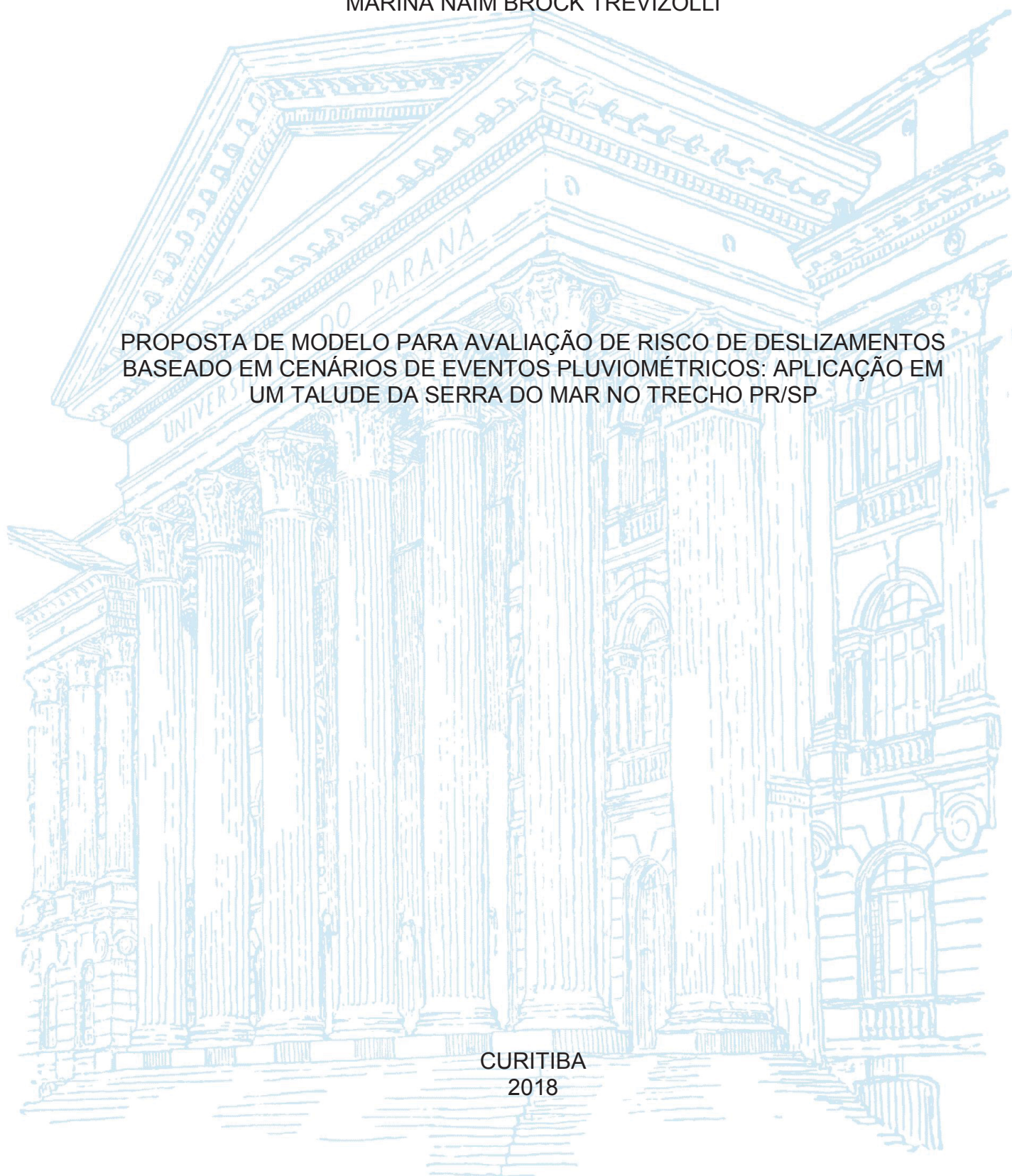


UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

MARINA NAIM BROCK TREVIZOLLI

PROPOSTA DE MODELO PARA AVALIAÇÃO DE RISCO DE DESLIZAMENTOS
BASEADO EM CENÁRIOS DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS: APLICAÇÃO EM
UM TALUDE DA SERRA DO MAR NO TRECHO PR/SP

CURITIBA
2018



MARINA NAIM BROCK TREVIZOLLI

PROPOSTA DE MODELO PARA AVALIAÇÃO DE RISCO DE DESLIZAMENTOS
BASEADO EM CENÁRIOS DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS: APLICAÇÃO EM
UM TALUDE DA SERRA DO MAR NO TRECHO PR/SP

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, área de concentração em Geotecnia, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Teixeira

CURITIBA
2018

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

T814p

Trevizolli, Marina Naim Brock

Proposta de modelo para avaliação de risco de deslizamentos baseado em cenários de eventos pluviométricos: aplicação em um talude da Serra do Mar no trecho PR/SP / Marina Naim Brock Trevizolli. – Curitiba, 2018.
196 p. : il. color.

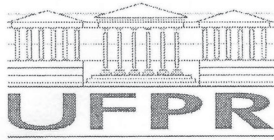
Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil , 2018.

Orientador: Sidnei Helder Teixeira .
Bibliografia: p. 183-190.

1. Taludes (Mecânica dos solo) – Estabilidade. 2. Precipitação (Meteorologia). 3. Infiltração. 4. Serra do Mar (Brasil). I. Universidade Federal do Paraná. II. Teixeira, Sidnei Helder. III. Título.

CDD: 624.152

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da dissertação de Mestrado de **MARINA NAIM BROCK TREVIZOLLI** intitulada: **PROPOSTA DE MODELO PARA AVALIAÇÃO DE RISCO DE DESLIZAMENTOS BASEADO EM CENÁRIOS DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS: APLICAÇÃO EM UM TALUDE DA SERRA DO MAR NO TRECHO PR/SP**


, após terem inquirido a aluna e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.


A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 02 de Março de 2018.


SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA
Presidente da Banca Examinadora (UFPR)


VITOR PEREIRA FARO
Avaliador Interno (UFPR)


ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN
Avaliador Interno (UFPR)


ALBERTO PIO FIORI
Avaliador Externo (UFPR)



“Aos corajosos pesquisadores brasileiros por persistirem no desenvolvimento da ciência e da tecnologia e assim contribuírem para o crescimento e reconhecimento da pesquisa nacional”

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos mestres Professor Doutor Sidnei Helder Teixeira e Vitor Pereira Faro pelos conhecimentos repassados e pela confiança depositada em meu trabalho.

A minha família e amigos que sempre estiveram ao meu lado me incentivando e me motivando.

A Universidade Federal do Paraná e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil pela possibilidade fornecida de desenvolver pesquisas acadêmicas e por ser uma instituição pública reconhecida pela excelência em pesquisa e extensão.

Aos professores da pós-graduação pela dedicação aos alunos e ao conteúdo prático e teórico transmitido com qualidade e profissionalismo.

Aos integrantes do projeto de pesquisa da Arteris S.A. – Rodovia Régis Bittencourt pelo companheirismo e amizade desenvolvida ao longo desses dois anos de parceria.

Aos colegas da sala 28 (CESEC – UFPR) que me proporcionaram bons momentos de confraternização e troca de conhecimentos.

RESUMO

No Brasil, a ocorrência de movimentos de massa em taludes rodoviários e em especial em regiões da Serra do Mar é frequente e resulta em prejuízos econômicos, sociais e ambientais consideráveis à sociedade. Tais processos de instabilização estão normalmente associados a ocorrência de eventos pluviométricos de grandes intensidade e duração e demandam o desenvolvimento de estudos que busquem reduzir sua ocorrência ou ao menos suas consequências por meio de um melhor entendimento do processo. Diante desta questão, a pesquisa constitui em uma avaliação da influência de parâmetros geotécnicos e da precipitação pluviométrica na possível ocorrência de deslizamentos e na variação das pressões positivas e negativas de um talude localizado na rodovia BR-116, no trecho que interliga Curitiba/PR e São Paulo/SP na região da Serra Pelada. A caracterização geológico-geotécnica do local englobou ensaios de permeabilidade *in situ*, granulometria, retirada de blocos indeformados para cisalhamento direto, densidade real dos grãos, ensaios de sucção por meio do método de papel filtro, além da interpretação de geofísica e sondagens mistas a fim de elaborar seções críticas para modelagem numérica. Buscou-se ainda identificar uma correlação entre a variação da infiltração no solo em decorrência de eventos pluviométricos críticos, com duração de até 7 dias, para a deflagração de movimentos de massa. Esse entendimento permitiu estabelecer limites de intensidade e duração de chuvas passíveis de causarem deslizamentos na região de estudo.

Palavras-chave: Taludes Rodoviários, Caracterização Geológico-Geotécnica, Serra do Mar, Precipitação Pluviométrica, Infiltração, Estabilidade de Taludes, Gestão de risco.

ABSTRACT

The occurrence of highway slope mass movements, especially in the Serra do Mar region (Brazil) is common and results in economic, social and environmental loss to society. The process associated to this problem is normally caused by great intensities of rainfall occurrence and it demands the development of studies in order to reduce or mitigate the happening of mass movements or, at least, its consequences. Due to this actual problem, the research proposes an evaluation of the geotechnical parameters and rainfall influence to analysis the slope mass movements possibility and also the negative and positive pore pressure variation of a slope located at km 552 (North side) of BR-116 highway, stretch Curitiba/PR and São Paulo/SP of Serra Pelada region. The local geological and geotechnical characterization encompassed permeability test in situ, particle size analysis, real grain density, undisturbed samples for shear strength tests and soil suction tests by filter paper, besides that, the geophysics results interpretation and direct field investigations were applied to elaborate critical slope sections to numerical modeling. The correlation between the soil's infiltration zone due to rainfall events, until a duration of seven days, was established to contribute in the mass movement analysis. The understanding of the geotechnical parameters, and especially the infiltration process due to rainfall events, granted to establish intensity and duration limits of rainfall subject to initiate sliding in the study region.

Keywords: Highway Slopes, Geotechnical and geological characterization, Serra Pelada, Rainfall, Infiltration, Slope stability.

LISTA DE FIGURA

FIGURA 1 - DESLIZAMENTO NA RODOVIA FEI TSUI EM 13 DE AGOSTO DE 1995	24
FIGURA 2 – ESCOAMENTO EM RASTEJO EM TALUDE NA RODOVIA RÉGIS BITTENCOURT - TRECHO SERRA DO MAR: PR-SP	27
FIGURA 3 - DESLIZAMENTO TRANSLACIONAL	28
FIGURA 4 - FATORES ATUANTES NA ESTABILIDADE DAS VERTENTES CONSIDERADOS NO FATOR DE SEGURANÇA.	30
FIGURA 5 - FLUXOGRAMA DE FONTES DE INCERTEZA NA GEOTECNIA.....	34
FIGURA 6 - CICLO HIDROLÓGICO	41
FIGURA 7 - INFLUÊNCIA DA ZONA DE SATURAÇÃO NO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES ESPECÍFICOS	43
FIGURA 8 - VARIAÇÃO DA UMIDADE E SUCÇÃO NAS ZONAS SATURADAS E NÃO SATURADAS: (a) DELIMITAÇÃO DAS ZONAS; (b) PORO-PRESSÃO NA ZONA SATURADA, NÃO SATURADA E CAPILAR; (c) UMIDADE VOLUMÉTRICA PELA PROFUNDIDADE; (d) VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO COM A PROFUNDIDADE.....	45
FIGURA 9 - TÍPICA CURVA CARACTERÍSTICA PARA UM SOLO SILTOSO.....	46
FIGURA 10 - ASPECTOS DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS PARA DIFERENTES TIPOS DE SOLO.....	47
FIGURA 11 - TENSÃO CISALHANTE MEDIDA VERSUS PREVISTA PARA TODOS OS SOLOS ANALISADOS POR MEIO DO MÉTODO VANAPALLI et al. (1996).....	49
FIGURA 12 - FORMATOS DA CURVA DE RETENÇÃO	50
FIGURA 13 - CURVAS CARACTERÍSTICAS DE SUCÇÃO PARA VÁRIAS TEXTURAS DE SOLO	50
FIGURA 14 - CURVA DE RETENÇÃO TRI-MODAL CONTENDO DEFINIÇÕES	51
FIGURA 15 - MODELO DE GREEN-AMPT PARA ZONA DE SATURAÇÃO DO SOLO	53
FIGURA 16 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA EQUAÇÃO GAML	56
FIGURA 17 - MODELO DAS FUNÇÕES PARA FLUXO TRANSIENTE EM TALUDES INCLINADOS	59
FIGURA 18 - IETOGRAMA DA PRECIPITAÇÃO (A); CURVA CUMULATIVA DA	

PRECIPITAÇÃO (B).....	61
FIGURA 19 - ORDENAÇÃO DOS IETOGRAMAS DE BLOCOS ALTERNADOS: ALTERNADOS (A); DECRESCENTES (B); CRESCENTES (C).....	62
FIGURA 20 - ILUSTRAÇÃO DE PIEZÔMETRO STANDPIPE	65
FIGURA 21 - COMPONENTES DO PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	66
FIGURA 22 - GEOFÍSICA APLICADA - PRINCIPAIS ÁREAS DE ATUAÇÃO.....	68
FIGURA 23 - MÉTODOS GEOFÍSICOS DE PROSPECÇÃO	69
FIGURA 24 - APLICAÇÃO DE CAMINHAMENTO ELÉTRICO PARA OBTENÇÃO DE GEOLOGIA BÁSICA	70
FIGURA 25 - APLICAÇÃO DE GEO-RADAR NA CARACTERIZAÇÃO DE TALUDE	72
FIGURA 26 - FAIXAS DE VARIAÇÃO NOS VALORES DE RESISTIVIDADE - SOLO/SEDIMENTO E ROCHA.....	73
FIGURA 27 - MAPA GEOLÓGICO DA SERRA PELADA	77
FIGURA 28 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	77
FIGURA 29 - VISTA DO TALUDE EM ESTUDO.....	78
FIGURA 30 - GABIÃO INCLINADO PRÓXIMO AO PÉ DO TALUDE NO KM 552+000 PN	78
FIGURA 31 - COMPARATIVO ENTRE AS CURVAS DE NÍVEL TOPOGRÁFICO: TOPOGRAFIA 2011 (A); TOPOGRAFIA 2017 (B).....	80
FIGURA 32 - MAPA DE DECLIVIDADES PARA O ANO DE 2011 (KM 552+000 PISTA NORTE)	83
FIGURA 33 - MAPA DE DECLIVIDADES PARA O ANO DE 2017 (KM 552+000 PISTA NORTE)	84
FIGURA 34 - LOCALIZAÇÃO DAS SONDAJENS MISTAS	85
FIGURA 35 - SONDAJEM ROTATIVA SM-01 (A PARTIR DA PROFUNDIDADE 16,50 M).....	88
FIGURA 36 - SONDAJEM ROTATIVA SM-01 (A PARTIR DA PROFUNDIDADE 23,03 M).....	88
FIGURA 37 - ESQUEMA ILUSTRATIVO DAS SONDAJENS MISTAS	89
FIGURA 38 - DADOS DAS SONDAJENS SPT E RQD NO KM 552 +000 PN.....	90
FIGURA 39 - LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DO ENSAIO GEOFÍSICO.....	95
FIGURA 40 - LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE COLETA	97

FIGURA 41 - PROCEDIMENTOS DE ENSAIO: EXECUÇÃO DO FURO EM PROFUNDIDADE (A); INSTALAÇÃO E NIVELAMENTO DO EQUIPAMENTO (B)..	98
FIGURA 42 - EXECUÇÃO DO ENSAIO: ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO (A); PREENCHIMENTO DOS TUBOS E DO FURO COM ÁGUA (B).....	98
FIGURA 43 - LOCAIS DAS COLETAS DE AMOSTRAS	100
FIGURA 44 - RESULTADOS DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS	102
FIGURA 45 - CARTA DE PLASTICIDADE.....	104
FIGURA 46 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA OS DADOS AMOSTRADOS DE PESO ESPECÍFICO NATURAL PARA SOLO COLUVIONAR E RESIDUAL.....	106
FIGURA 47 - AMOSTRAS INDEFORMADAS RETIRADAS DOS PONTOS DE COLETA PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE SUCÇÃO	107
FIGURA 48 - SUCÇÃO MATRICIAL EM RELAÇÃO AO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICA NORMALIZADA: PONTO DE COLETA 01 (A); PONTO DE COLETA 02 (2).....	109
FIGURA 49 - SUCÇÃO MATRICIAL EM RELAÇÃO AO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICA NORMALIZADA: PONTO DE COLETA 03 (A); PONTO DE COLETA 04 (B)	109
FIGURA 50 - SUCÇÃO MATRICIAL EM RELAÇÃO AO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO NORMALIZADA - PONTO DE COLETA 05	109
FIGURA 51 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 01 REPRESENTATIVOS DO SOLO COLUVIONAR	111
FIGURA 52 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 02 REPRESENTATIVOS DO SOLO COLUVIONAR	111
FIGURA 53 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 03, REPRESENTATIVOS DO SOLO RESIDUAL	112
FIGURA 54 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 04, REPRESENTATIVOS DO SOLO RESIDUAL	112
FIGURA 55 - CURVAS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA PARA O SOLO COLUVIONAR E RESIDUAL	115
FIGURA 56 - PROCEDIMENTOS PARA RETIRADA DE BLOCOS INDEFORMÁVEIS.....	117
FIGURA 57 - COLETA DE BLOCOS INDEFORMÁVEIS NO KM 552+000 PISTA NORTE.....	118

FIGURA 58 – AMOSTRA INDEFORMADA NO KM 552+000 PISTA NORTE (AMOSTRA 03)	119
FIGURA 59 - EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	119
FIGURA 60 – DETALHE DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL AO FINAL DO ENSAIO: (A) CAIXA DE CISALHAMENTO (A); AMOSTRA (B).....	122
FIGURA 61 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 01 DO KM 552+000 PN	123
FIGURA 62 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 02 DO KM 552+000 PN	123
FIGURA 63 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 03 DO KM 552+000 PN	123
FIGURA 64 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AMOSTRA 01 DO KM 552+000 PN	125
FIGURA 65 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AMOSTRA 02 DO KM 552+000 PN	126
FIGURA 66 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AMOSTRA 03 DO KM 552+000 PN	126
FIGURA 67 – CURVAS DESLOCAMENTO VERTICAL <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA AMOSTRA 01 DO KM 552+000 PN	127
FIGURA 68 - CURVAS DESLOCAMENTO VERTICAL <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA AMOSTRA 02 DO KM 552+000 PN	127
FIGURA 69 – CURVAS DESLOCAMENTO VERTICAL <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA AMOSTRA 03 DO KM 552+000 PN	128
FIGURA 70 - PERCENTUAL CORRESPONDENTE AOS INTERVALOS DE CLASSES DE PRECIPITAÇÃO EM RELAÇÃO AO TOTAL DE DIAS COM PRECIPITAÇÃO PARA CADA UM DOS MESES ANALISADOS (COMPARATIVO P-5 KM 542+900 M E BARRA DO TURVO-INMET).....	131
FIGURA 71- BOX PLOT DOS DADOS DIÁRIOS DE PRECIPITAÇÃO (MM) NO PERÍODO DE VERÃO NA SERRA PELADA.....	132
FIGURA 72 - ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO HIDROGRÁFICA NA SERRA PELADA	134
FIGURA 73 - PRECIPITAÇÃO MÉDIA MENSAL NA SERRA PELADA (2009 – 2016)	135

FIGURA 74 - ANÁLISE CRÍTICA INTEGRADA	140
FIGURA 75 - FLUXOGRAMA DO MODELO PROPOSTO.....	142
FIGURA 76- LOCAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DE ESTUDO	143
FIGURA 77 - VISTA FRONTAL DOS LOCAIS DEFINIDOS PARA AS SEÇÕES TRANSVERSAIS.....	143
FIGURA 78 - FENDAS DE TRAÇÃO (A); MOVIMENTAÇÃO NA GALERIA DE DRENAGEM (B).....	144
FIGURA 79 - FRAGMENTO DE ROCHA DE ORIGEM GRANÍTICA.....	144
FIGURA 80 - DESLIZAMENTO PRETÉRITO À MONTANTE DO TALUDE KM 552+000 PN	145
FIGURA 81 - SEÇÃO ESQUEMÁTICA DO TALUDE DO KM 552+000 PN, COM INDICAÇÕES DE ESCORREGAMENTOS PRETÉRITOS DE MATERIAL COMPOSTO POR TÁLUS E COLÚVIO.....	146
FIGURA 82 - SEÇÃO TRANSVERSAL 01	147
FIGURA 83 - SEÇÃO TRANSVERSAL 02.....	147
FIGURA 84 - SEÇÃO TRANSVERSAL 03.....	148
FIGURA 85 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA ÂNGULO DE ATRITO DAS AMOSTRAS DO KM 552+000 PN.....	150
FIGURA 86 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA INTERCEPTO COESIVO DAS AMOSTRAS DO KM 552+000 PN.....	150
FIGURA 87 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA ÂNGULO DE ATRITO DAS SONDAGENS DO KM 552+000 PN.....	151
FIGURA 88 - CENÁRIOS DE CHUVA CRÍTICA: IETOGRAMA DE 12 HORAS (A); 24 HORAS (B); 48 HORAS (C); 72 HORAS (D).....	155
FIGURA 89 - CENÁRIOS DE CHUVA CRÍTICA: IETOGRAMA DE 96 HORAS (A); 120 HORAS (B); 144 HORAS (C); 168 HORAS (D).....	156
FIGURA 90 - SUCÇÃO MATRICIAL MEDIDA EM CAMPO NO KM 552+000 PN ..	158
FIGURA 91 - SUCÇÕES PREVISTAS NA SUPERFÍCIE POR MEIO DO MONITORAMENTO DOS PIEZÔMETROS	159
FIGURA 92 – SEÇÃO TRANSVERSAL 1 MODELADO PARA AS SIMULAÇÕES GEOMECÂNICAS.....	160
FIGURA 93 – SEÇÃO TRANSVERSAL 2 MODELADO PARA AS SIMULAÇÕES GEOMECÂNICAS.....	160

FIGURA 94 – SEÇÃO TRANSVERSAL 3 MODELADO PARA AS SIMULAÇÕES GEOMECÂNICAS.....	161
FIGURA 95- VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE UM METRO: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3).....	164
FIGURA 96 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE DOIS METROS: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3).....	165
FIGURA 97 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE TRÊS METROS: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3).....	166
FIGURA 98 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE QUATRO METROS: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3).....	167
FIGURA 99 - FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 1 A 4	169
FIGURA 100 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO NA SECÇÃO TRANSVERSAL 2 A PARTIR DO CENÁRIO DE 72 HORAS	170
FIGURA 101 - FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 5 A 8	171
FIGURA 102 - FATOR DE SEGURANÇA MÁXIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 1 A 4	172
FIGURA 103 - FATOR DE SEGURANÇA MÁXIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 5 A 8	173
FIGURA 104 - FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 1 A 4	175
FIGURA 105 - FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 5 A 8	176
FIGURA 106 - OCORRÊNCIAS DE RUPTURA EM RELAÇÃO AOS CENÁRIOS CRÍTICOS DE CHUVA.....	177
FIGURA 107 - DELIMITAÇÃO DOS QUADRANTES CRÍTICOS PARA O MODELO PROPOSTO.....	178

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA EM ENCOSTAS.....	27
TABELA 2 - PRINCIPAIS FATORES DEFLAGRADORES DOS ESCORREGAMENTOS.....	28
TABELA 3 - CARACTERÍSTICA DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE.....	31
TABELA 4 – INTERVALOS DE VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS NÃO COESIVOS.....	34
TABELA 5 – INTERVALOS DE VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COESIVOS.....	35
TABELA 6 - COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS DE ALTERAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS.....	35
TABELA 7 - DESVIO PADRÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO.....	36
TABELA 8 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS..	36
TABELA 9 - VALORES PARA COESÃO DO SOLO (C)	40
TABELA 10 - EQUAÇÕES PARA ELABORAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO.....	47
TABELA 11- CLASSES DE RELEVO PROPOSTA NO SISTEMA BRASILEIRO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS REALIZADA PELA EMBRAPA (2006).....	81
TABELA 12 - CLASSES DE DECLIVIDADES OBSERVADAS NO ANO DE 2011 ...	82
TABELA 13 - CLASSES DE DECLIVIDADES OBSERVADAS NO ANO DE 2017 ...	82
TABELA 14 - DADOS DAS SONDAGENS REALIZADAS	85
TABELA 15 - RESULTADOS DA SONDAGEM SM-01	86
TABELA 16 - RESULTADOS DA SONDAGEM SM-02.....	86
TABELA 17 - RESULTADO DE SONDAGEM SM-03	87
TABELA 18 – ESTIMATIVA DO VALOR DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SOLO SAPROLÍTICO	91
TABELA 19 - DESVIO PADRÃO DA TANGENTE DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SOLO SAPROLÍTICO.....	91
TABELA 20 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SOLO SAPROLÍTICO	92
TABELA 21 – ESTIMATIVO DO VALOR DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SAPRÓLITO.....	92

TABELA 22 - DESVIO PADRÃO DA TANGENTE DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SAPRÓLITO ϕ (°).....	92
TABELA 23 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SAPRÓLITO	93
TABELA 24 - VALORES EMPÍRICOS PARA ÂNGULO DE ATRITO, DENSIDADE RELATIVA E PESO ESPECÍFICO PARA SOLOS GRANULARES BASEADO NO SPT EM ATÉ APROXIMADAMENTE 6 M DE PROFUNDIDADE E NO CASO NORMALMENTE CONSOLIDADO	94
TABELA 25- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE IN SITU.....	99
TABELA 26 - VALORES TÍPICOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS SATURADOS.....	99
TABELA 27 – LOCAIS ONDE FORAM REALIZADAS AS COLETAS DE AMOSTRAS	101
TABELA 28- CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE SOLO EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO	101
TABELA 29 - RESUMO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	102
TABELA 30 - RESULTADOS DO ENSAIO DE LIMITE DE PLASTICIDADE	103
TABELA 31 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LIMITE DE ATTERBERG	103
TABELA 32 - RESULTADO DOS ENSAIOS DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS	104
TABELA 33 - PESO ESPECÍFICO NATURAL DO SOLO	105
TABELA 34 - LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE RETIRADA DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS	116
TABELA 35 - ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS CISALHADAS.....	121
TABELA 36 - VELOCIDADE DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL	121
TABELA 37 - DADOS FINAIS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO.....	122
TABELA 38 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO	124
TABELA 39 - RELAÇÃO DE PLUVIÓGRAFOS ANALISADOS NA SERRA PELADA	129
TABELA 40 - RELAÇÃO ENTRE A ÁREA DA MICROBACIA E O TRECHO DA RODOVIA (SERRA PELADA).....	135

TABELA 41 - CLASSIFICAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES PARA A REGIÃO DA SERRA PELADA.....	137
TABELA 42 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS PRECIPITAÇÕES PARA CADA INSTRUMENTO DA REGIÃO DE ESTUDO	138
TABELA 43 - CLASSIFICAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES (P) PARA OS INSTRUMENTOS INSTALADOS NA REGIÃO DE ESTUDO	138
TABELA 44 - CLASSIFICAÇÃO DOS EVENTOS DE CHUVA DE ACORDO COM OS INTERVALOS POR PORCENTAGEM DE OCORRÊNCIA OBTIDA PARA OS INSTRUMENTOS INSTALADOS NA REGIÃO DE ESTUDO	139
TABELA 45 - TRATAMENTO ESTATÍSTICO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO DAS AMOSTRAS DO KM 552+000 PN	149
TABELA 46 - VALORES ESTATÍSTICOS PARA O ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) POR SONDAGEM	151
TABELA 47 - PARÂMETROS MÉDIOS ADOTADOS PARA A MODELAGEM GEOMECÂNICA	152
TABELA 48 - PARÂMETROS MÁXIMOS ADOTADOS PARA A MODELAGEM GEOMECÂNICA	152
TABELA 49 - PARÂMETROS MÍNIMOS ADOTADOS PARA A MODELAGEM GEOMECÂNICA	153
TABELA 50 - PRECIPITAÇÃO ACUMULADA TOTAL POR CENÁRIO DE CHUVA	154
TABELA 51 - FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA DESLIZAMENTO....	168

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1 PROBLEMA DA PESQUISA.....	19
1.2 OBJETIVOS.....	20
1.3 JUSTIFICATIVA.....	20
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 DESLIZAMENTOS DE ENCOSTAS: FATORES DEFLAGRADORES E MÉTODOS DE PREVISÃO	23
2.1.1 Compreensão Dos Métodos Para Análise De Estabilidade De Taludes .	29
2.2 INCERTEZAS ASSOCIADAS À ENGENHARIA GEOTÉCNICA	32
2.2.1 Obtenção De Parâmetros Geotécnicos Por Meios De Correlações Com Ensaio Spt (<i>Standard Penetration Test</i>)	37
2.3 COMPORTAMENTO DA ÁGUA NO SOLO	40
2.3.1 Solos Não Saturados.....	43
2.3.2 Modelagem Empírica Do Processo De Infiltração Da Água No Solo	51
2.4 ANÁLISE HIDROLÓGICA DE REGIMES DE CHUVA.....	59
2.4.1 Curva Idf.....	60
2.4.2 Método Dos Blocos Alternados	61
2.5 INSTRUMENTAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E INVESTIGAÇÃO DE CAMPO PARA REFINAMENTO DE INFORMAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	62
2.5.1 Utilização De Ensaio Não Destrutivos - Geofísica	67
3. ÁREA DE ESTUDO – LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.....	76
3.1 TOPOGRAFIA E MAPEAMENTO DE DECLIVIDADES	80
3.2 SONDA GENS MISTAS.....	85
3.3 ENSAIO NÃO DESTRUTIVO – GEOFÍSICA	94
3.4 ENSAIO DE PERMEABILIDADE <i>IN SITU</i>	96

3.5	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	100
3.5.1	Curva De Retenção De Água No Solo	106
3.5.2	Ensaio De Cisalhamento Direto	115
4.	ANÁLISE DOS EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS NA SERRA PELADA	129
4.1	ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO HIDROGRÁFICAS NA SERRA PELADA	132
4.2	ANÁLISE CRÍTICA INTEGRADA	135
5.	PROPOSTA DE MODELO PARA AVALIAÇÃO DE RISCOS DE DESLIZAMENTOS	141
5.1	DEFINIÇÃO DA LITOLOGIA E SEÇÕES TRANSVERSAIS.....	142
5.2	LIMITES SUPERIORES E INFERIORES DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	148
5.3	EQUAÇÃO IDF DA SERRA PELADA E CENÁRIOS CRÍTICOS DE CHUVA	153
5.4	MODELAGEM NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS	156
6.	RESULTADOS	162
6.1	MODELAGEM NUMÉRICA	162
6.2	RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEVIDO ÀS CHUVAS	167
7.	CONCLUSÕES	178
8.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	182
	REFERÊNCIAS	183
	ANEXO 1 – GEOFÍSICA	191

1. INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa e, em particular, os deslizamentos constituem, junto com as enchentes, uma das ameaças naturais que apresenta o maior grau de recorrência em todo o mundo e, portanto, são causadores de fortes danos à sociedade, particularmente em cidades densamente povoadas em zonas montanhosas. Estimativas realizadas mostram que a quantidade de deslizamentos registrados ao redor do mundo e, especialmente, em países montanhosos, supera a de outras ameaças naturais como sismos, furacões e vulcões (CHEN *et al.*, 2004). Além disso, o rompimento de taludes em solos saturados está associado à infiltração causada por prolongados períodos de chuva (KIM *et al.*, 2004).

É notória a necessidade de sistemas de alerta que controlem os riscos geológico-geotécnicos. Sendo assim, as avaliações do risco inerente aos movimentos de massa em taludes com modelagens correlacionando precipitação, processos de infiltração e fatores de segurança torna-se uma possibilidade para o adequado entendimento dos processos associados com movimentos de massa em estradas e a tomada de decisão a respeito de eventos pluviométricos deflagradores desse mecanismo.

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

Estabilização de taludes é um dos mais importantes e complexos problemas relacionados à engenharia geotécnica, devido especialmente ao grande risco econômico e as possíveis perdas de vidas resultantes de deslizamentos. Países como Brasil apresentam problemas de estabilidade de taludes em grandes cidades devido ao crescimento desordenado (SABOYA *et al.*, 2006), mas também se apresentam problemas nas estradas, pois persiste a falta de adequado planejamento e de projetos que considerem os riscos de forma rigorosa e que incluam as necessárias medidas, estruturais ou não, para sua mitigação. Particularmente, durante as temporadas de chuva, a ocorrência de deslizamentos é crítica.

Os deslizamentos e movimentos de massa em geral, constituem uma das maiores causas de prejuízos causados no mundo por fenômenos naturais, sendo

atribuídos a estes fenômenos os maiores níveis de prejuízos (MONTROYA, 2013). Algumas estimativas indicam que pelo menos 0,54% das mortes causadas no mundo são por fenômenos naturais devidos a movimentos de massa (CHOWDHURY *et al.*, 2010).

A Serra do Mar é uma cadeia montanhosa que se estende por aproximadamente 2000 km ao longo do litoral leste/sul brasileiro, indo desde o estado do Rio de Janeiro até o norte do estado de Santa Catarina. Esta é uma região urbanizada, com presença de grandes cidades nas suas proximidades e consequentemente uma densa e complexa rede de modais.

Visto que esta região é naturalmente instável no que diz respeito a movimentos de terra devido suas condições topográficas, geológicas e de regime de chuvas, a mesma vem sendo palco de grandes desastres no âmbito geotécnico tendo como principal mecanismo indutor as chuvas de grande volume.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo da presente pesquisa visa desenvolver um modelo de previsão aplicável no estudo de estabilidade de encostas, por meio de modelagem numérica correlacionando o processo de infiltração da água da chuva em taludes inclinados. Com o intuito de prever futuros deslizamentos e possíveis cenários críticos, o modelo irá consolidar critérios de alerta e emergência por meio da definição de intensidade e duração da precipitação para a gestão de riscos geológicos-geotécnicos.

1.3 JUSTIFICATIVA

A participação do modal rodoviário na movimentação anual de cargas e passageiros representa o principal meio de ligação entre os centros urbanos e industriais brasileiros, sendo responsável por mais de 60% de toda a carga que trafega no território nacional (CNT, 2016). Dentre os desafios que envolvem a operação e manutenção dessa rede, destaca-se o fato das rodovias frequentemente atravessarem os maciços da Serra do Mar. As encostas naturais situadas nessas regiões são formadas por solos cujo comportamento é fortemente influenciado por

agentes geomorfológicos (topografia e rocha matriz) e ambientais (clima, vegetação e precipitações). Segundo o MINISTÉRIO DAS CIDADES (2014), a ocorrência de deslizamentos de encostas representa um dos principais fenômenos relacionados a desastres naturais no Brasil e está associada a eventos pluviométricos. Logo, essa dinâmica evidencia a necessidade de se aprofundar a busca de critérios que tragam avanços na gestão de riscos geológico-geotécnicos.

