UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ENCOSTA SITUADA NA RODOVIA BR 116 - RJ, km 29

Pierre Arruda de Carvalho

2013

Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ENCOSTA SITUADA NA RODOVIA BR 116 – RJ, km 29

Pierre Arruda de Carvalho

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Maurício Ehrlich

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

Pierre Arruda de Carvalho

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Maurício Ehrlich, Ph.D.

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.sc.

Eng. Rafael Cerqueira Silva, M.sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO DE 2013

Carvalho, Pierre Arruda de

Análise do Comportamento da Encosta Situada na BR 116 - RJ, km 29 / Pierre Arruda de Carvalho – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

XI, 73 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Maurício Ehrlich

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 104.

1. Estudo de caso 2. Instrumentação 3. Retroanálises. I. Ehrlich, Mauricio. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

“Lute com determinação, abrace a vida com paixão,

perca com classe e vença com ousadia,

porque o mundo pertence a quem se atreve

e a vida é muito para ser insignificante.”

Charles Chaplin

Dedicatória

Em especial, dedico este trabalho aos

meus pais, Pedro e Maria, minha noiva Bruna

e meu irmão Ítalo, ao qual sem eles

nada disso seria possível.

Agradecimentos

A Deus, o criador. Matriz da minha aprendizagem.

Ao meu orientador Mauricio Ehrlich, por ter acreditado no desempenho do meu trabalho, pelo apoio e conhecimento científico que levarei em toda minha vida profissional.

Ao professor Marcos Barreto, pela contribuição com a revisão do trabalho e pelas análises pertinentes como membro da banca examinadora.

Aos amigos do laboratório de Geotecnia, na pessoa do engenheiro Hélcio pelos dados fornecidos da instrumentação implantada no trecho de estudo.

Ao projetista Donaldo de Mendonça Junior, profundo conhecedor do software CIVIL 3D e excelente profissional que o é. Agradeço pela ajuda na elaboração das seções transversais necessárias às análises.

Ao engenheiro Rafael Cerqueira Silva pela disponibilização dos documentos técnicos de seu acervo, que permitiu as ilustrações deste estudo.

A concessionária Rio-Teresópolis – CRT, pelo fornecimento de informações técnicas essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos que me acompanharam, no todo e em parte, nessa longa jornada do curso de engenharia civil na UFRJ. Ao amigo Marcos Oliveira por me acompanhar durante anos nas viagens pela Linha Vermelha, ou sendo aquele incentivo nos momentos difíceis. Ao casal Ítalo e Larissa, por me acolher, pelas manhãs, ao caminho da Universidade. Ao Ricardo Silva, pela paciência por ouvir minhas estórias e discussões científico-filosóficas, que ajudou a construir-me como pessoa. Não há conquista sozinho, e vocês sem dúvidas fazem parte desta luta.

Em especial, minha noiva Bruna, pelo amor incondicional a que tem me dado. Por suportar os dias em que estive longe emocionalmente, e por dar a mim um sentido lógico e real a palavra amor.

Por fim, aos meus pais, e também meus ídolos, Pedro e Maria, por me fazer acreditar, desde os meus sonhos de criança que seria possível, um dia tornar-me engenheiro civil.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica / UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Análise do Comportamento da Encosta Situada na Rodovia BR 116 - RJ / km 29

Pierre Arruda de Carvalho

Agosto/2013

Orientador: Mauricio Ehrlich

Curso: Engenharia Civil

Neste trabalho apresenta-se o estudo do comportamento de uma encosta situada na Rodovia BR 116/RJ, km 29, através de monitoração existente no trecho constituída por inclinômetros, piezômetros Casagrande, piezômetros elétricos de corda vibrante, marcos superficiais e medidores de nível d´água, que estão em operação desde junho de 2012. O local apresenta movimentos significativos que redundam em danos e desnivelamento da pavimentação flexível da rodovia que se exacerbam em períodos chuvosos. Apresenta-se a região estudada e feita uma descrição geológico-geotécnica do trecho, obtidos por campanha de investigação através de sondagens mistas. A partir de amostras retiradas no local em estudo, foram realizados ensaios de cisalhamento direto para obtenção de parâmetros resistência residuais do solo. Retroanálises foram realizadas utilizando o software SLOPE/W buscando cotejar os resultados com as informações disponíveis.

Palavras-chave: Caso de obra, Instrumentação, Retroanálise, Resistência residual.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

Behavior analysis of a soil slope at BR116 road (KM 29) – RJ

Pierre Arruda de Carvalho

August/2013

Advisors: Mauricio Ehrlich

Course: Civil Engineering

This work intends to present the behavior study of a soil slope located at BR116 road (km 29), on Rio de Janeiro. It was developed from the help of instrumental monitoring with installed equipment's, like inclinometers, Casagrande piezometers, vibrating wire electric piezometers and water level measurer, which are on operation since July, 2012. The place presents significative movements that make damages and several problems to the alignments of the existent flexible paving, principally during rainy seasons, when the movement are more intensive. It is going to be showed the studied region and a detailed geotechnical description of the stretch of the land, obtained from investigation campaign by mixed survey. Using samples taken from the place, direct shear tests have been realized to obtain the residual parameters of the soil resistance. Retro analyses also have been done using the SLOPE/W software, looking for results by the use of collected information.

Key words: Case of build, Instrumentation, Back analysis, Instrumentation, Residual Resistance.

Sumário

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. RELEVÂNCIA E OBJETIVO DO ESTUDO 1

1.2. APRESENTAÇÃO DA MONOGRAFIA 2

2. ASPECTOS GERAIS DA REGIÃO ESTUDADA 3

2.1. DADOS GEOGRÁFICOS E HISTÓRICOS 3

2.1.1. Trecho em Estudo (Km 29) 6

2.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS/ GEOTÉCNICOS DA REGIÃO 12

3. ANÁLISE DE ENCOSTAS NATURAIS 19

3.1. ENCOSTAS NATURAIS 19

3.1.1. Solos Residuais 20

3.1.2. Solos Coluvionares e Tálus 21

3.1.3. Comportamento na Ruptura dos Solos Residuais e Coluvionares 22

3.2. MOVIMENTOS DE MASSA 23

3.3. CAUSAS DE ESCORREGAMENTO 27

3.4. MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES 29

3.5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLO 30

3.5.1. Tipos de Análise de Estabilidade 30

3.5.2. Definição do Fator de Segurança 31

3.5.3. Técnicas de Análise 34

3.5.4. Seleção do Método de Análise 41

4. METODOLOGIA ADOTADA 49

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 49

4.2. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS 49

4.2.1. Sondagens 49

4.2.2. Ensaios Laboratoriais 52

4.3. INSTRUMENTAÇÃO 56

4.3.1.1. Piezômetro Casagrande 57

4.3.1.2. Piezômetro Tipo Corda Vibrante 60

4.3.2. Inclinômetros 61

4.3.3. Medidor de Nível D´Água 66

4.3.4. Marcos Superficiais 66

4.3.5. Pluviógrafos 67

4.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE 68
5. ANÁLISE DO MOVIMENTO DA ENCOSTA NO KM 29 69
5.1. LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO 69
5.2. RESULTADO DA INSTRUMENTAÇÃO DA ENCOSTA 72
5.2.1. Inclinômetros 72
5.2.2. Pluviógrafos 77
5.2.3. Piezômetros 80
5.2.4. Medidor de Nível d´água 82
5.2.5. Marcos Superficiais 83
6. ENSAIOS REALIZADOS 89
6.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO 91
6.2. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO 92
7. ANÁLISES DE ESTABILIDADE 98
7.1. OBJETIVOS DAS ANÁLISES 98
7.2. RETROANÁLISE 99
7.3. ANÁLISES DE ESTABILIDADE 103
8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS 107
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 110
10. ANEXOS 113
10.1. ANEXO 1 114
10.2. ANEXO 2 119

Índice de Figuras

Figura 2.1: Rodovia BR 116/RJ no trecho entre Além Paraíba (km 2,1) e Saracuruna (km 144,5)..... 4
Figura 2.2: Fotos históricas da BR 116/RJ [(1)]. 5
Figura 2.3: km 29 da rodovia BR 116 – RJ com área de estudo demarcada..... 7
Figura 2.4: Geomorfologia da região no entorno da BR116/RJ..... 8
Figura 2.5:Indícios de movimentação no talude do km 29 da BR116/RJ. 8
Figura 2.6: Topografia da região ao longo do km 29 da rodovia BR 116/RJ (Curva de nível a cada 1m). 9
Figura 2.7: Obras para remediação do movimento de encosta realizadas em 2011.... 10
Figura 2.8: Danos aos elementos de drenagem decorrente da movimentação da encosta..... 11
Figura 2.9: Camada de rachão na base da encosta..... 12
Figura 2.10: Perfil longitudinal esquemático da rodovia BR-116/RJ trecho Rio - Teresópolis - Além Paraíba. 13
Figura 2.11: (a) Cicatriz de deslizamento no talude em estudo; (b) Desplacamento no afloramento de rocha; (c) Contato rocha alterada com solo residual. 16
Figura 2.12: (a) Blocos de rocha presente e (b) Intenso fraturamento em maciço de rocha aflorante. 16
Figura 2.13: Medição expedita do ângulo de mergulho da estratificação do maciço rochoso. 17
Figura 2.14 (a) Canaleta com alteração na retilineidade devido a movimentação do talude e (b) Deslocamento relativo no topo do talude. 17
Figura 2.15: Material saturado devido à surgência d´água observada no local. 17
Figura 2.16: Perfil geológico típico – BR116/RJ km 29. 18
Figura 3.1: Perfil típico de intemperismo em rocha granítica da região sudeste do Brasil (VARGAS1974). 21
Figura 3.2: Colúvio proveniente de deslizamento, com desagregação de solo residual (LACERDA, 2002). 22
Figura 3.3: Comportamento típico tensão cisalhante X Deformação axial para solos residuais e coluvionares para condições de campo (AGUIAR, 2008). 23
Figura 3.4: (a) Esquema de escorregamento (INFANTI JR & FORNASARI FILHO, 1998 *apud* MORATORI, 2009) e (b) Foto de escorregamento na enseada do Bananal, Ilha Grande em Angra dos Reis, na passagem do ano de 2009 para 2010 (ROOSEWELT PINHEIROS). 24
Figura 3.5: (a) Esquema de escorregamento rotacional (INFANTI JR & FORNASARI FILHO, 1998 *apud* MORATORI, 2009) e (b) Foto de escorregamento ocorrido na BR116-RJ km 87, 2005. 25
Figura 3.6: (a) Esquema de corrida de detritos (NETTLETON et al.,2005) e (b) Foto de corrida ocorrida em Angra dos Reis, 2010. 26
Figura 3.7: (a) Esquema de movimento de rastejo (INFANTI JR & FORNASARI FILHO, 1998 apud MORATORI, 2009), (b) Foto de movimentação (PROIN/CAPES e UNESP/IGCE, 1999)..... 27
Figura 3.8: Geometria do Escorregamento (GERSCOVICH, 2009). 27

Figura 3.9: Sistema de forças atuantes no talude. 31
Figura 3.10:Divisão da massa instável em fatias. 36
Figura 3.11: Forças atuantes na fatia n. 36
Figura 3.12: Superfícies com iguais fatores de segurança ao deslizamento. 39
Figura 3.13: Curva tensão deformação com comportamento rígido plástico do material. 39
Figura 3.14: Comparação entre os valores de tensão efetiva: Equilíbrio limite x Análise de tensões (GERSCOVICH, 2009). 40
Figura 3.15: Esforços na fatia n. 44
Figura 3.16: Distribuição de forças entre fatias usadas por Mogenstern e Price (BRUNDSEN & PRIOR, 1984). 45
Figura 3.17: Influência de λ no fator de segurança (BRUNSEN & PRIOR, 1984). 48
Figura 4.1: Locação dos furos de sondagens. 51
Figura 4.2: Limite de Atterberg do solo (SOUSA PINTO, 2000). 52
Figura 4.3: Esquema do aparelho de Casagrande para determinação do LL (SOUSA PINTO, 2000). 53
Figura 4.4: Esquema de ensaio de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009). 54
Figura 4.5: Detalhe do ensaio de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009). 55
Figura 4.6:Célula de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009). 55
Figura 4.7:Detalhe do ensaio de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009) 56
Figura 4.8: Esquema de piezômetro Casagrande. 58
Figura 4.9: (a) Carretel com fio Graduado; (b) Ponta porosa do Piezômetro Casagrande. 58
Figura 4.10: Instalação do piezômetro Casagrande. 58
Figura 4.11: Fase de execução de piezômetro Casagrande. 59
Figura 4.12: Instalação de piezômetro elétrico. 60
Figura 4.13: Fase de execução de piezômetro elétrico de corda vibrante. 61
Figura 4.14: Torpedo, unidade de leitura automática, tubos de acesso. 61
Figura 4.15: Seção transversal do tubo de acesso do inclinômetro - Eixos AA ou BB coincidentes com a direção principal do deslocamento. 62
Figura 4.16: Fases de instalação do tubo de acesso. 62
Figura 4.17: Fase de instalação do tubo de acesso do inclinômetro. 63
Figura 4.18: Cálculo dos deslocamentos com o inclinômetro, (Silveira, 2006). 64
Figura 4.19: Resultado típico de um inclinômetro. 65
Figura 4.20: Equipamento utilizado para instalação dos inclinômetros - km 29. 65
Figura 4.21: Amostra de material coletado através dos furos. 65
Figura 4.22: Indicador de nível d´água (INA). 66
Figura 4.23: Pluviômetro empregado para monitoramento de chuvas (GEORIO,2000). 67
Figura 5.1:Localização esquemática das estações de monitoração no km 29 – BR 116/RJ. 69
Figura 5.2: Localização em planta das estações de monitoração no km 29 – BR 116/RJ. 70
Figura 5.3: Seções transversais com as estações de monitoração superpostas (EHRLICH et al.,2012). 71

Figura 5.4: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I1. 74
Figura 5.5: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I2. 74
Figura 5.6: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I3. 75
Figura 5.7: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I4. 75
Figura 5.8: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I5. 76
Figura 5.9: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I6. 76
Figura 5.10: Direção e sentido dos movimentos nos inclinômetros com os módulos dos vetores proporcionais aos deslocamentos. 77
Figura 5.11: Registro de chuvas observados nos pluviógrafos ao longo de pontos na rodovia..... 78
Figura 5.12:Correlação chuvas versus eventos na BR 116/RJ, KM 75 (D´ORSI 2011). 79
Figura 5.13: Resultado da monitoração da cota piezométrica através de piezômetros elétricos instalados no local. 81
Figura 5.14: Resultado da monitoração da cota piezométrica através de piezômetros Casagrande instalados no local. 82
Figura 5.15: Resultado da monitoração do nível d´água no km29, BR116/RJ. 82
Figura 5.16: Deslocamentos δh e δv em função do tempo (27/12/2011 a 28/02/2012). 84
Figura 5.17: Aceleração do deslocamento horizontal (27/12/2011 a 28/02/2012). 84
Figura 5.18: Aceleração do deslocamento vertical (27/12/2011 a 28/02/2012). 85
Figura 5.19: Deslocamentos horizontais médios e precipitações durante o período de 28/12/2011 a 28/02/2012. 85
Figura 5.20: Relação entre a velocidade média dos deslocamentos horizontais e precipitações (02/01/2012 a 28/02/2012). 86
Figura 5.21: Deslocamentos δh e δv em função do tempo (28/02/2012 a 25/03/2013). 87
Figura 5.22: Velocidade dos deslocamentos horizontais (28/02/2012 a 25/03/2013)... 87
Figura 5.23: Relação entre a movimentação horizontal e precipitações durante o período de 28/02/2012 a 25/03/2013. 88
Figura 6.1: Localização em planta da região de retirada de amostra indeformada..... 89
Figura 6.2: (a) Local de retirada da amostra indeformada com presença marcante da foliação existente; (b) Amostra indeformada de solo no local de retirada..... 90
Figura 6.3: Visualização global da região de retirada de amostra indeformada de solo. 90
Figura 6.4: Amostra indeformada retirada do local. 91
Figura 6.5: Curva granulométrica da amostra : Am- 1. 92
Figura 6.6 (a) Cravação do molde metálico; (b) Corpo de prova moldado. 93
Figura 6.7: Prensa de cisalhamento direto automatizada..... 93
Figura 6.8: Relação tensão cisalhante X deslocamento horizontal (Amostra embebida). 95
Figura 6.9: Relação deslocamento horizontal X deslocamento vertical (Amostra Embebida). 95
Figura 6.10: Tensões cisalhantes X tensões normais na ruptura (Amostra Embebida). 96

Figura 6.11: Relação tensão cisalhante X deslocamento horizontal (Umidade Natural). 96
Figura 6.12: Relação deslocamento horizontal X deslocamento vertical (Umidade Natural). 97
Figura 6.13: Tensões cisalhantes X tensões normais na ruptura (Umidade Natural)... 97
Figura 6.14: Tensões cisalhantes X tensões normais na ruptura..... 98
Figura 7.1: Localização em planta das seções analisadas S-1 e S-2. 101
Figura 7.2: Seção S-1 com a disposição das camadas e posição de nível d´água na situação 1. 101
Figura 7.3: Seção S-2 com a disposição das camadas e posição de nível d´água na situação 1. 101
Figura 7.4: Fator de segurança e superfície de ruptura da seção S-1 na situação 1 (SLOPE/W)..... 102
Figura 7.5: Fator de segurança e superfície de ruptura da seção S-2 na situação 1 (SLOPE/W)..... 102
Figura 7.6:Fator de segurança e superfície de ruptura para seção S-1 na situação 2 (SLOPE/W)..... 104
Figura 7.7:Fator de segurança e superfície de ruptura para seção S-2 na situação 2 (SLOPE/W)..... 104
Figura 7.8: Fator de segurança e superfície de ruptura para seção S-2 após rebaixamento de N.A, através de DHP´S (SLOPE/W)..... 106
Figura 10.1: Localização das seções transversais geológicas. 115
Figura 10.2: Seção geológica S10..... 116
Figura 10.3: Seção geológica S13..... 117
Figura 10.4: Seção geológica S16..... 118
Figura 10.5: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR01. 120
Figura 10.6: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR01..... 121
Figura 10.7: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR01..... 122
Figura 10.8: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR02. 123
Figura 10.9: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR02..... 124
Figura 10.10: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR03. 125
Figura 10.11: (Continuação) – Boletim de Sondagem Rotativa, SPR03..... 126
Figura 10.12: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR03..... 127
Figura 10.13: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR04. 128
Figura 10.14: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR04..... 129
Figura 10.15: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR05. 130
Figura 10.16: (Continuação) – Boletim de Sondagem Rotativa, SPR05..... 131
Figura 10.17: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR06. 132
Figura 10.18: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR06..... 133
Figura 10.19: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR07. 134
Figura 10.20: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR08. 135
Figura 10.21: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR8..... 136
Figura 10.22: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR09. 137
Figura 10.23: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR09..... 138
Figura 10.24: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10. 139

Figura 10.25: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10..... 140
Figura 10.26: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10..... 141
Figura 10.27: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10..... 142
Figura 10.28: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR11. 143
Figura 10.29: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR11A..... 144
Figura 10.30: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR11A. 145

Índice de Tabelas

Tabela 3.1: Fatores deflagradores de movimento de massa (VARNES, 1978). 28
Tabela 3.2: Métodos de estabilização de encostas (KANJI, 1997). 29
Tabela 3.3: Nível de segurança desejável contra a perda de vidas humanas (NBR: 11682). 32
Tabela 3.4: Nível de segurança desejável contra danos materiais e ambientais (NBR: 11682). 33
Tabela 3.5: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR: 11682). 33
Tabela 3.6: Resumo das incógnitas do sistema de equações (BECKER, 2011)..... 38
Tabela 3.7: Resumo das equações conhecidas no sistema de equações para FS. 38
Tabela 3.8: Característica dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos (GEORIO, 1999). 42
Tabela 3.9: Características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos (GEORIO 1999, ADAPTADO). 43
Tabela 4.1: Programa de investigação geotécnica. 50
Tabela 4.2: Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros. 53
Tabela 5.1: Instrumentos utilizados e período de monitoração. 71
Tabela 5.2: Profundidades e data de instalação dos inclinômetros 73
Tabela 5.3: Deslocamento resultante nos inclinômetros. 73
Tabela 5.4: Inclinação do vetor de deslocamento em relação ao eixo A. 77
Tabela 5.5: Classificação dos eventos. 79
Tabela 5.7: Dados de calibração dos piezômetros elétrico. 80
Tabela 5.8:Dados de Instalação dos piezômetro Casagrande 80
Tabela 6.1: Resultado dos ensaios efetuados. 91
Tabela 6.2: Ensaios de Cisalhamento Direto. 94
Tabela 7.1: Parâmetros de convergência do solo entre as seções S-1 e S-2..... 103

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E OBJETIVO DO ESTUDO

O estudo dos movimentos de massa tem importante relevância como agentes atuantes sobre a dinâmica de evolução das encostas, e também em sua relação direta com os impactos econômico-sociais decorrentes dos processos de risco ao deslizamento destes maciços.

Com frequência, é comum observarmos os históricos de acidentes associados a deslizamento de terra, por ocasião de intensas e prolongadas chuvas, que ceifam inúmeras vidas em algumas de nossas maiores cidades, sobretudo em regiões de ocupações irregulares, bastante comuns nas encostas do Rio de Janeiro. As causas desses escorregamentos são ditas “naturais”, pois há uma tendência da massa de solo das encostas a ocuparem cotas mais baixas para atingirem o nível de base.

De maneira geral, os coeficientes de segurança das encostas naturais, em condições extremas, apresentam-se próximos a unidade, pois ao longo da evolução geomorfológica desses maciços, a conformação que o mesmo se encontra foi aquela em que foi estabelecido o equilíbrio para o conjunto de esforços ao qual ela esteve submetida até aquele momento. Assim, sob uma condição pluviométrica atípica ou alguma intervenção antrópica desfavorável, pode ocorrer um processo de instabilização. Portanto, em locais de alta vulnerabilidade a desastres associados a movimento de massa, tem-se interesse no estudo sobre os mecanismos de instabilização.

Através de convênio firmado em agosto de 2010 entre a COPPE/UFRJ e a concessionária Rio Teresópolis – CRT, por meio da Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT foi possível a realização de estudos adequados à análise, classificação e mapeamento de pontos de risco e a implantação de campanhas de monitorações nos trechos considerados mais críticos na rodovia BR 116-RJ (Rodovia Rio Teresópolis), onde buscou-se explicitar os mecanismos que governam a instabilização de encostas e aterros a meia encosta situados ao longo desta rodovia e estabelecer critérios de alertas meteorológicos ao deslizamento.

Neste trabalho, realizou-se um estudo de caso referente a um movimento de massa, no km 29 rodovia BR 116/RJ – Pista 1, trecho no sentido Além Paraíba – Teresópolis - Rio de Janeiro, que corresponde a um dos locais instrumentados na

rodovia. Neste local, desde a implantação da rodovia observam-se movimentos que redundaram em danos e desnivelamento da pavimentação flexível existente. Verificaram-se movimentos verticais e horizontais na plataforma rodoviária com magnitudes elevadas.

Neste estudo, tem-se a disposição, resultados de investigação geotécnica realizada através de sondagens à percussão e rotativa, assim como monitoração topográfica operante desde dezembro de 2011. Dispõem-se também de uma monitoração mais completa, que foi implantada a partir de junho de 2012. Esta instrumentação consiste em duas seções de inclinômetros (6 verticais), medidores de nível d'água (2 pontos) e piezômetros elétricos e do tipo Casagrande (2 pontos cada). Efetuaram-se ensaios de cisalhamento direto em amostras coletadas no local. Foram realizadas retroanálises pelo método de Morgenstern-Price, empregando-se o software SLOPE/W da companhia canadense Geo-Slope International, buscando cotejar os resultados com as informações disponíveis. Posteriormente, avaliou-se a segurança à estabilidade global do talude, efetuando-se um estudo paramétrico do rebaixamento do nível freático, através de drenos sub-horizontais profundos, de forma a aumentar o fator de segurança a um nível satisfatório.

1.2. APRESENTAÇÃO DA MONOGRAFIA

Este trabalho é divido em oito capítulos conforme descrito a seguir.

O primeiro capítulo apresenta a relevância e o objetivo deste estudo. O segundo capítulo apresenta os aspectos gerais da região estudada, assim como da região no entorno do km 29, abordando sucintamente os dados geográficos, históricos, geológicos e geotécnicos.

No terceiro capítulo é feita uma revisão da literatura, ao qual é abordada a origem e formação dos solos residuais e coluvionares tão presentes nas encostas brasileiras. São mostrados também os tipos de movimentos de massa, as causas de escorregamentos, métodos de estabilização de taludes e análise de estabilidade de taludes em solo.

O quarto capítulo apresenta a metodologia adotada neste estudo. É feita uma descrição dos tipos de instrumentação e investigação geotécnica utilizada.

No quinto capítulo é feita a análise de movimentação da encosta estudada, na altura do km 29 da BR 116/RJ, obtidos através da monitoração periódica realizada no local.

O sexto capítulo descreve os ensaios de caracterização e de cisalhamento direto realizados através de amostra indeformada retirada no local e apresenta os resultados destes ensaios.

O sétimo capítulo consiste nas análises propriamente dita, em que são obtidos os parâmetros de resistência do solo, por retroanálise, seguida da análise de estabilidade da encosta no km 29 com a introdução de rebaixamento da linha freática através de drenos sub-horizontais profundos projetados de tal forma que eleve o fator de segurança a um valor satisfatório.

O capítulo 8 apresenta as conclusões e considerações finais desse trabalho.

2. ASPECTOS GERAIS DA REGIÃO ESTUDADA

2.1. DADOS GEOGRÁFICOS E HISTÓRICOS

A Rodovia BR-116/RJ, situa-se na porção Centro-Sul do Estado do Rio de Janeiro, e possui extensão aproximada de 140 km entre Além Paraíba (km 0) na divisa com o Estado de Minas Gerais, e a Rodovia BR-040/RJ (km 144,5) em Saracuruna, sendo denominada, neste trecho, Rodovia Santos Dumont.

Em seu trajeto, a rodovia cruza os municípios de Sapucaia, Sumidouro, São José do Vale do Rio Preto, Teresópolis, Guapimirim, Magé e Duque de Caxias, ligando vários distritos e vilarejos desses municípios (Figura 2.1).

Esta rodovia interliga duas importantes regiões do país – Sudeste e Nordeste - e desempenha papel fundamental para logística de distribuição agrícola e ao grande volume de tráfego em feriados e finais de semana devido ao caráter turístico da região da Serra dos Órgãos e adjacências.

Historicamente, a ligação rodoviária entre Rio de Janeiro e Teresópolis, data aos tempos do Império. A origem da Rio-Teresópolis - Além Paraíba é a ligação do Rio a Minas Gerais, caminho que encurtava em quatro dias a viagem entre as duas províncias. Ao longo dos anos, foi conhecida como Estrada Nova de Minas, Estrada Imperial e Estrada Direta (Figuras 2.2a, 2.2b e 2.2c).

Segundo dados históricos disponibilizados pela Concessionária Rio-Teresópolis (CRT), em 1908 foi implantada no trecho a Estrada de Ferro Therezopolis, que seguia do Cais da Piedade, em Magé, até o Soberbo. Quem partia do Rio de Janeiro seguia até o município da Baixada Fluminense em barcas saídas da Praça XV, na região central da Capital.

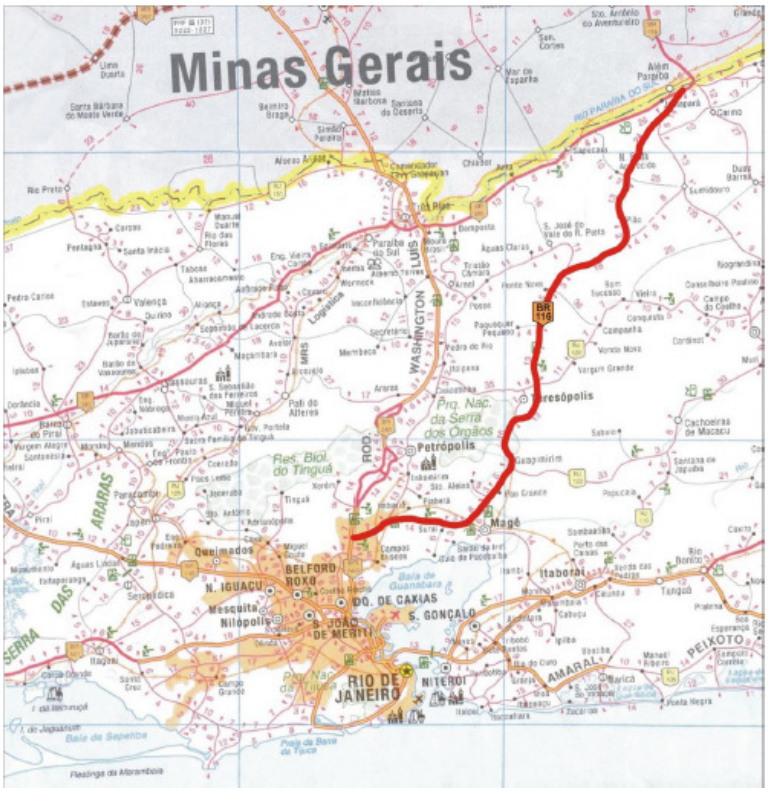


Figura 2.1: Rodovia BR 116/RJ no trecho entre Além Paraíba (km 2,1) e Saracuruna (km 144,5).

A viagem até Teresópolis incluía a "aventura" da troca de locomotiva para que se transpusesse o terreno íngreme da serra, e seguisse até a Estação do Alto (atual Praça Higino da Silveira). Dali para se chegar à Várzea, no centro da cidade serrana, usavam-se charretes ou carretões, normalmente puxados por burros, o marco inicial do transporte público em Teresópolis.

A obra que finalmente ligaria, de forma rápida e direta, Teresópolis ao Rio, com uma via que transpusesse o trecho da Serra dos Órgãos, foi autorizada em 1955, pelo antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), hoje DNIT. O engenheiro Pierre Berman, auxiliado pelo irmão Raul Berman, ficou encarregado de colocar o projeto em prática.

Antes da construção do trecho da serra havia a necessidade de se acessar a cidade de Petrópolis e a partir da ligação por Itaipava para chegar a Teresópolis, numa viagem que durava cerca de 3h30.

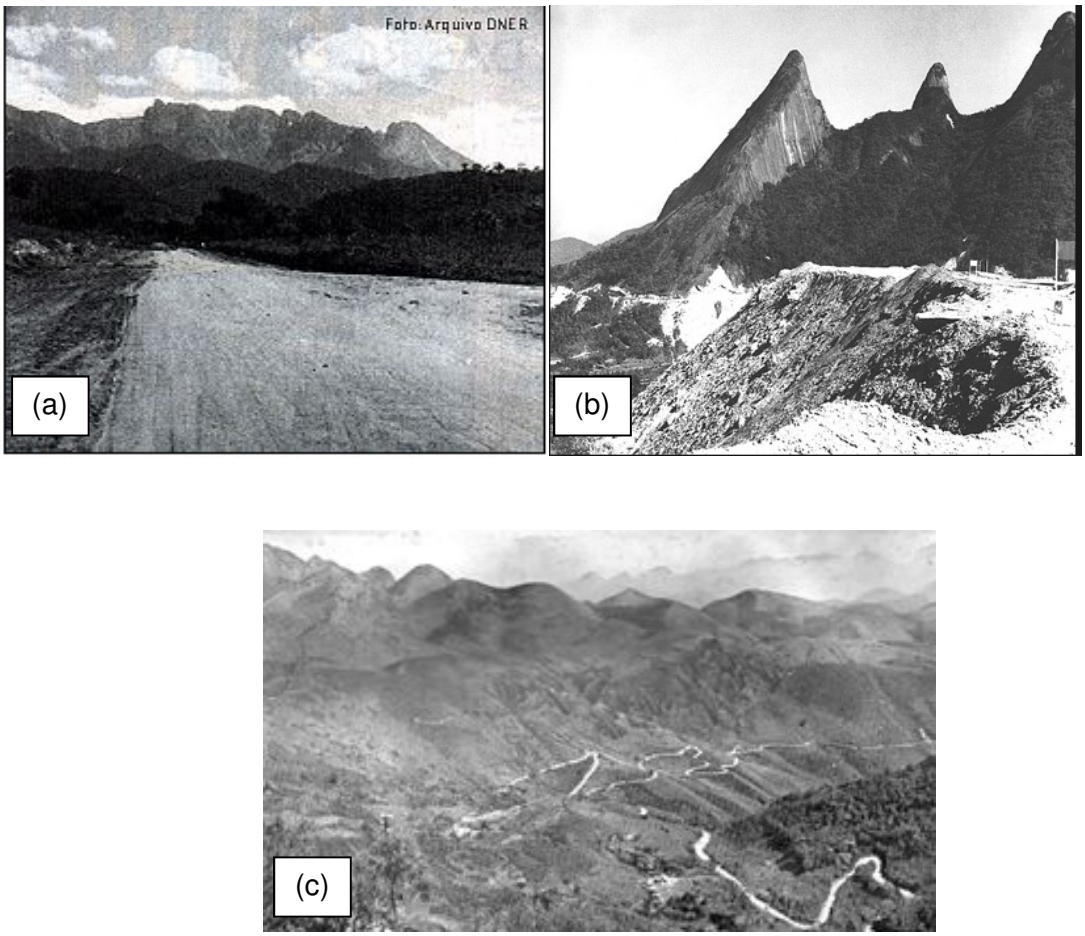


Figura 2.2: Fotos históricas da BR 116/RJ [1].

A Rio-Teresópolis foi incluída como BR-4 (atual BR-116/RJ) no Plano Rodoviário Nacional, passando pela Baixada Fluminense, depois por Teresópolis, seguindo até São José do Além Paraíba e, dali, para o Norte do país. O trecho da Serra da Rio-Teresópolis-Além Paraíba foi inaugurado a 1º de agosto de 1959, em grande festa que contou com a presença do presidente Juscelino Kubstichek.

Também sob a administração do DNER, além do atual traçado da serra (1956/1959), foram construídos o trecho Teresópolis-Além Paraíba (1958/1974) e duplicado o trecho entre Duque de Caxias e o início da serra (1973 /1981).

1 - Disponível em: <http://www.crt.com.br/conteudo_view.asp?id=9981&secao=Hist%C3%B3ria+>

Em agosto de 1995, foi concluída a concorrência do DNER para a administração da rodovia e a CRT - Concessionária Rio-Teresópolis S/A, desde 22 de março de 1996, administra a via.

2.1.1. Trecho em Estudo (Km 29)

A área de estudo situada no município de Sapucaia, está localizada na altura do Km 29 da rodovia BR 116/RJ – Pista 1, trecho no sentido Além Paraíba – Teresópolis - Rio de Janeiro (Figura 2.3a , 2.3b e 2.4).

Segundo informações, as movimentações do maciço montanhoso de montante iniciaram-se em meados do ano de 1976, e após a construção da rodovia foi instalada uma ostensiva sinalização horizontal de advertência ao usuário, assim como uma placa que indicava o trecho em observação, com o objetivo de alertar aos usuários da via sobre uma ondulação existente no trecho e um extenso trincamento na pavimentação que traziam riscos a passagem de veículos.

Após o período de advertência, ao final do ano de 1977, o então DNER executou obras no local com a tentativa de mitigar os riscos deste evento geotécnico que consistiam na construção de um bueiro tubular localizado no centro daquele que parecia ser o trecho com maiores movimentações, e logo depois com a construção de um dreno profundo na faixa de domínio da rodovia em lado de montante.

Mesmo com essas intervenções, não foram verificados ganhos significativos de segurança, e no ano de 1978 o proprietário do terreno no topo da encosta foi convencido a realizar obras de drenagem superior na forma de valetas e canais em solo, com o objetivo de diminuir a infiltração de água no alto do maciço, com isso o DNER executou novas valetas ao lado da plataforma para dar vazão para a água que chegava mais rapidamente à base da encosta.

Diante desta análise, ficou evidente já naquela época que intervenções somente em drenagem não seriam suficientes para promover o equilíbrio deste movimento de massa e então já em 1980 a ideia de estabilização completa foi um pouco abandonada devido aos elevados custos para estabilizar aquele trecho problemático assim como sobre as incertezas se a construção de uma ponte como opção de passagem lateral de traçado poderia atender melhor aos requisitos técnicos associados a um custo competitivo frente aos sistemas de estabilização da encosta.

Neste trecho, além das ondulações verticais (Figura 2.5a a 2.5c), apareceram deslocamentos laterais com fuga de toda a plataforma rodoviária, tornando mais urgente uma operação de grande porte e uma ampla investigação geotécnica.

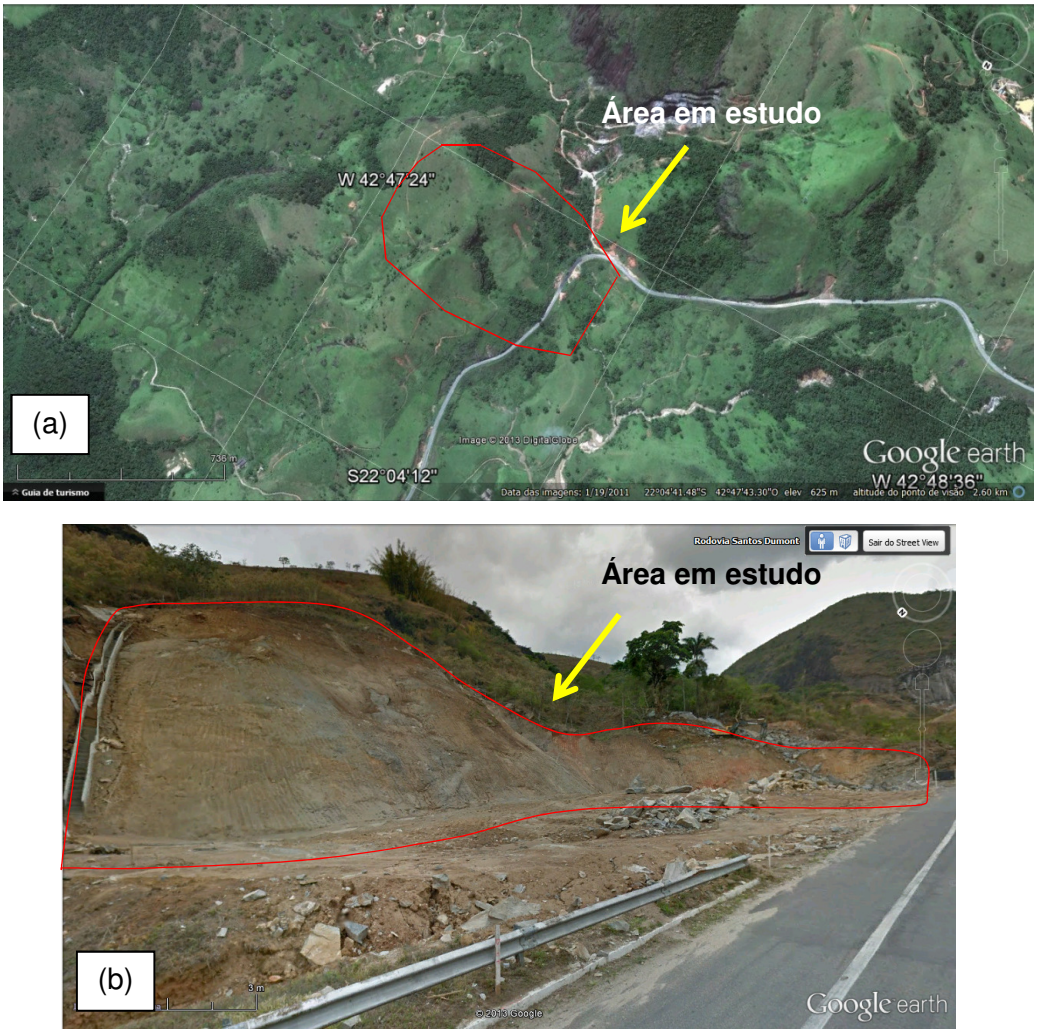


Figura 2.3: km 29 da rodovia BR 116 – RJ com área de estudo demarcada.

Na Figura 2.6 é mostrada a topografia da região, com curvas de nível traçadas a cada metro.

Em 2011 iniciaram-se obras para estabilização no trecho (Figuras 2.7a e b), que incluíam escavação, contenção, drenagem. No entanto, as intervenções não se mostraram suficientes para garantir a estabilização do trecho.

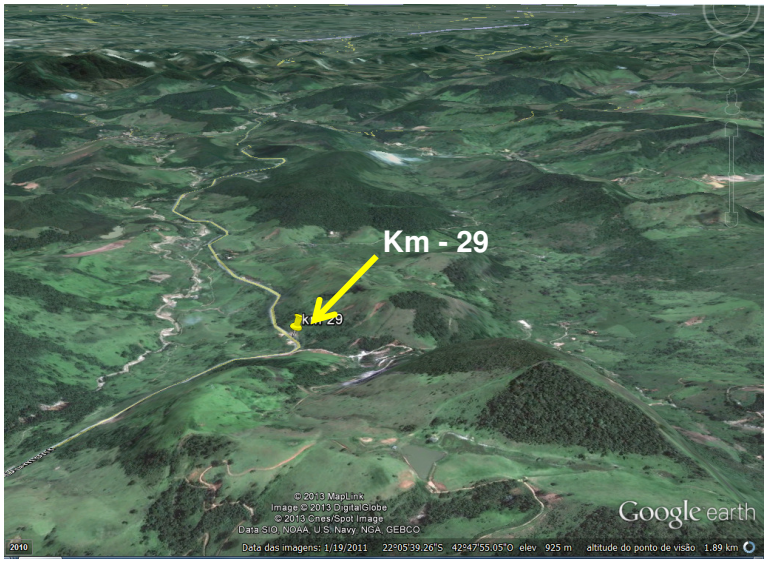


Figura 2.4: Geomorfologia da região no entorno da BR116/RJ.

Figura 2.5:Indícios de movimentação no talude do km 29 da BR116/RJ.

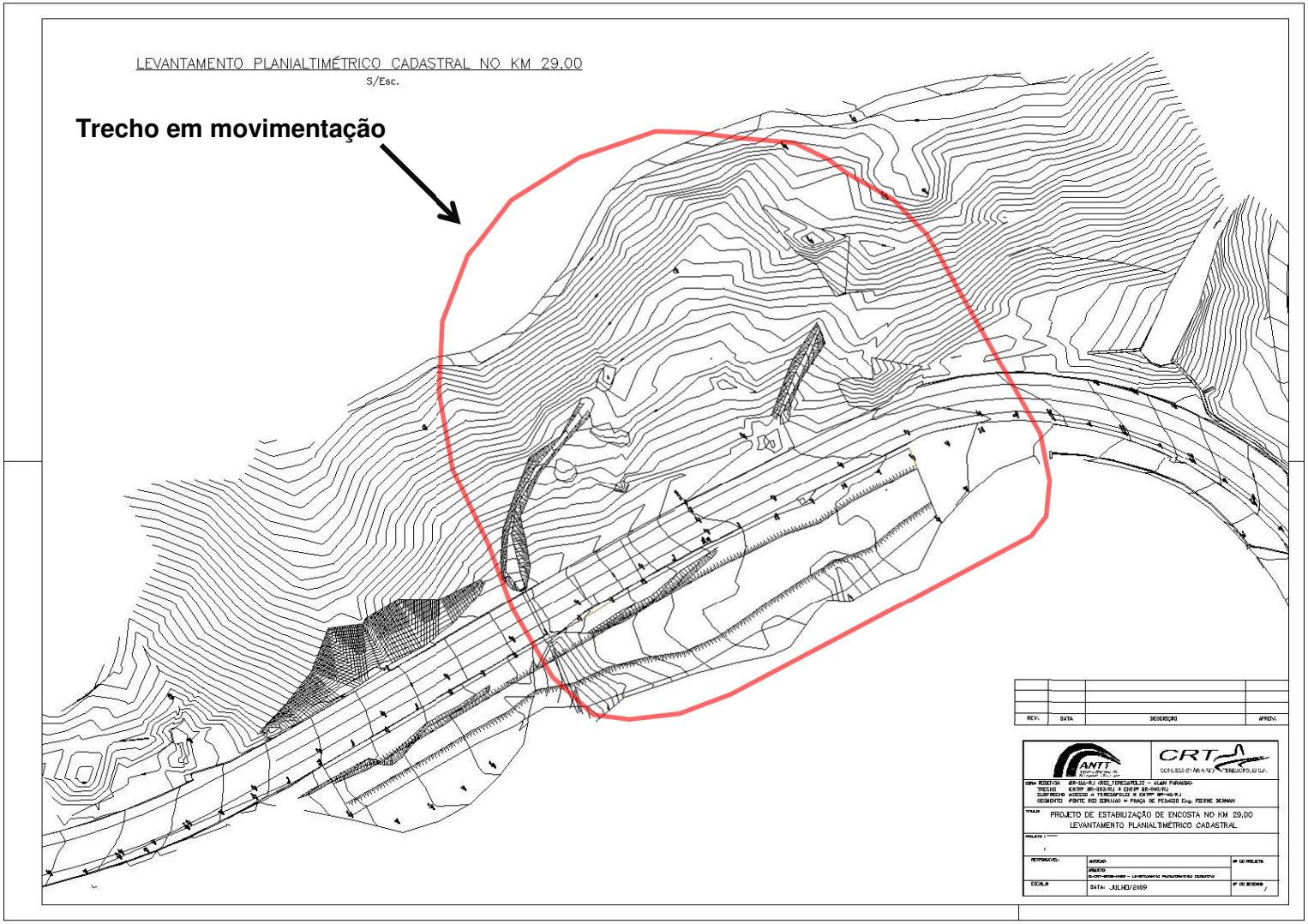


Figura 2.6: Topografia da região ao longo do km 29 da rodovia BR 116/RJ (Curva de nível a cada 1m).

Após as escavações e antes da implantação do muro de gabião contemplado pelo projeto, foi iniciada a remoção das camadas da pavimentação, incluindo parte do subleito. Ao atingir cerca de 1m de profundidade a ruptura da encosta deflagrou-se por alívio de tensão na base e os deslocamentos horizontais e verticais causaram deformações visíveis na plataforma rodoviária (Figuras 2.7a e 2.7b). Os movimentos intensificaram-se com as chuvas. Ao longo de cerca de 120 m de extensão, verificaram-se nas duas pistas do corpo estradal significativas trincas e maiores desnivelamentos.

Figura 2.7: Obras para remediação do movimento de encosta realizadas em 2011.

Na Figura 2.8a e 2.8b pode ser visualizado a canaleta implantada antes das obras e que por efeito da movimentação da encosta, apresentavam-se completamente danificada.

Figura 2.8: Danos aos elementos de drenagem decorrente da movimentação da encosta.

A movimentação que chegou a atingir cerca de 15cm/dia foi reduzida com a implantação de drenagem superficial à montante e de rachão no trecho da plataforma

escavada. Tal camada também teve como objetivo facilitar a drenagem subterrânea (Figura 2.9).

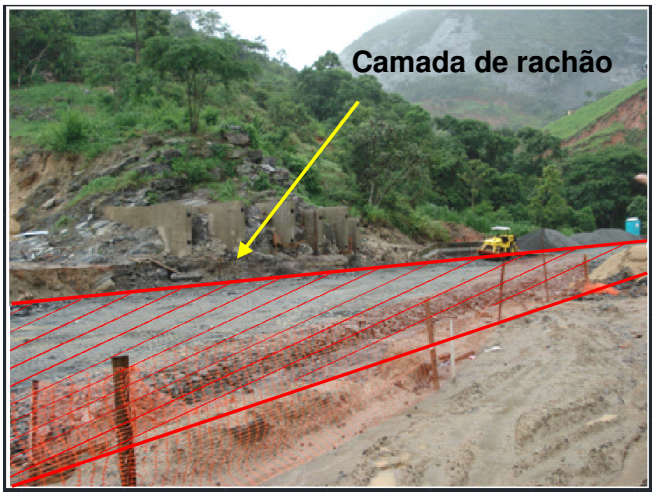


Figura 2.9: Camada de rachão na base da encosta.

2.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS/ GEOTÉCNICOS DA REGIÃO

Segundo FERNANDES E AMARAL (1996), várias feições geológicas e geomorfológicas podem atuar como fatores condicionantes de escorregamentos, determinando a localização espacial e temporal dos movimentos de massa nas condições de campo. Segundo esses autores, destacam-se as seguintes feições: fraturas, falhas, foliações e bandamento composicional, descontinuidade no solo, entre outros.

O trecho da rodovia BR 116/RJ, Rio–Teresópolis – Além Paraíba, percorre terrenos com geomorfologia variada. Para todo esse trecho existem três grandes compartimentos geomorfológicos contrastantes (Figura 2.10):

- Baixada da Baía de Guanabara

  Trecho 1 - Km 144,000 ao 104,000.

- Escarpa da Serra dos Órgãos

  Trecho 2 - Km 104,000 ao 089,000.

- Escarpa Reversa do Planalto da Região Serrana

  Trecho 3 – Km 089,000 ao 002,000.

A unidade geomorfológica do trecho em estudo (km 29), é pertencente a escarpa reversa do planalto da região serrana e corresponde ao trecho 3 conforme mostra a Figura 2.10. Esta unidade configura-se num relevo transicional entre o graben do médio-baixo curso do rio Paraíba do Sul e o relevo amorreado montanhoso do planalto reverso da Região Serrana. Esse escarpamento estende-se, numa direção geral WSW-ENE, paralelamente à escarpa da Serra do Mar (ALMEIDA et al., 1976).

Nessa unidade é predominante a ocorrência de gnaisses, migmatito e milonitos fortemente metamorfizados e tectonizados, e seus mantos de alteração apresentam-se mais espessos nas áreas em centro de depressões, tornando-se mais escassos ou mesmo inexistentes nas escarpas da serra.

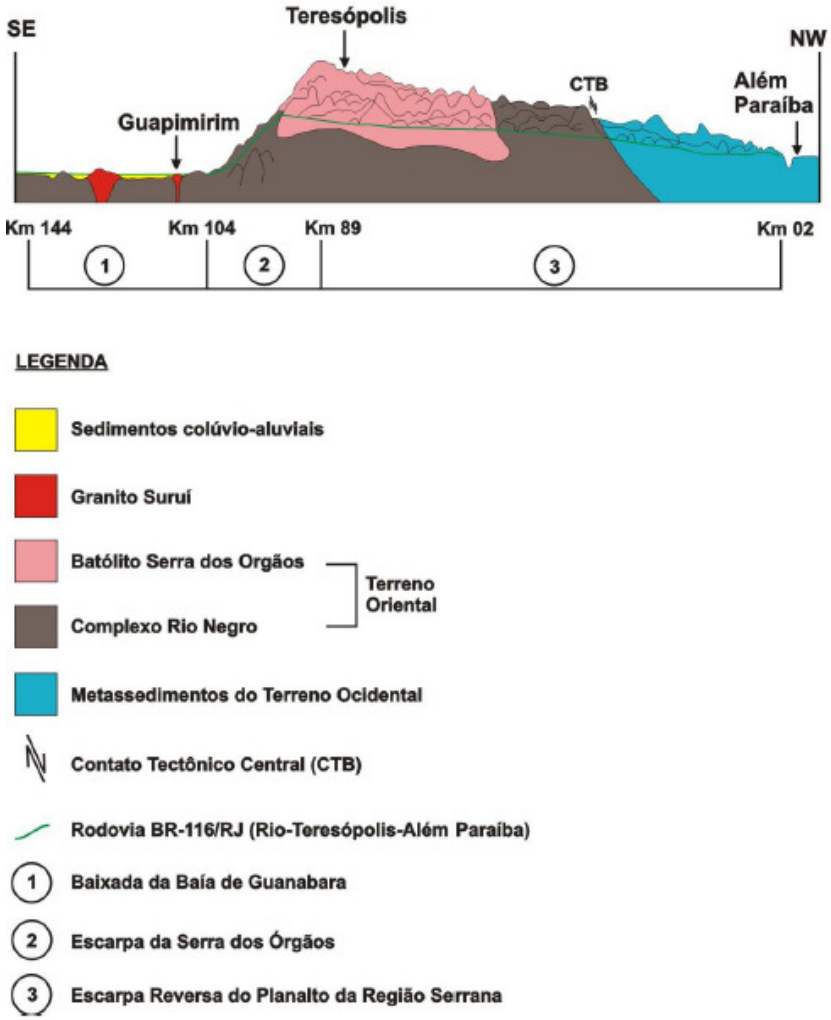


Figura 2.10: Perfil longitudinal esquemático da rodovia BR-116/RJ trecho Rio - Teresópolis - Além Paraíba.

A evolução dos processos de decomposição nestas rochas tende a produzir uma sequência de alteração gradual perfeita, constituindo camadas de solo superficiais, passando pelos horizontes saprolíticos ou de alteração, até rochas muita alteradas, e topo rochoso. Porém, não existindo um desenvolvimento gradual e contínuo do manto de intemperismo, formam-se descontinuidades abruptas entre solos e rochas, constituindo superfícies preferenciais de escorregamentos.

O trecho 3 da rodovia BR- 116 alterna a presença de taludes de corte em solo residual e rochas fraturadas com problemas relativos à erosão e escorregamento, desplacamento e queda de blocos, e taludes de aterro, com problemas de trincas e abatimento, erosão/solapamento. Para os taludes de corte em rocha os planos de xistosidade/foliação interceptados pelos planos de fraturas e juntas de alívio assumem elevada importância no condicionamento dos eventos geotécnicos registrados.

