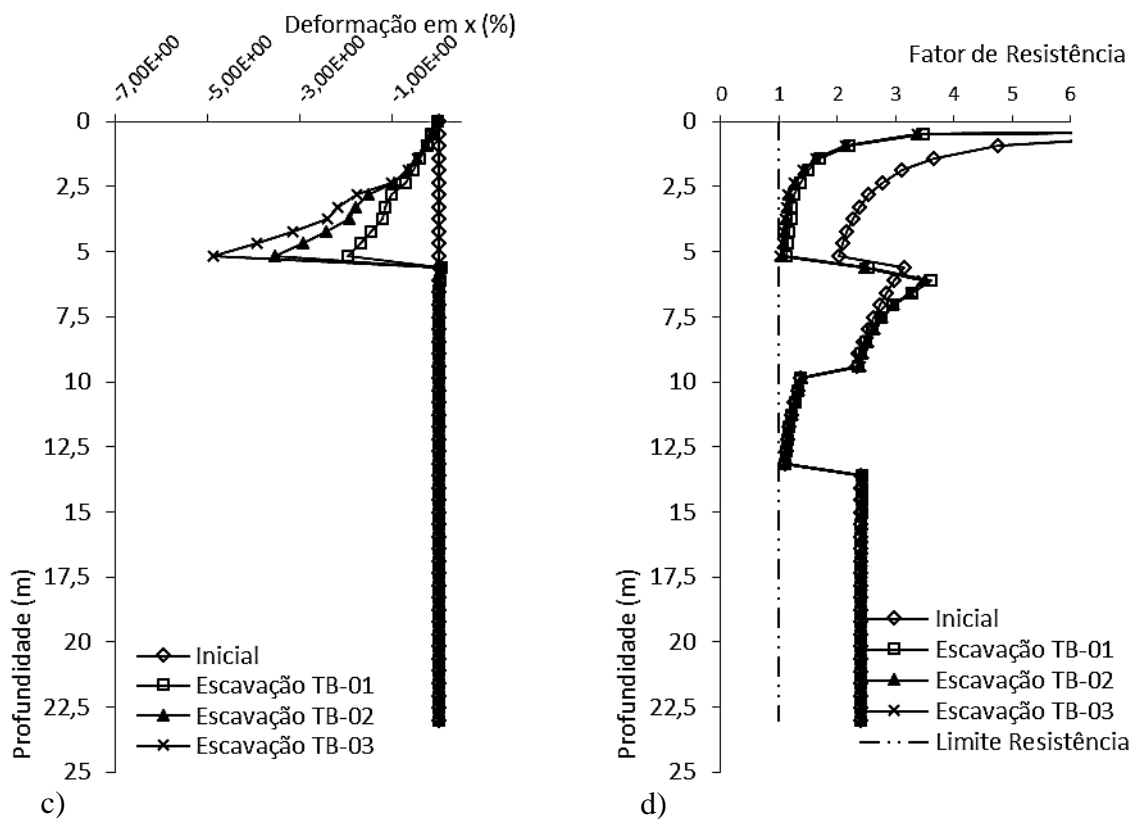
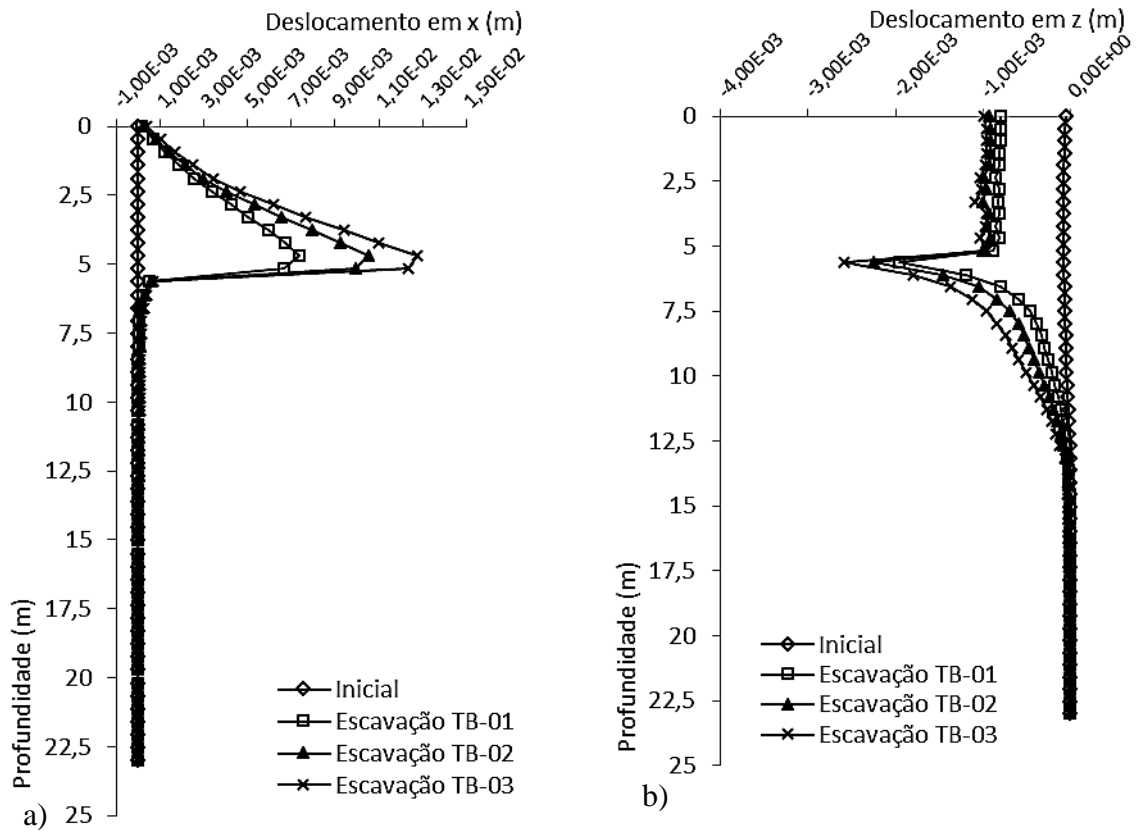


Figura D.5 – PT-01 – Escavação – Argila Arenosa Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Deformação em “x”; d) Fator de resistência.

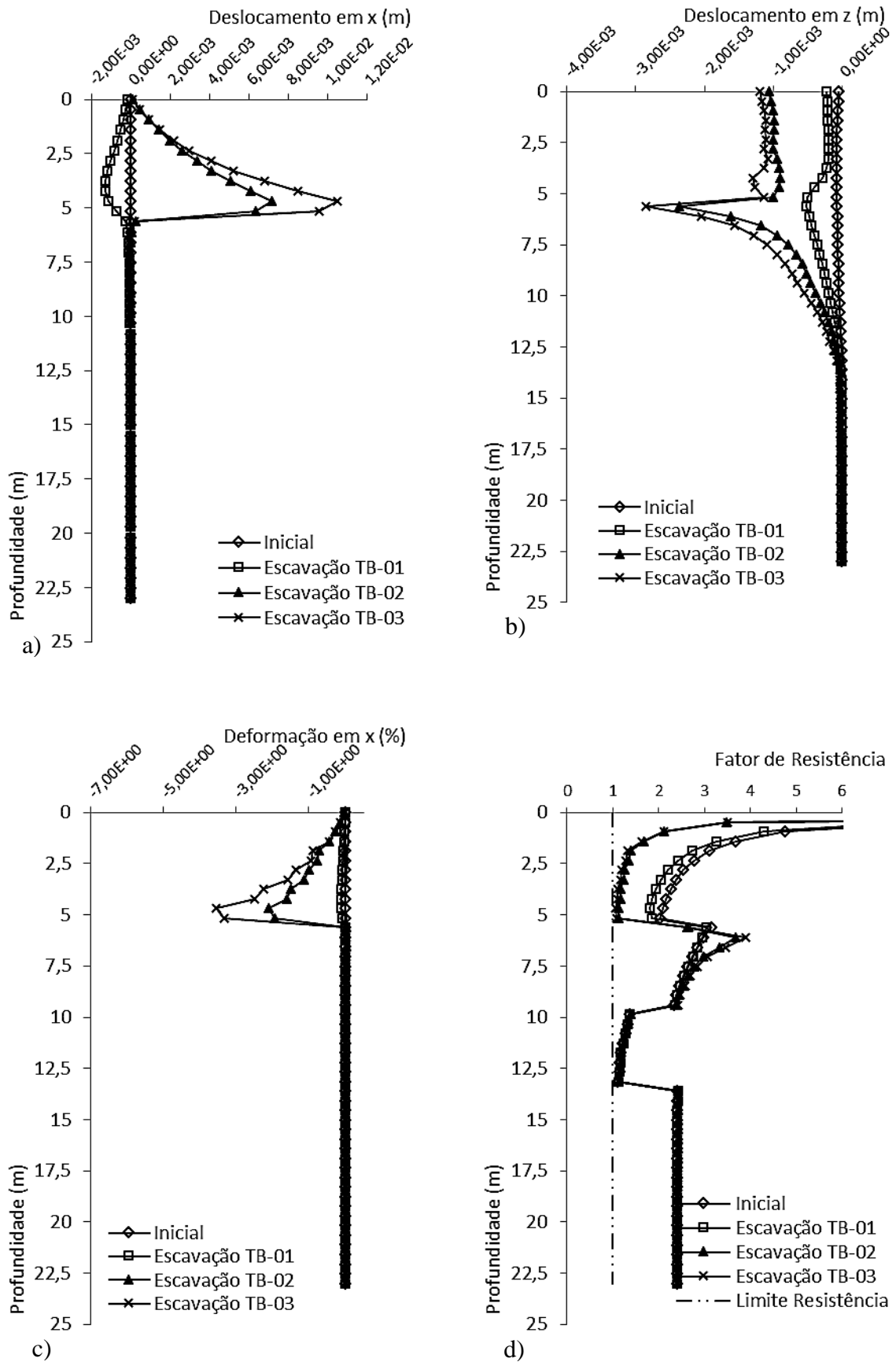
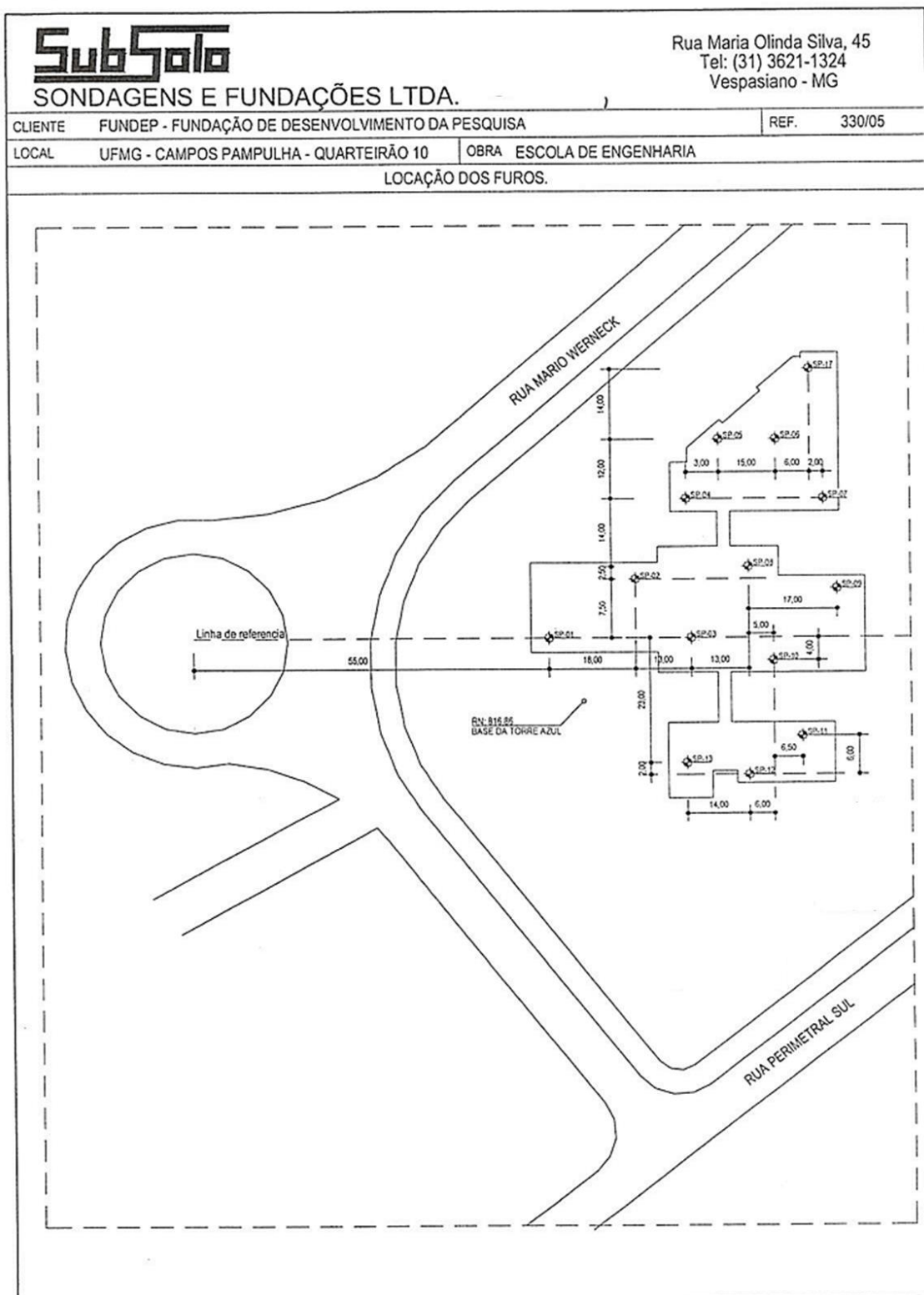