De maneira geral, as rodovias desde sua concepção até a conclusão das obras, apresentam impactos no meio ambiente que não deveriam deixar de serem considerados.

Quando são realizados os cortes e aterros para atravessar os relevos concernentes ao traçado da rodovia, interfere-se diretamente com a estabilidade do maciço alterando seu equilíbrio natural. Estas alterações nas condições de equilíbrio conjuntamente com o processo natural de decomposição das rochas e o avanço do perfil de intemperismo (degradação) trazem como consequência escorregamentos e movimentos de massa que afetam e alteram o ambiente e ecossistemas (ACEVEDO, 2013).

Quanto à magnitude dos desastres naturais na região da Serra do Mar, percebe-se uma vasta quantia de acidentes envolvendo chuvas e deslizamentos de terra, ocasionando a interdição do transporte rodoviário, gastos com a recuperação da estrutura e conseqüentemente todos os prejuízos relativos ao evento de ruptura, assumindo riscos elevados à sociedade podendo resultar em acontecimentos catastróficos. Os desastres provenientes de deslizamentos e escorregamentos em encostas afetam diretamente a geometria e a caracterização da região afetada. A necessidade de se entender o movimento de massa influenciado pela variação do nível freático e os riscos relativos a isso, traz vantagens para a própria segurança física do talude. Sendo que arrastes de solo sedimentares, abertura de fissuras de tração e perda da resistência intrínseca da estrutura, afeta a fisiologia do talude natural.

No âmbito tecnológico, a engenharia geotécnica vem cada vez mais reconhecendo a importância da abordagem probabilística para análise de tomada de decisões. Em particular, nas análises de estabilidade de taludes pode se beneficiar das técnicas e métodos relacionados à modelagem probabilística (CHOWDHURY *et al.*, 2010). A alternativa de se trabalhar com as análises com coeficiente de variação

dos parâmetros geotécnicos traz benefícios devido à variabilidade espacial das propriedades das encostas naturais (resistência, deformabilidade e poropressões), que por sua vez são influenciadas pela chuva, sendo assim, introduzem-se coeficientes de variação dos parâmetros do solo e curvas de distribuição para cada variável relevante.

Os benefícios de se adotar a abordagem probabilística vão além da tradicional complementação das análises determinísticas ou da simples substituição do fator de segurança, obtido através de abordagens do tipo equilíbrio limite, podendo-se utilizar do índice de confiabilidade ou a probabilidade de falha como indicadores de performance (CHOWDHURY *et al.*, 2010).

Deve-se buscar um entendimento amplo das consequências envolvendo o escorregamento de um talude, inclusive vinculado à influência direta da ação das chuvas. A combinação entre a probabilidade de ocorrência de um evento e suas consequências constitui em uma importante medida de análise de risco, além de trazer benefícios sobre tomadas de decisão, em viés econômico, quanto à necessidade de aumento da segurança de um talude, decorrente de sua possível desestabilização.

O zoneamento da ameaça e do risco não pode ser considerado como um tema simples, em virtude dos vários fatores envolvidos, dentre os quais destaca-se a falta de entendimento a respeito das ameaças e dos conceitos de riscos, tanto por parte dos políticos quanto da própria população (CASCINI *et al.*, 2005).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este Capítulo visa abordar conceitos e premissas a respeito da análise de estabilidade de taludes e a ocorrência de deslizamentos em decorrência da incidência de chuvas, e sua respectiva correlação com a variação do fator de segurança e o processo de saturação dos solos não saturados. A instrumentação e monitoramento vinculado aos parâmetros geológico-geotécnicos são apresentados para compreensão das incertezas relacionadas à geotecnia. Além disso, o entendimento do comportamento da água no solo, ciclos hidrológicos e métodos de previsão de deslizamentos em encostas serão apresentados a fim de subsidiar a tomada de decisões no modelo de avaliação proposto.

2.1 DESLIZAMENTOS DE ENCOSTAS: FATORES DEFLAGRADORES E MÉTODOS DE PREVISÃO

Talude é um termo genérico, compreendendo qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos. Pode ser natural, caso das encostas ou vertentes, ou artificial, quando construído pelo homem, caso dos cortes e aterros. O estudo da estabilização de taludes é bastante complexo devido ao número de condicionantes, relativos à natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores, sejam elas de natureza geológica, antrópica ou geotécnica (FIORI, 2009). Além disso, as sérias consequências são causadas também devido as dificuldades associadas à previsão e expectativa de ocorrência de deslizamentos (CHEN & LEE, 2004).

Nos grandes centros urbanos os deslizamentos assumem frequentemente proporções catastróficas, uma vez que os inúmeros cortes, aterros, depósitos de lixo, desmatamentos, modificações na drenagem, entre outras agressões, geram novas relações com os fatores condicionantes naturais associados à geomorfologia e à geologia (FERNANDES *et al.*, 2001).

Algumas das catástrofes decorrentes da desestabilização de taludes podem ser vistas em diversas partes do mundo, por exemplo, em Hong Kong na China, o qual apresenta mais de 90% dos deslizamentos causados pela ação da chuva (BRAND *et al.*, 1984 *apud* CHEN & LEE, 2004).

Hong Kong é talvez um dos locais onde ocorram os maiores avanços no entendimento dos fenômenos chuva-escorregamento e suas correlações (MONTROYA, 2013). Tem-se estudado relações empíricas entre a chuva e movimentos de massa, verificando-se que a infiltração de chuva nos solos não saturados, com frequência resulta em grandes mudanças na sucção do solo que pode resultar na iniciação da instabilidade. As respostas hidrológicas às chuvas de alta intensidade apresentam contornos de sucção altamente paralelos à superfície do talude e a sucção se reduz até zero em pequenas profundidades (CHEN *et al.*, 2004).

A FIGURA 1 ilustra um deslizamento de terra ocorrido na rodovia Fei Tsui em Hong Kong (China) no ano de 1995, a movimentação de 14.000 m³ de massa de solo ocorreu em duas fases, primeiramente deflagrada pelo incremento significativo da poropressão, levando a um estado de saturação de solo, sendo que na segunda fase houve um prolongamento da ocorrência devido à presença de precipitação de longo período (GEO, 1996b).

FIGURA 1 - DESLIZAMENTO NA RODOVIA FEI TSUI EM 13 DE AGOSTO DE 1995



FONTE: Geo (1996b)

No Brasil, os estudos realizados principalmente na Serra do Mar, visando conhecer melhor os agentes deflagradores de instabilidade, iniciaram após os

acontecimentos nos Morros de Santos, na cidade do Rio de Janeiro e regiões vizinhas (GERSCOVICH, 2012), citam-se vários casos de desastres naturais recentes (e.g. Santa Catarina – Nov./2008, Angra dos Reis – Jan/2010, Nova Friburgo – Jan/2011, Litoral do Paraná – Mar/2011, BR-376 – Mar/2011) que representaram perdas humanas, financeiras e ambientais (KORMANN *et al.* 2015). Em muitos locais ao longo da Serra do Mar, a recorrência de eventos catastróficos é facilmente atestada pelos espessos depósitos encontrados, muitos deles com claras evidências de várias fases de retrabalhamento de depósitos de antigas corridas de massa, condicionado da evolução do relevo ao longo do tempo geológico (FERNANDES *et al.* 2001).

Deslizamentos são episódios de extrema importância, resultantes da atuação de processos geomorfológicos nas mais diversas escalas temporais causando, em geral, enormes prejuízos à sociedade. Dentre os diversos fatores condicionantes destacam-se os parâmetros morfológicos do terreno, os quais controlam diretamente o equilíbrio das forças e, indiretamente, a dinâmica hidrológica dos solos. Embora muitos estudos tenham voltado à atenção para a descrição de eventos e para o monitoramento de campo, pouco ainda se sabe sobre a previsão de ocorrência destes fenômenos. Acredita-se aqui que a combinação de mapeamentos e monitoramentos de campo, através de modelos matemáticos baseados em processos, tenha muito a contribuir nessa direção (FERNANDES *et al.* 2001).

A compreensão da dinâmica pluviométrica regional responsável pela deflagração de movimentos de terra e, conseqüentemente, o monitoramento das chuvas por meio de instrumentação adequada torna-se fundamental para o estudo das probabilidades de ocorrência de escorregamentos (KORMANN *et al.* 2015).

A Precipitação atua como elemento deflagrante e principal responsável pela determinação de episódios de movimentos de massa em diversos países, como é o caso do Brasil. A influência das chuvas sobre a estabilidade de taludes depende da duração e da sua intensidade e, de acordo com isto, se caracteriza o tipo de movimento de massa que se pode apresentar (MONTROYA, 2013). Outro mecanismo de instabilização das encostas é o da perda da sucção (e da coesão aparente), relacionada ao aumento da umidade do solo decorrente do avanço da frente de infiltração, no qual a ruptura ocorre sem que a condição de saturação seja alcançada

(FERNANDES *et al.*, 2001 *apud* FREDLUND, 1987).

Conforme exposto por AU (1993) em estudo sobre rompimento de encostas na cidade de Hong Kong (China), a quantidade de chuva pode ser extremamente variável no tempo, além da distribuição na bacia hidrográfica não necessariamente ser consistente em função da topografia de cada região. Além disso, constatou-se que quanto maior a intensidade da chuva, maior a possibilidade de desestabilização das encostas.

GUIDICINI & NIEBLE (1984), de uma forma bem simplificada, divide os movimentos de massa em escoamentos (englobando rastejos e corridas), escorregamentos (translacionais e rotacionais), subsidências e movimentos complexos. A classificação desses movimentos tornou-se complexa, pois relaciona a tipologia dos movimentos com os processos e mecanismos necessários para a deflagração, porém traz especial relevância como base teórica para os estudos de previsão e desenvolvimento de modelos.

VARNES (1978) constatou que os tipos de movimentos em encostas variam conforme o tipo de material que compõe a estrutura do maciço, conforme pode ser visto na TABELA 1.

Os rastejos caracterizam-se por movimentos lentos e contínuos de material de encostas sem limites definidos, a região da Serra do Mar representa um ambiente ideal para a ocorrência de rastejos devido a sua cobertura generalizadas de solos residuais e acumulações de tálus.

A FIGURA 2 apresenta os escoamentos presentes em talude na região da Serra do Mar, próximo à divisa entre Paraná e São Paulo. Nota-se que o mecanismo de deformação se assemelha ao de um líquido viscoso e se inicia quando as tensões atingem a tensão de fluência, a qual é menor que a tensão de cedência ao cisalhamento.

Segundo LACERDA (1997), os escorregamentos rasos de solo, geralmente sob a forma de movimentos translacionais, são característicos de todo o escarpamento da Serra do Mar. Os planos de escorregamentos translacionais são condicionados por anisotropias no interior das massas de solo ou rocha. A Serra do Mar, escarpa de constituição predominantemente granito-gnáissica, originada por processo de falhamento de caráter regional, apresenta efeitos dos movimentos de massa do manto de decomposição que resultaram nas atuais formas topográficas.

TABELA 1 - TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA EM ENCOSTAS

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo	
				Grosseiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento e rocha De blocos rochosos De rocha	Abatimento de detritos De blocos de detritos De detritos	Abatimento de terra De blocos de terra De terra
	Translacional	Muitas unidades			
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexos: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimento					

FONTE: Varnes (1978)

FIGURA 2 – ESCOAMENTO EM RASTEJO EM TALUDE NA RODOVIA RÉGIS BITTENCOURT - TRECHO SERRA DO MAR: PR-SP



FONTE: A autora (2018)

RAMOS & VIEIRA (2012) enfatizam que a ocorrência de escorregamentos translacionais rasos na Serra do Mar são resultantes dos perfis pedológicos em

vertentes íngremes submetidas a eventos pluviométricos intensos.

A FIGURA 3 ilustra um típico deslizamento translacional ocorrido na região do estado de São Paulo, em trecho da rodovia Régis Bittencourt.

Os principais mecanismos deflagradores nos casos de ruptura por escorregamento em solos são apresentados na TABELA 2. Nota-se que a ação da infiltração da água da chuva, vincula-se ao mecanismo de variação na pressão da água nos poros, destaca-se pelas consideráveis referências na literatura como principal agente deflagrador na perda de resistência ao cisalhamento.

FIGURA 3 - DESLIZAMENTO TRANSLACIONAL



FONTE: A autora (2018)

TABELA 2 - PRINCIPAIS FATORES DEFLAGRADORES DOS ESCORREGAMENTOS

Continua

Mecanismo	Ação	
Variação das tensões cisalhantes mobilizadas		
Ação antrópica: Ocupação desordenada de encostas	Execução de cortes; Construção de estruturas; Acúmulo natural de material (depósitos)	
Perda de resistência ao cisalhamento		
Variação na pressão da água nos poros	Infiltração interna por ruptura de tubulação de água ou esgoto (de Campos <i>et al.</i> ,2005; de Campos <i>et al.</i> ,2008; Ferreira e Lima, 2005)	
	Infiltração da água da chuva	Desenvolvimento de poropressão positiva por elevação do lençol freático (Vargas,1999;Andrade <i>et al.</i> , 1992;Futai <i>et al.</i> , 2011)

TABELA 2 - PRINCIPAIS FATORES DEFLAGRADORES DOS ESCORREGAMENTOS

		Conclusão
Mecanismo	Ação	
Perda de resistência ao cisalhamento		
Variação na pressão da água nos poros	Infiltração da água da chuva	Redução dos níveis de sucção (Futai <i>et al.</i> , 2005; de Campos, 1985 e Jesus, 2008); Calle, 2000; Santos <i>et al.</i> , 2007; Wolle, 1988; Coutinho <i>et al.</i> , 1997; Ferreira e Lima, 2005; Mattos, 1974; Salles <i>et al.</i> , 2012)
		Geração de fluxo preferencial através das fraturas do embasamento rochoso (Gerscovich <i>et al.</i> , 2006; Gerscovich <i>et al.</i> , 2008; Gerscovich <i>et al.</i> , 2011)

FONTE: Carvalho *et al.* (2015)

2.1.1 Compreensão dos métodos para análise de estabilidade de taludes

Diversos são os métodos para a realização da análise de estabilidade de um talude. GERSCOVICH (2013) cita que existem dois tipos de abordagem em solos susceptíveis a escorregamentos: teoria de equilíbrio limite e análises de tensões.

O método apresentado por FIORI E CARMIGNANI (2009) segue a proposta da abordagem por análise de tensões, o qual pode ser aplicado em taludes infinitos. A Equação 2.1 apresenta a expressão empregada para determinação dos fatores de segurança e a FIGURA 4 representa de modo esquemático.

$$F_s = \frac{C_s + \left[(\gamma_{sat} - \frac{h_w}{h} \gamma_a) h \cos i + \sigma_a \cos i \right] \tan \varphi}{(h \gamma_{nat} + \sigma_a) \sin i + \sigma_{ve}} \quad \text{Equação (2.1)}$$

Em que,

F_s = Fator de segurança;

C_s = Coesão do solo (kPa);

γ_{sat} = Peso específico do solo saturado (kN/m³);

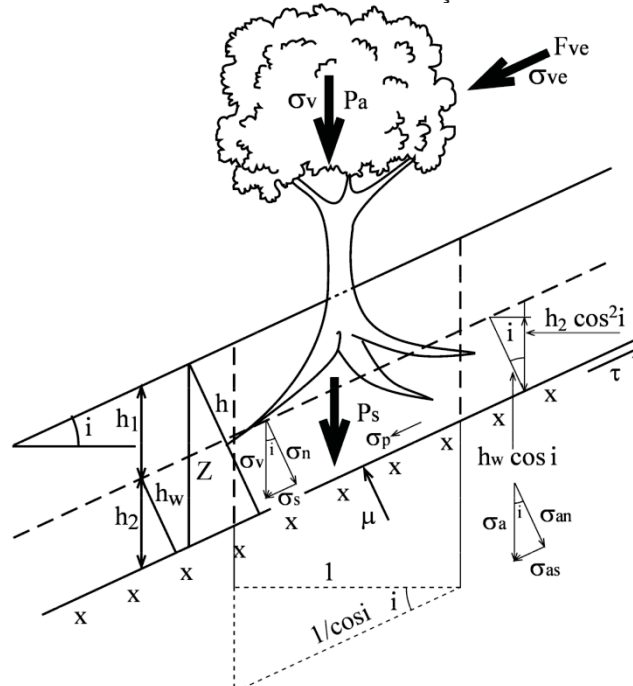
γ_{nat} = Peso específico natural do solo (kN/m³);

h_w = Altura da zona de solo saturado, perpendicular à vertente (cm);

h = Espessura da massa de solo movimentada, perpendicular à vertente (cm);

- Z = Espessura do solo, medido na vertical (cm);
 γ_a = Peso específico da água (kN/m^3);
 i = Inclinação da vertente (graus);
 σ_a = Pressão exercida sobre a vertente pelo peso das árvores (kPa);
 φ = Ângulo de atrito do solo (graus);
 σ_{ve} = Pressão exercida pelo vento na cobertura vegetal (kPa).

FIGURA 4 - FATORES ATUANTES NA ESTABILIDADE DAS VERTENTES CONSIDERADOS NO FATOR DE SEGURANÇA.



FONTE: Fiori & Carmignani (2009)

A técnica mais antiga para a utilização nas análises de estabilidade de taludes é o equilíbrio limite aplicado a taludes finitos. Sendo baseado em um equilíbrio de forças e momentos resistentes ou não ao deslizamento ao longo da superfície potencial de ruptura (GEO-SLOPE, 2004). As análises consistem em determinar se existe resistência suficiente no talude para suportar as tensões de cisalhamento que tendem a provocar a falha.

Os métodos de equilíbrio limite podem se dividir nas categorias de lamelas e cunhas e partem do pressuposto que o comportamento do solo é rígido plástico perfeito, e se distinguem entre si pelas hipóteses simplificadoras que cada um adota, geralmente associadas a considerações da distribuição interna de esforços

interlamelas.

A TABELA 3 resume os métodos de equilíbrio limite pela aplicação de fatias e as características quanto à forma da superfície de ruptura e quanto às equações de equilíbrio estático satisfeitas.

Os vários métodos de equilíbrio limite utilizam diferentes pressupostos para tornar o número de equações igual ao número de incógnitas. Eles também diferem em relação às equações de equilíbrio satisfeitas. Por exemplo, o método de Fellenius, o Método do Bishop Simplificado e os Métodos Suecos Modificados do U.S. Army Corps of Engineers não satisfazem todas as condições de equilíbrio estático. Métodos como o Morgenstern e Price e Spencer satisfazem todas as condições de equilíbrio estático. Os métodos que satisfazem plenamente o equilíbrio estático são referidos como métodos de equilíbrio "completos" (USACE, 2003).

TABELA 3 - CARACTERÍSTICA DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Método	Características
Fellenius (1927)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais
Janbu Simplificado (1968)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Morgenstern e Price (1965)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Spencer (1967)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais

FONTE: Tonus (2009)

2.2 INCERTEZAS ASSOCIADAS À ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Em face da grande variabilidade das condicionantes que influem em deslizamentos (geoestruturais, litológicas, topográficas, hidrogeológicas, pluviométricas, etc) estes fenômenos ainda não são integralmente entendidos, o que dificulta, sobremaneira, a predição, com precisão, dos escorregamentos induzidos pela chuva (D'ORSI, 2011).

Tratando-se de uma primeira abordagem, as fontes de incertezas geotécnicas podem ser classificadas em incertezas de dados ou de modelos (MONTROYA, 2013 *apud* EINSTEIN, 2003). As quais, se não analisadas com a devida atenção podem acarretar em eventos de caráter danoso à engenharia geotécnica como também em risco intrínseco envolvendo a rodovia passante por trechos rochosos, por cortes de encostas, dentre outros exemplos.

CHOWDHURY *et al.* (2010), enfatiza que nos últimos anos houve um aumento da necessidade de análise da confiabilidade na engenharia geotécnica, além de ser reconhecido a necessidade de análises por meio da probabilidade devido especialmente às incertezas de dados, como: variabilidade do material do solo ou rocha; oscilação das poropressões; modelagem geotécnica imperfeita; dentre outros fatores que podem ser considerados.

As propriedades do solo geralmente dependem do tipo de solo, condições de deposição do material e histórico de carregamentos. Diferentes propriedades de uma unidade de solo podem eventualmente ter uma alta correlação, por exemplo, a tensão cisalhante em relação aos parâmetros de deformação. Por outro lado, a estimativa dos parâmetros de diferentes solos pode derivar dos dados de um ensaio em comum *in situ* ou proveniente de ensaio de laboratório. Esse fato pode gerar correlações positivas ou negativas sobre a estimativa desses parâmetros, o que puramente vinculado ao processamento numérico da análise de dados (JCSS, 2006).

Tradicionalmente, na prática da engenharia geotécnica, a incerteza dos parâmetros e dos modelos tem sido tratada por meio da magnitude dos fatores de segurança ou pela confiança na experiência dos engenheiros encarregados dos projetos. Outra forma usada é a do método observacional, no qual se ajustam os projetos na medida em que a construção avança, mas em muitos casos esta tem

sido ignorada. Porém as novas exigências dos projetos e o desenvolvimento de novas técnicas exigem e permitem que se avalie a incerteza de forma mais rigorosa nos processos de projeto geotécnico (HIDALGO, 2013).

Os métodos probabilísticos constituem ferramentas robustas para avaliação e análises de problemas geotécnicos em ambientes de incerteza, mas requerem como dados de entrada valores de parâmetros estatísticos de complexa obtenção devido às altas incertezas associadas aos processos geotécnicos.

A necessidade de determinar valores de referência para a probabilidade de falha aceitável e para parâmetros de coeficientes de variabilidade para os solos de cada local é importante para as análises de confiabilidade de forma a conduzir a conclusões definitivas a respeito do comportamento das estruturas.

Em estabilidade de taludes considera-se que as variáveis mais incertas são a espessura dos solos, a resistência ao cisalhamento, a porosidade, o coeficiente de permeabilidade, o regime de fluxo subsuperficial e a intensidade da chuva (HIDALGO, 2013).

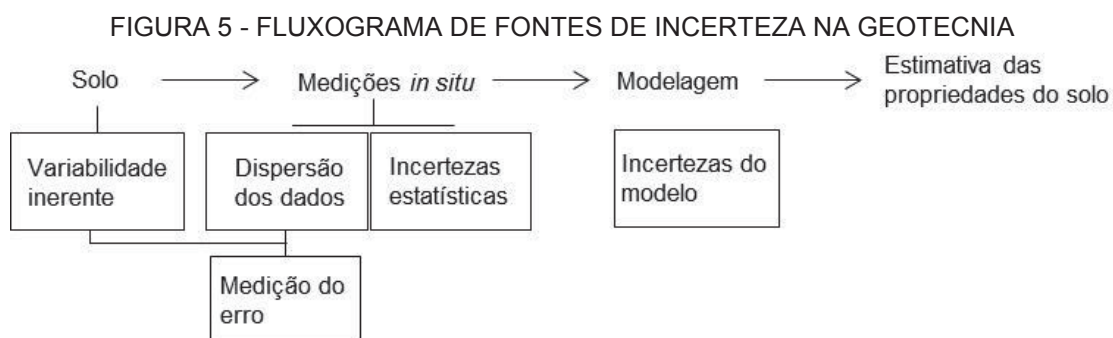
Para uma análise probabilística ser considerada adequada a uma dada região é necessário que existam dados suficientes de ensaios de laboratório e de campo, que permitam definir um coeficiente de variação representativo de cada parâmetro geotécnico envolvido na análise (TÔNUS, 2009)

Conforme SUCHOMEL *et al.* (2009), observa-se que há uma marcante dispersão nas propriedades mecânicas do solo, as quais são alcançadas por intermédio de investigações geotécnicas detalhadas, sendo que tal resultado provém tanto da variabilidade espacial, intrínseca a estas características, quanto de erros relativos à medição.

KULHAWY (1992) classifica as três primeiras fontes de incertezas na geotecnia como sendo: Variabilidade inerente dos materiais, incertezas de medição, e incertezas de transformação (FIGURA 5). As incertezas causadas por equipamentos, operadores, e incertezas estatísticas são todas inclusas nos erros de medição. As incertezas de transformação significam a incerteza introduzida quando as medições de campo ou de laboratório são transformadas em propriedades do solo, usando correlações empíricas, dentre outros modelos.

Solos e rochas possuem propriedades mecânicas e físicas naturalmente dispersas. SUCHOMEL *et al.* (2009) atentam, também, que uma parcela adicional

de incerteza é incorporada, já que apenas uma quantidade restrita de medições encontra-se geralmente disponível, derivando de uma calibração subjetiva referente a modelos constitutivos simples, os quais são frequentemente adotados em análises geotécnicas.



FONTE: Adaptado de Kulhawy (1992)

Em decorrência de inúmeros parâmetros do solo que possuem um alto grau de incerteza, o fator de segurança determinado a partir de métodos determinísticos não leva em consideração a aleatoriedade e a variabilidade das variáveis envolvidas no projeto, de maneira que o seu valor não demonstra exatamente a verdadeira segurança da encosta, na maioria das vezes (GE *et al.*, 2011).

A TABELA 4 e TABELA 5 apresentam os intervalos de variação das principais propriedades dos solos não coesivos e coesivos conforme estabelecido pelo Código de Modelo Probabilístico do Comitê Misto de Segurança Estrutural (JCSS, 2006).

TABELA 4 – INTERVALOS DE VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS NÃO COESIVOS

Tipos de solos não coesivos	Densidade	Peso específico seco (kN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Tangente do ângulo de atrito (tanφ')	Rigidez (MN/m ²)
Cascalho, Pedregulho	mole	15-17	19-20	0,65-0,73	150-300
	média	17-18	20-21	0,70-0,83	150-300
	compacto	18-20	21-23	0,78-0,90	250-350
Areia, cascalho, distribuição uniforme dos grãos	mole	15-16	19-20	0,58-0,65	30-100
	Media	17-18	20-21	0,65-0,73	50-150
	compacto	18-19	21-22	0,70-0,83	100-200
Areia, cascalho, distribuição não uniforme dos grãos	mole	17-19	20-22	0,57-0,70	30-100
	média	18-20	21-23	0,62-0,75	50-150
	compacto	20-21	22-24	0,70-0,85	150-250
Areia Ligeiramente siltosa		18-20	20-21,5	0,50-0,65	25-50
Siltosa		18-20	19,5-20,5	0,45-0,60	20-40

FONTE: JCSS (2006)

TABELA 5 – INTERVALOS DE VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COESIVOS

Tipos de solos coesivos	Densidade	Peso específico saturado (kN/m ³)	Tangente do ângulo de atrito (tanφ')	Coesão (drenada) (kN/m ²)	Resistência não drenada (kN/m ²)	Rigidez (Normalmente adensado) (MN/m ²)
Solo coesivo inorgânico, plástico	mole	16-18	0,27-0,36	0-5	10-20	1-2
	rija	17-19	0,27-0,36	5-15	20-50	2-4
	muito rija	20-22	0,27-0,36	15-30	50-100	4-10
Solo coesivo inorgânico, medianament e plástico	mole	17-19	0,35-0,42	0-5	0-10	1-2
	rija	18-20	0,35-0,42	5-10	15-30	2-4
	muito rija	19-21	0,35-0,42	10-20	40-100	4-10
Solo coesivo inorgânico, fracamente plástico		18-20	0,40-0,60	0-5	0-10	2-5
Argila pedregulhosa		20-24	0,52-0,64	20-30	-	200-700
Solo coesivo orgânico, silte	mole	13-18	0,24-0,28	0-5	5-20	0,2-0,5
	rija	14-19	0,24-0,28	5-10	15-30	0,5-1

FONTE: JCSS (2006)

AMARAL & ZUQUETTE (2007) realizaram o mapeamento geotécnico de uma localidade no estado do Rio de Janeiro, em que havia a presença de substrato rochoso composto por biotita gnaisse, migmatito, granito e depósitos quaternários. Os materiais inconsolidados residuais dos migmatitos são de fácil identificação em campo devido à singularidade de horizontes de estruturas migmatíticas preservadas.

A TABELA 6 apresenta um comparativo entre os níveis de alterações da rocha migmatítica e suas respectivas características geotécnicas.

TABELA 6 - COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS DE ALTERAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Litotipo	Nível de alteração (ISRM 1983)	Propriedades geotécnicas	
		Peso específico aparente seco - γ_d (kN/m ³)	Peso específico saturado - γ_{sat} (kN/m ³)
Migmatito	I	26,4 – 25,3	26,5 – 25,7
	II	24,9 – 24,1	25,0 – 24,1
	III	25,3 – 24,2	25,4 – 24,7
	IV	26,3 – 23,4	26,4 – 23,9

FONTE: Adaptado de Amaral & Zuquette (2007)

Alguns indicativos de desvio padrão das propriedades geomecânicas do solo são apresentados na TABELA 7. Esses valores referem-se aos volumes amostrados, com dimensões características para testes de laboratório, os quais são relativos a poucos decímetros em comparação com os ensaios de campo. Como essas dimensões características são pequenas em relação às dimensões da superfície afetada ou volume nos mecanismos geotécnicos, esses desvios padrões devem ser interpretados como uma flutuação das propriedades do solo de “ponto a ponto”.

TABELA 7 - DESVIO PADRÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO

Propriedades do solo	Desvio padrão (% dos valores médios esperados)
Peso específico (kN/m ³)	5 – 10%
Tangente do ângulo de atrito (tan ϕ') – drenado	10 – 20%
Coesão drenada (kN/m ²)	10 – 50%
Tensão de cisalhamento não drenado (kN/m ²)	10 – 40%
Rigidez (MN/m ²)	20 – 100%

FONTE: JCSS (2006)

A TABELA 8 apresenta os intervalos de coeficiente de variação máximo e mínimo para cada parâmetro geotécnico conforme referências da literatura.

Os valores de coeficiente de variação na literatura podem fornecer os desvios padrões e conseqüentemente as variâncias, quando não se dispõem de dados para realizarem-se análises e apenas são conhecidos os valores médios dos parâmetros (RIBEIRO, 2008).

TABELA 8 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Continua

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Peso específico (γ)	3	7	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito efetivo (Φ')	2	13	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não drenada (S_u)	13	40	Harr (1984), Kulhawy (1992), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)

TABELA 8 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Razão de resistência não drenada (S_u/σ'_v)	5	15	Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Índice de compressão (C_c)	10	37	Duncan (1999), Harr (1984), Kulhawy (1992)
Tensão de pré-adensamento (σ'_p)	10	35	Harr (1984), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Coeficiente de permeabilidade de argilas saturadas (k)	68	90	Duncan (1999), Harr (1984)
Coeficiente de permeabilidade de argilas não saturadas (k)	130	240	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de adensamento vertical (cv)	33	68	Duncan (1999)
Número de golpes do SPT (N)	15	45	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT elétrico (q_c)	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT mecânico (q_c)	15	37	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência do ensaio dilatométrico (q_{pmt})	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência não drenada do ensaio de palheta (S_u)	10	20	Kulhawy (1992)
Peso específico de solos residuais (γ)	1,5	9,4	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de solo residual gnaissico jovem (c')	13,4	18,4	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de solos residuais ($tg \Phi'$)	2,4	16,1	Guedes (1997)
Peso específico de argilas sedimentares (γ)	2	7	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de argilas sedimentares ($tg \Phi'$)	3	6	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de argilas sedimentares (c')	8	14	Guedes (1997)
Peso específico de solos residuais gnaissico jovem (γ)	1	4	Guedes (1997)

FONTE: Ribeiro (2008)

2.2.1 Obtenção de parâmetros geotécnicos por meios de correlações com ensaios SPT (Standard Penetration Test)

O *Standard Penetration Test* (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Ele serve de indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado

também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rohas brandas. Esse ensaio constitui-se em uma medida de resistência dinâmica (N_{SPT}) conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Uma das principais aplicações do ensaio SPT é a estimativa de parâmetros geotécnicos através de correlações, os quais são necessários para solucionar qualquer problema de engenharia que envolva solo ou rocha (TÔNUS, 2009).

Sempre que os resultados de ensaio forem interpretados para a estimativa de parâmetros de comportamento do solo, há necessidade de correção dos valores medidos de N_{SPT} (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

O valor de N_{SPT} proveniente do ensaio de sondagem é corrigido em termos de energia para uma energia da eficiência do golpe do martelo em 66%, pois, o ensaio realizado no Brasil, com acionamento manual do martelo, fornece uma medida de energia de 66% de energia teórica de queda livre, o valor de $N_{SPT,60}$ é obtido através da seguinte equação:

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia aplicada}}{0,60} \quad \text{Equação (2.2)}$$

Para os solos granulares (areia, silte arenosos e pedregulho) é recomendada a correção do valor medido de N_{SPT} para considerar o efeito do nível geostático de tensões *in situ* através da densidade relativa das areias (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012) conforme Equação (2.3) apresentada por LIAO & WHITMAN (1985 *apud* SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \quad \text{Equação (2.3)}$$

Sendo assim, o valor de N_{SPT} corrigido em termos decorrentes da tensão efetiva de sobrecarga será:

$$N_{SPT,1} = C_N \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação (2.4)}$$

A densidade relativa da areia (D_r) pode ser obtida por meio das equações de SKEMPTON (1986) e GIBBS & HOLTZ (1957), apresentadas na sequência (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_v + 27}} \quad \text{Equação (2.5)}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT,60}}{0,23 \cdot \sigma'_v + 16}} \quad \text{Equação (2.6)}$$

Sendo,

$N_{SPT,60}$ – Número de golpes do SPT corrigido em termos de energia aplicada;

σ'_v - Tensão vertical efetiva do solo (kPa).

Portanto, para o caso das camadas de solo granular, o ângulo de atrito (ϕ) pode ser calculado em termos de densidade relativa e em correlações diretas com o valor de N_{SPT} , por meio das equações propostas por MEYERHOF (1959), MELLO (1971) e HATANAKA & UCHIDA (1996) e TEIXEIRA (1996), as quais são apresentadas nas Equações (2.7), (2.8), (2.9) e (2.10), respectivamente.

$$\phi = 28^\circ + 15^\circ \cdot D_r \quad \text{Equação (2.7)}$$

$$(1,49 - D_r) \tan \phi = 0,712 \quad \text{Equação (2.8)}$$

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}} \quad \text{Equação (2.9)}$$

$$\phi = 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{SPT}} \quad \text{Equação (2.10)}$$

A equação de BOWLES (1996) correlaciona diretamente o ângulo de atrito com o valor de N_{SPT} corrigido para 70% da energia teórica de queda livre, ou seja:

$$N_{SPT,70} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia aplicada}}{0,70} \quad \text{Equação (2.11)}$$

Portanto,

$$\phi = 0,45 \cdot N_{SPT,70} + 20 \quad \text{Equação (2.12)}$$

Para a coesão, parâmetro de resistência ao cisalhamento característico das argilas, não existem tantas correlações disponíveis na literatura. Isso ocorre devido à dificuldade de, através de um ensaio simples como o SPT, se obter informações sobre fatores que influenciam o seu valor, como: histórico de tensões no solo, velocidade de carregamento e de dissipação do excesso de poro-pressão (TÔNUS, 2009).