Foram elaboradas três seções transversais principais com a geologia revelada pelas sondagens profundas realizadas, inclusive amostrando as rochas do substrato rochoso regional, ao qual consta no anexo 1 (um) deste presente estudo. A seção mais elucidativa (Figura 2.16) foi a que mais se aproximou da região conflagrada, ou seja, aquela que apresenta maiores danos na pista, tendo sido denominada de Seção Geológica S-16, e incorpora as sondagens SPR-05, SPR-06 e SPR-07 e nela podem ser estabelecidas simplesmente três camadas geológicas principais, além do elevado nível de água encontrado em setembro de 2011, um mês ainda bem seco e antes da estação chuvosa anual, que só se inicia por volta do mês de novembro.

A Figura 2.16 mostra o perfil geológico típico do trecho em estudo, existente antes das intervenções realizadas em 2011. A primeira camada de solo é constituída de uma argila siltosa marrom, com até 7,75m de profundidade, sendo esta camada a formadora do corpo de tálus, misturada com solo residual maduro (avermelhado), com porções arenosas. Os blocos de rochas rolados (matacões) e acumulados foram removidos por ocasião da obra ocorrida em 2011.

Abaixo desta camada de tálus, existe uma camada de solo residual jovem e uma porção relativamente pequena de solo residual maduro, que se encontra pressionada pelo rastejo do corpo de tálus, o qual a impulsiona lateralmente e para cima, conforme a Figura 2.16 mostra, e que formam a separação do substrato rochoso regional que as sondagens realizadas revelaram. Através de observação dos perfis de sondagem, foi possível constatar a presença marcante do substrato rochoso regional, com pouca profundidade, e quase aflorando no furo de sondagem SPR -07 (anexo 2).

Além de bloquear o movimento transversal e impulsionar, por consequência, o movimento ascensional, a cavidade lá formada sobre o perfil rochoso do substrato regional e as feições daquela rocha sã, não alterada não garantem uma drenagem automática e em tempo para a encosta inferior de modo a desativar o lento e persistente rastejo.

Em conjunto com esta seção geológica principal acima analisada, foram estudadas mais duas outras, denominadas de Seção Geológica S-13 e Seção Geológica S-10, que foram geradas pelo equacionamento geológico simultâneo das sondagens SPR-01, SPR-02, SPR-03, SPR-04 e SPR-08, SPR-09, SPR-10 respectivamente, e que compõe o anexo um e anexo dois deste trabalho, respectivamente.

Durante o presente trabalho, conforme visita realizada no local em estudo no dia 30/04/2013, verificou-se em superfície, uma camada de rocha bastante alterada assim como a presença de matacões e blocos de rocha fraturados (Figura 2.11) nas regiões a meia encosta.

Foi realizada uma medição expedita, com bússola, do ângulo de mergulho da estratificação do maciço causada pela foliação dos minerais composicionais da rocha matriz, e que se encontra bastante alterada em alguns trechos. Foi encontrado um ângulo de mergulho de aproximadamente 30° com o plano horizontal e com sentido favorável a movimentação conforme podemos observar na Figura 2.13.

Na porção superior do talude próxima a canaleta de crista instalada por ocasião das obras realizadas em 2011, foram observados desnivelamento na retilineidade da canaleta construída e significativas trincas que evidenciam o mecanismo de movimentação já deflagrado (Figura 2.14a e 2.14b). Em regiões próximas aos flancos do talude em análise, foi observada surgência d´água que percola, em superfície, por um longo trecho do corpo do talude até o pé (Figura 2.15).

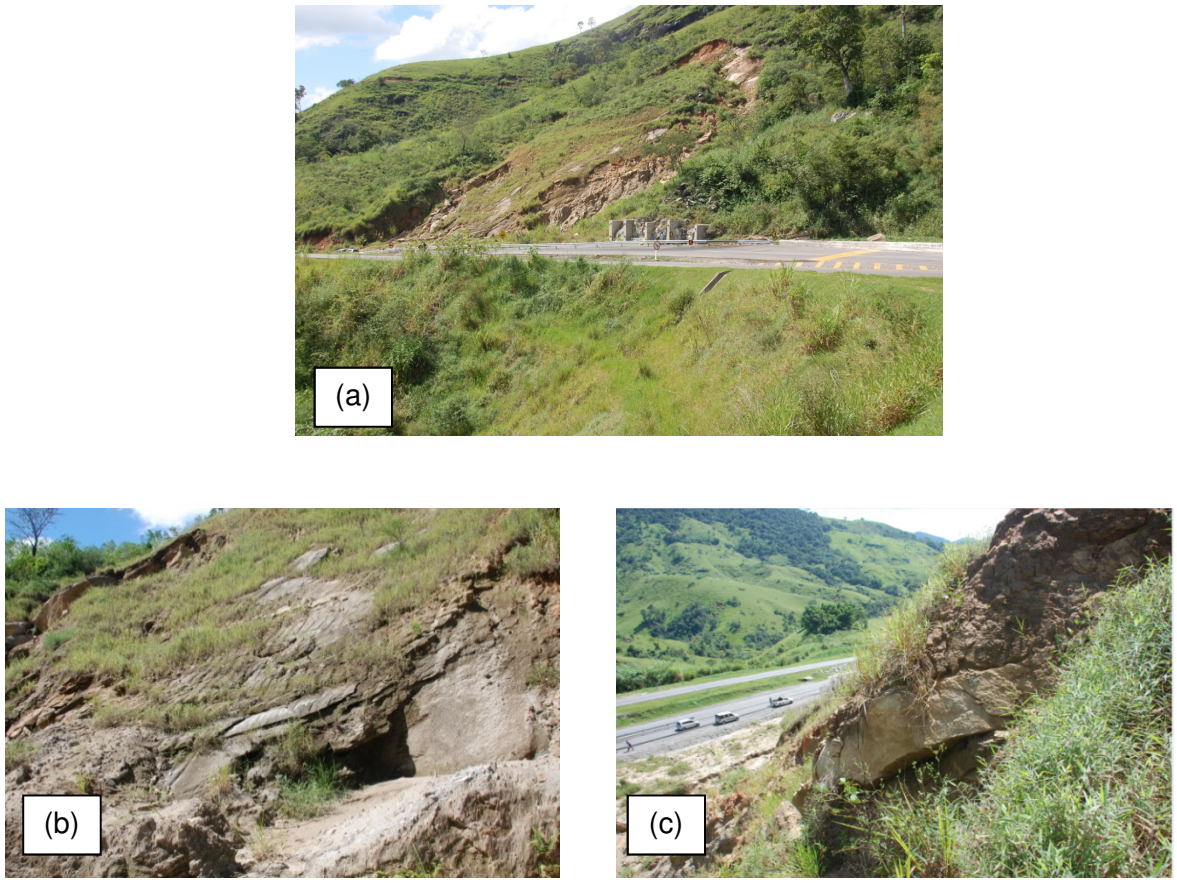


Figura 2.11: (a) Cicatriz de deslizamento no talude em estudo; (b) Desplacamento no afloramento de rocha; (c) Contato rocha alterada com solo residual.

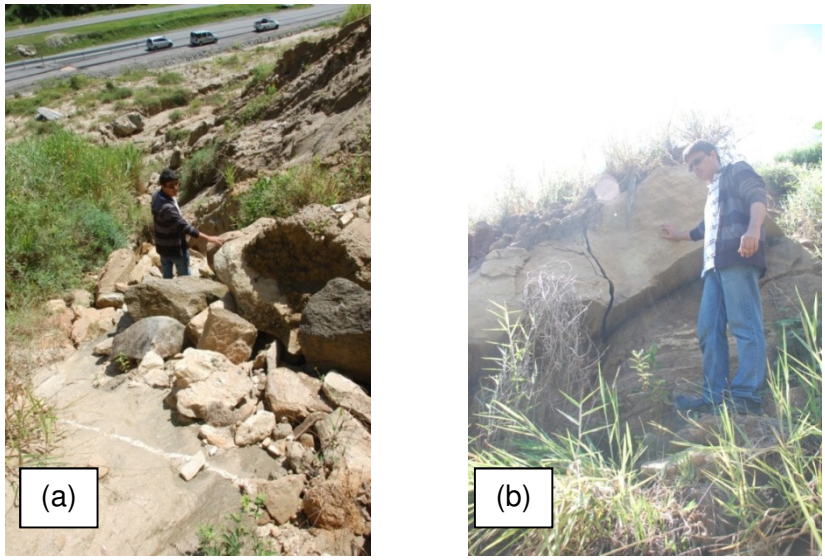


Figura 2.12: (a) Blocos de rocha presente e (b) Intenso fraturamento em maciço de rocha aflorante.

Figura 2.13: Medição expedita do ângulo de mergulho da estratificação do maciço rochoso.

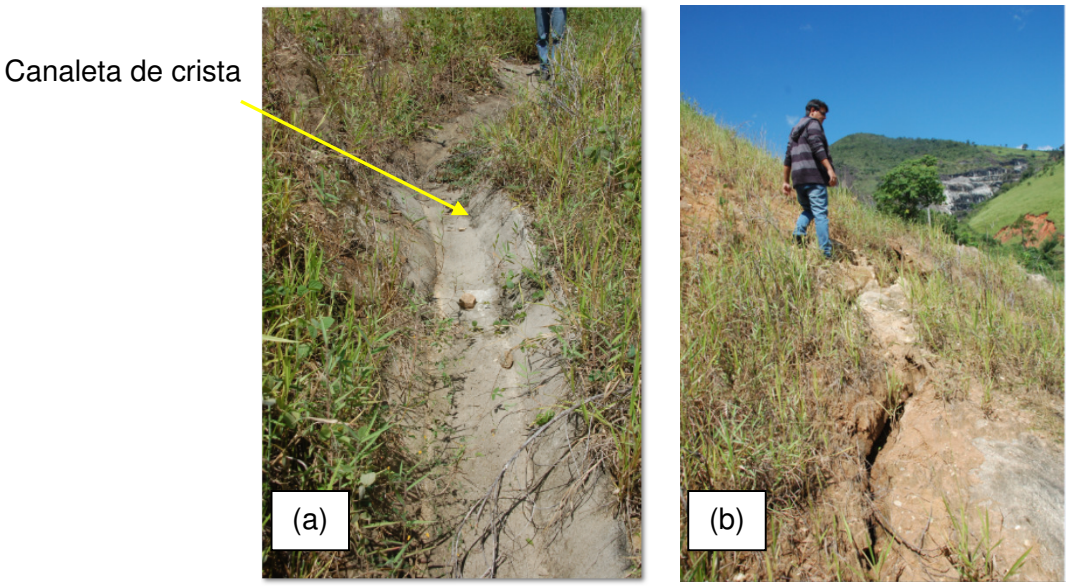


Figura 2.14 (a) Canaleta com alteração na retilineidade devido a movimentação do talude e (b) Deslocamento relativo no topo do talude.

Figura 2.15: Material saturado devido à surgência d´água observada no local.

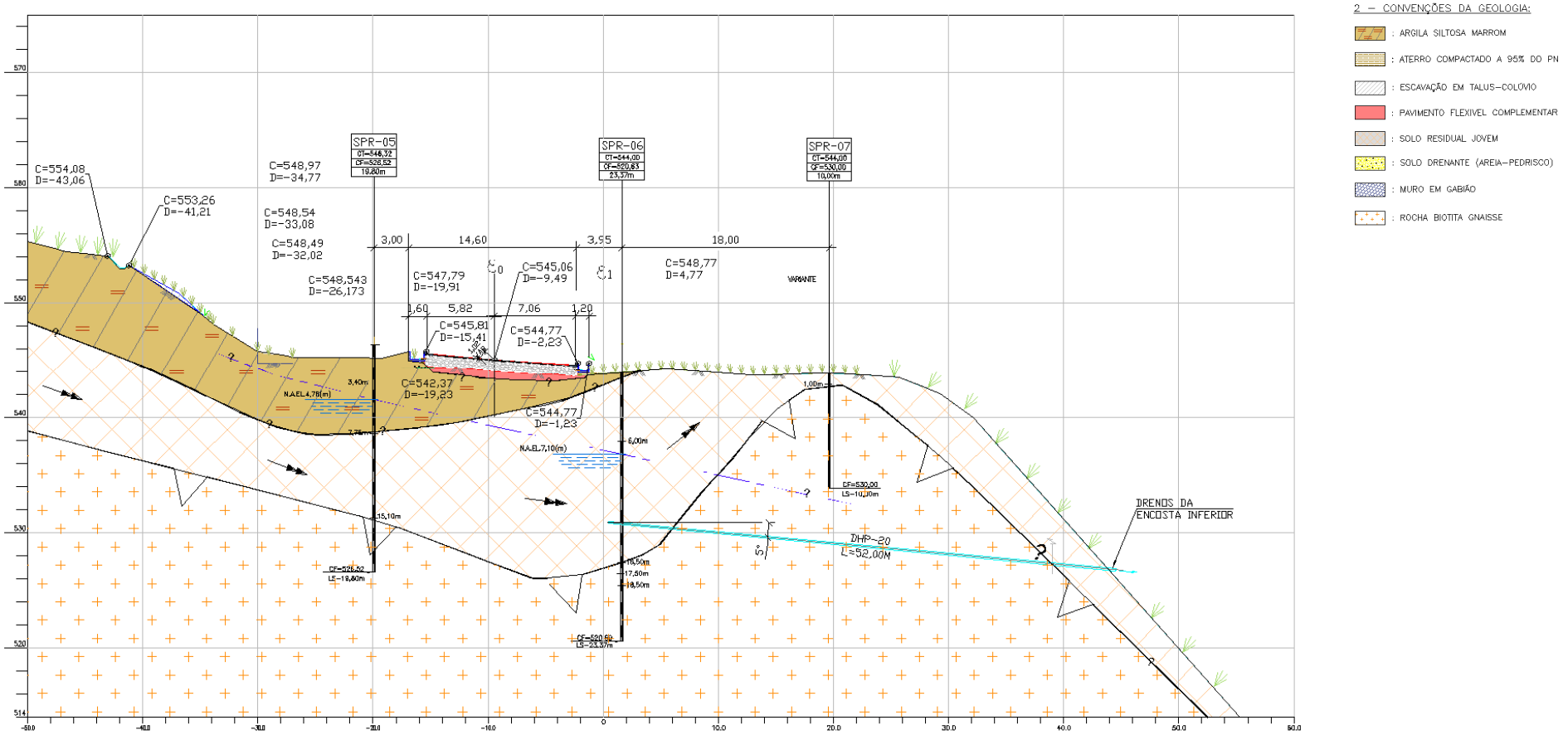


Figura 2.16: Perfil geológico típico – BR116/RJ km 29.

3. ANÁLISE DE ENCOSTAS NATURAIS

As metodologias de análise de estabilidade de taludes naturais permitem verificar a condição de segurança de taludes e avaliar a necessidade de medidas de estabilização preventivas ou corretivas nestes maciços. Os métodos existentes podem ser baseados em equilíbrio limite, assim como fundamentados em análises numéricas (SMITH e GRIFFITHS, 2004).

Para a análise de estabilidade de taludes utilizando um método de equilíbrio limite é suficiente somente informações sobre a resistência do solo e sobre a geometria do talude, onde não é levado em conta o comportamento tensão deformação do solo, porém os resultados obtidos não fornecem informações sobre o movimento do maciço.

Nas análises numéricas são utilizados recursos computacionais baseados no método dos elementos finitos (MEF), no método das diferenças finitas (MDF), ou método dos elementos de contorno. São consideradas as equações de equilíbrio, compatibilidade, relações entre tensão deformação e resistência do solo.

É possível também, nos casos de retroanálise de taludes rompidos, naturais ou construídos pelo homem, possibilitar a reavaliação de parâmetros de resistência do solo que eventualmente foram adotados em projeto. Em uma retroanálise, é admitido que o fator de segurança igual a unidade, pois nesta situação o processo de instabilização já foi deflagrado. As condições de geometria do talude e poropressão são consideradas, de tal forma que é possível determinar os parâmetros médios de resistência do material para este fator de segurança unitário.

3.1. ENCOSTAS NATURAIS

As encostas naturais são caracterizadas por superfícies inclinadas resultado da combinação de diversos fatores geológicos ou naturais. De acordo com sua formação geológica e, consequentemente a sua inclinação, as encostas naturais podem se comportar de diferentes maneiras ao longo do tempo quando sujeitas a ações antrópicas e em virtude de seu contato com a água. Nas regiões sudeste do Brasil, em virtude do clima que caracterizam o estado médio da atmosfera nestes locais, é verificado nas encostas, um perfil de intemperismo composto de rochas nas camadas

mais profundas até o solo residual na superfície, assim como a presença de colúvio e tálus em algumas situações.

3.1.1. Solos Residuais

Solo residual é chamado de todo solo proveniente da decomposição resultante do intemperismo físico, quando a rocha matriz é fragmentada por processos mecânicos que não mudam sua composição química e intemperismo químico, quando os minerais de uma rocha são quimicamente alterados ou dissolvidos, e o qual esse material resultante da intemperização não é removido do seu local de origem por um agente de transporte, como: Ar, água e ação da gravidade.

Pode-se afirmar que a espessura de um perfil de solo residual depende da intensidade dos processos associados ao intemperismo. Em regiões com predominância de temperaturas elevadas associadas a chuvas de grande intensidade é mais relevante o intemperismo de origem química, o que resulta perfis de solos residuais mais profundos.

Segundo DEERE E PATTON (1971) e VARGAS (1971), um perfil de solo residual pode ser divido em zonas de intemperismo, como apresentado na Figura 2.15, onde é visualizado um perfil típico de solo residual da região sudeste do Brasil.

Observa-se, segundo o perfil mostrado na Figura 3.1, que a estrutura e as partículas do solo sofrem progressivas modificações à medida que o solo evolui como consequência dos processos de intemperismo físico e químico, onde os minerais primários da rocha matriz são transformados em minerais secundários, restando apenas os mais resistentes.

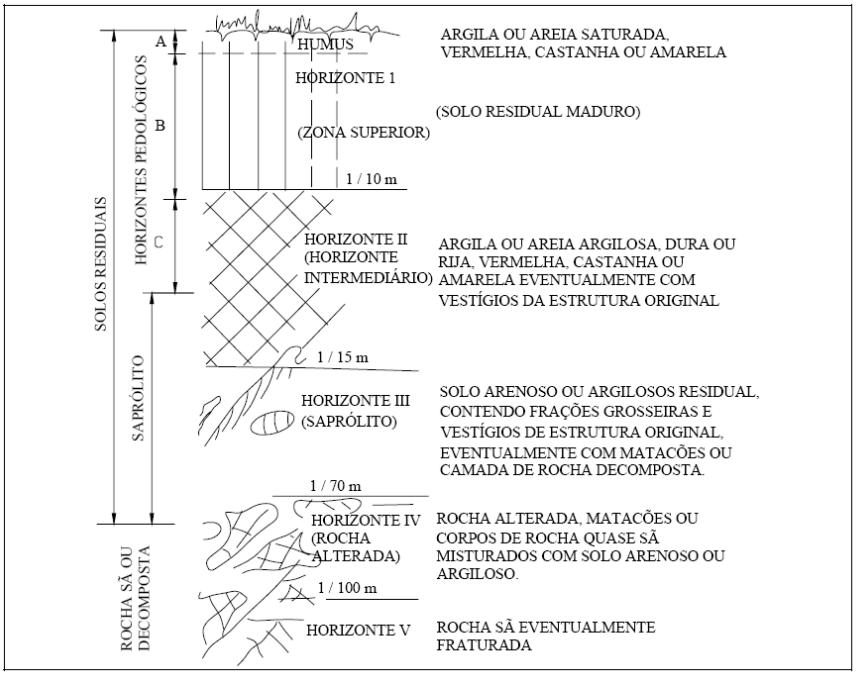


Figura 3.1: Perfil típico de intemperismo em rocha granítica da região sudeste do Brasil (VARGAS, 1974).

3.1.2. Solos Coluvionares e Tálus

LACERDA (1985) define colúvio como sendo um depósito composto blocos e/ou grãos de quaisquer dimensões, transportados por gravidade e acumulados no pé ou a pequena distância de taludes mais íngremes. O autor ainda ressalta que os tálus são casos particulares de colúvio, nos quais os blocos de rocha não estão envolvidos por uma matriz de solo. Esta definição é concordante com AZAMBUJA (1963).

A) Colúvio:

No Brasil, a definição de colúvio mais referenciada é a de LACERDA e SANDRONI (1985) que consideram colúvio como um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou à pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas (Figura 3.2). LACERDA (2002) considera que o termo colúvio abrange os tálus, as massas escorregadas, os detritos de avalanches e, ainda, os produtos de erosões causadas pelo fluxo superficial da água de chuva depositados em taludes, também conhecido como alúvios. Porém o termo alúvio melhor se aplica ao solo transportado por água e depositado em corpos hídricos.

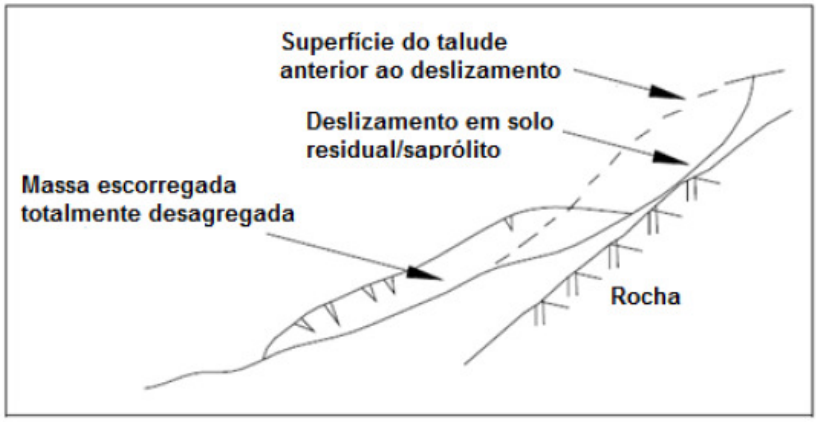


Figura 3.2: Colúvio proveniente de deslizamento, com desagregação de solo residual (LACERDA, 2002).

B) Tálus

São depósitos de rochas não consolidados, constituído de material incoerente, heterogêneo e provenientes de material intemperizado e deslocado pela ação gravitacional resultando em solos pouco espesso, o que restringe a ocorrência de tálus ao sopé de encostas de forte declividade. Um depósito de tálus normalmente não possui estratificação e como são grandes as massas que se acumulam progressivamente ao longo do tempo, à medida que seu peso aumenta este depósito inicia um movimento gradativo, conhecido como rastejo ou creeping.

3.1.3. Comportamento na Ruptura dos Solos Residuais e Coluvionares

Em maior parte dos casos, a ruptura de taludes em solos residuais se dá de forma brusca, onde nenhum indício de movimento é observado no maciço, ao contrário do que ocorre nos solos coluvionares saturados, onde a ruptura após o desenvolvimento de significativas deformações (Figura 3.3).

Observa-se assim, maiores registros de acidente envolvendo solos residuais como apontou VARGAS (1999) em virtude da consequência do comportamento tensão deformação destes solos. No seu comportamento in situ, as tensões nestes materiais alcançam a resistência máxima com pequenas deformações, seguida de súbita redução após este pico. Nos solos coluvionares, está condição de ruptura é alcançada após grandes deformações, fenômeno este que pode explicar os grandes movimentos que se observam antes que ocorra um deslizamento envolvendo um significativo volume de material (SOUZA NETO et AL, 2001)

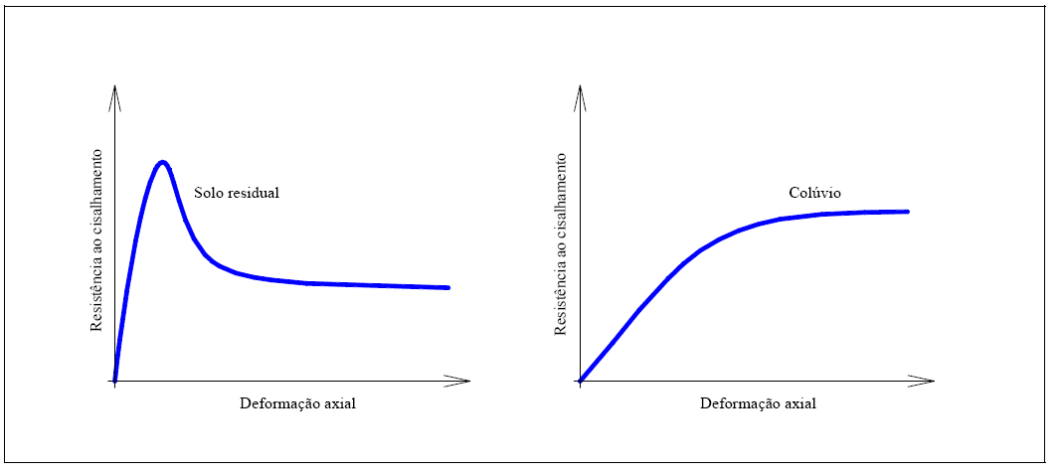


Figura 3.3: Comportamento típico tensão cisalhante X Deformação axial para solos residuais e coluvionares para condições de campo (AGUIAR, 2008).

3.2. MOVIMENTOS DE MASSA

Existem diversas classificações para movimento de massa, também chamado de movimento coletivo de solo ou rocha, que foram propostas por pesquisadores no Brasil e no exterior. Trabalhos como os de VARNES (1958, 1978), HUTCHINSON (1968), GUIDICINI e NIEBLE (1984), TURNER e SCHUSTER (1996) abordam de maneira completa os sistemas classificatórios de movimento de massa. Para um estudo mais completo dos tipos de movimento de massa, recomenda-se a leitura de GUIDICINI e NIEBLE (1984).

Os tipos de movimentos de massa que ocorrem com maior frequência em nosso meio, como mostram as Figuras 3.4 a 3.7, podem resumidamente serem assim descrito:

a) Escorregamento Translacional:

O escorregamento planar (Figura 3.4), segundo GUIDICINI e NIEBLE (1983), se massas de solos possuírem anisotropias acentuadas em seu interior, eventuais escorregamentos que nelas ocorram irão provavelmente apresentar plano de movimentação condicionado a tais anisotropias, com movimentos essencialmente de translação do maciço em movimento. Neste caso, o os escorregamentos podem ocorrem em taludes mais abatidos e são geralmente extensos, podendo atingir centenas ou milhares de metros.

As ocorrências mais comuns, segundo BECKER (2011), acontecem em taludes com finas camadas de solo residual sobre a rocha, taludes em solos residuais espessos com planos de fraqueza reliquiares de atitude desfavorável, taludes com finas camadas de solo menos resistente de atitude desfavorável e camadas pouco espessas de solos coluvionares sobre solo residual.

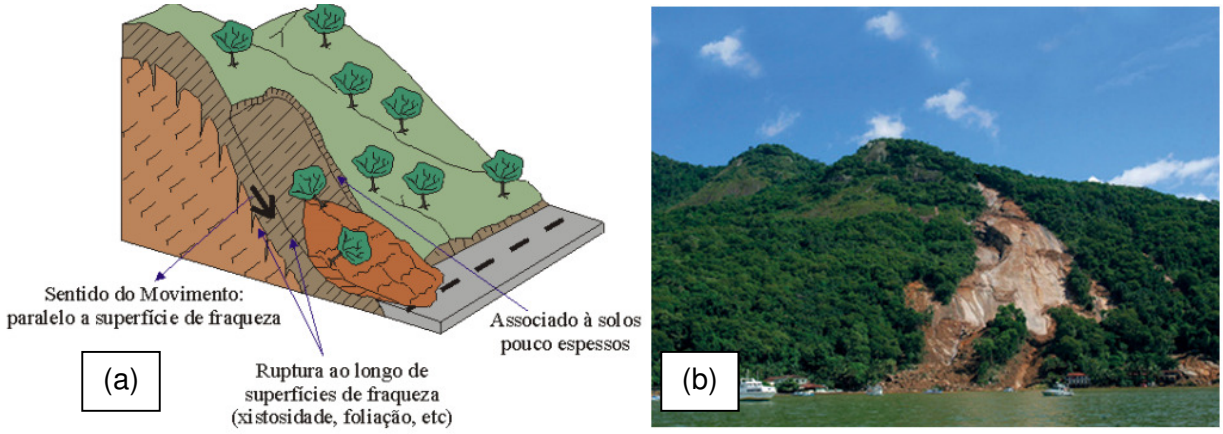


Figura 3.4: (a) Esquema de escorregamento (INFANTI JR & FORNASARI FILHO, 1998 *apud* MORATORI, 2009) e (b) Foto de escorregamento na enseada do Bananal, Ilha Grande em Angra dos Reis, na passagem do ano de 2009 para 2010 (ROOSEWELT PINHEIROS).

b) Escorregamento Rotacional

Neste tipo de movimento de massa (Figura 3.5), o escorregamento desenvolve-se segundo uma superfície aproximadamente em arco de circunferência (ou cilíndrica). O colapso da massa ocorre por haver ruptura ao longo da superfície de deslizamento e rotação em torno de um ponto O.

GUIDICINI e NIEBLE (1983) explicitam que o escorregamento rotacional de solo é um fenômeno verificado nas encostas brasileiras, mobilizando geralmente o manto de alteração. São movimentos catastróficos, causado pelo movimento subido do solo residual que recobre a rocha, ao longo de uma superfície qualquer de ruptura, ou ao longo da própria superfície da rocha.

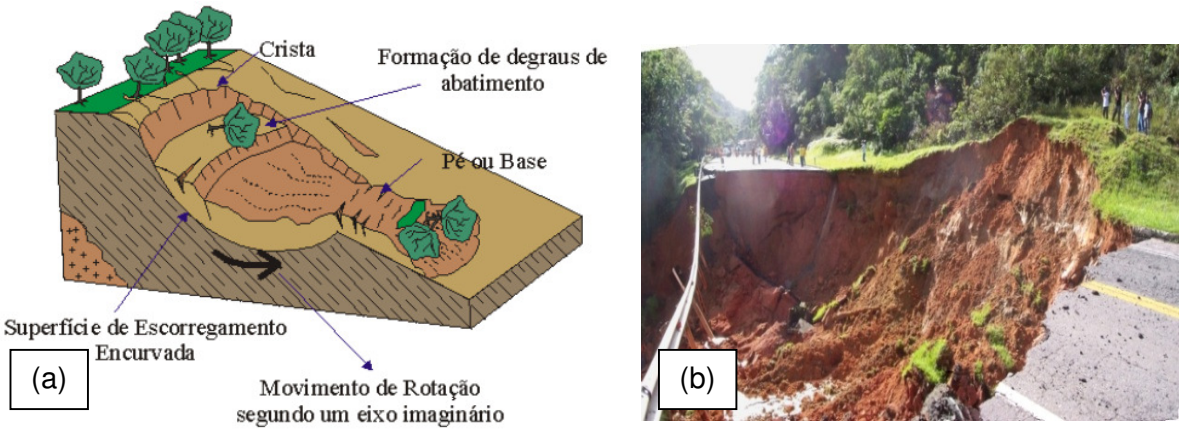


Figura 3.5: (a) Esquema de escorregamento rotacional (INFANTI JR & FORNASARI FILHO, 1998 *apud* MORATORI, 2009) e (b) Foto de escorregamento ocorrido na BR116-RJ km 87, 2005.

c) Corrida

São movimentos de massa que correspondem a uma deformação, ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de movimentação que escoam com velocidades elevadas, apresentando caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água, ou por liquefação da massa como mostrado na Figura 3.6 (GUIDIDICI e NIEBLE, 1983).

Neste tipo de movimento, a massa de solo, flui como um líquido ocasionado por simples adição de água, ou solicitação dinâmica, tal como ocorre durante terremotos ou por processo de amolgamento no caso de argilas muito sensitivas, como, por exemplo, as chamadas argilas rápidas (GUIDIDICI e NIEBLE, 1983).

Segundo BECKER (2011), as ocorrências mais comuns ocorrem, em talvegues de solo residual argiloso, submetidos a chuvas muito intensas e prolongadas.

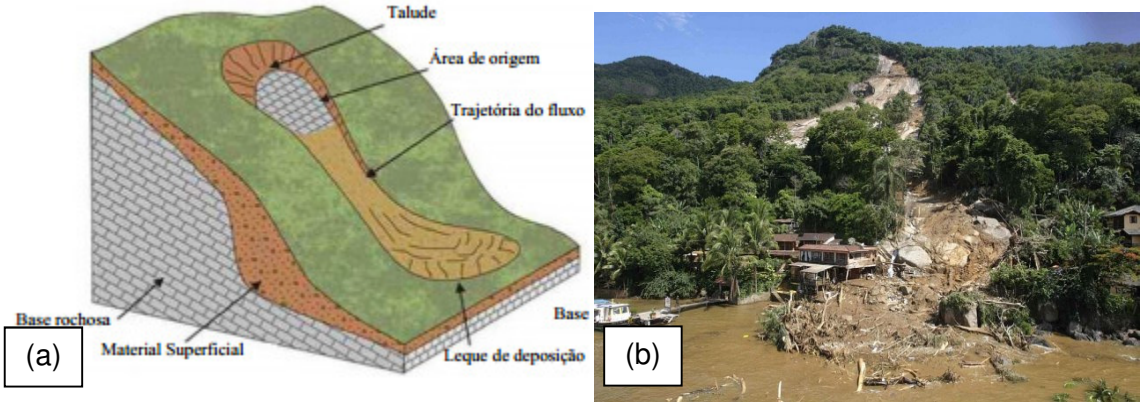


Figura 3.6: (a) Esquema de corrida de detritos (NETTLETON et al.,2005) e (b) Foto de corrida ocorrida em Angra dos Reis, 2010.

d) Rastejo

Constituem movimentos lentos e contínuos de material de encosta, com poucos centímetros ao ano, com limites, via de regra, indefinidos, podendo envolver grandes massas de solo (GUIDICINE e NIBLE, 1983) (Figura 3.7).

Os movimentos são provocados pela ação gravitacional, aos quais intervêm os efeitos devidos às variações de temperatura e variação do nível d´água.

TERZAGHI (1950) explicita que o efeito da variação térmica provoca, na massa de solo, um movimento de encosta em uma espessura proporcional a atingida pela variação de temperatura, e segundo o qual é denominado rastejo periódico ou sazonal. Em contraposição, abaixo dessa profundidade somente haverá uma movimentação constante por ação da gravidade, denominado rastejo constante. BECKER (2011), as ocorrências mais comuns são em colúvios com nível de lençol freático elevado, situado no pé das encostas.

A ocorrência de rastejo pode ser identificada através da observação de indícios indiretos, tais como: encurvamento de árvores, postes e cercas, fraturamento da superfície do solo e de pavimentos, além do "embarrigamento" de muros de arrimo (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).

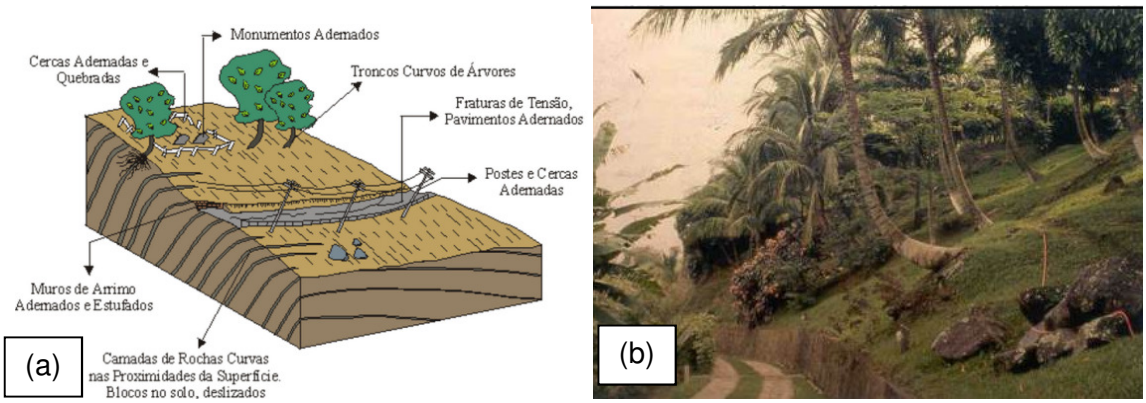
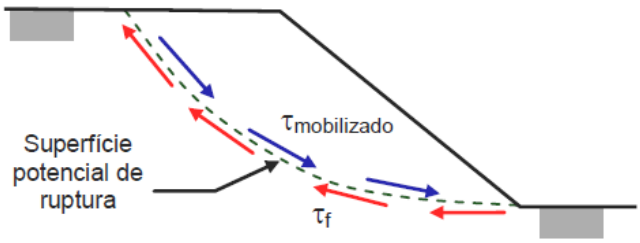


Figura 3.7: (a) Esquema de movimento de rastejo (INFANTI JR & FORNASARI FILHO, 1998 apud MORATORI, 2009), (b) Foto de movimentação (PROIN/CAPES e UNESP/IGCE, 1999).

3.3. CAUSAS DE ESCORREGAMENTO

Os movimentos de um talude são deflagrados por fatores que agem para um aumento das tensões cisalhantes no interior do maciço ou aqueles que contribuem para a diminuição da resistência interna do material. Deste modo, a instabilidade ocorrerá quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualarem a resistência ao cisalhamento do solo (Figura 3.8).



$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1{,}0 \qquad [2.1]$$

Figura 3.8: Geometria do Escorregamento (GERSCOVICH, 2009).

Segundo TERZAGHI (1950) as duas formas para desencadear o movimento de massa podem ser assim subdivididos:

i. **Causas Externas**: Resultam do crescimento das tensões de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura até o momento da deflagração do movimento.

ii. **Causas Internas**: Resultam da diminuição da resistência interna do material.

A tabela 3.2 apresenta um resumo dos fatores que acarretam em mudanças nas condições de estabilidade interna e externa do maciço.

Tabela 3.1: Fatores deflagradores de movimento de massa (VARNES, 1978).

Mudanças Externas Nas condições de Estabilidade
1. Alterações na Geometria da Encosta
- Corte
- Erosão
- Escavação
- Alteração da altura, comprimento ou declividade da encosta
2. Descarregamentos
- Erosão
- Corte
- Escavação
3. Carregamentos
- Aterro
- Aumento de altura da encosta
4. Choque e Vibrações
- Artificiais
- Terremotos
5. Alteração do nível freático
6. Mudanças no Regime Hídrico
- Chuvas
- Mudanças no peso específico, poro-pressão
Mudanças Internas nas condições de Estabilidade
1. Ruptura Progressiva
- Expansão lateral
- Fissuramentos
- Erosão
2. Intemperismo
- Gelo-degelo
- Redução da coesão
- Remoção de cimentação
3. Erosão devido ao nível freático
- Voçorocas
- "Piping"

3.4. MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Diversas soluções podem ser empregadas para estabilização ou aumento da segurança de encostas. A drenagem e a proteção superficial são soluções sempre presentes na estabilização de taludes. As demais soluções existentes aplicáveis a este tipo de problema geotécnico podem variar segundo vários fatores como as condições de acesso e meios de transportes aplicáveis ao local da obra, a altura do talude a ser estabilizado, os efeitos da solução empregada aos deslocamentos em construções e fundações vizinhas, extensão da obra e etc.

KANJI (1997) apresenta uma classificação usualmente adotada a este tipo de problema geotécnico, considerando os princípios básicos de atuação de cada método, como mostra a tabela 3.3.

Tabela 3.2: Métodos de estabilização de encostas (KANJI, 1997).

Principio Básico	Método
Diminuir as pressões hidrostáticas	**Drenagem Superficial:**
	- Canaletas
	- Impermeabilização
	- Revestimento Vegetal
	Drenagem Interna:
	- Dreno sub-horizontais profundos (DHP)
	- Galerias
	- Drenos radiais
	- Drenos de areia
	- Geotexteis filtrante
Diminuir as tensões cisalhantes	**Suavização do talude:**
	- Suavização geral
	- Corte no topo
	- Berma no pé
Introdução de forças resistentes	**Estabilização sem prévia escavação:**
	- Cortina atirantada
	- Estacas
	- Chumbadores e/ou tirantes isolados
	Estabilização exigindo pré-escavação e reaterro:
	- Muros de arrimo
	- Solo reforçado com elementos a tração

Continuação da Tabela 3.3

Melhorias da propriedades do solo	**Solo-cimento** **Inclusão de elementos de malha** **Injeções químicas** **Sistemas radiculares**
Apoios estruturais	-
Barreiras de proteção	Muro de impacto Cerco de retenção Telas metálicas
Métodos complementares/simultâneos	-

3.5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLO

Usualmente, a estabilidade de obras de engenharia é definida de maneira determinística através de um fator de segurança (FS), comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento do solo. Pode-se, alternativamente, fazer uso de técnicas probabilísticas, que levam em consideração as incertezas sobre os parâmetros mais relevantes para a análise de estabilidade. Dessa forma, para a avaliação da segurança de um talude estará inevitavelmente incluindo erros e/ou imprecisões que são inerentes aos parâmetros adotados na análise, assim como na escolha dos diversos métodos. Neste sentido, a escolha do método de análise mais adequado a um projeto é um pontos que merecem uma análise criteriosa por parte dos projetistas, sendo esta escolha função não só do tipo de obra como também da qualidade dos dados disponíveis.

3.5.1. Tipos de Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade de taludes é feita com a consideração das tensões em sua parcela efetiva ou feita em termos de tensões totais.

A análise em termos de tensões efetivas é utilizada nas situações de longo prazo, onde o excesso de poropressão é dissipado, por isso também chamado de condição drenada. Esse tipo de análise também poderá ser utilizado nas situações de curto prazo, onde não há tempo suficiente para dissipação do excesso de poropressão, por isso chamado de condição não drenada. A análise em termos de

tensões totais corresponde a situações de curto prazo, final de construção, em solos saturados sob condição não drenada.

3.5.2. Definição do Fator de Segurança

As definições mais comuns para o fator de segurança (FS) em análise de estabilidade de taludes são:

a) Fator de Segurança relativo a equilíbrio de Momentos: Usualmente adotado para o caso de movimentos rotacionais com superfície de ruptura circular.

$$FS = \frac{M_r}{M_a} \qquad [2.2]$$

Onde Mr é o somatório de momento das forças resistentes e Ma é o somatório de momento das forças atuantes.

$$W_a = W_1.x_1 \qquad [2.3]$$

$$W_r = W_2.x_2 + (\tau_{mob}.\overleftrightarrow{AB}).R \qquad [2.4]$$

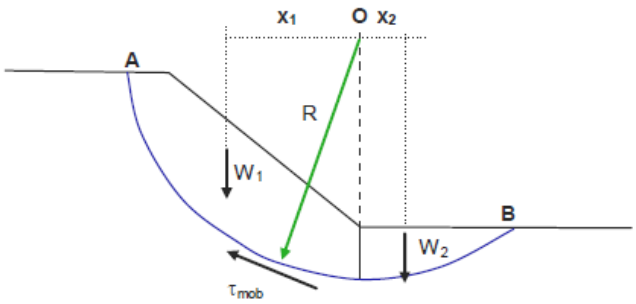


Figura 3.9: Sistema de forças atuantes no talude.

b) Fator de Segurança relativo a equilíbrio de forças: Usualmente adotado para o caso de movimentos translacionais ou rotacionais com superfície de ruptura planas ou poligonais.

$$FS = \frac{F_r}{F_a} \quad [2.5]$$

Onde F_r é o somatório de momento das forças resistentes e F_a é o somatório de momento das forças atuantes.

Conforme a norma ABNT NBR11682: 2009 – Estabilidade de Encostas, os fatores de segurança considerados nas análises de estabilidades tem a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Para isso, deve-se enquadrar o projeto, justificado pelo engenheiro civil geotécnico, em uma das seguintes classificações de nível de segurança, definidas a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme tabela 3.4 e de danos materiais e ambientais, conforme tabela 3.5.

Tabela 3.3: Nível de segurança desejável contra a perda de vidas humanas (NBR: 11682).

Nível de Segurança	**Critérios**
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 3.4: Nível de segurança desejável contra danos materiais e ambientais (NBR: 11682).

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragem de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

O fator de segurança mínimo referente à estabilidade interna e externa do maciço a ser adotado no projeto, levando-se em conta os níveis de segurança conforme as tabelas 3.4a e 3.4b, deverão ser estipulados de acordo com a tabela 3.5.

Tabela 3.5: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR: 11682).

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Para encostas com colúvios permanentemente saturados, em casos de investigação adequada a norma ABNT NBR11682: 2009 – Estabilidade de Encostas estabelece que o fator de segurança mínimo, após as obras de estabilização deverá ser definido pelo engenheiro civil geotécnico responsável.

3.5.3. Técnicas de Análise

As técnicas de análise são dividas em duas categorias: Métodos determinísticos, onde a medida da segurança de um talude é feita em termos de um fator de segurança; e métodos probabilísticos, onde a medida da segurança é feita em termos da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura.

2.5.2.1. Métodos Probabilísticos

Este tipo de análise é relevante para os casos de confecções de mapas de risco de ruptura, mapas de ocupação e aproveitamento de solos e etc. Podem também ser empregados para quantificar algumas incertezas intrínsecas ao fator de segurança obtido por métodos determinísticos. É utilizada através de uma analise de confiabilidade relativa no qual é determinado um índice de confiabilidade (β) do fator de segurança. A partir da hipótese de distribuição de frequência do fator de segurança (FS), e baseado no valor do índice de confiabilidade (β), pode-se avaliar a probabilidade de ruptura do talude (P_r). A distribuição normal para o fator de segurança conduz a resultados satisfatórios em análise de estabilidade de taludes, conforme demonstrou DELL'AVANZI e SAYÃO (2008).

Neste tipo de análise o valor relativo de β ou P_r é obtido uma estimativas do valor relativo são consideradas as incertezas relativas a parâmetros geotécnicos e geométricos através da determinação estatística do valor médio e do desvio padrão respectivo. Os valores admissíveis de β e P_r são determinados para cada caso específico em função do método adotado e das consequências de eventuais rupturas.

2.5.2.1. Métodos Determinísticos

Para a determinação do fator de segurança do ponto de vista determinístico, existem duas abordagens: A análise de tensões e deformações ou a teoria do equilíbrio limite.

A) Análise de tensões e Deformações

Os estudos de estabilidade de taludes neste tipo de análise são considerados as equações de equilíbrio, compatibilidade, relações entre tensão deformação e resistência do solo. Para isso são utilizados recursos computacionais baseados no método dos elementos finitos (MEF), o método das diferenças finitas (MDF), ou elementos de contorno. Este tipo de análise é, de maneira geral, mais sofisticada e mais usual em obras de grande porte.

As tensões cisalhantes são determinadas numericamente e comparadas com a resistência ao cisalhamento e nos pontos onde a tensão cisalhante atuante se iguala ou supera a tensão resistente é determinada a região de ruptura do talude.

B) Equilíbrio Limite

O método de análise por equilíbrio limite consiste em analisar o equilíbrio de uma massa de solo ativa delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer.

Neste tipo de análise, são consideradas as seguintes hipóteses:

i- A massa de solo encontra-se em condições iminentes de ruptura, situação de equilíbrio limite calculado pelas equações da estática;

ii- A superfície potencial de ruptura é previamente conhecida ou arbitrada e massa de solo acima da superfície de ruptura é considerada como corpo livre;

O fator de segurança é único ao longo da superfície potencial de ruptura. Este método pode ser divido em dois grupos principais:

1- Método das Cunhas

O método consiste em dividir o material em cunhas ou lamelas com inclinações que variam nas interfaces e com superfície de ruptura poligonal. Como principais métodos podem ser citados:

- Sultan e Seed (1967)
- Martins et al (1979)
- Kovari e Fritz (1978)
- Sarma (1979)

2- Método das Fatias

Neste método, a massa de solo instável é dividida em um numero n de fatias verticais delimitada pela superfície potencial de ruptura que pode ser circular ou poligonal. A análise do equilíbrio estático é feita para cada fatia. Na Figura 3.10, é

representada a divisão da massa instável em fatias e as forças que atuam em uma delas.

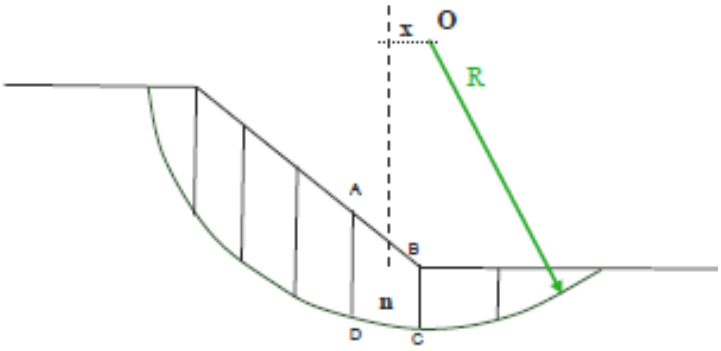


Figura 3.10:Divisão da massa instável em fatias.

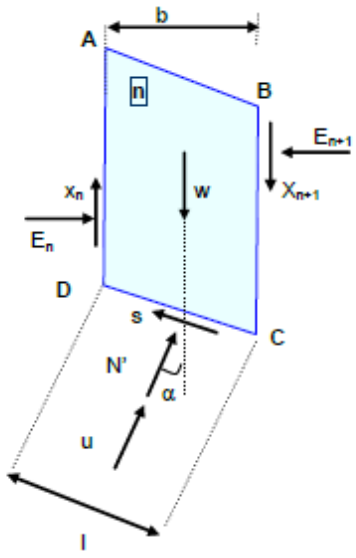


Figura 3.11: Forças atuantes na fatia n.

Onde:

W_i – Peso da Fatia

X_n e X_{n+1} – Resultante das tensões cisalhantes às laterais das fatias

E_n e E_{n+1} – Resultante das tensões normais às laterais da fatia

U_i – Resultante da poropressão na base da fatia

N_i – Resultante das tensões efetivas normais à base da fatia

T_i – Resistência mobilizada à base da fatia

A tensão cisalhante mobilizada na base da fatia será:

$$S=\tau_{mob}\times l \qquad [2.6]$$

Onde:

Para análise em tensões Efetivas $\begin{cases} \tau_{mob} = \dfrac{c'}{FS} + (\sigma - u)\dfrac{tg\,\phi'}{FS} & [2.7] \\ S = T_{mob} = \dfrac{c'l}{FS} + (N - ul)\dfrac{tg\,\phi'}{FS.} & [2.8] \end{cases}$

Para análise em tensões Totais $\begin{cases} \tau_{mob} = s_u \rightarrow \phi' = 0 & [2.9] \\ S = T_{mob} = \dfrac{s_u l}{FS} & [2.10] \end{cases}$

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao centro do circulo, tem-se:

$$\sum W_i \times x_i = \sum T_{mobi} \times R \qquad [2.11]$$

Substituindo T_{mob} em termos de tensões efetivas, tem-se:

$$\sum W_i \times x_i = R \times \sum \frac{c'l}{FS} + (N - ul)\frac{tg\,\phi'}{FS} \qquad [2.12]$$

Explicitando o fator de segurança, fica:

$$FS = \frac{R \times \sum c'l + (N - ul)tg\,\phi'}{\sum W_i \times x_i} \qquad [2.13]$$

Mas $x = R \times sen\alpha$ e $N' = (N - ul)$ [2.14]

$$FS = \frac{\sum c'l + N'tg\,\phi'}{\sum W_i \times sen\,\alpha} \rightarrow \text{Para análise em termos de tensões efetivas} \qquad [2.15]$$

Substituindo T_{mob} em termos de tensões totais, tem-se:

$$\sum W_i \times x_i = R \times \sum \left(\frac{s_u l}{FS} \right) \qquad [2.16]$$

Mas $x = R \times sen\alpha$ [2.17]

$$FS = \frac{\sum s_u l}{\sum W_i \times sen\,\alpha} \rightarrow \text{Para análise em termos de tensões totais} \qquad [2.18]$$

Examinando as incógnitas e equações disponíveis, observa-se que o problema é **estaticamente indeterminado**; isto é, numero de incógnitas (5n-2) é superior ao de equações (3n), como mostra as tabelas 3.6 e 3.7. Com isso os diversos métodos aplicam **hipóteses simplificadoras no sentido de reduzir o numero de equações**. Uma hipótese comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas para (5n-2). Assim sendo, os métodos indicam (n-2) hipóteses sobre as forças entre as lamelas de forma a tornar o problema estaticamente determinado (GERSCOVICH, 2009).

Tabela 3.6: Resumo das incógnitas do sistema de equações (BECKER, 2011).

Incógnitas	**Descrição**
n	Resultante das tensões efetivas normais à base de cada fatia, N
n	Ponto de aplicação de N
n-1	Resultante das tensões normais aplicadas às laterais de cada fatia, E
n-1	Ponto de Aplicação de E
n-1	Resultante das tensões cisalhantes às laterais de cada fatia, X
1	Fator de Segurança – FS
5n-2	Número total de incógnitas

Tabela 3.7: Resumo das equações conhecidas no sistema de equações para FS.

Incógnitas	**Descrição**
n	Somatório de forças verticais
n	Somatório de forças horizontais
n-1	Somatório de momentos
3n	Número total de equações

Nas análises, a tensão de cisalhamento mobilizada (τ_{mob}) é obtida de tal forma que a massa de solo esteja em equilíbrio limite. O fator de segurança mínimo é obtido através de iterações com diversas superfícies potenciais de ruptura.

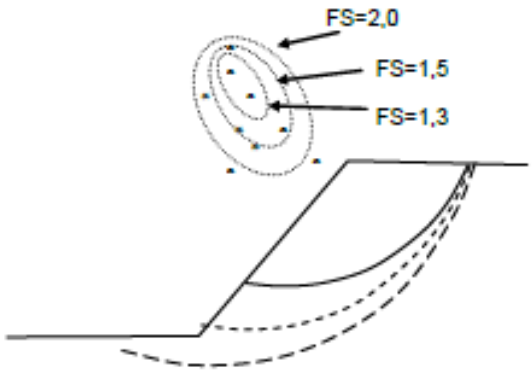


Figura 3.12: Superfícies com iguais fatores de segurança ao deslizamento.