Figura D.6 – PT-02 – Escavação – Argila Arenosa Modelo Hiperbólico. a) Deslocamento em “x”; b) Deslocamento em “z”; c) Deformação em “x”; d) Fator de resistência.

ANEXO A – SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM ENSAIO SPT

Anexo A.1 – Campanha de 2005

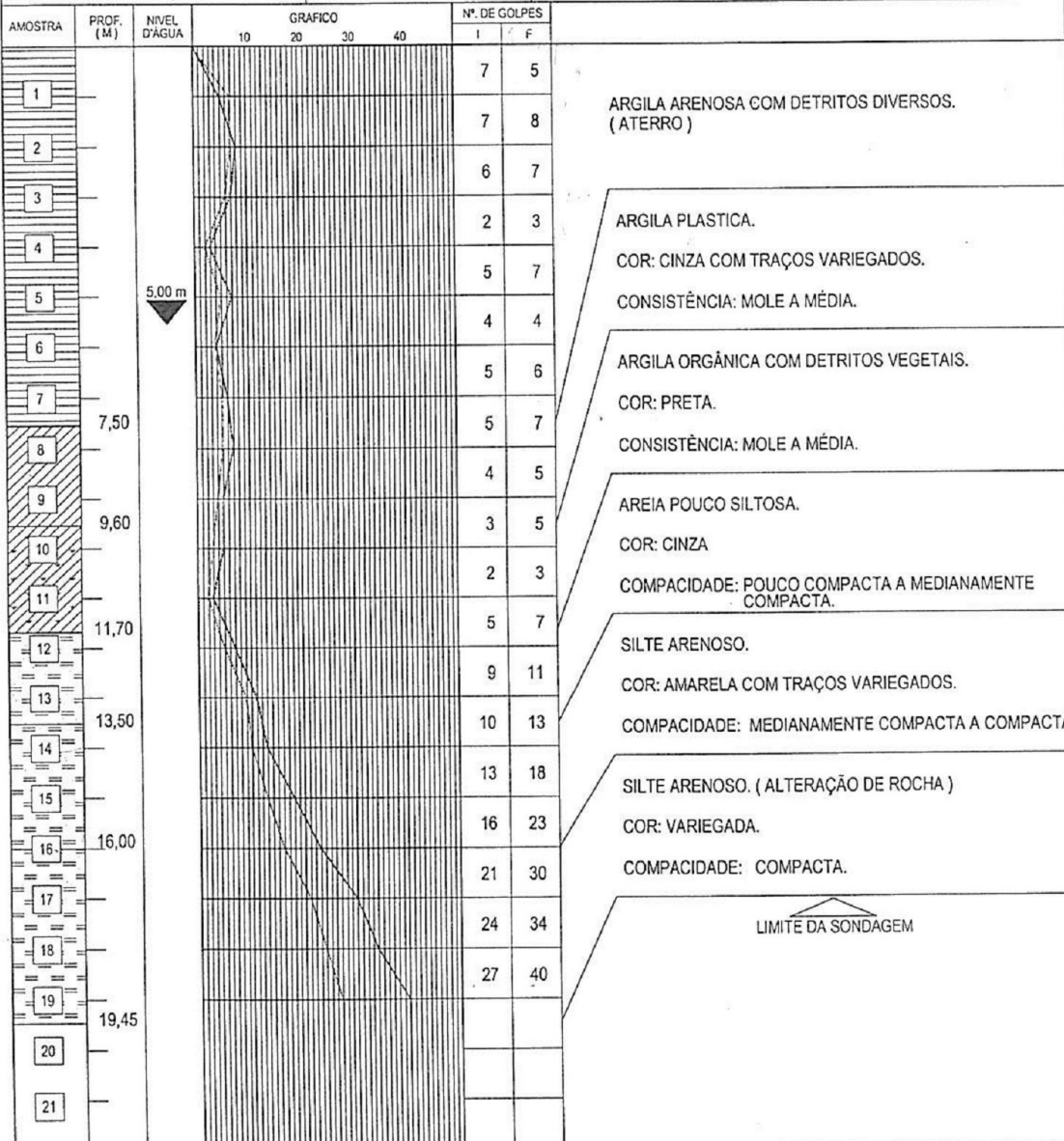




SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	816,70	DATA	16/09/05
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	5,30 m
		FINAL	5,00 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

----- GOLPES INICIAIS
————— GOLPES FINAIS

REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

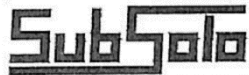
CLIENTE		FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA				REF.	330/05			
LOCAL		UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10		OBRA		ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-02		
COTA		816,30	DATA	20/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA					
REVESTIMENTO		4,00 m		ESC.	1/100		INICIAL	5,70 m	FINAL	5,60 m
AMOSTRA	PROF. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRAFICO			N.º DE GOLPES				
			10	20	30	40	I		F	
1						2	3	ARGILA ARENOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)		
2						3	4			
3						3	5	ARGILA POROSA COM PEDREGULHOS FINOS E MEDIOS. (ATERRO)		
4	4,00					4	5			
5						2	3			
6		5,60 m				3	4	ARGILA SILTOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)		
7	6,00					4	5			
8						5	6			
9						7	8	ARGILA PLÁSTICA COM DETRITOS VEGETAIS. COR: CINZA CONSISTÊNCIA: MÉDIA.		
10						8	10			
11						10	12	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHOS FINOS. COR: VARIEGADA. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTA.		
12	12,00					13	11			
13						9	12			
14						11	16	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHOS FINOS MÉDIOS. COR: VARIEGADA. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA.		
15						11	14			
16	15,50					14	17			
17						12	17	LIMITE DA SONDAAGEM		
18						21	29			
19						26	37			
20	20,45					26	43			
21										

SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1ª e 2ª PENETRAÇÕES
F 2ª e 3ª PENETRAÇÕES

----- GOLPES INICIAIS
————— GOLPES FINAIS

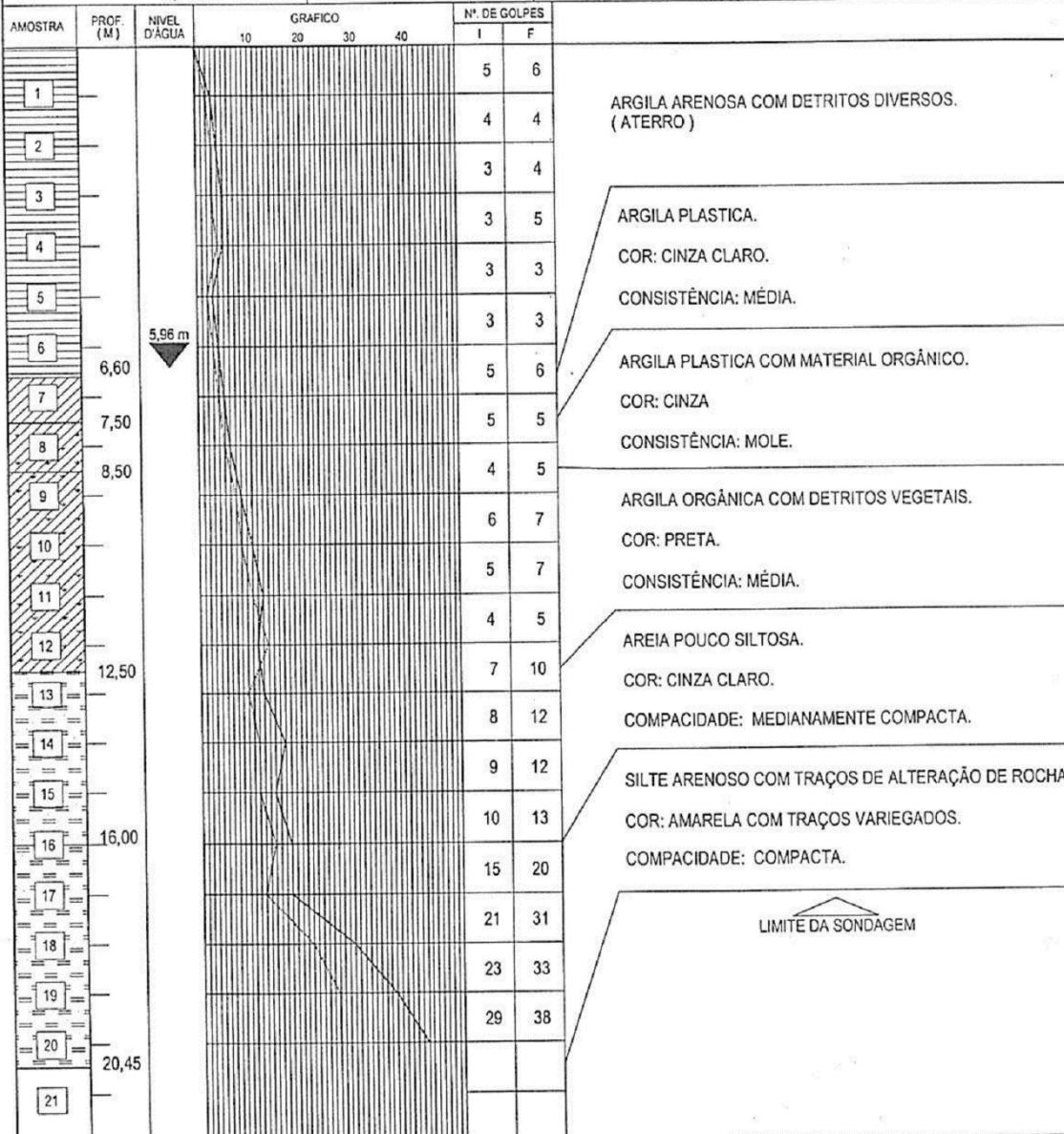
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG.