Os solos coesivos não apresentam também uma correlação empírica que relacione o resultado do ensaio de SPT com o ângulo de atrito do solo. A TABELA 9 apresenta os valores de coesão das argilas em relação a sua respectiva consistência.

TABELA 9 - VALORES PARA COESÃO DO SOLO (C)

Consistência da argila	Coesão (kN/m ²)
Muito mole	< 12,5
Mole	12,5 – 25,0
Média	25,0 – 50,0
Rija	50,0 – 100,0
Muito rija	100,0 – 200,0
Dura	> 200,0

FONTE: Bowles (1979)

2.3 COMPORTAMENTO DA ÁGUA NO SOLO

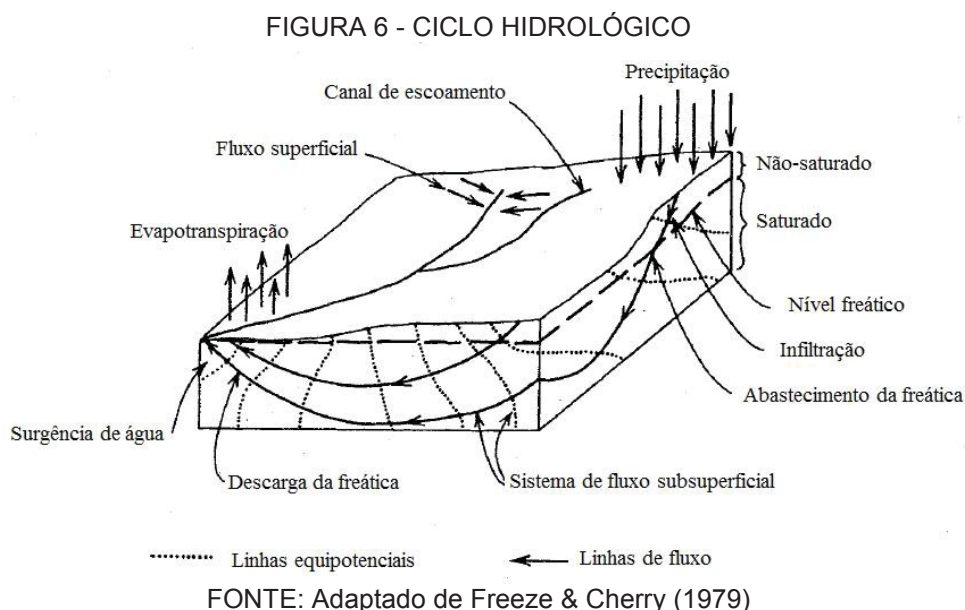
As condições hidráulicas e hidromecânicas do terreno e o estado de saturação do solo determinam as condições de estabilidade das encostas e taludes já que as chuvas têm duplo efeito: diminuição da coesão aparente dos materiais e incremento da poro-pressão (MONTROYA, 2013).

A máxima vazão que um solo é capaz de absorver, denominada infiltrabilidade ou capacidade de infiltração, depende da condutividade hidráulica na

região superficial e das condições iniciais de umidade. Com isso, dependendo da situação, é possível encontrar situações em que todo o volume de água é absorvido pelo solo, ou situações em que parte desse volume escorre superficialmente (GERSCOVICH, 2012).

A água do ciclo hidrológico se movimenta em dois sentidos: superfície-atmosfera, em decorrência da evaporação e transpiração e atmosfera-superfície, em decorrência da precipitação. Logo, quase toda a água subterrânea tem origem no ciclo hidrológico, sendo este um fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre e a atmosfera (TUCCI, 2012).

Conforme ilustrado na FIGURA 6, é possível analisar os fluxos de água no solo provenientes do ciclo hidrológico, sendo sua capacidade de interceptação dependente do tipo de vegetação, da intensidade e da duração da chuva.



A água que atinge o solo segue diversos caminhos. Como o solo é um meio poroso, há infiltração de toda a precipitação que chega ao solo, enquanto a superfície do terreno não se satura. A partir do momento da saturação superficial, à medida que o solo vai sendo saturado a maiores profundidades, a infiltração decresce até uma taxa residual, com o excesso não infiltrado da precipitação gerando o escoamento superficial (TUCCI, 2012).

O escoamento subsuperficial envolve o movimento de água nas camadas superiores do solo. Além de controlar o intemperismo, esse processo afeta diretamente a estabilidade de encostas.

Enquanto uma parte da água da chuva escorre pela superfície (Fluxo superficial), outra penetra no solo e flui por dentro dela (infiltração e fluxo subsuperficial), formando o lençol freático. O fluxo é direcionado paralelamente à declividade, a espessura do solo e a condutividade hidráulica que determinam a capacidade do solo para conduzir a água para jusante, através da encosta.

Para que ocorra a saturação do solo é necessário que a água da chuva promova o processo de infiltração entre os vazios do solo. Logo, a permeabilidade de um solo é representada como a capacidade de conduzir fluídos, neste caso, a água, variando em função do volume de vazios presentes.

Antes da ocorrência do mecanismo de ruptura em um talude, o mínimo requerido para a saturação desse solo é que, a intensidade de chuva seja tanta que exceda a capacidade de infiltração do material e que a duração dessa chuva seja suficiente para saturar o talude da superfície até o nível freático (PRADEL & RAAD, 1993).

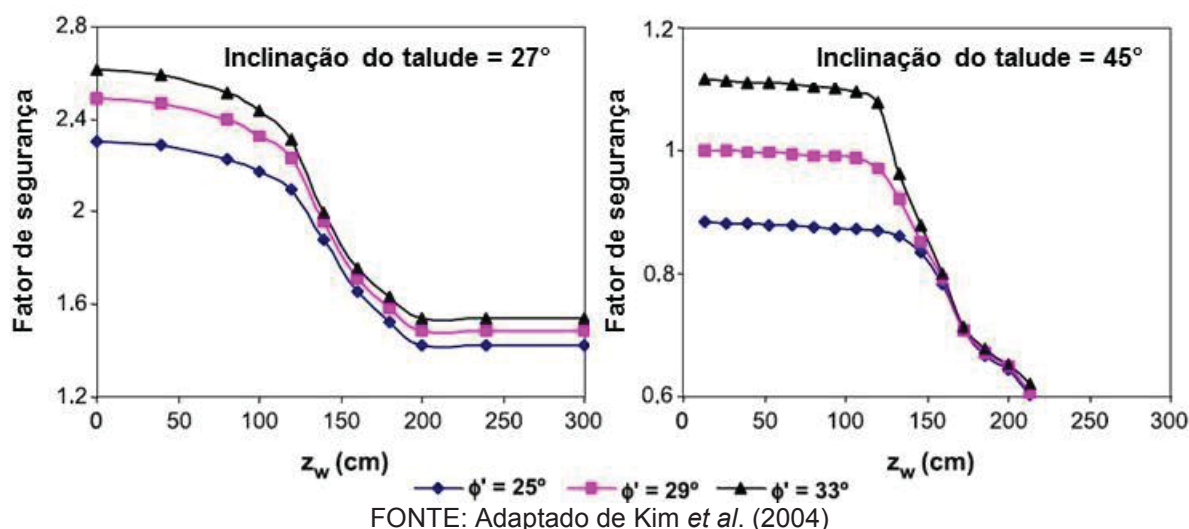
Cabe salientar que, o potencial de retenção de água no solo é função de suas características físico-químicas (capilaridade) e químico-minerológicas (sucção), sendo a capilaridade função da formação de meniscos nos poros do solo e a sucção função das forças de adsorção provenientes da natureza químico-minerológica do solo (CARVALHO *et al.*, 2015).

Com a continuidade da precipitação, o lençol freático ascende nas porções inferiores e médias da encosta e, em consequência, sua inclinação aumenta, o que leva a um aumento do fluxo de água e então, a um aumento do gradiente hidráulico (FIORI *et al.*, 2009).

Rupturas rasas em taludes com solos saturados podem ser desencadeados quando o nível freático alcança uma altura crítica, resultando em um aumento de poro-pressão ou uma redução na sucção do solo (NG *et al.*, 1998).

Em estudos realizados na Coréia do Sul, com solos saturados classificados como SW e SM, de acordo com o sistema unificado de classificação dos solos, em grande parte dos deslizamentos a causa principal era devido à infiltração da água proveniente de chuvas prolongadas. Segundo análise proposta por KIM *et al.* (2004), a FIGURA 7 ilustra o comportamento do fator de segurança para diferentes ângulos de inclinação do talude com a respectiva variação da profundidade do nível freático.

FIGURA 7 - INFLUÊNCIA DA ZONA DE SATURAÇÃO NO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES ESPECÍFICOS



Como visto na FIGURA 7, para as condições de solo impostas pelo pesquisador, para ambos os solos estudados (SW e SM), o fator de segurança diminui gradualmente com o aumento do nível freático até 120 cm. Para valores maiores que 120 cm e menores que 200 cm, o fator de segurança decresce drasticamente. Porém, no intervalo de 200 á 300 cm, este mesmo fator sofre variações pouco significativas. Pode-se notar a visível ação que os fluxos subsuperficiais e de infiltração, provenientes do ciclo hidrológico, tem sobre a estabilidade de taludes.

2.3.1 Solos não saturados

Os solos são encontrados na natureza secos, saturados e não saturados, sendo os últimos, uma mistura de partículas de solo, água e ar em diferentes porcentagens volumétricas (FREDLUND *et al.*, 1993).

Os solos não saturados são caracterizados por um sistema multifásico, composto por fase sólida, líquida e gasosa. Na condição não saturada surge uma pressão isotrópica resultante da interação entre o líquido e o gás nos poros do solo, denominada sucção (VIVIAN, 2008). Segundo MARINHO (1994), a sucção é a pressão isotrópica imposta pelo poro água para absorver mais água.

Em geral, a sucção dos solos é dividida em duas parcelas, a matricial e a osmótica. A componente matricial está relacionada com a matriz do solo, ou seja, ao tipo de partículas e seu arranjo estrutural. A componente osmótica, está relacionada

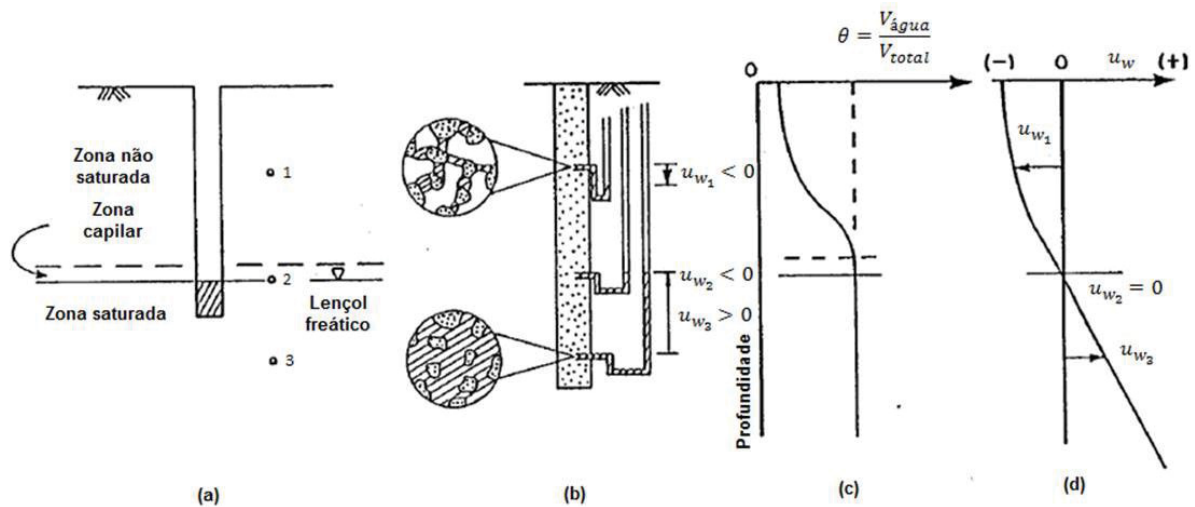
à composição química da água do solo, sendo a sucção total como a somatória das duas parcelas e caracteriza-se como a diferença de pressão através de uma membrana semipermeável que separa a água pura do sistema solo/água intersticial (MARINHO, 1997).

Em geral, os solos encontram-se na condição não saturada quando estão situados acima do nível do lençol freático, possuindo poropressão negativa. Este valor resulta da presença de uma poropressão de ar (u_a) e uma poropressão de água (u_w), presente nos poros do solo. Com o aumento da profundidade, a poropressão de água se eleva, devido ao maior grau de saturação, e a poro-pressão de ar reduz devido à diminuição do gás nos poros do solo. Esse processo é apresentado na FIGURA 8, em que é possível analisar a variação do grau de saturação do solo.

Nota-se que na zona não saturada, representada pelos vazios do solo constituídos por ar, a frente de saturação se forma com a consequente diminuição da poropressão negativa e aumento do volume de água em relação ao volume total de solo, até atingir o nível capilar indicada pela presença de lençol freático, e assim, apresentar apenas poro-pressão positiva crescente e teor de umidade volumétrico constante com o aumento da profundidade.

Em um solo saturado e submerso, em equilíbrio, a pressão nos poros é sempre maior ou igual à atmosférica. Se uma sucção é aplicada, a água presente nos vazios será drenada e a pressão nos poros se tornará negativa. A aplicação de elevados níveis de sucção, não somente afeta a água livre nos vazios, mas também pode afetar a espessura das envoltórias de hidratação. Como um todo, o solo perde umidade (GERSCOVICH, 2001).

FIGURA 8 - VARIAÇÃO DA UMIDADE E SUCCÃO NAS ZONAS SATURADAS E NÃO SATURADAS: (a) DELIMITAÇÃO DAS ZONAS; (b) PORO-PRESSÃO NA ZONA SATURADA, NÃO SATURADA E CAPILAR; (c) UMIDADE VOLUMÉTRICA PELA PROFUNDIDADE; (d) VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO COM A PROFUNDIDADE.



FONTE: Adaptado de Anderson (1984)

A relação gráfica entre sucção e umidade em solos é muitas vezes denominada curva característica do solo. O método do papel filtro, apesar de ser um método indireto, tem se mostrado eficiente em obter a sucção de amostras durante a secagem e umedecimento. Sendo a sucção obtida com o papel filtro vantajosa por ser de simples execução e baixo custo (MARINHO, 1994) além de ser possível trabalhar com elevados níveis de sucção do solo.

Em geral, quando um solo é colocado em contato com um material poroso que possua capacidade de absorver água, a mesma irá passar pelo solo para o material poroso até que o equilíbrio seja alcançado. O uso do método do papel filtro é baseado nesse princípio.

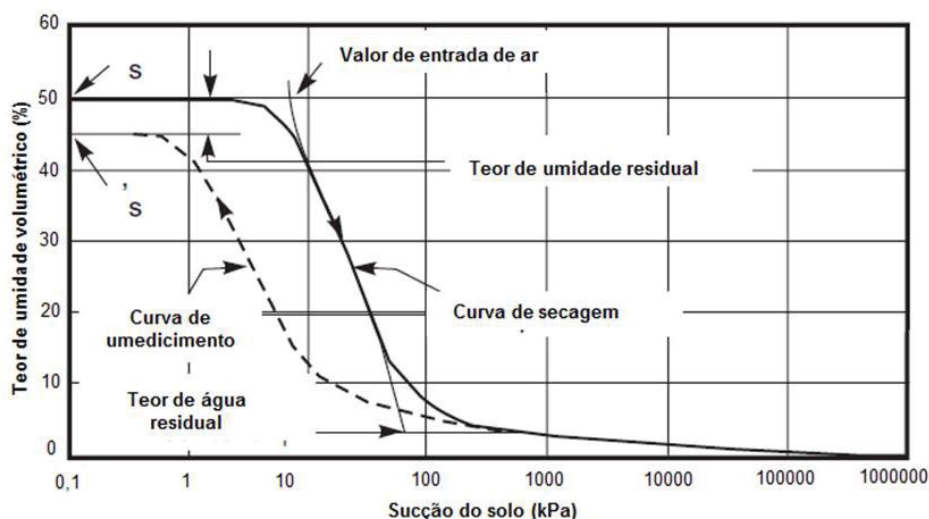
A técnica para medição da sucção pode ser realizada por meio de fluxo capilar ou vapor, ou seja, a troca entre as partículas do solo e as fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade e a saída das moléculas ocorre pelos poros do solo pela superação de forças capilares e osmóticas, respectivamente. O fluxo capilar implica em uma interação entre o papel filtro e a água do poro (MARINHO, 1994), portanto, medirá a sucção matricial, uma vez que incorpora forças osmóticas e capilares que retêm a molécula de água.

A FIGURA 9 apresenta uma curva característica de retenção da água em um solo, na qual são identificados pontos principais, FREDLUND & XING (1994) definem o valor de entrada de ar como sendo o nível de sucção matricial a partir do

qual o ar começa a entrar nos maiores vazios do solo. O teor de umidade residual é o teor de umidade onde uma grande mudança na sucção é requerida para remover água adicional do solo, sendo que este teor se enquadra na zona saturada da curva. A diferença entre as curvas traçadas para umedecimento e secagem é denominada histerese.

A histerese ocorre por diversos fatores, como: a geometria não uniforme dos poros interconectados; a variação do ângulo de contato entre o solo e a água com o avanço do menisco, devido à rugosidade das partículas sólidas; e a presença de ar aprisionado nos poros, que tende a reduzir o teor de umidade no processo de umedecimento (VIVIAN, 2008).

FIGURA 9 - TÍPICA CURVA CARACTERÍSTICA PARA UM SOLO SILTOSO



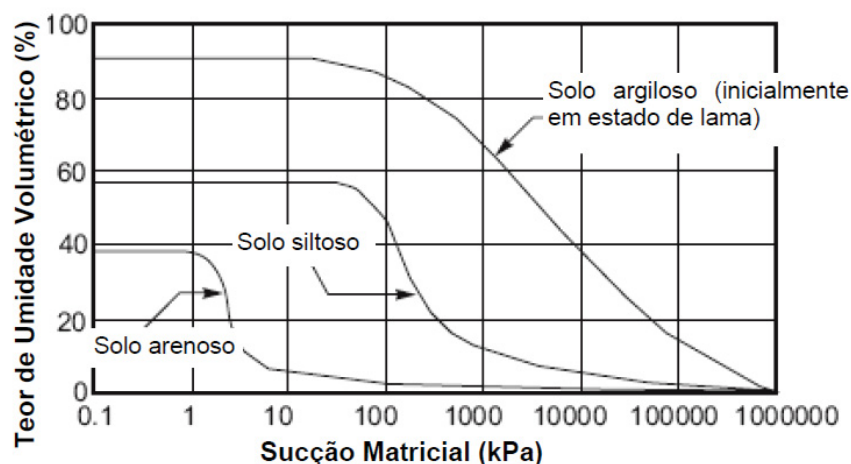
FONTE: Adaptado de Fredlund & Xing (1994)

Curvas características para diferentes tipos de solo são ilustradas na FIGURA 10. O Teor de umidade saturado do solo (θ_s) e o valor de entrada de ar no solo ($u_a - u_w$), geralmente aumentam com a plasticidade do solo, outros fatores, como por exemplo, o histórico de tensão pela deformação do solo também pode alterar o formato da curva característica de retenção de água no solo (FREDLUND & XING, 1994).

Nota-se na FIGURA 10 que o solo argiloso (mais plástico) alcança valores de sucção matriciais bem maiores para um mesmo teor de umidade volumétrica em comparação com os solos arenosos e siltosos. O formato da curva depende do tipo de solo, distribuição de tamanhos de vazios e, conseqüentemente, da distribuição das frações granulométricas. Solos arenosos tendem a apresentar perda brusca de

umidade quando a sucção ultrapassa um determinado valor; em contrapartida, solos argilosos tendem a apresentar curvas mais suaves (GERSCOVICH, 2001).

FIGURA 10 - ASPECTOS DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS PARA DIFERENTES TIPOS DE SOLO



FONTE: Adaptado de Fredlund & Xing (1994)

Diversas relações empíricas foram sugeridas para representar a curva característica de retenção de água no solo. De uma forma geral os modelos baseiam-se no conceito de similaridade entre a curva característica e a função de distribuição granulométrica, que indiretamente está relacionada à distribuição acumulativa de volume de vazios (GERSCOVICH, 2001). A TABELA 10 apresenta duas proposições utilizadas para a modelagem da curva característica.

TABELA 10 - EQUAÇÕES PARA ELABORAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO

		θ = Teor de umidade
Van Genuchten (1980)	$\theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m$	normalizado; α, m e n = parâmetros de ajuste
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = C_\psi \frac{\theta_s}{[\ln[e + (\psi/a)^n]]^m}$ $C_\psi = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\psi_0}{\psi_r}\right)}$	α, m e n = parâmetros de ajuste; e = Base log neperiano ($e=2,718$)

FONTE: Adaptado de Gerscovich (2001).

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados adotada para as análises de estabilidade de taludes é obtida da seguinte forma (FREDLUND & RAHARDJO, 1993):

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{Equação (2.13)}$$

Em que,

c' - Coesão efetiva do solo (condição saturada);

ϕ' - Ângulo de atrito efetivo do solo (condição saturada);

σ_f - Tensão normal total no plano de ruptura do talude;

u_a - Poro-pressão do ar;

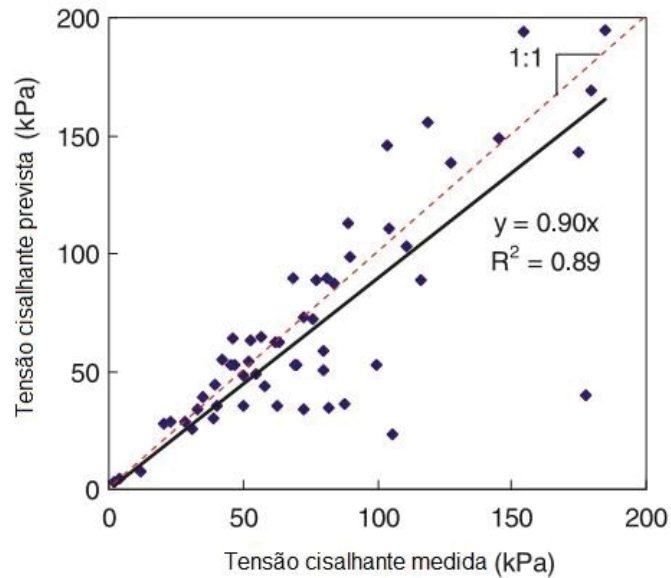
u_w - Poro-pressão da água;

ϕ^b - Ângulo que define o aumento da tensão cisalhante para um aumento da sucção matricial ($u_a - u_w$).

KIM & BORDEN (2011) analisaram a correlação da tensão cisalhante não saturada medida e prevista por meio de modelos empíricos consagrados na literatura (FREDLUND *et al.*, 1996; VANAPALLI *et al.*, 1996; KHALILI & KHABBAZ, 1998) em 15 diferentes tipos de solo, dentro de um intervalo de 0 a 200 kPa.

Os autores concluíram que para a análise de argilas com baixa plasticidade, todos os métodos empíricos apresentaram boa correlação, com os valores previstos relativamente menores que os medidos. Já para os solos arenosos, o comportamento é inverso, ou seja, as resistências previstas são maiores que as medidas. As análises em solos siltsosos apresentaram as menores correlações para os três métodos utilizados. Quando comparado todos os solos amostrados, o método de VANAPALLI *et al.* (1996) apresentou maior correlação geral com um R^2 de 0,89 (FIGURA 11).

FIGURA 11 - TENSÃO CISALHANTE MEDIDA VERSUS PREVISTA PARA TODOS OS SOLOS ANALISADOS POR MEIO DO MÉTODO VANAPALLI *et al.* (1996)



FONTE: Adaptado de Kim & Borden (2011).

A previsão de ϕ^b segundo VANAPALLI *et al.* (1996) relaciona o ângulo de atrito efetivo do solo com o grau de saturação residual (S_r) ou umidade volumétrica residual (θ_r), por meio da Equação 2.14 ou 2.15.

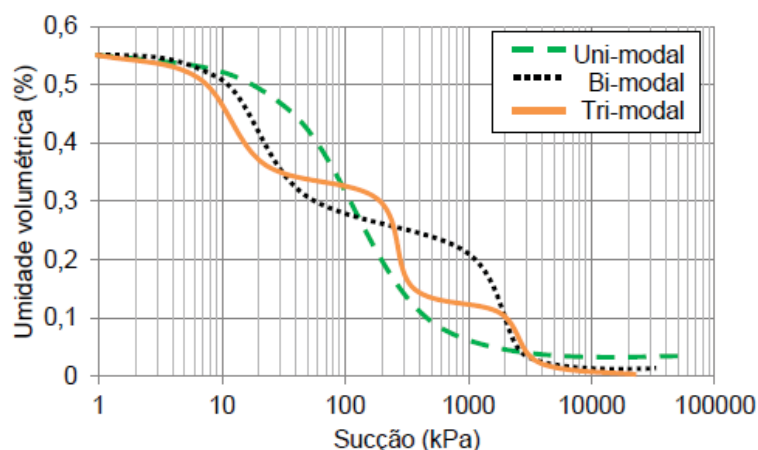
$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[(\tan \phi') \left(\frac{S - S_r}{100 - S_r} \right) \right] \quad \text{Equação (2.14)}$$

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[(\tan \phi') \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \quad \text{Equação (2.15)}$$

Vale ressaltar que as curvas de retenção de solos tropicais podem não apresentar o formato típico de curva uni-modal devido a particularidades quanto à estrutura e distribuição de poros, podendo ser bimodal ou tri-modal, como exemplificado na FIGURA 12 (FERREIRA, 2017).

Segundo GITIRANA & FREDLUND (2004), as curvas bimodais apresentam dois valores distintos de entrada de ar e de pontos de umidade residual. Dessa forma, os autores propõem uma curva que compreenderia quatro hipérbolas e a inserção de oito parâmetros representativos de curvas bimodais, incluindo o parâmetro "a", o qual é utilizado para gerar a nítida transição de curvatura na curva.

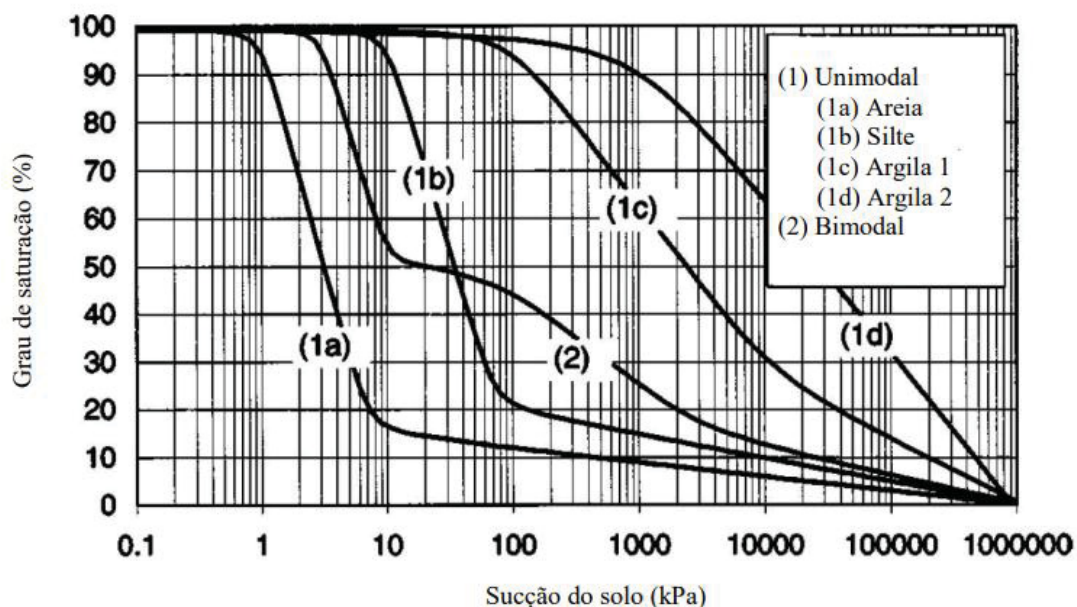
FIGURA 12 - FORMATOS DA CURVA DE RETENÇÃO



FONTE: Ferreira (2017)

A FIGURA 13 apresenta as curvas características de sucção em diferentes texturas e distribuição de poros nos solos. A curva 2 é típico de solos tropicais por apresentarem distribuição dos grãos descontínua.

FIGURA 13 - CURVAS CARACTERÍSTICAS DE SUÇÃO PARA VÁRIAS TEXTURAS DE SOLO

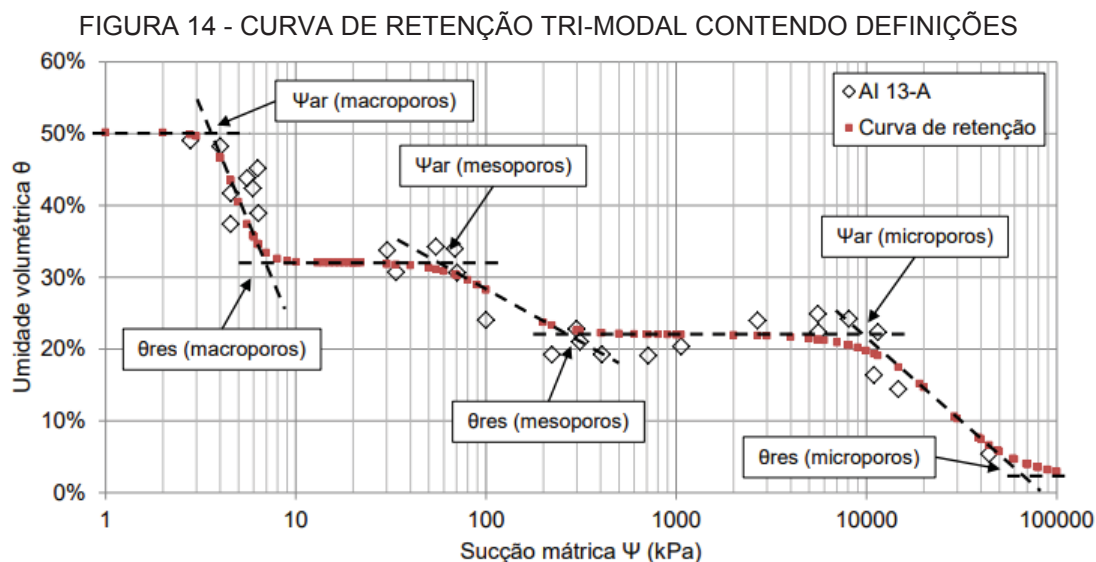


FONTE: Adaptado de Gitirana & Fredlund (2004)

FERREIRA (2017) ao estudar um talude rodoviário composto por solo residual no trecho da Serra do Mar observou a presença de dois patamares no material amostrado para a elaboração da curva de retenção, caracterizando-se por ser uma distribuição tri-modal dos poros. Dessa forma, a autora aplicou a equação

de formulação genérica conhecida por “Harris +c” e aplicado para cada uma das partes da curva.

A FIGURA 14 ilustra a curva de retenção obtida através de ensaios de papel filtro para o material com característica tri-modal.



FONTE: Ferreira (2017)

2.3.2 Modelagem empírica do processo de infiltração da água no solo

O processo de infiltração no meio não saturado pode ser descrito por meio de equações que analisam a frente de saturação do solo (Z_w). Esses modelos baseiam-se em procedimentos teóricos que parte dos critérios estabelecidos pelas leis de Darcy.

O problema com as equações mecanicistas de infiltração é a dúvida sobre como generalizar os resultados obtidos na escala de um talude, por exemplo, especialmente em relação as forças de sucção e a zona de saturação. Sendo assim, diversos pesquisadores estão desenvolvendo métodos com significativo progresso.

A Equação (2.14) foi proposta por LUMB (1975 *apud* KIM et al., 2004) para estimar a altura do nível freático baseando-se no grau de saturação inicial e final.

$$Z_w = \frac{K_s t}{n(S_f - S_0)} \quad \text{Equação (2.14)}$$

Sendo Z_w a frente de saturação do solo, K_s a permeabilidade do solo saturado, t indica a duração da chuva, n é a porosidade do solo, e S_0 e S_f são os graus de saturação inicial e final, respectivamente. No entanto, essa equação não se utiliza da intensidade da chuva e da magnitude da sucção matricial presente no solo. Sendo assim, a Equação (2.14) não é recomendada para problemas envolvendo infiltração ou chuva para solos não saturados (KIM *et al.*, 2004).

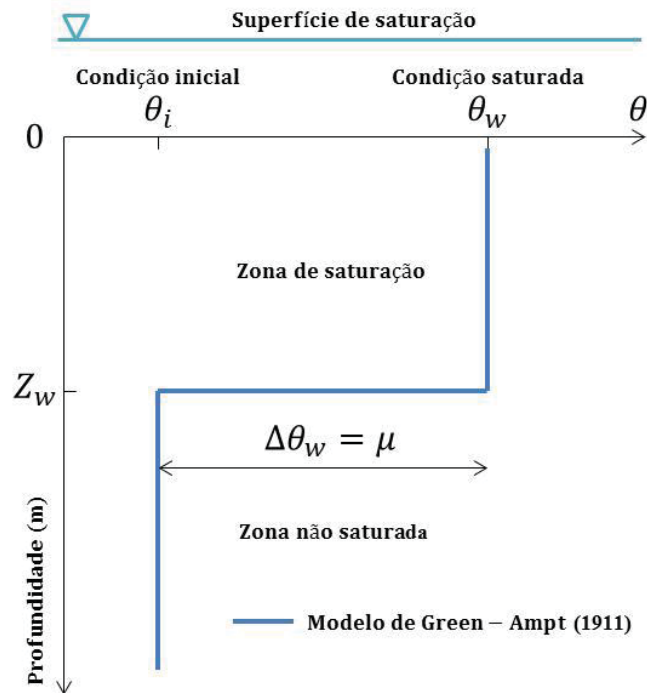
O modelo de Green-Ampt (1911), baseado nos princípios das leis de Darcy, originalmente foi elaborado para estudar a infiltração de um líquido nos poros do solo e vem sendo usado para prever o escoamento em bacias hidrográficas, infiltração decorrente de carga d'água não constante e condições limite de precipitação variável, além do processo de infiltração de chuva em zonas não saturadas.

Teoricamente, o modelo de Green-Ampt é baseado nos seguintes princípios: A superfície do solo é continuamente saturada; existe a presença de uma zona de saturação bem definida; a sucção matricial na zona de saturação não se altera com o tempo e/ou posição e acima da frente de saturação, a umidade e, consequentemente, a condutividade do solo são constantes.

O fundamento do modelo baseia-se no processo de saturação do solo superficial decorrente de um processo de infiltração, que faz com que a frente de saturação faça a sucção matricial sugar a água no solo não saturado abaixo, e assim ir em direção a esse solo.