A vantagem do método do equilíbrio limite está no modo simples como são efetuados os cálculos e na acurácia dos resultados e na sua análise são considerados as seguintes premissas:

1- Comportamento rígido plástico do material.

Desta forma, não é possível obter informações sobre as deformações do maciço e enquadrá-lo dentro de uma faixa de deformações admissíveis de projeto.

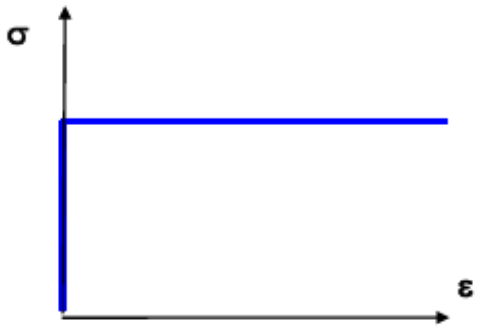


Figura 3.13: Curva tensão deformação com comportamento rígido plástico do material.

2- As tensões são determinadas exclusivamente na superfície de ruptura.

Cada método de equilíbrio limite adota hipóteses simplificadoras que acarretam diferentes distribuições de tensões na superfície de ruptura. Na Figura 3.14 abaixo,

pode ser verificado as diferenças entre as tensões normais obtidas pelo método de equilíbrio limite (Bishop) e por análise de tensões e deformações.

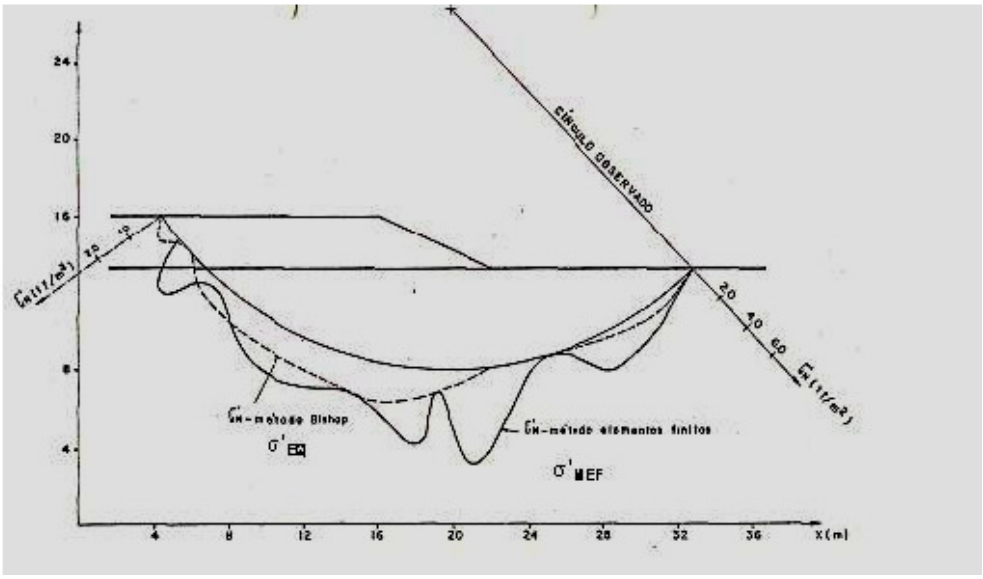


Figura 3.14: Comparação entre os valores de tensão efetiva: Equilíbrio limite x Análise de tensões (GERSCOVICH, 2009).

3- O fator de segurança é aplicado diretamente aos parâmetros de resistência do solo e não a resistência ao cisalhamento.

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u).\frac{tg\,\phi'}{FS} \qquad [2.19]$$

Os métodos das fatias podem ser do tipo simplificado, neste caso satisfazem a duas das três equações de equilíbrio ou também podem ser do tipo rigoroso quando forem satisfeitas as três equações de equilíbrio.

Métodos Simplificados:

a) Método de Fellenius (1927);
b) Método de Bishop Simplificado (1955);
c) Método de Jambu Simplificado (1968);
d) Jambu Generalizado (1968).

Métodos Rigorosos:

a) Método de Morgenstern e Price (1965);
b) Spencer (1967);
c) Sarma (1973).

3.5.4. Seleção do Método de Análise

Deve-se buscar que o método selecionado represente adequadamente o comportamento a ser observado no campo. É importante que o procedimento adotado possa representar a forma da superfície de ruptura que viria a ocorrer no caso de rotura (Circular, planar, superfície qualquer).

Os métodos simplificados são, em geral, a favor da segurança, ou seja, o fator de segurança calculado apresenta-se inferior ao real. Para o caso de retroanálises, por ser mais rigoroso, é indicado o uso do método de Morgenstern - Price, que permite determinar parâmetros mais representativos do maciço estudado.

A tabela 3.9 e 3.10 mostra as características dos principais métodos de análises de estabilidade de taludes por equilíbrio limite.

Tabela 3.8: Característica dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos (GEORIO, 1999).

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de segurança	Aplicação
Fellenius (1927)	Circular	Considera o equilíbrio de forças na direção normal à superfície de ruptura.	Método simples, com cálculo manual ou em computador. Apresenta resultados conservativos.	Em círculos muito profundos e com elevados valores de poropressão, o método tende a fornecer valores pouco confiáveis.	$FS = \frac{\sum (c'l + (W\cos\alpha - ul)tg\phi')}{\sum W_i sen\alpha}$	Método muito usado na prática para projetos simples.
Bishop Simplificado (1955)	Circular	Considera o equilíbrio de forças e de momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre as fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	$FS = \frac{1}{\sum W.sen\alpha} \frac{\sum [c'b + (W - ub)tg\phi']}{m_\alpha}$	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Janbu (1972)	Não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.	Superfície de ruptura realística. Implementação simples em computadores.	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar o fator de segurança. O método generalizado não tem essa limitação.	Pode ser calculado manualmente, com auxilio de ábacos, ou por programas de computador.	Grande utilização prática. Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.

Tabela 3.9: Características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos (GEORIO 1999, ADAPTADO).

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de segurança	Aplicação
Morgstern - Price (1965)	Não circular	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas que no método de Janbu.	Não é método simples. Exige cálculo em computador.	Calculado por interações, com uso de computadores.	Para estudos ou análises detalhadas (retroanálise).
Spencer (1967)	Qualquer	Resultante das forças entre as fatias tem inclinações constantes através da massa de solo.	É um método de Spencer é classificado como rigoroso, satisfazendo todas as equações de Equilíbrio.	Método exige cálculos em computador ou processo gráfico.	Obtido por processo gráfico ou com uso de computadores.	Para estudos ou análises detalhadas (retroanálise).
Sarma (1973)	Não circular	Método rigoroso, atende as condições de equilíbrio. Considera forças sísmicas (terremotos).	Redução no tempo de cálculo, sem perda de precisão.	Método exige cálculos em computador. O método de Sarma (1973) pode ser resolvido manualmente.	Calculado por interações, com uso de computadores.	É aplicado como uma alternativa ao método de Morgenstern e Price.

Método de Morgenstern- Price

Para a retroanálise deste trabalho será considerado o método de Morgenstern e Price, por se tratar de um método rigoroso e condizente com o grau de exatidão dos dados de entrada do problema retirados dos ensaios de inclinometria e piezometria.

O método de Morgenstern e Price é um método geral de equilíbrio limite para análise de estabilidade com superfície de ruptura qualquer desenvolvido por Morgenstern e Price (1965). A Figura 3.15 abaixo mostra os esforços atuantes na fatia.

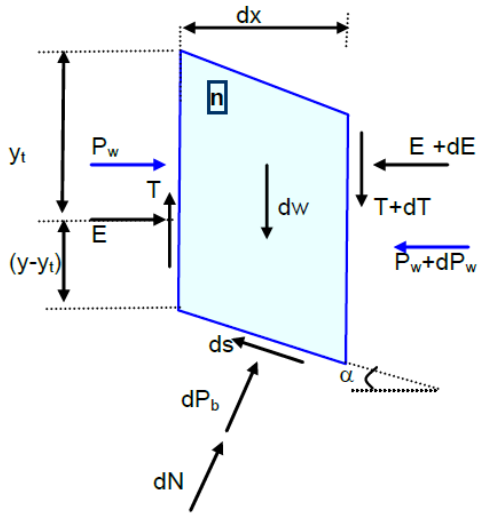


Figura 3.15: Esforços na fatia n.

Onde

dw = Peso da fatia;

P_w = Poropressão no contorno da fatia;

dP_b = Resultante da poropressão na base da fatia;

E e T= Esforços entre fatias atuando em $(y - y_t)$;

d_s = Resistência na base.

Neste método, é adotado uma relação entre E e T, dado por uma função de forma que torne o problema estaticamente determinado. A função que relaciona essas duas grandezas é dada por:

$$T = \lambda f(x) E \quad \text{ou} \quad \tan\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \qquad [2.20]$$

Onde λ é um parâmetro que deve ser determinado a partir da solução de uma função arbitraria, como mostrado na Figura 3.16 abaixo:

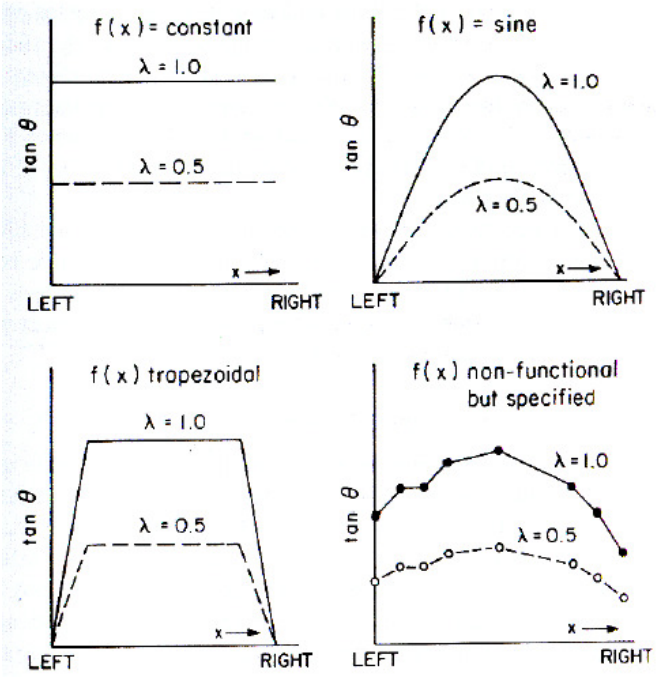


Figura 3.16: Distribuição de forças entre fatias usadas por Mogenstern e Price (BRUNDSEN & PRIOR, 1984).

O momento em relação à base devido às forças atuantes numa fatia infinitesimal, para $d_x \to 0$ é dado por:

$$-T = \frac{d\{E(y-y_t)\}}{dx} - E\frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y-h)\}}{dx} - P_w\frac{dy}{dx} \qquad [2.21]$$

Onde são definidas as funções:

$y(x)$: Representa a superfície de ruptura;

$z(x)$: Representa a superfície do talude;

$h(x)$: Representa a linha de ação da poropressão;

$y_t(x)$: Representa a linha de ação da tensão efetiva normal.

A equação de equilíbrio de forças na direção normal e tangencial a base da fatia, associada ao critério de ruptura de Mohr Coulomb:

$$\frac{dE}{dx}\left\{1-\frac{tg\phi'}{FS}\frac{dy}{dx}\right\}+\frac{dT}{dx}\left\{\frac{tg\phi'}{FS}+\frac{dy}{dx}\right\}= \quad [2.22]$$

$$\frac{c'}{FS}\left\{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}+\frac{dP_W}{dx}\left\{\frac{tg\phi'}{FS}.\frac{dy}{dx}-1\right\}+\frac{dw}{dx}\left\{\frac{tg\phi'}{FS}+\frac{dy}{dx}\right\}-P_u\left\{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}\frac{tg\phi'}{FS} \quad [2.23]$$

$$\Rightarrow\frac{dE}{dx}\left\{1-\frac{tg\phi'}{FS}\frac{dy}{dx}\right\}+\lambda f\left\{\frac{tg\phi'}{FS}+\frac{dy}{dx}\right\}+\lambda\frac{df}{dx}\left\{\frac{tg\phi'}{FS}+\frac{dy}{dx}\right\}E= \quad [2.24]$$

$$\Rightarrow\frac{c'}{FS}\left\{1-\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}+\frac{dP_w}{dx}\left\{\frac{tg\phi'}{FS}.\frac{dy}{dx}-1\right\}+\frac{dW}{dx}\left\{\frac{tg\phi'}{FS}+\frac{dy}{dx}\right\}-P_u\left\{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}\frac{tg\phi'}{FS}= \quad [2.25]$$

Onde:

$$P_u=\cos\alpha\frac{dP_b}{dx} \text{ e } tg\,\alpha=-\frac{dy}{dx} \quad [2.26]$$

É considerada a subdivisão em n fatias, com coordenadas limítrofes x_0, x_1, x_2, tomando a origem de x no início de cada fatia. São assumidas as seguintes funções no interior de cada fatia:

$$y = Ax + B \quad [2.27]$$

$$\frac{dw}{dx} = px + q \quad [2.28]$$

$$f = kx + m \quad [2.29]$$

$$P_u = rx + s \quad [2.30]$$

$$P_w = u_w + v_w x = W_w x^2 \quad [2.31]$$

$$hP_w = u_N + v_N + w_N x^2 + z_N x^3 \quad [2.32]$$

Simplificando a equação fica da seguinte forma:

$$(kx - L)\frac{dE}{dx} + KE = Nx + P \qquad [2.33]$$

Onde:

$$K = \lambda k\left\{\frac{tg\phi'}{FS} + A\right\} \qquad [2.34]$$

$$L = 1 - \frac{Atg\varphi'}{FS} + \lambda m\left(\frac{tg\phi'}{FS} + A\right) \qquad [2.35]$$

$$N = \frac{tg\varphi'}{FS}\left[2AW_w + p - r(1 + A^2)\right] + \left[-2W_w + pA\right] \qquad [2.36]$$

$$p = \frac{1}{FS}\left\{(c - s.tg\phi')(1 + A^2 + V_w Atg\phi' + qtg\phi')\right\} + \left\{qA - V_W\right\} \qquad [2.37]$$

Integrando a equação simplificada tem-se:

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx}\left[E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px\right] \qquad [2.38]$$

Onde b, a largura da fatia, é dada por: $x_i - x_{i+1}$

Com a relação entre E e T, e com a equação de equilíbrio de momentos e integrando na faixa x_0 a x_n, chega-se a:

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{eW}(x) + \int_{x_0}^{x}\left(\lambda f - \frac{dy}{dx}\right)Edx \qquad [2.39]$$

Onde

$$M_{eW}(x) = \int_{x_0}^{x}\left(-P_w\frac{dy}{dx}\right)dx + \left[P_w(y - h)\right] \qquad [2.40]$$

A solução do método é obtida através de iterações assumindo valores para FS e λ e procedendo-se o calculo de E e M(x) para cada fatia. Para as condições de contorno é tomado que em x=0 e x=n os valores de E e M deverão ser nulos, ou seja:

$$x = 0 \Rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \qquad [2.41]$$

$$x = n \Rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \qquad [2.42]$$

Desta forma, o processo iterativo é repetido de tal forma que as condições de contorno sejam satisfeitas. O resultado depende da hipótese adotada para λ, é importante ter conhecimento prévio da função adotada. BRUNDSEN & PRIOR (1984) mostrou em SLOPE INSTABILITY a influência de λ no fator de segurança, conforme mostra a Figura 3.17 abaixo:

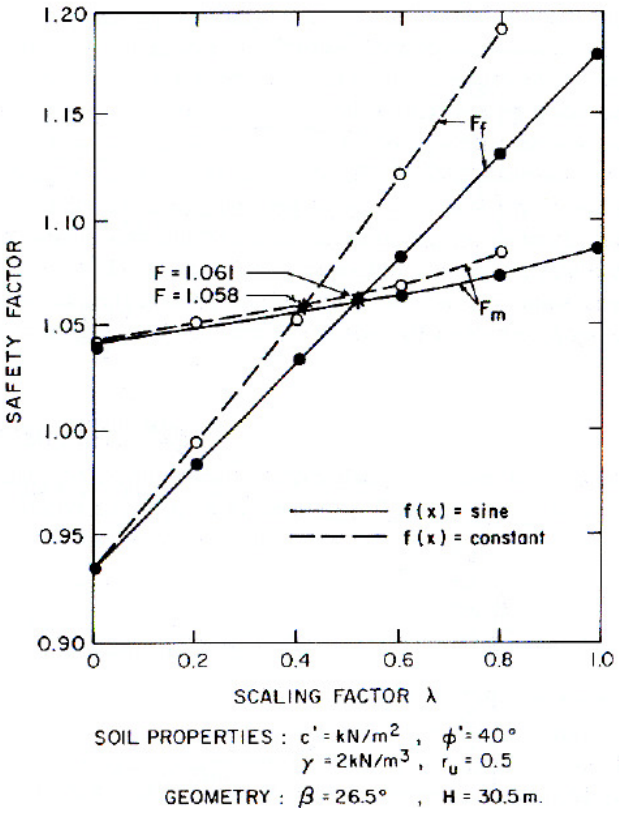


Figura 3.17: Influência de λ no fator de segurança (BRUNSEN & PRIOR, 1984).

4. METODOLOGIA ADOTADA

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma das principais ferramentas nas análises de estabilidade de taludes ao longo do tempo é o acompanhamento de seu desempenho observado através de instrumentação. É com a instrumentação que é possível medir o comportamento real da obra e deve ser parte constituinte do projeto. Neste sentido, a instrumentação tem um importante papel para fornecer subsídios para uma avaliação sobre quais medidas a serem tomadas na mitigação do risco geotécnico existente.

Para análise do caso em questão (km 29, BR 116/RJ), têm-se disponíveis sondagens rotativas assim como os resultados de monitoração. Medições de inclinometria e piezometria encontram-se disponibilizados a partir de junho de 2012. O resultado das leituras da monitoração topográfica, através de marcos superficiais para monitoração de deslocamentos horizontais e verticais em superfície, fornecem dados desde dezembro de 2011.

Amostras indeformadas foram retiradas no local e realizados ensaios de caracterização e de cisalhamento direto com obtenção de parâmetros de resistência do solo.

Com base nos resultados da monitoração da encosta, das investigações geotécnicas e das retroanálises efetuadas, buscou-se diagnosticar as causas deste antigo processo de movimentação.

4.2. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

4.2.1. Sondagens

Foram executadas 12 (doze) furos de sondagens rotativas, totalizando 314,44m lineares de perfuração para reconhecer as camadas de solo e rocha constituintes do substrato na região de estudo. Determinaram-se a espessura das camadas, grau de alteração, dureza, faturamento e RQD da rocha, assim como uma avaliação inicial do nível d´água da região.

As sondagens realizadas no trecho estudado e disponibilizadas pela Concessionária Rio-Teresópolis (CRT) encontram-se no Anexo 2 (dois). A execução de sondagens rotativa seguiu em conformidade com a NBR 6484/1980 – Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos – assim como a NBR 7250/1982 – Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento.

Segue na Tabela 4.1 abaixo a relação das sondagens executadas e o posicionamento das mesmas (Figura 4.1). No anexo 2 (dois), pode ser visualizado o boletim das sondagens executadas, bem como os resultados dos ensaios de caracterização (Alteração, Dureza, Fraturamento e RQD).

Tabela 4.1: Programa de investigação geotécnica.

Sondagem nº	Profundidade (m)	Nível d´água (m)	Cota (m)	Data
SPR-01	33,16	4,09	549	23/09/09 - 28/09/09
SPR-02	29,41	1,70	543	05/11/09 - 11/11/09
SPR-03	36,82	13,35	543	18/10/09 - 24/10/09
SPR-04	26,50	seco	543	22/09/09 - 30/09/09
SPR-05	19,89	seco	546	17/10/09 - 21/10/09
SPR-06	23,87	7,20	544	10/10/09 - 14/10/09
SPR-07	10,00	seco	544	01/10/09- 02/10/09
SPR-08	28,23	1,00	540	12/11/09 - 15/11/09
SPR-09	29,54	8,25	540	16/11/09 - 18/11/09
SPR-10	47,52	17,00	542	26/10/09 - 11/11/09
SPR-11A	21,05	seco	551	13/09/09 - 15/09/09
SPR-11	8,45	6,90	559,4	23/09/09 - 28/09/09

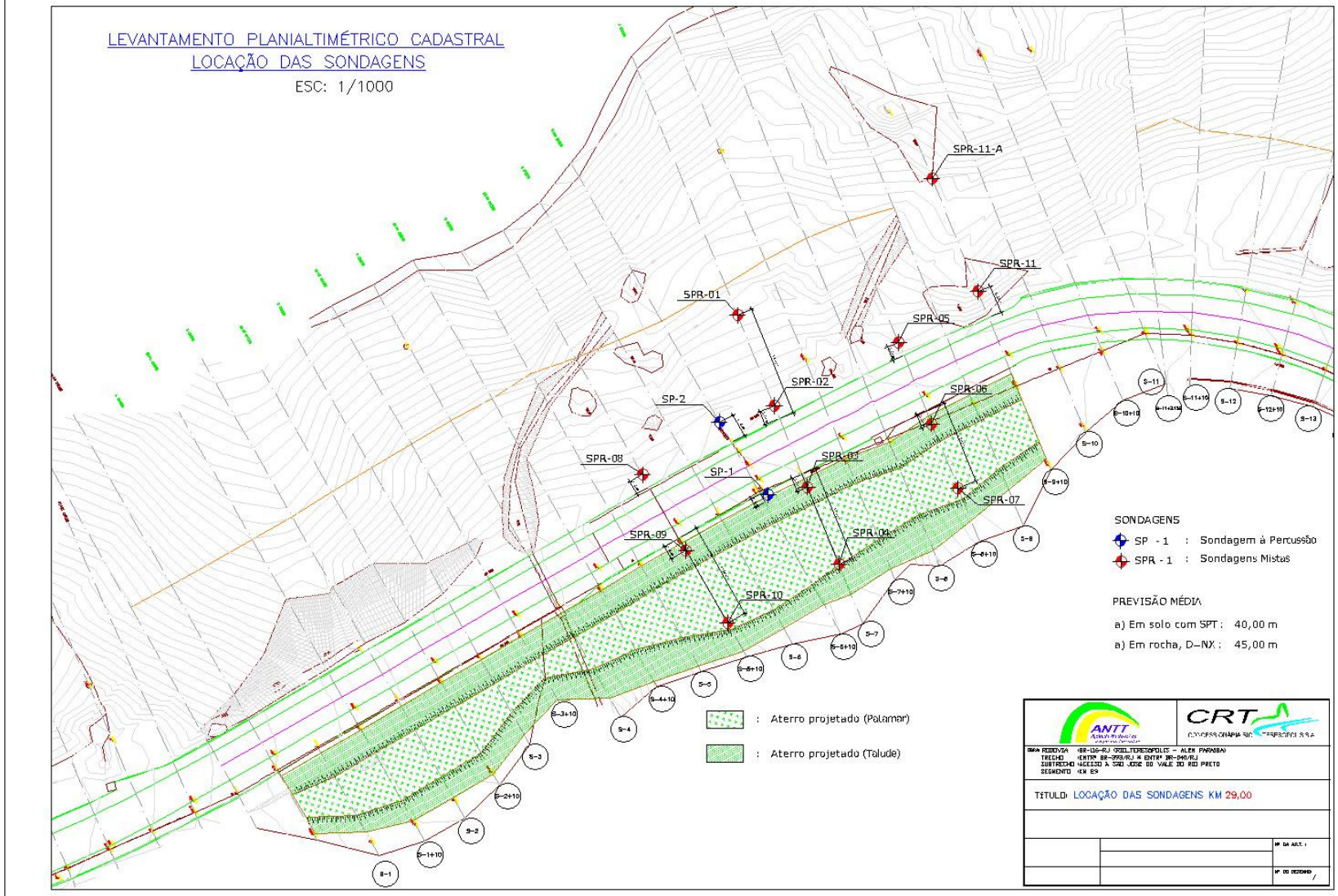


Figura 4.1: Locação dos furos de sondagens.

4.2.2. Ensaios Laboratoriais

Para a caracterização do solo a partir das partículas que o constituem são empregados a análise granulométrica e os índices de consistência.

Análise Granulométrica

De uma forma geral, a parte sólida dos solos é composta por um grande número de partículas que possuem diferentes dimensões. A Granulometria ou Análise Granulométrica do Solo é o processo que visa definir, para determinadas faixas pré-estabelecidas de tamanho de grãos, a percentagem em peso que cada fração possui em relação à massa total da amostra em análise.

A classificação das frações constituintes do solo é feita de acordo com a escala granulométrica brasileira da ABNT.

Índices de Consistência

Procura-se, através dos índices de consistência, avaliar a influência das partículas argilosas. Para isso utilizam-se ensaios baseados no comportamento da amostra perante a água. Generalizou-se o emprego de ensaios e índices proposto pelo engenheiro químico Atterberg.

SOUSA PINTO (2000) explica que os teores de umidade correspondentes às mudanças de estado, como se mostra na Figura 4.2, são definidos como: limite de Liquidez (LL) e limite de Plasticidade (LP) dos solos. A diferença entre estes dois limites, que indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico, é definida como o índice de plasticidade (IP) do solo. Em condições normais, só são apresentados os valores do LL e do IP como índices de consistência dos solos. O LP só é empregado para a determinação do IP.

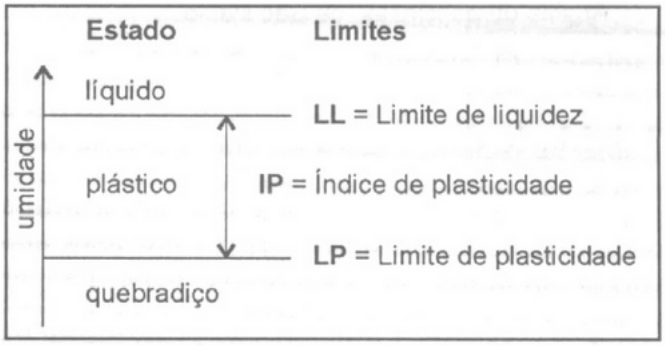


Figura 4.2: Limite de Atterberg do solo (SOUSA PINTO, 2000).

O Limite de Liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha, como ilustrado na Figura 4.3.

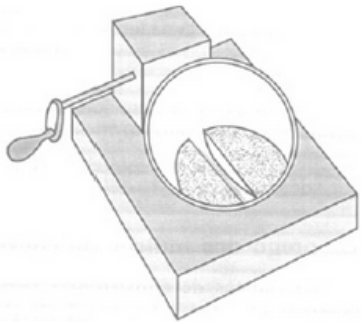


Figura 4.3: Esquema do aparelho de Casagrande para determinação do LL (SOUSA PINTO, 2000).

Diversas tentativas são realizadas, com o solo em diferentes umidades, anotando-se o número de golpes para fechar a ranhura, obtendo-se o limite pela interpolação dos resultados. O procedimento de ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT (Método NBR 6459).

O Limite de Plasticidade é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão. O procedimento é padronizado no Brasil pelo Método NBR 7180. Deve ser notado que a passagem de um estado para outro ocorre de forma gradual, com a variação da umidade. A definição dos limites acima descrita é arbitrária. Isto não diminui seu valor, pois os resultados são índices comparativos. A padronização dos ensaios é que é importante, sendo, de fato, praticamente universal. Na Tabela 3.1, são apresentados resultados típicos de alguns solos brasileiros.

Tabela 4.2: Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros.

Solos	LL%	IP%
Residuais de arenito (arenosos finos)	29 - 44	11 - 20
Residual de gnaisse	45 – 55	20 –25
Residual de basalto	45 – 70	20 –30
Residual de granito	45 – 55	14 – 18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas, de São Paulo	64	42

Ensaios de Cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. Aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

Para o ensaio, um corpo de prova é colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, ficando com metade superior dentro de um anel, como se mostra esquematicamente na Figura 4.2, pulicada por GERCOVICH (2009).

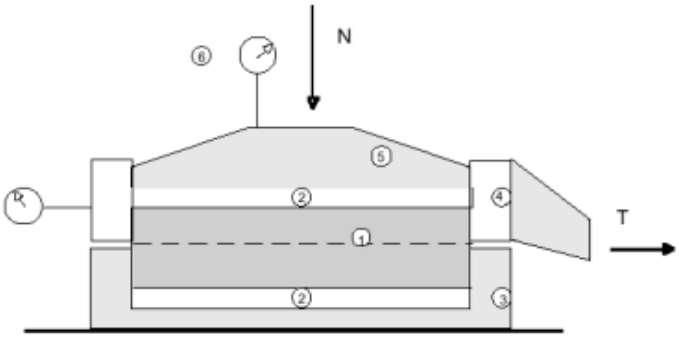


Figura 4.4: Esquema de ensaio de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009).

Onde:

1. Corpo de Prova;
2. Pedra Porosa;
3. Parte fixa da caixa de cisalhamento;
4. Parte móvel da caixa de cisalhamento;
5. Cabeçote metálico;
6. Extensômetro para medida da variação de altura do corpo de prova;
7. Extensômetro para medida do deslocamento horizontal da parte móvel da caixa de cisalhamento

Aplica-se inicialmente uma força vertical N. Uma força tangencial é aplicada ao anel que ontem a parte superior do corpo de prova, e provoca seu deslocamento, ou um deslocamento é provocado ao se medir a força suportada pelo solo.

Para facilitar a drenagem são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra. A força normal é aplicada através de uma placa rígida de distribuição de carga e é possível manter o corpo-de-prova sob água, evitando a perda excessiva de umidade durante o ensaio em amostras saturadas (Figura 4.5). A amostra prismática tem usualmente dimensões de 10x10x6cm.

Figura 4.5: Detalhe do ensaio de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009).

Figura 4.6:Célula de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009).

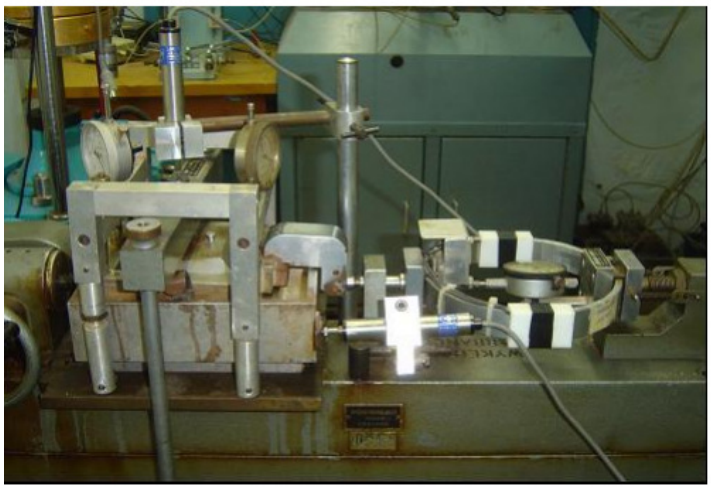


Figura 4.7:Detalhe do ensaio de cisalhamento direto (GERSCOVICH, 2009).

GERCOVICH (2009) salienta as duas fases de realização do ensaio. Na primeira fase do ensaio, em que a tensão normal é aplicada, as condições são equivalentes às do ensaio oedométrico, pois não se permite a deformação lateral. A trajetória de tensões mantém uma relação K_0.

Na segunda fase, impõe-se, na parte inferior da caixa, uma velocidade constante de deslocamento, provocando o aparecimento de uma força tangencial na parte superior, mantida imóvel durante o ensaio. Rolamentos lineares atuando abaixo da caixa eliminam o atrito. A força lateral é medida através de célula de carga (elétrico ou mecânico) que permite a medição da carga aplicada. Extensômetros/transdutores permitem medir os deslocamentos verticais e horizontais durante o ensaio.

Neste estudo foram feitos ensaios de caracterização através da análise granulométrica e índices de consistência, assim como ensaio de cisalhamento direto realizados com as amostras em sua umidade natural (h_{nat}), e embebidas, submersas em água por 24h, com posterior adensamento destes corpos de prova. A descrição completa deste ensaio é descrita no capítulo deste trabalho.

4.3. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação tem como objetivo a mensuração das ações atuantes na estrutura ou seus efeitos. Seu propósito principal é o de fornecer dados como parâmetros quantitativos, pressões, deslocamento, vazões, tensões, temperaturas, etc., que auxiliam na avaliação da segurança de uma estrutura através de seu

desempenho ao longo do tempo e que possibilitem a detecção precoce de problemas potenciais. Seu objetivo secundário é o de permitir a comparação do comportamento da estrutura com o esperado pelo projeto. Instrumentos convenientemente instalados, leituras realizadas de maneira correta e avaliações adequada realizadas nas épocas apropriadas são fundamentais na determinação do desempenho de uma encosta.

A seguir, serão apresentadas as características e o princípio de funcionamento dos instrumentos aplicado ao estudo do comportamento da encosta no km 29 da BR 116/RJ, na qual é constituído por piezômetros de tubo aberto ou Casagrande, piezômetro elétrico, inclinômetros, medidores de nível, marcos superficiais e pluviógrafos.

4.3.1. Piezômetros

Um total de 4 (quatro) piezômetros, sendo dois deles do tipo corda vibrante e os outros dois do tipo Casagrande, foram instalados no trecho estudado para o monitoramento das poropressões no interior dos taludes instrumentados.

Esta monitoração através dos piezômetros está operante desde junho de 2012 de tal forma que os instrumentos elétricos tenham as leituras executadas de modo automático e programados para realizarem leituras de poropressão de 4 em 4 horas nos miniloggers ligados aos mesmo.

4.3.1.1. Piezômetro Casagrande

O piezômetro Casagrande é constituído de um tubo vertical ligado a uma ponta porosa em sua extremidade por onde a água pode entrar ou sair livremente através dela (Figura 4.2). Mede-se a poropressão através da altura da coluna d´água no interior do tubo.

A leitura é realizada por um instrumento medidor de nível d´água ao qual consta de um torpedo contendo uma chave elétrica, um fio graduado e um carretel. Ao atingir a água no tubo de acesso, é fechado um circuito elétrico que toca a buzina no carretel, com isso determina-se a profundidade do nível d´água no tubo.

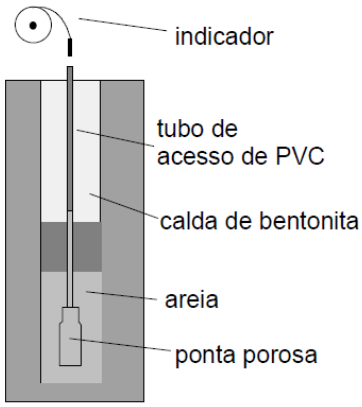


Figura 4.8: Esquema de piezômetro Casagrande.

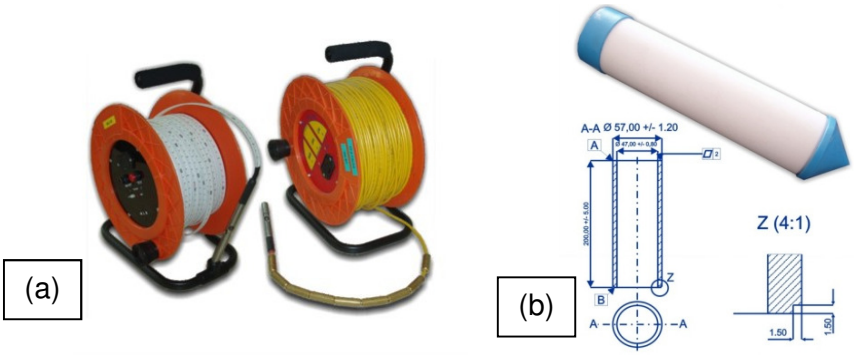


Figura 4.9: (a) Carretel com fio Graduado; (b) Ponta porosa do Piezômetro Casagrande.

Figura 4.10: Instalação do piezômetro Casagrande.

A execução do piezômetro inicia-se pelo furo por percussão ou rotativa com diâmetro entre 75 a 100 mm. Na perfuração não se deve utilizar lama bentonítica ou similar para que não ocorra a impermeabilização da parede de perfuração ao qual poderia prejudicar o correto funcionamento do instrumento.

Com o furo pronto, instala-se um tubo de acesso vertical de PVC com diâmetro entre 12 e 32 mm tendo na sua extremidade um elemento poroso, por onde a água entra ou sai do instrumento (Figura 4.5, fase 1). Posteriormente é executado o bulbo de areia no fundo do furo em geral com um metro de altura com areia grossa lavada (fase 2).

Na fase 3 é executado o selo impermeável com bolas de bentonita com altura de pelo menos 0,5m. Na fase 4 o furo é preenchido até a superfície com calda de bentonita – cimento na relação 10:1 em volume. E finalmente executa-se a fase 5 que consta da caixa de proteção.

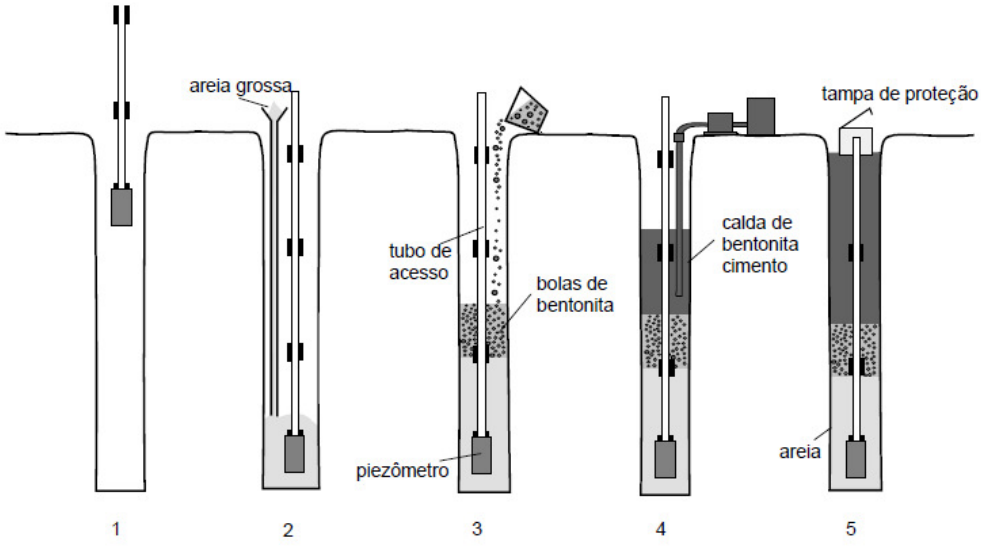


Figura 4.11: Fase de execução de piezômetro Casagrande.

O piezômetro Casagrande apresenta as seguintes vantagens:

- Simples e de baixo custo;
- Bastante Confiável;
- Auto-desaerável, ou seja, eventuais bolhas de ar que podem se formar, podem escapar pelo tubo de acesso desde que este tubo apresente diâmetro igual ou superior a 12mm.

Em contrapartida, este instrumento apresenta as seguintes limitações:

- A tubulação vertical pode interferir com a construção;
- Em solos de baixa permeabilidade, apresenta tempo de resposta muito grande.

4.3.1.2. Piezômetro Tipo Corda Vibrante

Desenvolvidos inicialmente nos anos 30 na França, os piezômetros elétricos de corda vibrante (PECV) utilizam o princípio onde a frequência de vibração depende da tensão aplicada na corda.

É constituído de um cilindro de plástico, onde na parte inferior possui uma membrana metálica engastada nos bordos. A face externa desta membrana fica em contato com a água do solo no ponto onde se deseja medir a poropressão e em sua face interna possui um fio fino tensionado (corda vibrante) cuja frequência de vibração é função do tensionamento do fio causado pela pressão da água na face externa da membrana.

A instalação do piezômetro elétrico, mostrada na Figura 4.6 e 4.7, inicia-se pela colocação do sensor previamente saturado dentro do furo (fase 1) seguido da colocação de areia grossa lavada no furo, formando o bulbo de areia com pelo menos 1m de altura (fase 2). Posteriormente, coloca-se bolas de bentonita que formará o selo impermeável com pelo menos 0,50m de altura (fase 3), completando-se o restante do furo com calda grossa de bentonita injetado sem pressão com bomba através de mangueira de injeção (fase 4). Finaliza-se com instalação do terminal de leitura e conexão dos cabos (fase 5).

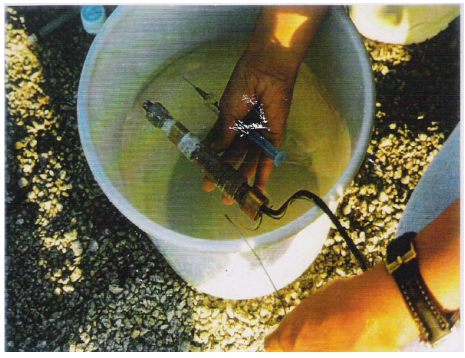


Figura 4.12: Instalação de piezômetro elétrico.

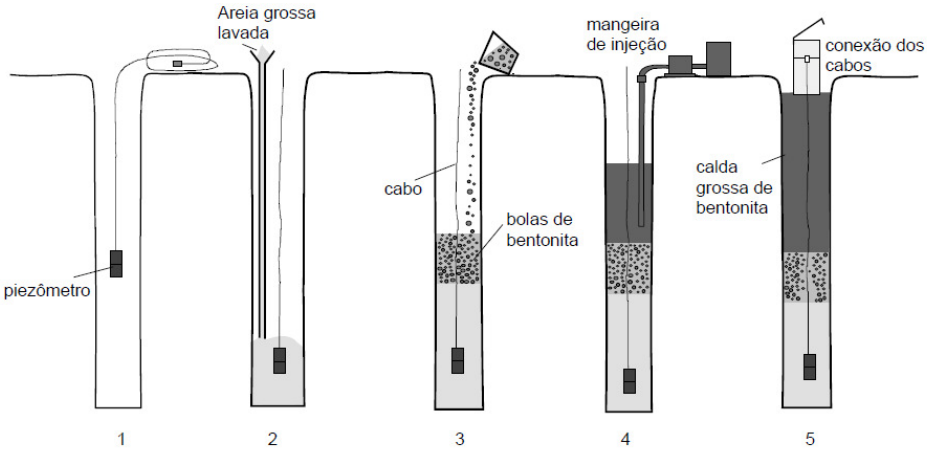


Figura 4.13: Fase de execução de piezômetro elétrico de corda vibrante.

4.3.2. Inclinômetros

O inclinômetro é um instrumento utilizado em instrumentação geotécnica com a finalidade de medir deslocamentos horizontais dentro do terreno. Um torpedo sensor é introduzido num tudo guia “vertical” de observação, fornecendo dados que permitem medir perfis de deslocamentos horizontais de massas de solos. Permite localizar a profundidade da superfície de ruptura e saber, através de várias leituras versus tempo, como estão progredindo os movimentos de uma encosta. A Figura 4.8 apresenta as partes constituintes do equipamento: Um torpedo sensor de inclinação, cabo elétrico, unidade de leitura e os tubos de acesso ranhurados.

Figura 4.14: Torpedo, unidade de leitura automática, tubos de acesso.

É feita a instalação prévia do tubo de acesso através de um furo com pelo menos 100 mm de diâmetro até uma profundidade que atravesse o campo de deslocamento previsto para o local. A extremidade inferior do tubo deve ser assente na região do terreno isenta de deslocamento. O tubo deve ser constituído por

materiais flexíveis necessários para acompanhar o movimento do terreno, podendo ser de alumínio ou de plástico, com comprimento de 3m, unidos por luvas fracamente rebitadas e com diâmetro da ordem de 80 mm, possuindo a seção com quatro ranhuras diametralmente opostas, mostrada na Figura 4.9, que servem como guia para o instrumento durante as leituras. A orientação do tubo deve ser feita de tal forma que as ranhuras coincidam com os eixos principais da obra. Em sua extremidade inferior há a colocação de um tampão de alumínio rebitado.

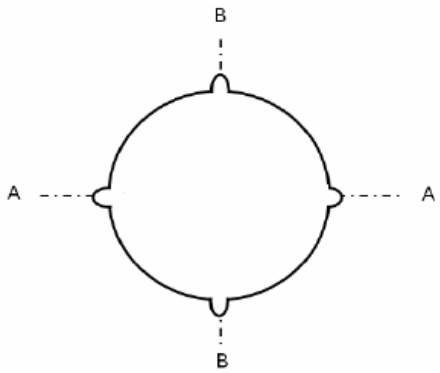


Figura 4.15: Seção transversal do tubo de acesso do inclinômetro - Eixos AA ou BB coincidentes com a direção principal do deslocamento.

As fases de instalação do tubo de acesso podem ser segundo as seguintes etapas (Figura 4.10):

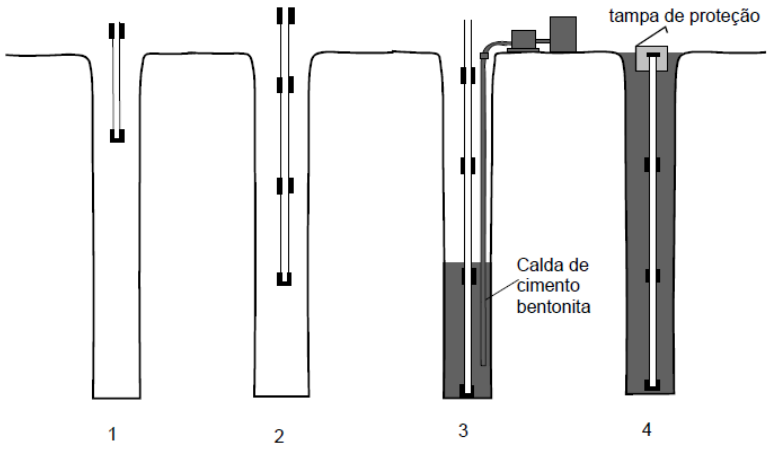


Figura 4.16: Fases de instalação do tubo de acesso.

1. Introdução do tubo de acesso no furo mantendo-se sempre a orientação das ranhuras do tubo de acesso segundo a direção principal do deslocamento;

2. Adicionar, um a um, os seguimentos do tubo rebitando-os ou unindo segundo as recomendações do fabricante do tubo;

3. Preencher o espaço anelar entre o tubo de acesso e as paredes do furo com calda de cimento-bentonita na relação 1:10, aplicada de modo ascendente com o uso de mangueira de injeção;

4. Instalar a caixa de proteção.

Figura 4.17: Fase de instalação do tubo de acesso do inclinômetro.

Torpedos de leituras e medições

O torpedo padrão possui 25 mm de diâmetro sendo do tipo deslizante, percorrendo o tubo de acesso de baixo para cima e efetuando as leituras em intervalos iguais à distância entre as rodas-guia, 61 cm para os modelos Digitilt 50301 e 50306. Nos modelos do sistema SI as leituras são feitas a cada 50 cm, tomando-se o cuidado de aguardar de 15 a 30 minutos para evitar a influência da temperatura sobre as leituras. As unidades de leitura, nos modelos mais atuais, são do tipo automático, com as leituras registradas na memória interna ao acionar um comando. Posteriormente os

dados são transferidos a um computador por cabo serial. O cálculo dos deslocamentos pode ser planilhado, e é feito pela seguinte equação:

$$\delta_h = L\sum sen\theta \qquad [4.1]$$

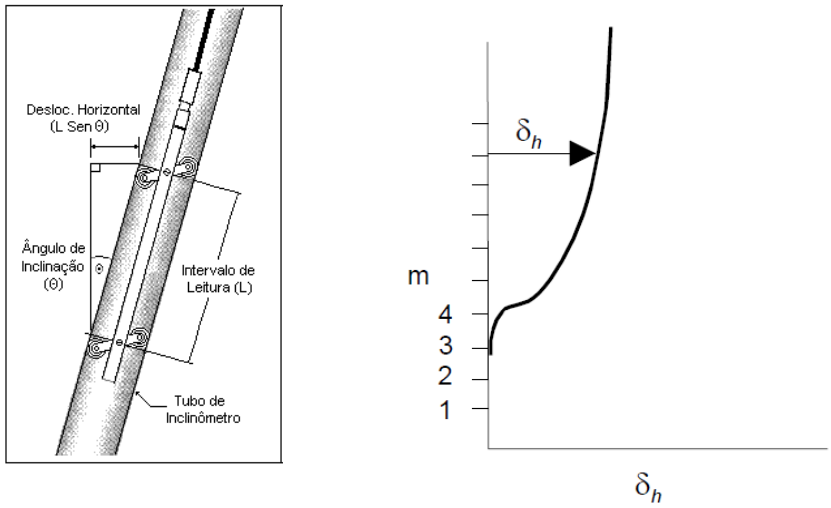


Figura 4.18: Cálculo dos deslocamentos com o inclinômetro, (Silveira, 2006).

É feito uma leitura inicial ou zero de referência, para medir a posição inicial do tubo de acesso, pois o mesmo, durante a execução, não instalado exatamente na vertical. São feitas duas séries de leituras, uma com o torpedo na direção AA e outra girando-se o torpedo de 180º, onde o valor final deverá ser feita pela média das duas leituras.

A inclinação medida pelo torpedo, nos primeiros equipamentos fabricados era feita através de um pendulo que variava com a resistência de um dos braços de uma ponte de Wheatstone. Atualmente é utilizado um servo acelerômetro no torpedo que apresenta melhor precisão, acurácia e menor tempo para estabilização das leituras.

O resultado típico de um inclinômetro pode ser demonstrado pela Figura 4.13, em que se localizou a superfície de ruptura pela variação brusca das inclinações medidas.

Nas Figuras 4.14a e 4.14b abaixo, pode ser visualizado o equipamento utilizado para instalação dos inclinômetros, constituída por sonda rotativa, assim como a amostra retirada através dos furos (Figura 4.15).

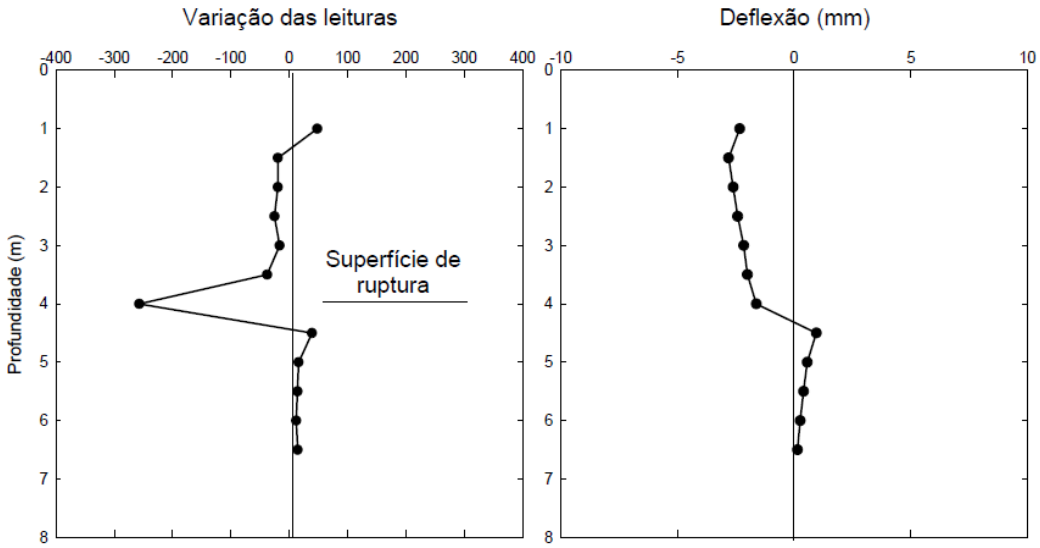


Figura 4.19: Resultado típico de um inclinômetro.

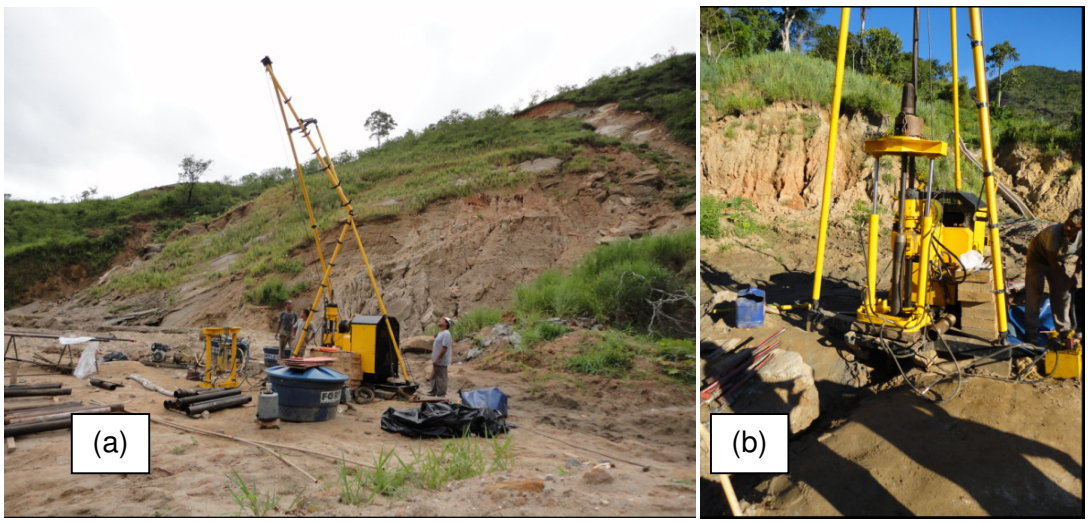


Figura 4.20: Equipamento utilizado para instalação dos inclinômetros - km 29.

Figura 4.21: Amostra de material coletado através dos furos.

4.3.3. Medidor de Nível D´Água

O medidor de nível d´água são instrumentos que permitem identificar a cota do nível d´água do terreno. Consistem em tubo de PVC perfurado na região de variação do nível d´água, revestido com geosintético instalado em furo de sondagem. O espaço entre o tubo e as paredes do furo é preenchido com areia com o objetivo de permitir que a água penetre no tubo onde o interceptar. As leituras são executadas com o instrumento medidor de nível d´água que consiste em um carretel, um cabo multi-condutor, circuito eletrônico de alarme sonoro e visual com ajuste de sensibilidade para evitar falsos alarmes, e uma sonda constituída em latão e teflon, fixada na ponta do cabo. O cabo é marcado de metro em metro. A sonda ao tocar o nível d´água, aciona um alarme sonoro e visual, determinando o nível em uma referencia no topo do furo.