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
FURO	SP-03		
COTA	816,10	DATA	21/09/05
		PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA	
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	5,80 m
		FINAL	5,96 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

— GOLPES INICIAIS
— GOLPES FINAIS

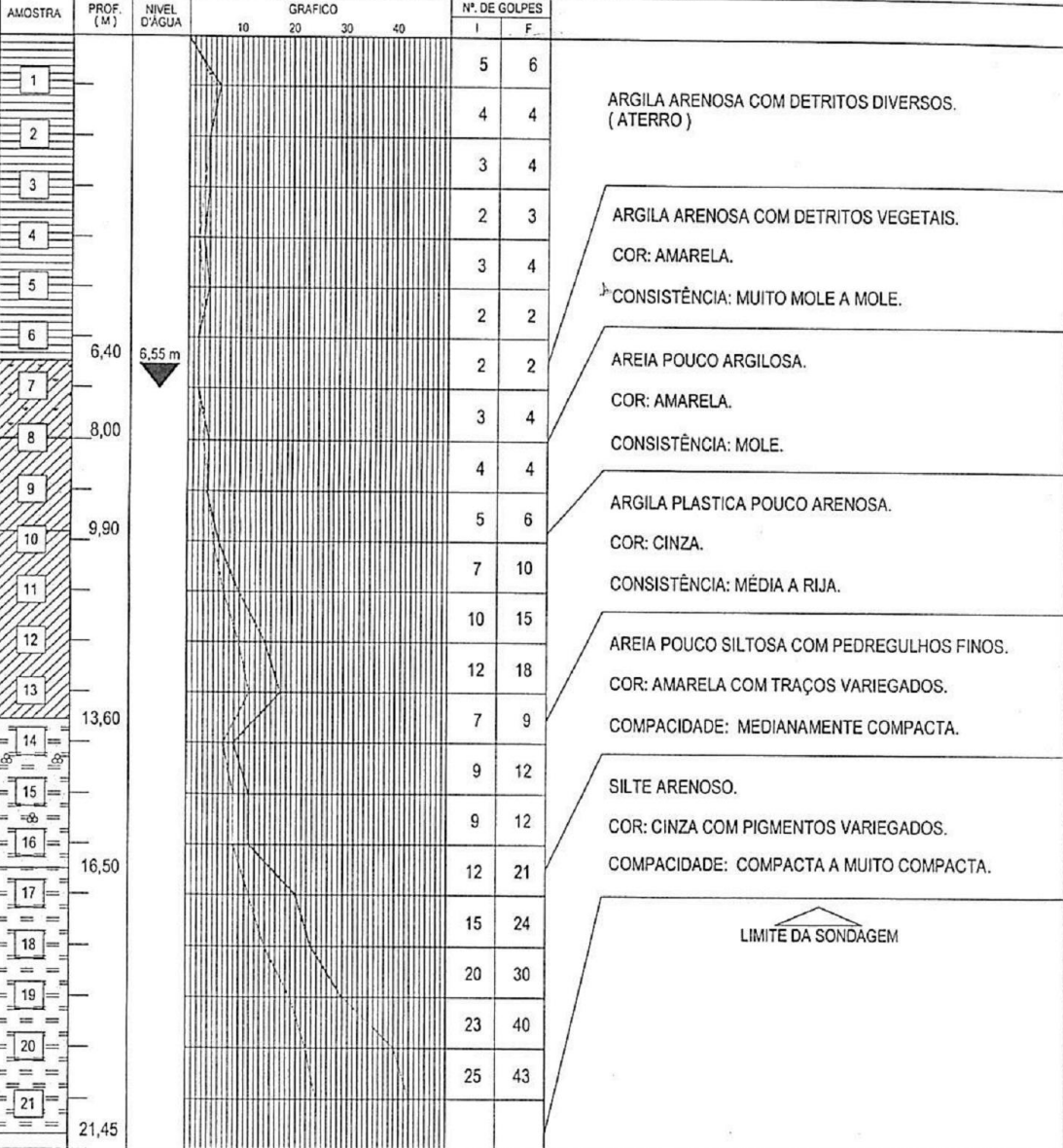
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA		REF.	330/05	
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-04
COTA	816,20	DATA	22/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA	
REVESTIMENTO	10,00 m	ESC.	1/100	INICIAL	6,55 m
				FINAL	6,50 m



LIMITE DA SONDAJEM

SONDAJEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

— GOLPES INICIAIS
— GOLPES FINAIS

REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE		FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA			REF.	330/05			
LOCAL		UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10		OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-05		
COTA		816,20	DATA	21/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA				
REVESTIMENTO		8,00 m	ESC.	1/100	INICIAL	6,50 m	FINAL	6,45 m	
AMOSTRA	PROF. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRÁFICO				N.º DE GOLPES		
			10	20	30	40	I	F	
1							4	5	ARGILA ARENOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)
2							4	5	
3							4	4	
4							4	4	ARGILA ARENOSA COM DETRITOS VEGETAIS. COR: AMARELA. CONSISTÊNCIA: MUITO MOLE A MOLE.
5							3	4	
6	5,80						3	4	
7		6,45 m					03/45	01/30	AREIA POUCO ARGILOSA COM DETRITOS VEGETAIS. COR: CINZA ESCURO. CONSISTÊNCIA: MOLE.
8		7,50					3	4	
9							4	4	ARGILA PLÁSTICA POUCO ARENOSA. COR: CINZA. CONSISTÊNCIA: MÉDIA A RIJA.
10							4	5	
11	10,60						7	10	
12							9	13	AREIA POUCO SILTOSA. COR: CINZA COM TRAÇOS VARIEGADOS. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTA.
13							12	16	
14	13,90						9	11	
15							9	11	SILTE ARENOSO. COR: VARIEGADA. COMPACIDADE: COMPACTA.
16	15,80						12	18	
17							14	22	
18							20	31	LIMITE DA SONDAÇÃO
19							22	37	
20	20,45						23	40	
21									

SONDAGEM Ø 2 1/2" ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I. ——— 1a e 2a PENETRAÇÕES
F. ——— 2a e 3a PENETRAÇÕES

————— GOLPES INICIAIS
————— GOLPES FINAIS

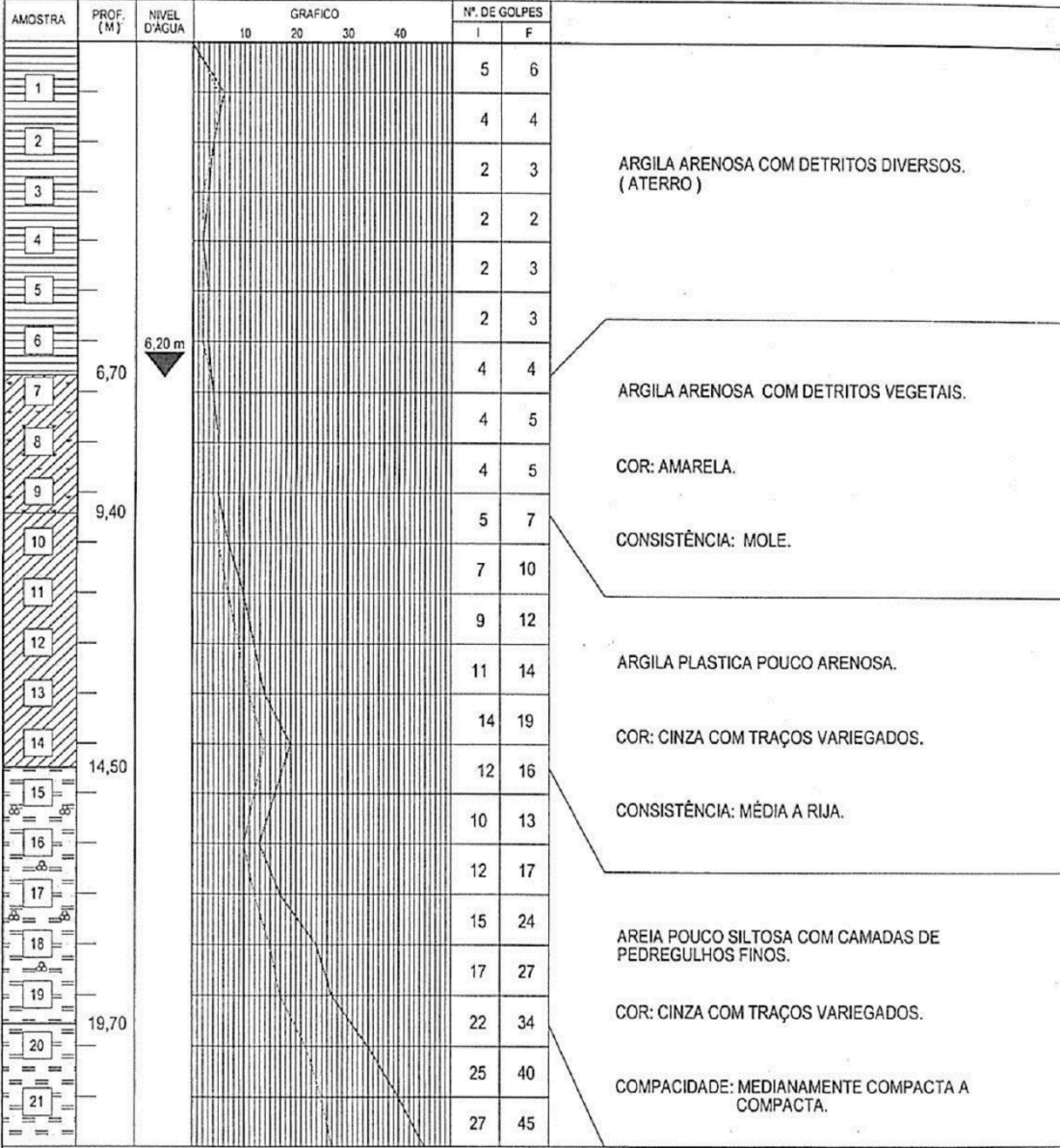
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	816,00	DATA	21/09/05
REVESTIMENTO	8,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	6,25 m
		FINAL	6,20 m



SONDAGEM Ø 2 1/4 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1ª e 2ª PENETRAÇÕES
F 2ª e 3ª PENETRAÇÕES

— GOLPES INICIAIS
— GOLPES FINAIS

REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	815,10	DATA	21/09/05
REVESTIMENTO		ESC.	1/100
8,00 m		INICIAL	6,25 m
		FINAL	6,20 m
PROFUNDIDADE DO NIVEL DA ÁGUA			

AMOSTRA	PROF. (M)	NIVEL D'ÁGUA	GRAFICO			Nº. DE GOLPES		
			10	20	30	40	I	F
	22,45							
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								

SILTE ARENOSO COM TRAÇOS DE ALTERAÇÃO DE ROCHA.
 COR: VARIEGADA.
 COMPACIDADE: COMPACTA A MUITO COMPACTA.