O modelo de Green & Ampt (1911) foi desenvolvido com base em algumas premissas, como a existência de uma carga hidráulica constante na superfície do solo durante todo o processo de infiltração; a umidade na zona de transmissão (θ_t) atinge a saturação (θ_w); assim, a condutividade hidráulica nesta zona (K_t) equivale à condutividade hidráulica do solo saturado (K_s) e a formação de uma frente de umedecimento nítida e precisamente definida, sendo o potencial matricial nesta frente relativo à umidade inicial do solo ($\psi(\theta_i)$) e, com isto, a água penetra no solo abruptamente, resultando na formação de duas regiões bem definidas, em que a primeira contém o teor de água do solo saturado (θ_s) e a segunda o teor de água igual ao que possuía antes do início do processo (θ_i) caracterizando o denominado movimento tipo pistão (ZONTA *et al.* 2010). A FIGURA 15 ilustra o processo de saturação no solo em função do aumento da profundidade do solo.

FIGURA 15 - MODELO DE GREEN-AMPT PARA ZONA DE SATURAÇÃO DO SOLO



FONTE: Adaptado de Green & Ampt (1911)

Com o intuito de se trabalhar sob condições de precipitação, MEIN & LARSON (1973) integraram a equação proposta por Green-Ampt (GA), conforme a duração da chuva, a fim de determinar o tempo de empoçamento de água no solo desenvolvendo o modelo de Green-Ampt modificado por Mein & Larson (GAML), o qual fornece o total infiltrado, de acordo com a intensidade e duração da precipitação.

A taxa de infiltração do solo (v) é dada como sendo a taxa em que a água infiltra na superfície do solo. O modelo de Green-Ampt prediz que (MEIN & LARSON, 1973):

$$v = -K_s \frac{dh}{dz} \quad \text{Equação (2.15)}$$

Sendo $\frac{dh}{dz}$ o gradiente hidráulico do solo e K_s a sua respectiva condutividade hidráulica. Portanto:

$$v = -K_s \frac{h_f - h_0}{Z_f} \quad \text{Equação (2.16)}$$

Em que Z_f é a profundidade da zona de saturação do solo causado pela

precipitação. h_0 refere-se a altura hidráulica na superfície do terreno (sendo zero, a menos que a superfície do solo se torne empoçada)

Assumindo que $h_0 = 0$, então:

$$v = K_s \frac{|\psi_f| + Z_f}{Z_f} \quad \text{Equação (2.17)}$$

Ou seja, h_f referente a altura de pressão total na zona de infiltração, podendo ser expresso como a soma da sucção matricial nesta região (ψ_f) mais a própria profundidade da zona de saturação.

Logo, a profundidade da zona de saturação é relacionada com o acúmulo de água infiltrada no solo, sendo:

$$I = Z_f(\theta_w - \theta_i) \quad \text{Equação (2.18)}$$

Em que,

I – Lâmina infiltrada na camada (mm);

θ_w – Umidade saturada;

θ_i – Umidade inicial;

θ_i é relativo a relação volume de água/volume total antes e θ_w depois da saturação.

Rearranjando a equação (2.6) em função de Z_f e substituindo na equação (2.5), a taxa de infiltração $v(t)$, será:

$$v(t) = K_s + K_s \frac{|\psi_f|(\theta_w - \theta_i)}{I} \quad \text{para } t > t_p \quad \text{Equação (2.19)}$$

$$v(t) = P \quad \text{para } t \leq t_p \quad \text{Equação (2.20)}$$

Em que,

P – Precipitação (mm/hora);

t_p – Tempo que leva para que ocorra uma lâmina de água na superfície (hora);

A Equação (2.18) não apresenta o tempo como uma variável, ao invés disso, utiliza-se I , a quantidade acumulada de água que infiltrou. Sendo $v = dI/dt$, pode-se resolver a expressão da Equação (2.18) por meio de $I(t)$, como sendo:

$$t = t_p + \frac{1}{K_s} \left[I - I_p + |\psi_f|(\theta_w - \theta_i) \ln \left(\frac{|\psi_f|(\theta_w - \theta_i) + I_p}{|\psi_f|(\theta_w - \theta_i) + I} \right) \right] \quad \text{Equação (2.21)}$$

Em que,

I_p – Quantidade de água que infiltrou antes de se formar uma lâmina na superfície (mm);

t_p – Tempo necessário para que a água comece a empoeçar na superfície (hora).

Portanto, para a condição de que $t = t_p$ e $P > K_s$:

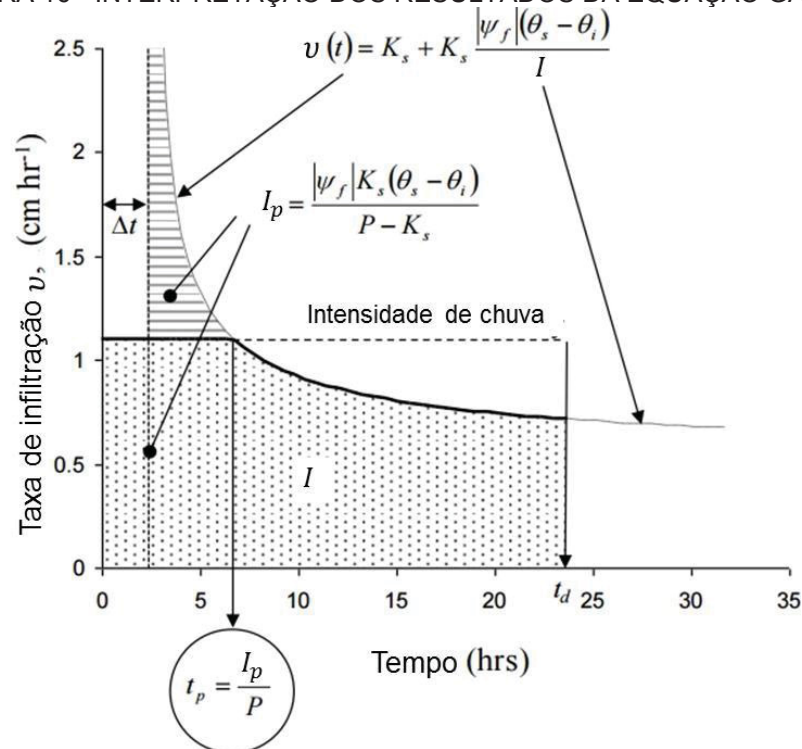
$$I_p = \frac{|\psi_f| K_s (\theta_w - \theta_i)}{P - K_s} \quad \text{Equação (2.22)}$$

Integrando a equação (2.8), tem-se:

$$t_p = \frac{I_p}{P} \quad \text{Equação (2.23)}$$

A FIGURA 16 ilustra graficamente a interpretação das equações do modelo de GAML. A linha tracejada corresponde a Equação (2.22) do modelo GAML, nota-se que para tempos de infiltração abaixo do tempo de ocorrência de empoeçamento de lâmina de água na superfície, a linha tracejada desvia consideravelmente da linha sólida, a qual hipoteticamente descreve o processo de infiltração.

FIGURA 16 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA EQUAÇÃO GAML



FONTE: Adaptado de Green & Ampt (1911)

De acordo com o modelo GAML, PRADEL & RAAD (1993) propuseram uma equação que considera a intensidade e duração da chuva, a porosidade do solo e a sucção. Sendo assim, o tempo necessário para a saturação do solo (T_w) até a profundidade do nível freático seria:

$$T_w = \frac{\mu}{k_s} \left[Z_w - \psi_f \cdot \ln\left(\frac{\psi_f + Z_w}{\psi_f}\right) \right] \quad \text{Equação (2.24)}$$

Sendo, μ é a porosidade do solo, dada pela relação do volume de poros (volume de vazios) dividido pelo volume total de solo, ψ_f é relativo à altura de sucção capilar, Z_w a profundidade do nível freático e k_s a condutividade hidráulica do solo.

A porosidade do solo (μ) pode ser expressa como a diferença entre a relação volume de água/volume total do solo antes (θ_i) e depois (θ_w) da saturação. A FIGURA 15 apresenta graficamente a formação da zona de saturação pelo processo de infiltração da água na superfície do terreno, nela a variação da taxa volumétrica de água se mantém constante acima e abaixo do nível freático. O efeito da condição

inicial de saturação do solo (θ_i) na porosidade do solo é significativa e tem grande influência no tempo de saturação (T_w) (PRADEL & RAAD, 1993).

De acordo com PRADEL & RAAD (1993), a primeira condição para a saturação do solo requer que a intensidade de chuva (I) deve ser maior que a taxa de infiltração (v) e a segunda condição requer que a precipitação mínima, dada pela intensidade de chuva em um período de tempo, tenha duração maior que T_w , que é o tempo necessário para a saturação do solo até a profundidade de Z_w . Logo:

$$T_w \geq T_{mín} \quad \text{Equação (2.25)}$$

$$I_{mín} \geq v \quad \text{Equação (2.26)}$$

Substituindo as condições das Equações (2.25) e (2.26) na Equação (2.24), tem-se:

$$I_{mín} = \frac{\mu}{T_{mín}} \left[Z_w - \psi_f \ln\left(\frac{\psi_f + Z_w}{\psi_f}\right) \right] \left(\frac{Z_w + \psi_f}{Z_w}\right) \quad \text{Equação (2.27)}$$

Em que, $I_{mín}$ é a mínima intensidade de chuva e $T_{mín}$ é a mínima duração da chuva, ambos fatores que influenciam no processo de saturação até a profundidade Z_w .

Nota-se na Equação (2.27) que os efeitos de evapotranspiração e fluxo superficial não são considerados, como parte do critério do modelo de Green-Ampt. Além disso, a equação assume que o solo está inicialmente não saturado, o talude é infinito e continuamente saturado pela ação da precipitação. Podendo então, explorar as relações existentes entre o nível freático, a sucção do solo e a duração e intensidade de chuva.

KIM *et al.* (2004) analisaram a profundidade da frente de saturação na estabilidade de taludes através da equação proposta por PRADEL & RAAD (1993) em comparação com um modelo numérico (SEEP/W), concluindo que, de fato, a sucção matricial tem papel importante na estabilidade dos solos estudados, além disso, a análise teórica no modelo modificado de Green-Ampt tende a subestimar a profundidade Z_w para os solos saturados típicos da Coréia do Sul.

O objetivo do trabalho foi estabelecer a aplicabilidade da equação teórica aos solos saturadas da Coréia do Sul. A zona de saturação calculada, usando a equação, foi comparada com a obtida no método dos elementos finitos. Foi descoberto que para valores de sucção menores que 80 cm, a equação teórica prediz valores menores de zona de saturação comparados com a análise numérica. Já, para valores maiores que 80 cm, a zona de saturação por meio da equação teórica era maior que aquelas inferidas pela análise numérica. Essa descoberta foi importante para se concluir sobre a aplicabilidade da equação proposta por PRADEL & RAAD (1993) para os solos saturados da Coréia do Sul, que tipicamente apresentam valores de sucção menores que 40 cm (<4 kPa) (KIM *et al.*, 2004).

CHEN & YOUNG (2006) analisaram os efeitos físicos causados pela inclinação de um talude no processo de infiltração através da utilização da equação modificada de GREEN-AMPT (1911) em superfícies inclinadas e a equação de Richards em modelagem numérica. Os autores concluíram que, para diferentes inclinações do talude em diferentes cenários de intensidade de chuva, pode ser visto um aumento da infiltração juntamente com taludes mais íngremes, concluindo também que a intensidade de chuva tem um impacto significativo no processo de infiltração da água no solo.

Atualmente, a aplicação da modelagem numérica é largamente conhecida e explorada por pesquisadores e profissionais da área de engenharia geotécnica. Para a aplicação de fluxo transiente em meio não saturado, muitos softwares se baseiam na equação de Richards, a qual é apresentada como (CHEN & YOUNG, 2006):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (D \nabla \theta) - \frac{dK}{d\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad \text{Equação (2.28)}$$

Em que,

θ – Umidade do solo (%);

D – Difusividade da água no solo (m²/s);

K – Permeabilidade do solo (m/s);

z – coordenada vertical espacial (m);

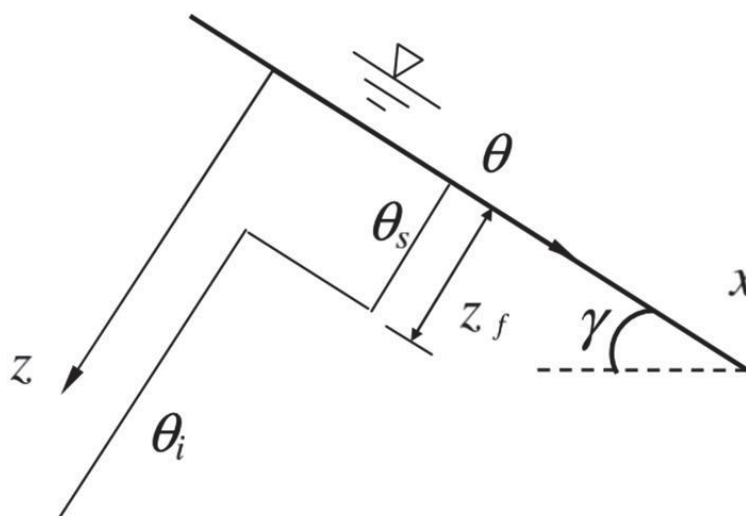
t – Tempo (s).

As coordenadas x e z são definidas na direção normal à inclinação do

talude, conforme ilustrado na FIGURA 17, dessa forma, para taludes inclinados a equação de Richards seria reescrita como:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (D \nabla \theta) - \frac{dK}{d\theta} \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \sin \gamma + \frac{\partial \theta}{\partial z} \cos \gamma \right) \quad \text{Equação (2.29)}$$

FIGURA 17 - MODELO DAS FUNÇÕES PARA FLUXO TRANSIENTE EM TALUDES INCLINADOS



FONTE: Adaptado de Chen & Young (2006)

2.4 ANÁLISE HIDROLÓGICA DE REGIMES DE CHUVA

Os fenômenos hidrológicos podem ser analisados estatisticamente visando à definição da probabilidade de certos eventos ocorrerem. O tratamento de um processo aleatório pressupõe inicialmente sua quantificação, sendo assim, o processo hidrológico utiliza-se de variáveis aleatórias hidrológicas.

As características principais da precipitação são o seu total, duração, distribuições temporais e espaciais (TUCCI, 2012).

A duração de um evento ocorre em um período de tempo contado do início ao fim da precipitação, a altura pluviométrica é uma medida obtida por meio de instrumentos (pluviômetros ou pluviógrafos) e é geralmente expressa em milímetros (mm), essa medida representa a lâmina d'água que se formaria em uma superfície horizontal como resultado de certa precipitação, caso não houvesse escoamento, infiltração ou evaporação da água da chuva. A intensidade de precipitação relaciona a altura pluviométrica e a duração do evento, já o período de retorno é o intervalo

médio, em anos, entre a ocorrência de uma chuva com uma determinada magnitude e uma de igual ou maior valor.

Os problemas de engenharia, relacionados com a hidrologia são, em sua grande maioria, consequências de chuvas de grande intensidade ou volume e da ausência de chuva em longos períodos de estiagem.

2.4.1 Curva IDF

As chuvas intensas são representadas pontualmente por relações entre as variáveis (volume precipitado ou intensidade, duração e frequência ou tempo de retorno) através de equações matemáticas conhecidas ou curvas IDF (intensidade, duração e frequência) ou curvas PDF (volume, duração e frequência) (SAMPAIO, 2011).

Nas curvas IDF, por meio da correlação de intensidade e durações de chuvas verifica-se que quanto mais intensa for uma precipitação, menor será sua duração, da mesma forma que quanto menor a frequência, maior será a intensidade.

As curvas podem ser obtidas por meio de observações de chuvas intensas durante um período de tempo suficientemente longo e representativo dos eventos extremos do local, com os dados sendo ajustados por equações genéricas que apresentam a seguinte formulação (TUCCI, 2012):

$$i = \frac{a \cdot Tr^b}{(t + c)^d} \quad \text{Equação (2.30)}$$

Em que,

i é a intensidade (mm/h);

Tr é o tempo de retorno em anos;

t é a duração da chuva (min);

a, b, c e d são os parâmetros que devem ser determinados para cada local.

Alguns trabalhos têm sido conduzidos visando à determinação de equações de chuvas intensas para diversas localidades do Brasil (FIORI *et al.*, 2012). O Programa PLUVIO 2.1, elaborado pelo Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa

contém um banco de dados de equações IDF, permitindo ainda a interpolação de parâmetros para localidades onde as curvas não estão disponíveis.

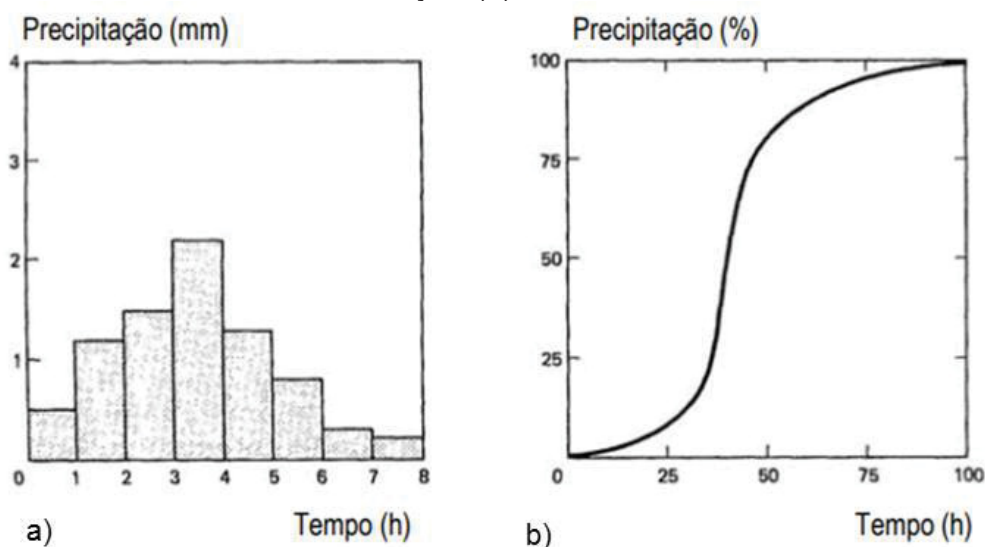
2.4.2 Método dos blocos alternados

O método dos blocos alternados é uma forma simples de desenvolvimento da forma de um ietograma a partir da curva de intensidade-duração-frequência. A forma do ietograma produzido por esse método especifica a altura de precipitação que ocorre em “n” intervalos de tempo sucessivos de mesma duração.

Para a utilização do método deve-se inicialmente selecionar o período de retorno do projeto, lendo-se na curva intensidade-duração-frequência a intensidade da precipitação para cada período de duração. Multiplica-se então a intensidade pela duração e tem-se a altura precipitada acumulada para cada intervalo de tempo. A diferença entre as alturas sucessivas será a precipitação no período estabelecido (CHOW *et al.*, 1988).

A discretização temporal de um acontecimento pluviométrico é fornecida por meio de diagramas dos sucessivos valores de precipitação. A FIGURA 18 apresenta os resultados referentes a utilização do ietograma de chuvas e a distribuição temporal adimensional da precipitação.

FIGURA 18 - IETOGRAMA DA PRECIPITAÇÃO (A); CURVA CUMULATIVA DA PRECIPITAÇÃO (B)

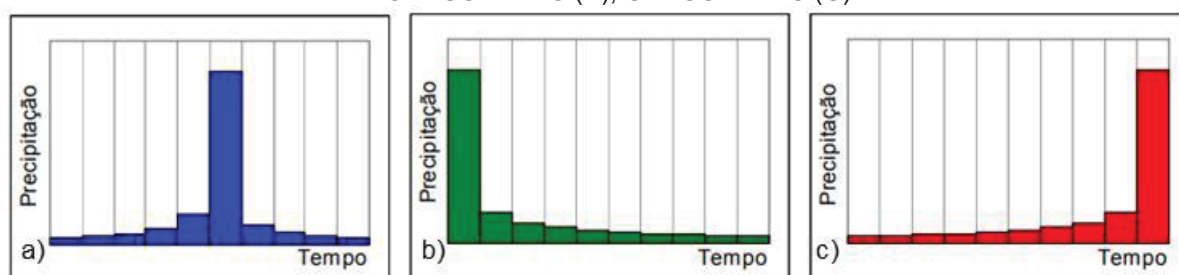


FONTE: Adaptado de Portela *et al.* (2000)

Um dos padrões de reorganização dos sucessivos incrementos de

precipitação é normalmente designado por padrão de blocos alternados e admite que a maior quantidade de precipitação no incremento de tempo considerado, Δt , ocorre sensivelmente a meio da duração do acontecimento pluviométrico. As restantes parcelas de precipitação em Δt são ordenadas por ordem decrescente e dispostas sequencialmente e de modo alternado em torno daquele bloco central. A reorganização temporal das parcelas de precipitação pode também ser concretizada com recurso a padrões de blocos decrescentes ou de blocos crescentes baseados, os primeiros, na ordenação decrescente das sucessivas parcelas de precipitação em Δt e, os segundos, na ordenação crescente das mesmas parcelas (FIGURA 19) (PORTELA *et al.*, 2000). O método dos blocos alternados satisfaz fielmente às relações da curva IDF.

FIGURA 19 - ORDENAÇÃO DOS IETOGRAMAS DE BLOCOS ALTERNADOS: ALTERNADOS (A); DECRESCENTES (B); CRESCENTES (C)



FONTE: Adaptado de Portela et al. (2000)

2.5 INSTRUMENTAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E INVESTIGAÇÃO DE CAMPO PARA REFINAMENTO DE INFORMAÇÕES GEOTÉCNICAS

A instrumentação geotécnica e o monitoramento da estrutura são meios de se obter dados que possam contribuir para a tomada de decisão dos engenheiros, nos diferentes estágios do projeto. Não apenas para ocorrência de rupturas no maciço das encostas, mas também em relação a sinais provenientes de um provável rompimento e fornecimento de parâmetros do solo constituinte da encosta na obtenção de análises determinísticas e probabilísticas relativo aos riscos inerentes.

O uso de instrumentação geotécnica não é meramente a seleção de instrumentos, mas a compreensão passo-a-passo do processo de engenharia, começando com a definição do objetivo e terminando com a análise dos dados para

a tomada de decisão. Cada passo é essencial para o sucesso ou falha do programa como um todo, e o processo de engenharia envolve a combinação da capacidade dos instrumentos e pessoas (DUNNICLIFF, 1993).

Conforme especificado no DGS (2004), na estabilidade de taludes, a instrumentação pode ser utilizada para a investigação do local, a verificação do projeto, a segurança e execução da obra.

A investigação do local se caracteriza pela utilização dos instrumentos para caracterizar as condições iniciais do local de estudo. Entre os parâmetros do solo mais comuns podem-se encontrar a poropressão, permeabilidade do solo e verificação da estabilidade de taludes ou encostas.

A verificação do projeto refere-se à verificação das suposições do projeto e conferir que o desenvolvimento está sendo executado como o previsto. Para isto, os dados dos instrumentos da fase inicial do projeto podem revelar a necessidade ou a oportunidade de modificar este nas fases posteriores.

Quanto a segurança da estrutura, a instrumentação pode fornecer aviso antecipado de falhas iminentes, visando dar tempo para a eventual evacuação da área e para implementar medidas corretivas. O monitoramento da segurança exige uma rápida coleta, processamento e apresentação de dados, de modo que as decisões possam ser feitas imediatamente.

Na execução, os instrumentos são utilizados para monitorar o desempenho em serviço de uma estrutura. Como no caso de movimentos dentro de uma encosta podem oferecer uma indicação do desempenho de um sistema de drenagem ou contenção instalado numa encosta estabilizada.

O valor da instrumentação não está associado apenas às obras que apresentam comportamentos não previstos, indicando a necessidade de medidas reparadoras ou acerto das hipóteses de projetos, mas também à indicação da ocorrência de condições seguras, mesmo em face das solicitações extremas atuantes ou discordância das hipóteses de cálculo com a realidade (CRUZ, 2005).

O monitoramento geotécnico caracteriza-se por permitir um controle operacional dos instrumentos e da estrutura analisada, além de contribuir para um entendimento do comportamento geotécnico e a correlação com os parâmetros analisados, poropressão, pluviosidade, recalque, dentre outros.

Reconhece-se que o principal mecanismo de instabilização das encostas

não saturadas é a ocorrência da infiltração da água no solo, a qual está associada a precipitação pluviométrica, possibilitando a formação da frente de umedecimento, gerando a redução da coesão efetiva do solo e conseqüentemente a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo (JESUS *et al.*, 2006). Portanto, monitorar o processo de infiltração da água e o nível de água no solo torna-se de grande relevância para os estudos de processos de instabilização. (ROCHA, 2011).

Acredita-se que o monitoramento dos processos hidrológicos representa etapa fundamental visando a compreensão dos mecanismos capazes de favorecerem as rupturas nas encostas permitindo, em última análise, o desenvolvimento e efetivo uso de modelos de previsão a deslizamentos nas encostas (FERNANDES *et al.*, 2001).

Os instrumentos podem medir grandezas de pressão neutra, nível d'água, além de sua utilização ser possível tanto em solos quanto rochas. Ao se instrumentar deve-se acompanhar de um plano eficiente de inspeções visuais e outros sistemas de observações.

A instrumentação comumente utilizada para monitorar o nível de água e da poropressão em uma encosta são os piezômetros e medidores de nível de água (AGUIAR *et al.*, 2005).

- Piezômetros:

Mudanças no estado de tensões de um solo resultam em deformações ou até ruptura do solo. As deformações e rupturas podem ser decorrentes, por exemplo, de variações do nível do lençol freático e, conseqüentemente, das poropressões existentes no subsolo. Em geral, este parâmetro pode ser medido de duas maneiras: com a execução de poços de observação ou piezômetros abertos e com a execução de piezômetros de tubo fechado (SESTREM, 2012).

Piezômetros são equipamentos que têm a função de monitorar a pressão de água presente nos poros dos solos, fornecendo a carga de pressão positiva no ponto (cota) em que foram instalados (SILVEIRA, 2006).

O piezômetro mais comumente utilizado em obras geotécnicas é o de tubo aberto ou "*standpipe*", podendo ser ilustrado na FIGURA 20.

FIGURA 20 - ILUSTRAÇÃO DE PIEZÔMETRO *STANDPIPE*

FONTE: Silveira (2006).

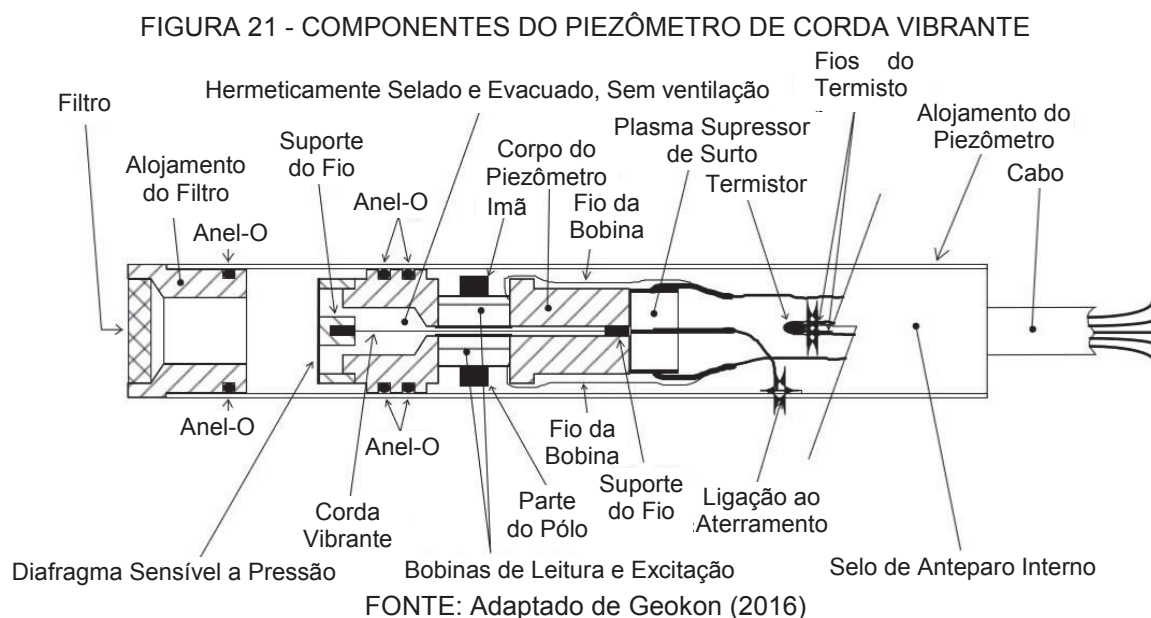
O piezômetro de tudo aberto apresenta algumas limitações, pois tem alto tempo de resposta quando associado a materiais de baixa permeabilidade, como por exemplo, a argila (CRUZ, 1996).

O diâmetro do tubo deve ser diretamente proporcional à permeabilidade do solo, sendo, portanto, os menores diâmetros utilizados em solos com baixa permeabilidade (HUNT, 2005). Associado à obtenção da coluna de água, pode-se também inferir a respeito de uma estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo próximo ao instrumento, caracterizando-se como um equipamento de baixo custo.

Quando há a necessidade de leitura remota dos instrumentos e se deseja proceder à automatização da instrumentação, utilizam-se os instrumentos dotados de transdutores de corda vibrante, que apresentam a vantagem da grande sensibilidade e precisão (SILVEIRA, 2003).

A técnica de medição com o uso de corda vibrante foi desenvolvida por volta do ano de 1930 na França pela Telemac e na Alemanha pela Maihak, (SILVEIRA, 2006). O princípio de funcionamento desse instrumento baseia-se na pressão intersticial da água que é transmitida através da pedra porosa para um diafragma interno, cuja deflexão é medida por um transdutor de corda vibrante instalado

perpendicularmente ao plano do diafragma, conforme apresentado na FIGURA 21 (DUNNICLIFF, 1988).



- Pluviógrafos:

Para as condições climáticas do Brasil, onde a absoluta maioria da precipitação cai sob a forma de chuva (mais de 99%), mede-se convencionalmente a precipitação, pontualmente, por meio de aparelhos chamados pluviômetros e pluviógrafos (SANTOS *et al.*, 2001). Algumas estações medem ainda temperatura, radiação solar, intensidade e direção dos ventos, sendo então denominadas estações meteorológicas (SESTREM, 2012).

VICTORINO *et al.* (2015) após estudar a concepção de uma rede de pluviógrafos, evidenciou a importância de se monitorar volumes precipitados ao longo de diferentes altitudes em regiões da Serra do Mar devido à complexidade do regime pluviométrico local.

Destacam-se como dispositivos de medição direta de chuva os pluviômetros e pluviógrafos. O pluviômetro é um aparelho contendo uma superfície de captação horizontal e um reservatório para acumular a água recolhida ligado a esta área de captação. Diferentemente do primeiro, os pluviógrafos são aparelhos que registram o volume de água precipitada por unidade de tempo automaticamente (VICTORINO *et al.*, 2015).

Os principais tipos de pluviógrafos são: caçambas basculantes, pluviógrafos de peso e o pluviógrafo de flutuador. O pluviógrafo tipo caçamba basculante é formado por uma caçamba dividida em dois compartimentos, arranjados de modo que, quando um deles enche, a caçamba báscula esvazia e deixa o outro em posição de enchimento (DULNIK, 2006).

2.5.1 Utilização de ensaios não destrutivos - Geofísica

A geofísica baseia-se no estudo da estrutura, composição, propriedades físicas e dinâmicas da terra. Investigando fenômenos elétricos, térmicos, magnéticos, gravitacionais e sísmicos do planeta, em escala relativamente pequena. É considerada uma ferramenta importante para pesquisas de caráter geotécnico, tanto no período anterior as sondagens, contribuindo para a determinação dos melhores locais para a realização de perfurações, como para o período posterior as sondagens, como contribuinte dos alvos estudados.

As investigações das ocorrências geológicas de interesse são importantes na resolução de problemas práticos, como a prospecção de petróleo, a localização de zonas favoráveis à circulação de águas subterrâneas, a prospecção mineral e, em particular, no que diz respeito a implementação de obras de engenharia civil.

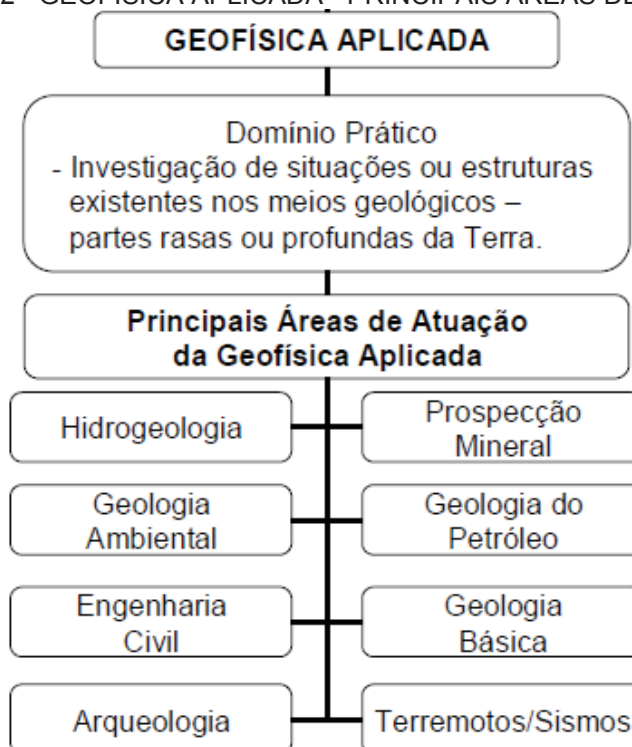
A geofísica aplicada é baseada em técnicas físicas e matemáticas, envolvendo a aplicação da teoria e instrumentação geofísica, que visam a observação do subsolo, tais como exploração de petróleo, águas subterrâneas, maciços rochosos, dentre outros, para a investigação de situações ou estruturas existentes nos meios geológicos.

A FIGURA 22 apresenta as principais áreas de atuação da geofísica aplicada. Pode-se notar a presença da geofísica em estudos ambientais, como por exemplo, a contaminação do solos e rochas, através de contaminantes orgânicos e inorgânicos, tais como os resultantes de resíduos de aterros sanitários e/ou vazamentos de combustíveis (BRAGA, 2006). Vários métodos geofísicos têm sido utilizados em estudos aplicados à Hidrogeologia, Geologia ambiental, Prospecção mineral, Geologia na engenharia, dentre outros.

Destaca-se as possibilidades da geofísica aplicada no controle das alterações provocadas pelo homem no meio ambiente geológico, o qual seria baseada nas investigações das deformações dos campos físicos e propriedades da

litosfera.

FIGURA 22 - GEOFÍSICA APLICADA - PRINCIPAIS ÁREAS DE ATUAÇÃO



FONTE: Adaptado de Braga (2006).

Quanto as principais áreas de atuação da geofísica aplicada, na parte geológica é possível fazer a determinação da geometria do contorno do topo rochoso em subsuperfícies, mapeamentos de blocos de rochas (matacões) e fraturas em subsuperfícies, além de zonas de falhas no interior do maciço rochoso, identificação de contatos litológicos e determinação de diversas propriedades do solo (porosidade, condutividade hidráulica e propriedades físico-químicas).