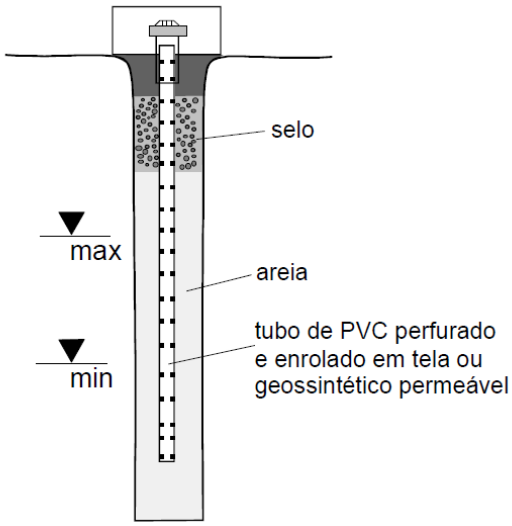


Figura 4.22: Indicador de nível d´água (INA).

4.3.4. Marcos Superficiais

Os deslocamentos na superfície do terreno podem ser observados e monitorados através da instalação de marcos topográficos ou superficiais. Com isso, são necessários pontos de referência na estrutura, também chamados de marcos, e pontos de referenciais fixos, fora da estrutura.

Os pontos de referencias fixos, também chamados de benchmarks, devem ser localizados em construções próximas, livres de qualquer movimento como recalques, inclinações, movimentos térmicos, etc. e na inexistência de construções para este fim, podem ser instalados benchmarks profundos.

Segundo DUNNICLIF & GREEN (1988), para instalação de um benchmark profundo deverá ser ancorada uma haste no subsolo no qual esta deverá ser protegida dos movimentos do solo adjacente por um tubo em que a haste não tem contato. A haste deverá ser ancorada em rocha ou solo a uma profundidade onde não ocorram movimentações devido à obra.

Os marcos podem ser constituídos de parafusos inoxidáveis de cabeça boleada inseridos na estrutura e quando instalados no topo de aterros e em taludes é conveniente que o parafuso seja inserido em um pequeno bloco de concreto.

4.3.5. Pluviógrafos

Os pluviógrafos usualmente utilizados, conhecidos como *Ville de Paris* pelos hidrólogos, podem ser do tipo gangorra ou báscula. A chuva penetra pelo topo do funil com 300mm de diâmetro e atinge um pequeno reservatório. Quando este está preenchido, báscula e permite o acionamento de um contato elétrico que fornece um pulso para o sistema de aquisição de dados. A contagem dos pulsos em um determinado período permite determinar a chuva acumulada e a intensidade da mesma, A acurácia do instrumento é da ordem de 0,2mm de chuva. A aquisição de dados é automática e o envio dos mesmos é realizado via rádio para uma estação central, a cada 15min. Na estação central os dados são analisados e organizados através de programas computacionais (GEORIO, 2000).

Figura 4.23: Pluviômetro empregado para monitoramento de chuvas (GEORIO,2000).

4.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade, de maneira geral, possuem os seguintes objetivos:

- Averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;

- Averiguar a possibilidade de escorregamentos de taludes naturais ou construídos pelo homem, analisando-se a influência de modificações propostas;

- Análise de sensibilidade e estudo da influência relativa de parâmetros, como por exemplo, de resistência, variando-se as condições de fluxo;

- Analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo-se subsídios para o entendimento de mecanismos de ruptura e da influência de fatores ambientais (Retroanálise da estabilidade);

- Executar projetos de estabilização de taludes já rompidos, investigando-se as alternativas de medidas preventivas e corretivas que possam ser necessárias;

- Estudar o efeito de carregamentos extremos naturais ou decorrentes da ação do homem, tais como, terremotos, maremotos, explosões, altos gradientes de temperaturas, execução de obras, etc.;

Neste trabalho, para as análises de estabilidade do talude, foi utilizado o método de Morgenstern e Price. Trata-se de um método rigoroso de análise, em que são satisfeitas as três equações de equilíbrio estático. Foi utilizado o software SLOPE/W da companhia canadense GEOSLOPE, conforme detalhes no capítulo 7 deste trabalho.

5. ANÁLISE DO MOVIMENTO DA ENCOSTA NO KM 29

Para avaliação do comportamento da encosta situada no km 29 da rodovia BR116/RJ, foram analisadas, no presente capítulo, as movimentações do maciço partindo dos resultados da instrumentação constituída por piezômetros e medidores de nível d´água, ambos com intervalos de dados disponíveis a partir de junho de 2012 até junho 2013. Para os inclinômetros, os dados iniciais das leituras variaram a cada um dos 6 instrumentos. Para os marcos superficiais, as leituras foram de dezembro de 2011 a março de 2013, e finalmente para os pluviográfos, o intervalo de medições foi entre janeiro de 2008 a julho de 2013. Os intervalos de dados disponíveis para cada instrumento podem ser visualizados na tabela 5.1.

5.1. LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A área estudada compreende um trecho de aproximadamente 120m, nas proximidades do km 29 da BR 116/RJ localizada no município de Sapucaia. O trecho da encosta com maiores movimentações tem cerca de 50m de altura e inclinação média de 14°. Foram monitoradas as variações de pressões na água com piezômetros elétricos e Casagrande. Já os deslocamentos horizontais foram monitorados através de marcos topográficos e inclinômetros. As Figuras 5.1 e 5.2 abaixo mostram a fotografia aérea da região instrumentada e a planta geral com as locações das estações de monitoração, respectivamente. A Figura 5.3 mostra a seção transversal com as estações de monitoração.

Figura 5.1:Localização esquemática das estações de monitoração no km 29 – BR 116/RJ.

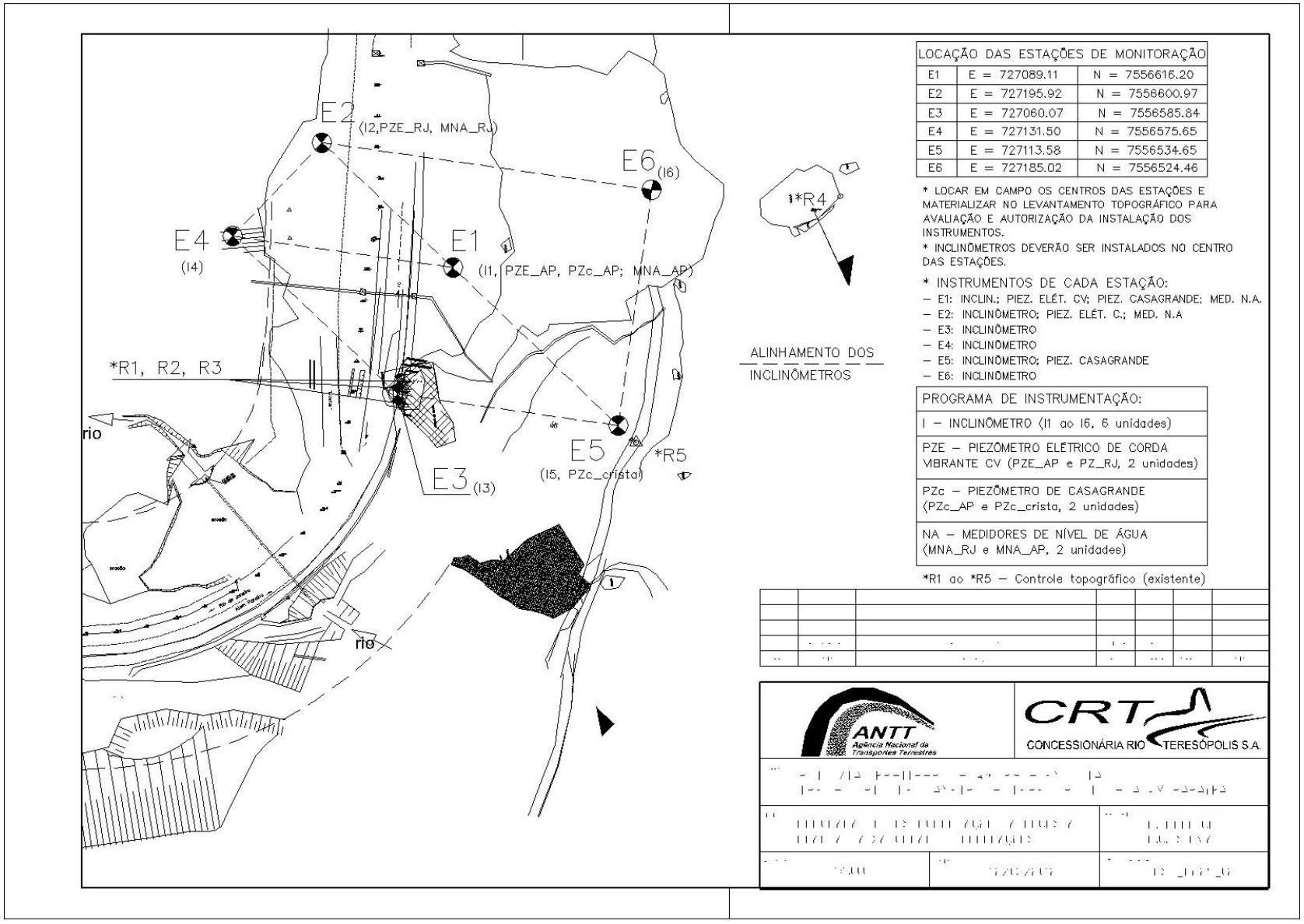


Figura 5.2: Localização em planta das estações de monitoração no km 29 – BR 116/RJ.

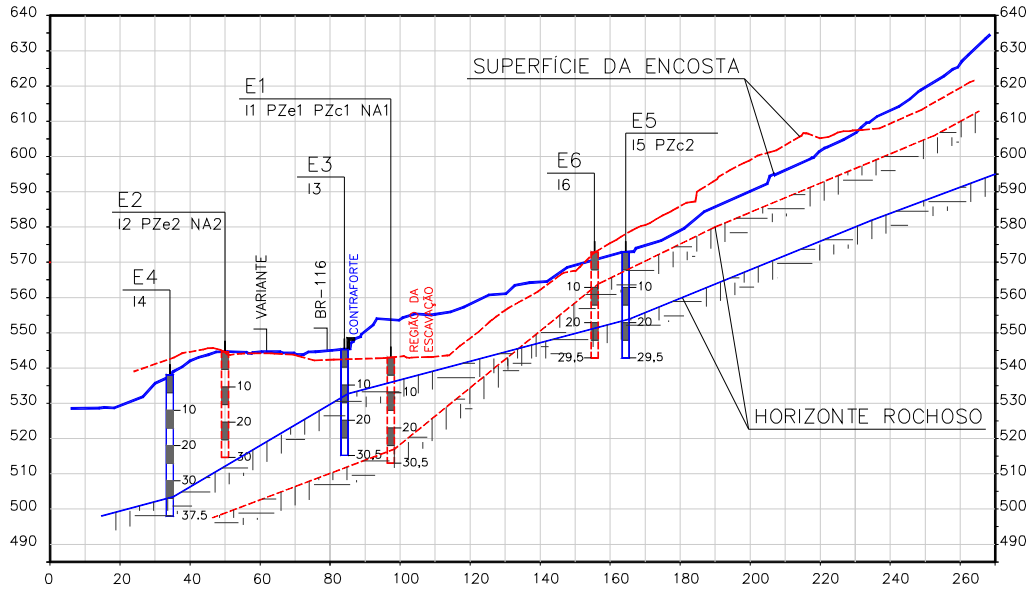


Figura 5.3: Seções transversais com as estações de monitoração superpostas (EHRLICH et al.,2012).

O período de monitoração escolhido foi de dezembro de 2011 a junho de 2013, por apresentar conjuntos de dados contínuos e de boa qualidade em períodos de tempo satisfatórios, a exceção dos pluviógrafos que forneceram dados desde janeiro de 2008. É importante salientar que o início do período de monitoração através dos controles topográficos deu-se anteriormente ao início do restante da monitoração com uma defasagem variável entre os mesmos. Na Tabela 5.1 encontra-se a instrumentação utilizada, com os respectivos períodos de atividade.

Tabela 5.1: Instrumentos utilizados e período de monitoração.

Instrumento	Período
Controle Topográfico R1	Dezembro de 2011 a Março de 2013
Controle Topográfico R2	Dezembro de 2011 a Março de 2013
Controle Topográfico R3	Dezembro de 2011 a Março de 2013
Controle Topográfico R4	Dezembro de 2011 a Março de 2013
Controle Topográfico R5	Dezembro de 2011 a Março de 2013
Inclinômetro I-1	Junho de 2012 a Março de 2013
Inclinômetro I-2	Agosto de 2012 a Março de 2013
Inclinômetro I-3	Julho de 2012 a Março de 2013
Inclinômetro I-4	Agosto de 2012 a Março de 2013
Inclinômetro I-5	Setembro de 2012 a Março de 2013

Inclinômetro I-6	Outubro de 2012 a Março de 2013
Piezômetro Elétrico PZE_AP	Julho de 2012 a Junho de 2013
Piezômetro Elétrico PZE_RJ	Julho de 2012 a Junho de 2013
Piezômetro de Casagrande PZc_AP	Julho de 2012 a Junho de 2013
Piezômetro de Casagrande PZc_ crista	Julho de 2012 a Junho de 2013
Medidores de Nível d´água NA1	Julho de 2012 a Março de 2013
Medidores de Nível d´água NA2	Julho de 2012 a Março de 2013
Pluviógrafos	Janeiro de 2008 a Julho de 2013

5.2. RESULTADO DA INSTRUMENTAÇÃO DA ENCOSTA

Os resultados obtidos pela instrumentação com os inclinômetros, pluviômetros, piezômetros e medidores de nível d´água, assim como dados da monitoração topográfica através de marcos superficial, serão a seguir apresentados e analisados.

5.2.1. Inclinômetros

Para a análise dos resultados dos inclinômetros, os valores dos deslocamentos obtidos das medições nos eixos “A” e “B” foram utilizados para o cálculo das resultantes. Através da verificação dos resultados, identifica-se a profundidade de distorção máxima e observa-se nesse ponto, a superfície de deslizamento ou cisalhamento. As datas de instalação dos inclinômetros e as profundidades dos mesmos são mostradas na tabela 5.2.

O ponto de máxima distorção ao longo do tubo de inclinômetro corresponde a profundidade crítica ou de deslizamento, com isso é importante verificar nesta profundidade a relação entre os deslocamentos horizontais segundo os eixos A e B do tubo do inclinômetro nas diversas medições realizadas, o que possibilitará a determinação da resultante dos vetores de movimentação no período analisado.

Através dos resultados da monitoração no período de estudo (Figura 5.5 a 5.10), observou-se que a superfície crítica ou de deslizamento, caracterizada através das distorções máximas das resultantes obtidas das medições dos inclinômetros, apresentou-se maiores que 30 m de profundidade onde foi instalada a extremidade fixa deste equipamento. Esta análise em confronto com a observação do perfil do

terreno, tal como mostrado no anexo 1 (perfis geológicos), permite estabelecer que a superfície de deslizamento atinge a camada de rocha alterada .

Os maiores deslocamentos ocorrem nas proximidades dos inclinômetros I-5 e I-6, que através das leituras destes equipamentos pode-se observar um deslocamento total acumulado de 948 mm e 1330 mm, respectivamente. Para o cálculo da resultante do deslocamento em cada inclinômetro, foi considerada a maior variação acumulada do deslocamento, segundo os eixos principais do instrumento. O deslocamento máximo acumulado de cada inclinômetro, nas direções A e B, a resultante do deslocamento e o mês da leitura de referência, podem ser visualizados através da tabela 5.3.

Por meio dos deslocamentos nos eixos A e B dos inclinômetros no período de monitoramento, foram obtidos os vetores de movimentação relativos aos maiores deslocamentos absoluto durante o período integral de monitoração, mostrados em planta, a partir da localização dos tubos dos inclinômetros, na Figura 5.11. Os ângulos em relação ao eixo A, para todos os inclinômetros, são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.2: Profundidades e data de instalação dos inclinômetros

Inclinômetros	Data de Instalação	Profundidade de Instalação (m)	Profundidade do horizonte rochoso (m)
I 1	12/04/2012	30,5	26,0
I 2	18/04/2012	30	Não encontrado
I 3	28/04/2012	30,5	12,5
I 4	10/05/2012	37,5	34,5
I 5	01/06/2012	29,5	19,0
I 6	14/06/2012	29,5	9,0

Tabela 5.3: Deslocamento resultante nos inclinômetros.

Inclinômetro	Deslocamentos			
	Eixo A (mm)	Eixo B (mm)	Resultante (mm) $\sqrt{a^2+b^2}$	Leitura de Referência (Data)
I-1	3,0	12,5	13	15/3/2013
I-2	2,0	2,0	3	20/2/2013
I-3	23,0	-35,0	42	15/3/2013
I-4	2,5	8,0	8	20/2/2013
I-5	840,0	450,0	953	14/3/2013
I-6	960,0	820,0	1263	20/12/2012

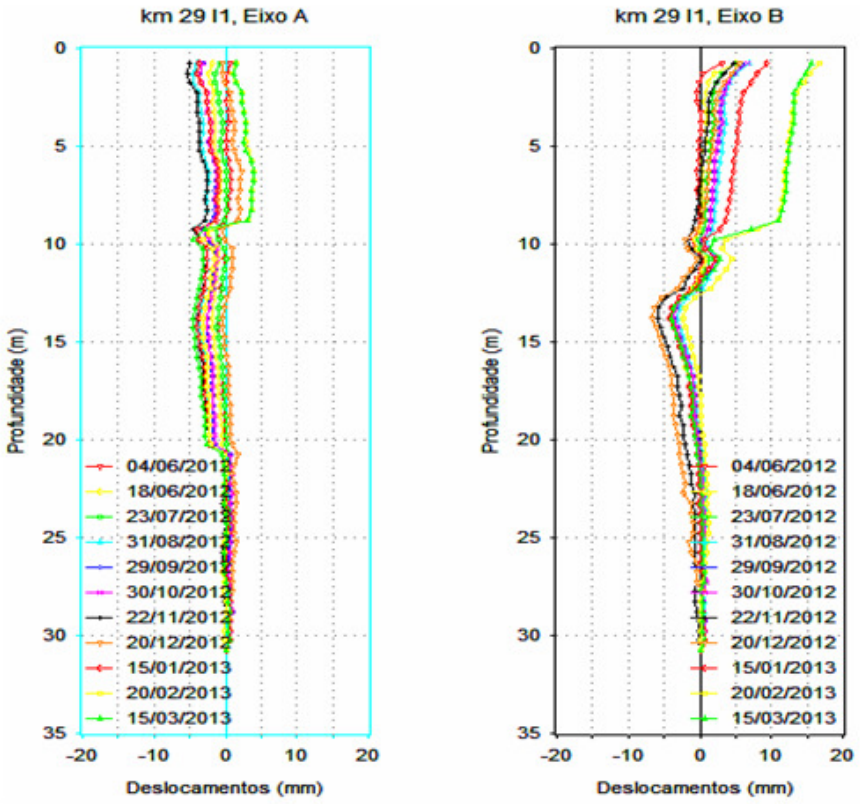


Figura 5.4: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I1.

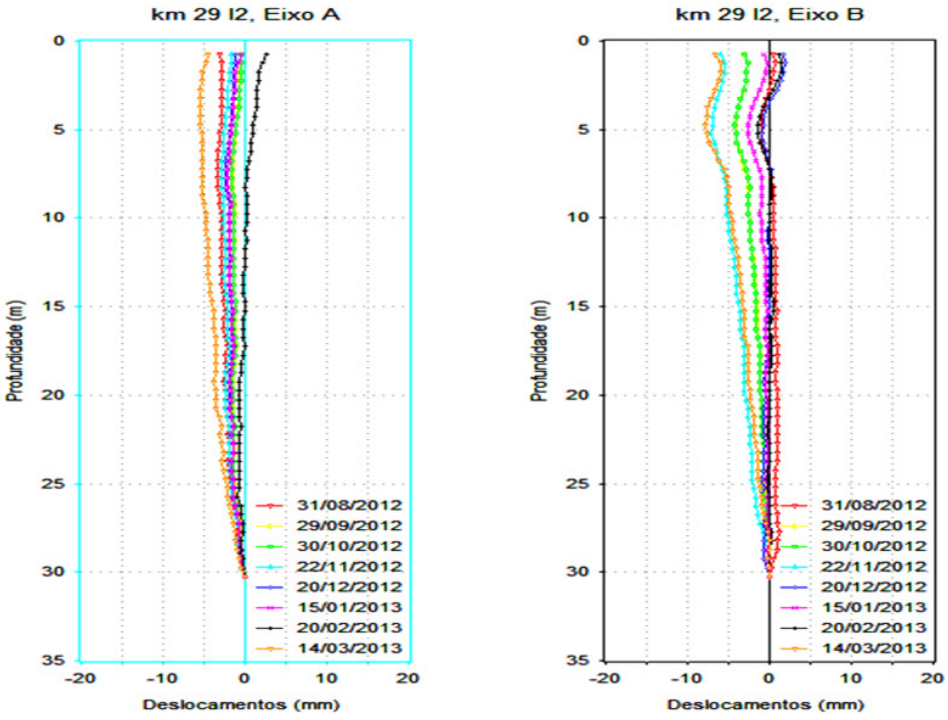


Figura 5.5: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I2.

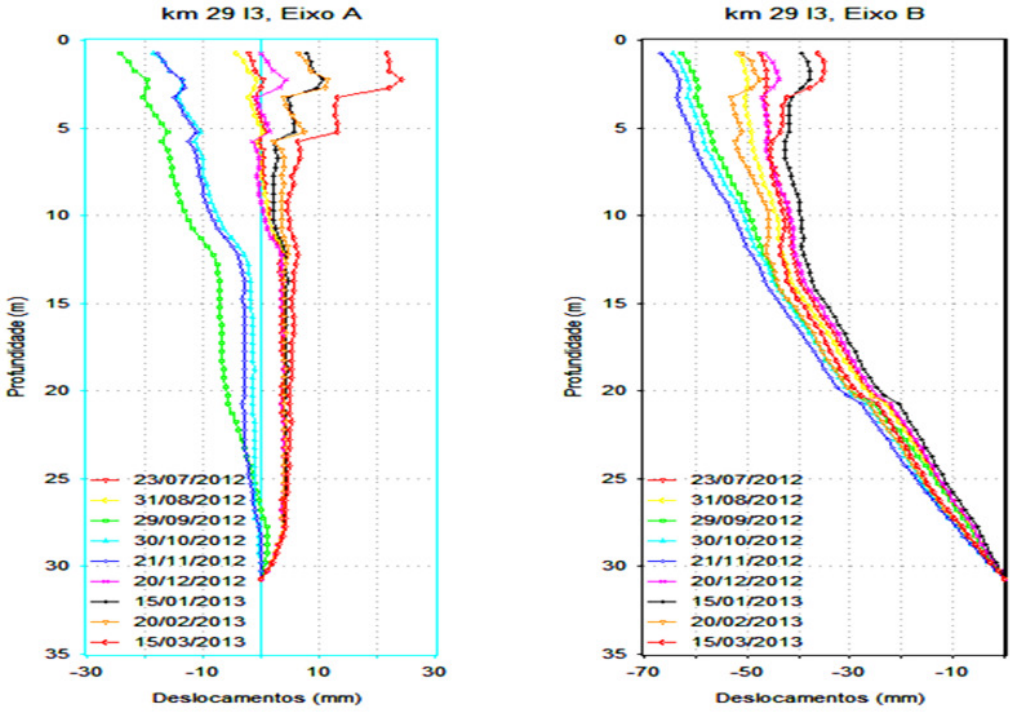


Figura 5.6: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I3.

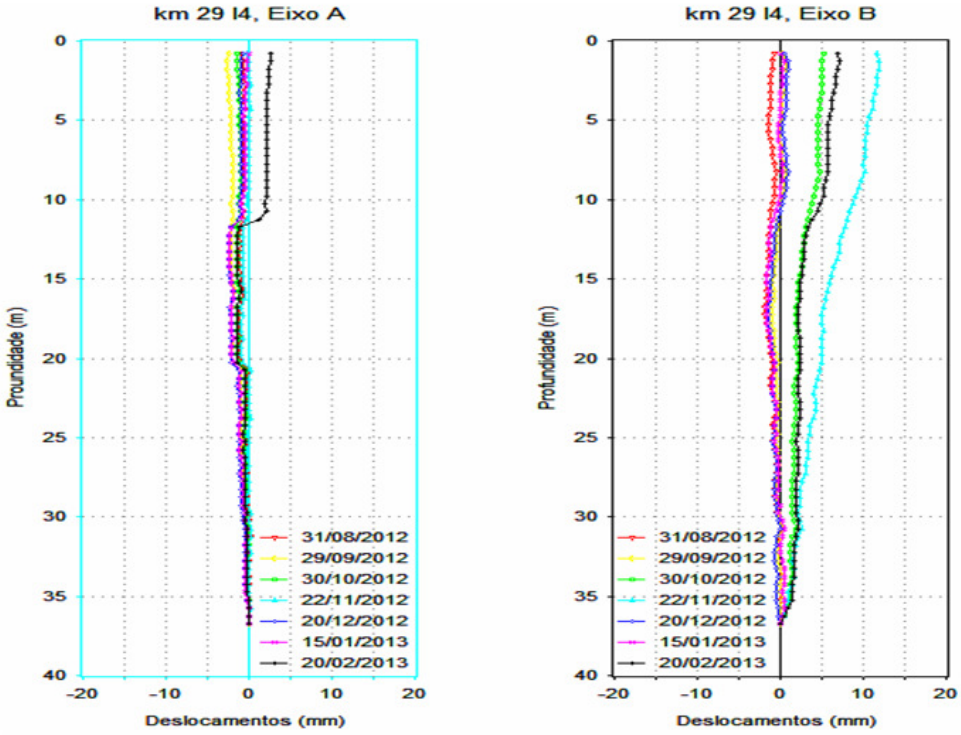


Figura 5.7: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I4.

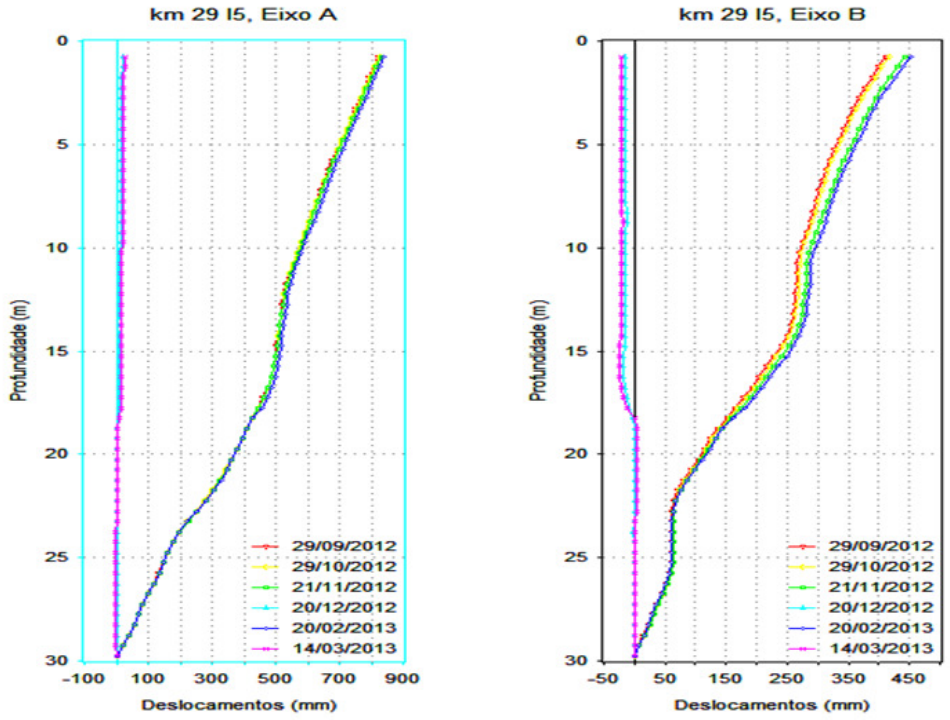


Figura 5.8: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I5.

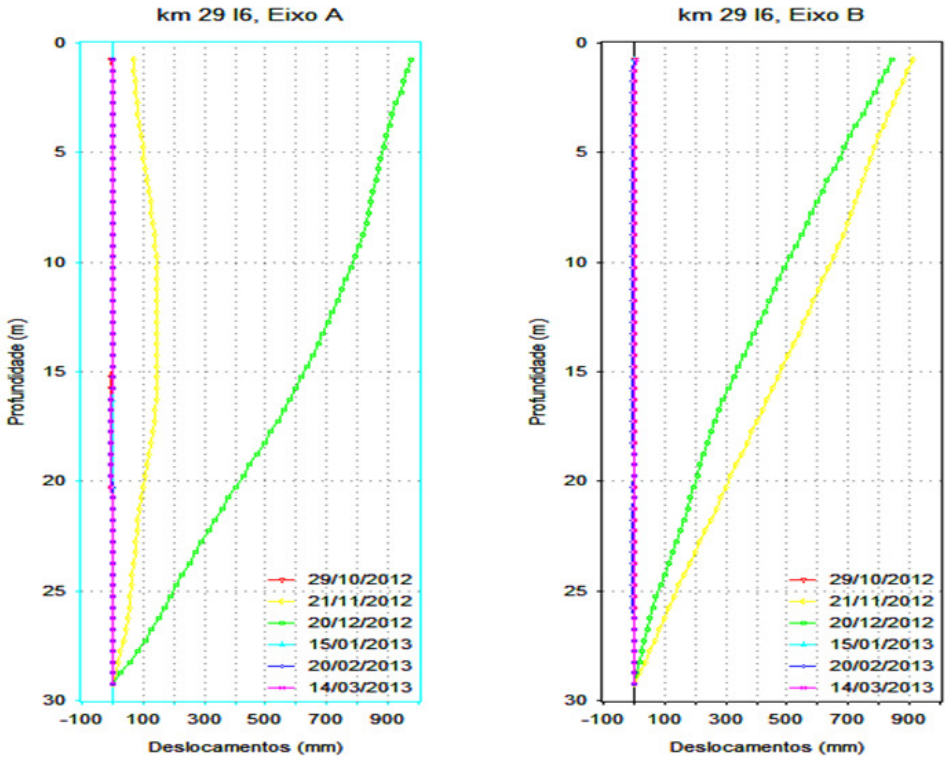


Figura 5.9: Resultado da monitoração por inclinômetros da estação I6.

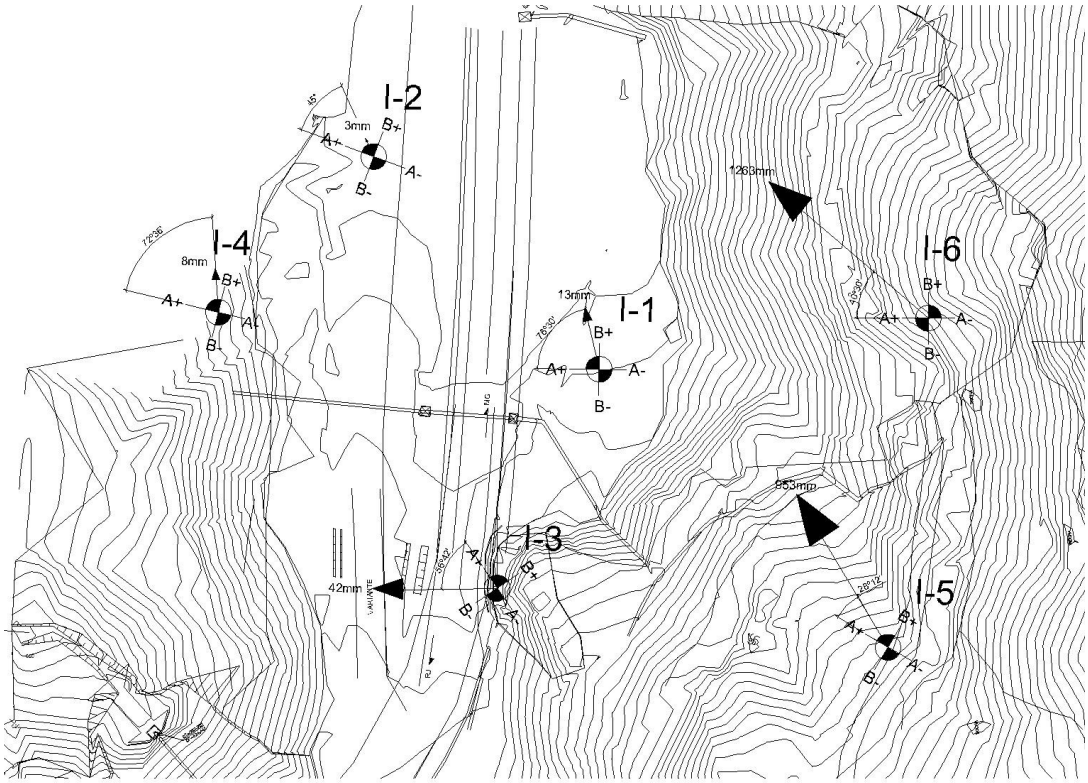


Figura 5.10: Direção e sentido dos movimentos nos inclinômetros com os módulos dos vetores proporcionais aos deslocamentos.

Tabela 5.4: Inclinação do vetor de deslocamento em relação ao eixo A.

Inclinômetro	Inclinação do movimento em relação ao eixo A+ (°)
I-1	76,5
I-2	45
I-3	56,7
I-4	72,6
I-5	28,2
I-6	40,5

5.2.2. Pluviógrafos

Têm-se, atualmente, leituras de pluviógrafos (e estações totais) posicionados ao longo da Rodovia BR 116/RJ nos seguintes locais: km 40 (BOP); km 81 (Defesa Civil); km 90; km 105 (Brasilinha) e km 133,5 (Praça de Pedágio 1). O equipamento hoje situado no km 90 estava originalmente situado no km 71 (Praça de pedágio 2).

Conta-se também com a estação meteorológica (7ª) do INMET que se apresenta localizada dentro da Sede PARNASO.

Na Figura 5.11 observam-se as leituras pluviométricas na região da serra, que permitem uma análise qualitativa do comportamento no km 29 e, como esperado para a região sudeste, as leituras pluviométricas assinalaram redução dos índices de chuvas a partir de Abril e o início da estação chuvosa a partir de Outubro. Observam-se também picos extraordinários nos períodos considerados não chuvosos.

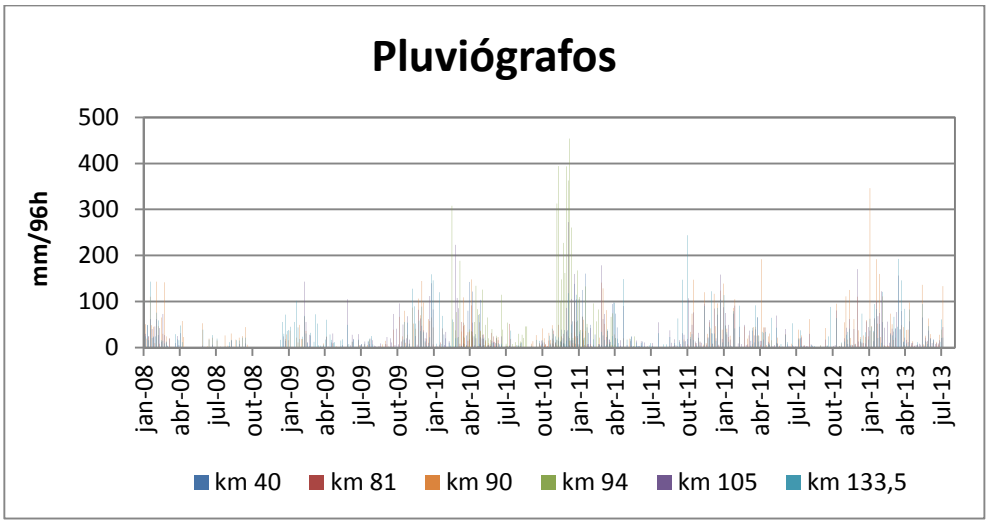


Figura 5.11: Registro de chuvas observados nos pluviógrafos ao longo de pontos na rodovia.

Definiu-se um limiar pluviométrico para a ocorrência de escorregamentos rápidos que atinjam as pistas de rolamento. A intensidade pluviométrica horária com a acumulada nas 24 horas antecedentes foi a combinação que apresentou melhor correlação. Tal observação pode estar associada às características geológicas das encostas que margeiam a rodovia. A combinação de altíssimas declividades e o alto grau de fraturamento do maciço rochoso que se verificam na serra, tende em geral a dificultar o desenvolvimento de espessas camadas de solo e a contribuir para o aumento da velocidade das percolações superficiais e subsuperficiais, facilitando a deflagração dos movimentos de massa. Deve-se destacar o grau de incerteza existente visto o relativamente pequeno volume de dados até então disponíveis.

Na Figura 5.12 apresenta-se correlação entre chuvas e deslizamentos observados ao longo do período integral de monitoração. A intensidade pluviométrica horária (mm/h) e a pluviometria acumulada em 24 horas (mm/24h) apresentaram as melhores correlações em relação à deflagração de escorregamentos. A pluviometria

acumulada em períodos maiores do que 24 horas mostraram influência pouco significativa.

Na Tabela 5.5 apresenta-se a classificação adotada para os eventos. Prossegue-se com a monitoração objetivando a calibração anual dos valores da pluviometria crítica.

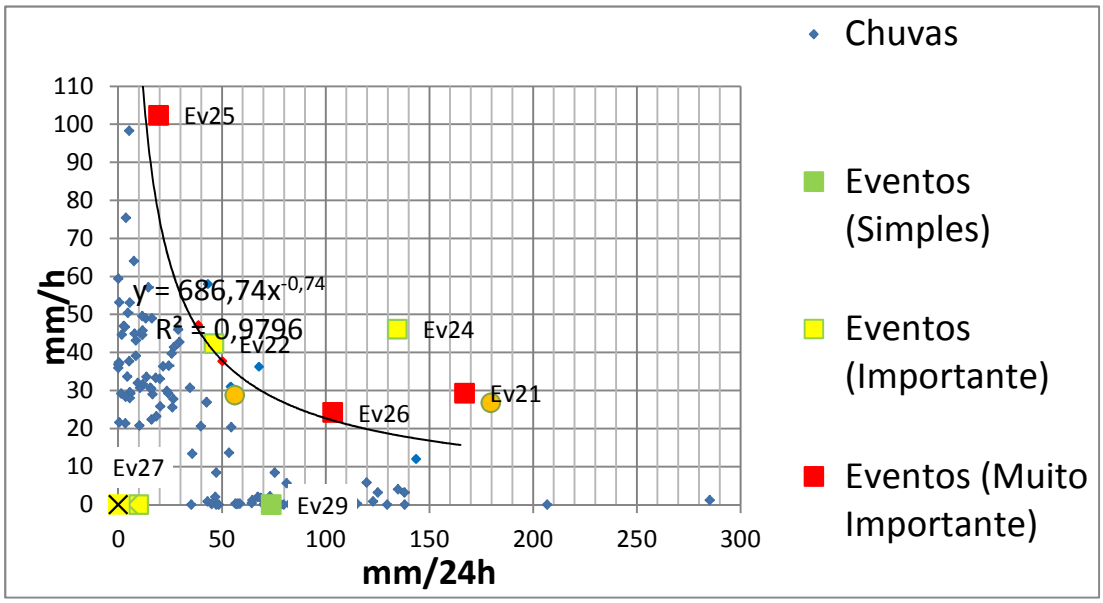


Figura 5.12:Correlação chuvas versus eventos na BR 116/RJ, KM 75 (D´ORSI 2011).

Tabela 5.5: Classificação dos eventos.

Nº. de ocorrências	Alcance do escorregamento		
	Acostamento	1 pista	2 pistas
1	Simples	Simples	Importante
2	Simples	Importante	Muito Importante
3	Importante	Importante	Muito Importante
4	Importante	Muito Importante	Muito Importante
≥ 5	Muito Importante	Muito Importante	Muito Importante

Para este estudo, as correlações entre a intensidade pluviométrica da velocidade do deslocamento da encosta, como é mostrado no item 5.2 deste trabalho, foi feita com base nos resultados de pluviometria obtidos da estação localizada no km 40(BOP), portanto distante 11 km do trecho em estudo. O intervalo de monitoração

desta estação, para correlação com os deslocamentos da encosta no km 29 é de janeiro de 2012 a março de 2012.

5.2.3. Piezômetros

São mostrados neste item, as variações de cargas hidráulicas piezométricas e, por conseguinte, as pressões neutras associadas e níveis freáticos obtidos da instrumentação (Figura 5.14 e 5.15).

Na tabela 5.5 e 5.6 podem ser visualizados os dados referentes aos piezômetros instalados tais como a profundidade de instalação, e dados de calibração do instrumento.

Tabela 5.6: Dados de calibração dos piezômetros elétrico.

Piezômetros Elétricos					
Piezômetro	**Leitura Zero (Hz)**	**Data**	**Temperatura (°C)**	**Constante de Calibração (Kpa/Hz)**	**Profundidade de Instalação (m)**
PZE_RJ	2626,9	17/06/2012	35,1	0,9505	11,50
PZE_AP	2825,4	18/06/2012	24,6	0,912	13,70

Tabela 5.7:Dados de Instalação dos piezômetro Casagrande

Piezômetros Casagrande		
Piezômetro	**Data**	**Profundidade de Instalação (m)**
PZc_AP	04/06/2012	11,00
PZc_crista	06/06/2012	16,00

Período de monitoração dos piezômetros para este trabalho foi estendido até o mês de junho de 2013, pois constatou-se que o fundo do piezômetro elétrico PZE_RJ havia deslocado e por isso fornecendo dados que não correspondiam às condições de campo até o mês de março deste mesmo ano.

Conforme ilustrado pela

Figura 5.14, houve uma aparente diminuição gradual da carga piezométrica, porém esta diminuição deu-se devido ao deslocamento no tubo de piezômetro e não

devido à redução da carga piezométrica em si. De posse desta constatação, procedeu-se em 25/03/2013 recolocação e fixação da base do tubo do piezômetro, de tal forma que as leituras a partir de março de 2013 voltassem a fornecer a carga hidráulica relativo à cota de instalação original no trecho.

Os maiores valores de altura piezométrica registrada pelos piezômetros, como observado na Figura 5.14 abaixo, foram de aproximadamente 6 m para o piezômetro elétrico PZE_RJ, e cerca de 10 m para o piezômetro Casagrande PZc_crista, relativos a cota de instalação destes instrumentos que podem ser observados na tabela 5.6 e 5.7 e que corresponderam a leituras no mês de janeiro de 2013.

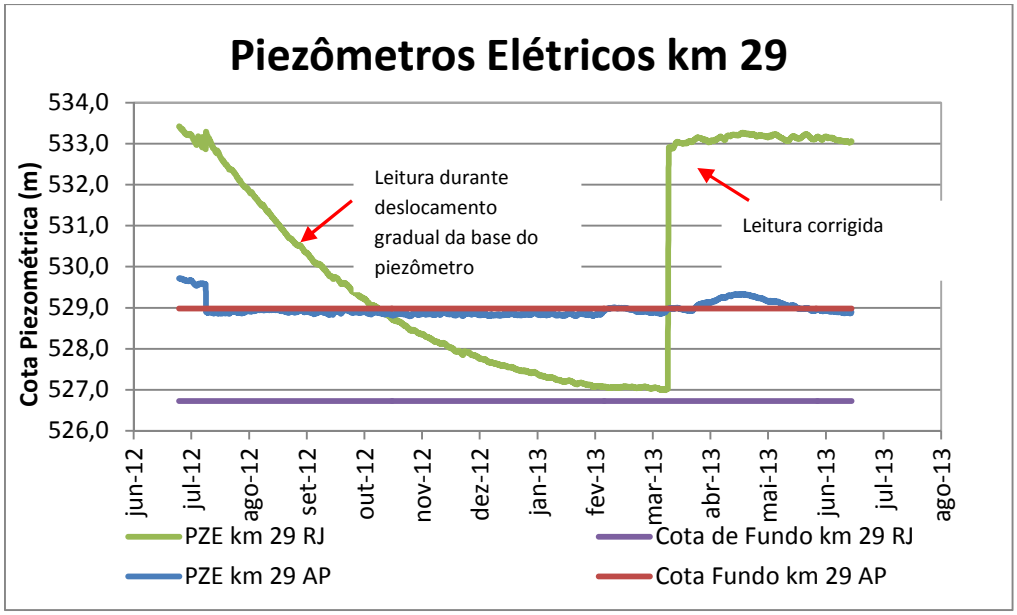


Figura 5.13: Resultado da monitoração da cota piezométrica através de piezômetros elétricos instalados no local.

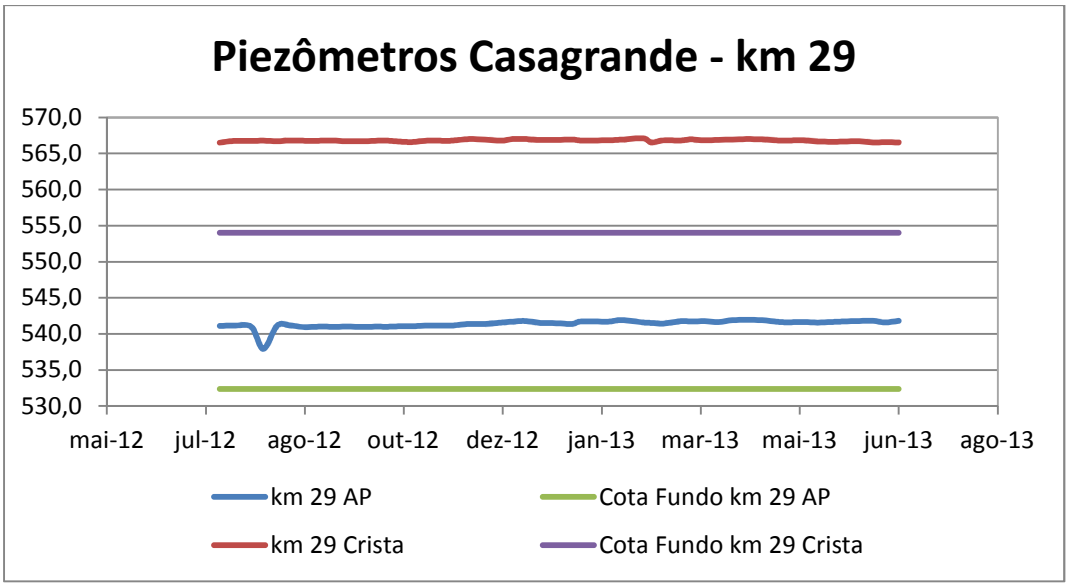


Figura 5.14: Resultado da monitoração da cota piezométrica através de piezômetros Casagrande instalados no local.

5.2.4. Medidor de Nível d´água

O resultado da monitoração do nível d´agua é mostrado na Figura 5.16 abaixo. Observa-se, através desse gráfico, uma variação significativa do nível d´água a partir de fevereiro de 2013, possivelmente atrelado a período chuvoso típico destes meses.

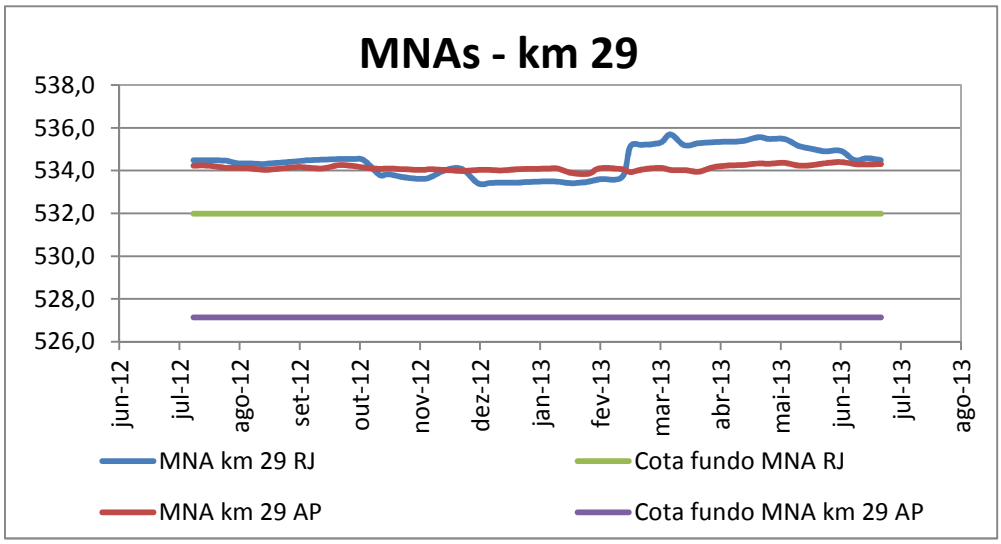


Figura 5.15: Resultado da monitoração do nível d´água no km29, BR116/RJ.

A análise em conjunto do resultado da monitoração do nível d´água no km 29 com o resultado da monitoração da cota piezométrica através dos piezômetros elétricos e

Casagrande, permitiu concluir, pela diferença de cota entre estes instrumentos, que há um fluxo descendente no trecho em estudo.

5.2.5. Marcos Superficiais

O controle topográfico realizado através de marcos superficiais implantados no km 29 foi realizado com leituras diárias entre as datas 27/12/2011 e 28/02/2012 (Figura 5.17). Após esta data, as leituras passaram a ser feitas em intervalos variados. Após 28/02 foram realizados 37 leituras até o dia 25/03/2013.

Para avaliação dos resultados da monitoração, foram constatados os seguintes eventos de relevância:

- Execução de drenagem superficial na porção superior da encosta, entre os dias 04 e 06 de janeiro de 2012, em que desviou-se um afloramento do lençol freático para o flanco do talude.

- Conclusão da execução do preenchimento da escavação aberta no pé do talude com uma camada de rachão de aproximadamente 1,50m de profundidade na base da encosta, ao nível da plataforma rodoviária no dia 11 de janeiro de 2012 como medida provisória de minimização dos movimentos na encosta deflagrado pelas obras de escavação realizada no final de dezembro de 2011.

A Figura 5.17 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontal (δ_h) e vertical (δ_v). As acelerações dos deslocamentos horizontais são apresentadas na Figura 5.18 e 5.19.

A relação da precipitação com a velocidade dos deslocamentos horizontais, neste primeiro intervalo de medição, é apresentada na Figura 5.18.

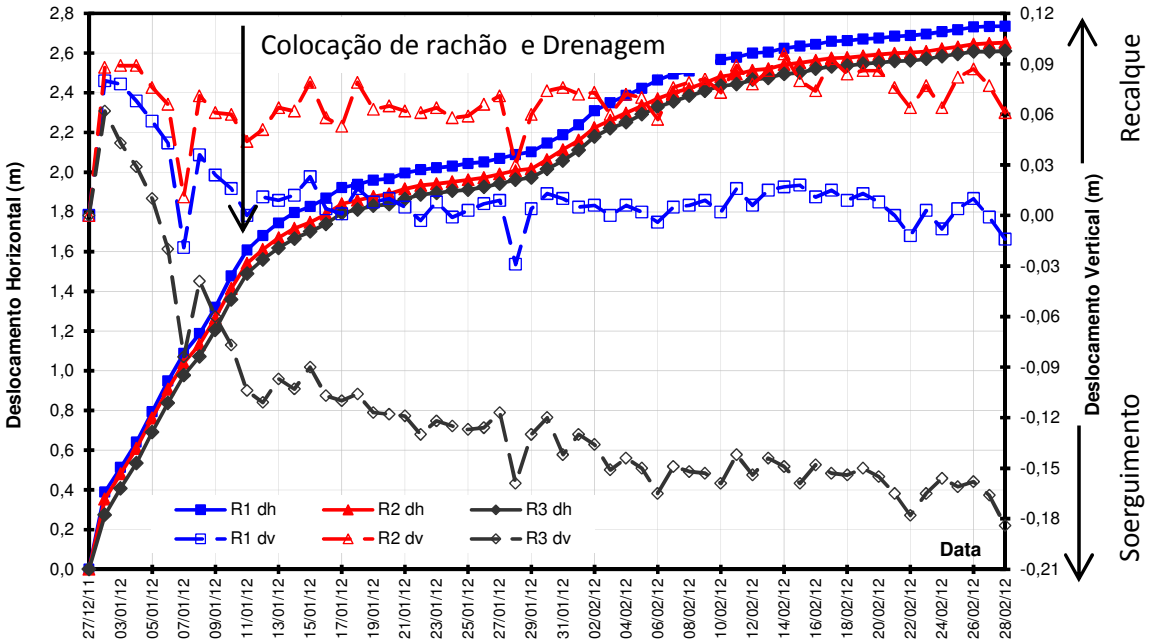


Figura 5.16: Deslocamentos δh e δv em função do tempo (27/12/2011 a 28/02/2012).