LIMITE DA SONDAGEM

SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
 PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
 I _____ 1a e 2a PENETRAÇÕES
 F _____ 2a e 3a PENETRAÇÕES

_____ GOLPES INICIAIS
 _____ GOLPES FINAIS

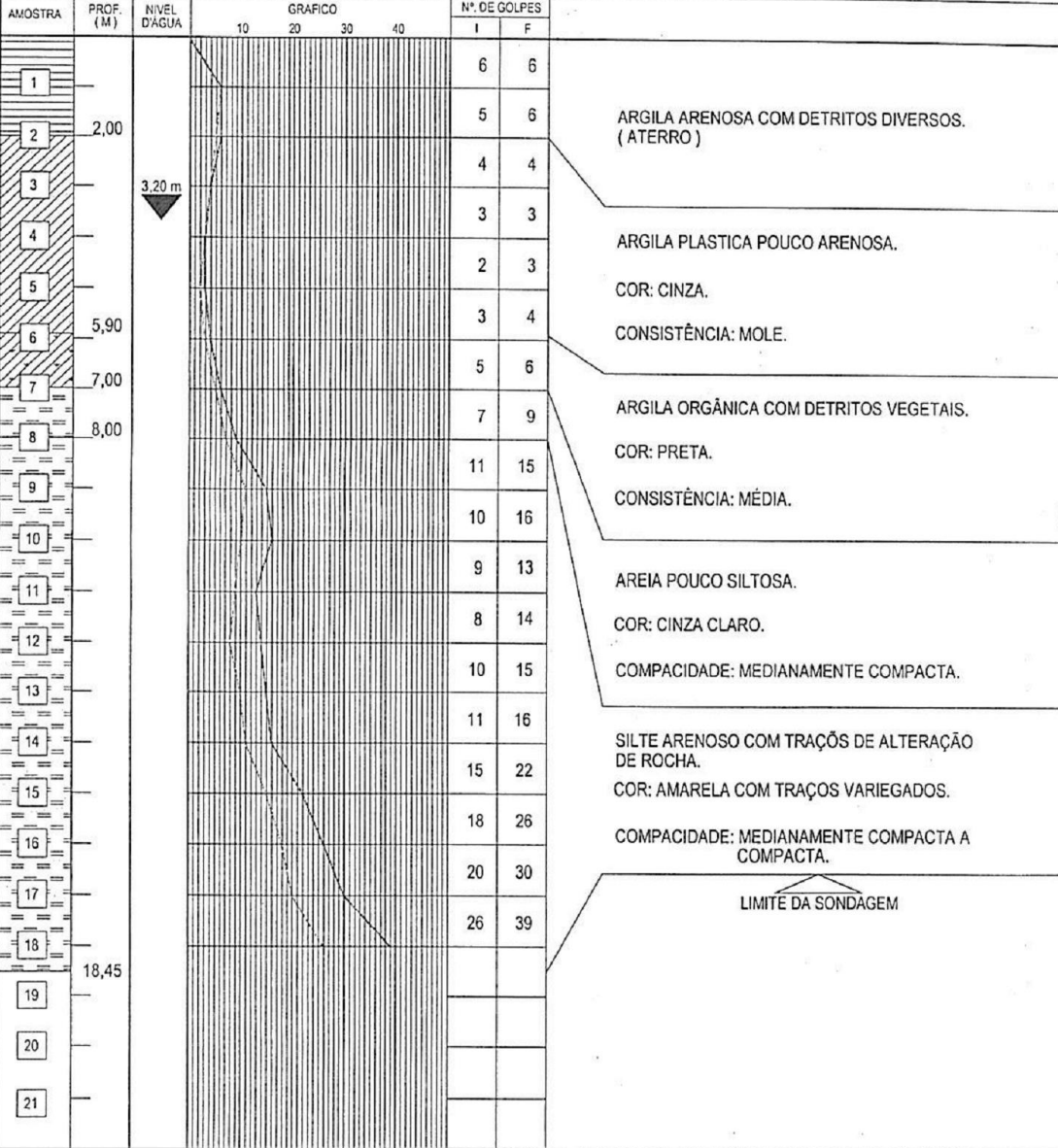
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
 AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
 Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA		REF.	330/05			
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-07		
COTA	815,10	DATA	28/09/05	PROFUNDIDADE DO NIVEL DA ÁGUA			
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100	INICIAL	3,00 m	FINAL	3,20 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I ————— 1a e 2a PENETRAÇÕES
F ————— 2a e 3a PENETRAÇÕES

————— GOLPES INICIAIS
————— GOLPES FINAIS

REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE		FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA			REF.	330/05			
LOCAL		UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10		OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-08		
COTA		815,00	DATA	24/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA				
REVESTIMENTO		4,00 m		ESC.	1/100				
				INICIAL	5,80 m				
				FINAL	5,90 m				
AMOSTRA	PROF. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRAFICO				N.º DE GOLPES		
			10	20	30	40	I	F	
1							5	6	ARGILA ARENOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)
2							4	5	
3							3	5	
4	4,00						4	4	
5							3	4	ARGILA PLÁSTICA POUCO ARENOSA. COR: CINZA. CONSISTÊNCIA: MOLE.
6		5,90 m					2	3	
7							4	5	
8	7,50						5	6	AREIA POUCO SILTOSA. COR: CINZA. COMPACIDADE: POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA.
9							11	13	
10	9,50						11	14	
11							13	11	
12							14	13	SILTE ARENOSO COM TRAÇOS DE ALTERAÇÃO DE ROCHA. COR: VARIEGADA. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA.
13							11	14	
14							13	17	
15							15	21	
16							16	22	LIMITE DA SONDAÇÃO
17							17	27	
18							21	32	
19	19,45						25	39	
20									
21									

SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1ª e 2ª PENETRAÇÕES
F 2ª e 3ª PENETRAÇÕES

— GOLPES INICIAIS
— GOLPES FINAIS

REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE		FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA				REF.	330/05			
LOCAL		UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10		OBRA		ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-09		
COTA		812,10	DATA	27/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA					
REVESTIMENTO		4,00 m		ESC.	1/100		INICIAL	2,80 m	FINAL	3,10 m
AMOSTRA	PROF. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRAFICO				N.º DE GOLPES			
			10	20	30	40	I	F		
1	1,56	3,10 m					5	6	ARGILA ARENOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)	
2							8	12		
3							8	11	ARGILA PLÁSTICA POUCO ARENOSA. COR: CINZA. CONSISTÊNCIA: MOLE A MÉDIA.	
4							4	5		
5							4	4		
6							3	3	ARGILA ORGÂNICA POUCO ARENOSA. COR: PRETA. CONSISTÊNCIA: MÉDIA A RIJA.	
7							3	4		
8	7,90						4	4	AREIA POUCO SILTOSA. COR: CINZA. COMPACIDADE. MEDIANAMENTE COMPACTA.	
9							3	2		
10							6	6		
11	10,49						7	10	SILTE ARENOSO (ALTERAÇÃO DE ROCHA) COR: VARIEGADA. COMPACIDADE. MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA.	
12	11,00						10/01			
13	12,05							INÍCIO DA LAVAGEM POR TEMPO: 12,01		
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										

SONDAGEM Ø 2 1/2		ALTURA DE QUEDA - 75 CM
		PESO (MARTELO) - 65 Kg

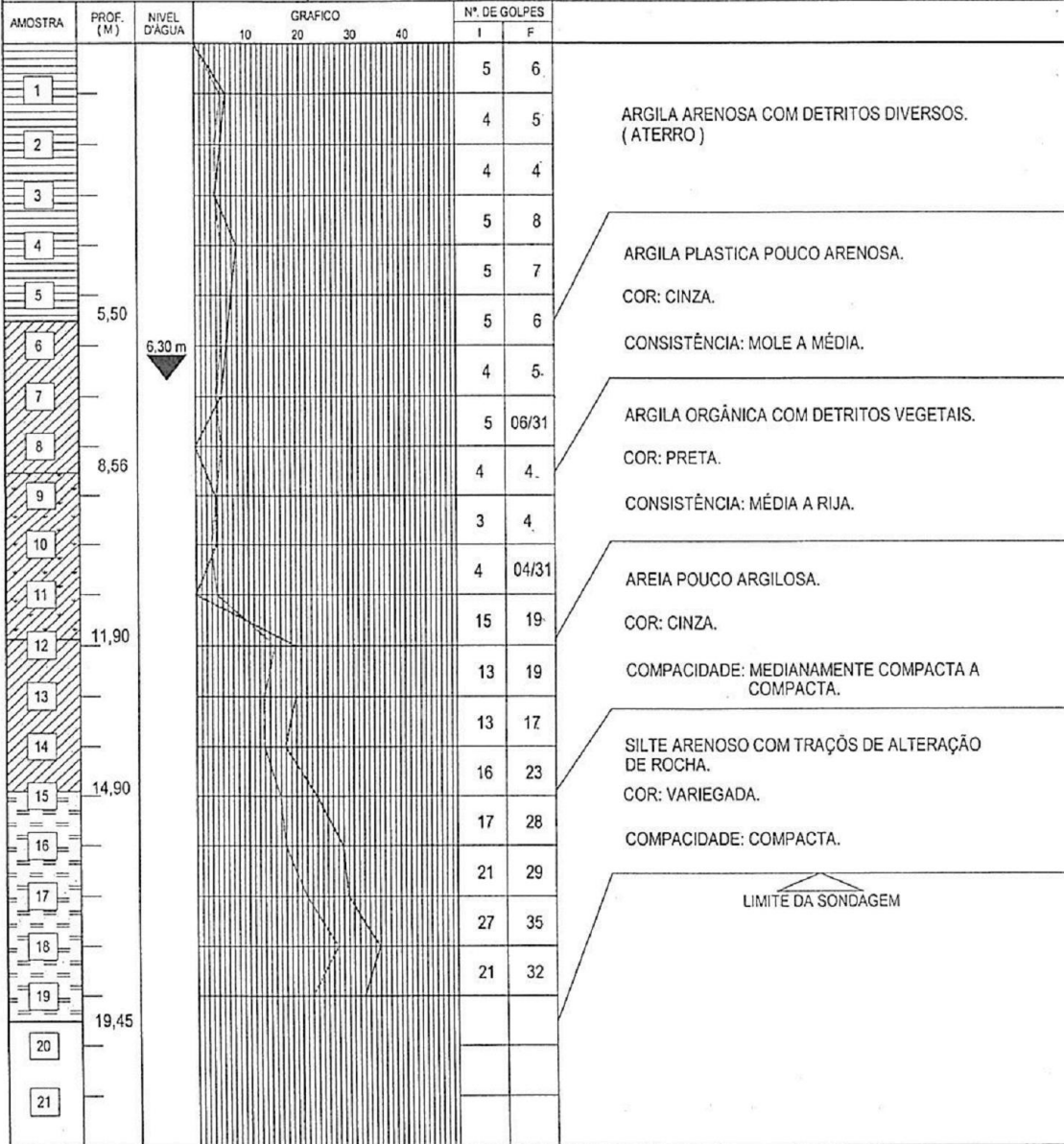
PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM I 1ª e 2ª PENETRAÇÕES F 2ª e 3ª PENETRAÇÕES	- - - - - GOLPES INICIAIS ——— GOLPES FINAIS	REVESTIMENTO Ø 76,2 mm AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm Ø EXTERNO 50,8 mm
--	--	---