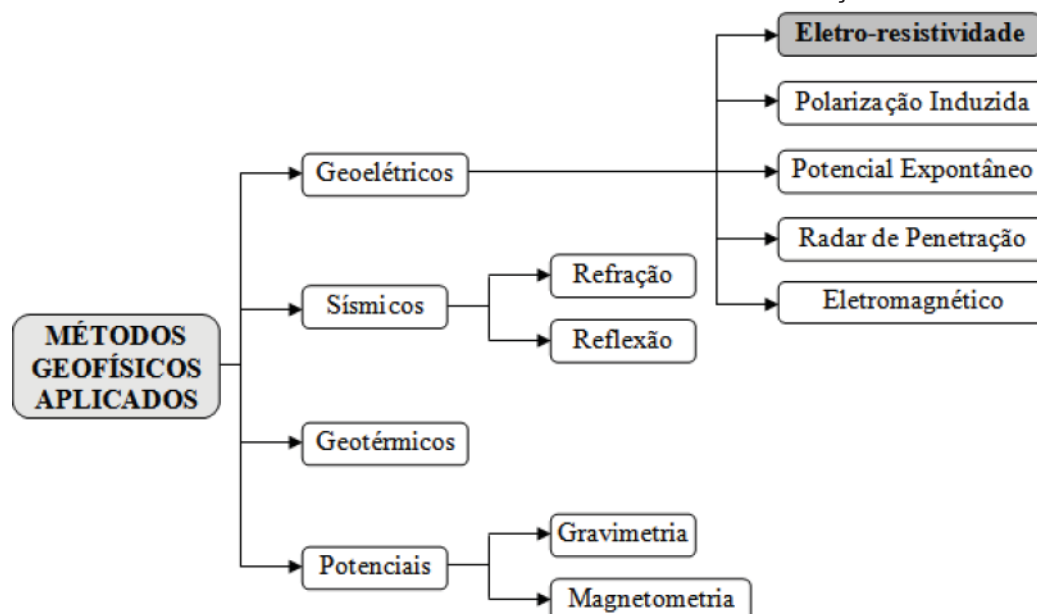
Na engenharia civil, a aplicação em mapeamentos de interferências anisotrópicas, como tubulações enterradas e na hidrogeologia pode-se prever a determinação do nível freático.

A FIGURA 23 apresenta os métodos geofísicos de prospecção, no que tange os principais métodos, destacam-se os métodos de eletrorresistividade, polarização induzida e radar de penetração no solo, como sendo as mais utilizadas e importantes.

A principal propriedade física investigada por estes métodos é a resistividade elétrica ou o seu inverso, a condutividade elétrica. As investigações geoeletricas tem por objetivo a determinação da distribuição das resistividades (ou condutividades)

em subsuperfície.

FIGURA 23 - MÉTODOS GEOFÍSICOS DE PROSPECÇÃO



FONTE: Braga (2001) *apud* Costa (2008).

A eletoresistividade baseia-se na determinação da resistividade elétrica dos materiais, tendo sido utilizado nos mais variados campos da geologia, hidrogeologia, geotecnia, geologia ambiental, dentre outros (PUPIM & MIRANDA, 2015).

O princípio da eletoresistividade consiste na aplicação de uma corrente elétrica no solo por meio de um par de eletrodos, os padrões de fluxo subsuperficial de corrente refletem a resistividade da subsuperfície. Esses padrões de corrente podem ser mapeados na superfície através de outro par de eletrodos que mede as variações de voltagem. Essas voltagens representam a medida da energia que deve ser despendida para a passagem da corrente através do meio geológico, associadas, portanto, com a resistividade elétrica dos materiais constituintes do terreno.

Através da eletoresistividade é possível obter de forma indireta os valores de resistividade elétrica das camadas geológicas de subsuperfície, bem como estimar a litologia, a profundidade e a espessura desses estratos. Sendo as duas principais metodologias para esse tipo de levantamento geofísico a técnica da Sondagem Elétrica Vertical (SEV) e de Caminhamento Elétrico (CE). Cabe ressaltar ainda, que normalmente os custos dos equipamentos geofísicos de

eletrorresistividade - eletrorresistivímetros, são considerados os mais baixos no mercado, possibilitando mais facilmente suas aquisições.

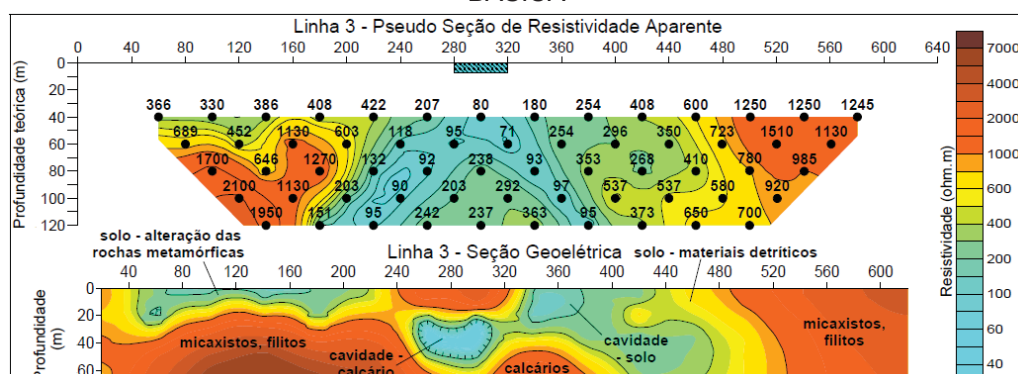
A técnica de caminhamento elétrico se baseia na análise e interpretação de um parâmetro geoeletrico, obtido a partir de medidas efetuadas na superfície do terreno, investigando, ao longo de uma seção, sua variação na horizontal, a uma ou mais profundidades determinadas, fornecendo resultados por meio de mapas e seções (BRAGA, 2006).

O imageamento geoeletrico, também conhecido como Tomografia Elétrica, é baseada na técnica de caminhamento elétrico e consiste no estabelecimento de dois pontos de injeção de corrente elétrica no solo, chamados de polos/eletrodos de corrente, e pontos diversos para medição da diferença de potencial causada pela corrente, chamados de polos/eletrodos de potencial. Cada par de eletrodos é chamado de dipolo e sua disposição ao longo da superfície determina o chamado arranjo de leitura.

O imageamento geoeletrico pode ser aplicado na identificação de contatos geológicos verticais e inclinado, fraturamentos, falhamentos, plumas de contaminação, caracterização estrutural e estratigráfica, identificação do aquífero, dentre outras feições, as quais podem ser relacionadas e associadas a diferentes tipos de estruturas presentes em subsuperfície.

A FIGURA 24 apresenta um exemplo de aplicação de caminhamento elétrico para um entendimento da estrutura geológica, através de uma seção elétrica, podendo-se, neste caso, observar a identificação de anomalias condutoras. No intuito de facilitar a visualização das informações obtidas, associam-se os valores de resistividade a uma escala cromática por intervalos definidos.

FIGURA 24 - APLICAÇÃO DE CAMINHAMENTO ELÉTRICO PARA OBTENÇÃO DE GEOLOGIA BÁSICA



FONTE: Braga (2006).

O método de polarização induzida ou residual (IP), também é denominado de sobretensão, é aplicada na prática como uma variação de voltagem em função do tempo ou frequência, denominado, respectivamente de Domínio do tempo e da frequência. Este método foi aplicado em estudos hidrogeológicos, buscando-se estimar a permeabilidade hidráulica de um aquífero, podendo ser utilizado também em investigações geológicas, geotécnicas, prospecção mineral e ambiental.

Este fenômeno pode ser utilizado, na prática, na prospecção de minerais metálicos condutores (condutibilidade eletrônica), os quais não precisam apresentar uma boa continuidade elétrica. O fenômeno de polarização induzida é tão mais intenso quanto menor a continuidade elétrica entre os grãos minerais. As mineralizações finamente disseminadas em uma rocha fornecem respostas muito intensas e isto constitui a grande vantagem da polarização induzida com relação aos outros métodos geoeletricos, tais como, eletrorresistividade e eletromagnético (BRAGA, 2006).

BORNER *et al.* (1996 *apud* BRAGA, 2006), ao aplicar a técnica de polarização induzida, constatou que as propriedades elétricas e hidráulicas de um material geológico são governadas pela geometria do espaço-poro e pela relação das microestruturas do espaço poroso.

O método do radar de penetração do solo é composto por um aparelho portátil operando com elevadas frequências, sendo utilizado na obtenção de perfis sísmicos de forma análoga ao método reflexivo.

O radar pode ser utilizado com êxito na detecção de estruturas geológicas ocultas por coberturas pouco espessas de terreno, em pavimento ou de paredes em contato com o terreno e podem permitir a localização de vazios naturais, de zonas onde ocorreram colapsos ou de canalizações enterradas, de fraturas, estratificações, falhas, dentre outros.

A aplicação do Radar de penetração no solo (GPR) tem sido utilizada para resolver muitos problemas nos quais a resolução requerida é métrica, em uma faixa de 1-30 m de profundidade, como por exemplo, na geotecnia, estratigrafia, descontinuidades do solo, aspectos pedológicos percolação de água, dentre outros (ARANHA *et al.*, 2005).

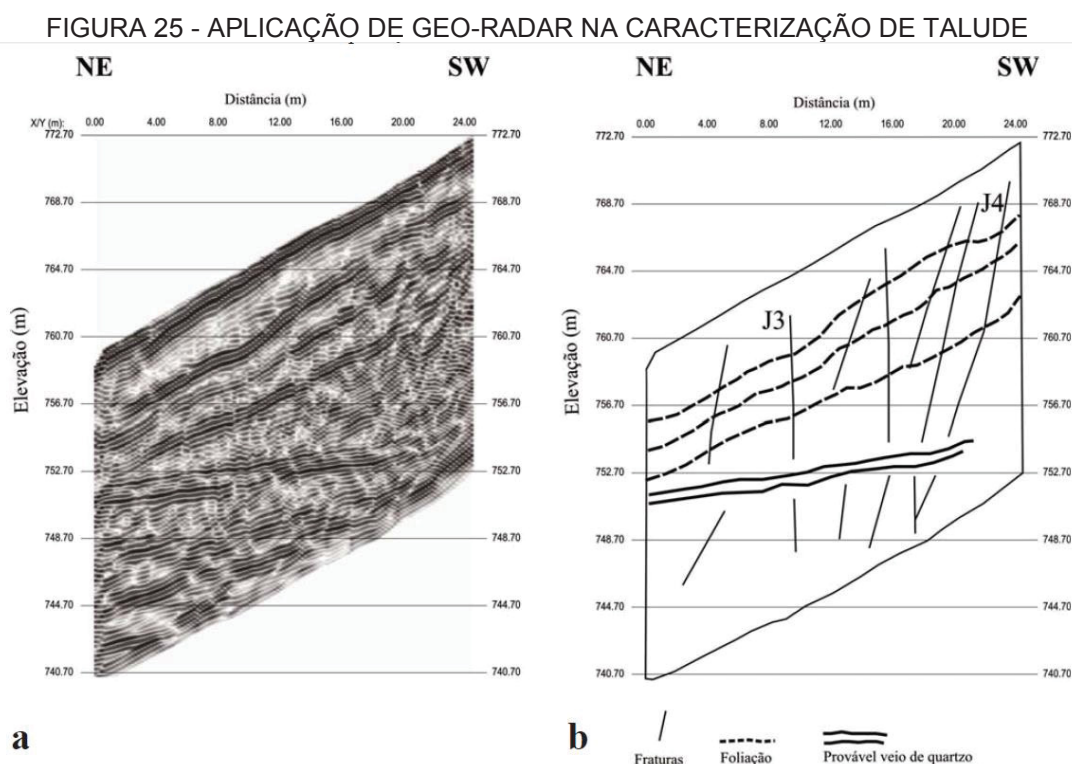
A utilização de Geo-radar, em trabalho realizado por ARANHA *et al.* (2005),

teve a finalidade de identificar contatos entre os depósitos de tálus e maciços, a espessura dos depósitos, a profundidade e a geometria das superfícies de rupturas existentes, a intensidade e orientações das descontinuidades presentes nos maciços rochosos em profundidade. A análise dos dados geofísicos, juntamente com informações das outras investigações geológicas e geotécnicas realizadas, possibilitou a identificação dos principais fatores condicionantes e mecanismos de ruptura atuantes na estabilidade de taludes.

A FIGURA 25 ilustra o resultado de um radargrama em seção transversal de talude específico, sendo possível gerar um perfil de interpretação por meio da identificação de fraturas, foliações e prováveis veios de quartzo.

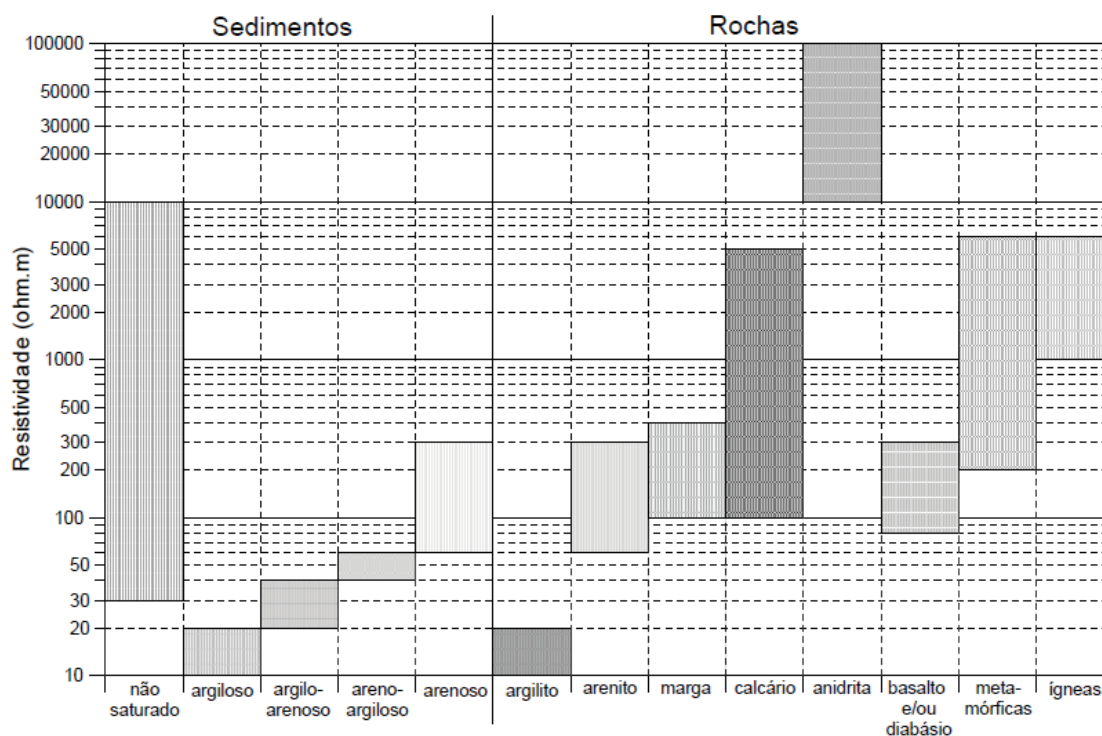
Como meio de caracterização da geologia de taludes, pode-se empregar também o levantamento por meio de resistividade elétrica, através de um deslocamento do arranjo de eletrodos e cabos sobre a superfície do terreno em uma área previamente definida. Gerando assim, perfis e seções de caminhamento elétrico, distribuídas ao longo da área de interesse.

Através dos resultados de resistividade, pode-se inferir o tipo de solo/sedimento e/ou rocha presente dentro da faixa de variação nos valores obtidos (FIGURA 26).



FONTE: Aranha *et al.* (2005).

FIGURA 26 - FAIXAS DE VARIAÇÃO NOS VALORES DE RESISTIVIDADE - SOLO/SEDIMENTO E ROCHA



FONTE: Braga (2006).

A utilização de métodos geofísicos pode ser afetada por diferentes fatores e pode causar, ao mesmo tempo, dificuldade de interpretação das medições.

A seguir serão listados fatores que podem interferir no ensaio geofísico:

- Contato entre o solo e os eletrodos:

Do ponto de vista dos aspectos técnicos, erro sistemático devido a um mau contato dos eletrodos ou da média de ruído pode ser evitado através da realização de medições replicadas (ou seja, a inversão dos eletrodos atuais e potenciais positivos e negativos) (SAMOUËLIAN *et al.*, 2005).

- Calibração:

Em ensaios geofísicos pela técnica da sondagem elétrica vertical, é importante, tanto na interpretação dos dados obtidos, como na redução das ambiguidades do modelo geoeletrico final, a execução de algumas SEV's de calibração, tal como ensaios executados junto a furos de sondagens mecânicas que contenham descrições geológicas confiáveis, visando obter uma perfeita modelagem dos dados de campo com os dados geológicos (BRAGA, 2006).

A calibração dos métodos geofísicos não é necessariamente vista como uma limitação, pois, assim como outros ensaios de investigações geotécnicas, este

procedimento faz parte da garantia de controle de qualidade dos resultados obtidos.

- Duração do tempo de medição:

Para manter as vantagens dos métodos não destrutivos, devem-se escolher os métodos que permitem que um efeito estritamente reversível. Este requisito é particularmente importante quando o monitoramento de processos de transferência tais como água ou transporte de soluto. O tempo de técnica de aquisição de resistividade elétrica tem de ser instantânea em relação ao tempo de transporte (SAMOUËLIAN *et al.*, 2005).

- Adequação entre a heterogeneidade e configuração (Susceptibilidade à heterogeneidade geológica):

Os métodos/técnicas geofísicos podem apresentar limitações nas profundidades de investigação. Tais limitações práticas podem ser do tipo: camadas resistivas (refrator) - sísmicas de refração ou camadas muito condutivas – GPR; as quais podem limitar as investigações dessas metodologias. Isso já não ocorre na SEV-ER, onde, independentemente da sequência estratigráfica, pode alcançar grandes profundidades.

Na Hidrogeologia, as profundidades solicitadas visando à captação de águas subterrâneas, de um modo geral, situam-se entre 100 e 500 metros. Portanto, a técnica a ser utilizada não pode apresentar limitações, principalmente, quando envolve grandes profundidades, sendo a técnica da SEV – Schlumberger, superior às demais, tanto na resolução quanto na penetração (BRAGA, 2006).

- Processo de inversão e não singularidade da solução:

Como a resistividade é função da composição mineralógica do solo, porosidade, umidade, tamanho e forma das partículas sólidas e grau de cimentação, conteúdo de água (quantidade e natureza dos sais dissolvidos), materiais com propriedades de engenharia muito diferentes podem ter a mesma resistividade. Portanto, correlações entre diferentes localizações podem não ser possíveis.

A localização do nível d'água limita a profundidade para os estudos, pois a condutividade aumenta rapidamente em materiais saturados e torna a diferenciação entre horizontes impossível. Dessa maneira, a diferenciação entre estratos pode não ser possível em locais onde o material adjacente tem resistência extremamente alta.

Em sistema com múltiplas camadas, a interpretação deve ser confirmada por correlações com dados de sondagens e, em geral, a resistividade elétrica deve ser considerada como método exploratório preliminar.

- Ruídos anisotrópicos:

Os métodos geofísicos requerem grande arranjo superficial de fios e bons contatos entre os eletrodos e as camadas superficiais e podem ser afetados por ruídos elétricos e eletromagnéticos, o que vem a interferir nos resultados de ensaio.

Ao utilizar os dados de resistividade e cargabilidade em conjunto, têm-se enormes vantagens sobre apenas a resistividade, pois no subsolo, podem ocorrer camadas com respostas "IP" que não necessariamente correspondam a camadas de resistividade, podendo ser identificadas.

Entretanto, para reduzir as ambiguidades, são fundamentais, a qualidade dos dados de campo, o conhecimento geológico da área estudada, a familiaridade do intérprete com os princípios teóricos básicos do método e técnica utilizados, bem como sua experiência.

Cabe ressaltar ainda que, o modelo geoeletrico final reflete variações do parâmetro físico obtido com a profundidade, a partir de investigações efetuadas na superfície do terreno, de forma indireta, estando sujeito a imprecisões de acordo com a teoria da metodologia geofísica desenvolvida. O erro do modelo final, em condições normais de trabalho, pode ser tomado como 10% (ORELLANA, 1972 *apud* BRAGA, 2006).

3. ÁREA DE ESTUDO – LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

O talude estudado encontra-se na região da Serra do Mar, trecho entre os estados de Paraná e São Paulo na rodovia Régis Bittencourt, localizado no km 552+000 (Pista Norte), na região geológica da Serra Pelada, conforme ilustrado na FIGURA 28. Este local é um ponto de interesse, pois apresentou processos de deslizamentos pretéritos e em sua base é presente uma obra de arte especial (viaduto), o qual, em virtude de movimentos futuros do talude, poderia causar prejuízos econômicos e sociais significativos por tratar-se de uma rodovia que interliga grandes centros urbanos e de escoamento de cargas (FIGURA 29).

A FIGURA 27 apresenta o mapa geológico da região de estudo, o trecho da rodovia que corta a Serra Pelada é composto predominantemente pela formação denominada Granito Alto Turvo. Trata-se de uma rocha de granulometria fina a média e localmente grosseira, equigranular, de cor rósea a levemente amarronzada, com 5 - 15% de minerais máficos disseminados, dominados por biotita e hornblenda. Localmente, ocorrem porções com textura rapakivi. Como característica principal, o granito apresenta-se fraturado, mas sem exibir um padrão regular. Em algumas encostas podem ser observados matacões de tamanhos e formas diversificadas e que podem colocar em risco alguns trechos da rodovia, em caso de desprendimento e rolamento dos mesmos.

O taludo apresenta altura de 232 metros e inclinação de 45°, sendo possível notar algumas cicatrizes que indicam a ocorrência de movimentos pretéritos (rastejo) ao longo do mesmo.

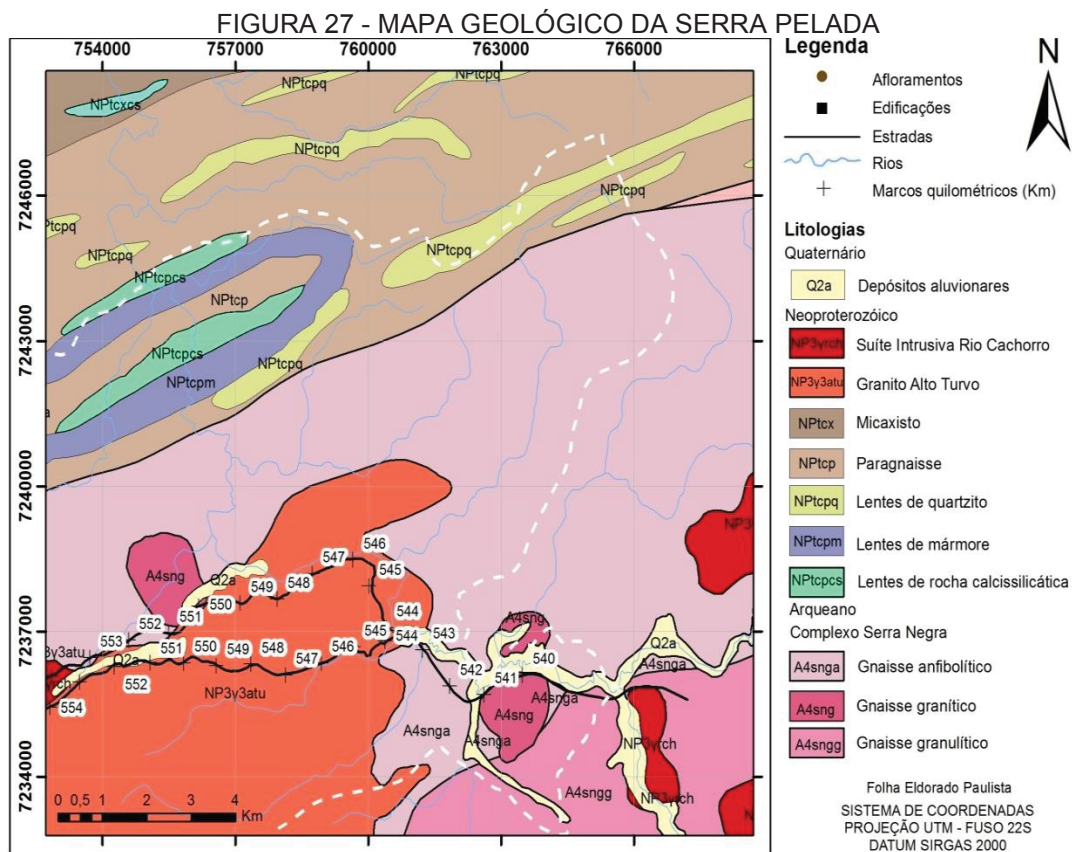
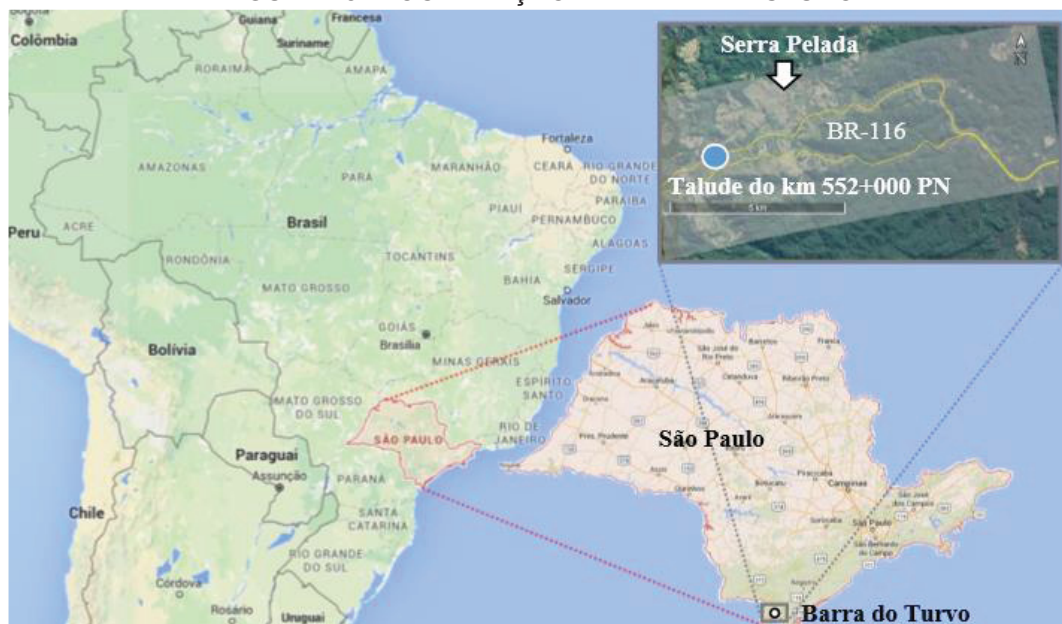


FIGURA 28 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: Pontes (2017)

FIGURA 29 - VISTA DO TALUDE EM ESTUDO



FONTE: A autora (2017).

O talude apresenta alguns movimentos de fluxo lento de terra, ou seja, escoamentos (rastejo), causados por tensões de cisalhamento internas suficientes para causar deformação, mas insuficientes ao ponto de causar rupturas. A inclinação do gabião próximo ao pé do talude indica a ocorrência dessas movimentações de massa (FIGURA 30).

FIGURA 30 - GABIÃO INCLINADO PRÓXIMO AO PÉ DO TALUDE NO KM 552+000 PN



FONTE: A autora (2018).

A área de interesse (Serra Pelada) faz parte da Bacia Hidrográfica do Rio Ribeira de Iguape e Litoral Sul, localizada na porção ao sul do estado. Caracterizada

por um desenvolvimento aproximadamente paralelo à orla marítima, a bacia delimita-se a sudoeste com o estado do Paraná, ao norte com a Bacia Alto Paranapanema, Sorocaba e Médio Tietê, a nordeste com o Alto Tietê e Baixada Santista e a leste com o Oceano Atlântico. Segundo a classificação climática de Köppen-Geiger, o clima nessa região enquadra-se principalmente no tipo Cfa (subtropical úmido com verão quente), que corresponde a 50% da bacia, 45% no tipo Cfb (subtropical úmido com verão fresco) e 5% no tipo Af (tropical úmido sem estação seca) (SSESP, 2010).

A caracterização geológico-geotécnica buscou um entendimento da composição litológica e análise estrutural do maciço estudado, por meio de ensaios diretos e indiretos que fornecessem parâmetros geotécnicos representativos do talude e alimentem, com significativa veracidade, a modelagem numérica desenvolvida para o modelo proposto.

A definição e entendimento dos parâmetros de projeto para a análise de estabilidade de taludes é fundamental, em especial os parâmetros de resistência, como é o caso da coesão e ângulo de atrito do solo. Além disso, a quantidade amostral desses dados deve traduzir o comportamento do talude como um todo, porém, essa etapa acarreta em grandes desafios na engenharia geotécnica, devido ao alto grau de incertezas inerentes.

Os indicadores de desempenho são relativos a quaisquer parâmetros que possam majorar o desempenho estrutural ou funcional, neste caso em específico, de um talude rodoviário. Sendo assim, buscou-se identificar informações a respeito de possíveis indicadores que possam fornecer subsídios para um melhor entendimento do comportamento dado talude no km 552 Pista Norte, e com isso, fornecer diretrizes para o processo de gestão de riscos.

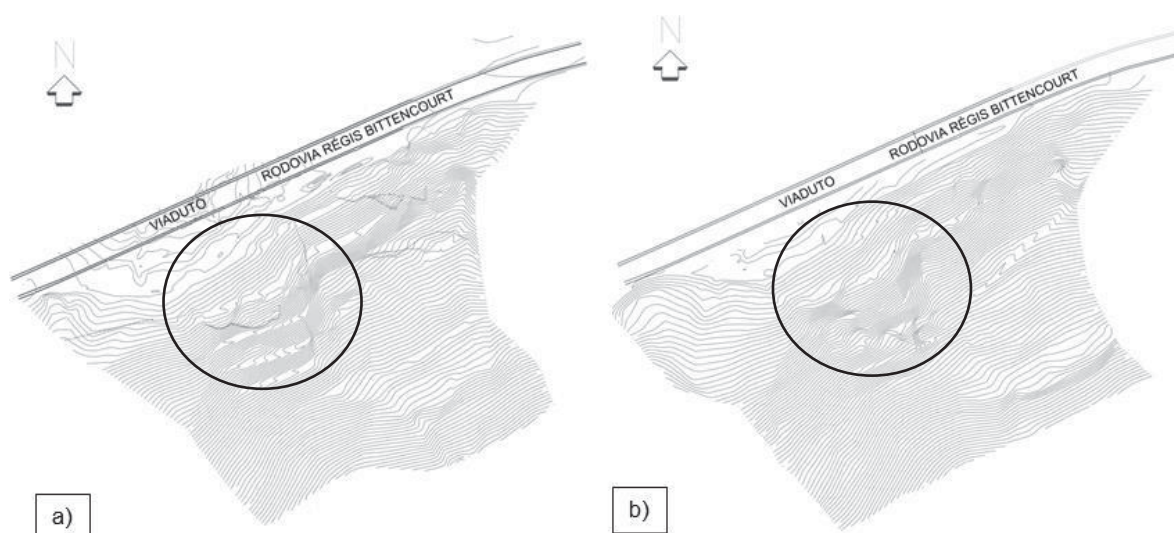
Os tópicos a seguir apresentam a caracterização do local de estudo por meio dos resultados de ensaios em campo e laboratório, além de vincular correlações com os métodos de análise diretos (sondagens) e indiretos (geofísica). Além disso, o levantamento topográfico e a análise das diferenças de relevo e declividade no talude em estudo são fatores preponderantes para entendimento dos possíveis cenários de movimentação de massa e entendimento da região como um todo.

3.1 TOPOGRAFIA E MAPEAMENTO DE DECLIVIDADES

O levantamento topográfico é fator essencial para a elaboração da modelagem em elementos finitos, seja por meio de seções transversais ou análises em 3D, pois torna possível a análise da influência das declividades em diferentes cotas de elevação no processo de deslizamentos e infiltração de água no solo. A equidistância vertical de curvas de nível também é importante, pois define o nível de detalhamento da superfície estudada.

O presente estudo consta com duas topografias convencionais realizadas na região de interesse, em 2011 e 2017. Um prévio comparativo entre elas é apresentado na FIGURA 31, a região circular delimita uma região de movimentação crítica, a leitura das curvas de nível em planta possibilitou constatar que visualmente nos últimos seis anos, o talude perdeu a configuração pretérita de retaludamento e formou uma cunha de ruptura associada aos movimentos de rastejo.

FIGURA 31 - COMPARATIVO ENTRE AS CURVAS DE NÍVEL TOPOGRÁFICO: TOPOGRAFIA 2011 (A); TOPOGRAFIA 2017 (B)



FONTE: A autora (2018)

A declividade do talude é um fator importante para a análise de estabilidade da estrutura, pois condiciona o valor de aplicação das forças estabilizantes e instabilizantes nos cálculos de fator de segurança, como por exemplo, a pressão de percolação no maciço de solo.

O mapeamento por Modelo Digital de Elevação (MDE) com a definição das classes de declividade contribui para a classificação dos pontos nos trechos da rodovia que são mais críticos e devem ser monitorados.

A fim de aprimorar o entendimento dos movimentos de massa, levantaram-se as variações de declividade no ano de 2011 e 2017. A obtenção dos mapas de declividade derivou dos atributos topográficos obtidos em campo. Os dados de projeto forneceram o modelo digital de elevação (MDE). O sistema de projeção foi definido como UTM SIRGAS 2000, Zona 22 Sul.

Como parte da compreensão da declividade das encostas, atributo o qual é definido como um dos fatores condicionantes de movimentos de massa com maior importância nas análises de estabilidade, foram aplicadas operações através das ferramentas disponíveis no Sistema de Informação Geográfica ArcGIS 10.2, para sua obtenção.

O Sistema Brasileiro de Classificação de Solos proposto pela EMBRAPA (2006) estabelece seis (06) classes de relevo, dependendo da porcentagem de declividade (TABELA 11). De maneira preliminar, estas classes foram utilizadas nas análises para determinar o tipo de relevo predominante na área de estudo. Vale salientar que o comparativo de incidência de relevos para os anos de 2011 e 2017 foi realizado com base nas mesmas delimitações de extensão e curvas de nível.

TABELA 11- CLASSES DE RELEVO PROPOSTA NO SISTEMA BRASILEIRO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS REALIZADA PELA EMBRAPA (2006)

Classificação EMBRAPA (2006)	Porcentagem de declividade (%)	Graus (°)
Relevo plano (rp)	0 – 3	< 1,72
Relevo suave ondulado (rso)	3 – 8	1,72 – 4,57
Relevo ondulado (ro)	8 – 20	4,57 – 11,31
Relevo forte ondulado (rfo)	20 – 45	11,31 – 24,23
Relevo montanhoso (rm)	45 – 75	24,23 – 36,87
Relevo escarpado (re)	> 75	> 36,87

O mapa de declividades gerado a partir da topografia de 2011 é apresentado na FIGURA 31. Pela diferença de coloração nota-se que a região de retaludamento tem incidências de declividades maiores. A TABELA 12 evidencia a maior porcentagem de ocorrência de relevo montanhoso (rm), correspondente a mais de 50% da área avaliada, seguido da classe forte ondulado (rfo) com 25,32%.