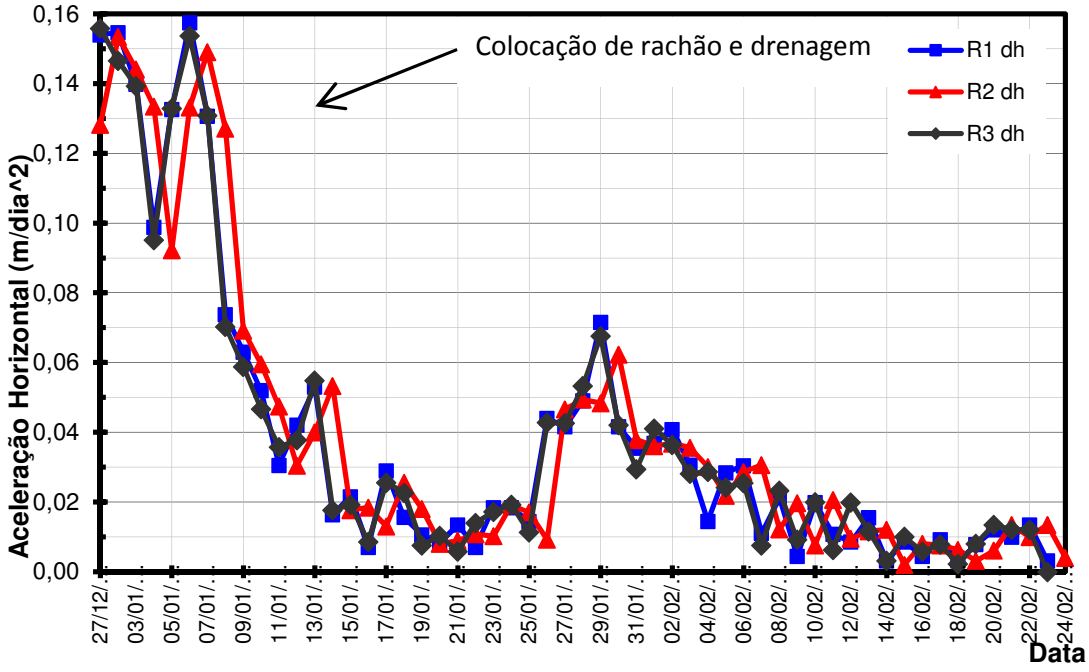


Figura 5.17: Aceleração do deslocamento horizontal (27/12/2011 a 28/02/2012).

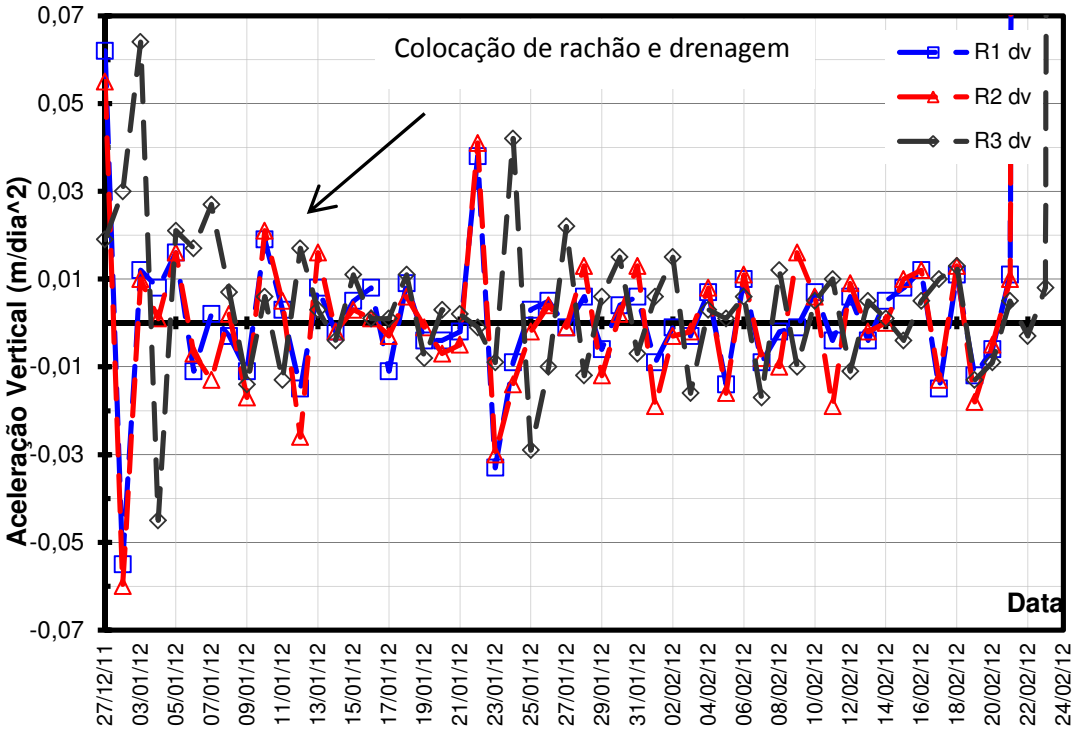


Figura 5.18: Aceleração do deslocamento vertical (27/12/2011 a 28/02/2012).

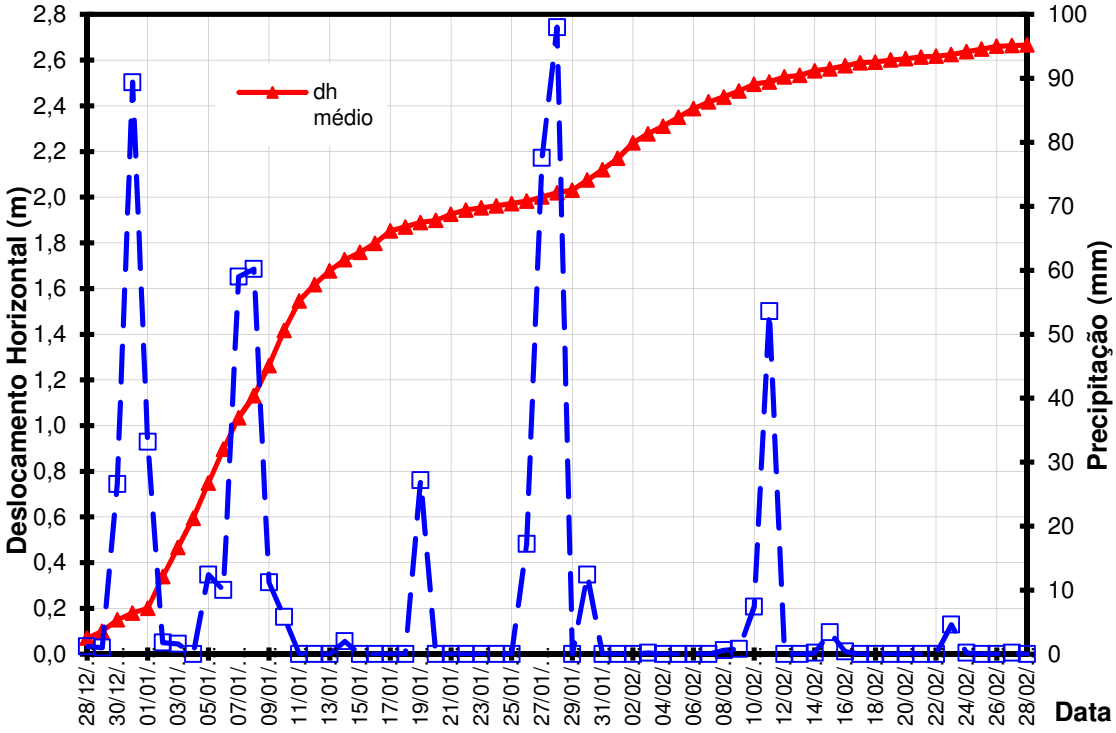


Figura 5.19: Deslocamentos horizontais médios e precipitações durante o período de 28/12/2011 a 28/02/2012.

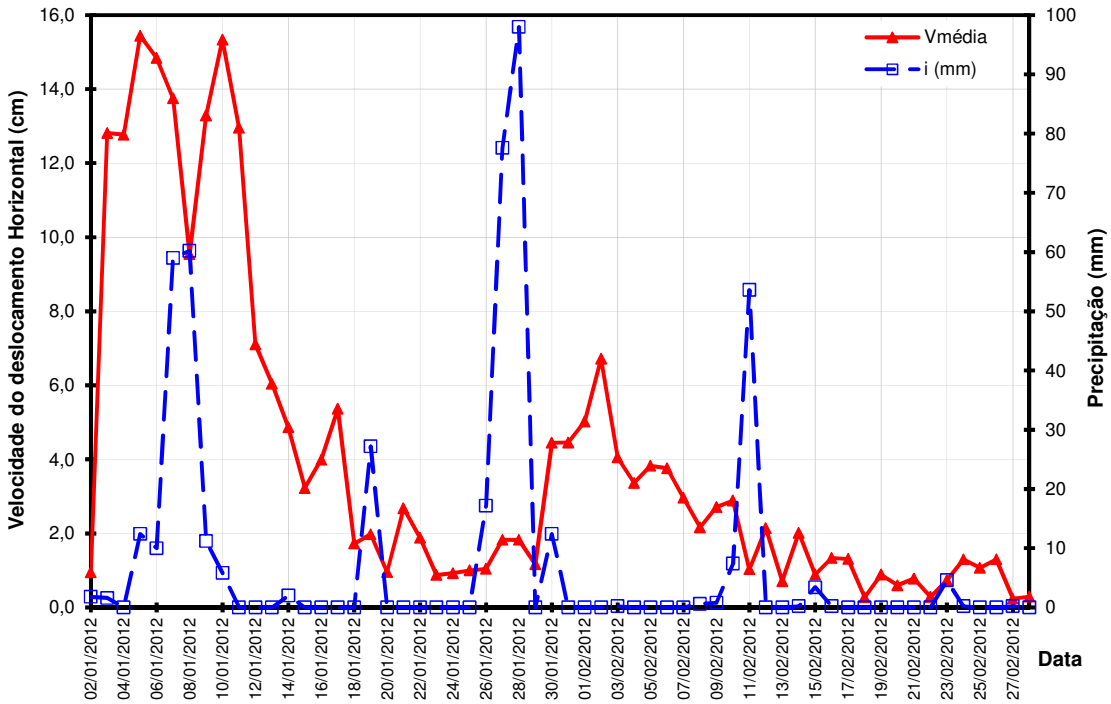


Figura 5.20: Relação entre a velocidade média dos deslocamentos horizontais e precipitações (02/01/2012 a 28/02/2012).

Após esse primeiro intervalo de leitura, entre dezembro de 2011 a fevereiro de 2012, a aquisição dos dados da monitoração periódica passou a ser realizado em intervalos variados, 37 leituras entre os dias 02/03/2012 e 25/03/2013. Estes resultados, neste segundo período de análise, serão apresentados por meio de gráficos partindo dos deslocamentos acumulados em 28/02/2012 e completados com dados de precipitações emitidos diariamente pela estação pluviométrica BOP localizado nas proximidades do trecho estudado.

A Figura 5.22 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontal (δh) e vertical (δv). As velocidades dos deslocamentos horizontais são apresentadas na Figura 5.23. A relação da precipitação com a velocidade dos deslocamentos horizontais é mostrada na Figura 5.24.

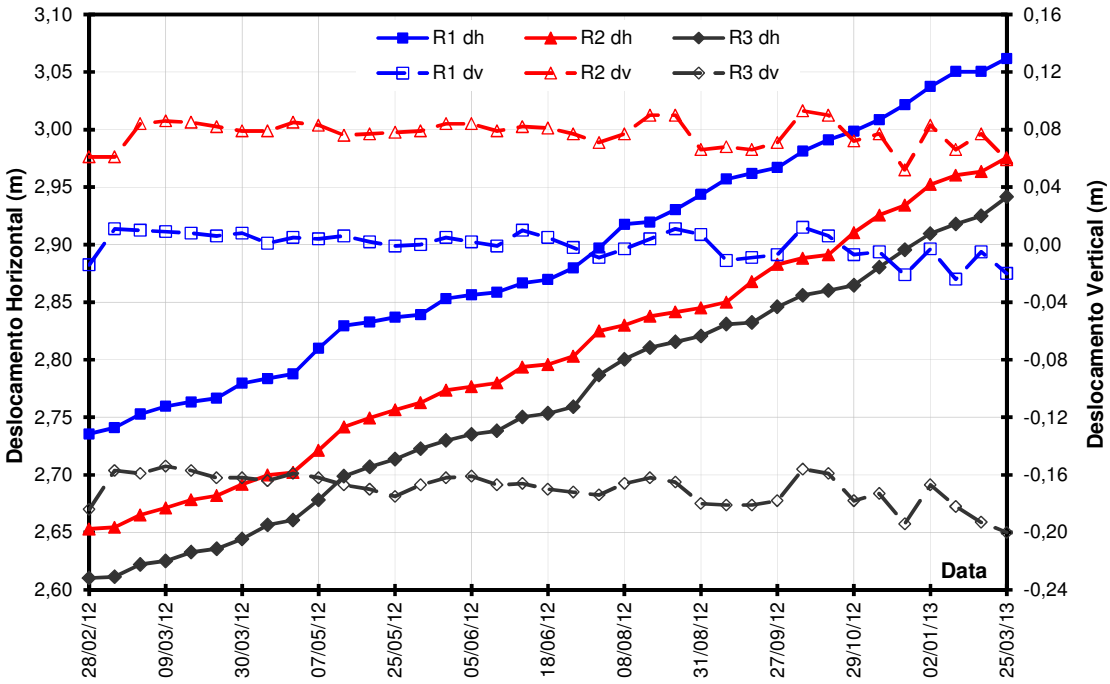


Figura 5.21: Deslocamentos δh e δv em função do tempo (28/02/2012 a 25/03/2013).

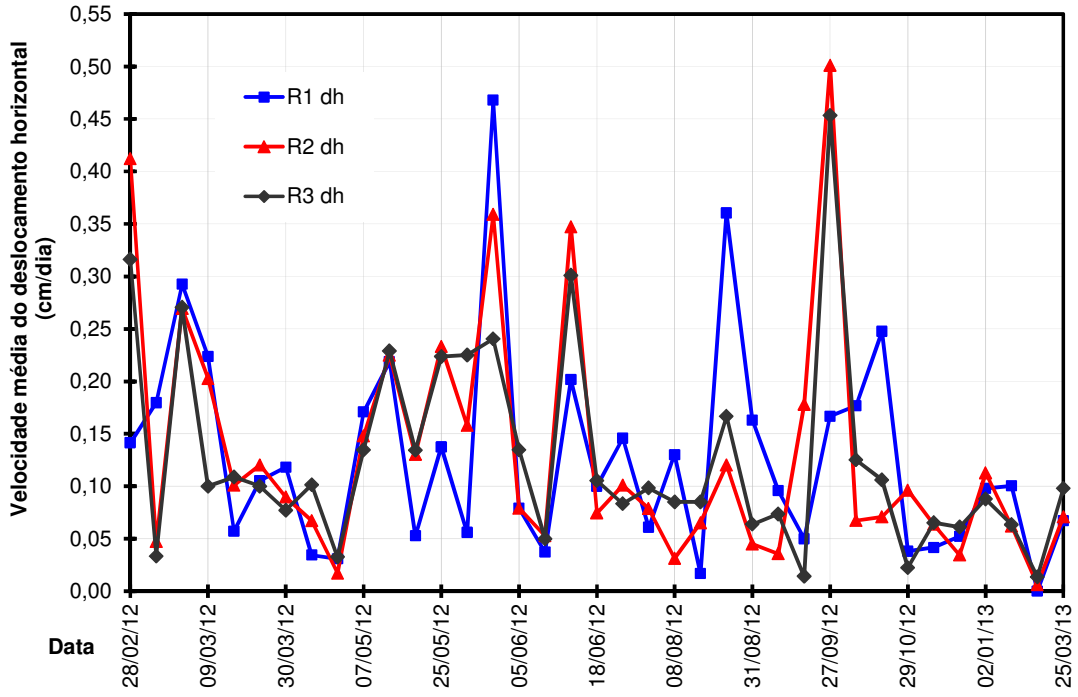


Figura 5.22: Velocidade dos deslocamentos horizontais (28/02/2012 a 25/03/2013).

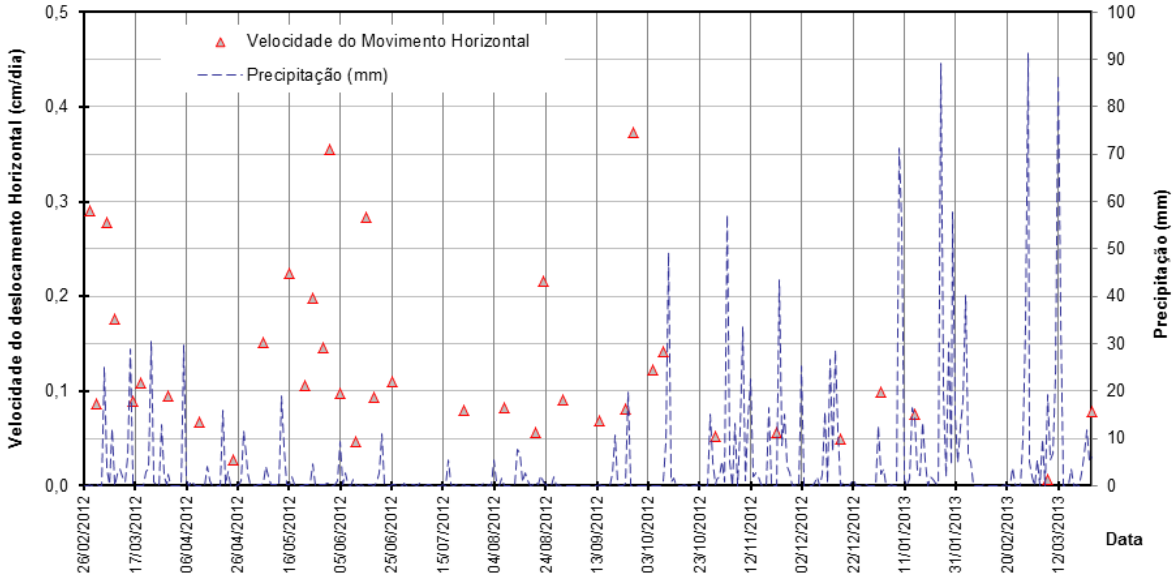


Figura 5.23: Relação entre a movimentação horizontal e precipitações durante o período de 28/02/2012 a 25/03/2013.

Pela análise dos gráficos acima, é possível constatar que nos meses iniciais de leitura, entre janeiro e fevereiro de 2012, os deslocamentos verticais (δv) variaram entre soerguimento e recalques, oscilando entre 1,5 e 4,0cm/dia. A partir da medição do dia 28 de fevereiro de 2012 a movimentação vertical apresentou aceleração próxima de zero. No período chuvoso, correspondente ao final do ano de 2012 observa-se uma oscilação um pouco mais expressiva para os deslocamentos verticais em comparação ao período seco.

As velocidades de deslocamentos horizontais chegaram a atingir 15 cm/dia nos dias 5 e 6 de janeiro, porém após a colocação de camada de rachão no sopé da encosta ao nível da plataforma rodoviária, no dia 11 de janeiro de 2012, associado a execução de drenos sub-horizontais profundos na porção superior da encosta foi possível constatar uma redução significativa nos valores diários de deslocamento horizontais (δh). No mês de janeiro, observou-se uma velocidade média de movimentação de 3 cm/dia, com pico de 7cm/dia e limite inferior de 1,4cm/dia. No mês subsequente, fevereiro, a velocidade média reduziu para 1 cm/dia, ocorrendo ocasionalmente picos relacionados a eventos de chuvas. No período da monitoração periódica (28/02/2012 a 25/03/2013), verificaram-se deslocamentos totais de aproximadamente 33 cm. Entre os meses de março a outubro foi possível verificar uma velocidade média de 3,45cm/mês. Para o período chuvoso (novembro e dezembro), esperava-se um aumento na velocidade de movimentação, entretanto a mesma sofreu uma redução para 1,6cm/mês. O somatório dos deslocamentos

horizontais (δh) durante todo o período de monitoração é da ordem de 3m ($\delta_{hmáx}$). Observa-se que os deslocamentos horizontais evoluem para uma velocidade constante. Nos meses de novembro e dezembro de 2012 observou-se uma média de 16 mm/mês. No período entre 15/01/2013 e 08/03/2013, mesmo com os eventos chuvosos, houve redução da velocidade dos deslocamentos para 6 mm/mês.

6. ENSAIOS REALIZADOS

Foram realizados ensaios de caracterização e de cisalhamento direto no laboratório de geotecnia Prof. Jacques de Medina da COPPE/UFRJ, em amostra de solo proveniente da encosta objeto deste estudo, localizada no km 29 da Rodovia BR116/RJ (Rio-Teresópolis). O local de retirada da amostra em planta assim como as fotos do trecho podem ser visualizadas nas Figuras 6.1, 6.2 e 6.3 abaixo.

O bloco de solo coletado possuía aproximadamente 25 cm de aresta por 20 cm de altura, e o mesmo foi devidamente envolto por filme de PVC e acondicionado em caixa de madeira contendo serragem em seu interior, suavizando qualquer processo de perturbação no solo durante seu transporte até o local de ensaio (Figura 6.4).

O solo no local é um residual de gnaisse – migmatito, disposto em camadas, apresentando espessura e cor diferenciada conforme ilustra a Figura 6.4.

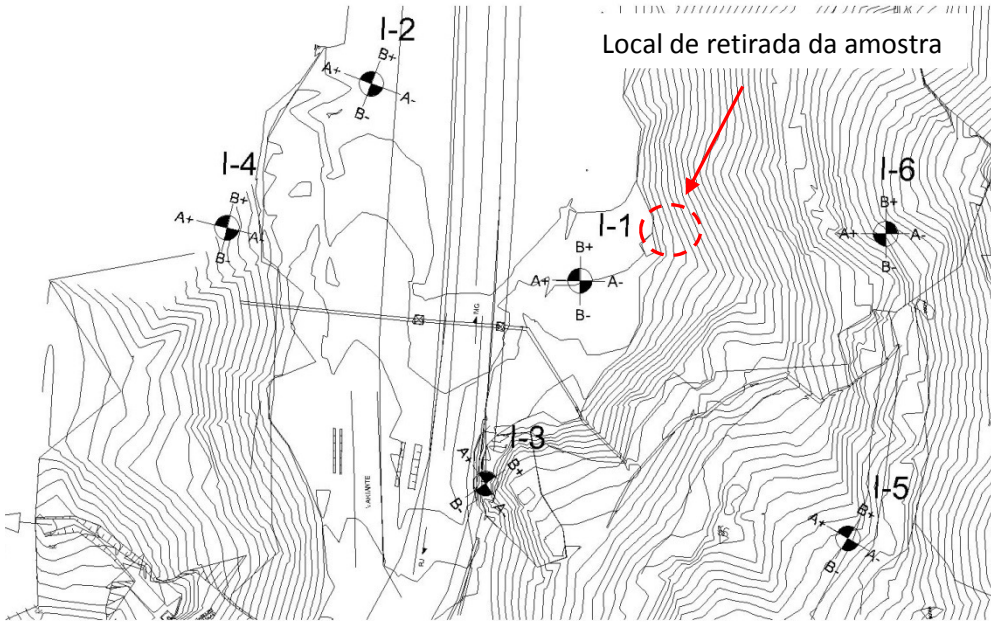


Figura 6.1: Localização em planta da região de retirada de amostra indeformada.

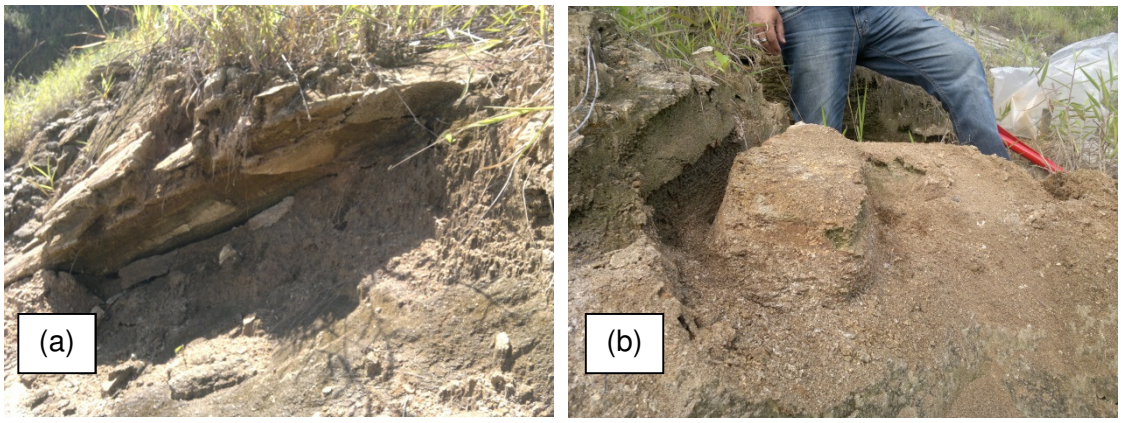


Figura 6.2: (a) Local de retirada da amostra indeformada com presença marcante da foliação existente; (b) Amostra indeformada de solo no local de retirada.

Figura 6.3: Visualização global da região de retirada de amostra indeformada de solo.

Figura 6.4: Amostra indeformada retirada do local.

6.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização foram executados em conformidade com as seguintes normas ABNT:

- Teor de Umidade Natural – NBR 6457;
- Limite de Liquidez – NBR 6459;
- Limite de Plasticidade – 7180;
- Densidade Real dos Grãos – NBR 6508;
- Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação – NBR 7181.

Um resumo dos resultados dos ensaios efetuados é apresentado na tabela 6.1 abaixo, assim como a curva granulométrica referente a amostra ensaiada e apresentado na Figura 6.5.

Tabela 6.1: Resultado dos ensaios efetuados.

Amostra	**h_{nat} (%)**	**G_s**	**LL (%)**	**LP (%)**	**IP (%)**
Am - 1	11,2	2,731	NP	NP	-

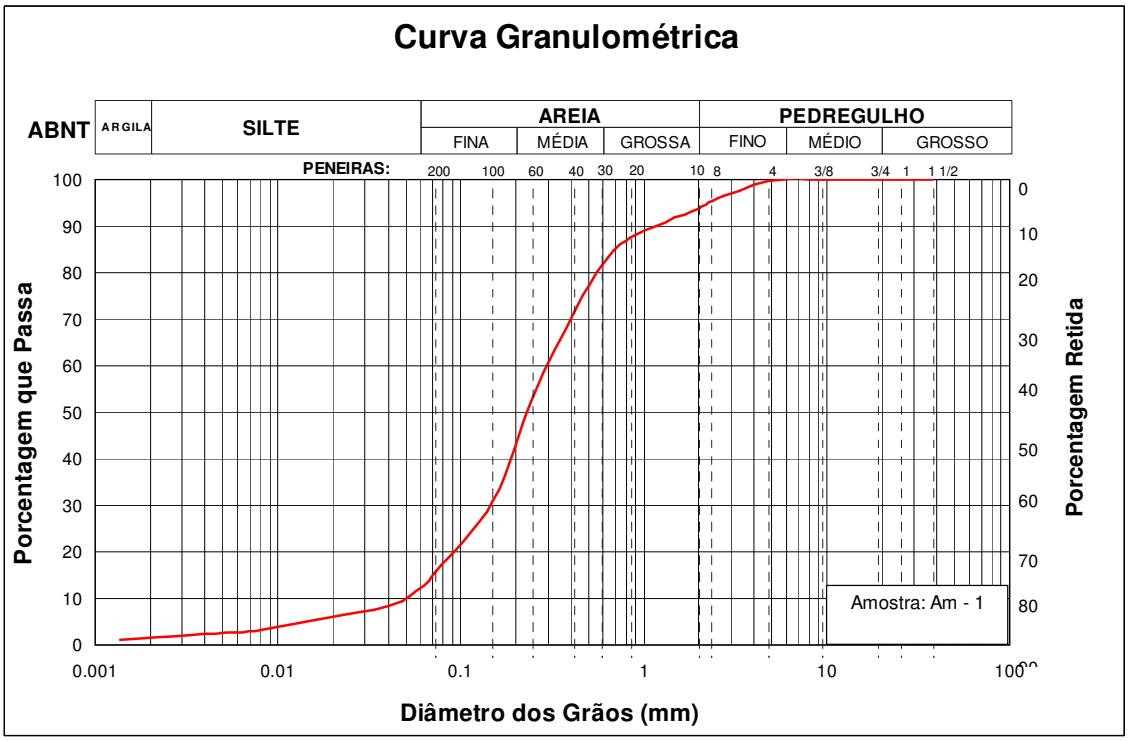
Onde:

h_{nat} - Teor de Umidade Natural.
G_s - Densidade Real dos Grãos.
LL - Limite de Liquidez.

LP - Limite de Plasticidade.

IP - índice de plasticidade.

NP - Não Plástico.



Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
2	11	31	38	12	6

Figura 6.5: Curva granulométrica da amostra : Am- 1.

6.2. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Para moldagem dos corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto, os planos de rotura coincidiram paralelamente às direções das camadas. Os ensaios foram realizados em corpos de prova de seção transversal quadrada de 36 cm² de área e altura inicial de 2.50 cm.

As Figuras 6.6a e 6.6b mostradas abaixo, ilustram a moldagem dos corpos de prova para realização do ensaio de cisalhamento direto.

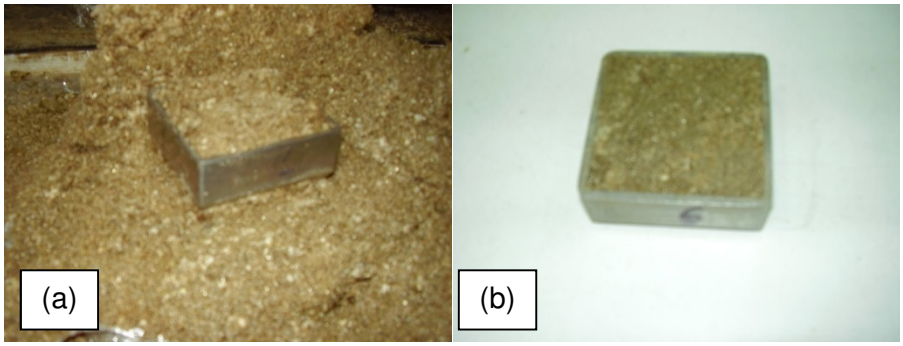


Figura 6.6 (a) Cravação do molde metálico; (b) Corpo de prova moldado.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com as amostras em sua umidade natural (h_{nat}), assim como embebidas, submersas em água por 24h, com posterior adensamento destes corpos de prova. A Figura 6.4 abaixo mostra a prensa de cisalhamento direto automatizada e que foi utilizada para realização dos ensaios.

Figura 6.7: Prensa de cisalhamento direto automatizada.

Foram ensaiados 4 (quatro) corpos de prova sob as tensões normais de adensamento (σ_n) de 25, 50, 100 e 200 kPa para as amostras embebidas e 2 (dois) nas tensões normais de 25 e 100 kPa para as amostras ensaiadas na umidade natural. A velocidade de deformação adotada foi de 0,0439 mm/min.

A seguir, é mostrada na Tabela 6.2 as características iniciais dos corpos de prova ensaiados, bem como as figuras com os gráficos pertinentes ao ensaio (Figura 6.8 a 6.14).

Tabela 6.2: Ensaios de Cisalhamento Direto.

Amostra	**C.P**	**σ_n (kPa)**	**h_o (%)**	**γ_h (Kn/m^3)**	**e_o**	**S_o (%)**	**h_f (%)**	**δ_v (cm)**	**G_s**
Am – 1 (embebido)	1	25	9,7	16,05	0,794	33	27,8	0,046	2,731
	2	50	11,1	16,15	0,843	36	29,7	0,115	
	3	100	11,6	15,60	0,916	35	32,3	0,176	
	4	200	12,4	16,12	0,868	39	29,7	0,310	
h_{nat}	1	25	11,6	17,24	0,734	43	11,5	0,033	
	2	100	10,5	15,99	0,851	34	10,7	0,140	

Características Iniciais dos Corpos de Prova

Onde:

σ_n – Tensão Normal

h_o – Teor de Umidade Inicial

γ_s – Peso Específico Aparente Úmido

e_0 – Índice de Vazios Inicial

S_o – Grau de saturação Inicial

h_f – Teor de Umidade Final

δ_v – Deformação Total Após Aplicação da Tensão Normal

Gs – Densidade Real dos Grãos

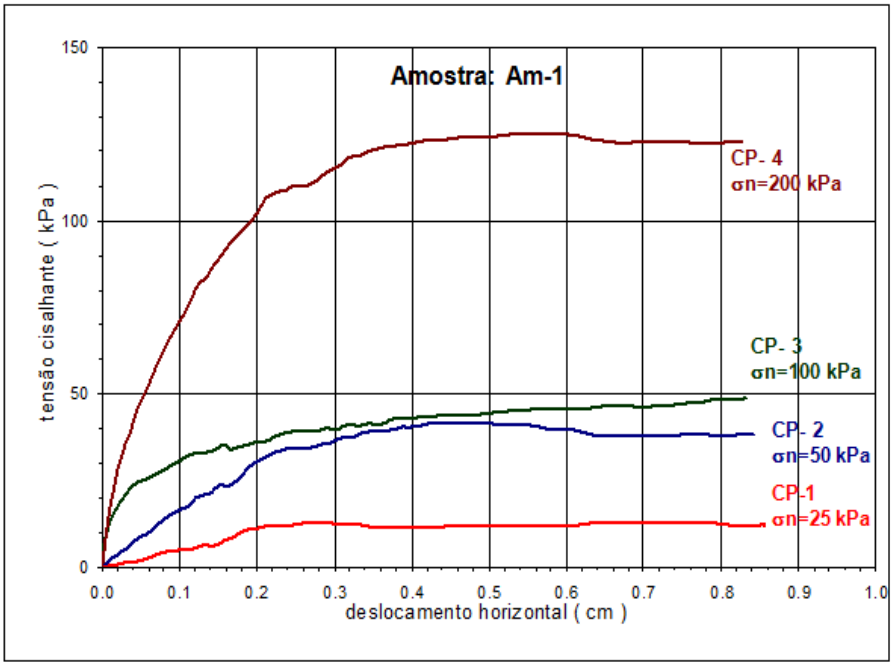


Figura 6.8: Relação tensão cisalhante X deslocamento horizontal (Amostra embebida).

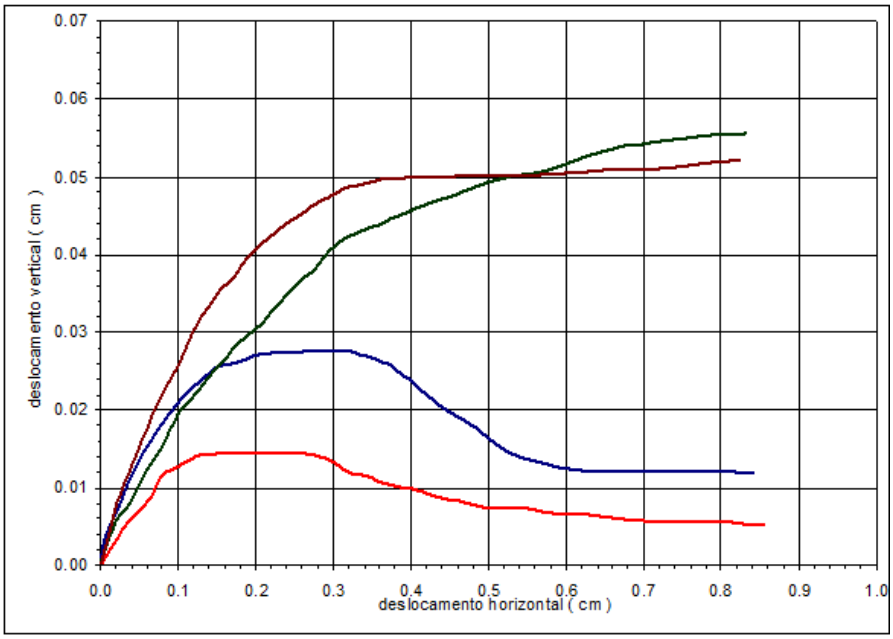


Figura 6.9: Relação deslocamento horizontal X deslocamento vertical (Amostra Embebida).

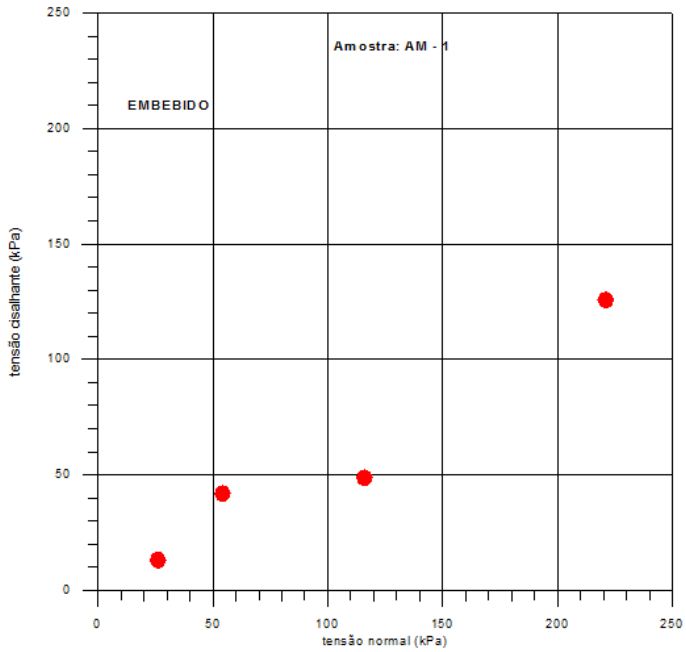


Figura 6.10: Tensões cisalhantes X tensões normais na ruptura (Amostra Embebida).

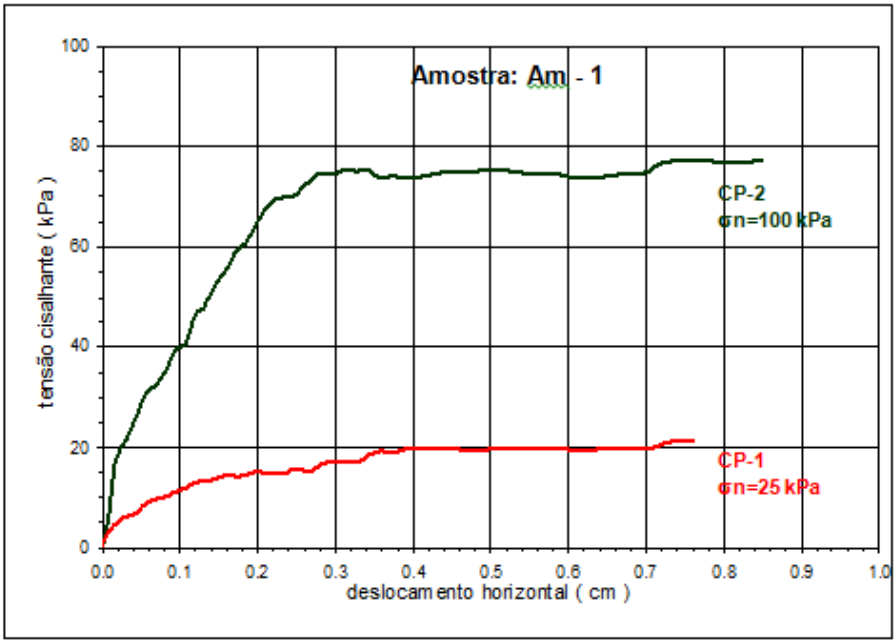


Figura 6.11: Relação tensão cisalhante X deslocamento horizontal (Umidade Natural).

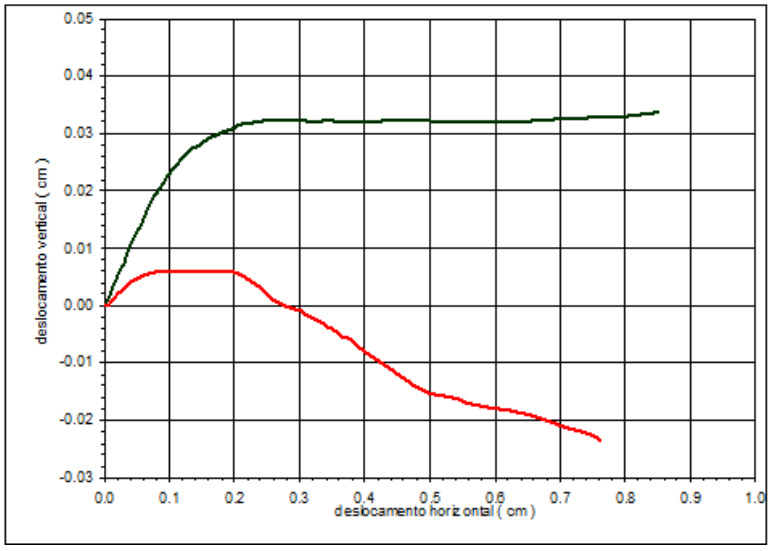


Figura 6.12: Relação deslocamento horizontal X deslocamento vertical (Umidade Natural).

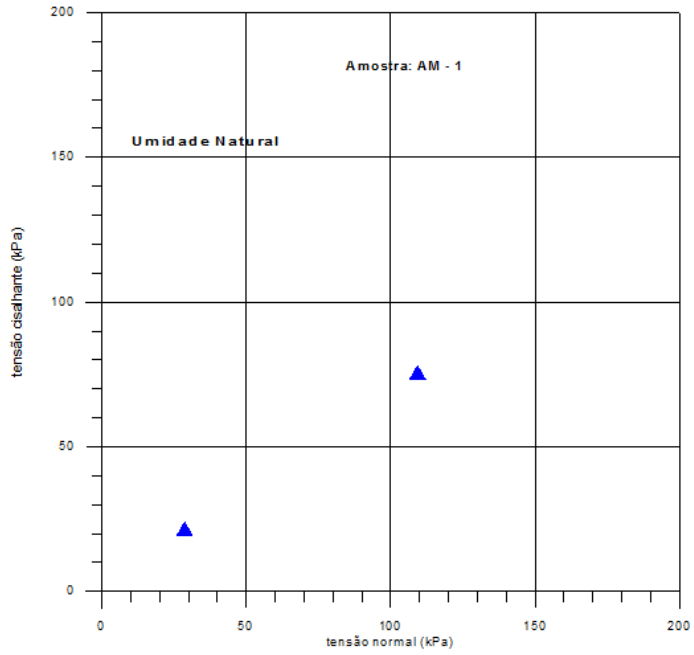


Figura 6.13: Tensões cisalhantes X tensões normais na ruptura (Umidade Natural).

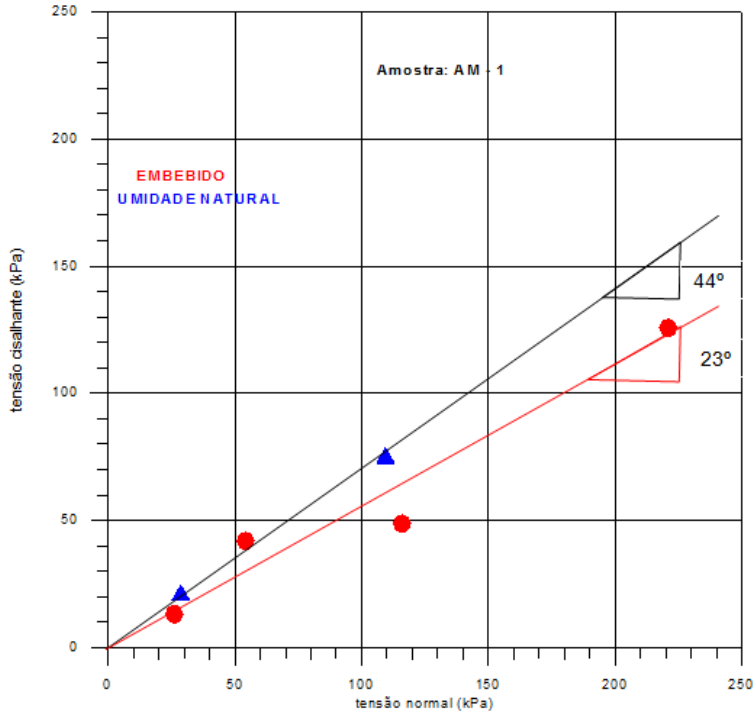


Figura 6.14: Tensões cisalhantes X tensões normais na ruptura

Os resultados dos ensaios apontam coesão nula e ângulo de atrito variando de 23º a 44º, considerando os pares de valores para tensão cisalhante e tensão normal na ruptura, tomados de forma independente. Esta variação pode ser explicada em parte, devido à foliação e lineação existente na estrutura do solo, formada predominantemente de minerais placóides, micáceos, oferecendo forte laminação.

7. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

7.1. OBJETIVOS DAS ANÁLISES

As análises de estabilidade realizadas para o trecho do km 29 consistem em:

i. Obtenção de um valor estimado para o ângulo de atrito do solo (ϕ'), e intercepto coesivo (c), através de retroanálise;

ii. Análise de estabilidade após medidas remediadoras adotadas no trecho: Drenagem da encosta em sua porção superior e colocação de camada de rachão preenchendo a vala aberta com aproximadamente 1,50m de profundidade e largura igual a da plataforma rodoviária;

iii. Estudo paramétrico da variação do fator de segurança considerando a instalação de linhas de DHP.

As retroanálises foram efetuadas utilizando o método de Morgenstern e Price (Software SLOPE/W).

7.2. RETROANÁLISE

Para estimar os parâmetros de resistência foi considerado que o valor do fator de segurança (FS) é igual a 1 para a situação correspondente ao final da escavação executada ao nível da plataforma rodoviária em dezembro de 2011, tendo em vista que ocorreu uma significativa movimentação no talude em questão. Considerou-se que a coesão (c) diferente de zero, portanto há um intercepto coesivo na curva $(\tau \times \sigma)$, pois presume-se que exista uma coesão fictícia proveniente de irregularidades no plano de cisalhamento (PATTON, 1970) que ocorre com predominância na camada de alteração de rocha, conforme evidenciam os resultados da inclinometria.

Após visita ao local (30/04/2013), foram identificados visualmente a extensão, a direção e o sentido da movimentação da encosta no trecho do km 29. Com base nisso, foram determinados 2 perfis para estudo, S-1 e S-2 (Figura 7.1), ajustado de acordo com a direção média dos vetores de movimentação obtida conforme o item 4.1.1 deste trabalho, e com a topografia da região. Esses perfis foram elaborados de acordo com a planta topográfica representada na Figura 7.1, com utilização do software AutoCAD, e com os dados fornecidos pelas sondagens (anexo 2) e exportados para o SLOPE/W.

Para o estudo das seções S-1 e S-2, foram consideradas dois momentos distintos para realização das análises, que é devidamente definida neste trabalho como situação 1 e situação 2. No primeiro momento (situação 1) é feito o estudo considerando a escavação no pé da encosta que foi executada no local em dezembro de 2011 conforme elucidado no capítulo 2 deste estudo, e que deflagrou as maiores movimentações do talude. Foram considerados os níveis d´água obtidos através do programa de investigação geotécnica realizado, constituído por sondagens rotativas, pois durante este momento, não havia informações completas do programa de monitoração. Foram consideradas também as informações coletadas por visita realizada no local, tais como afloramento d´agua na porção superior do talude. Este evento foi utilizado para obtenção dos parâmetros de resistência do solo, através de

retroanálise, pois nesta situação, o fator de segurança encontrava-se próximo a unidade.

O segundo momento (situação 2), é considerado o preenchimento com rachão da escavação aberta no momento 1, e a execução de drenagem superficial na porção da encosta superior que, conforme demonstrado pela instrumentação no capítulo 3 deste trabalho, minimizou substancialmente as movimentações no trecho.

Para esta análise de estabilidade na situação 2 utilizou-se os parâmetros de resistência obtido pela retroanálise na situação 1, e cotas piezométricas máximas obtidas através da instrumentação instalada, que correspondeu ao período chuvoso de novembro a março de 2012, conforme mostrado no capítulo 3 deste trabalho. Através da verificação dos resultados da monitoração com inclinômetros, identificou-se a profundidade de distorção máxima e considerou-se a superfície crítica deverá passar por este ponto.

Foram consultadas as sondagens rotativas realizadas no local, para caracterização da estratigrafia do terreno, necessárias para divisão básica entre as camadas adotadas no perfil para a retroanálise. Os boletins de sondagens contam no anexo dois deste trabalho.

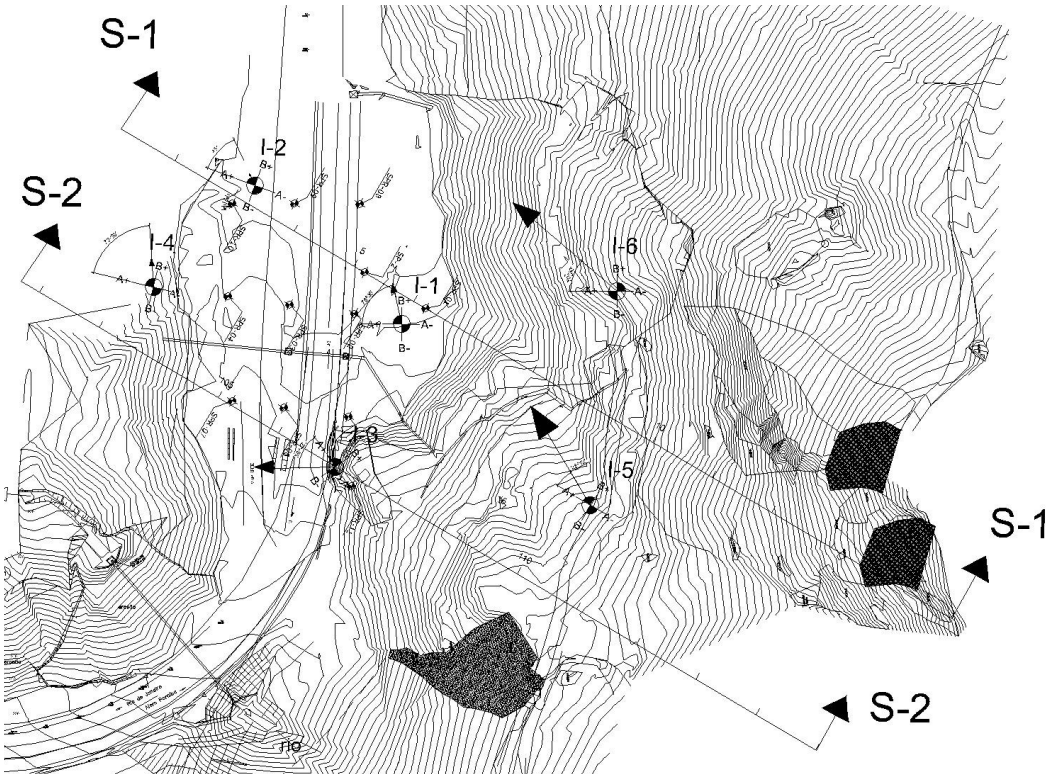


Figura 7.1: Localização em planta das seções analisadas S-1 e S-2.

As seções S-1 e S-2, exportada para o software SLOPE/W, consideradas no situação 1, assim como as camadas constituintes e a posição do nível d´água podem ser visualizadas nas Figuras 7.2 e 7.3, respectivamente.

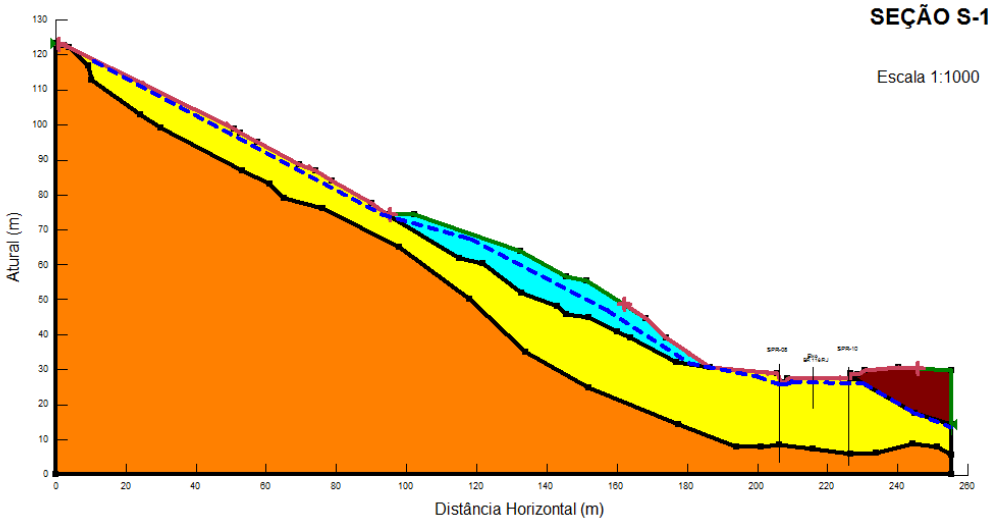


Figura 7.2: Seção S-1 com a disposição das camadas e posição de nível d´água na situação 1.

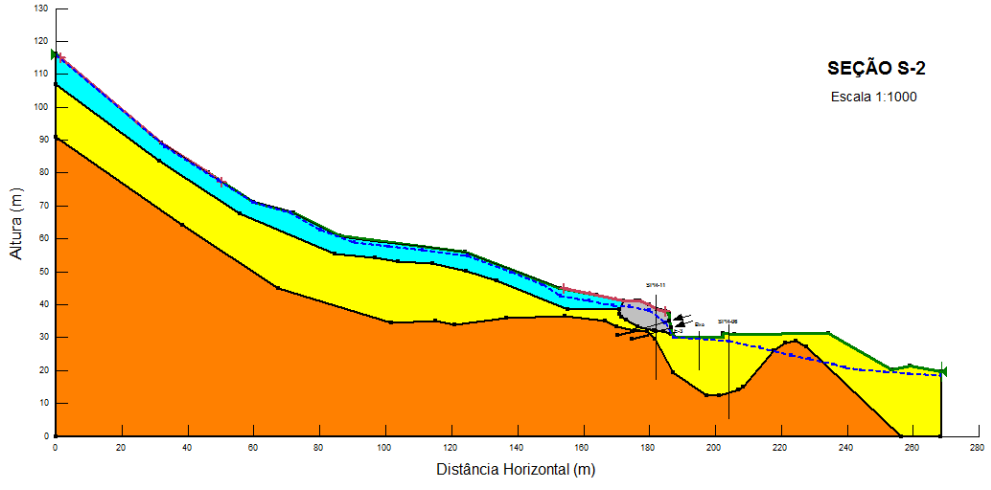


Figura 7.3: Seção S-2 com a disposição das camadas e posição de nível d´água na situação 1.