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	815,00	DATA	23/09/05
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	6,60 m
		FINAL	6,30 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

----- GOLPES INICIAIS
————— GOLPES FINAIS

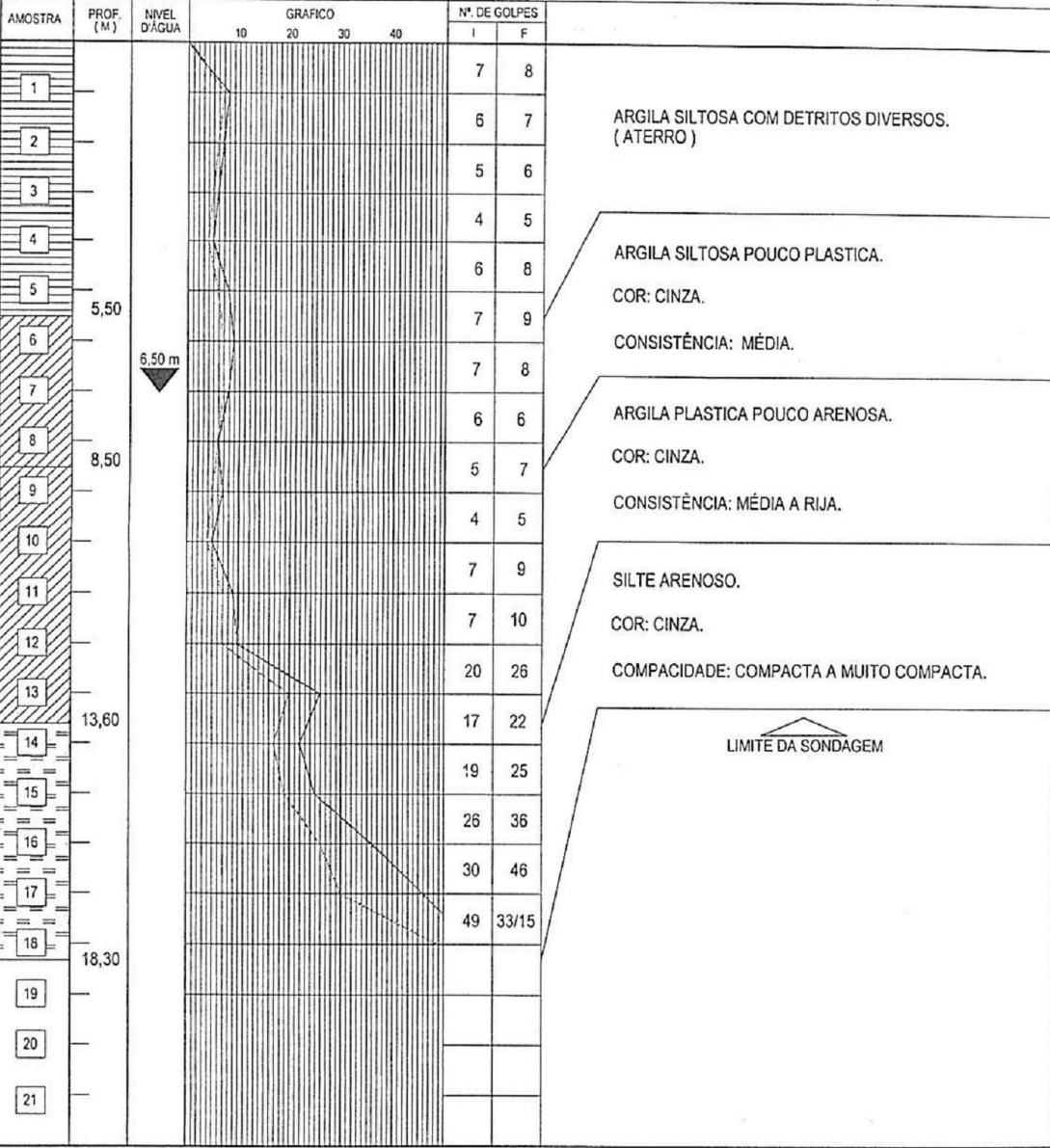
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	815,40	DATA	22/09/05
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	6,80 m
		FINAL	6,50 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I _____ 1a e 2a PENETRAÇÕES
F _____ 2a e 3a PENETRAÇÕES

----- GOLPES INICIAIS
————— GOLPES FINAIS

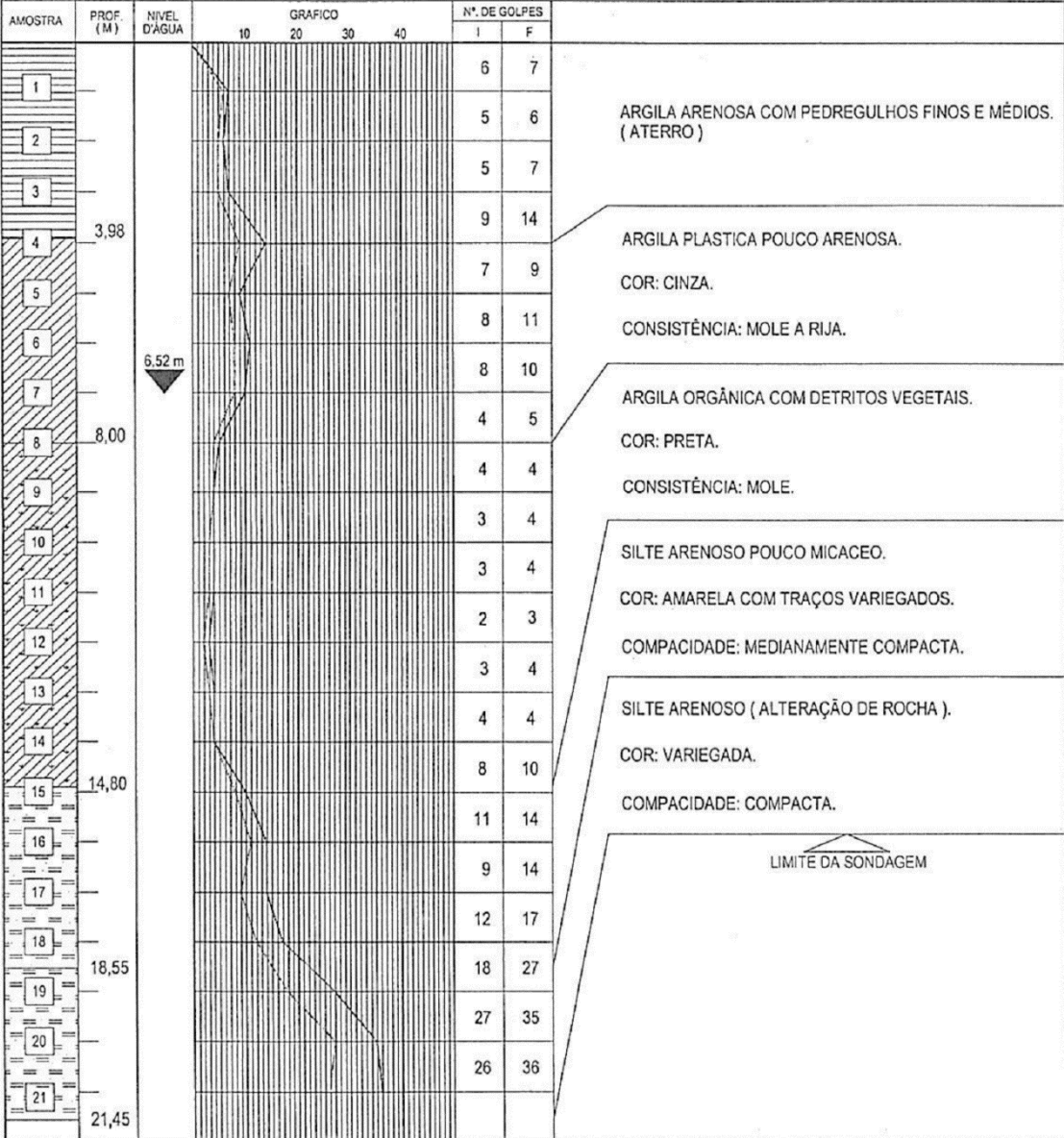
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA		REF.	330/05			
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-12		
COTA	816,30	DATA	21/09/05	PROFUNDIDADE DO NIVEL DA ÁGUA			
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100	INICIAL	5,00 m	FINAL	6,53 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

———— GOLPES INICIAIS
———— GOLPES FINAIS

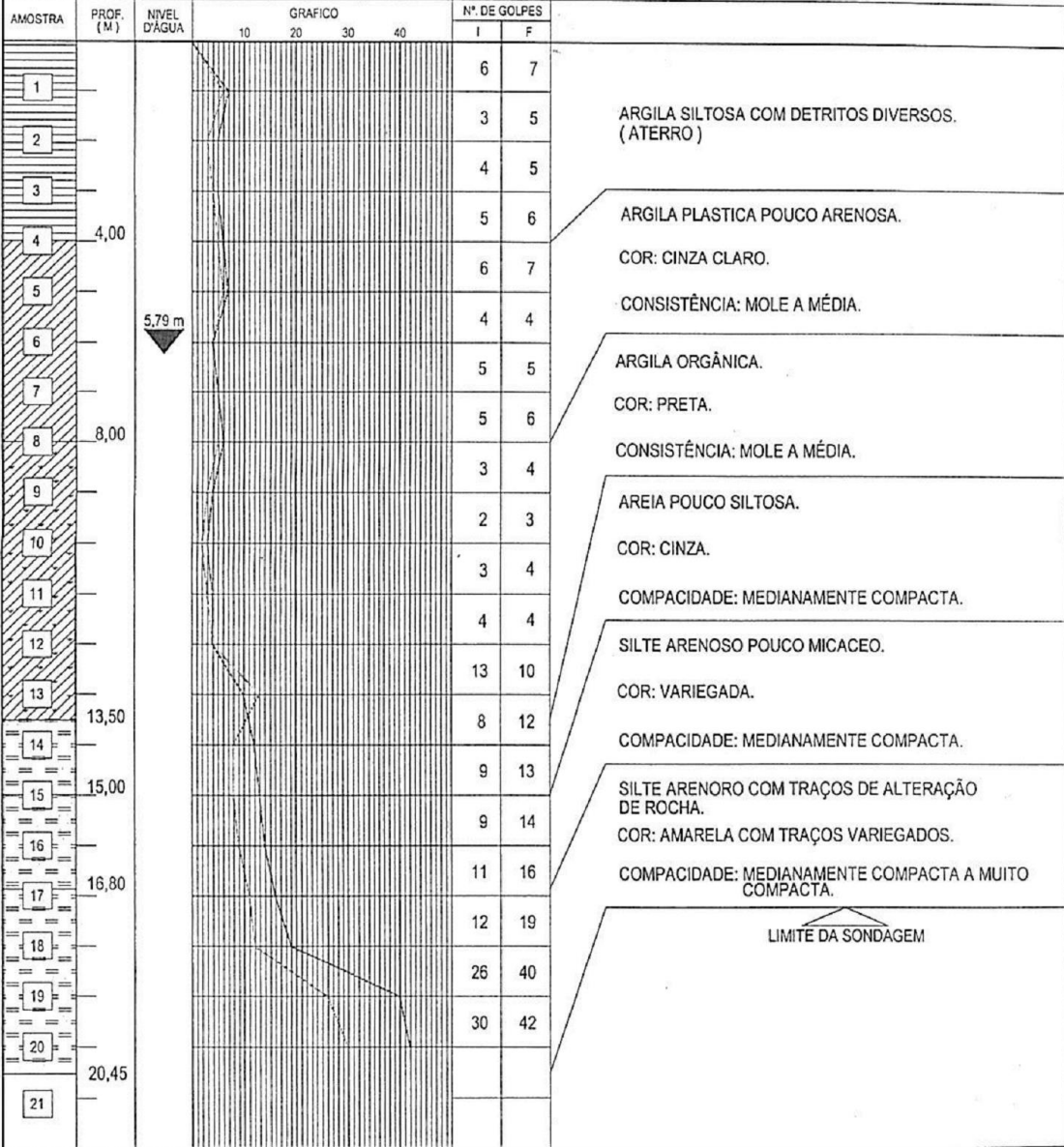
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	816,50	DATA	21/09/05
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	4,82 m
		FINAL	5,79 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