A FIGURA 32 apresenta o mapa de declividades com a delimitação da região onde consta o talude no km 552+000 Pista Norte para o ano de 2017, o qual demonstra visualmente uma continuidade das altas declividades, com um pequeno aumento do relevo ondulado (1,79%) (TABELA 13). A variação de massa de solo é visível especialmente refere-se a uma antiga região de retaludamento, onde em 2017 nota-se o delineamento e formação de uma cunha com fendas de movimentação.

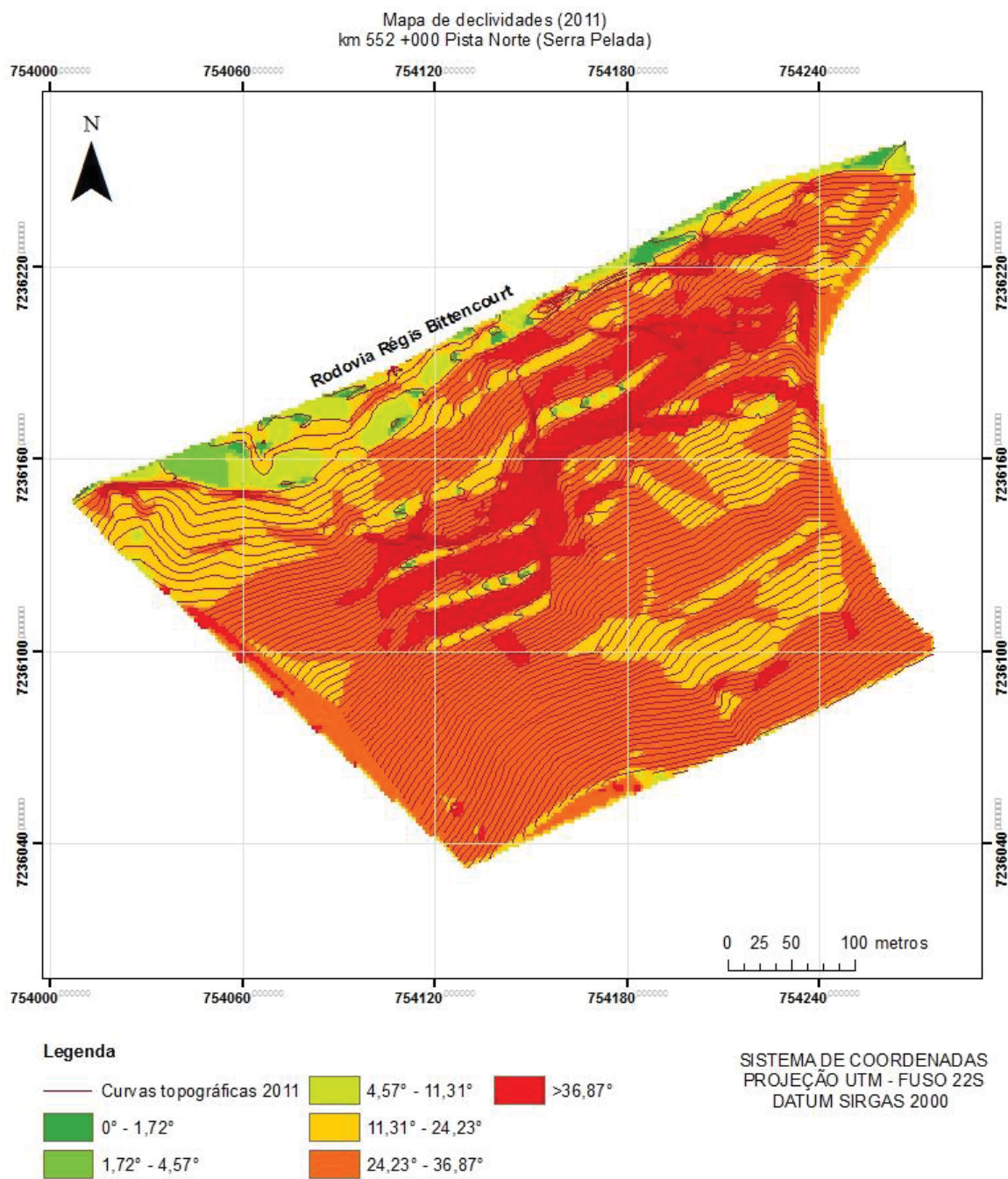
TABELA 12 - CLASSES DE DECLIVIDADES OBSERVADAS NO ANO DE 2011

Classificação EMBRAPA (2006)	Graus (°)	Porcentagem de ocorrência (%)
Relevo plano (rp)	< 1,72	0,58
Relevo suave ondulado (rso)	1,72 – 4,57	1,12
Relevo ondulado (ro)	4,57 – 11,31	3,43
Relevo forte ondulado (rfo)	11,31 – 24,23	25,32
Relevo montanhoso (rm)	24,23 – 36,87	54,13
Relevo escarpado (re)	> 36,87	15,35

TABELA 13 - CLASSES DE DECLIVIDADES OBSERVADAS NO ANO DE 2017

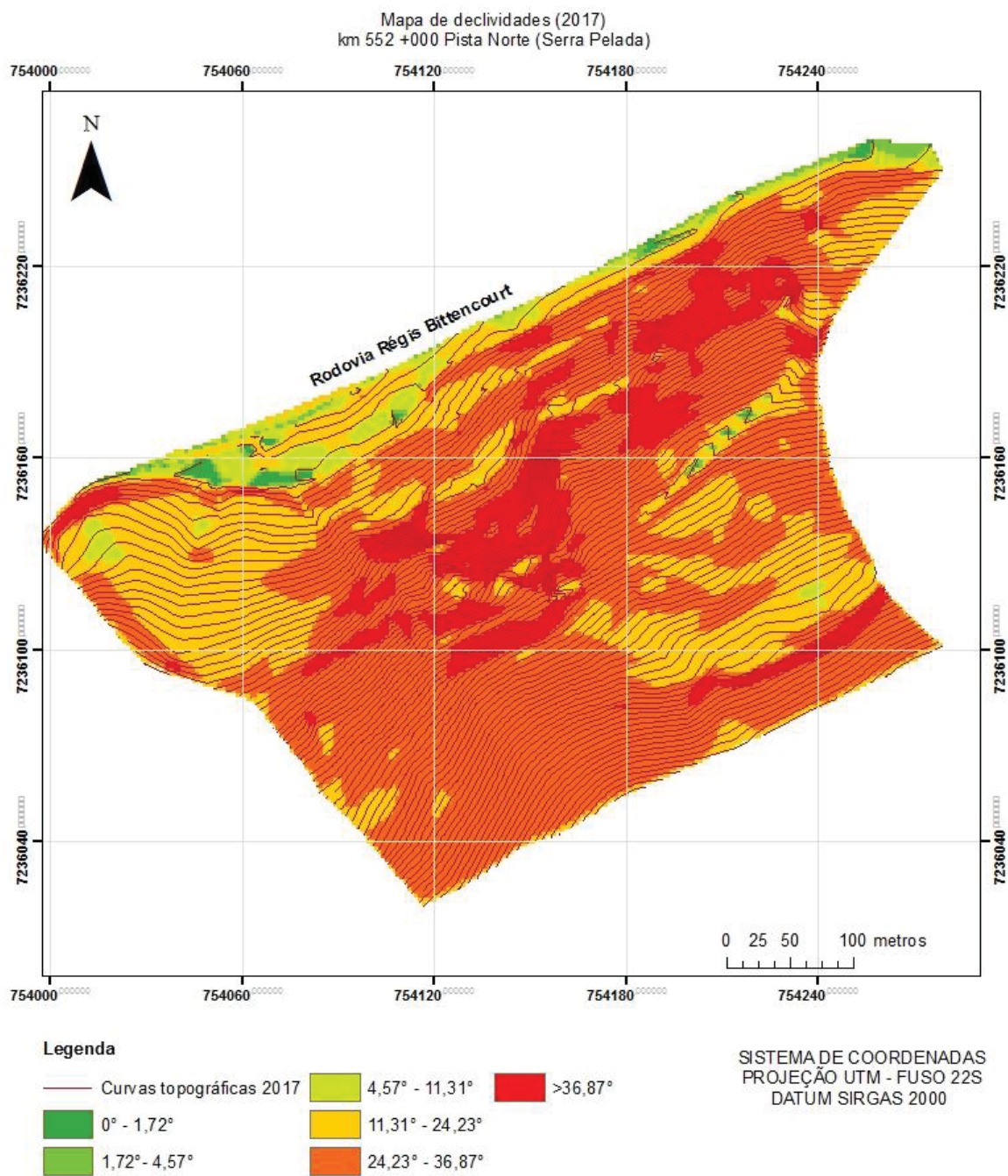
Classificação EMBRAPA (2006)	Graus (°)	Porcentagem de ocorrência (%)
Relevo plano (rp)	< 1,72	0,75
Relevo suave ondulado (rso)	1,72 – 4,57	0,79
Relevo ondulado (ro)	4,57 – 11,31	3,61
Relevo forte ondulado (rfo)	11,31 – 24,23	27,11
Relevo montanhoso (rm)	24,23 – 36,87	54,04
Relevo escarpado (re)	> 36,87	13,69

FIGURA 32 - MAPA DE DECLIVIDADES PARA O ANO DE 2011 (KM 552+000 PISTA NORTE)



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 33 - MAPA DE DECLIVIDADES PARA O ANO DE 2017 (KM 552+000 PISTA NORTE)



FONTE: A autora (2018)

3.2 SONDAGENS MISTAS

As sondagens mistas (percussão e rotativa) realizadas no talude do km 552+000 PS foram executadas seguindo os procedimentos de ensaio normatizados pela NBR 6502/95 e NBR 6484/01 (ABNT, 1995; 2001). Um resumo contendo a localização e as características dessas sondagens é apresentado na TABELA 14, a FIGURA 34 ilustra a localização dos locais de realização das sondagens mistas.

FIGURA 34 - LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS MISTAS



FONTE: Pontes (2017)

Nota-se que para sondagem SM-01 que se encontra mais próxima do pé do talude, a linha freática apresenta menor profundidade em relação a SM-02 e SM-03. A TABELA 15, 16 e 17 apresentam os resultados obtidos por meio do relatório de sondagem percussiva (SPT) para SM-01, SM-02 e SM-03, respectivamente.

TABELA 14 - DADOS DAS SONDAGENS REALIZADAS

Sondagem	Prof. (m)	Coordenadas UTM		Cota (m)	N.A. 24h (m)
SM-01	29,41	7.236.173,296 N	754.112,590 E	715,282	4,95
SM-02	16,32	7.236.151,132 N	754.126,415 E	727,060	6,38
SM-03	10,33	7.236.150,262 N	754.124,466 E	726,642	6,25

TABELA 15 - RESULTADOS DA SONDAÇÃO SM-01

FURO/INFORMAÇÃO	Prof. (m)	Golpes/30 cm (Nspt)		Classificação e descrição tátil-Visual
		Inicial	Final	
SM-01	1	3	3	Argila siltosa marrom, com fração de areia, mole.
	2	2/38	4	Argila siltosa com areia fina a média, mole a média, marrom claro
	3	4	6	Argila siltosa com areia fina a média, mole a média, marrom claro
	4	3	5	Argila arenosa, mole a média, marrom acinzentado
	5	5	6	Argila arenosa, mole a média, marrom acinzentado
	6	5	7	Argila arenosa, mole a média, marrom acinzentado
	7	36	60/21	Argila arenosa, mole a média, marrom acinzentado
	8	36	60/21	Migmatito composto por quartzo, feldspato alcalino, dentro outros, cor amarelada
	9	52/23		Areia fina a média siltosa com mica, muito compacta
	10	40/15		Areia fina a média siltosa com mica, muito compacta
	11	60		Areia fina a média siltosa com mica, muito compacta
	12	40/15		Areia média a grossa siltosa, muito compacta
	13	51/22		Areia média a grossa siltosa, muito compacta
	14	50		Areia média a grossa siltosa, muito compacta
	15	50/22		Argila arenosa com mica, muito compacta
	16	58/22		Areia fina a média pouco argilosa com mica, muito compacta, marrom claro

TABELA 16 - RESULTADOS DA SONDAÇÃO SM-02

Continua

FURO/INFORMAÇÃO	Prof. (m)	Golpes/30 cm (Nspt)		Classificação e descrição tátil-Visual
		Inicial	Final	
SM-02	1	5	6	Argila siltosa marrom
	2	4	5	Argila siltosa, mole a média, marrom avermelhado
	3	3	4	Argila siltosa, mole a média, marrom avermelhado
	4	8	12	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	5	6	9	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	6	9	14	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	7	16	22	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	8	21	30	Areia fina a média siltosa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	9	18	30	Areia fina a média siltosa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	10	53/9		Areia fina a média siltosa, compacta a muito compacta, cinza variegado

TABELA 16 - RESULTADOS DA SONDAGEM SM-02

FURO/INFORMAÇÃO	Prof. (m)	Golpes/30 cm (Nspt)		Classificação e descrição tátil-Visual
		Inicial	Final	
SM-02	11	50/13		Areia média a grossa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	12	12	11	Areia média a grossa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	13	12	16	Areia média a grossa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	14	16	24	Areia média a grossa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	15	36/11		Areia média a grossa, compacta a muito compacta, cinza variegado
	16	44	50/17	Areia média a grossa, compacta a muito compacta, cinza variegado

TABELA 17 - RESULTADO DE SONDAGEM SM-03

FURO/INFORMAÇÃO	Prof. (m)	Golpes/30 cm (Nspt)		Classificação e descrição tátil-Visual
		Inicial	Final	
SM-03	1	3	4	Argila siltosa, mole, marrom
	2	3	5	Argila siltosa, mole, marrom
	3	4	4	Argila siltosa com pouca fração de areia média, mole, marrom avermelhado
	4	6	10	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	5	12	15	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	6	14	19	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	7	19	29	Argila arenosa, média a dura, cinza variegado
	8	25	36	Areia fina a média siltosa, muito compacta, cinza variegado
	9	22	32	Areia fina a média siltosa, muito compacta, cinza variegado
	10	44	45/18	Areia fina a média siltosa, muito compacta, cinza variegado

A FIGURA 35 e FIGURA 36 apresentam os resultados de sondagem rotativa referente ao local de coleta SM-01 da profundidade 16,50 metros até 29,41 metros. Segundo o relatório de sondagem, o material presente neste trecho refere-se a um Migmatito cinza composto por quartzo, feldspato alcalino, plagioclásio e máficos. Além disso, as fraturas apresentam angulação predominante de 40° a 60° em relação a vertical, sendo que em alguns trechos é possível observar fraturas subverticais.

FIGURA 35 - SONDAGEM ROTATIVA SM-01 (A PARTIR DA PROFUNDIDADE 16,50 M)



FIGURA 36 - SONDAGEM ROTATIVA SM-01 (A PARTIR DA PROFUNDIDADE 23,03 M)



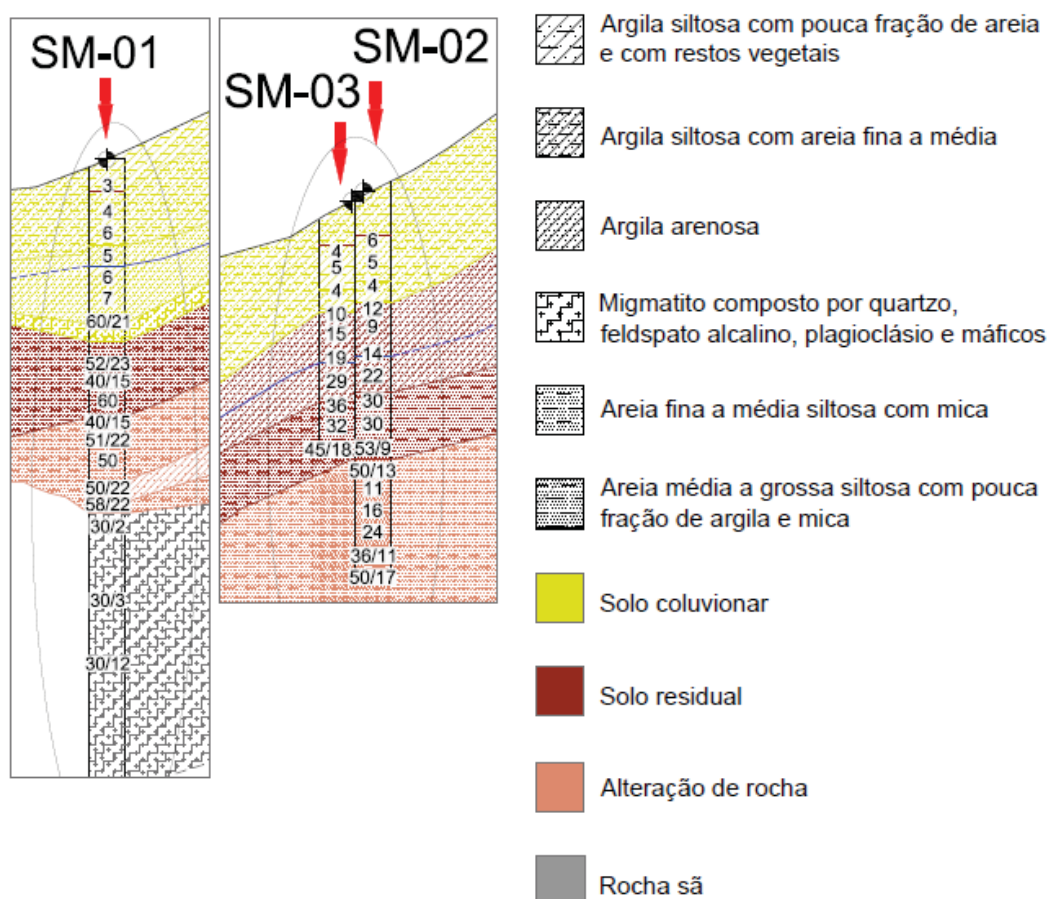
A FIGURA 37 apresenta um esquema ilustrativo das sondagens mistas, as quais mostram um talude com estratigrafia formada por uma camada superficial de colúvio, composto por argila siltosa de baixa resistência e espessura variando de 4,0 m (SM-02 e SM-03) nas cotas superiores a 8,5 m (SM-01) na região do pé do talude/viaduto. Sotoposto ao colúvio, encontrou-se um solo residual saprolítico composto por areia fina e pequena porcentagem de argila arenosa com mica, caracterizado por uma maior resistência com relação à camada anterior, e por uma espessura de 4,0 m na sondagem SM-01. Já nas sondagens SM-02 e SM-03 esta camada de areia foi encontrada com aproximadamente 3,0 m de espessura e sobre ela há uma camada de solo residual composto por argila arenosa nas profundidades de 4,0 a 8,0 m.

Subjacente ao solo residual saprolítico encontrou-se uma camada de alteração de rocha (saprolito), caracterizada por um solo composto de areia média à grossa siltosa com pouca fração de argila e mica, e espessura de aproximadamente 5,0 m (SM-01 e SM-02). Em maior profundidade (a partir de 16,5 m) atingiu-se a rocha sã de migmatito, composta por quartzo, feldspato alcalino, plagioclásio e máficos e coloração cinza.

A presença de solos coluvionares/tálus resulta em uma estrutura bastante heterogênea com alto grau de saturação e valores de coesão extremamente baixos (FIORI, 2011). Logo, pela provável presença dessa composição litológica, a análise de coesão do material, como parcela significativa da resistência ao cisalhamento, influi no desempenho funcional do talude.

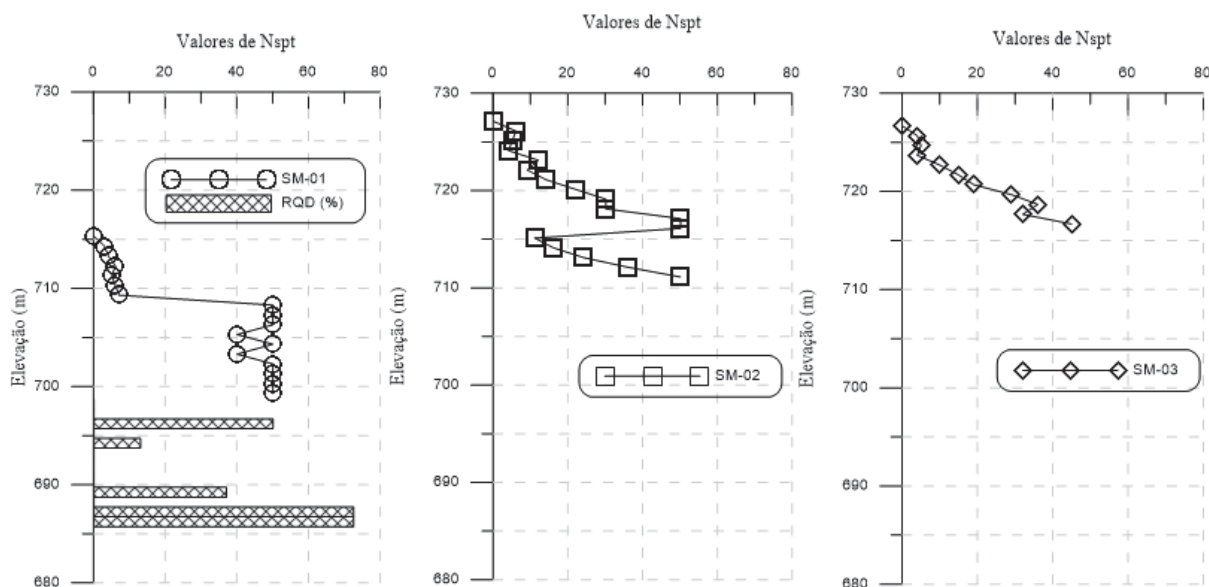
Nas camadas correspondentes aos solos granulares estimou-se o valor de ângulo de atrito por meio das cinco correlações empíricas supracitadas na revisão bibliográfica (item 2.2.1).

FIGURA 37 - ESQUEMA ILUSTRATIVO DAS SONDAGENS MISTAS



A FIGURA 38 ilustra os resultados do ensaio de SPT e da porcentagem de RQD em relação a sua respectiva cota para cada uma das sondagens mistas realizadas. Nota-se que para as sondagens SM-02 e SM-03, as quais se encontram em coordenadas próximas, os resultados são condizentes na medida em que se aumenta a profundidade de ensaio.

FIGURA 38 - DADOS DAS SONDAGENS SPT E RQD NO KM 552 +000 PN



FONTE: Adaptado de Trevisolli *et al.* (2017)

Para a sondagem SM-01 considerou-se as correlações na região de solo saprolítico, a qual variou na profundidade de 8,47 m até 12 m, passando de uma areia fina para média a grossa siltosa que se enquadra como saprólito e no intervalo de 16 m até 16,5 m como sendo uma areia fina à média, na SM-02 de 8 m até 11 m variando de areia fina à média siltosa de solo saprolítico e de 11 até 16,32 m um saprólito composto por areia média à grossa com quartzo e a sondagem SM-03 variando na profundidade de 8m até 10,33 m na presença de uma areia fina à média siltosa com sendo solo saprolítico.

Como os parâmetros geotécnicos de ângulo de atrito e densidade relativa provenientes das correlações empíricas através dos resultados de SPT referem-se apenas aos solos granulares, os resultados foram divididos em solo saprolítico e saprólito, sendo aplicadas apenas nas regiões onde a sondagem demonstrava a presença de areia, silte arenoso e/ou pedregulho (material granular).

Os resultados obtidos com cada uma das equações descritas anteriormente são apresentados na TABELA 18. BOWLES (1997) ressalta que o ângulo de atrito para solos granulares com tamanho de grãos médio a grosso e compacto a muito compacto varia de 36° até 50°. Esta mesma faixa de intervalo foi obtida por meio de correlações empíricas aplicadas nos resultados de sondagem do km 552+000 Pista Norte, o que confirma uma grande dispersão desse parâmetro e consequentemente um grau considerável de incertezas. Tal característica pode ser associada ao fato

dessas técnicas de correlação basearem-se em equações empíricas que muitas vezes são desenvolvidas com uma quantidade insuficiente de amostras e/ou com a utilização solos específicos (TÔNUS, 2009).

TABELA 18 – ESTIMATIVA DO VALOR DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SOLO SAPROLÍTICO

Sondagem	Meyerhof (19559) /Gibbs e Holtz (1957)	Meyerhof (1959)/ Skempton (1986)	Mello (1971) / Gibbs e Holtz (1957)	Mello (1971) / Skempton (1986)	Hatanaka e Uchida (1996)	Teixeira (1996)	Bowles (1996)
SM-01	41	39	50	44	48	48	39
SM-02	41	39	48	43	45	44	36
SM-03	41	39	48	43	45	45	36

A TABELA 19 apresenta o desvio padrão da tangente do ângulo de atrito obtido para cada um dos métodos empíricos utilizados em relação a sua respectiva sondagem. Com base na TABELA 20 nota-se que o método de MELLO (1971) e GIBBS & HOLTZ (1957) apresentou os maiores desvios estando fora do intervalo máximo de 20% de variação.

TABELA 19 - DESVIO PADRÃO DA TANGENTE DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SOLO SAPROLÍTICO

Sondagem	Meyerhof (1959) /Gibbs & Holtz (1957)	Meyerhof (1959)/ Skempton (1986)	Mello(1971) / Gibbs & Holtz (1957)	Mello (1971)/ Skempton (1986)	Hatanaka & Uchida (1996)	Teixeira (1996)	Bowles (1996)
SM-01	3,88	3,07	16,78	9,61	6,81	8,18	7,11
SM-02	3,44	3,80	18,42	11,35	13,67	16,26	13,46
SM-03	2,62	2,18	9,80	6,15	7,87	9,33	7,64

Define-se como coeficiente de variação uma medida padronizada para analisar a dispersão dos resultados, obtida pela razão entre desvio padrão e média. Os resultados provenientes de TEIXEIRA (1996), BOWLES (1996) e MELLO (1971), por meio da equação de densidade relativa de GIBBS e HOLTZ (1957) foram os que apresentaram o maior coeficiente de variação por meio da equação de BOWLES (1996) com 13,46% na análise da sondagem SM-02. Na TABELA 20, um resumo com os coeficientes de variação calculados para cada uma das sondagens em função das correlações empíricas aplicadas é apresentado.

	Holtz (1957)	(1986)	(1957)	(1986)			
SM-01	1,31	1,02	4,63	2,82	0,00	0,00	0,00
SM-02	6,42	6,72	21,88	14,91	20,88	24,39	18,20

Conforme pode ser visto na TABELA 23, tanto o solo saprolítico quanto o saprólito apresentaram através da correlação empírica da junção de MEYERHOF (1959) e SKEMPTON (1986) o menor coeficiente de variação.

TABELA 23 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO ϕ (°) PARA O SAPRÓLITO

Sondagem	SM-01	SM-02
Correlação empírica	Coeficiente de variação (%)	
Meyerhof (1959) / Gibbs & Holtz (1957)	1,08	7,54
Meyerhof (1959) / Skempton (1986)	0,92	6,78
Mello (1971) / Gibbs & Holtz (1957)	2,66	16,31
Mello (1971) / Skempton (1986)	2,05	13,43
Hatanaka & Uchida (1996)	-	15,42
Teixeira (1996)	-	18,70
Bowles (1996)	-	21,53

O solo saprolítico em estudo, na maioria das camadas, apresenta o tamanho dos grãos variando entre fino e médio, e rigidez enquadrando-se como muito compacta. BOWLES (1997) definiu em seu estudo valores empíricos para ângulo de atrito baseados em ensaios SPT, os quais são apresentados na TABELA 24. Observa-se que os valores calculados tanto para o solo saprolítico como para o saprólito encontram-se dentro desse intervalo de valores típicos.

Para as análises de estabilidade do talude em modelagem numérica, assim como estudos relacionando a infiltração da água proveniente da chuva, optou-se por estabelecer um ângulo de atrito para as camadas granulares, e que não irão variar ao longo das análises, relativo ao método que apresentou menor coeficiente de variação por sondagem, ou seja, MEYERHOF (1959) e SKEMPTON (1986), com o valor de 39° para o solo saprolítico e 38° para o saprólito.

TABELA 24 - VALORES EMPÍRICOS PARA ÂNGULO DE ATRITO, DENSIDADE RELATIVA E PESO ESPECÍFICO PARA SOLOS GRANULARES BASEADO NO SPT EM ATÉ APROXIMADAMENTE 6 M DE PROFUNDIDADE E NO CASO NORMALMENTE CONSOLIDADO

Descrição	Tamanho dos grãos	Muito fofa	Fofa	Média	Compacta	Muito compacta
Densidade relativa (Dr)		0	0,15	0,35	0,65	0,85
	Fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
Ângulo de atrito (Φ) ¹	Médio	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
	Grosso	28-30	30-34	33-40	40-50	
Peso específico (kN/m ³)		11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Observação 1: Coeficiente de atrito – $\Phi = 28^\circ + 15^\circ \text{Dr} (\pm 2^\circ)$

FONTE: Bowles (1997).

3.3 ENSAIO NÃO DESTRUTIVO – GEOFÍSICA

Com relação ao escopo da geofísica, também chamada de imageamento geoeletrico, foram inicialmente programados 12 caminhamentos, sendo 7 (sete) transversais (CE-01 à CE-07) e 5 (cinco) longitudinais (CE-08 à CE-12) à rodovia (FIGURA 39). A delimitação dessas linhas de investigação foi realizada a partir de pontos de referência, os quais foram demarcados em campo e mapeados pela equipe de topografia. Para a realização desse ensaio foram utilizados os procedimentos descritos pelas normas NBR-15935 e NBR-7117 (ABNT, 2011; 2012). (PONTES, 2017).

PONTES (2017) apresenta em seu trabalho os resultados de geofísica obtidos para o talude do km 552+000 PN, os quais também foram interpretados por FUGRO (2016) e apresentados no ANEXO A.

Conforme FUGRO (2016), os padrões da resistividade para o local foram:

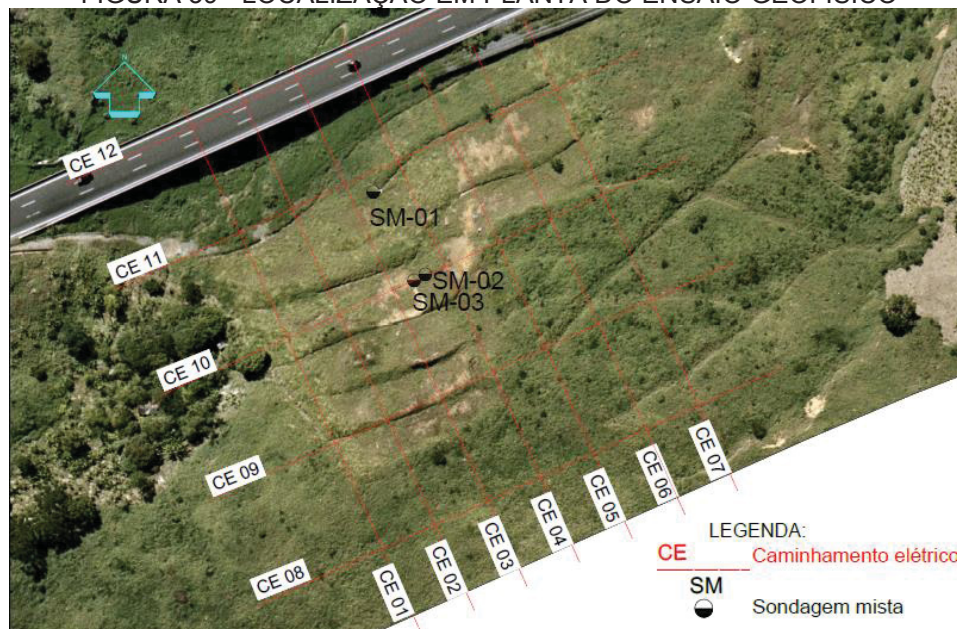
- Padrão 1 é caracterizado pela presença de estratos com valores baixos de resistividade elétrica (abaixo de 200 Ωm), representado pela tonalidade azul, e pode ser o indicativo da presença de material sedimentar e/ou alterado com maior teor de umidade.

- Padrão 2 é caracterizado pela presença de estratos com valores intermediários de resistividade elétrica, variando entre 200 e 800 Ωm , e está identificado por tonalidades em verde. Este estrato pode ser indicativo da presença de material alterado e/ou sedimentar com teor intermediário de umidade.

- Padrão 3 é caracterizado pela presença de estratos com altos valores de resistividade elétrica, acima de 800 Ωm , sendo representado em tonalidades de

amarelo, marrom, laranja e vermelho. Este estrato pode ser sinal da presença de material compactado e/ou rochoso e/ou sedimento com baixo teor de umidade.

FIGURA 39 - LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DO ENSAIO GEOFÍSICO



FONTE: Adaptado de Trevisolli *et al.* (2017)

Deste ensaio foi possível, ainda por meio da interpretação, identificar uma camada mais superficial de colúvio, com espessura variando de 2,0 a 8,5 m aproximadamente, se estendendo do pé do talude até quase o seu topo, composto predominantemente por argila arenosa. Sobreposta a essa camada encontra-se um solo residual, com espessura variando de 15,0 a 30,0 m, composta predominantemente por areia média a grossa, com estruturas reliquias e caulinição, onde também se observam alguns fragmentos de rocha. Logo abaixo desta, encontra-se uma camada de migmatito muito alterado a medianamente alterado, com aproximadamente 10,0 m de espessura. Por fim, foi possível identificar em alguns pontos uma camada de migmatito, rocha sã.

Com relação ao nível de água, durante visitas de campo, mediu-se a profundidade e o mesmo se encontrava próximo da superfície, na parte inferior do talude (pé), onde este não se apresenta tão íngreme. O mesmo foi detectado pela geofísica, pois há uma brusca diminuição da resistividade, e também se observou que conforme a declividade aumentava, o nível de água aprofundava-se, as sondagens já traziam um indicativo dessa alteração de nível, pois o mesmo encontrava-se entre 4,95 e 6,38 m nos locais de sondagens diretas (PONTES,

2017).

3.4 ENSAIO DE PERMEABILIDADE *in situ*

O estudo do fluxo de água em solos permeáveis permite avaliar e quantificar os mecanismos de infiltração e percolação sob diversas condições hidráulicas ou níveis de sucção, auxiliando no entendimento de problemas envolvendo estruturas de terra sujeitas a forças de percolação (DAS, 2014).