Foram efetuadas as retroanálises adotando parâmetros de resistência de forma que o fator de segurança convergisse para um valor próximo a unidade nas duas seções, S-1 e S-2. Desta forma, foi mantido às cotas do nível d´água nas sondagens SPR-08 e SPR-10 para a seção S-1 e das sondagens SPR-11 e SPR-06 para a seção S-2, por estarem mais próximas a estas. Os resultados da retroanálise encontram-se nas Figuras 7.4 e 7.5 abaixo, para a seção S-1 e S-2 respectivamente.

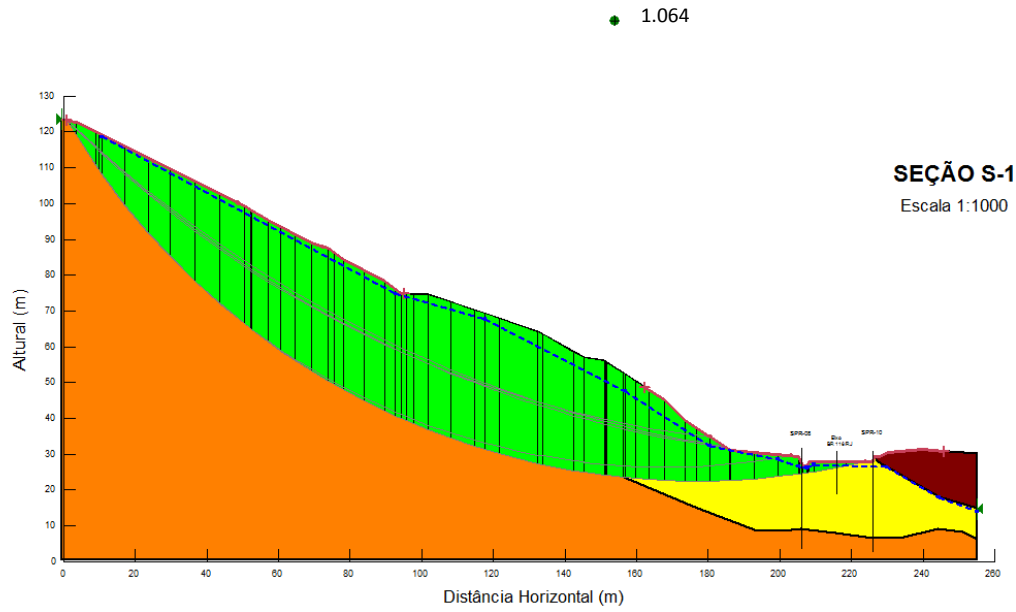


Figura 7.4: Fator de segurança e superfície de ruptura da seção S-1 na situação 1 (SLOPE/W).

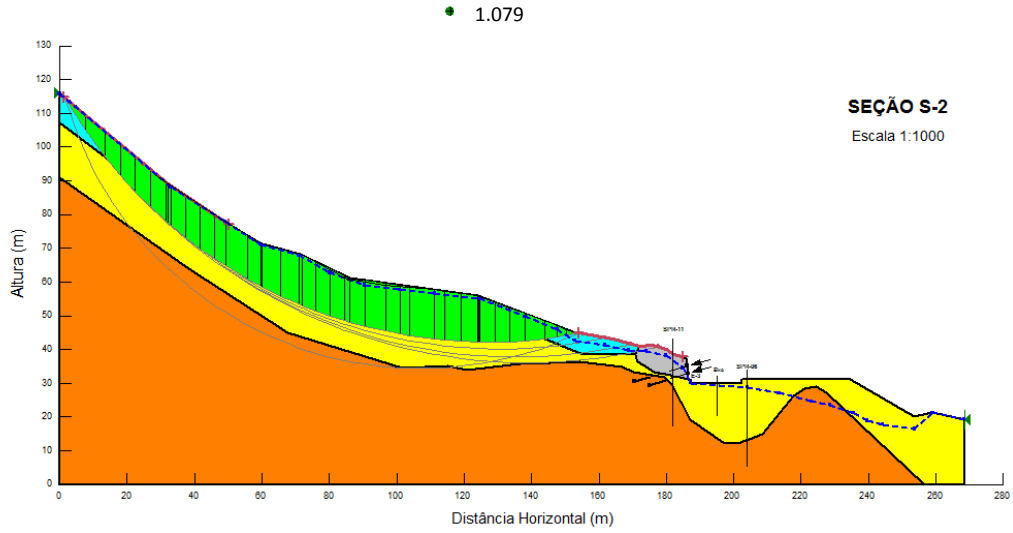


Figura 7.5: Fator de segurança e superfície de ruptura da seção S-2 na situação 1 (SLOPE/W).

Na tabela 7.1, pode ser visualizado o resumo dos parâmetros de resistência obtidos através da convergência do fator de segurança à unidade, por meio das análises acima realizadas nas seções S-1 e S-2, que justificam o colapso.

Tabela 7.1: Parâmetros de convergência do solo entre as seções S-1 e S-2

Material	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c)	Peso específico do solo (γ)
Solo Residual	27°	5kPa	18kN/m³
Alteração de Rocha	34°	17kPa	18kN/m³
Rocha Fraturada	34°	20kPa	20kN/m³

7.3. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

7.3.1. Analise de estabilidade para situação 2

Através dos parâmetros de resistência das camadas de solo constituinte do perfil do terreno, conforme mostrado na tabela 7.1, procedeu-se com as análises de estabilidade, com as intervenções realizadas no local, como preenchimento da escavação com 1,50m de rachão e drenagem na porção superior do talude, fundamentado pelas cotas piezométricas fornecidas pela instrumentação no período chuvoso (novembro de 2012 a março de 2013). A estes eventos, conveniou-se chamar neste trabalho de situação 2.

Para enchimento da abertura com 1.5m de altura e espessura da ordem da largura da plataforma rodoviária com cerca de 11m, localizada no pé da encosta, considerou-se uma camada de rachão com peso específico de 22 kN/m³, ângulo de atrito de 22° e coesão de 20 kPa.

Nesta situação, como observado nas Figuras 7.6 e 7.7, os fatores de segurança, aumentam ligeiramente para 1.122 na seção S-1 e 1.258 na seção S-2. Pelas análises de estabilidade na situação 2, confrontadas com os resultados dos inclinômetros I-5 e I-1 para seção S-1 e I-5 e I-4 para a seção S-2 observa-se que, de fato, a ruptura alcança grandes profundidades, cerca de 30m, mobilizando a camada de alteração de rocha que constitui a estratigrafia da região para essas cotas. A partir destas análises e, uma vez observado o campo de vetores de movimentações nos

inclinômetros (Figura 5.11), observa-se que os inclinômetros I-5 e I-3 registram as maiores movimentações, como esperado, por estarem dentro e próximo, respectivamente, a massa em movimento. Já o inclinômetro I-4 apresenta pequenas movimentações decorrente de estar fora do campo de movimentação do maciço.

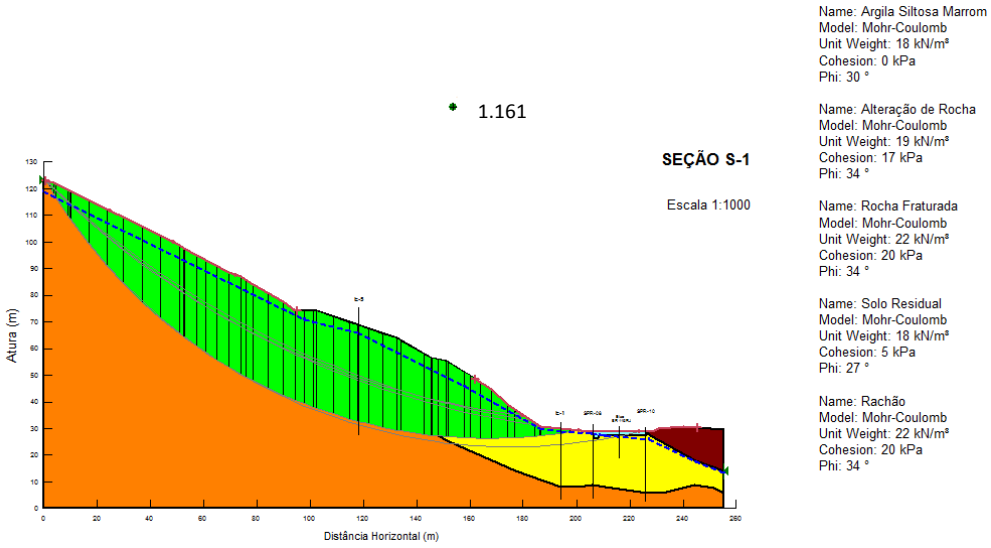


Figura 7.6:Fator de segurança e superfície de ruptura para seção S-1 na situação 2 (SLOPE/W).

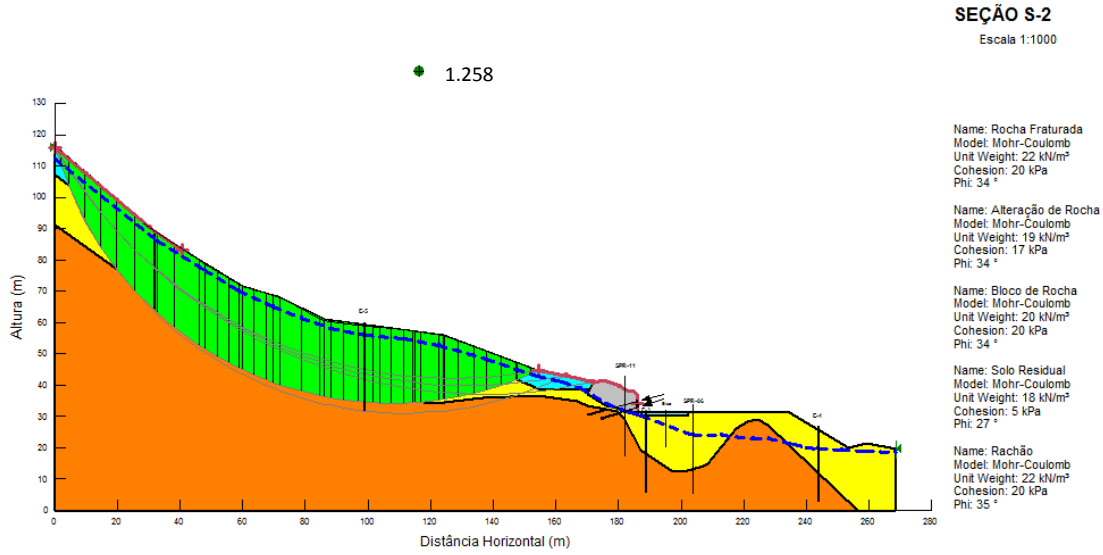


Figura 7.7:Fator de segurança e superfície de ruptura para seção S-2 na situação 2 (SLOPE/W).

7.3.2. Estudo do Rebaixamento do nível d´água para aumento do FS

Para o estudo da influência do N.A. no fator de segurança, foi escolhida a seção S-1, por ser o mais desfavorável. A análise de estabilidade considerando a solução de rebaixamento do N.A foi realizada levando em conta os parâmetros de resistência obtidos através da retroanálise realizado no item 7.2 deste trabalho.

Considerou-se sistema de rebaixamento composto por duas linhas de drenos sub-horizontais profundos. Foi considerado que esses drenos serão instalados na porção superior da encosta, próximos a cota 50m, para a linha de drenos DHP1 e 35m para a linha DHP 2, localizado mais próximo da rodovia BR-116, que passa no pé da encosta em questão.

Foi considerado que os drenos sejam instalados em profundidades suficientes para atingir a rocha fraturada. Dessa forma, esperou-se aumentar o fator de segurança mínimo (FSmin) a um valor satisfatório.

A NBR 11682 apresenta os fatores de segurança mínimos que devem ser considerados quando da execução das análises de estabilidade de encostas (tabela 3.6), correlacionando os níveis de segurança contra danos materiais, ambientais e a vidas humanas.

Para o caso do km 29 da BR 116/RJ foram considerados que o nível de segurança contra danos a vidas humanas é moderado e o nível de segurança contra danos materiais e ambientais é baixo, portanto, o fator de segurança mínimo, que satisfaz o resultado das análises de estabilidade para o rebaixamento do nível d'água, será de 1,3.

A nova posição da linha freática após a implantação dos DHP's foi estimada de forma que essa intercepte o DHP a 6 metros de sua extremidade.

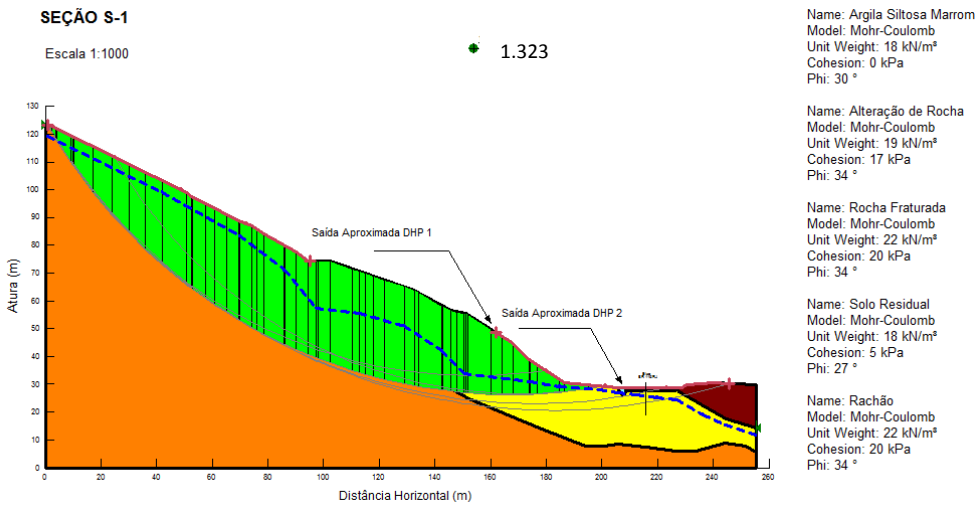


Figura 7.8: Fator de segurança e superfície de ruptura para seção S-2 após rebaixamento de N.A, através de DHP´S (SLOPE/W).

Obteve-se, desta forma, um FS(mín.) de 1,323 para DHP's de 60 metros de comprimento, posicionados na cota 35m para o DHP2 e 50m para o DHP 1, referenciados ao sistema de eixo local adotado nas análises (Figura 7.8). Desta forma, o valor do fator de segurança obtido através de simulação considerando o rebaixamento de N.A. é superior ao mínimo recomendado pela NBR 11682, portanto satisfatório.

Ressalta-se que a hipótese de posição do N.A. deve ser confirmada em campo por meio das leituras dos indicadores de N.A. e piezômetros instalados, após a execução dos DHP's.

8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS

A partir da realização deste estudo podem ser destacadas as seguintes conclusões:

- O processo de instabilização ocorrido em dezembro de 2011 foi deflagrado pelas escavações promovidas pela obra até em então em andamento, associado a um período com alto índice pluviométrico;

- A partir da análise da monitoração topográfica instalada, observa-se que após o reaterro com uma camada de rachão com cerca de 1,50m de profundidade e que tinha sido feita ao longo da pista neste trecho, assim como a drenagem da encosta executada em sua porção superior podem ser responsáveis por uma diminuição significativa no soerguimento que se verificava na pista (δv), assim como os movimentos laterais (δh). No entanto, como podem ser observados através dos gráficos de monitoração topográfica, os movimentos da massa de solo ainda permanecem relevantes;

- Considerando que fator de segurança quanto a estabilidade global do talude seja próximo a unidade para a situação 1, tendo em vista as observações de movimentação em campo e através de análise da monitoração topográfica, e que o nível d´água encontrava-se próximo à superfície, como constatado através da visita de campo e pelas cotas no NA registrado pelo programas de investigação, o ângulo de atrito para as camadas constituintes do terreno está na faixa de valores de $27°$ a $34°$, com coesão entre 5kPa a 20kPa . Tais valores estão dentro do esperado conforme ensaio de resistência por cisalhamento direto realizado em amostra retirada no local, onde foi analisado parâmetros de resistência desse tipo de solo.

- A coesão observada através da convergência dos parâmetros de resistência registrados pelas seções S-1 e S-2, justifica-se pela presença de irregularidades na superfície de cisalhamento, que em sua totalidade, como bem observado pela cota de distorção máxima nos inclinômetros, ocorre nas camadas mais profundas de solo, constituída

essencialmente por alteração de rocha ou rocha fraturada. A medida que as tensões normais vão se elevando nestas regiões mais profundas do substrato do terreno, o movimento ao longo dos dentes de irregularidades com certa inclinação presentes dentro da massa, pode não mais ocorrer, pois se terá atingindo um ponto no qual o movimento passa a efetuar pelas ruptura dos próprios dentes. O processo implica, assim, rupturas da rocha intacta e isso introduz um fator que pode ser chamado de intercepto de coesão.

- Observa-se, após efetuados as análises de estabilidade para a situação 2 no item 7.3.1 deste trabalho, que o fator de segurança aumenta de 1.064 para 1.122 na seção S-1 e de 1.079 para 1.258 na seção S-2. Houve um recuo do ponto de saída da superfície crítica na seção S-1, que antes da intervenção atingia o corpo estradal, como observado em visita através de trincas e desnivelamento ao longo da via, e que na situação atual encontra-se minimizado. Ressalta-se que, apesar das intervenções realizadas, o fator de segurança atual ainda se encontra abaixo do recomendado pela norma NBR 11682.

- Considerando-se rebaixamento do N.A. por instalação de linhas de drenos sub-horizontais profundos (DHP's), pode-se obter um aumento no FS levando esse FS a valores aceitos pela NBR11682 (FS maior ou igual a 1,3). Para alcançar esse FS, supôs-se uma nova linha freática, com comprimento dos DHP's de aproximadamente 60 metros instalados na cota 50m para o DHP-1, na porção superior da encosta, e extensão de 35m para o DHP-2, este situado próximo a cota da rodovia, ambos referenciado ao sistema de eixos local do problema.

Ressalta-se a importância da instrumentação dessa encosta com inclinômetros piezômetros, medidores de nível d´água e controle topográfico para fundamentar futuras intervenções para estabilização do trecho. Além disso, é necessário entender a sensibilidade da encosta à movimentação, estabelecendo leituras iniciais anteriores à instalação destas possíveis intervenções para o trecho.

É importante atentar também para leituras de vazão dos DHP´s logo após instalados, além de leituras nos piezômetros e inclinômetros, correlacionando essas

informações para a monitoração das obras de estabilização dessa encosta e promover a manutenção adequada nos DHP's.

Apesar de visar contribuir para o melhor entendimento do mecanismo de movimento de massa do km 29 na rodovia BR116/RJ e sua evolução ao longo do tempo, este trabalho tem uma finalidade acadêmica. Para a definição completa do projeto das obras de estabilização do talude é recomendado um estudo complementar à instrumentação instalada com uso de análise numérica para modelagem do comportamento tridimensional do talude, em que se consideram as equações de equilíbrio de tensões, equações de compatibilidade e a relação tensão deformação do material de maneira idealizada.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682. Estabilidade de encostas, Rio de Janeiro, 2009.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459, Determinação do Limite de Liquidez, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180, Determinação do Limite de Plasticidade, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181, Solo – Análise Granulométrica, Rio de Janeiro, 1984.

AGUIAR, M. F. P. de - Estudo da Estabilidade de um Colúvio na Serra do Mar por Elementos Finitos - Rio de Janeiro, tese de doutorado, COPPE/UFRJ 2008.

BECKER, L. de B. Notas de Aula da Disciplina de Estabilidade de Taludes e Estruturas de Contenção, 2011.

CASTRO, V. M. Estudo sobre a estabilidade da Encosta do Morro de Sapinhatuba I, Angra dos Reis, RJ – Rio de Janeiro: UFRJ, 2012.

CRT - Concessionária Rio Teresópolis, Relatório Final de Projeto Executivo da Tálus Consultoria e Engenharia de Projetos Ltda. de 18/09/10 encaminhado à CRT, 2010.

DANZIGER, F. A. B., EHRLICH, M., LOPES, F. R., LACERDA, W. A., ILIESCU, M.,CID, M. R. V. K., PINTO, C. P., BARATA, F. E., JORGE, M., 19xx, “Soluções de Estabilização de Encostas na Cidade de Petrópolis”, I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Vol. 1, pp. 119-133, Rio de Janeiro.

DELL’AVANZI, E.; SAYÃO, A.S.F.J. Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., Brasília, 1998. Brasília: ABMS, 1998. v.2, p.1289-1296.

D’ORSI, R. N. Correlação entre Pluviometria e Escorregamentos no Trecho da Serra dos Órgãos da Rodovia Federal BR-116 RJ (Estrada Rio-Teresópolis) – Rio de Janeiro, tese de doutorado, COPPE/UFRJ, 2011.

DNER Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. -ME 093/94, Solos-Determinação da Densidade Real, 1994.

EHRLICH, M., LIMA, B. Análise de Risco Geotécnico em Pontos Situados na Rodovia Rio-Teresópolis BR-116/RJ – COPPETEC - PEC11859 – Relatórios ilustrados, Rio de Janeiro, Brasil, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012 e 2013.

EHRLICH, M. Monitoramento das condições climáticas associadas às condições geológico-geotécnicas da Rodovia BR-116/RJ e seu entorno, Relatório, Projeto de pesquisas ANTT/CRT, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013.

GEORIO, Manual Técnico de encostas, prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, 2000.

GERSCOVICH, D. Apostila de Estabilidade de Taludes. Faculdade de Engenharia, UERJ, 2009.

GERSCOVICH, D. Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2013.

GOOGLE EARTH - MAPS, Imagens de satélite do estado do Rio de Janeiro, 2013, Disponível em: <www.googlemaps.com.br>, Acessado em: 29 ago. 2013, 17h05.

GUIDICINI, G., &NIEBLE, C. M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. São Paulo: Edgar Blücher, 1983.

KANJI, M. A. . Landslide Classification and Risk Management. In: A. J. R. Ortigão e A. Sayao. (Org.). Handbook on Slope Stabilization. Berlim: Springer, 2004.

MASSAD, F. Obras de Terra: Curso básico de Geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MATTOS, T. B. de. Retroanálise de Ruptura Planar em Talude Rodoviário - BR101 rodovia Rio Santos - Rio de Janeiro: UFRJ, 2010.

MATOS, T. A. de. Projeto básico para contenção de um talude rochoso de corte da estrada BR 040 – Rio de Janeiro: UFRJ, 2012.

MORATORI, J. Análise de estabilidade de encosta em meio urbano – Juiz de Fora/ Bairro Santa Tereza. Juiz de Fora/MG, 2009.

MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., 1965, “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”. Géotechnique, v.15, n 1, pp. 79 – 93.

OLIVEIRA, G. A. Correlação Chuvas, Piezometria e Movimentos das Encostas dos km 87 e km 101 da BR-116/RJ, tese D.Sc. UFRJ/COPPE, 2012.

OLIVEIRA, G. A., EHRLICH, M. e LACERDA, W. A. Monitoramento de encostas dos km 87 e 101 da Rodovia BR-116/RJ. XIV Cobramseg- Congresso Brasileiro de

Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - vol. 2 - Búzios - Rio de Janeiro- Brasil, 2008.

PATTON, F. D. e DEERE, D. U. (1970) – Significant geologic factors in rock slope stability. In: Symposium on the theoretical Bakground to the Planning of open Pit Minies with Special Reference to Slope Stability. Proceedings. Joanesburgo, pp 143-151.

PINTO, C. de S. - Curso Básico de Mecânica dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PROIN/CAPES e UNESP/IGCE. 1999, Material Didático: arquivos de transparências (CD). Rio Claro: Departamento de Geologia Aplicada.

SCHULER, A. R. Análise do Comportamento de um Aterro Municipal de Resíduos Sólidos Urbanos Instrumentado – Rio de Janeiro, dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, 2010.

SANT'ANA, G. Análise de Estabilidade de Obra de Contenção Realizada no Município de Nova Friburgo - Rio de Janeiro, dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, 2006.

TALWEG, Monitoramento Sazonal de encostas e taludes ao longo da rodovia BR 116/RJ – Rio de Janeiro, 2011.

TERZAGHI, K., Mechanism of Landslides, Harvard Department of Engineering, Publicação No. 448, MA, Estados Unidos da América, 1950.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., New York, John Wiley and Sons, 1967.

VAN ONSELEN, C. da C. - Retroanálise de Ruptura em Talude de Solo Residual Situado na BR 116, Km 76,4 – RJ – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2012.

10. ANEXOS

10.1. ANEXO 1

Seções Geológicas

Planta de Localização e seções: S10, S13 e S16.

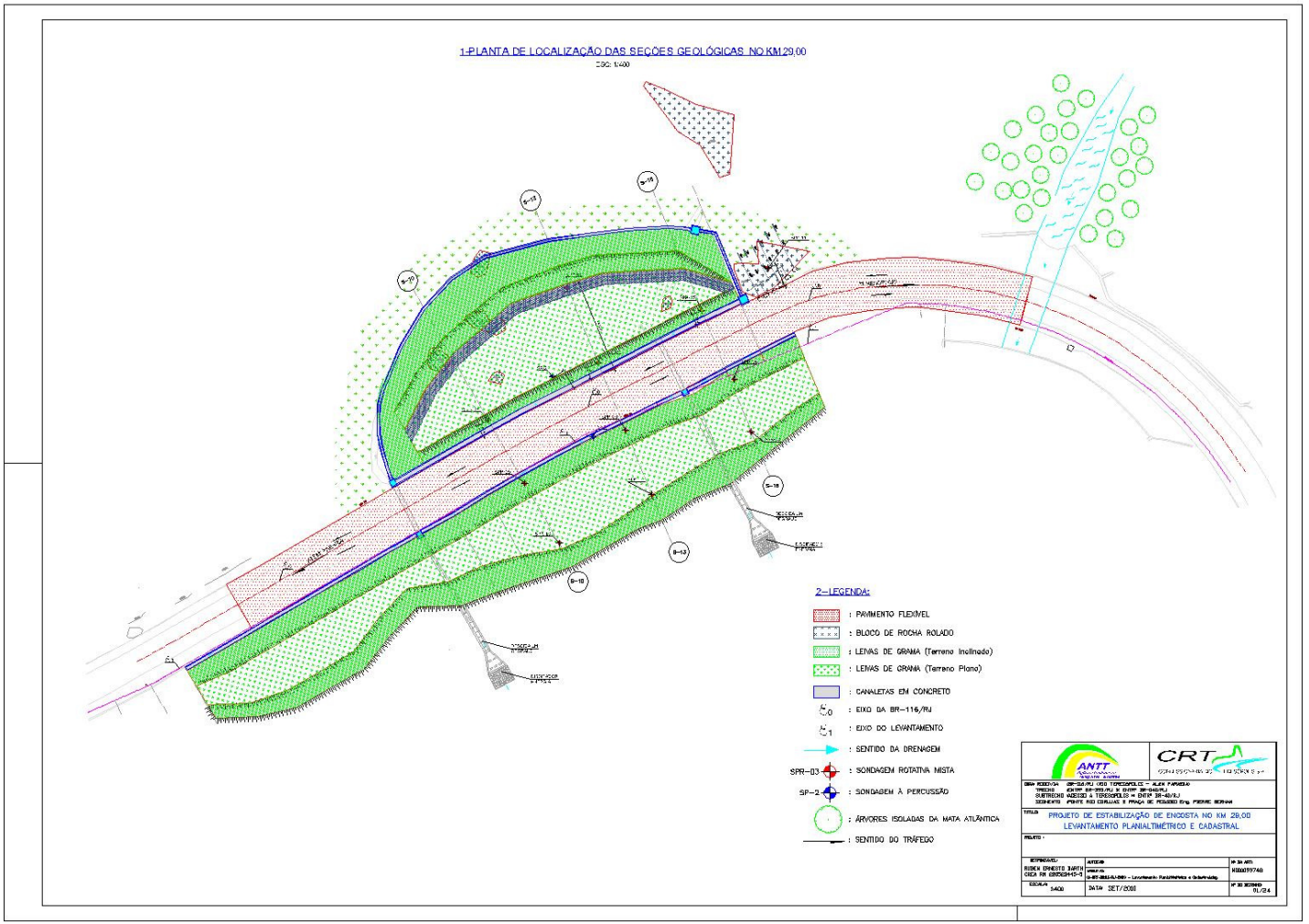


Figura 10.1: Localização das seções transversais geológicas.

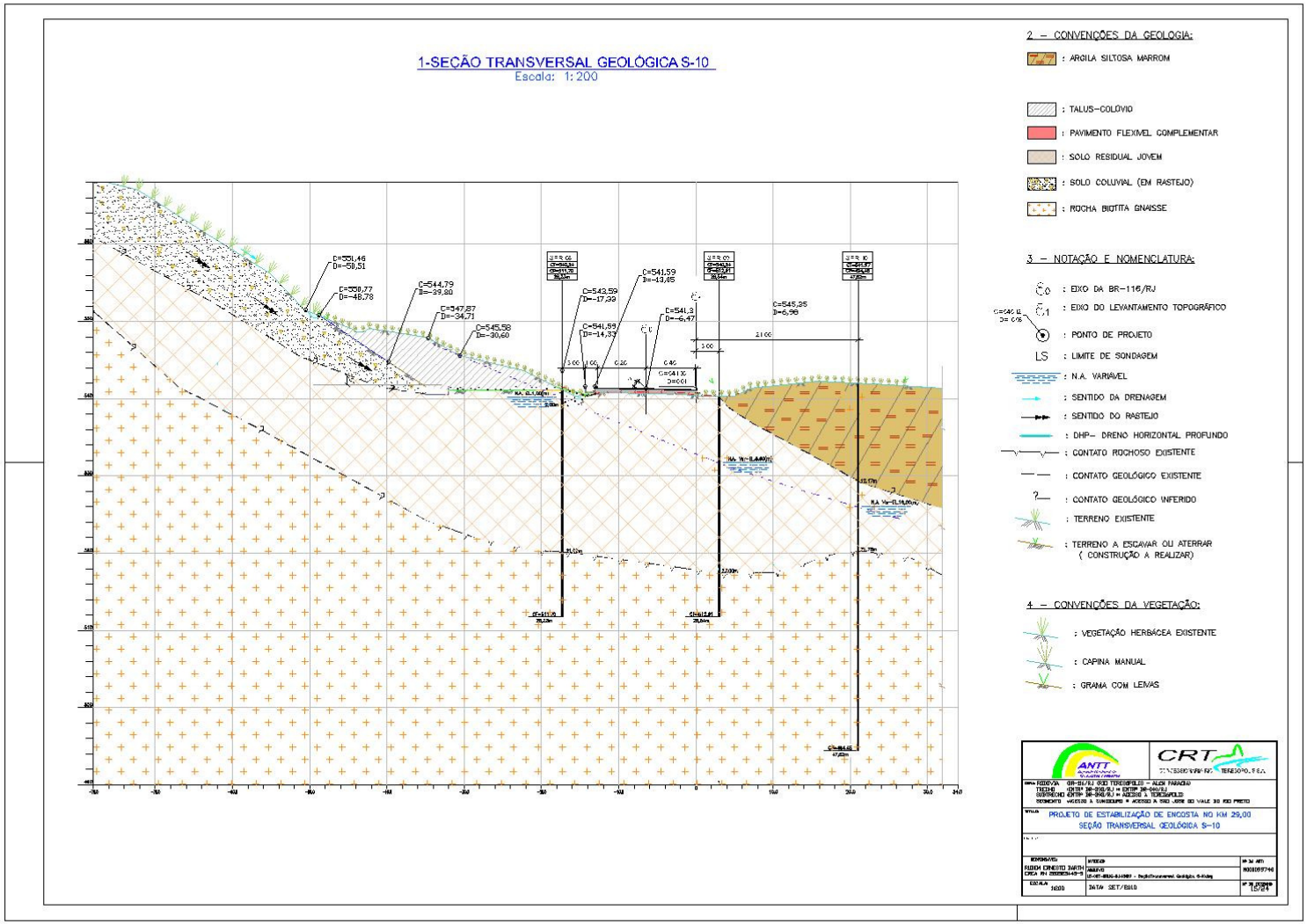


Figura 10.2: Seção geológica S10.

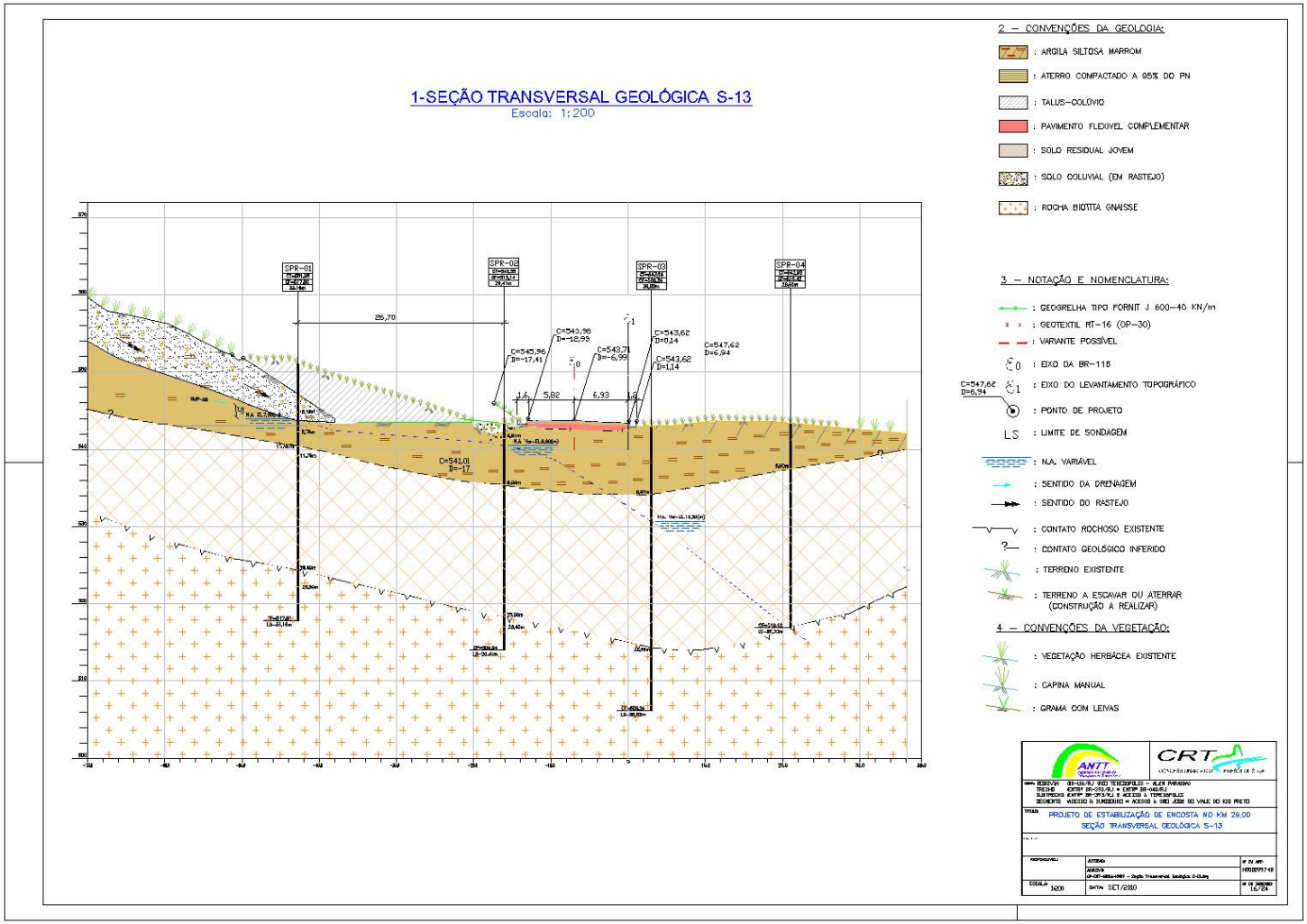


Figura 10.3: Seção geológica S13.

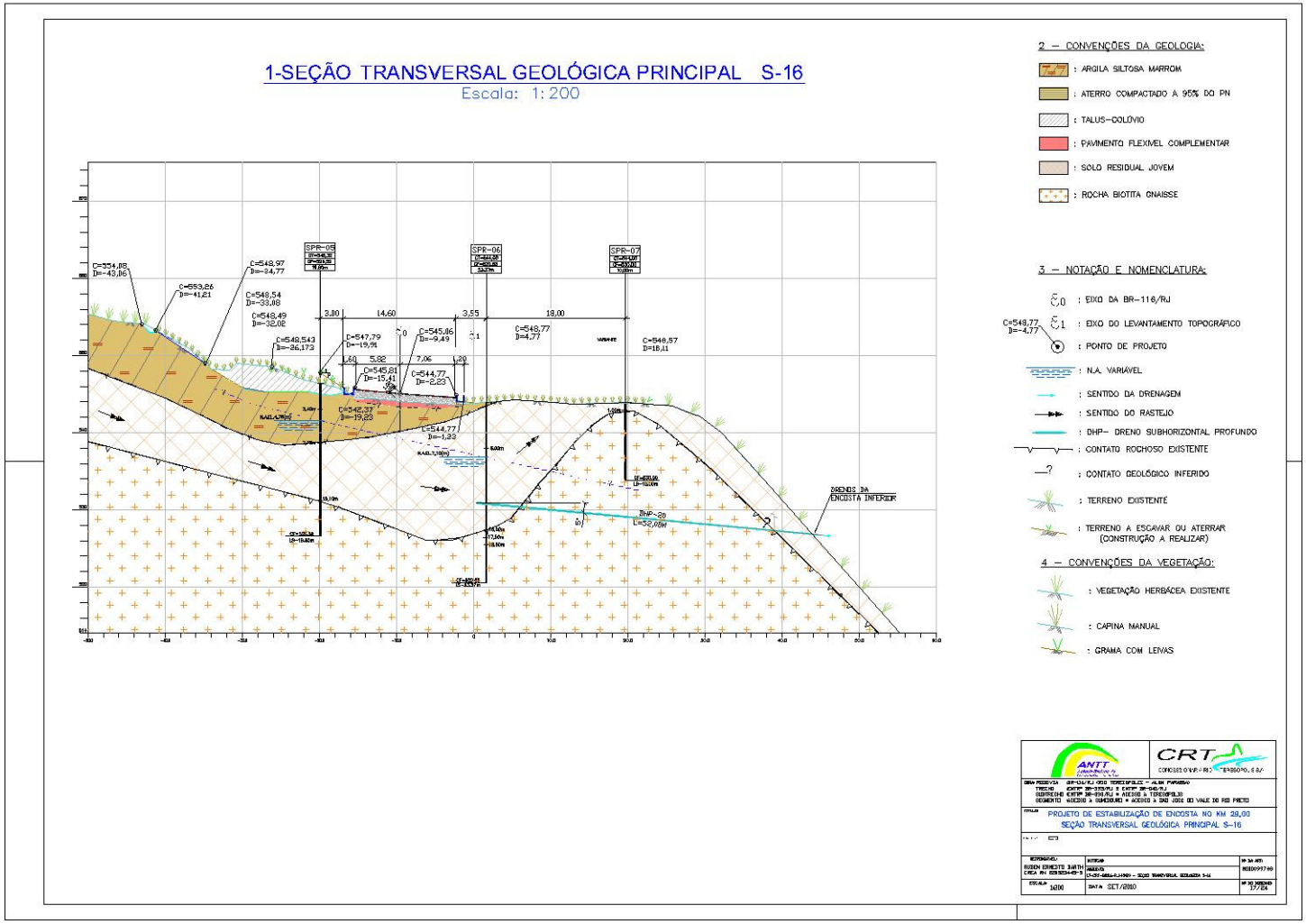
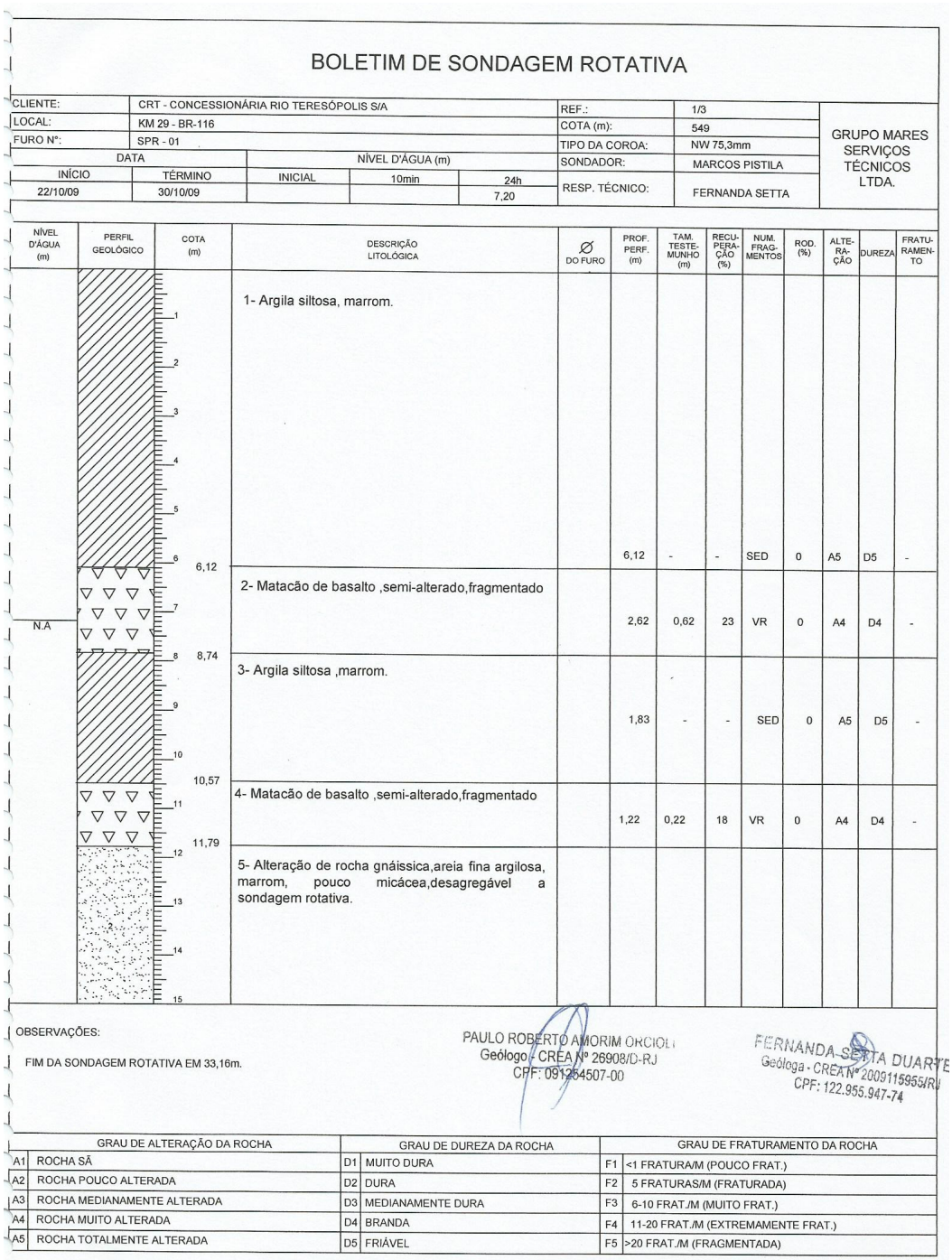


Figura 10.4: Seção geológica S16.

10.2. ANEXO 2
Boletins de Sondagens

SPR 01, SPR02, SPR03, SPR04, SPR05, SPR06, SPR07, SPR08, SPR09, SPR10, SPR11, SPR11A



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	1/3
LOCAL:	KM 29 - BR-116			COTA (m):	549
FURO Nº:	SPR - 01			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	MARCOS PISTILA
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
22/10/09	30/10/09		7,20		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		1	1- Argila siltosa, marrom.		6,12	-	-	SED	0	A5	D5	-
		6,12	2- Matacão de basalto ,semi-alterado,fragmentado		2,62	0,62	23	VR	0	A4	D4	-
N.A		8,74	3- Argila siltosa ,marrom.		1,83	-	-	SED	0	A5	D5	-
		10,57	4- Matacão de basalto ,semi-alterado,fragmentado		1,22	0,22	18	VR	0	A4	D4	-
		11,79	5- Alteração de rocha gnáissica,areia fina argilosa, marrom, pouco micácea,desagregável a sondagem rotativa.									

OBSERVAÇÕES:

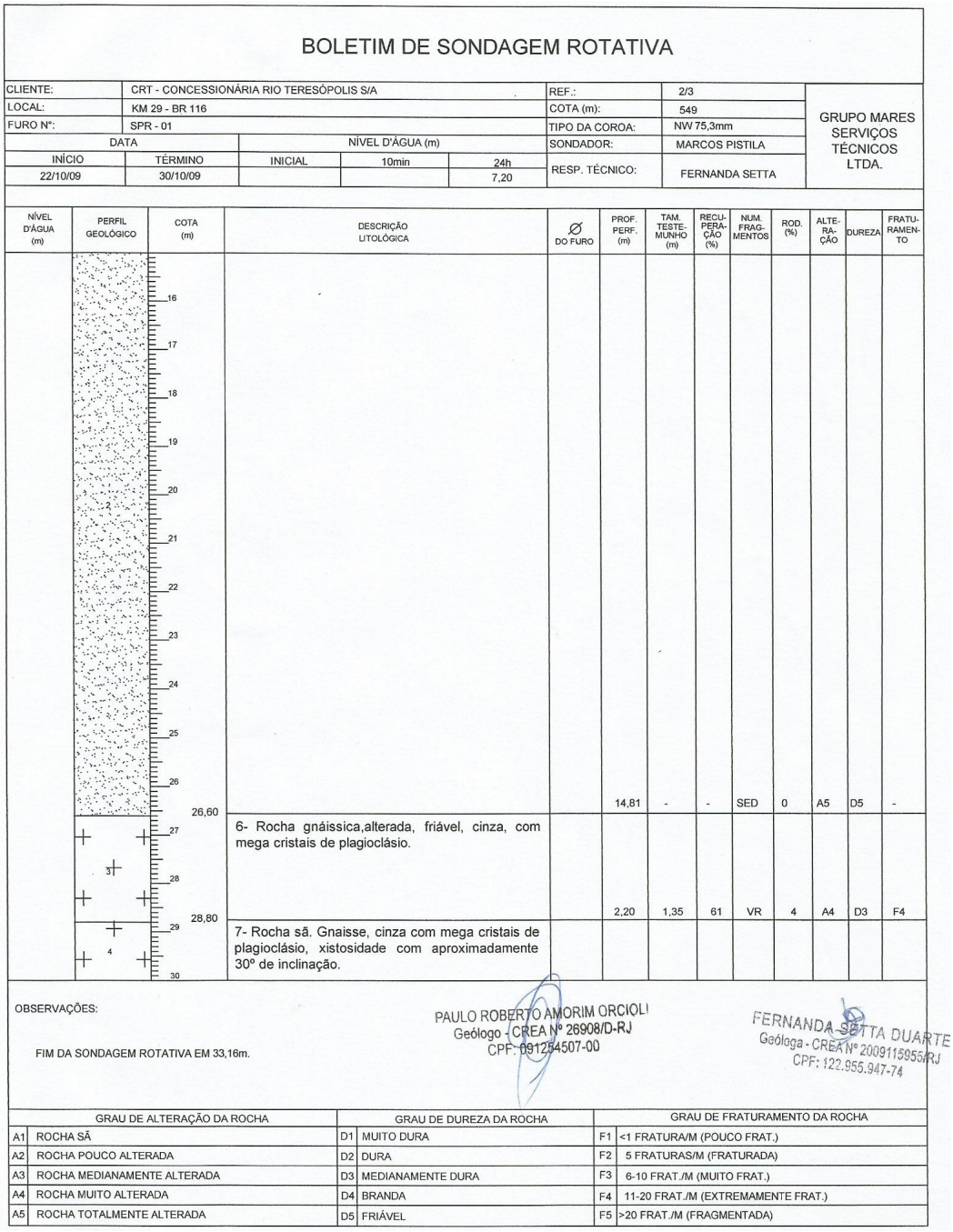
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 33,16m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091264507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.5: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR01.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	2/3
LOCAL:	KM 29 - BR 116			COTA (m):	549
FURO Nº:	SPR - 01			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	MARCOS PISTILA
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
22/10/09	30/10/09		7,20		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		16										
		17										
		18										
		19										
		20										
		21										
		22										
		23										
		24										
		25										
		26			14,81	-	-	SED	0	A5	D5	-
		26,60	6- Rocha gnáissica,alterada, friável, cinza, com mega cristais de plagioclásio.		2,20	1,35	61	VR	4	A4	D3	F4
		27										
		28										
		28,80	7- Rocha sã. Gnaisse, cinza com mega cristais de plagioclásio, xistosidade com aproximadamente 30º de inclinação.									
		29										
		30										

OBSERVAÇÕES:

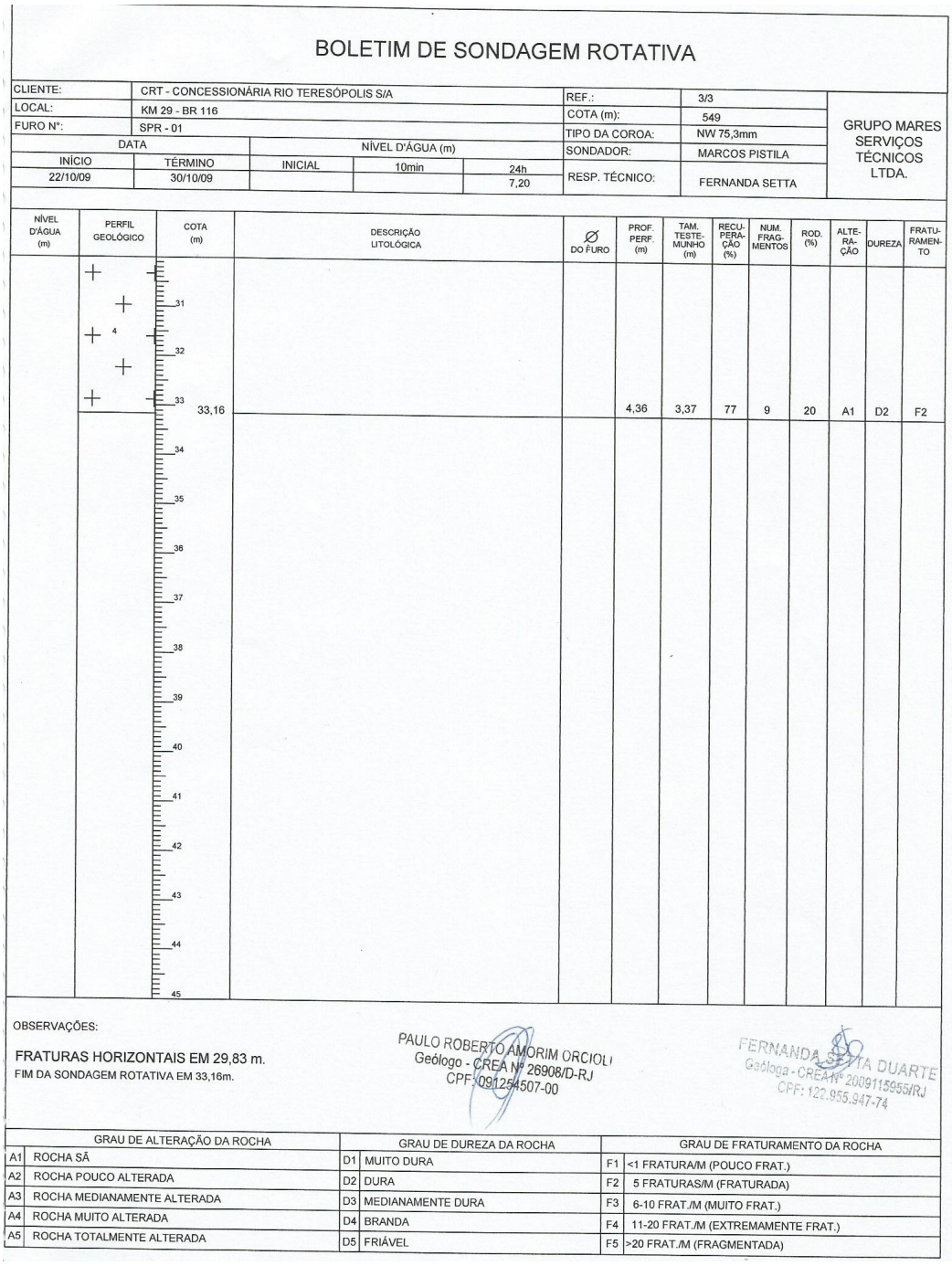
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 33,16m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091264507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.6: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR01.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A	REF.:	3/3
LOCAL:	KM 29 - BR 116	COTA (m):	549
FURO Nº:	SPR - 01	TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
		SONDADOR:	MARCOS PISTILA
		RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h
22/10/09	30/10/09			7,20

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		33,16			4,36	3,37	77	9	20	A1	D2	F2

OBSERVAÇÕES:

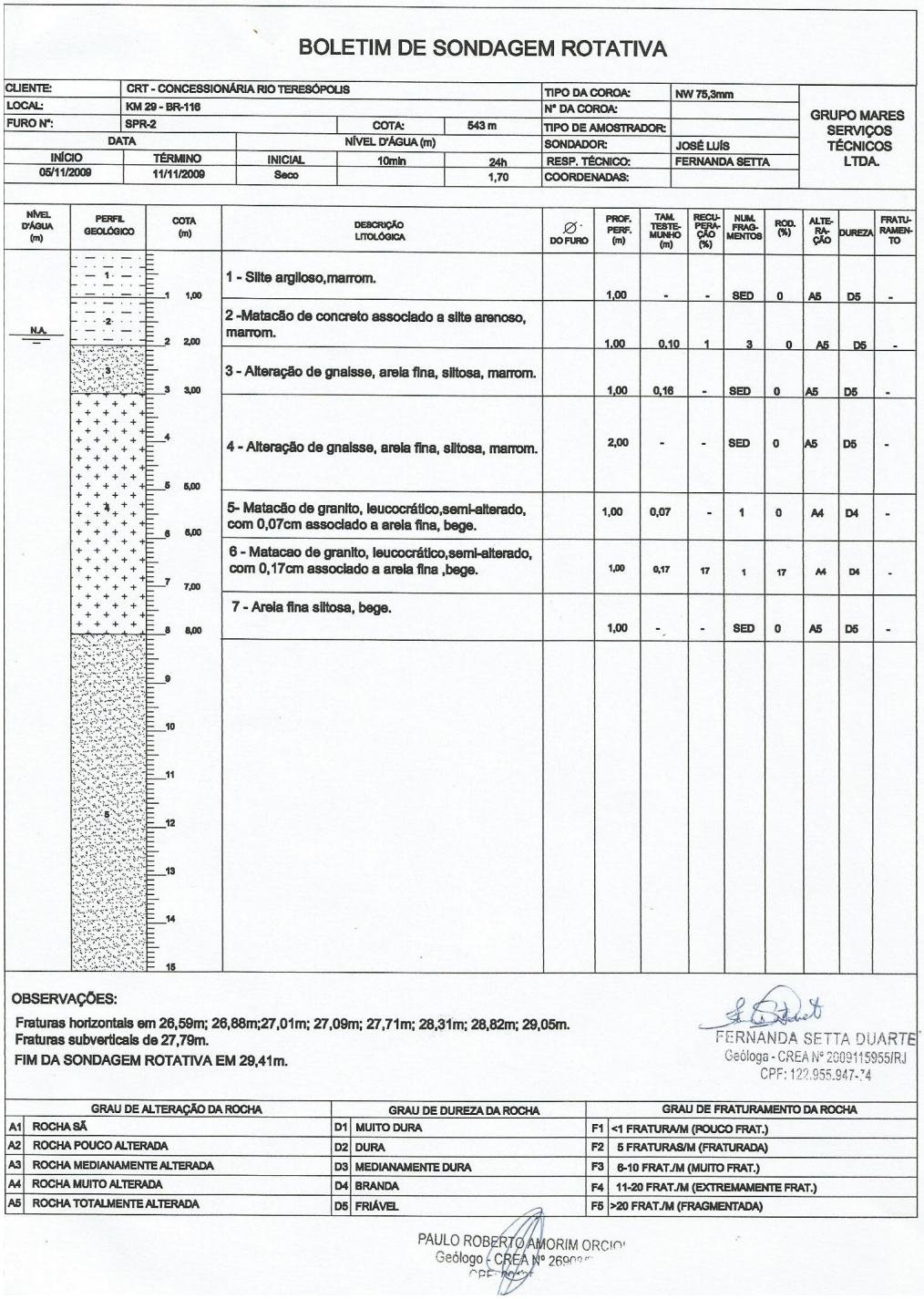
FRATURAS HORIZONTAIS EM 29,83 m.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 33,16m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.347-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.7: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR01.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm	GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.
LOCAL:	KM 29 - BR-116			Nº DA COROA:		
FURO Nº:	SPR-2	COTA:	543 m	TIPO DE AMOSTRADOR:		
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUÍS	
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA	
05/11/2009	11/11/2009	Seco	1,70	COORDENADAS:		

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	RQD (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
N.A.	1	1,00	1 - Silte argiloso,marrom.		1,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
	2	2,00	2 -Matacão de concreto associado a silte arenoso, marrom.		1,00	0,10	1	3	0	A5	D5	-
	3	3,00	3 - Alteração de gnaisse, areia fina, siltosa, marrom.		1,00	0,16	-	SED	0	A5	D5	-
	4	5,00	4 - Alteração de gnaisse, areia fina, siltosa, marrom.		2,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
	5	6,00	5- Matacão de granito, leucocrático,semi-alterado, com 0,07cm associado a areia fina, bege.		1,00	0,07	-	1	0	A4	D4	-
	6	7,00	6 - Matacao de granito, leucocrático,semi-alterado, com 0,17cm associado a areia fina ,bege.		1,00	0,17	17	1	17	A4	D4	-
	7	8,00	7 - Areia fina siltosa, bege.		1,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
	8	9										
		10										
		11										
		12										
		13										
		14										
		15										

OBSERVAÇÕES:

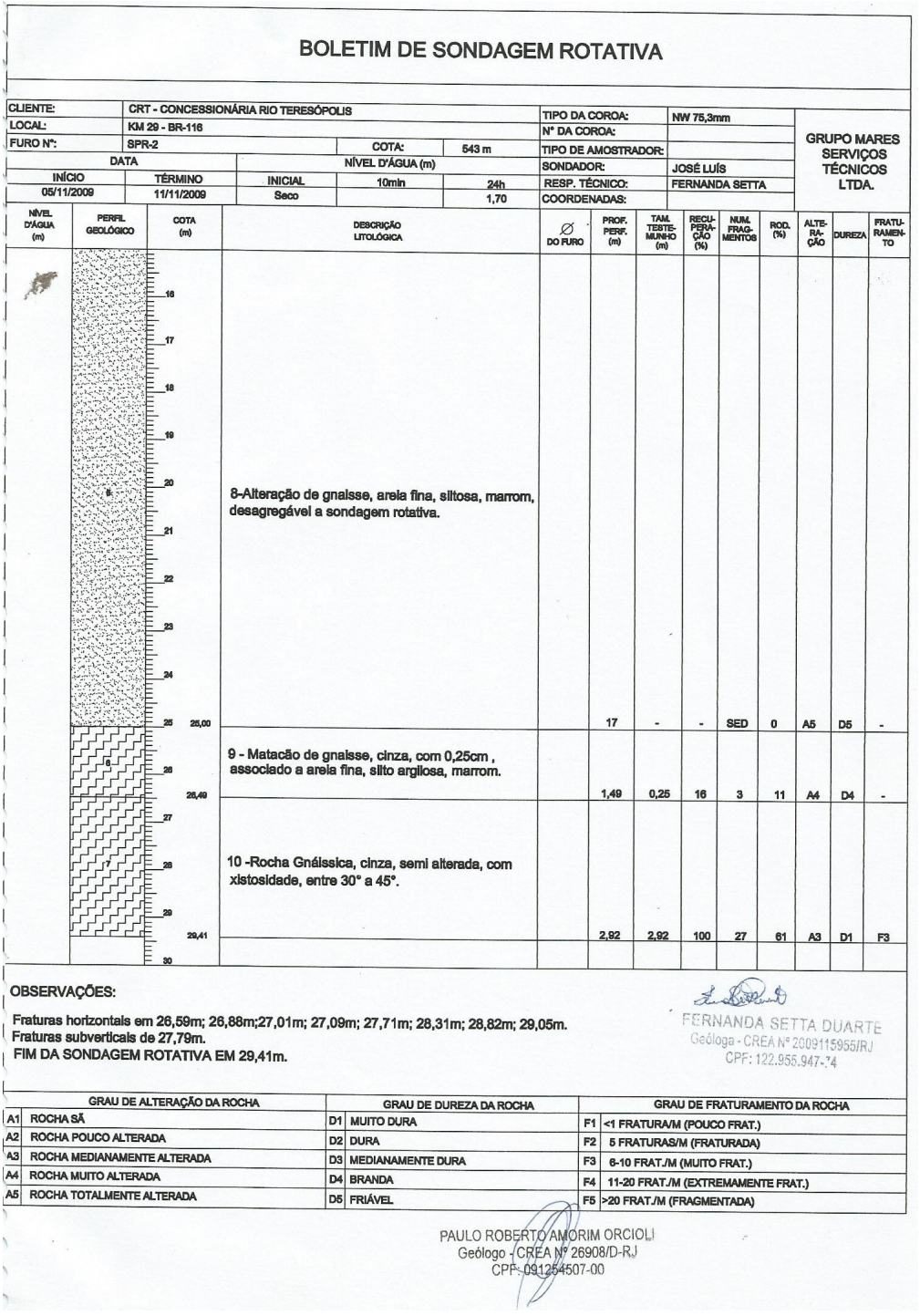
Fraturas horizontais em 26,59m; 26,88m;27,01m; 27,09m; 27,71m; 28,31m; 28,82m; 29,05m.
Fraturas subverticais de 27,79m.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 29,41m.

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIO
Geólogo - CREA Nº 269...
CPF: ...

Figura 10.8: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR02.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
LOCAL:	KM 29 - BR-116			Nº DA COROA:	
FURO Nº:	SPR-2	COTA:	543 m	TIPO DE AMOSTRADOR:	
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUÍS
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
05/11/2009	11/11/2009	Seco	1,70	COORDENADAS:	

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		25,00	8-Alteração de gnaisse, areia fina, siltosa, marrom, desagregável a sondagem rotativa.		17	-	-	SED	0	A5	D5	-
		26,49	9 - Matacão de gnaisse, cinza, com 0,25cm , associado a areia fina, silto argilosa, marrom.		1,49	0,25	16	3	11	A4	D4	-
		29,41	10 -Rocha Gnáissica, cinza, semi alterada, com xistosidade, entre 30° a 45°.		2,92	2,92	100	27	61	A3	D1	F3

OBSERVAÇÕES:

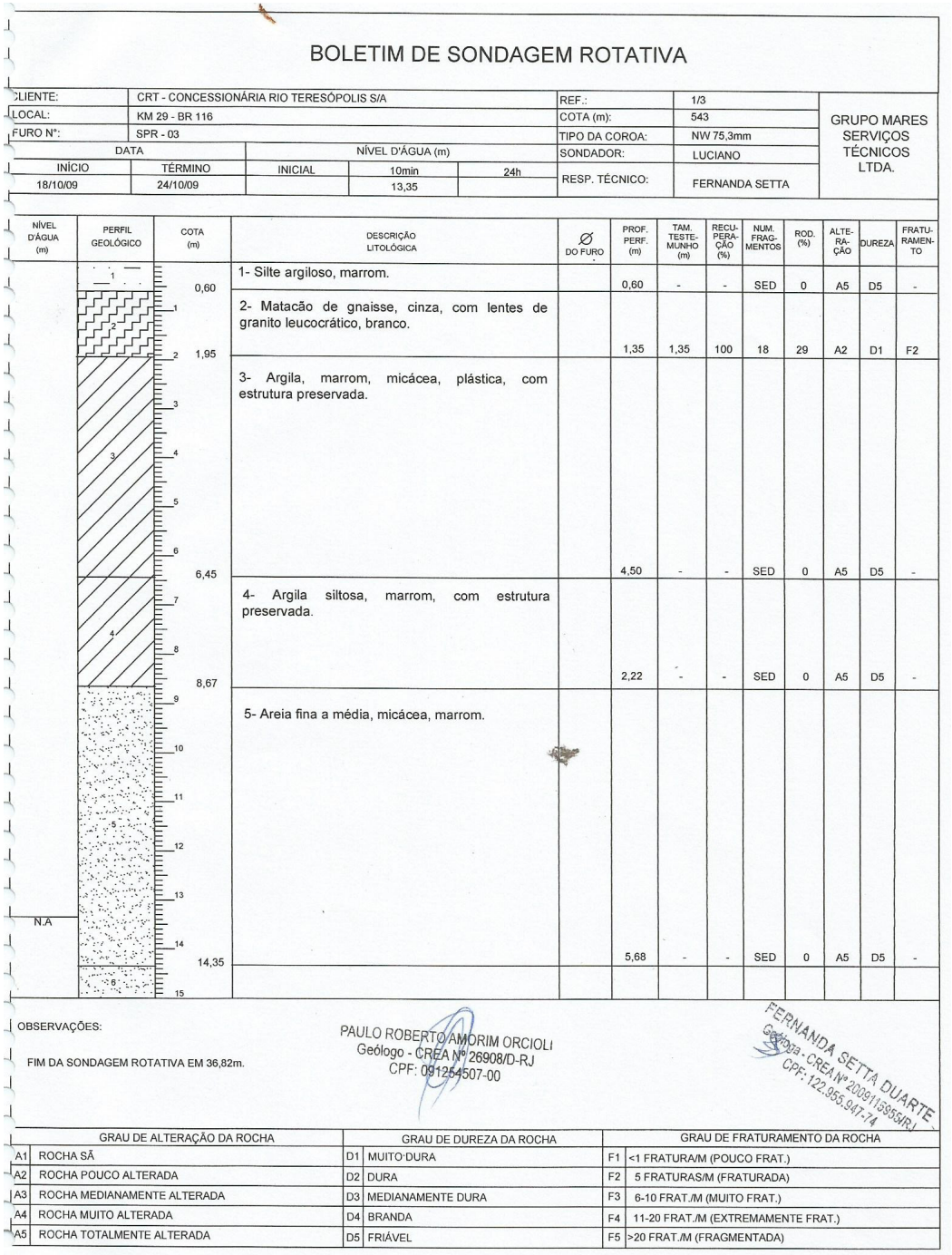
Fraturas horizontais em 26,59m; 26,88m;27,01m; 27,09m; 27,71m; 28,31m; 28,82m; 29,05m.
Fraturas subverticais de 27,79m.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 29,41m.

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

Figura 10.9: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR02.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	1/3
LOCAL:	KM 29 - BR 116			COTA (m):	543
FURO Nº:	SPR - 03			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
18/10/09	24/10/09		13,35		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	1	0,60	1- Silte argiloso, marrom.		0,60	-	-	SED	0	A5	D5	-
	2	1,95	2- Matacão de gnaisse, cinza, com lentes de granito leucocrático, branco.		1,35	1,35	100	18	29	A2	D1	F2
	3	6,45	3- Argila, marrom, micácea, plástica, com estrutura preservada.		4,50	-	-	SED	0	A5	D5	-
	4	8,67	4- Argila siltosa, marrom, com estrutura preservada.		2,22	-	-	SED	0	A5	D5	-
N.A	5	14,35	5- Areia fina a média, micácea, marrom.		5,68	-	-	SED	0	A5	D5	-
	6											

OBSERVAÇÕES:

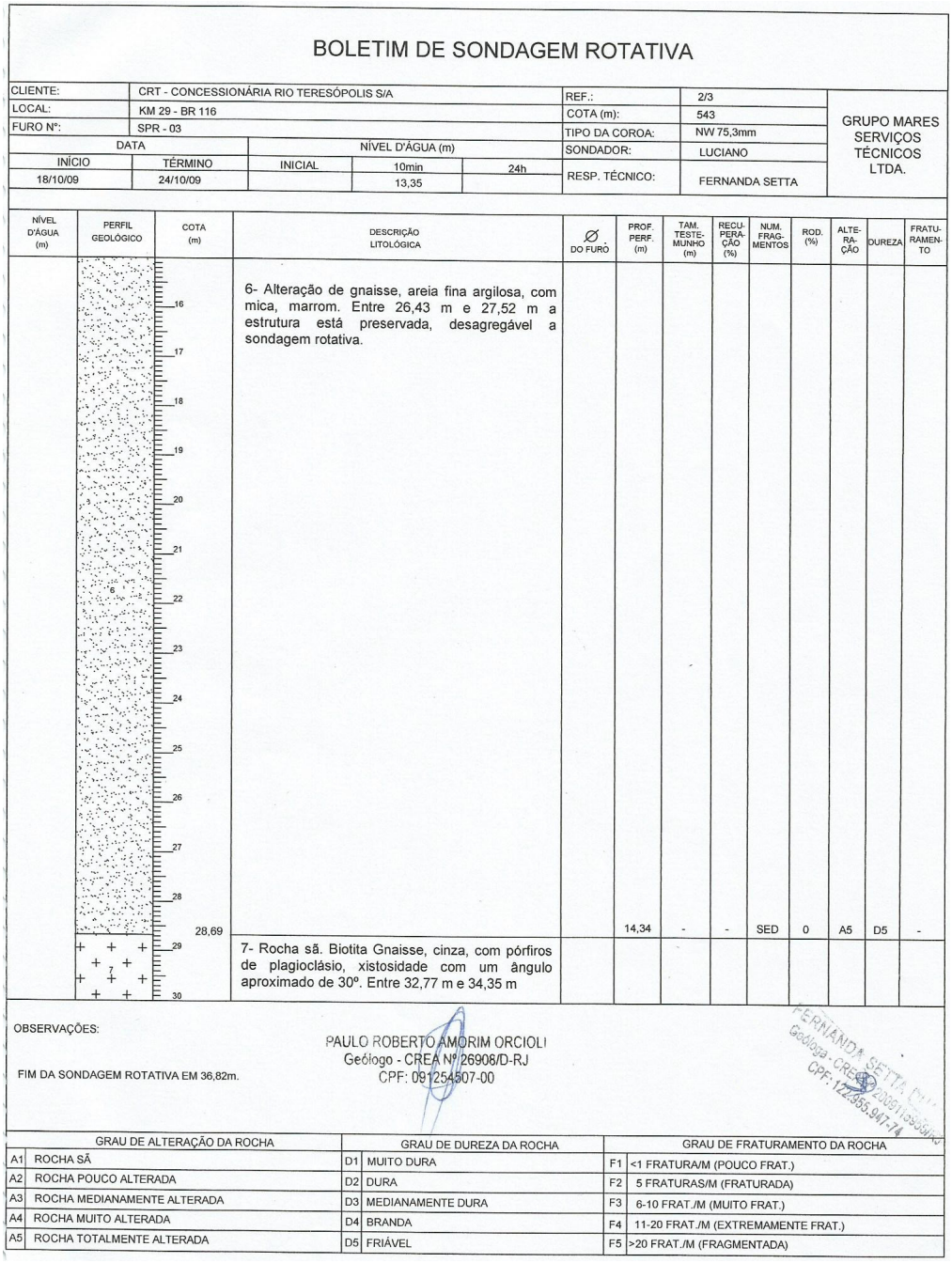
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 36,82m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 200911395/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.10: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR03.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	2/3
LOCAL:	KM 29 - BR 116			COTA (m):	543
FURO Nº:	SPR - 03			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
18/10/09	24/10/09		13,35		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		16	6- Alteração de gnaisse, areia fina argilosa, com mica, marrom. Entre 26,43 m e 27,52 m a estrutura está preservada, desagregável a sondagem rotativa.									
		17										
		18										
		19										
		20										
		21										
		22										
		23										
		24										
		25										
		26										
		27										
		28										
		28,69			14,34	-	-	SED	0	A5	D5	-
		29	7- Rocha sã. Biotita Gnaisse, cinza, com pórfiros de plagioclásio, xistosidade com um ângulo aproximado de 30º. Entre 32,77 m e 34,35 m									
		30										

OBSERVAÇÕES:

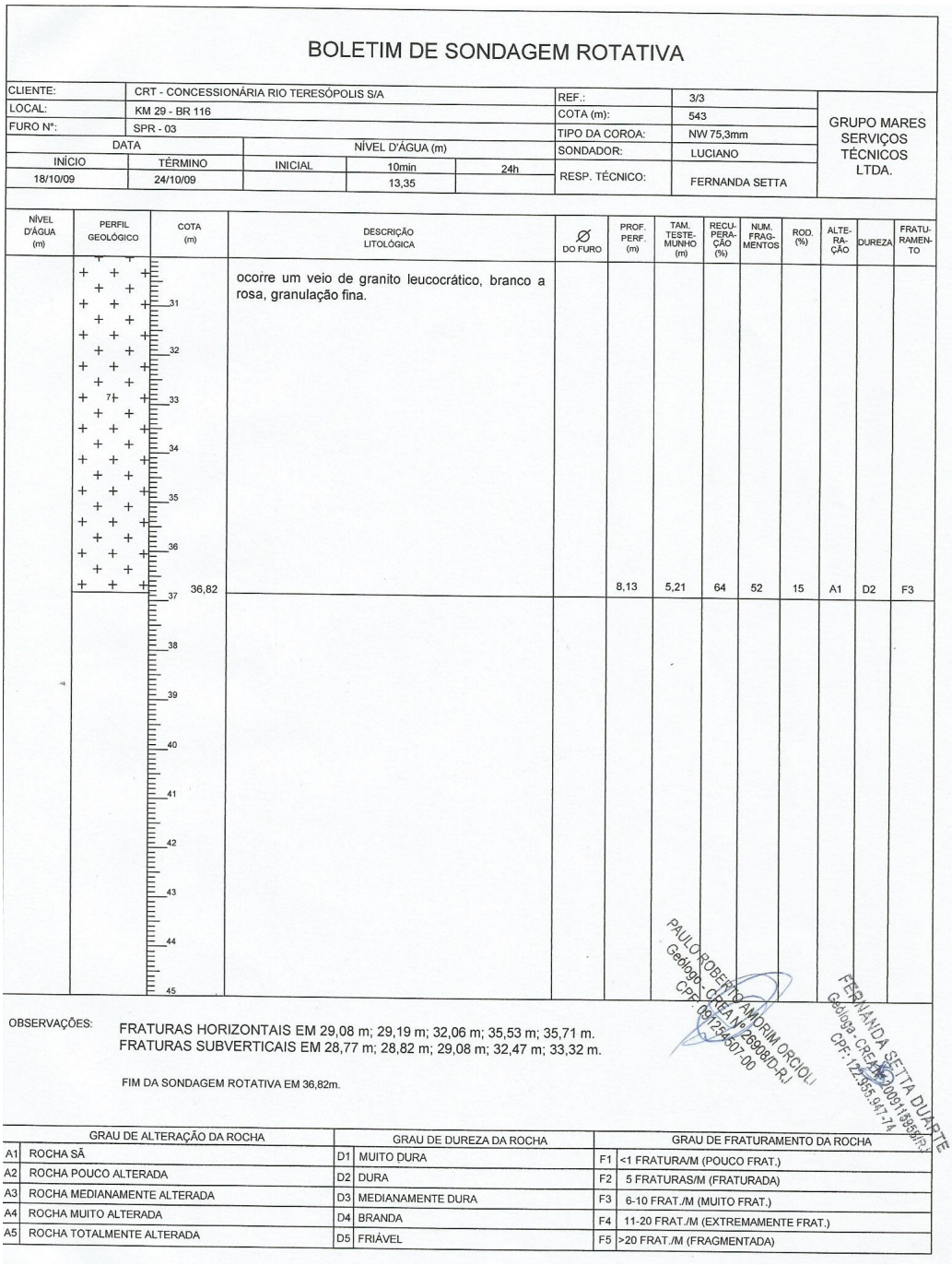
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 36,82m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA
Geóloga - CREA
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.11: (Continuação) – Boletim de Sondagem Rotativa, SPR03.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	3/3
LOCAL:	KM 29 - BR 116			COTA (m):	543
FURO Nº:	SPR - 03			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
18/10/09	24/10/09		13,35		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		31	ocorre um veio de granito leucocrático, branco a rosa, granulação fina.									
		32										
		33										
		34										
		35										
		36										
		36,82			8,13	5,21	64	52	15	A1	D2	F3
		37										
		38										
		39										
		40										
		41										
		42										
		43										
		44										
		45										

OBSERVAÇÕES:

FRATURAS HORIZONTAIS EM 29,08 m; 29,19 m; 32,06 m; 35,53 m; 35,71 m.
FRATURAS SUBVERTICAIS EM 28,77 m; 28,82 m; 29,08 m; 32,47 m; 33,32 m.

FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 36,82m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI Geólogo - CREA Nº 269008/D-RJ CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE Geóloga - CREA 2009113953/D-RJ CPF: 122956947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.12: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR03.

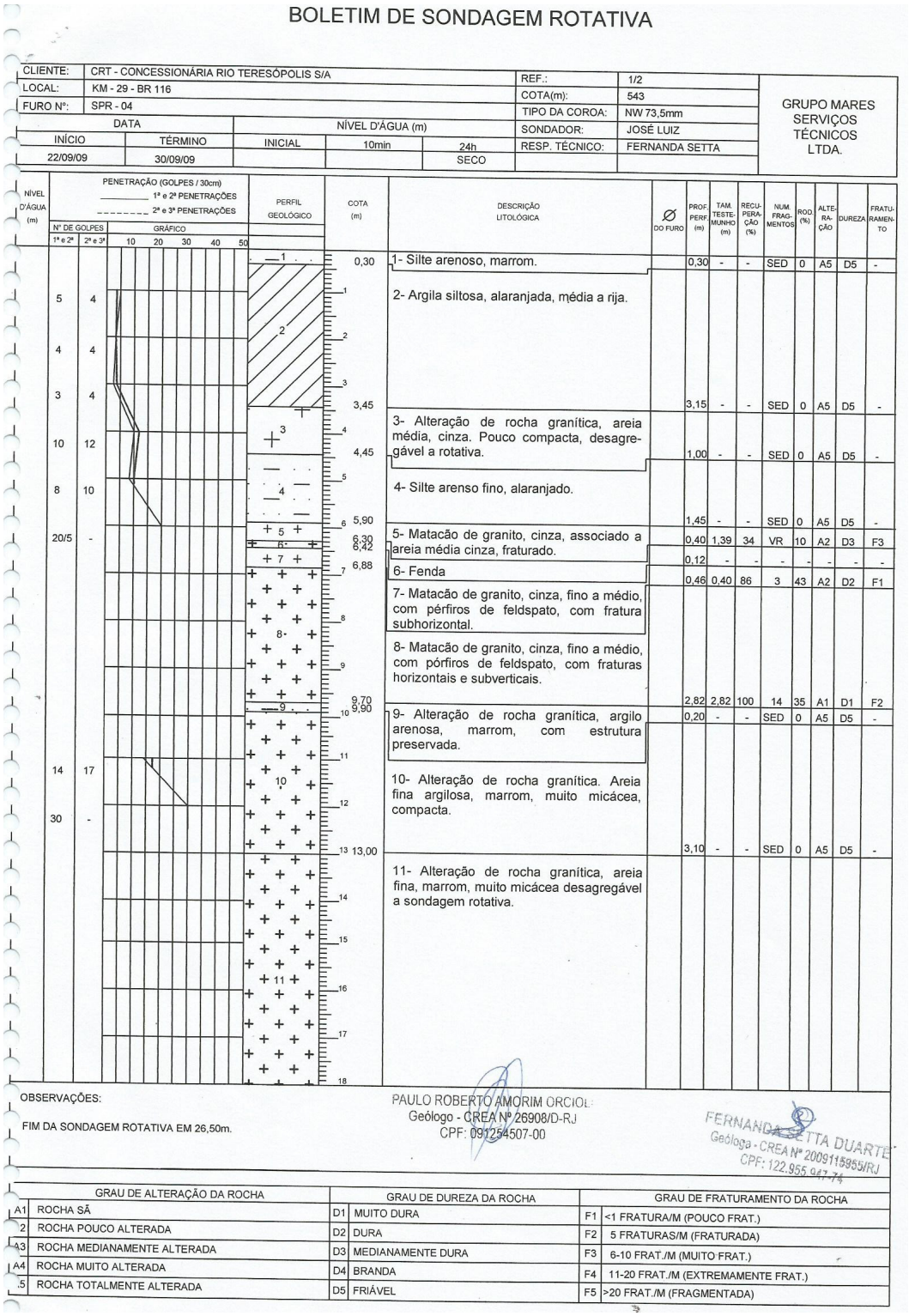
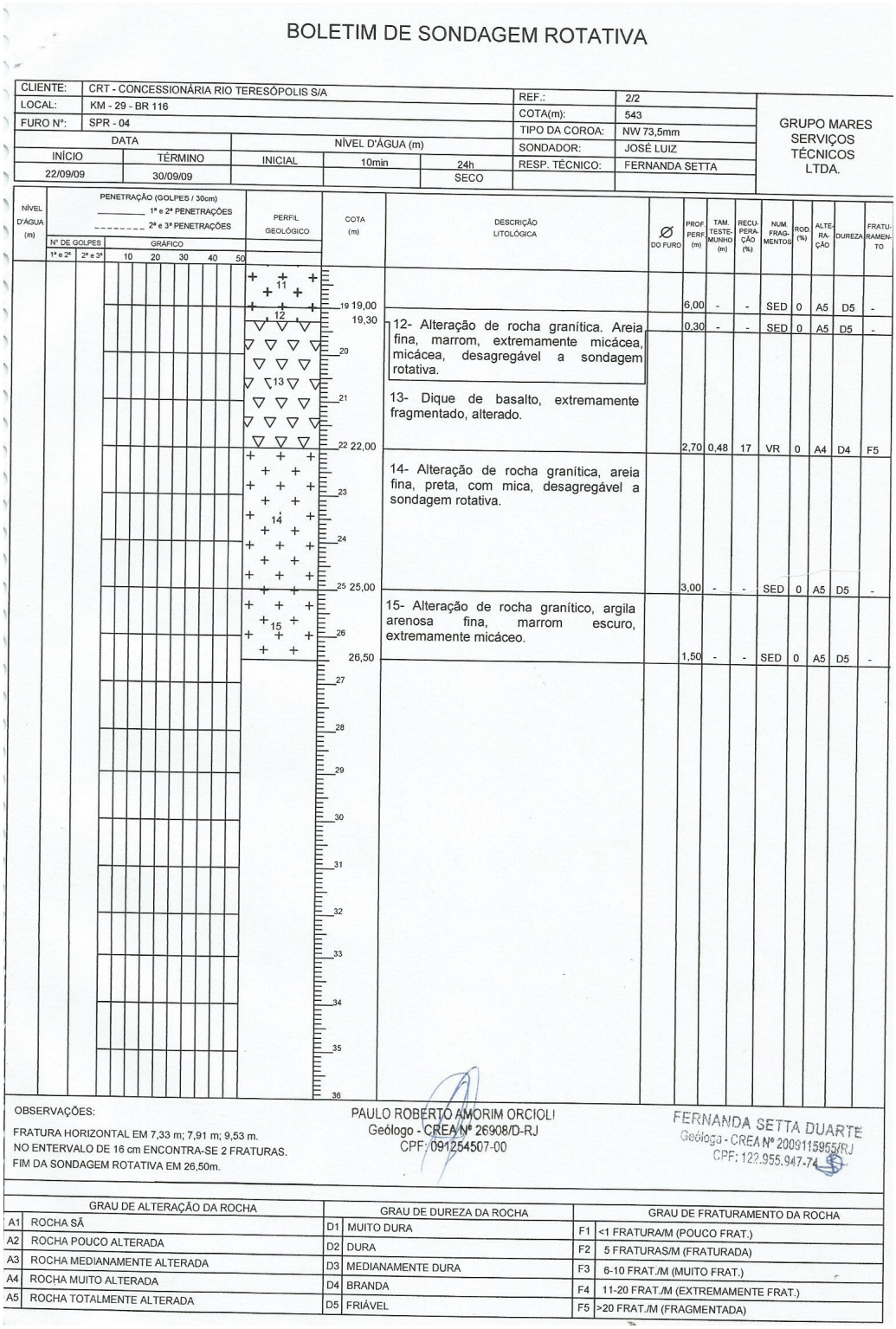


Figura 10.13: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR04.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	2/2
LOCAL:	KM - 29 - BR 116			COTA(m):	543
FURO Nº:	SPR - 04			TIPO DA COROA:	NW 73,5mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUIZ
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
22/09/09	30/09/09		SECO		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PENETRAÇÃO (GOLPES / 30cm) 1ª e 2ª PENETRAÇÕES / 2ª e 3ª PENETRAÇÕES	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE. MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	Nº DE GOLPES 1ª e 2ª / 2ª e 3ª; GRÁFICO 10 20 30 40 50												
			19 19,00			6,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
		12	19,30	12- Alteração de rocha granítica. Areia fina, marrom, extremamente micácea, micácea, desagregável a sondagem rotativa.		0,30	-	-	SED	0	A5	D5	-
		13	20 21 22 22,00	13- Dique de basalto, extremamente fragmentado, alterado.		2,70	0,48	17	VR	0	A4	D4	F5
		14	23 24 25 25,00	14- Alteração de rocha granítica, areia fina, preta, com mica, desagregável a sondagem rotativa.		3,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
		15	26 26,50	15- Alteração de rocha granítico, argila arenosa fina, marrom escuro, extremamente micáceo.		1,50	-	-	SED	0	A5	D5	-
			27 28 29 30 31 32 33 34 35 36										

OBSERVAÇÕES:

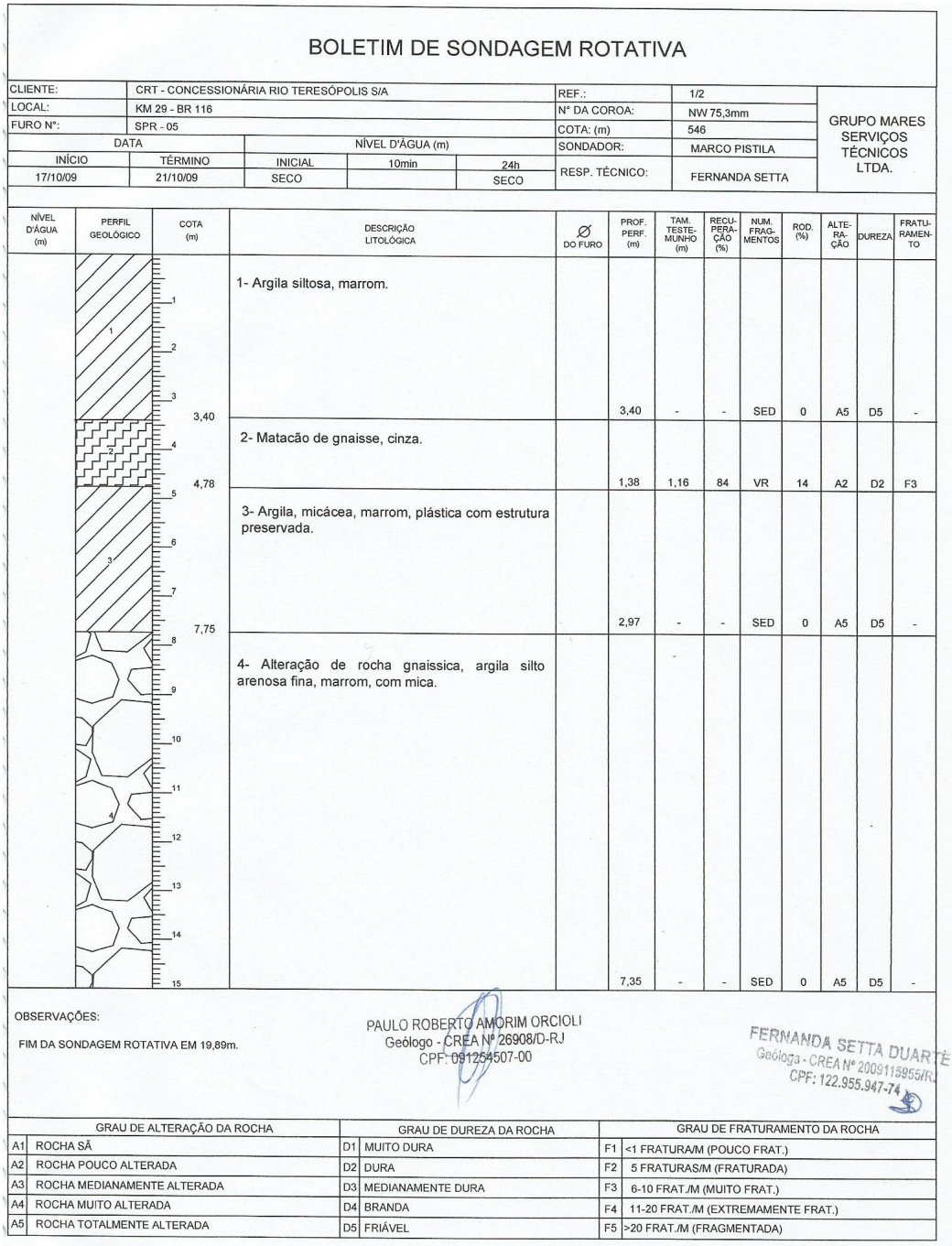
FRATURA HORIZONTAL EM 7,33 m; 7,91 m; 9,53 m.
NO ENTERVALO DE 16 cm ENCONTRA-SE 2 FRATURAS.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 26,50m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.14: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR04.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	1/2	GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.
LOCAL:	KM 29 - BR 116			Nº DA COROA:	NW 75,3mm	
FURO Nº:	SPR - 05			COTA: (m)	546	
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	MARCO PISTILA	
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA	
17/10/09	21/10/09	SECO	SECO			

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	1	3,40	1- Argila siltosa, marrom.		3,40	-	-	SED	0	A5	D5	-
	2	4,78	2- Matacão de gnaisse, cinza.		1,38	1,16	84	VR	14	A2	D2	F3
	3	7,75	3- Argila, micácea, marrom, plástica com estrutura preservada.		2,97	-	-	SED	0	A5	D5	-
	4		4- Alteração de rocha gnaissica, argila silto arenosa fina, marrom, com mica.		7,35	-	-	SED	0	A5	D5	-

OBSERVAÇÕES:

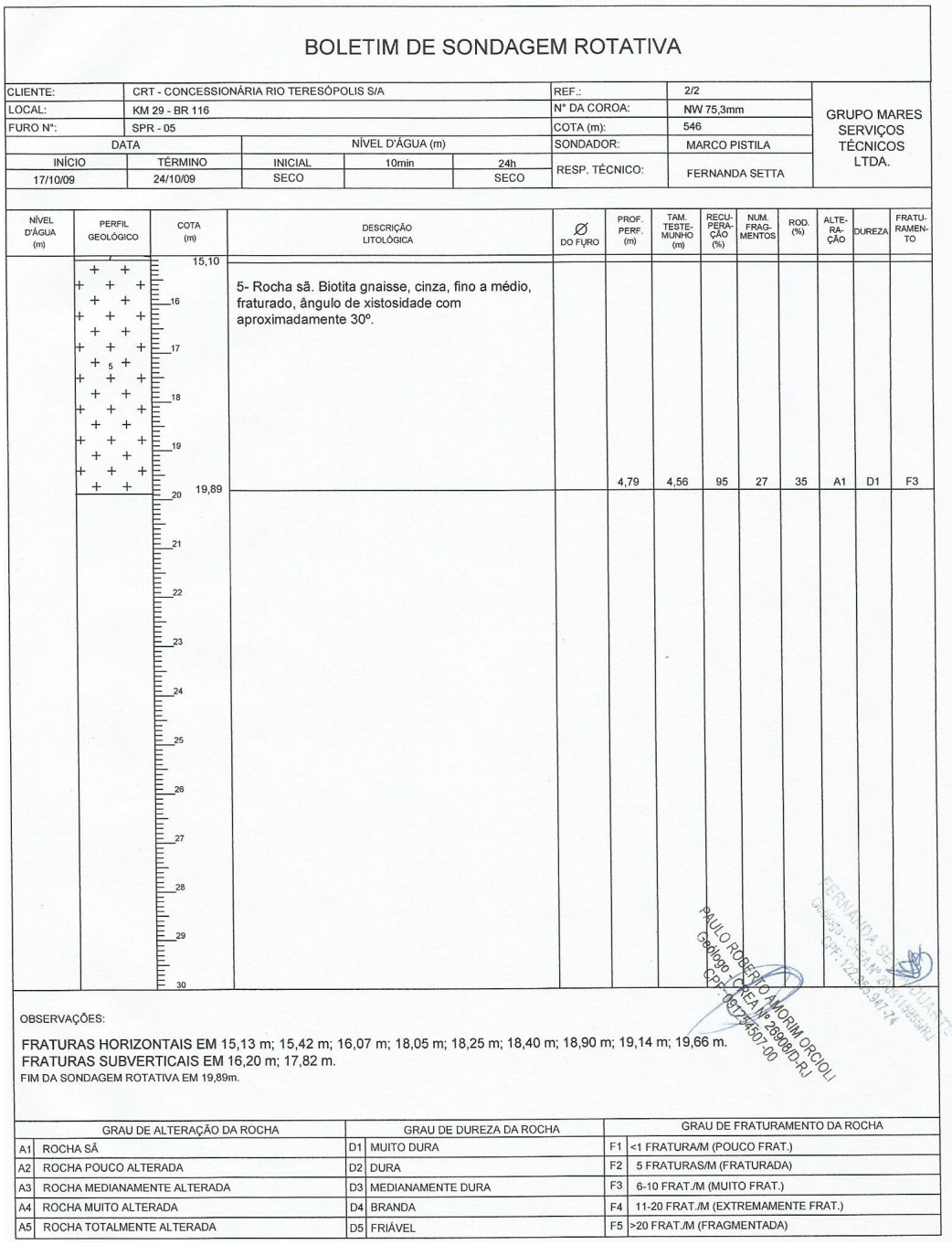
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 19,89m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.15: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR05.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	2/2
LOCAL:	KM 29 - BR 116			N° DA COROA:	NW 75,3mm
FURO N°:	SPR - 05			COTA (m):	546
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	MARCO PISTILA
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
17/10/09	24/10/09	SECO	SECO		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

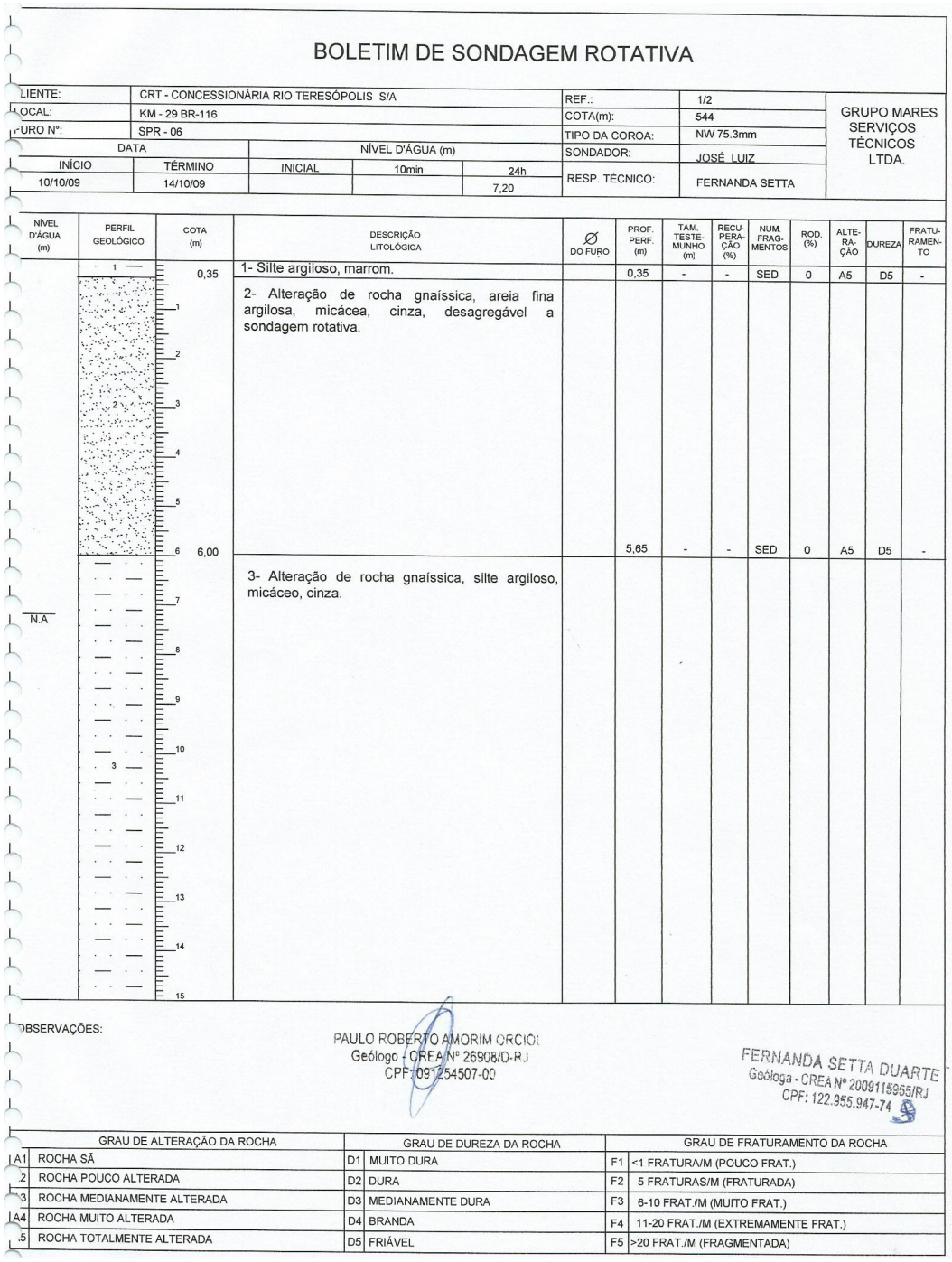
NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		15,10	5- Rocha sã. Biotita gnaisse, cinza, fino a médio, fraturado, ângulo de xistosidade com aproximadamente 30°.		4,79	4,56	95	27	35	A1	D1	F3
		19,89										

OBSERVAÇÕES:

FRATURAS HORIZONTAIS EM 15,13 m; 15,42 m; 16,07 m; 18,05 m; 18,25 m; 18,40 m; 18,90 m; 19,14 m; 19,66 m.
FRATURAS SUBVERTICAIS EM 16,20 m; 17,82 m.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 19,89m.

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.16: (Continuação) – Boletim de Sondagem Rotativa, SPR05.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	1/2
LOCAL:	KM - 29 BR-116			COTA(m):	544
FURO Nº:	SPR - 06			TIPO DA COROA:	NW 75.3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUIZ
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
10/10/09	14/10/09		7,20		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	1	0,35	1- Silte argiloso, marrom.		0,35	-	-	SED	0	A5	D5	-
	2	6,00	2- Alteração de rocha gnaíssica, areia fina argilosa, micácea, cinza, desagregável a sondagem rotativa.		5,65	-	-	SED	0	A5	D5	-
N.A	3		3- Alteração de rocha gnaíssica, silte argiloso, micáceo, cinza.									

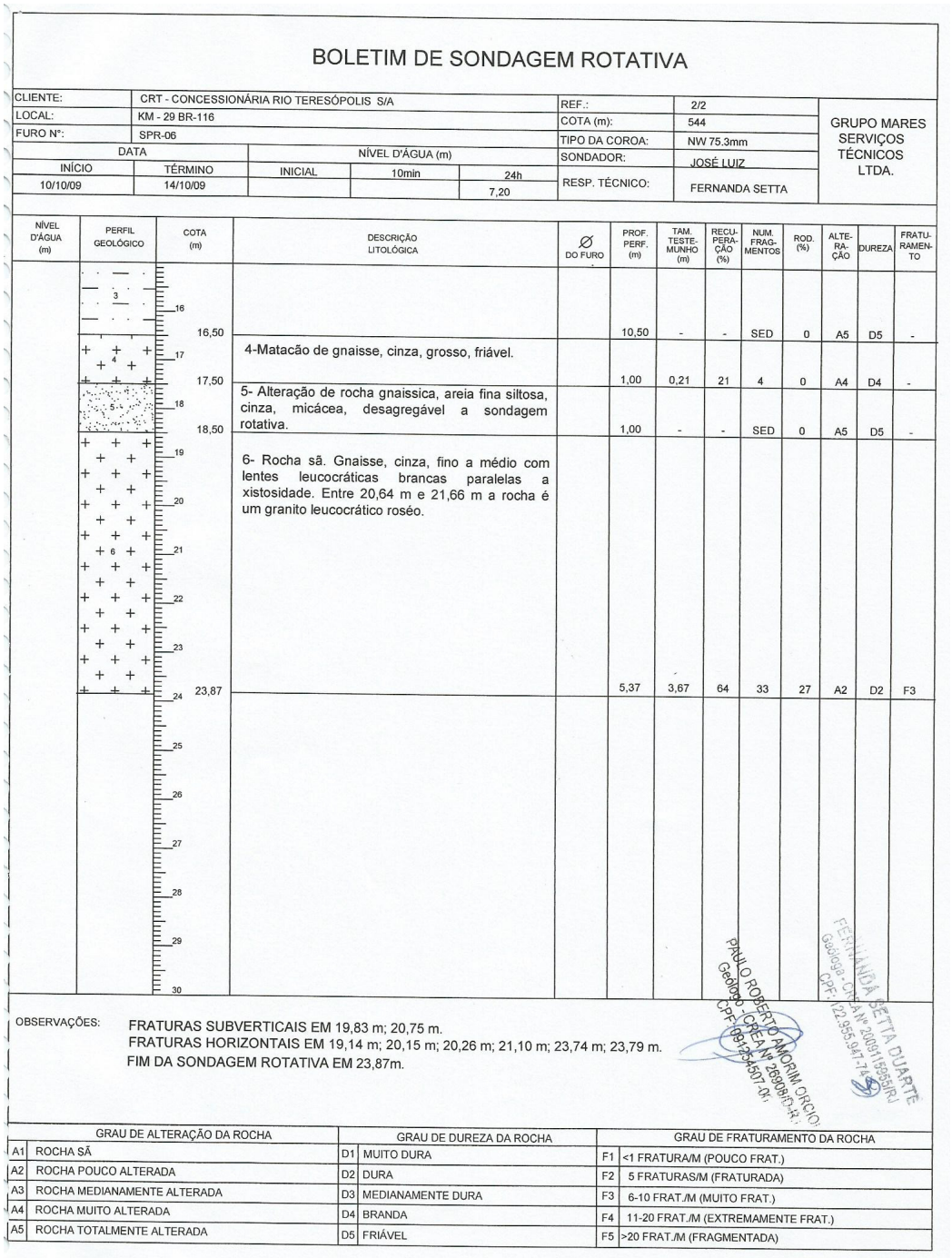
OBSERVAÇÕES:

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.17: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR06.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	2/2
LOCAL:	KM - 29 BR-116			COTA (m):	544
FURO Nº:	SPR-06			TIPO DA COROA:	NW 75.3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUIZ
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
10/10/09	14/10/09		7,20		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	3	16,50			10,50	-	-	SED	0	A5	D5	-
	4	17,50	4-Matacão de gnaisse, cinza, grosso, friável.		1,00	0,21	21	4	0	A4	D4	-
	5	18,50	5- Alteração de rocha gnaissica, areia fina siltosa, cinza, micácea, desagregável a sondagem rotativa.		1,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
	6	23,87	6- Rocha sã. Gnaisse, cinza, fino a médio com lentes leucocráticas brancas paralelas a xistosidade. Entre 20,64 m e 21,66 m a rocha é um granito leucocrático roseo.		5,37	3,67	64	33	27	A2	D2	F3

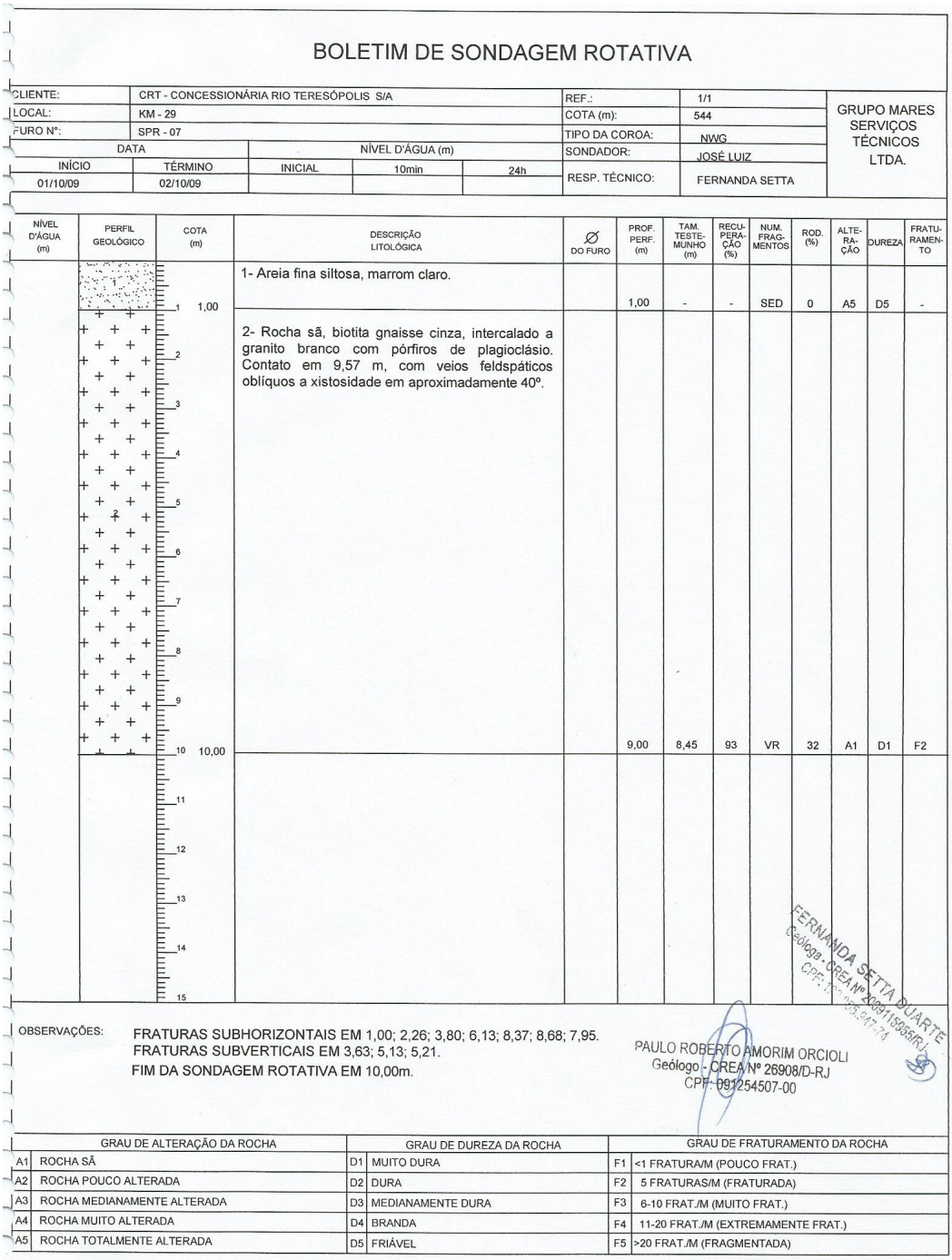
OBSERVAÇÕES:
FRATURAS SUBVERTICAIS EM 19,83 m; 20,75 m.
FRATURAS HORIZONTAIS EM 19,14 m; 20,15 m; 20,26 m; 21,10 m; 23,74 m; 23,79 m.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 23,87m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 28909/D-RJ
CPF: 091.254.507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2003115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.18: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR06.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A		REF.:	1/1	GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.
LOCAL:	KM - 29		COTA (m):	544	
FURO Nº:	SPR - 07		TIPO DA COROA:	NWG	
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)	SONDADOR:	JOSÉ LUIZ	
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL / 10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA	
01/10/09	02/10/09				

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		1,00	1- Areia fina siltosa, marrom claro.		1,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
		10,00	2- Rocha sã, biotita gnaisse cinza, intercalado a granito branco com pórfiros de plagioclásio. Contato em 9,57 m, com veios feldspáticos oblíquos a xistosidade em aproximadamente 40º.		9,00	8,45	93	VR	32	A1	D1	F2

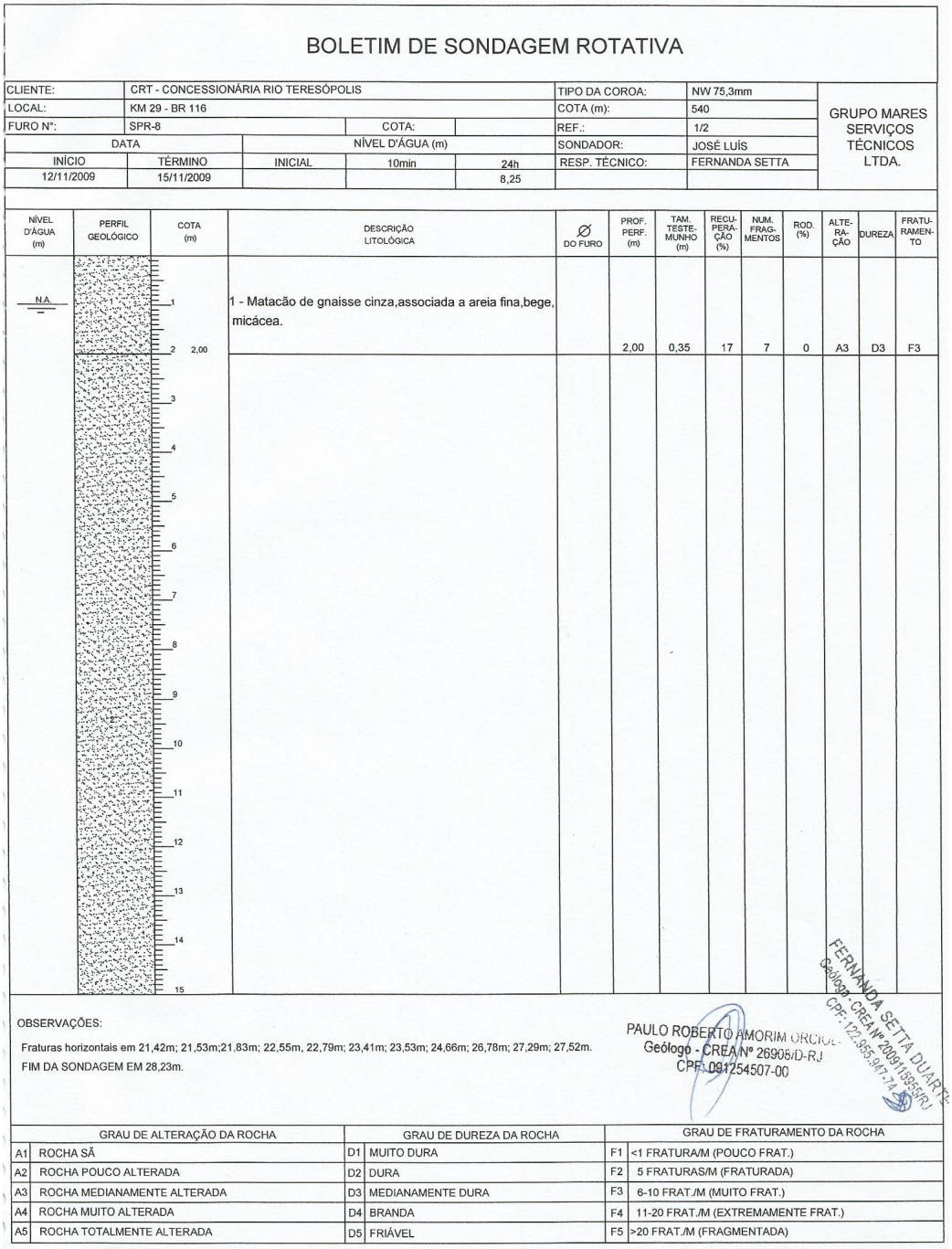
OBSERVAÇÕES:
FRATURAS SUBHORIZONTAIS EM 1,00; 2,26; 3,80; 6,13; 8,37; 8,68; 7,95.
FRATURAS SUBVERTICAIS EM 3,63; 5,13; 5,21.
FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 10,00m.