———— GOLPES INICIAIS
———— GOLPES FINAIS

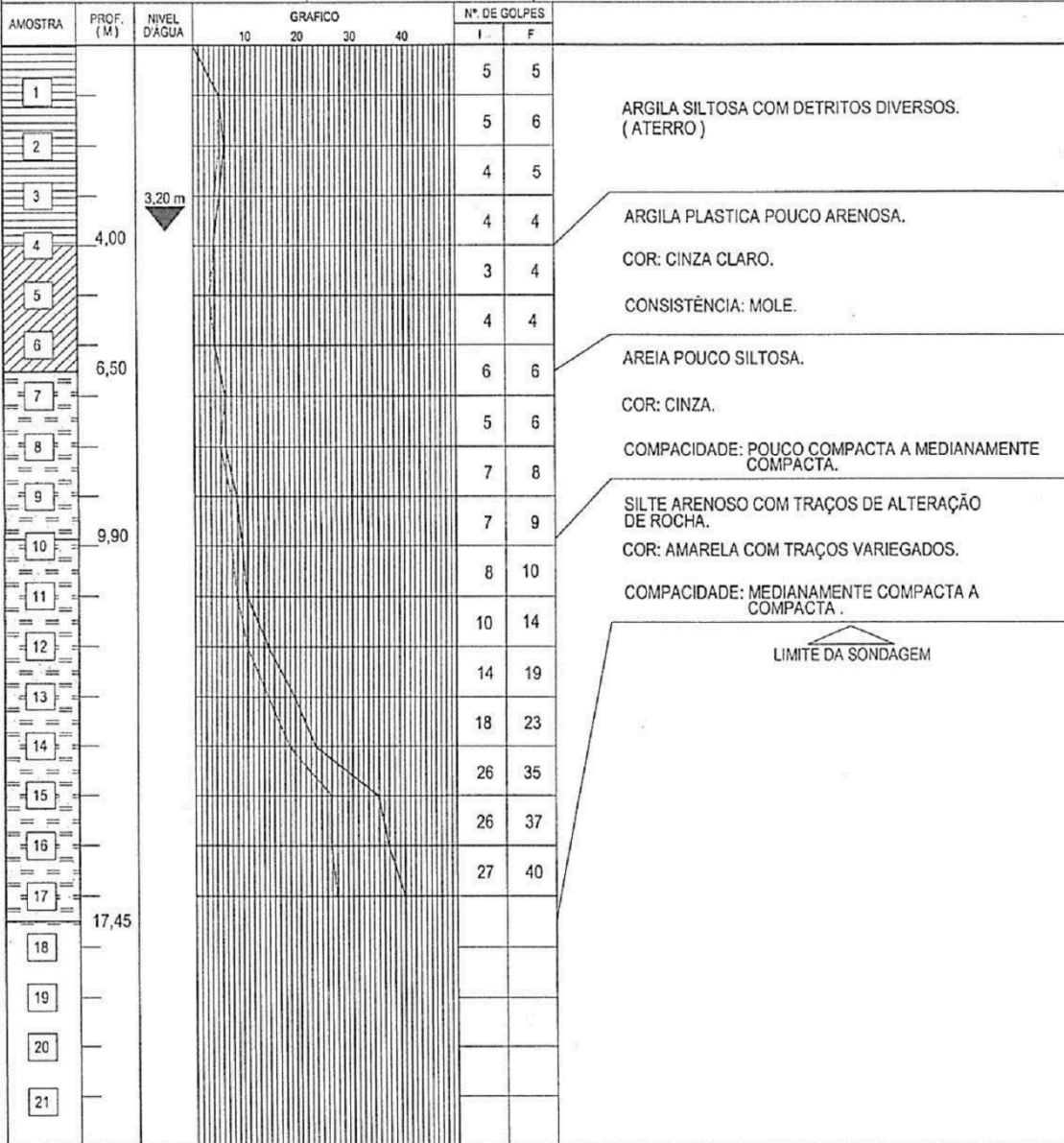
REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	806,40	DATA	01/10/05
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100
		INICIAL	3,50m
		FINAL	3,20 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

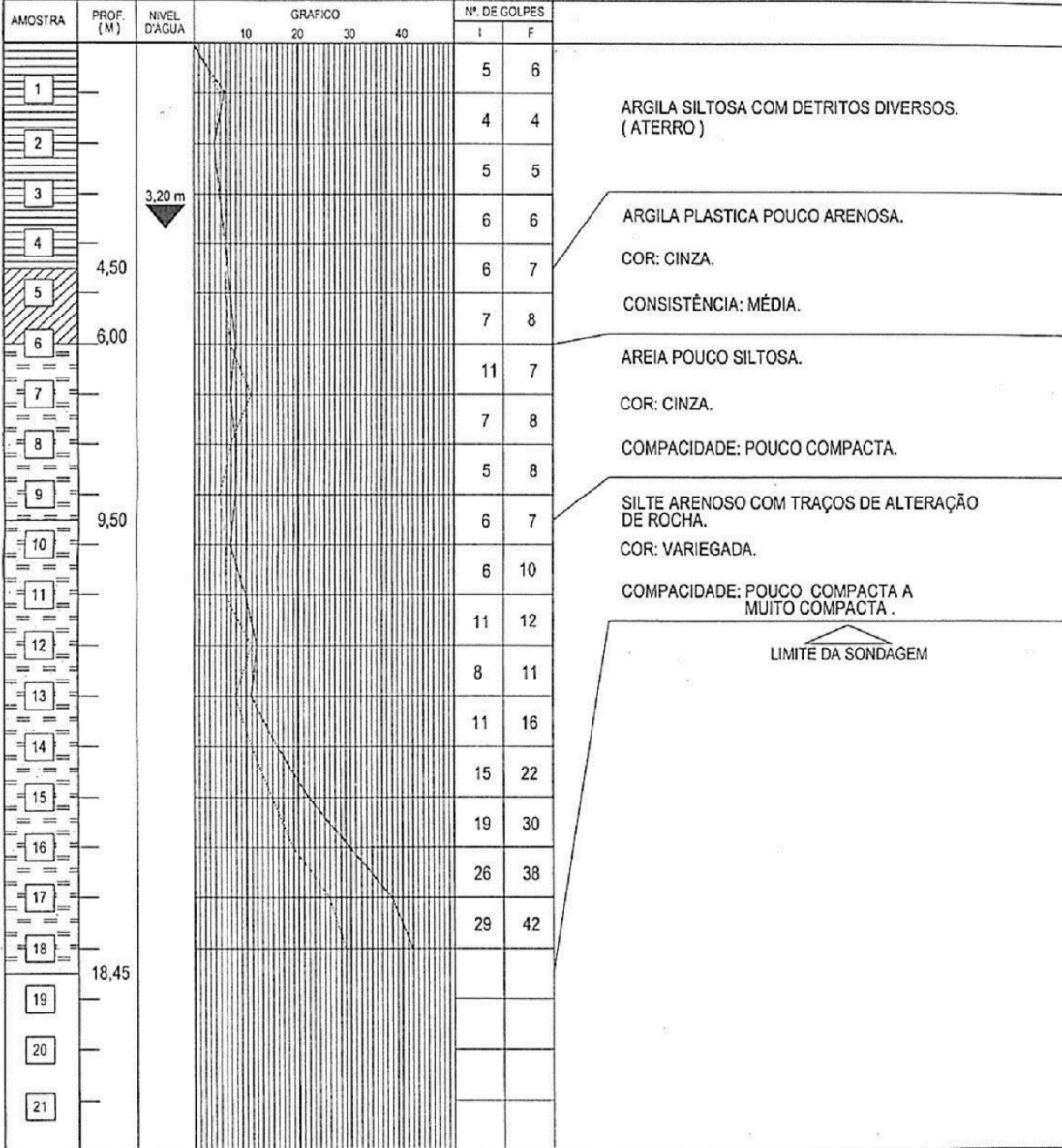
PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM I. 1ª e 2ª PENETRAÇÕES F. 2ª e 3ª PENETRAÇÕES	- - - - - GOLPES INICIAIS ———— GOLPES FINAIS	REVESTIMENTO Ø 76,2 mm AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm Ø EXTERNO 50,8 mm
--	---	---



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	REF.	330/05
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA
COTA	806,60	DATA	30/09/05
REVESTIMENTO	8,00 m	ESC.	1/100
		PROFUNDIDADE DO NIVEL DA ÁGUA	
		INICIAL	3,25m
		FINAL	3,00 m



SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM I ————— 1a e 2a PENETRAÇÕES F ————— 2a e 3a PENETRAÇÕES	————— GOLPES INICIAIS ————— GOLPES FINAIS	REVESTIMENTO Ø 76,2 mm AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm Ø EXTERNO 50,8 mm
--	--	---



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE	FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA			REF.	330/05				
LOCAL	UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10	OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA	FURO	SP-16				
COTA	806,30	DATA	30/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA					
REVESTIMENTO	4,00 m	ESC.	1/100	INICIAL	3,20 m FINAL 3,10 m				
AMOSTRA	PROF. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRAFICO				N.º DE GOLPES		
			10	20	30	40	I	F	
1		3,10 m					5	6	ARGILA SILTOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)
2							4	4	
3							5	5	SILTE ARENOSO COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)
4	3,80						6	6	
5	4,85						6	7	ARGILA PLÁSTICA POUCO ARENOSA. COR: CINZA. CONSISTÊNCIA: MÉDIA.
6	5,90						7	8	
7							11	7	AREIA POUCO SILTOSA. COR: CINZA. COMPACIDADE: POUCO COMPACTA.
8							7	8	
9							5	8	SILTE ARENOSO COM TRAÇOS DE ALTERAÇÃO DE ROCHA. COR: AMARELA COM TRAÇOS VARIEGADOS. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA.
10	9,50						6	7	
11							6	10	LIMITE DA SONDAÇÃO
12							11	12	
13							8	11	
14							11	16	
15							15	22	
16							19	30	
17							26	38	
18	17,45								
19									
20									
21									

SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM
PESO (MARTELO) - 65 Kg

PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM
I 1a e 2a PENETRAÇÕES
F 2a e 3a PENETRAÇÕES

— GOLPES INICIAIS
— GOLPES FINAIS

REVESTIMENTO Ø 76,2 mm
AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm
Ø EXTERNO 50,8 mm



SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.