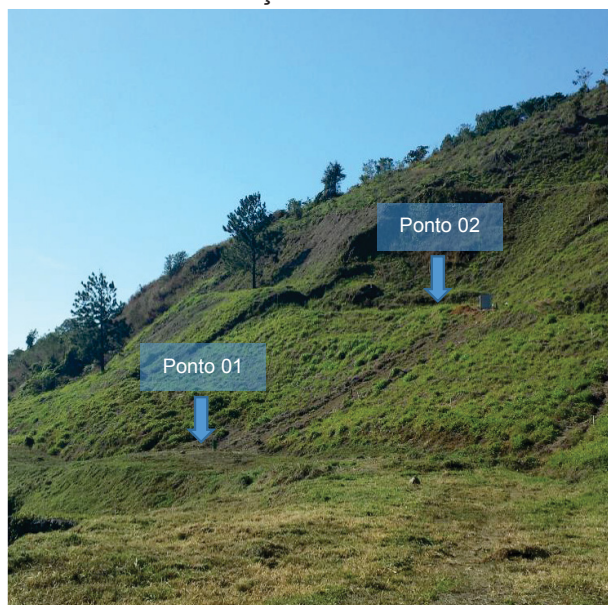
Dentre as técnicas que podem ser utilizadas para obtenção de parâmetros não saturados em solos, tem-se um ensaio que é realizado com um equipamento chamado permeômetro de Guelph. Com ele, é possível medir a condutividade hidráulica do solo acima do lençol freático (K_s) e estimar a permeabilidade *in situ* saturada ou a capacidade de infiltração de água superficial tanto em solos argilosos como solos arenosos.

Na presente pesquisa utilizou-se um permeômetro de Guelph modelo 2800K1 da marca *Soilmoisture*. Este equipamento possui como vantagens a facilidade de operação e obtenção dos resultados, necessitando apenas de uma ou duas pessoas para realização do ensaio que tem uma duração de aproximadamente 2 horas.

Como limitações, salienta-se que este equipamento é capaz de efetuar medições em até no máximo 75 cm abaixo do nível do terreno, sendo recomendada uma profundidade mínima de 30 cm. Ressalta-se ainda que ele foi projetado para medir a condutividade entre 10^{-2} e 10^{-6} cm/s. Abaixo ou acima desses valores, as medições apresentam resultados inconsistentes ou ainda impedem a realização do ensaio (AGUIAR, 2001).

Com relação à metodologia de ensaio adotada, inicialmente foram definidos dois locais no km 552+000 PN para realização do procedimento de ensaio: Ponto 01 (coordenadas 754.113.247 E; 7.236.170.36 S) e Ponto 02 (coordenadas 754.137.24 E; 7.236.156.36 S), conforme pode ser observado na FIGURA 40.

FIGURA 40 - LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE COLETA

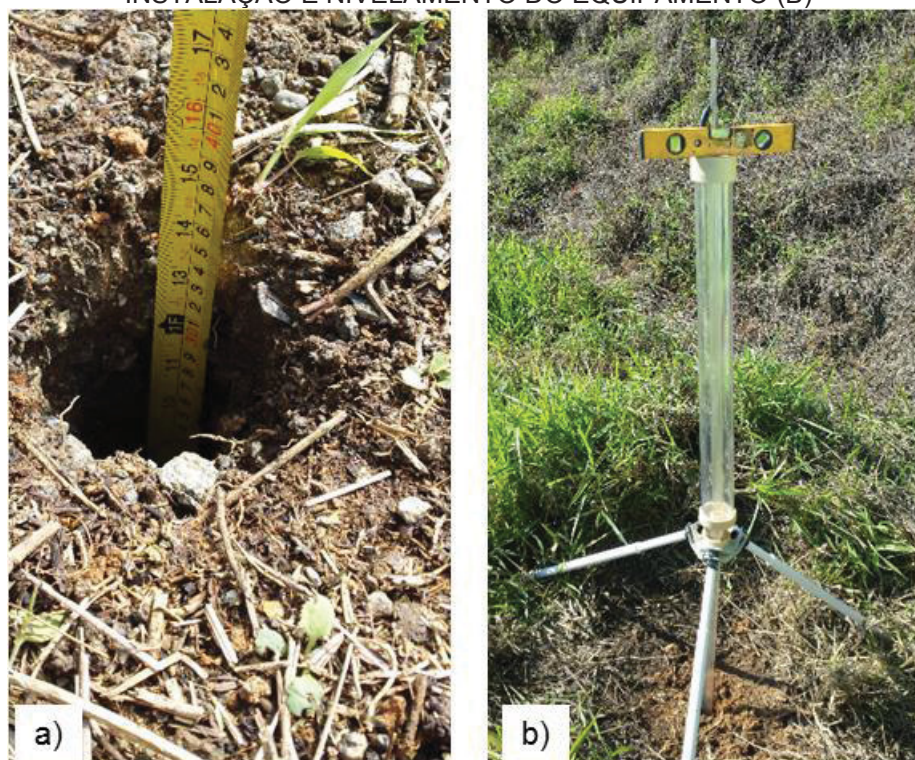


FONTE: A autora (2018)

Cabe destacar que nas proximidades destes pontos de ensaio foram executadas sondagens mistas e coletadas amostras de solo superficial para ensaios laboratoriais. Com isso, pode-se prever uma faixa de variação da condutividade hidráulica em razão do tipo de solo que compõe o horizonte de solo ensaiado. De forma sucinta, o procedimento de ensaio compreendeu as seguintes etapas:

- Executou-se um furo no solo na profundidade de 30 cm, através do equipamento de trado manual, o qual remove grande quantidade de material (FIGURA 41a);
- A ponteira do trado foi então trocada por uma de limpeza, que tem a função de nivelar a base e regularizar as paredes do furo;
- Na sequência, montou-se o equipamento, ligando o tubo acrílico à garrafa de Mariotte através de mangueiras plásticas maleáveis. A seguir, colocou-se o equipamento sobre o furo com o apoio de um tripé para que o mesmo ficasse nivelado com o terreno (FIGURA 41b);
- Após a montagem e fixação do equipamento no terreno e feitas as devidas verificações quanto ao encaixe dos acessórios para garantir a inexistência de vazamentos nas roscas e ligações, encheu-se o reservatório da garrafa de Mariotte, fazendo com que a água preenchesse completamente os cilindros (FIGURA 42a e FIGURA 42b).

FIGURA 41 - PROCEDIMENTOS DE ENSAIO: EXECUÇÃO DO FURO EM PROFUNDIDADE (A);
INSTALAÇÃO E NIVELAMENTO DO EQUIPAMENTO (B)



FONTE: Adaptado de Pontes (2017)

FIGURA 42 - EXECUÇÃO DO ENSAIO: ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO (A);
PREENCHIMENTO DOS TUBOS E DO FURO COM ÁGUA (B)



FONTE: Adaptado de Pontes (2017)

Com toda a tubulação preenchida de água e, conseqüentemente, com o enchimento gradual do furo no solo com água, estabeleceu-se uma altura de pressão a ser mantida no interior do tubo interno do reservatório, o qual se estende desde a profundidade máxima do furo no solo até o topo do equipamento. Seguindo orientações do fabricante, essas alturas foram definidas em 5 cm (H_1) e 10 cm (H_2).

Tendo encontrado uma taxa de queda estável da altura de pressão do raio do furo para cada ensaio e, com base na classificação prévia do tipo de solo, foram obtidos os valores de coeficiente de permeabilidade, conforme pode ser observado na FIGURA 36. Assim, conclui-se que os locais amostrados apresentaram uma permeabilidade média de $3,61 \times 10^{-5}$ cm/s, conforme resultados dos dois pontos amostrados no ensaio (TABELA 25).

TABELA 25- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE IN SITU

Pontos	Alturas (cm)	K_{fs} (cm/s)
01	5	$8,14 \times 10^{-5}$
	10	$1,80 \times 10^{-5}$
02	5	$2,71 \times 10^{-5}$
	10	$1,80 \times 10^{-5}$

Para validar esses resultados, buscou-se na literatura valores de coeficientes de permeabilidade para diferentes tipos de solos conforme pode ser observado na FIGURA 39. Contudo, conclui-se que os resultados obtidos com os ensaios de permeabilidade *in situ*, na profundidade de 30 cm, estão em conformidade essa referência, enquadrando-se como uma argila com presença de silte.

TABELA 26 - VALORES TÍPICOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS SATURADOS

Tipo de solo	K_{fs} (cm/s)
Pedregulho limpo	100 – 1,0
Areia grossa	1,0 – 0,01
Areia fina	0,01 – 0,001
Argila com silte	0,001 – 0,00001
Argila	<0,000001

FONTE: DAS (2014).

3.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório apresentados nesta etapa contribuíram para a caracterização geotécnica e refinamentos das informações no talude do km 552+000 PN, além disso, o entendimento do comportamento do solo no local de estudo, somado à obtenção de parâmetros geotécnicos, serviu para alimentar os modelos de análise e fornecer resultados mais fidedignos a respeito do comportamento do material e de processos de infiltração de água no maciço.

Realizaram-se ensaios de análise granulométrica, Limites de Atterberg, densidade real dos grãos conforme descritos no trabalho de PONTES (2017), além de retirada de blocos indeformados para ensaio de cisalhamento direto e também composição das curvas de retenção da água do solo.

Na FIGURA 43 é possível visualizar 05 pontos em diferentes patamares do talude, onde foram coletadas amostras para os ensaios em laboratório, a TABELA 27 apresenta as especificações de coordenadas e elevação dos pontos de coleta amostrados. Esses locais foram definidos a fim de contemplar as possíveis regiões com diferentes tipos de materiais no local de estudo.

FIGURA 43 - LOCAIS DAS COLETAS DE AMOSTRAS



FONTE: A autora (2017)

TABELA 27 – LOCAIS ONDE FORAM REALIZADAS AS COLETAS DE AMOSTRAS

Locais	Coordenadas UTM		Cota (m)
Coleta 01	7.236.174 N	754.109 E	715
Coleta 02	7.236.153 N	754.128 E	726
Coleta 03	7.236.134 N	754.108 E	727
Coleta 04	7.236.120 N	754.136 E	748
Coleta 05	7.236.107 N	754.143 E	757

A caracterização por meio de ensaios de laboratório foi realizada no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME), no campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná, contando com amostras coletadas em 5 diferentes patamares do talude.

Para a preparação do material, utilizou-se a NBR 6457 (ABNT, 2016a), a análise granulométrica seguiu os procedimentos adotados na NBR 7181 (ABNT, 1016b) por meio da realização do peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino com aproximadamente 1 kg de material por local de coleta. Este ensaio propõe como resultado uma curva das porcentagens granulométricas de cada parcela do solo, a fim de compreender sua composição, possível determinação da rocha originária, a resistência da partícula, dentre outros.

Depois de calculados os percentuais passantes nas peneiras e os diâmetros das partículas de solo em suspensão o solo é então classificado conforme indicado na NBR 6502/95, onde a característica do material é identificada pelo diâmetro da partícula, a TABELA 28 apresenta esses valores para cada tipo de solo.

TABELA 28- CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE SOLO EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO

Material	Diâmetro (mm)
Argila	<0,002
Silte	0,002 a 0,06
Areia	0,06 a 2
Pedregulho	2 a 60
Pedra	>60

FONTE: NBR 6502 (1995)

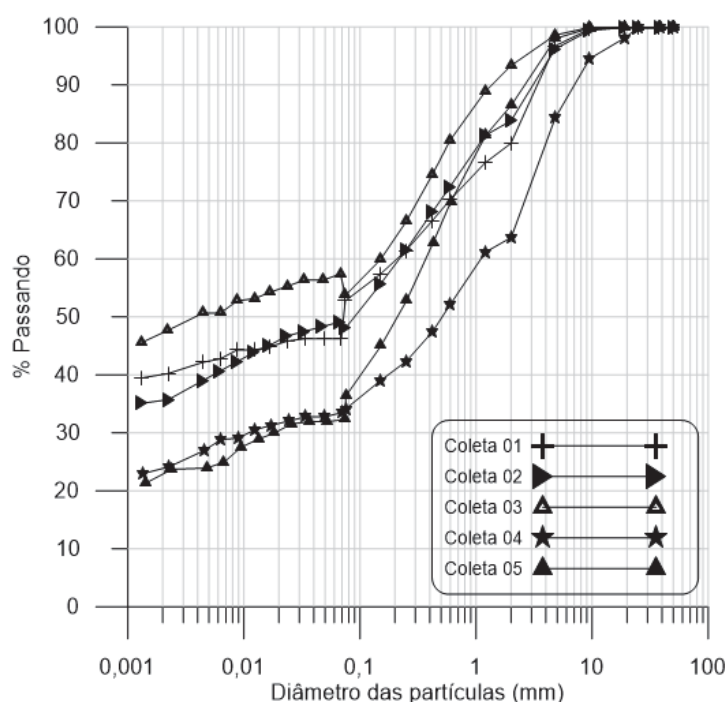
Os resultados dos ensaios são apresentados na TABELA 29 através dos percentuais de argila, silte, areia, pedregulho e pedra para cada local do talude e a respectiva classificação do solo em cada ponto, conforme a NBR 6502/95, também foram plotadas as curvas granulométricas geradas através dos resultados de ensaios (FIGURA 44), conforme a orientação da norma NBR 7181/16.

Conclui-se que os três locais mais próximos ao pé do talude (Amostras 01, 02 e 03) caracterizam-se por apresentarem uma camada superficial de argila arenosa e os dois mais ao topo (Amostras 04 e 05) identificou-se uma camada de areia argilosa.

TABELA 29 - RESUMO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Local da amostra	Argila (% < 0,002mm)	Silte (0,002mm < % < 0,06mm)	Areia (0,06mm < % < 2mm)	Pedregulho (2mm < % < 60mm)	Classificação
01	40,1	6,2	33,8	19,9	Argila Arenosa
02	35,7	13,2	35,0	12,4	Argila Arenosa
03	47,2	9,8	36,4	5,3	Argila Arenosa
04	23,9	9,3	30,6	20,7	Areia Argilosa
05	22,9	9,3	54,5	11,5	Areia Argilosa

FIGURA 44 - RESULTADOS DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS



FONTE: A autora (2018)

Para a engenharia, apenas a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos, pois a fração fina dos mesmos tem uma grande importância, e o comportamento das partículas com superfícies específicas distintas é muito diferente perante a água, envolvendo muitos fatores, posto que o estudo dos minerais-argila é muito complexo, assim, para identificar de forma mais prática a influência das partículas argilosas, são empregados ensaios que analisam

indiretamente o comportamento do solo na presença de água, os quais são os chamados limites de Atterberg (PINTO, 2006).

Os ensaios para obtenção dos limites de Atterberg foram realizados nos 05 locais amostrados, com 04 dados de amostras por local, respectivamente, totalizando 20 pontos.

O ensaio de Limite de Plasticidade (LP) seguiu as recomendações da NBR 7180 (ABNT, 1984c). Os resultados finais são apresentados na TABELA 30, nota-se que o coeficiente de variação entre as amostras de cada local de coleta foi baixo (variando em 1%), além disso, quanto mais alto o patamar de coleta, menor o limite de plasticidade do solo.

TABELA 30 - RESULTADOS DO ENSAIO DE LIMITE DE PLASTICIDADE

Local	LP (%)	Coeficiente de variação (%)	Umidade média do ensaio (%)
Coleta 01	30	3	28,0
Coleta 02	38	1	38,8
Coleta 03	24	1	24,7
Coleta 04	21	1	21,8
Coleta 05	20	3	21,5

A NBR 6459 (1984b) prescreve este ensaio e os procedimentos adotados em laboratório a respeitaram. Quanto ao material para realizar o LL também foram coletadas nos cinco locais assim como foi adotado para o LP, armazenando as amostras em sacos plásticos e identificando-as.

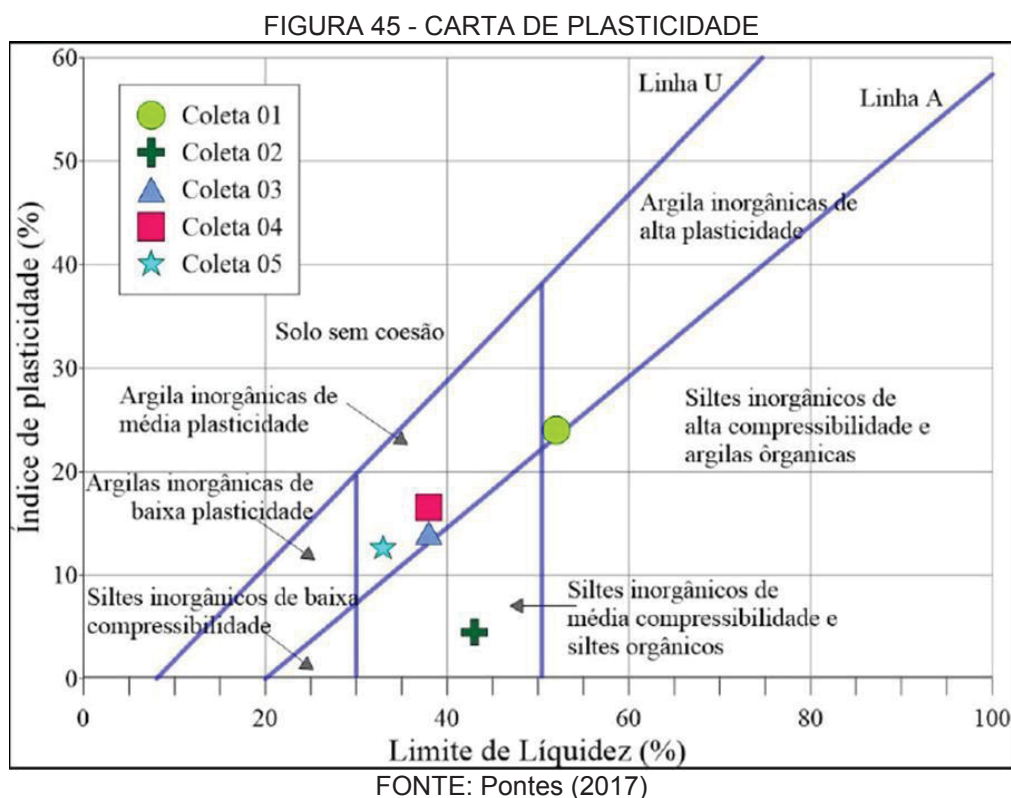
Na TABELA 31 está o resumo dos resultados dos ensaios de LL, bem como os de LP e dos Índices de Plasticidade (IP), os quais são dados pela diferença entre o LL e o LP.

TABELA 31 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LIMITE DE ATTERBERG

Local	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Coleta 01	52	28	24
Coleta 02	43	39	4
Coleta 03	38	25	13
Coleta 04	38	22	16
Coleta 05	33	21	12
Média	41	27	14

A relação entre o índice de plasticidade e o limite de liquidez pode ser

interpretada em razão da carta de plasticidade (FIGURA 45). É possível identificar o tipo do comportamento do solo na presença de água nesses locais, o ponto de coleta 01, mais próximo do pé do talude, comporta-se como uma argila de alta compressibilidade, a amostra coletada no ponto 02 como um silte ou solo orgânico de alta compressibilidade, já as amostras 03, 04 e 05 encontram-se próximos a linha A, no campo correspondente a argila de baixa compressibilidade.



Para a realização do ensaio de densidade real dos grãos foi seguido o procedimento apresentado na norma DNER-ME 093/94 (DNER, 1994).

Com os ensaios obtiveram-se as densidades reais dos grãos são apresentadas na TABELA 32, obtendo-se uma média de massa específica real dos grãos de 2,579 g/cm³.

TABELA 32 - RESULTADO DOS ENSAIOS DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS

Local	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)
Coleta 01	2,588
Coleta 02	2,559
Coleta 03	2,557

Coleta 04	2,607
Coleta 05	2,570

O peso específico natural do solo refere-se à relação entre o peso total do solo e seu respectivo volume amostrado. Necessita-se da obtenção deste parâmetro para que seja realizado o cálculo da tensão efetiva inicial do solo em relação a sua respectiva profundidade e composição geológica. Sendo assim, por meio de amostras já coletadas em campo para o ensaio de sucção com papel filtro, pode-se calcular o peso específico natural da camada superficial de argila siltosa, referente à camada coluvionar, por meio do volume de solo no anel de coleta do material e a respectiva massa de solo medida anteriormente ao início do ensaio.

A TABELA 33 apresenta os valores de peso específico natural em kN/m^3 para cada uma das amostras coletadas em 5 pontos distintos, os quais contemplaram ainda 03 coletas de anéis por ponto.

TABELA 33 - PESO ESPECÍFICO NATURAL DO SOLO

Local de coleta	Peso (N)	Volume (cm^3)	Peso específico natural (Kn/m^3)
1	0,68	39,27	17,18
1	0,70	39,27	17,88
1	0,72	39,27	18,30
1	0,65	39,27	16,61
2	0,63	39,27	15,98
2	0,62	39,27	15,81
2	0,66	39,27	16,72
2	0,65	39,27	16,52
3	0,58	39,27	14,72
3	0,73	39,27	18,51
3	0,65	39,27	16,53
3	0,67	39,27	16,95
4	0,71	39,27	18,00
4	0,61	39,27	15,61
4	0,70	39,27	17,82
4	0,63	39,27	15,92
5	0,68	39,27	17,21
5	0,66	39,27	16,76
5	0,66	39,27	16,72

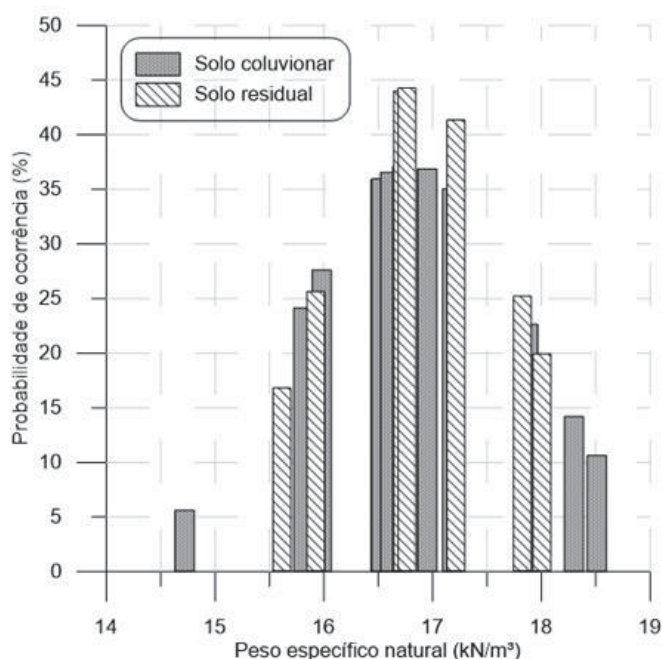
O coeficiente de variação da amostra, dado por $C_v(x)$, representa o desvio padrão como sendo a porcentagem da média, conforme indicado na seguinte expressão:

$$C_v(x) = \frac{s(x)}{\bar{x}} \quad \text{Equação (3.1)}$$

O valor adotado para a camada de colúvio foi a média dos ensaios, ou seja, 16,81 kN/m³ sendo que o desvio padrão entre os valores foi de 1,07 com um coeficiente de variação de 6,37%. Para o solo residual a média obtida foi de 16,86 kN/m³, um desvio padrão de 0,89 e um coeficiente de variação de 5,32%.

A FIGURA 46 apresenta a distribuição normal dos dados amostrados para a obtenção do peso específico natural do solo coluvionar e residual, respectivamente. Nota-se que ambos apresentaram uma tendência de comportamento próxima.

FIGURA 46 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA OS DADOS AMOSTRADOS DE PESO ESPECÍFICO NATURAL PARA SOLO COLUVIONAR E RESIDUAL



FONTE: A autora (2018)

3.5.1 Curva de retenção de água no solo

Normalmente, quando um solo é colocado em contato com um material

poroso que possuía capacidade de absorver água, a mesma se transfere do solo para o material poroso até que o equilíbrio seja alcançado, sendo este o princípio do método do papel filtro. Para o caso em estudo, a técnica utilizada para medição da sucção foi por meio de fluxo capilar, ou seja, a troca entre as partículas do solo e as fibras do papel filtro sem que a água perdesse continuidade, aplicando-se a técnica em contato direto do solo com o papel filtro. O fluxo capilar implica em uma interação entre o papel filtro e a água do poro, medindo, portanto, a sucção matricial (MARINHO, 1994).

A metodologia de ensaio utilizado foi a do papel filtro, a qual é normatizada pela ASTM D 5298 – 03 (ASTM, 2003), a simplicidade a esse método, além do baixo custo e a possibilidade de medir a sucção total ou mátrica em largos limites (30 - 30000 kPa) são as vantagens observadas para essa técnica, entretanto se faz necessário extremo cuidado na execução do procedimento e na análise dos resultados (FEUERHARMEL, 2003). Para cada ponto da curva de retenção do solo foi utilizado um corpo de prova (FIGURA 47) obtido por meio de coleta indeformada em campo em anéis cilíndricos nos pontos estipulados na FIGURA 40.

O ensaio de papel filtro aplicado em cada ponto de coleta, também foi simulado em laboratório as variações de umedecimento e secagem, fornecendo assim, pontos de sucção matricial por umidade volumétrica normalizada para cada um dos cinco pontos de coleta, conforme pode ser observados na FIGURA 48 a FIGURA 50.

FIGURA 47 - AMOSTRAS INDEFORMADAS RETIRADAS DOS PONTOS DE COLETA PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE SUCÇÃO



FONTE: A autora (2018)

Para o cálculo das sucções, foram adotadas as curvas de calibração do

papel filtro *Whatman no. 42*, conforme Equações (3.2) e (3.3) a seguir:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48\log W)} \quad \text{Equação (3.2)}$$

para umidade (W) do papel filtro superior a 47%

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622W)} \quad \text{Equação (3.3)}$$

para umidade (W) do papel filtro igual ou inferior a 47%

FIGURA 48 - SUCÇÃO MATRICIAL EM RELAÇÃO AO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICA NORMALIZADA: PONTO DE COLETA 01 (A); PONTO DE COLETA 02 (2)

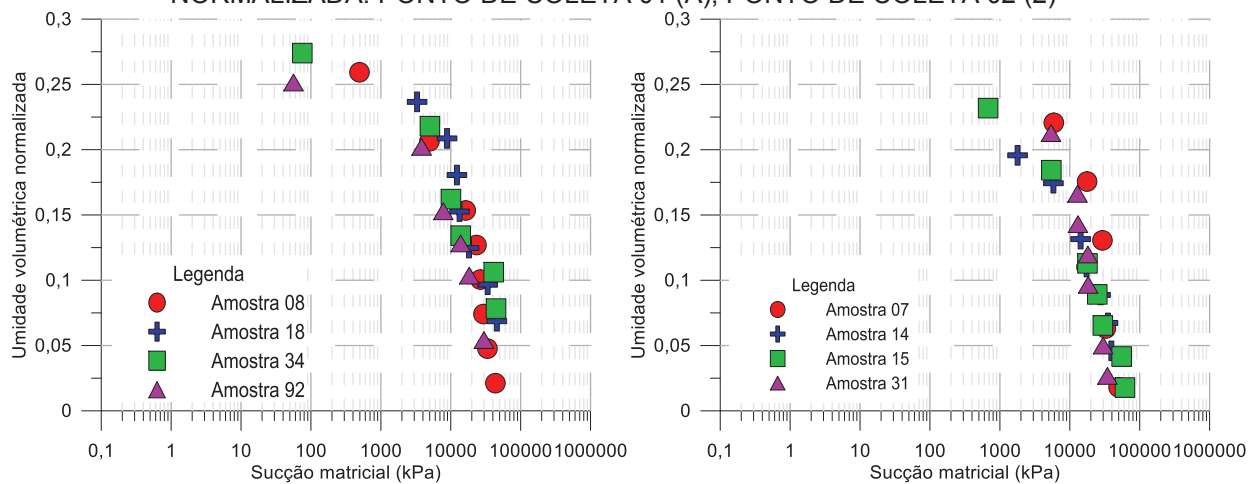


FIGURA 49 - SUCÇÃO MATRICIAL EM RELAÇÃO AO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICA NORMALIZADA: PONTO DE COLETA 03 (A); PONTO DE COLETA 04 (B)

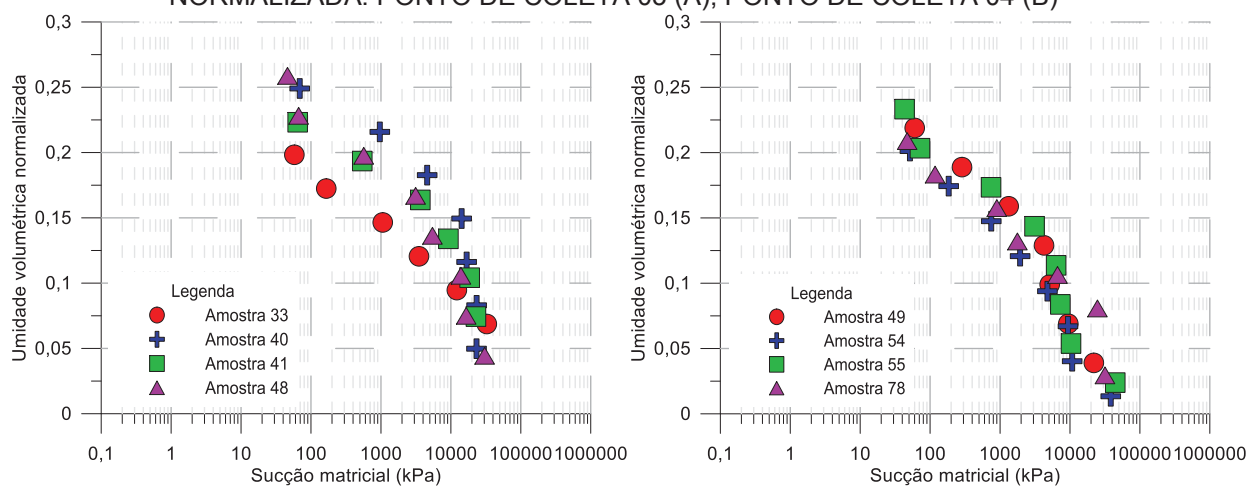
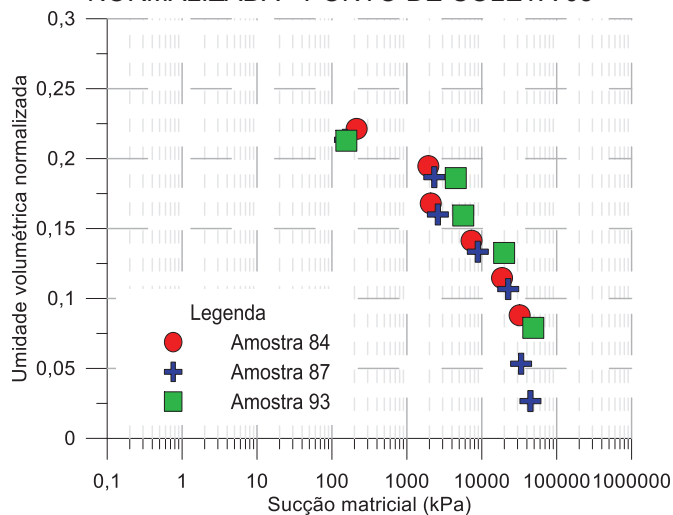


FIGURA 50 - SUCÇÃO MATRICIAL EM RELAÇÃO AO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICA NORMALIZADA - PONTO DE COLETA 05



Nota-se que o local de coleta 01 e 02 (FIGURA 48), o qual se refere a um solo mais argiloso, tem uma tendência de comportamento diferente dos pontos de coleta 03, 04 e 05 (FIGURA 49a, FIGURA 49b e FIGURA 50, respectivamente) que tendem a se comportar como um solo residual areno-argiloso.

Por meio de uma planilha eletrônica, a curva característica foi traçada para um intervalo de sucção de 0 a 1000000 kPa. Para determinar a umidade volumétrica referente à sucção de valor zero, obteve-se a porosidade média entre as amostras representativas de cada solo (coluvionar e residual). Considerando que o solo possui sucção igual a zero quando todos os vazios estão preenchidos por água, calculou-se, através de correlações entre índices físicos (peso específico natural, peso específico dos grãos e índice de vazios), a porosidade de cada amostra, que corresponde ao volume de vazios que pode estar preenchido por água quando o solo encontra-se saturado. A porosidade obtida para o solo coluvionar foi de 52%, enquanto para o solo residual foi igual a 44%. Na sequência, traçaram-se as curvas que interpolam todos os pontos obtidos.

As Figuras 51 e 53 apresentam, em conjunto com os pontos experimentais, as curvas de retenção ajustadas representativas dos solos coluvionar e residual. Através dos pontos experimentais, observou-se que essas curvas não apresentaram formato uni-modal, como normalmente ocorre. A curva obtida para o solo coluvionar possui formato bi-modal, enquanto a do solo residual caracteriza-se por um formato tri-modal, essa característica pode ser explicada pela presença de macro e micro poros provenientes da ação do intemperismo na região de estudo, o qual altera física e quimicamente a mineralogia dos materiais e provem de fatores importantes como o clima e o relevo, a curva granulométrica apresentada na FIGURA 44 também explica esse comportamento, devido à descontinuidade da transição entre solos granulares e argilosos.