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2001115935/RJ
CPF: [illegible]

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.19: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR07.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS				TIPO DA COROA:	NW 75,3mm	GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.
LOCAL:	KM 29 - BR 116				COTA (m):	540	
FURO Nº:	SPR-8	COTA:			REF.:	1/2	
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)			SONDADOR:	JOSÉ LUÍS	
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA	
12/11/2009	15/11/2009			8,25			

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
N.A.		2,00	1 - Matacão de gnaisse cinza,associada a areia fina,bege, micácea.		2,00	0,35	17	7	0	A3	D3	F3

OBSERVAÇÕES:

Fraturas horizontais em 21,42m; 21,53m;21,83m; 22,55m, 22,79m; 23,41m; 23,53m; 24,66m; 26,78m; 27,29m; 27,52m.

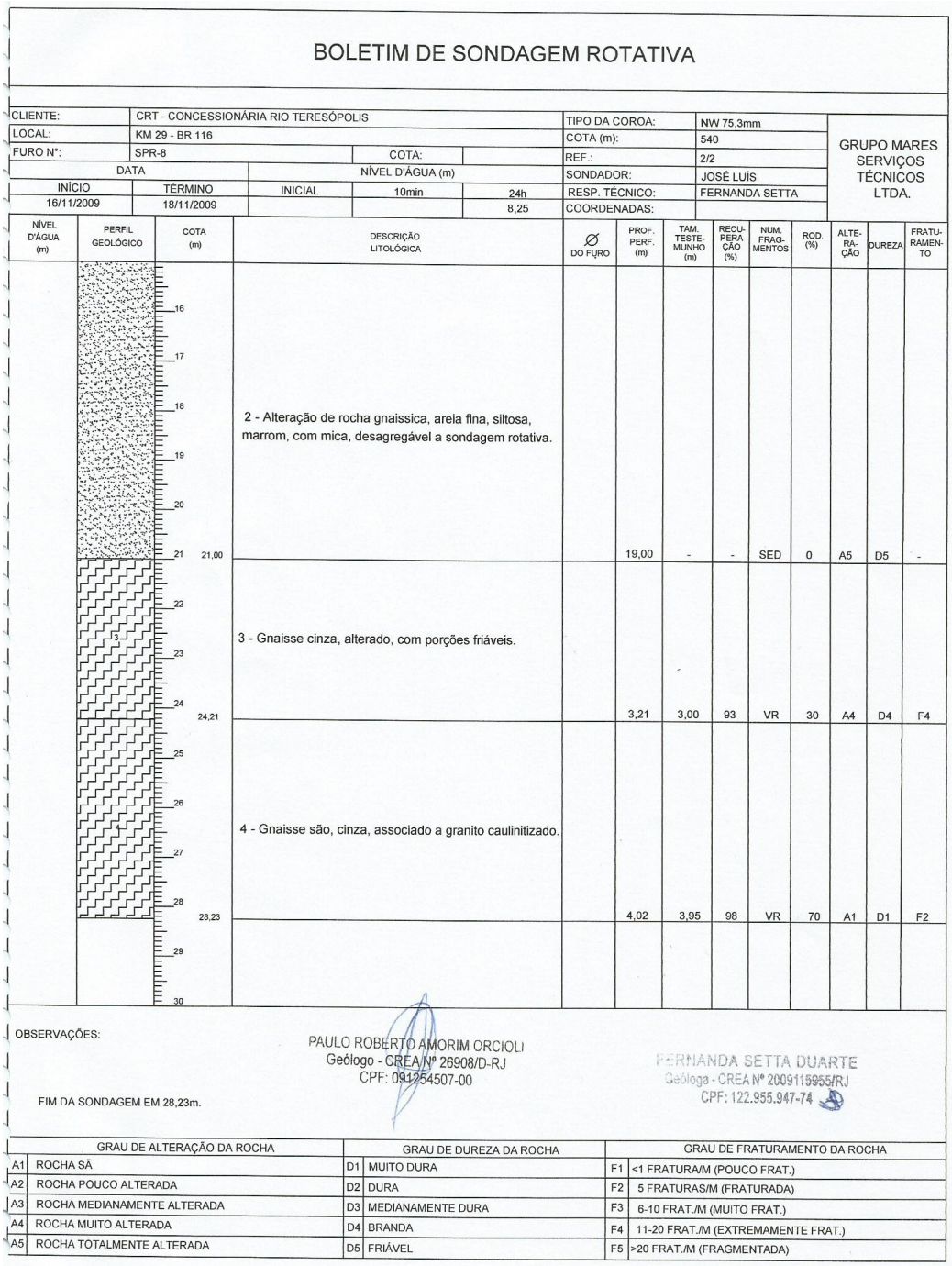
FIM DA SONDAGEM EM 28,23m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26905/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009113955/RJ
CPF: 122.355.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.20: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR08.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
LOCAL:	KM 29 - BR 116			COTA (m):	540
FURO Nº:	SPR-8	COTA:		REF.:	2/2
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUÍS
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
16/11/2009	18/11/2009		8,25	COORDENADAS:	

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		16										
		17										
		18										
		19										
		20										
		21	2 - Alteração de rocha gnaissica, areia fina, siltosa, marrom, com mica, desagregável a sondagem rotativa.		19,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
		21,00										
		22										
		23	3 - Gnaisse cinza, alterado, com porções friáveis.		3,21	3,00	93	VR	30	A4	D4	F4
		24										
		24,21										
		25										
		26										
		27	4 - Gnaisse são, cinza, associado a granito caulinitizado.		4,02	3,95	98	VR	70	A1	D1	F2
		28										
		28,23										
		29										
		30										

OBSERVAÇÕES:

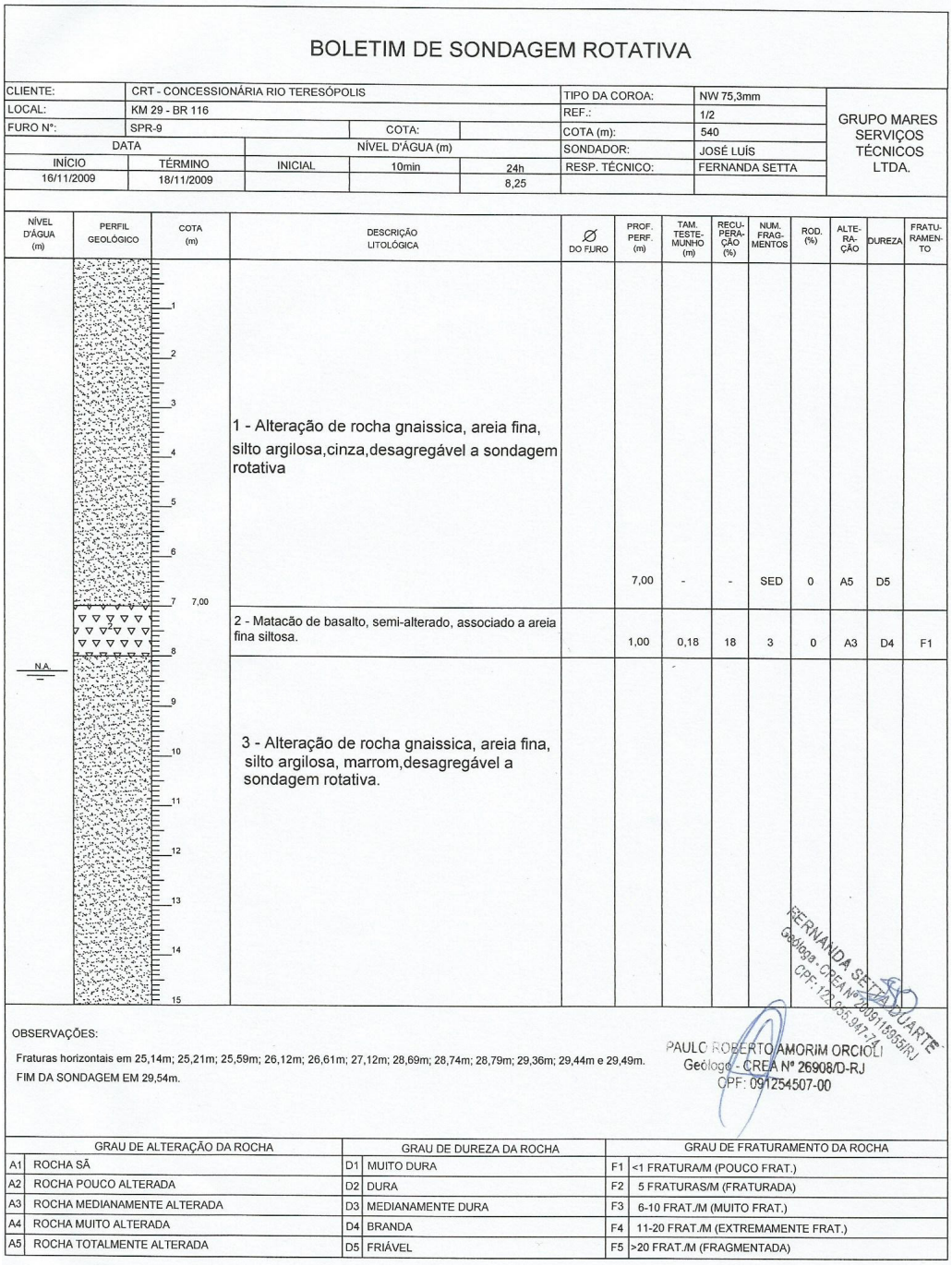
FIM DA SONDAGEM EM 28,23m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.21: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR8.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS				TIPO DA COROA:	NW 75,3mm	GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.
LOCAL:	KM 29 - BR 116				REF.:	1/2	
FURO Nº:	SPR-9		COTA:		COTA (m):	540	
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)			SONDADOR:	JOSÉ LUÍS	
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA	
16/11/2009	18/11/2009			8,25			

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
			1 - Alteração de rocha gnaissica, areia fina, silto argilosa,cinza,desagregável a sondagem rotativa		7,00	-	-	SED	0	A5	D5	
		7,00	2 - Matacão de basalto, semi-alterado, associado a areia fina siltosa.		1,00	0,18	18	3	0	A3	D4	F1
N.A.			3 - Alteração de rocha gnaissica, areia fina, silto argilosa, marrom,desagregável a sondagem rotativa.									

OBSERVAÇÕES:

Fraturas horizontais em 25,14m; 25,21m; 25,59m; 26,12m; 26,61m; 27,12m; 28,69m; 28,74m; 28,79m; 29,36m; 29,44m e 29,49m.

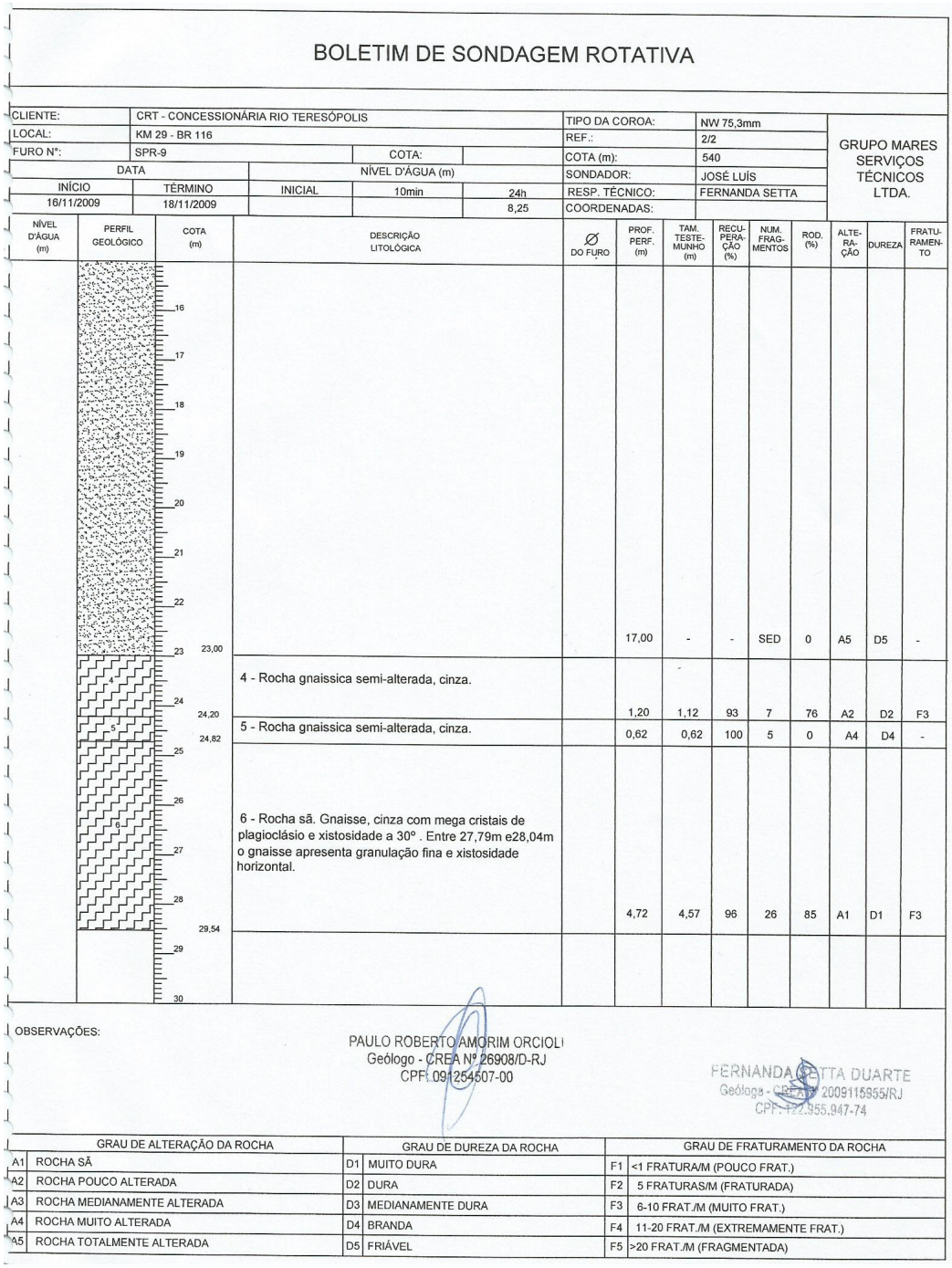
FIM DA SONDAGEM EM 29,54m.

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009113965/RJ
CPF: 123.055.947-74

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.22: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR09.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm	GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.	
LOCAL:	KM 29 - BR 116			REF.:	2/2		
FURO Nº:	SPR-9	COTA:		COTA (m):	540		
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	JOSÉ LUÍS		
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA		
16/11/2009	18/11/2009		8,25	COORDENADAS:			

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		16										
		17										
		18										
		19										
		20										
		21										
		22										
		23			17,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
		23,00	4 - Rocha gnaissica semi-alterada, cinza.		1,20	1,12	93	7	76	A2	D2	F3
		24,20	5 - Rocha gnaissica semi-alterada, cinza.		0,62	0,62	100	5	0	A4	D4	-
		24,82	6 - Rocha sã. Gnaisse, cinza com mega cristais de plagioclásio e xistosidade a 30º . Entre 27,79m e28,04m o gnaisse apresenta granulação fina e xistosidade horizontal.		4,72	4,57	96	26	85	A1	D1	F3
		25										
		26										
		27										
		28										
		29,54										
		29										
		30										

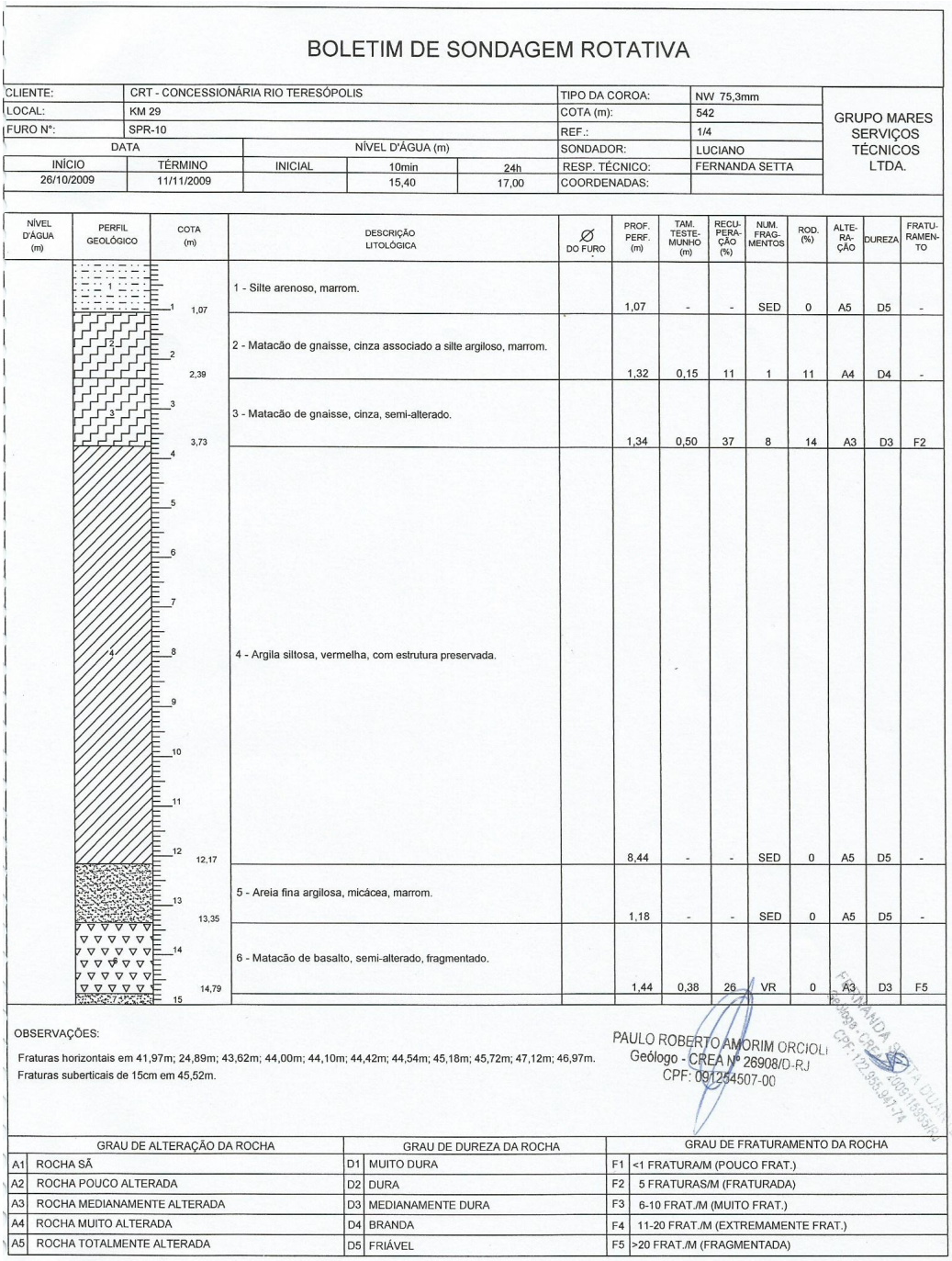
OBSERVAÇÕES:

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.23: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR09.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS				TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
LOCAL:	KM 29				COTA (m):	542
FURO Nº:	SPR-10				REF.:	1/4
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)			SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
26/10/2009	11/11/2009		15,40	17,00	COORDENADAS:	

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	1	1,07	1 - Silte arenoso, marrom.		1,07	-	-	SED	0	A5	D5	-
	2	2,39	2 - Matacão de gnaisse, cinza associado a silte argiloso, marrom.		1,32	0,15	11	1	11	A4	D4	-
	3	3,73	3 - Matacão de gnaisse, cinza, semi-alterado.		1,34	0,50	37	8	14	A3	D3	F2
	4	12,17	4 - Argila siltosa, vermelha, com estrutura preservada.		8,44	-	-	SED	0	A5	D5	-
	5	13,35	5 - Areia fina argilosa, micácea, marrom.		1,18	-	-	SED	0	A5	D5	-
	6	14,79	6 - Matacão de basalto, semi-alterado, fragmentado.		1,44	0,38	26	VR	0	A3	D3	F5

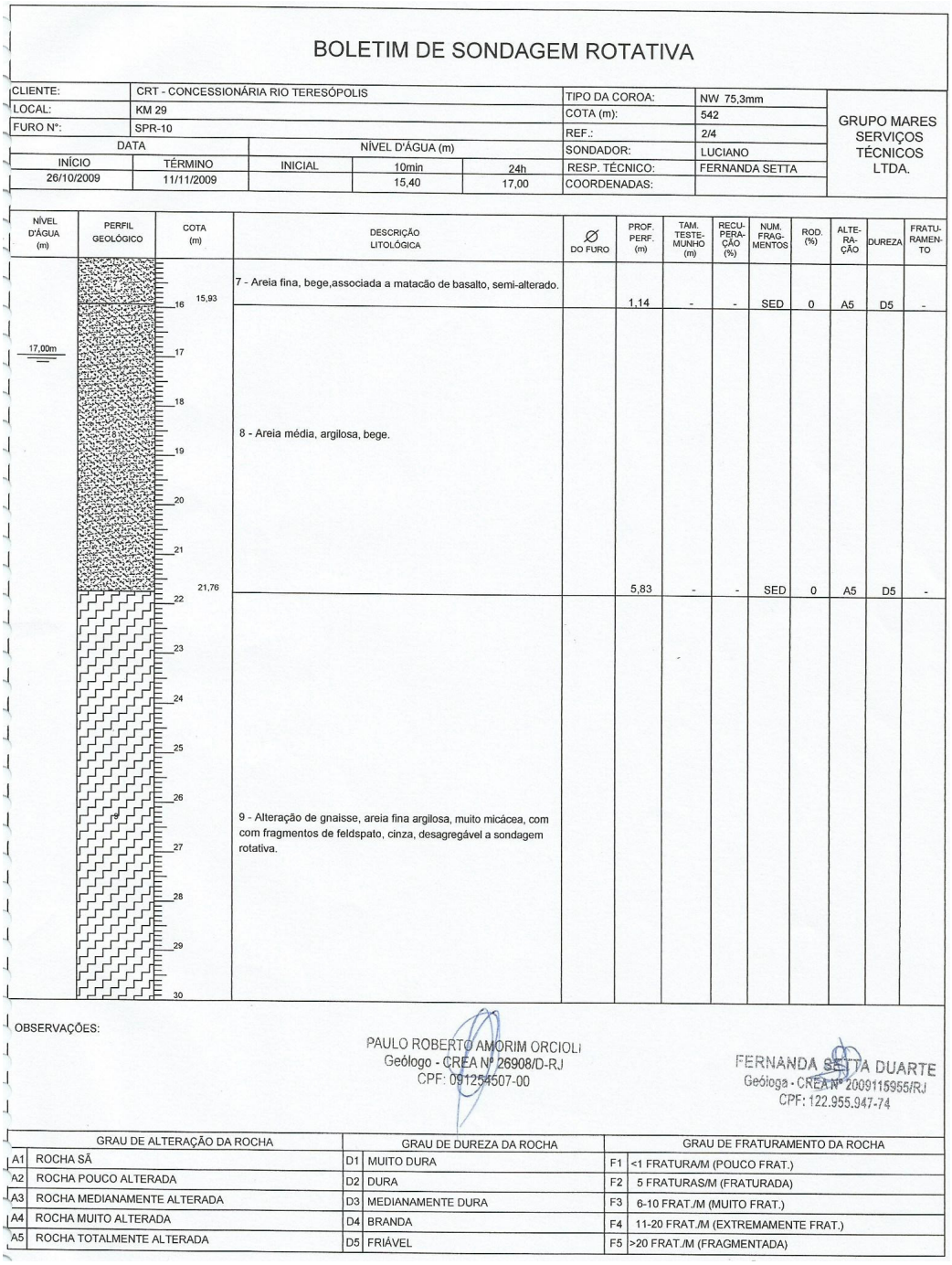
OBSERVAÇÕES:

Fraturas horizontais em 41,97m; 24,89m; 43,62m; 44,00m; 44,10m; 44,42m; 44,54m; 45,18m; 45,72m; 47,12m; 46,97m.
Fraturas suberticais de 15cm em 45,52m.

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.24: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS				TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
LOCAL:	KM 29				COTA (m):	542
FURO Nº:	SPR-10				REF.:	2/4
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)			SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
26/10/2009	11/11/2009		15,40	17,00	COORDENADAS:	

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	7	15,93	7 - Areia fina, bege,associada a matacão de basalto, semi-alterado.		1,14	-	-	SED	0	A5	D5	-
17,00m	8	21,76	8 - Areia média, argilosa, bege.		5,83	-	-	SED	0	A5	D5	-
	9		9 - Alteração de gnaisse, areia fina argilosa, muito micácea, com com fragmentos de feldspato, cinza, desagregável a sondagem rotativa.									

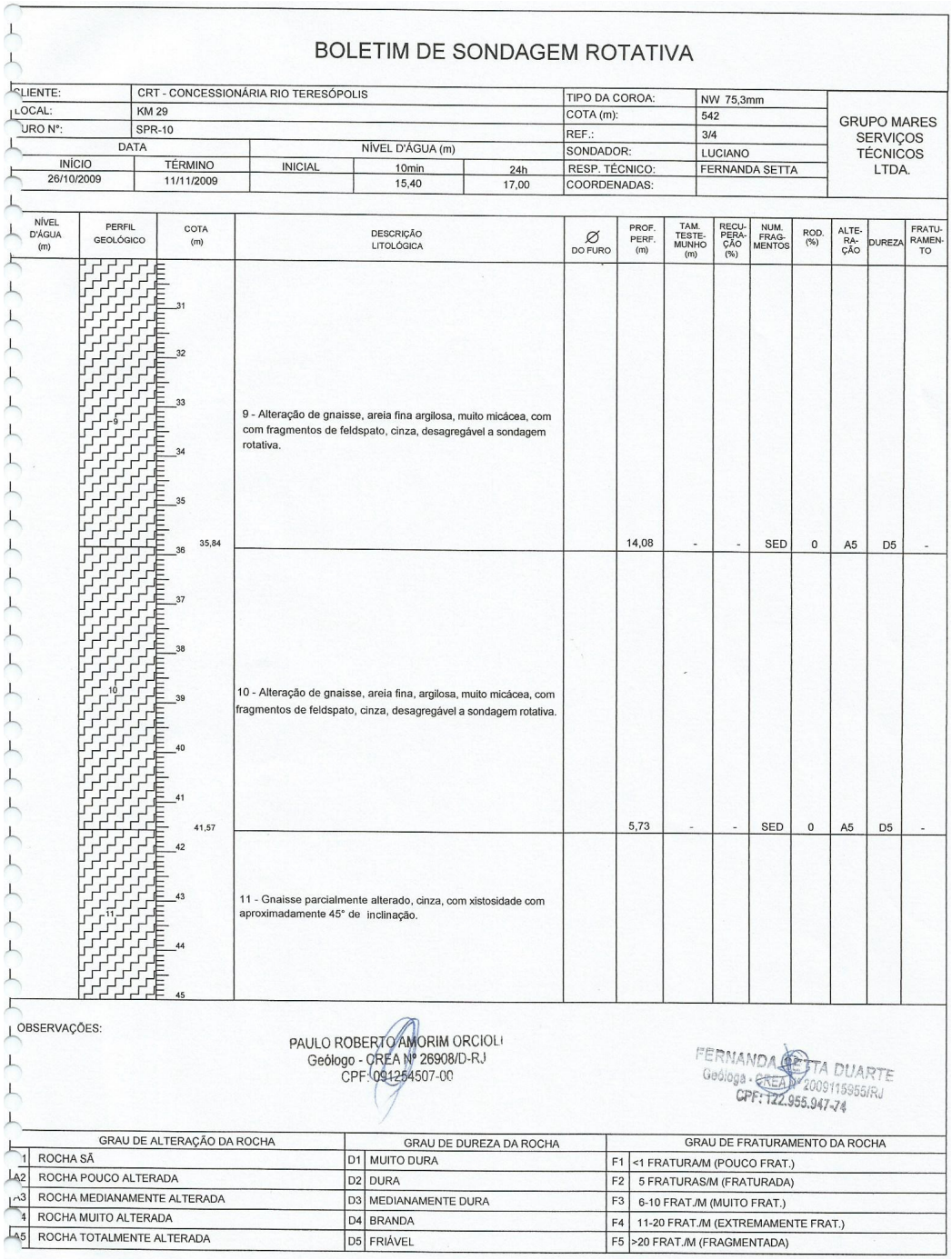
OBSERVAÇÕES:

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.25: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS				TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
LOCAL:	KM 29				COTA (m):	542
FURO Nº:	SPR-10				REF.:	3/4
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)			SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
26/10/2009	11/11/2009		15,40	17,00	COORDENADAS:	

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	9	31	9 - Alteração de gnaisse, areia fina argilosa, muito micácea, com com fragmentos de feldspato, cinza, desagregável a sondagem rotativa.		14,08	-	-	SED	0	A5	D5	-
		35,84										
	10	36	10 - Alteração de gnaisse, areia fina, argilosa, muito micácea, com fragmentos de feldspato, cinza, desagregável a sondagem rotativa.		5,73	-	-	SED	0	A5	D5	-
		41,57										
	11	42	11 - Gnaisse parcialmente alterado, cinza, com xistosidade com aproximadamente 45° de inclinação.									

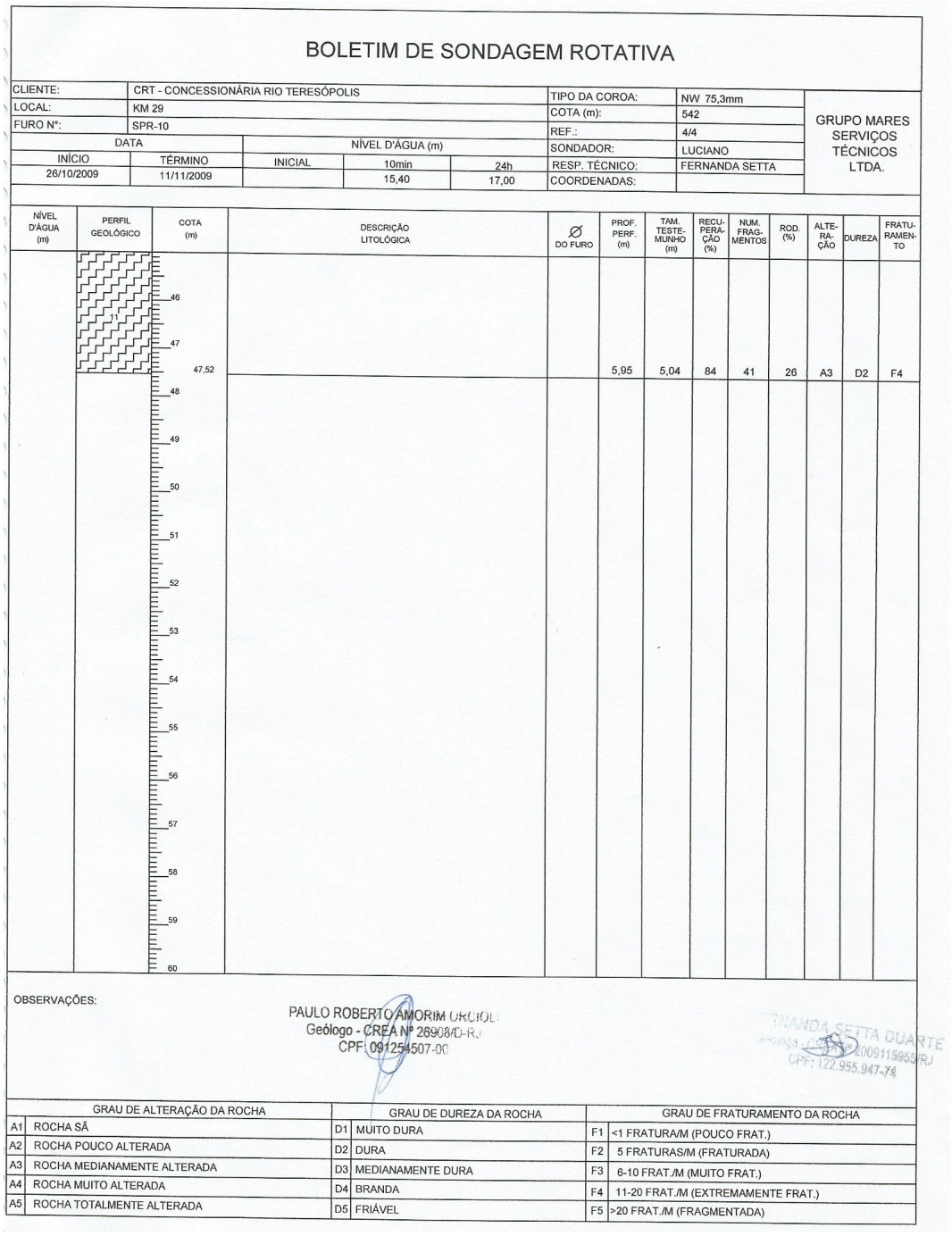
OBSERVAÇÕES:

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.26: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS				TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
LOCAL:	KM 29				COTA (m):	542
FURO Nº:	SPR-10				REF.:	4/4
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)			SONDADOR:	LUCIANO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min	24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
26/10/2009	11/11/2009		15,40	17,00	COORDENADAS:	

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
		46										
		47										
		47,52			5,95	5,04	84	41	26	A3	D2	F4
		48										
		49										
		50										
		51										
		52										
		53										
		54										
		55										
		56										
		57										
		58										
		59										
		60										

OBSERVAÇÕES:

PAULO ROBERTO AMORIM ORCIOLI
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

FERNANDA SETTA DUARTE
CPF: 122.955.947-74

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.27: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR10.

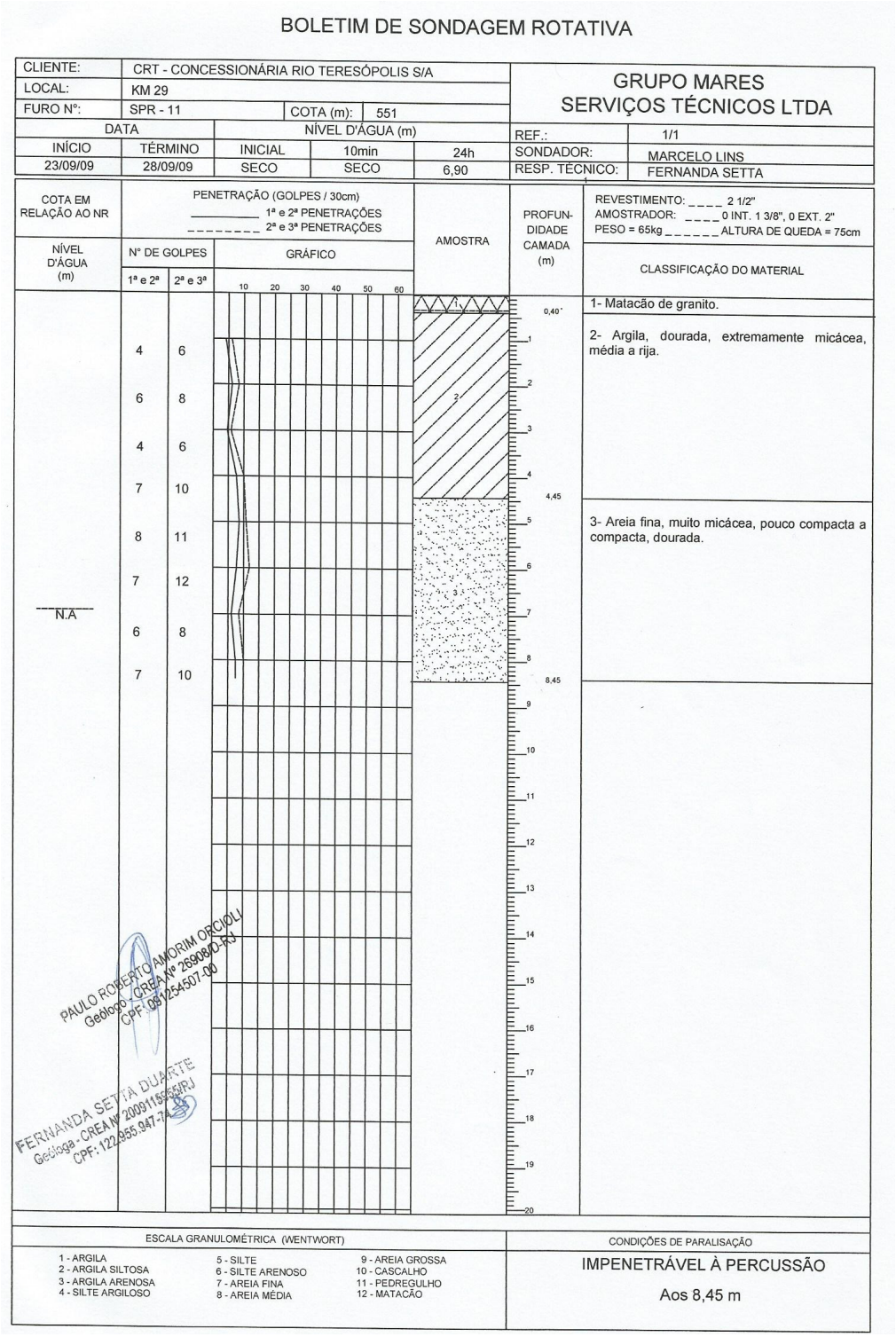
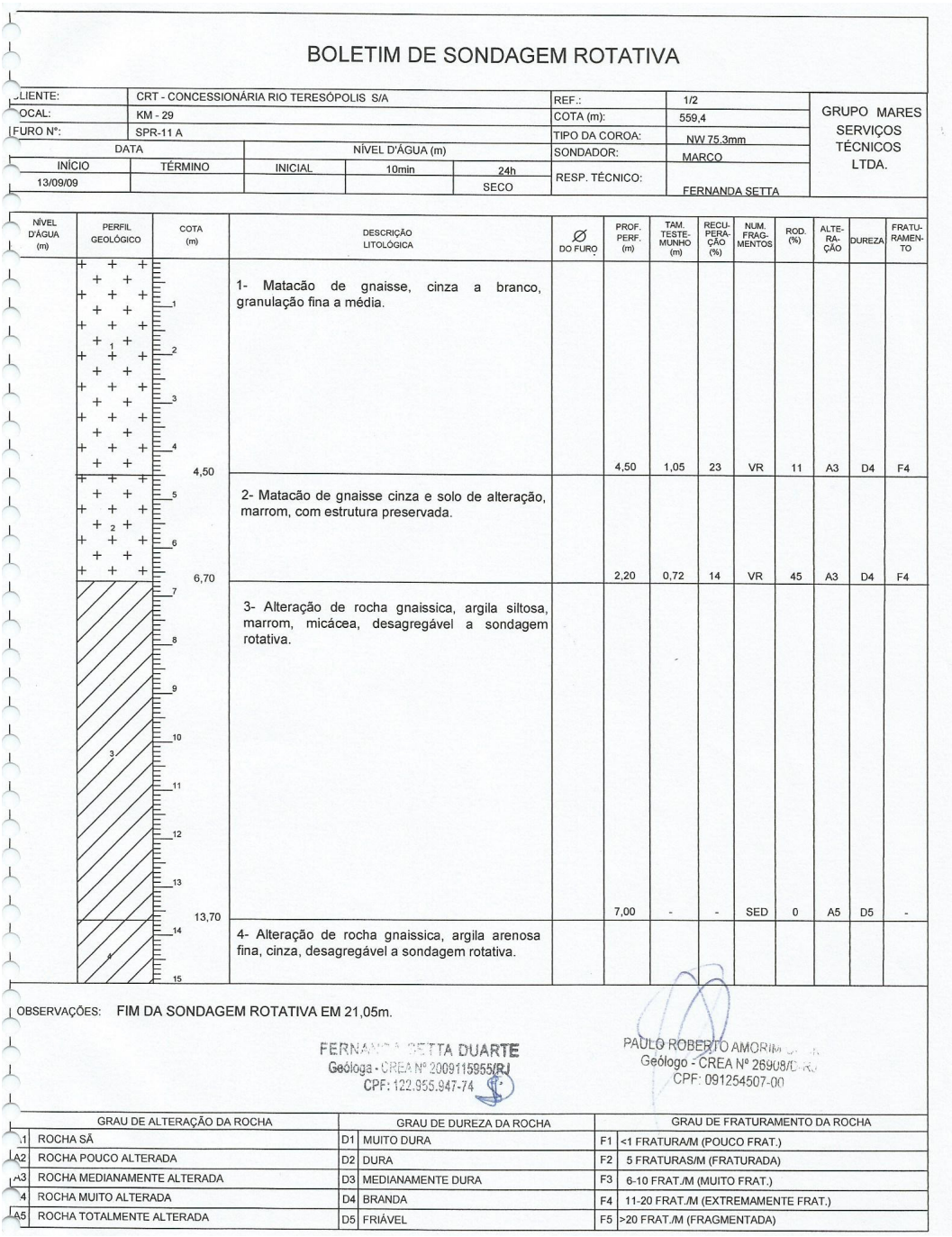


Figura 10.28: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR11.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	1/2
LOCAL:	KM - 29			COTA (m):	559,4
FURO Nº:	SPR-11 A			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	MARCO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
13/09/09			SECO		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTE-MUNHO (m)	RECU-PERA-ÇÃO (%)	NUM. FRAG-MENTOS	ROD. (%)	ALTE-RA-ÇÃO	DUREZA	FRATU-RAMEN-TO
	1	4,50	1- Matacão de gnaisse, cinza a branco, granulação fina a média.		4,50	1,05	23	VR	11	A3	D4	F4
	2	6,70	2- Matacão de gnaisse cinza e solo de alteração, marrom, com estrutura preservada.		2,20	0,72	14	VR	45	A3	D4	F4
	3	13,70	3- Alteração de rocha gnaissica, argila siltosa, marrom, micácea, desagregável a sondagem rotativa.		7,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
	4	15	4- Alteração de rocha gnaissica, argila arenosa fina, cinza, desagregável a sondagem rotativa.									

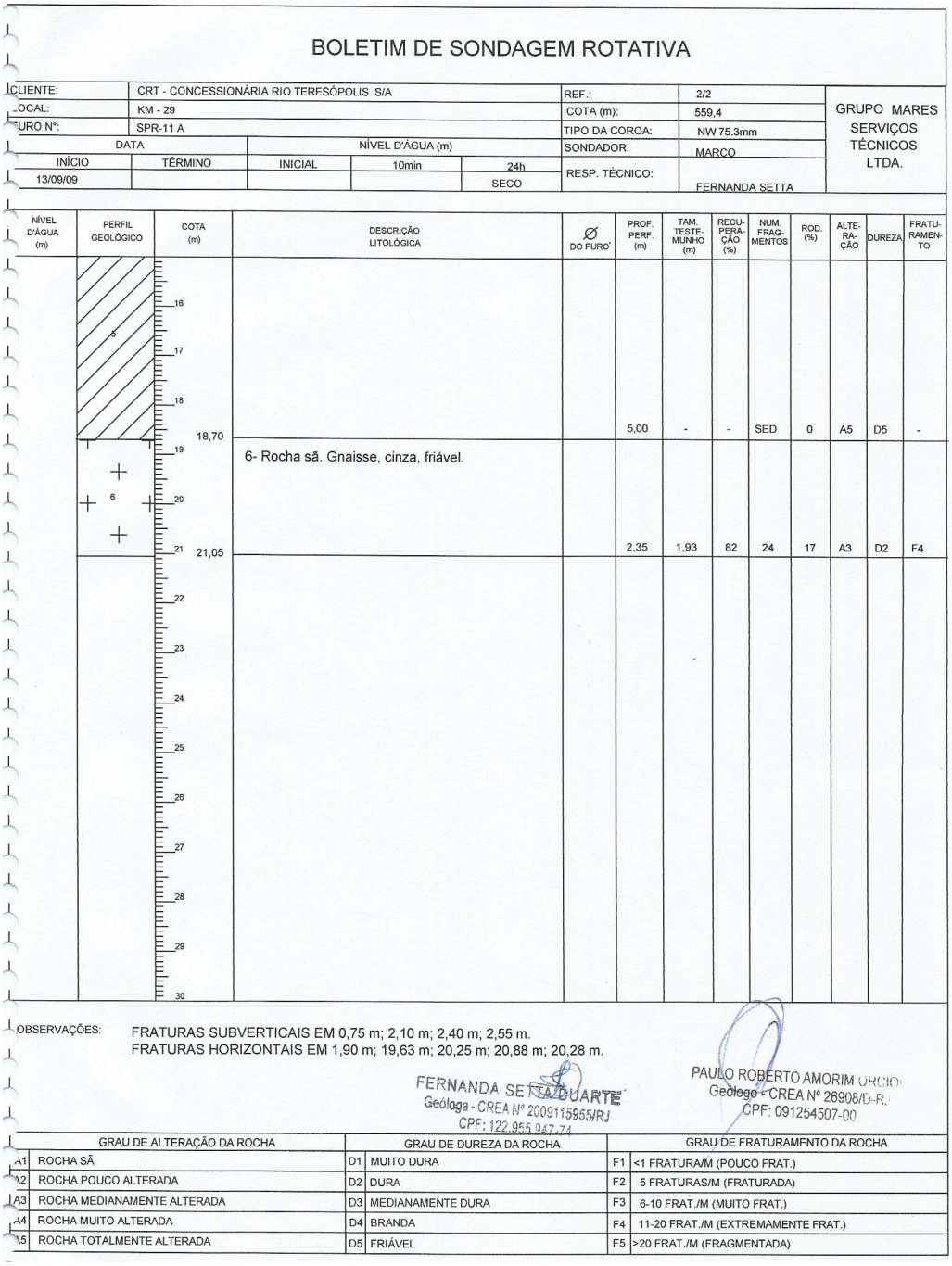
OBSERVAÇÕES: FIM DA SONDAGEM ROTATIVA EM 21,05m.

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

PAULO ROBERTO AMORIM
Geólogo - CREA Nº 26908/D-RJ
CPF: 091254507-00

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.29: Boletim de Sondagem Rotativa, SPR11A.



BOLETIM DE SONDAGEM ROTATIVA

CLIENTE:	CRT - CONCESSIONÁRIA RIO TERESÓPOLIS S/A			REF.:	2/2
LOCAL:	KM - 29			COTA (m):	559,4
FURO Nº:	SPR-11 A			TIPO DA COROA:	NW 75,3mm
DATA		NÍVEL D'ÁGUA (m)		SONDADOR:	MARÇO
INÍCIO	TÉRMINO	INICIAL	10min / 24h	RESP. TÉCNICO:	FERNANDA SETTA
13/09/09			SECO		

GRUPO MARES SERVIÇOS TÉCNICOS LTDA.

NÍVEL D'ÁGUA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	Ø DO FURO	PROF. PERF. (m)	TAM. TESTEMUNHO (m)	RECUPERAÇÃO (%)	NUM. FRAGMENTOS	ROD. (%)	ALTERAÇÃO	DUREZA	FRATURAMENTO
	5	18,70			5,00	-	-	SED	0	A5	D5	-
	6	21,05	6- Rocha sã. Gnaisse, cinza, friável.		2,35	1,93	82	24	17	A3	D2	F4

OBSERVAÇÕES: FRATURAS SUBVERTICAIS EM 0,75 m; 2,10 m; 2,40 m; 2,55 m.
FRATURAS HORIZONTAIS EM 1,90 m; 19,63 m; 20,25 m; 20,88 m; 20,28 m.

FERNANDA SETTA DUARTE
Geóloga - CREA Nº 2009115955/RJ
CPF: 122.955.947-74

PAULO ROBERTO AMORIM [illegible]
Geólogo - CREA Nº 26908/D-R[illegible]
CPF: 091254507-00

GRAU DE ALTERAÇÃO DA ROCHA		GRAU DE DUREZA DA ROCHA		GRAU DE FRATURAMENTO DA ROCHA	
A1	ROCHA SÃ	D1	MUITO DURA	F1	<1 FRATURA/M (POUCO FRAT.)
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	D2	DURA	F2	5 FRATURAS/M (FRATURADA)
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	D3	MEDIANAMENTE DURA	F3	6-10 FRAT./M (MUITO FRAT.)
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	D4	BRANDA	F4	11-20 FRAT./M (EXTREMAMENTE FRAT.)
A5	ROCHA TOTALMENTE ALTERADA	D5	FRIÁVEL	F5	>20 FRAT./M (FRAGMENTADA)

Figura 10.30: (Continuação) - Boletim de Sondagem Rotativa, SPR11A.