Rua Maria Olinda Silva, 45
Tel: (31) 3621-1324
Vespasiano - MG

CLIENTE		FUNDEP - FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA			REF.	330/05	
LOCAL		UFMG - CAMPOS PAMPULHA - QUARTEIRÃO 10		OBRA	ESCOLA DE ENGENHARIA		
COTA		815,10	DATA	23/09/05	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA		
REVESTIMENTO		8,00 m		ESC.	1/100		
				INICIAL	6,00 m	FINAL 6,80 m	
AMOSTRA	PROF. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRAFICO			Nº. DE GOLPES	
			10	20	30	40	I
1						5	6
2						5	7
3						7	8
4						7	7
5						5	6
6	5,90					3	5
7		6,80 m				4	5
8						5	6
9						5	7
10						6	6
11						9	11
12						7	9
13						10	14
14						12	15
15						13	17
16	15,80					14	18
17						20	30
18	17,80					27	43
19	19,30					49	33/15
20							
21							

ARGILA SILTOSA COM DETRITOS DIVERSOS. (ATERRO)

ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA.
COR: CINZA COM TRAÇOS VARIEGADOS.
CONSISTÊNCIA: MÉDIA A RIJA.

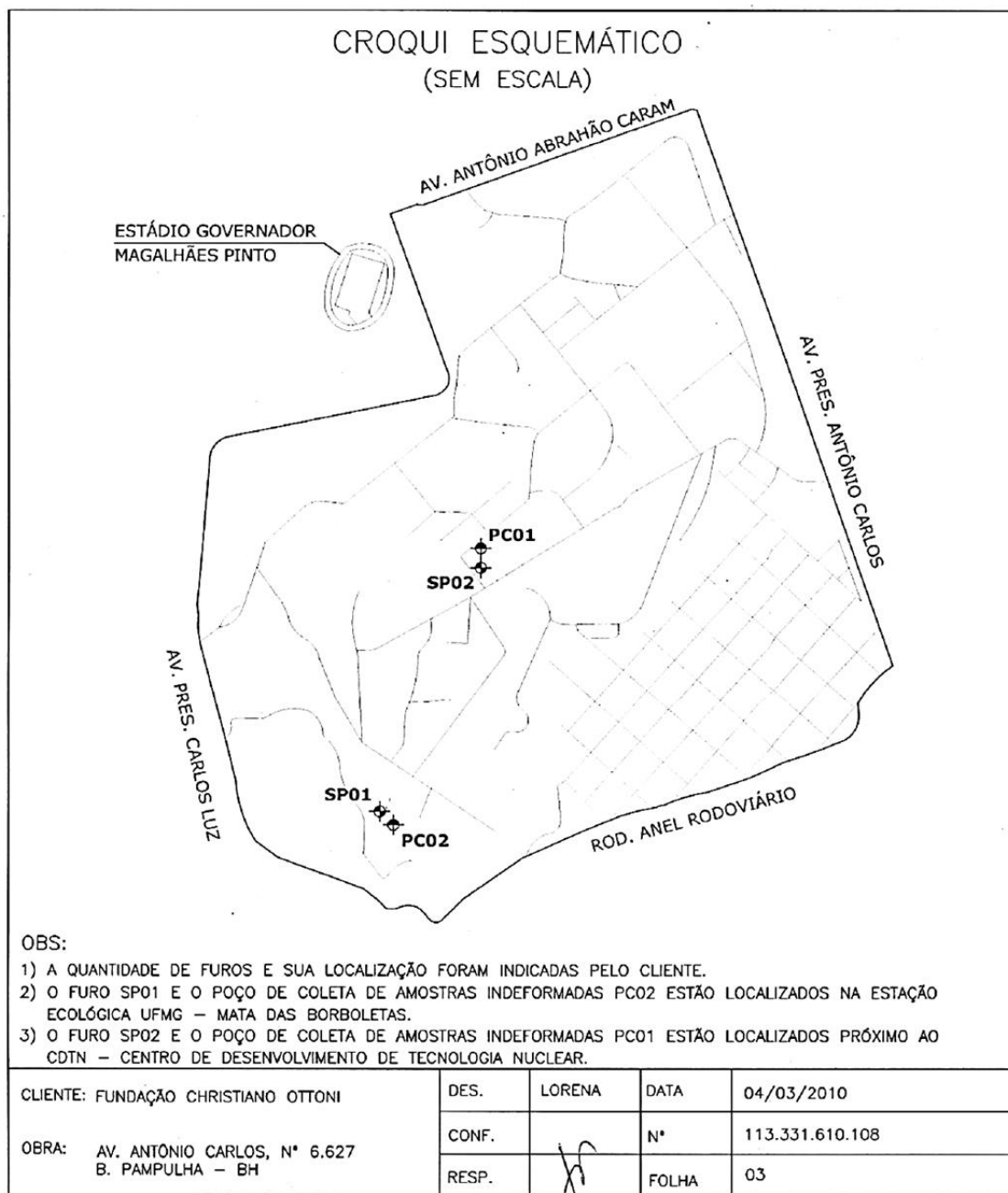
SILTE ARENOSO.
COR: VARIEGADA.
COMPACIDADE: COMPACTA.

SILTE ARENOSO (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
COR: VARIEGADA.
COMPACIDADE: MUITO COMPACTA.

LIMITE DA SONDAGEM

SONDAGEM Ø 2 1/2 ALTURA DE QUEDA - 75 CM PESO (MARTELO) - 65 Kg		
PENETRAÇÃO: GOLPES / 30 CM I 1a e 2a PENETRAÇÕES F 2a e 3a PENETRAÇÕES	——— GOLPES INICIAIS ——— GOLPES FINAIS	REVESTIMENTO Ø 76,2 mm AMOSTRADOR Ø INTERNO 34,9 mm Ø EXTERNO 50,8 mm

**STANDARD PENETRATION TEST
CROQUI DE LOCALIZAÇÃO**



Técnicas em Geotecnia Ltda.
Av. Raja Gabáglia, 1001 cj. 404
B. Cidade Jardim - CEP: 30380-090

Belo Horizonte - MG
Telefax: (31) 3275-2479
E-mail: tecgeo@tecgeo.com.br

STANDARD PENETRATION TEST

PERFIL INDIVIDUAL



INDICE		COTA EM RELAÇÃO AO RN	PROCESSO DE PERFURAÇÃO	COMPLIMENTO REVESTIMENTO	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA COTA (m)	FURO	SP-02	Nº REL:	113.331.610.108	Nº DE GOLPES / 30 cm			
30 cm INICIAIS	30 cm FINAIS						POSICÃO DO NA	COTA	DATA:	04/03/2010	----- 30 cm INICIAIS ----- 30 cm FINAIS			
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL							10	20	30	40				
8	8		TC			0,95	Aterro - Argila pouco arenosa, com detritos vegetais, cor variada (vermelha).							
4	4					3,05	Aterro - Argila siltosa, cor variada (rosa).							
5	4					5,00	Aterro - Argila siltosa, cor variada (marrom claro / acinzentada).							
10	9					7,75	Argila siltosa, de mole a média, cor variada (cinza escuro).							
9	8					11,60	Argila orgânica, muito mole, cor variada (preta / cinza escuro).							
7	6						Areia muito argilosa, fofa, cor variada (cinza escuro).							
8	8					12,80	Silte arenoso, fofo, cor variada (amarelada / nódulos brancos).							
4	4						Silte muito arenoso, medianamente compacto, cor variada (amarelo escuro / nódulos brancos).							
2	2					13,70								
2	2													
2	2					15,45								
2	2													
2	3													
5	4													
7	10													
6	10													
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA							ENSAIO DE PENETRAÇÃO				OBSERVAÇÕES			
INICIAL: 5,50 em 25/02/2010							Revestimento Ø 2 1/2"				Furo paralisado a pedido do cliente.			
FINAL: 4,23 em 01/03/2010							Amostrador Ø interno 1 3/8" Ø externo 2" Peso 65 kg - Altura de Queda 75 cm							
CLIENTE: FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI							PROCESSO DE PERFURAÇÃO				DES.: LORENA		CONF.:	
OBRA: CDTN - CENTRO DE DESENV. DA TECNOL. NUCLEAR PAMPULHA - BH							TC - Trado Cavadeira TE - Trado Espiral CA - Circulação de Água				ENGº RT.:		FOLHA: 05	

Técnicas em Geotecnia Ltda.
 Av. Raja Gabaglia, 1001 cj. 404
 B. Cidade Jardim - CEP: 30380-090

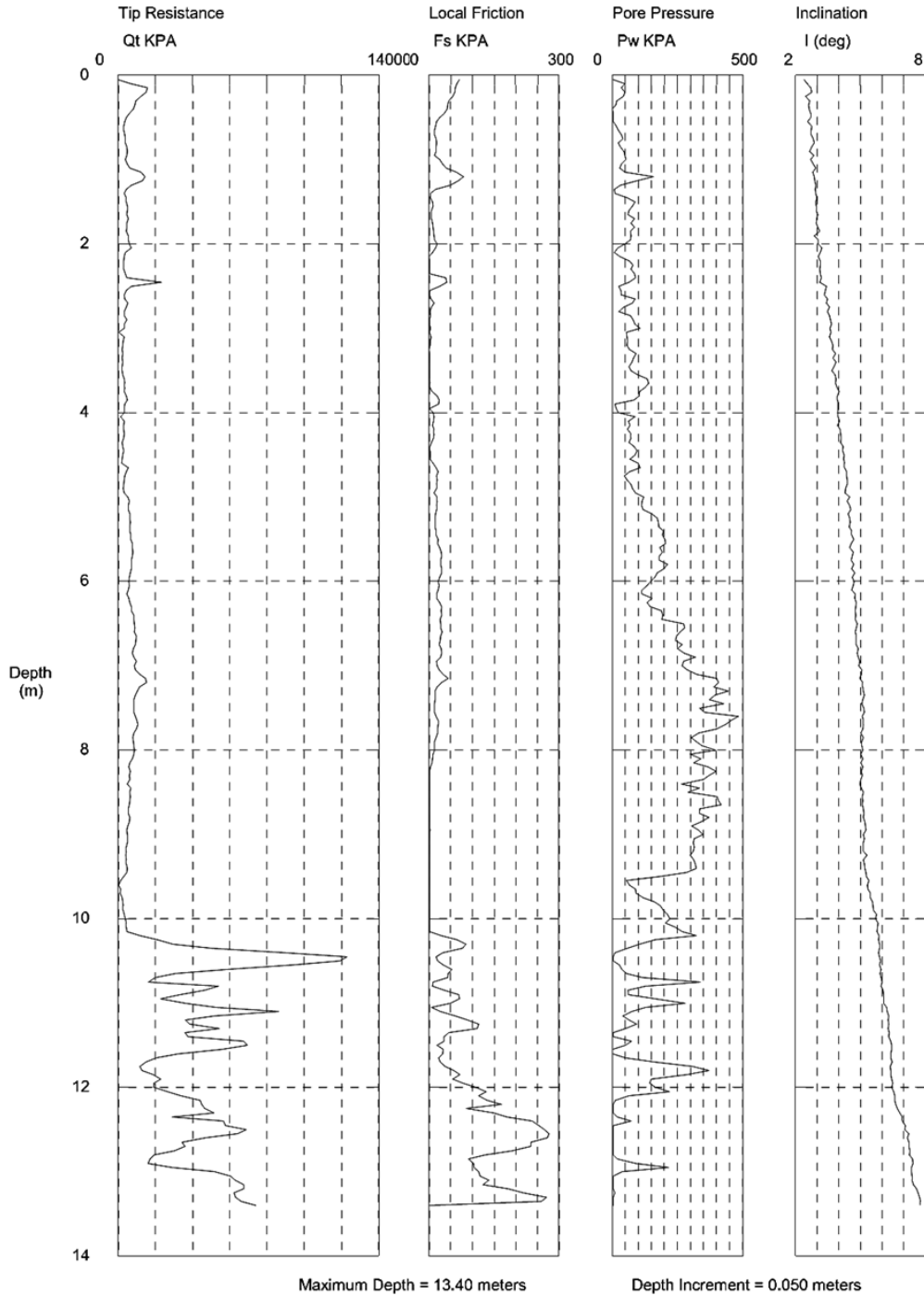
Belo Horizonte - MG
 Telefax: (31) 3275-2479
 E-mail: tecgeo@tecgeo.com.br

ANEXO B – PIEZOCONE PENETRATION TEST (CPTU)

PATROL Pavimentos

Operator: Bruno Castro
Sounding: Furo 01
Cone Used: DSG0688

CPT Date/Time: 3/12/2010 2:07:41 PM
Location: Quarteirao 10
Job Number: CPTU



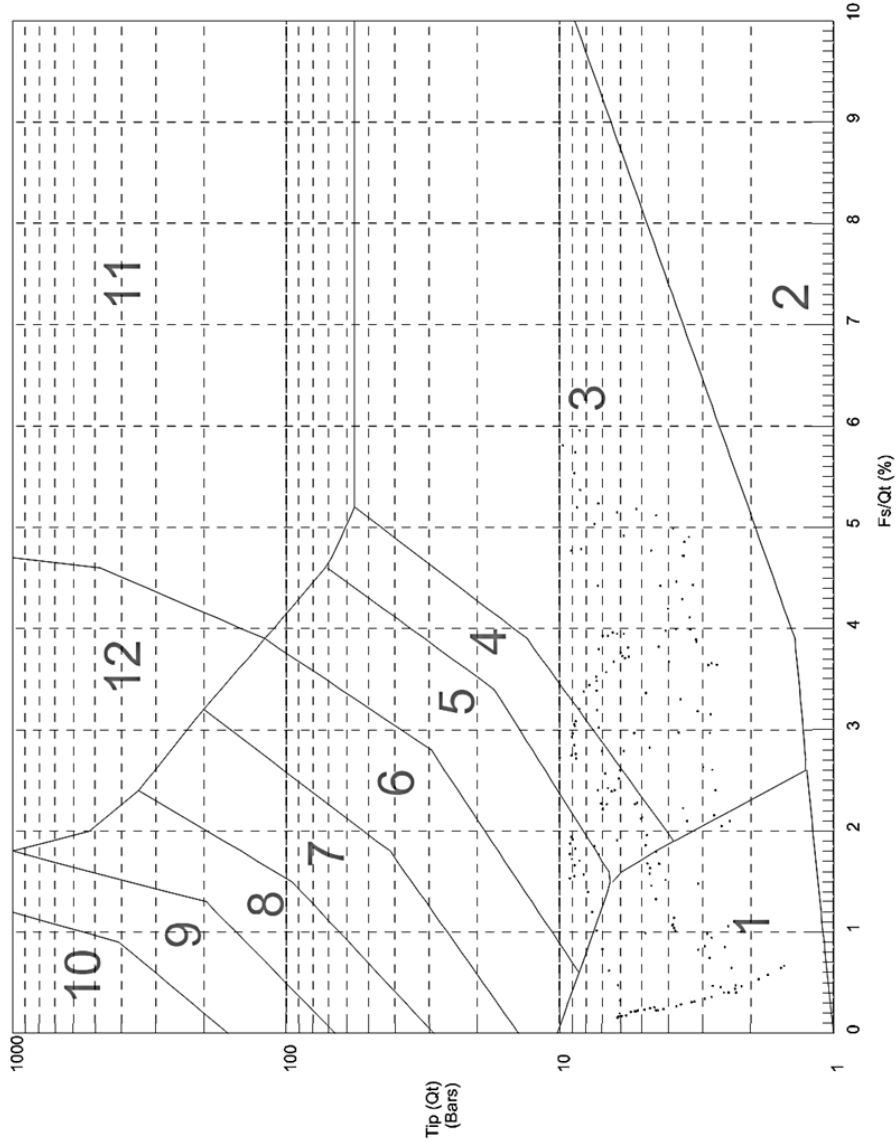
12.03.2010
ETG-UFMG

OBSERVAÇÃO:
Início de registros a 1 metro da superfície

PATROL Pavimentos

Operator: Bruno Castro
 Sounding: Furo 01
 Cone Used: DSG0688
 CPT Date/Time: 3/12/2010 2:07:41 PM
 Location: Quarteirão 10
 Job Number: CPTU

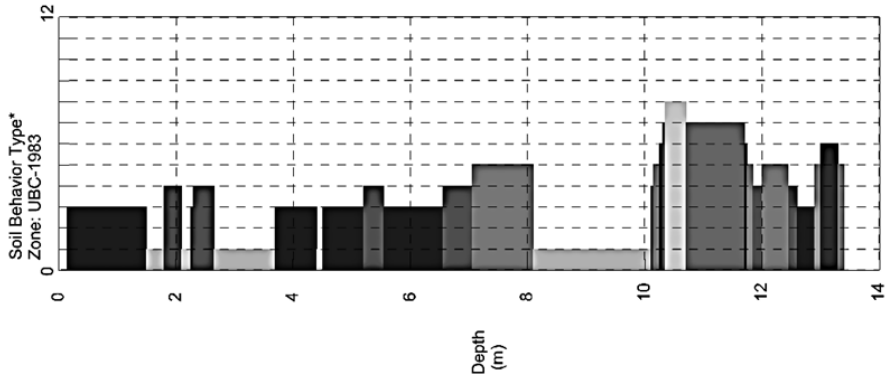
Classification Data:
 Robertson and Campanella UBC-1983



- 1 sensitive fine grained clay
- 2 organic material
- 3 clay
- 4 silty clay to clay
- 5 clayey silt to silty clay
- 6 sandy silt to clayey silt

- 7 silty sand to sandy silt
- 8 sand to silty sand
- 9 sand

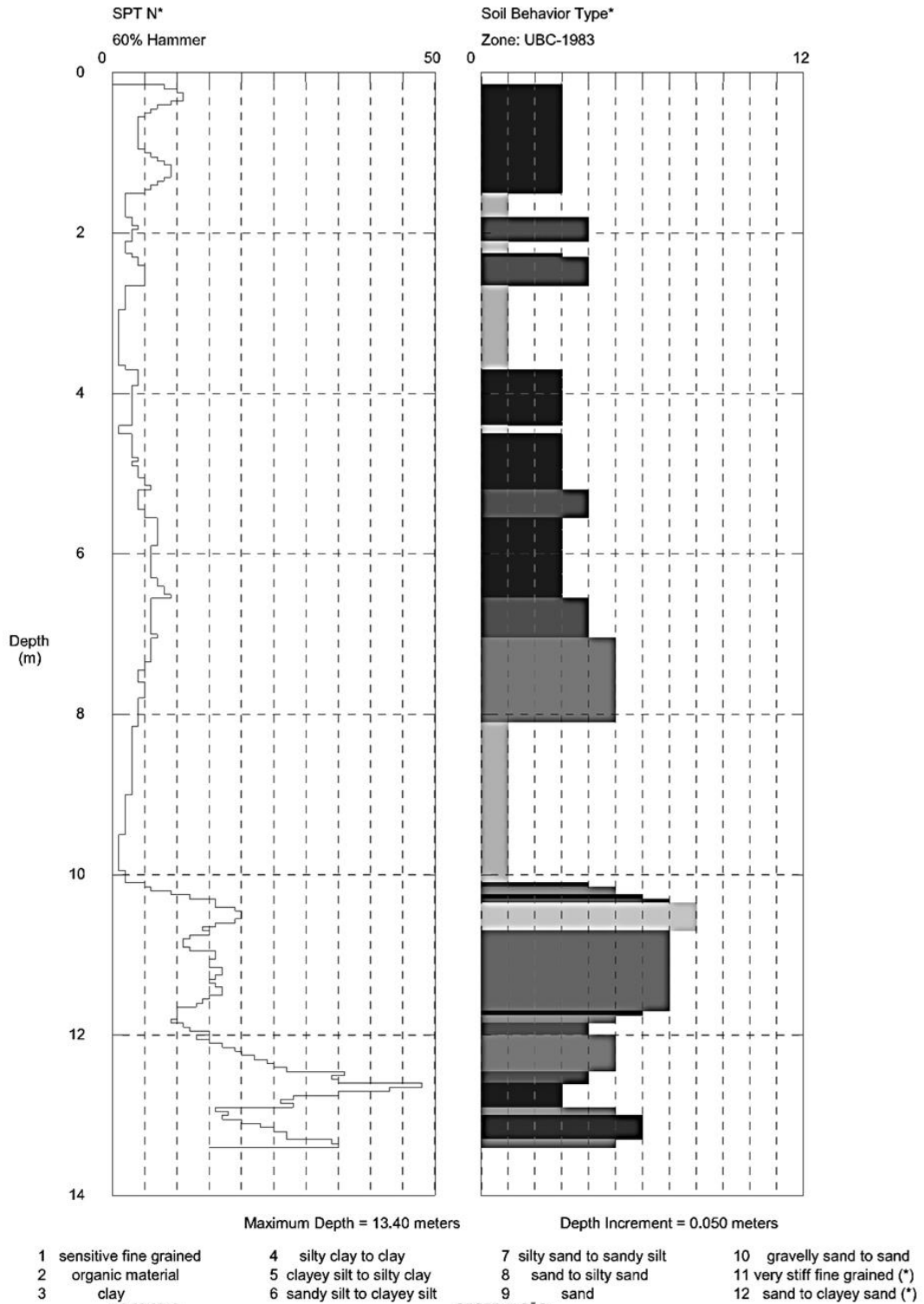
- 10 gravely sand to sand
- 11 very stiff fine grained (*)
- 12 sand to clayey sand (*)



PATROL Pavimentos

Operator: Bruno Castro
 Sounding: Furo 01
 Cone Used: DSG0688

CPT Date/Time: 3/12/2010 2:07:41 PM
 Location: Quarteirao 10
 Job Number: CPTU



12.03.2010
 ETC/HEMC
 *Soil behavior type and SPT based on data from UBC-1983

OBSERVAÇÃO:
 Início de registros a 1 metro da superfície