FIGURA 51 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 01 REPRESENTATIVOS DO SOLO COLUVIONAR

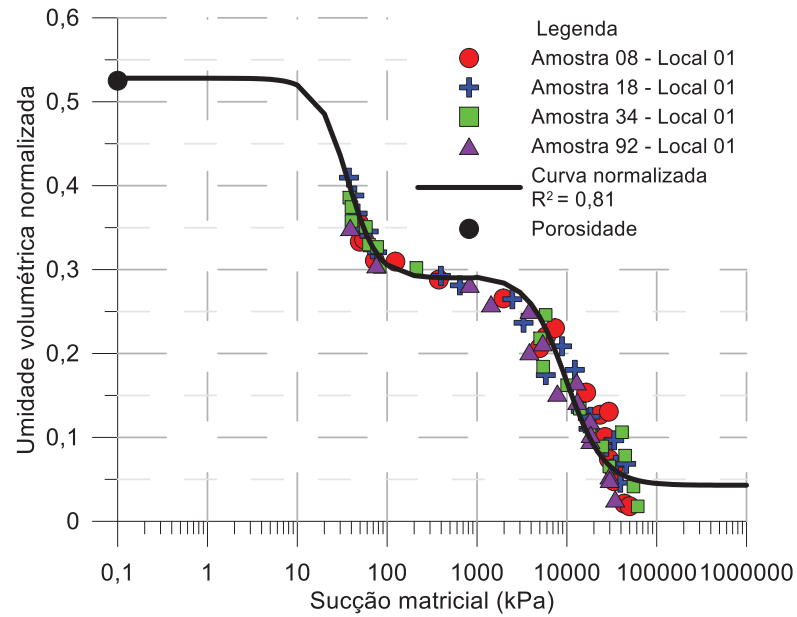


FIGURA 52 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 02 REPRESENTATIVOS DO SOLO COLUVIONAR

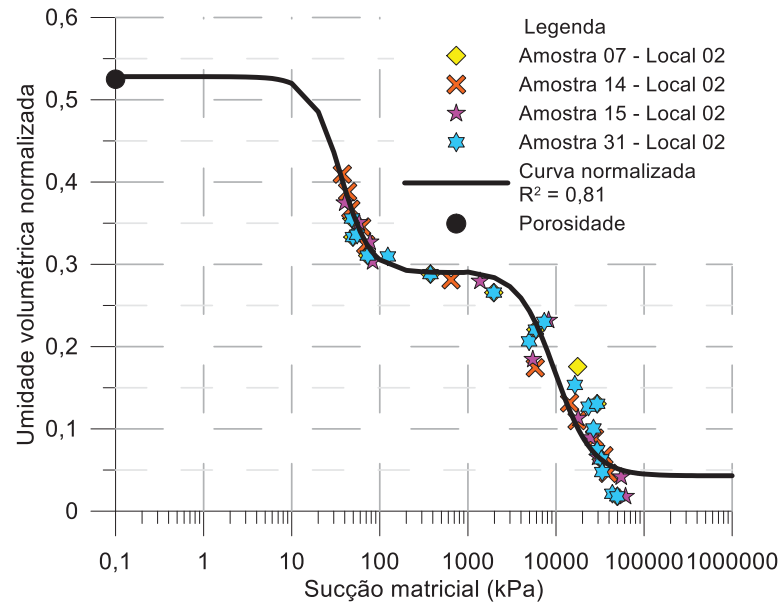


FIGURA 53 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 03, REPRESENTATIVOS DO SOLO RESIDUAL

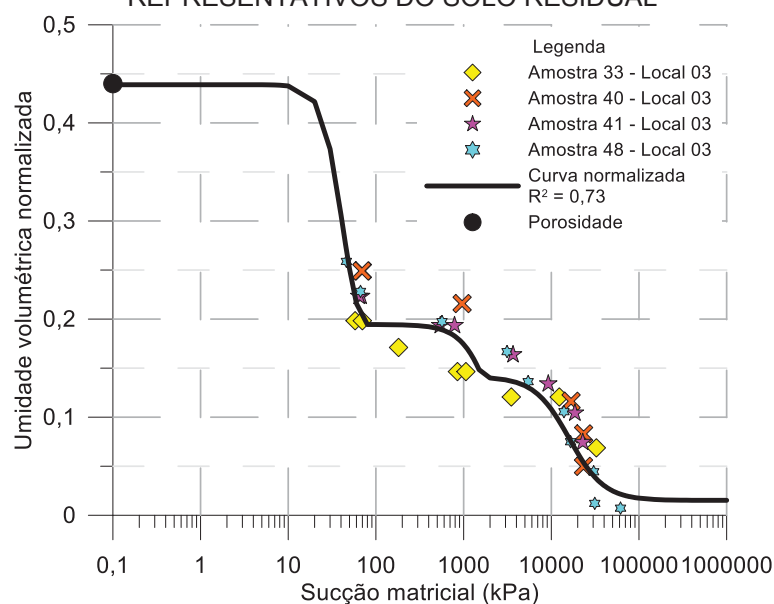
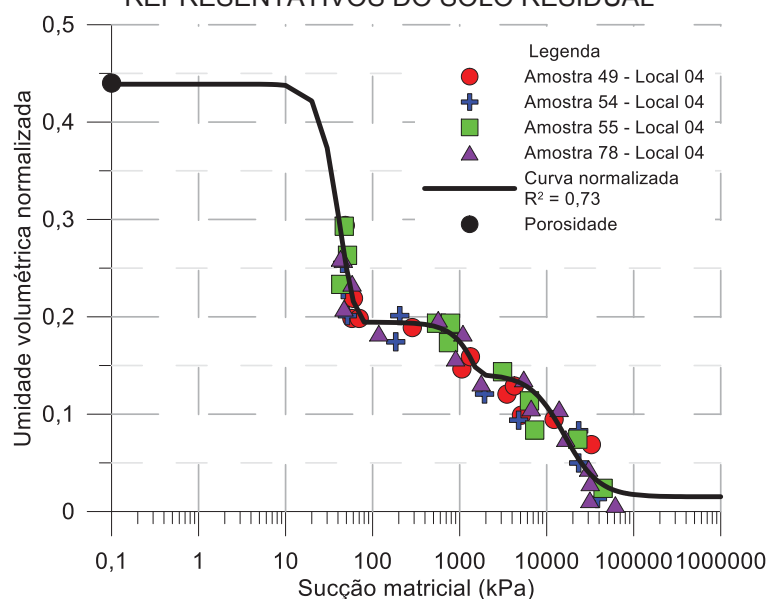


FIGURA 54 - AJUSTE DA CURVA DE RETENÇÃO PARA OS LOCAIS DE COLETA 04, REPRESENTATIVOS DO SOLO RESIDUAL



Em um primeiro momento foram utilizadas as equações propostas por GARDNER (1958), VAN GENUCHTEN (1980) e FREDLUND e XING (1994) para interpolar os pontos experimentais e determinar a curva de retenção de cada solo. Contudo, os resultados obtidos por estas equações não se ajustaram bem aos pontos experimentais, uma vez que estas relações matemáticas são para curvas uni-modais.

Solos de origem residual e sedimentar, encontrados em regiões de clima tropical e subtropical, frequentemente apresentam macroestrutura e microestrutura

bem definidas, sendo compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia (BONDER, 2008). Tal comportamento é observado para os pontos de coleta 01 e 02 (solo coluvionar).

Desse modo, foi necessário encontrar outras equações que se ajustassem aos diferentes patamares formados pelos pontos experimentais e que representassem adequadamente a curva de retenção de cada solo. Para a realização deste ajuste, utilizou-se o *software* LABFIT, desenvolvido pela Universidade Federal de Campina Grande, o qual realiza iterativamente ajustes de funções através de regressão não linear até obter-se um critério de convergência. As equações foram ajustadas através da formulação genérica denominada “Harris + C”, conforme Equação (3.4), na qual A, B, C e D são parâmetros de ajuste da curva.

$$Y = \frac{1}{A + B \cdot X^C} + D \quad \text{Equação (3.4)}$$

As curvas de retenção dos solos coluvionar e residual foram definidas matematicamente por duas e três equações, respectivamente, divididas nos intervalos de sucção de 0 a 1000 kPa (Equação (3.5)) e 1000 a 100000 kPa (Equação 3.6)) para o solo coluvionar e nos intervalos de 0 a 150 kPa (Equação (3.7)), 150 a 1500 kPa (Equação (3.8)) e 1500 a 100000 kPa (Equação 3.9)) para o solo residual. A curva de retenção do solo coluvionar é representada pela Equação (3.5) e (3.6):

$$Y = \frac{1}{4,2 + 3,8 \cdot 10^{-6} \cdot X^{2,6}} + 0,29 \quad \text{Equação (3.5)}$$

$$Y = \frac{1}{4 + 2,6 \cdot 10^{-8} \cdot X^2} + 0,043 \quad \text{Equação (3.6)}$$

As curvas de retenção tri-modal do solo residual são representadas pelas Equações (3.7), (3.8) e (3.9), referentes a cada trecho gráfico das curvas:

$$Y = \frac{1}{3,65 + 2,8 \cdot 10^{-6} \cdot X^{3,8}} + 0,165 \quad \text{Equação (3.7)}$$

$$Y = \frac{1}{5,9 + 2,4 \cdot 10^{-8} \cdot X^{2,5}} + 0,025 \quad \text{Equação (3.8)}$$

$$Y = \frac{1}{7,93 + 5,4 \cdot 10^{-9} \cdot X^{2,2}} + 0,025 \quad \text{Equação (3.9)}$$

A curva de retenção permite determinar os teores de umidade residuais e as pressões de entrada. Os valores de umidade residual foram definidos como 20% e 30% para o solo residual e coluvionar, respectivamente. Tais valores foram extraídos para a faixa de sucção entre 0 e 100 kPa e tiveram como referência os valores de umidade natural e sucção compatíveis com aqueles obtidos em campo através de ensaios e dados de instrumentação.

A partir da curva de retenção e do coeficiente de permeabilidade saturada é possível determinar a função de permeabilidade do solo não saturado, que pode ser estimada através da Equação (3.10), proposta por FREDLUND *et al.* (1994).

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^{yi}} \theta'(e^{yi})}{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^{yi}} \theta'(e^{yi})} \quad \text{Equação (3.10)}$$

Sendo,

k_s = permeabilidade saturada;

θ_s = teor de umidade volumétrico saturado;

ψ = sucção;

$e = 2,71828$;

y = variável de integração que representa o logaritmo da sucção;

θ' = primeira derivada da equação de Fredlund *et al.* (1994) para a curva característica;

i = intervalo entre j e N ;

j = a menor poropressão negativa descrita pela função final;

N = a maior poropressão negativa descrita pela função final.

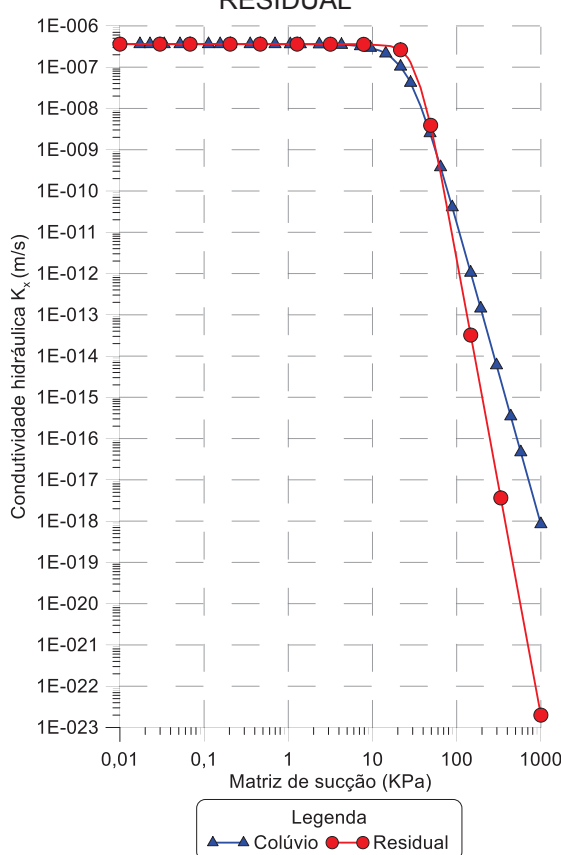
Os coeficientes de permeabilidade saturada obtidos através de ensaios de campo com o permeômetro de Guelph foram utilizados para a obtenção da curva de condutividade hidráulica do solo coluvionar e residual juntamente com os resultados de curva de retenção do solo (em especial a umidade residual do solo), os resultados são apresentados na FIGURA 55.

Salienta-se que a permeabilidade depende do nível de sucção presente no solo: quanto maior a sucção, menor é o coeficiente de permeabilidade do solo devido à presença de ar entre os vazios do solo. Quando o solo está totalmente

saturado, ou seja, quando todos os seus vazios estão preenchidos por água, a sucção é nula e tem-se o que chamamos de permeabilidade saturada.

A ação da água, em taludes de solos residuais, tem função decisiva nos mecanismos que influenciam na estabilidade. Para as análises que focam os conceitos de modelagem em estabilidade de taludes, os aspectos de sucção e os efeitos das incertezas devido à variabilidade dos parâmetros de solos não saturados devem ser analisados (SOARES, 2008).

FIGURA 55 - CURVAS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA PARA O SOLO COLUVIONAR E RESIDUAL



3.5.2 Ensaio de cisalhamento direto

Uma amostra indeformada é aquela em que se matem a sua estrutura original. Essas amostras utilizam-se para, entre outros fins, verificar em laboratório a resistência do solo indeformado, seja pelo ensaio de cisalhamento direto ou triaxial.

Os locais de coleta dos blocos indeformados foram definidos em função dos estudos e definição das áreas de riscos geológico-geotécnicos. A localização dos

pontos e a respectiva coordenada geográfica em UTM do local de retirada são apresentadas na TABELA 34.

TABELA 34 - LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE RETIRADA DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS

Coleta	Local	Latitude	Longitude	Elevação	Prof. (m)
01	km 552+000 Pista Norte	7236166	754108	673	0,90
02	km 552+000 Pista Norte	7236151	754132	691	1,00
03	km 552+000 Pista Norte	7236117	754138	728	1,30

Os procedimentos para a retirada dos blocos indeformados são:

- Limpeza da área por meio da retirada de vegetação e do solo orgânico superficial;
- Delimitação da região onde será retirado o bloco com dimensões de 30 x 30 x 30 cm (FIGURA 56a);
- Moldagem do contorno do bloco até a profundidade mínima de 30 cm para então começar a talhar o bloco em tamanho que caiba na caixa de madeira (FIGURA 56b e FIGURA 56c);
- Após moldagem do bloco indeformado de solo, o mesmo foi envolto com plástico PVC no seu entorno e bases para evitar a perda de umidade natural (FIGURA 56d);
- Aplica-se um tecido dentro da caixa de madeira para então envolver o bloco de solo (FIGURA 56e);
- Aplica-se a parafina entre o plástico PVC e a rede para garantir a não movimentação do bloco e a perda de umidade natural do solo (FIGURA 56f);
- Fecha-se a base superior da caixa com uma face em madeira (FIGURA 56g);
- Talha-se a base inferior do bloco para virar a estrutura;
- Nivelá-se o solo da base inferior, aplicando o plástico PVC e por fim a parafina (FIGURA 56h);
- Fecha-se a base inferior da caixa com uma face em madeira.

FIGURA 56 - PROCEDIMENTOS PARA RETIRADA DE BLOCOS INDEFORMÁVEIS



FONTE: A autora (2018)

As 03 amostras retiradas no talude do km 552+000 Pista Norte apresentaram características bem distintas entre o solo coluvionar e residual (FIGURA 57).

O primeiro bloco indeformável retirado foi próximo ao pé do talude, notou-se a presença considerável de matéria orgânica, além de raízes e um solo com índice de saturação alto, o que dificultou, de certa maneira, os procedimentos de retirada do material. A amostra 02, no patamar médio do talude, também apresentou um solo com características argilosas, porém com grau de saturação inferior ao da amostra 01. Esses dois pontos são característicos de solos coluvionares, os quais podem ser referentes ao material que se movimentou em decorrência de deslizamentos pretéritos da estrutura.

O bloco retirado na maior cota (amostra 03) apresentou características bem diferentes dos outros patamares, o que constata o fato de ser um material residual, pelo caráter bem arenoso e com pouca matéria orgânica em sua cobertura e com a presença de veias de quartzo transversalmente ao bloco (FIGURA 58).

FIGURA 57 - COLETA DE BLOCOS INDEFORMÁVEIS NO KM 552+000 PISTA NORTE



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 58 – AMOSTRA INDEFORMADA NO KM 552+000 PISTA NORTE (AMOSTRA 03)



FONTE: A autora (2018)

Os ensaios foram realizados em um equipamento de cisalhamento direto do tipo deformação controlados, da marca *Pavitest*, como apresentado na FIGURA 57. Foram executados ensaios de cisalhamento direto em três níveis de tensão normal: 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

FIGURA 59 - EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO



FONTE: A autora (2018)

O resultado de um conjunto composto por no mínimo três ensaios sob diferentes tensões normais ao plano de ruptura definem a envoltória de resistência

ao cisalhamento de Mohr-Coulomb. Com a envoltória de cisalhamento definida, pode-se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em termos de tensões efetivas: ângulo de atrito interno (Φ') e intercepto coesivo (c'). Além disso, é possível obter-se a variação da tensão cisalhante e da altura do corpo de prova com o aumento dos deslocamentos horizontais, permitindo avaliar o comportamento tensão-deformação do solo.

Os resultados permitem avaliar as envoltórias de resistência do solo tanto para a condição de pico como residual. A resistência de pico é representativa de um material intacto que não tenha sofrido grandes deformações e, em geral, é mobilizada durante a primeira ruptura de um talude. A resistência residual é o valor mínimo de resistência ao cisalhamento do solo na condição drenada e após grandes deslocamentos. A avaliação da resistência residual é importante para análises de taludes com superfícies de ruptura pré-existentes, para a análise de risco de ocorrência de ruptura progressiva e para o estudo das propriedades de depósitos sedimentares que possuem fissuras, juntas ou falhas (FONSECA, 2006).

Os blocos indeformados coletados nas cotas 673 m (amostra 01) e 691 m (amostra 02) apresentaram características de solo coluvionar de composição argilo-arenosa. O material coletado no patamar superior do talude (amostra 03), na cota 728 m, mostrou-se como um solo residual jovem de composição areno-argilosa, com características distintas quanto à estrutura e textura em relação às amostras 01 e 02.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em corpos de prova com dimensões de 100 mm de lado e 20 mm de altura, em média, respeitando-se as recomendações da norma britânica BS 1377-7/1990.

O teor de umidade inicial das amostras foi determinado a partir do material retirado durante a moldagem. Os corpos de prova prontos foram pesados e medidos para a obtenção dos dados necessários à determinação dos índices físicos iniciais. A TABELA 35 apresenta os resultados médios obtidos para os índices físicos iniciais de cada amostra do km 552+000 PN.

A velocidade de deslocamento horizontal utilizada na fase de cisalhamento das amostras foi calculada com base na curva de variação do índice de vazios com a maior tensão efetiva para as amostras em questão, conforme mostra a TABELA 36. A velocidade depende do coeficiente de adensamento (C_v), que reflete

características do solo como permeabilidade e compressibilidade.

TABELA 35 - ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS CISALHADAS

Amostra	Teor de umidade inicial (%)	Massa específica dos grãos (g/cm ³)	Massa específica natural (g/cm ³)	Índice de vazios inicial
km 552+000 PN amostra 01	26,6	2,60	1,68	0,95
km 552+000 PN amostra 02	25,8	2,56	1,61	1,00
km 552+000 PN amostra 03	14,1	2,61	1,71	0,74

TABELA 36 - VELOCIDADE DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Amostra	Velocidade de ensaio (mm/min)
km 552+000 PN amostra 01	0,15
km 552+000 PN amostra 02	0,15
km 552+000 PN amostra 03	0,20

Durante a fase de cisalhamento mediu-se a carga de cisalhamento, o deslocamento horizontal, a variação de altura do corpo de prova e o tempo decorrido a intervalos regulares de deslocamento horizontal de maneira que sejam obtidos, no mínimo, 20 intervalos de leitura até a carga máxima.

O cisalhamento se encerrou após atingir o pico de força de cisalhamento ou até atingir-se o deslocamento máximo, o que corresponde de 10 a 20% do lado da amostra. Cada corpo de prova foi cisalhado até um deslocamento horizontal de aproximadamente 12 mm (FIGURA 60), totalizando um tempo mínimo de 80 minutos de duração para cada ensaio realizado.

Todos os corpos de prova foram ensaiados em um único estágio. Para o cálculo da tensão normal e da tensão de cisalhamento, optou-se pela não correção da área efetiva do corpo de prova, tendo em vista que não ocorreram variações significativas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido quando a tensão normal e a tensão cisalhante eram corrigidas conjuntamente.

Finalizada a campanha de ensaios de cisalhamento direto, os dados brutos obtidos foram processados e interpretados (TABELA 37).

As FIGURAS 61 a 63 mostram as envoltórias de ruptura ajustadas aos pontos experimentais de pico e residual de resistência ao cisalhamento. As envoltórias obtidas com os ensaios de cisalhamento direto foram ajustadas através de função linear ($y = a \cdot x + b$) aos pontos experimentais.

FIGURA 60 – DETALHE DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL AO FINAL DO ENSAIO: (A) CAIXA DE CISALHAMENTO (A); AMOSTRA (B)

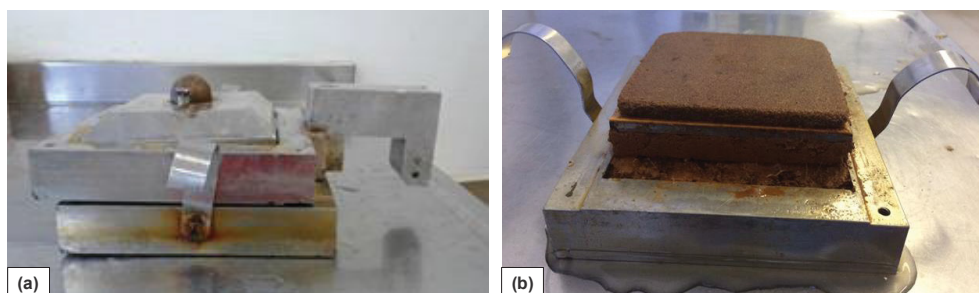


TABELA 37 - DADOS FINAIS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Amostra	Tensão normal (kPa)	Tensão cisalhante (kPa)	Deslocamento horizontal para a tensão cisalhante (mm)	Grau de saturação (%)	Índice de vazios final
km 552+000 PN amostra 01	50 – pico	36,8	12,1	84,3	0,88
	100 – pico	70,9	12,3	90,4	0,86
	200 – pico	116,4	12,7	94,7	0,89
	50 – residual	17,1	12,3	77,7	0,78
	100 – residual	45,6	12,3	85,7	0,57
	200 - residual	70,5	12,2	64,0	0,61
km 552+000 PN amostra 02	50 – pico	44,8	12,3	92,3	0,71
	100 – pico	76,0	12,4	87,1	0,67
	200 – pico	132,0	12,2	90,6	0,49
	50 – residual	24,6	12,1	83,1	0,75
	100 – residual	44,1	12,2	75,1	0,68
	200 - residual	73,5	12,0	61,2	0,67
km 552+000 PN amostra 03	50 – pico	43,8	12,2	90,8	0,55
	100 – pico	62,1	12,2	79,7	0,60
	200 – pico	128,8	12,3	94,4	0,37
	50 – residual	24,7	12,0	65,9	0,72
	100 – residual	45,7	12,4	78,5	0,55
	200 - residual	85,0	12,4	75,0	0,53

FIGURA 61 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 01 DO KM 552+000 PN

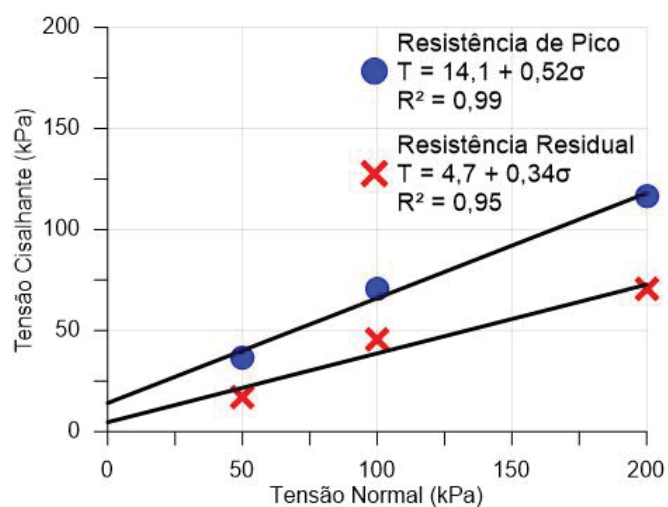


FIGURA 62 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 02 DO KM 552+000 PN

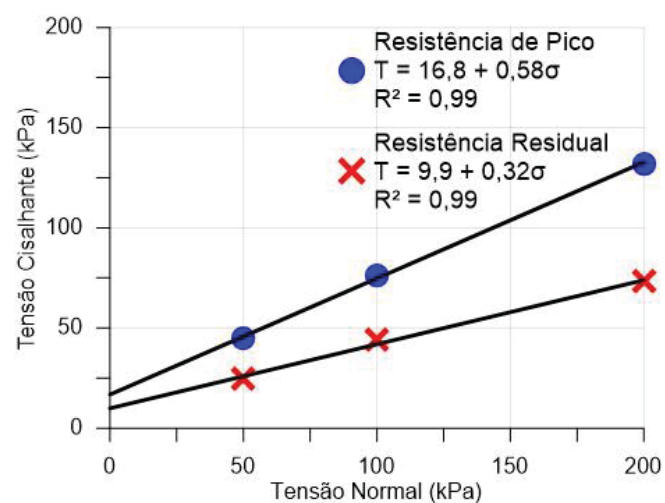
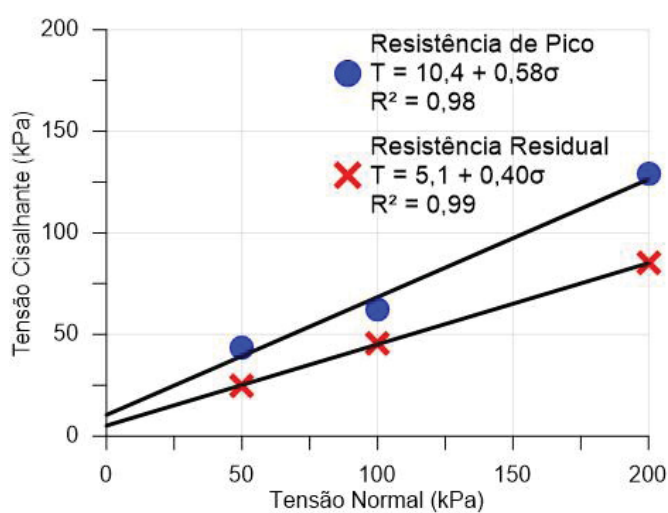


FIGURA 63 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 03 DO KM 552+000 PN



A TABELA 38 apresenta os parâmetros de resistência e as envoltórias de ruptura obtidas. Os ensaios de cisalhamento direto com os solos coluvionares (amostra 01 e 02) apresentaram parâmetros equivalentes aos seguintes intervalos: $17,8^\circ \leq \phi \leq 30^\circ$ e $4,7 \text{ kPa} \leq c \leq 16,8 \text{ kPa}$. Para o solo residual (amostra 03), os parâmetros de resistência apresentaram os seguintes intervalos: $21,8^\circ \leq \phi \leq 30,2^\circ$ e $5,1 \text{ kPa} \leq c \leq 10,4 \text{ kPa}$.

Os solos com maior fração de finos em sua composição (amostras 01 e 02) apresentaram maiores interceptos coesivos, com exceção da coesão residual da amostra 01. A amostra 03, que possui maior fração arenosa, apresentou maiores valores de ângulo de atrito, tanto para a resistência de pico quanto para a residual.

TABELA 38 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Amostra	Parâmetros de resistência		Parâmetros de resistência	
	de pico		residual	
	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	ϕ_r ($^\circ$)	c_r (kPa)
km 552+000 PN amostra 01	27,5	14,1	18,8	4,7
km 552+000 PN amostra 02	30,0	16,8	17,8	9,9
km 552+000 PN amostra 03	30,2	10,4	21,8	5,1

Em comparação com os valores sugeridos pela JCSS (2006) as amostras 01 e 02 pelos parâmetros de resistência de pico se enquadrariam como solo coesivo medianamente plástica, a diferença entre os resultados de pico e residual seriam referentes a variação da densidade, de mole até muito rija.

SUZUKI (2004) realizou análises das características geotécnicas na região de Morretes – PR, com a presença de solos originários de rochas migmatíticas heterogêneas e depósito de solo coluvionar com baixos valores de N_{spt} variando entre 3 e 10, sendo um material composto por argila siltosa marrom com espessura variável entre 4 e 21 metros. Os resultados de cisalhamento direto para o solo coluvionar realizado em amostras inundadas apresentaram coesão média de 16,0 kPa e ângulo de atrito médio de $30,5^\circ$. Já para o residual obtiveram-se valores de 2,0 e 18,0 kPa de coesão e 32° de ângulo de atrito médio.

ADVINCULA (2016) realizou a caracterização geotécnica de dois solos coluvionares e um solo residual jovem proveniente de rocha migmatítica, no Rio de

Janeiro, em região da Serra do Mar. Através de ensaios de cisalhamento direto (em amostras indeformadas inundadas) para os dois solos coluvionares obtiveram-se 14,8 kPa e 12,98 kPa de intercepto coesivo, e ângulo de atrito de 26,6° e 27,4°. Já para o residual obteve-se 36,5 kPa de coesão e 36,4° de ângulo de atrito.

As FIGURAS 64 a 66 ilustram as curvas tensão cisalhante *versus* deformação obtida para os solos ensaiados. Tanto as curvas que representam a resistência de pico como as de resistência residual apresentaram comportamento semelhante entre si. O material ensaiado mostrou-se de comportamento dúctil, com tensão cisalhante crescente tendendo a um valor assintótico, sem apresentar evidências de pico, com exceção dos corpos de prova ensaiados para a tensão normal de 200 kPa de resistência residual das amostras 01 e 02 do km 552+000 PN, para os quais as curvas tensão cisalhante *versus* deformação evidenciaram a presença de pico entre 4 e 6 mm de deformação. Nesses casos, por se tratar da resistência residual, adotaram-se como tensões cisalhantes máximas aquelas referentes ao máximo deslocamento horizontal obtido.

FIGURA 64 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AMOSTRA 01 DO KM 552+000 PN

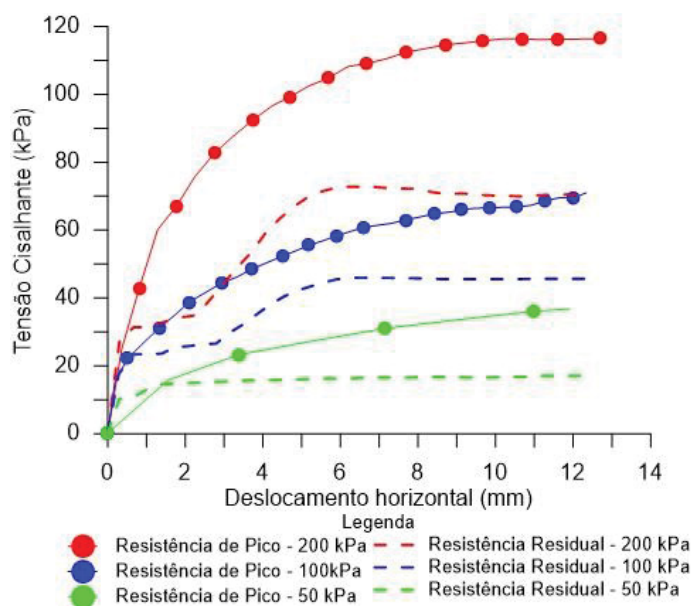
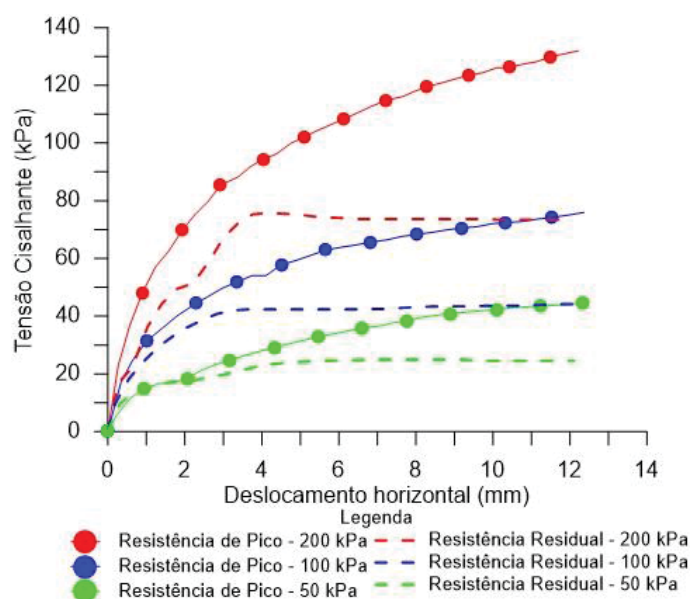


FIGURA 65 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AMOSTRA 02 DO KM 552+000 PN



As curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal obtidas para obtenção das resistências de pico e residual são apresentadas entre as Figuras 67 a 69. Com base nesses resultados, observa-se que os solos ensaiados apresentaram comportamento contráctil para todas as tensões normais avaliadas, indicando tratarem-se de solos fofos ou pouco compactos.

FIGURA 66 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AMOSTRA 03 DO KM 552+000 PN

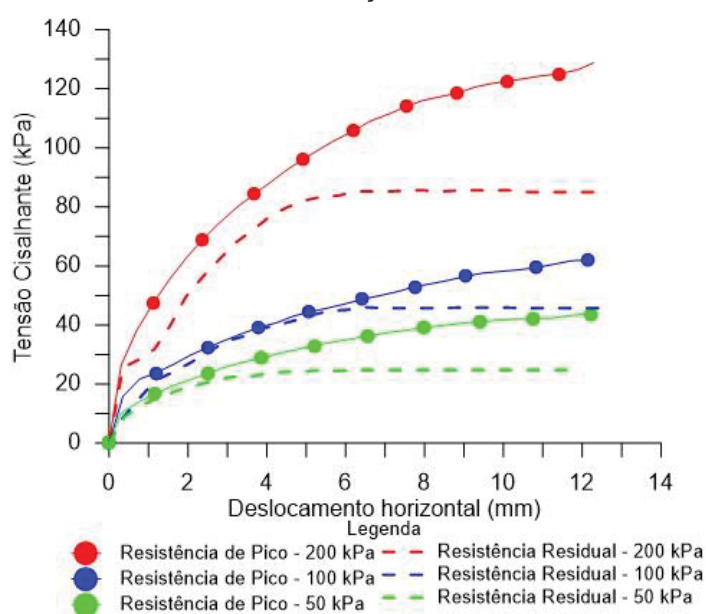


FIGURA 67 – CURVAS DESLOCAMENTO VERTICAL *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL
DA AMOSTRA 01 DO KM 552+000 PN

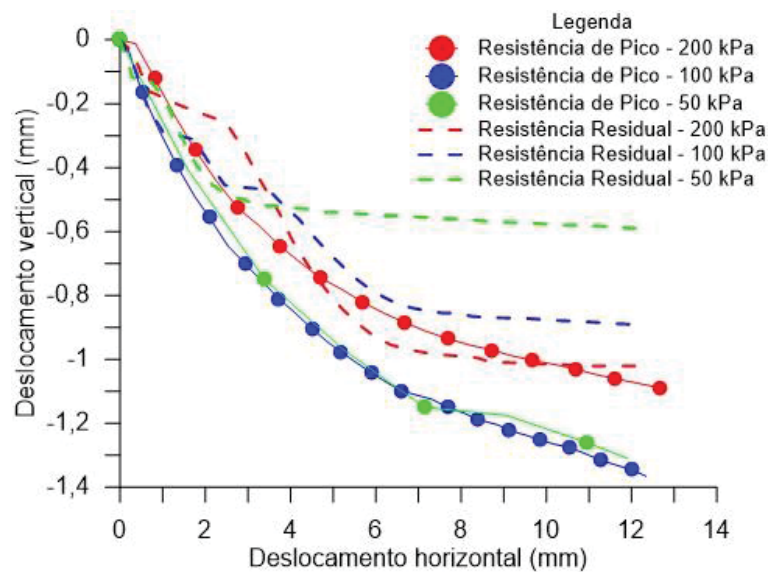


FIGURA 68 - CURVAS DESLOCAMENTO VERTICAL *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL
DA AMOSTRA 02 DO KM 552+000 PN

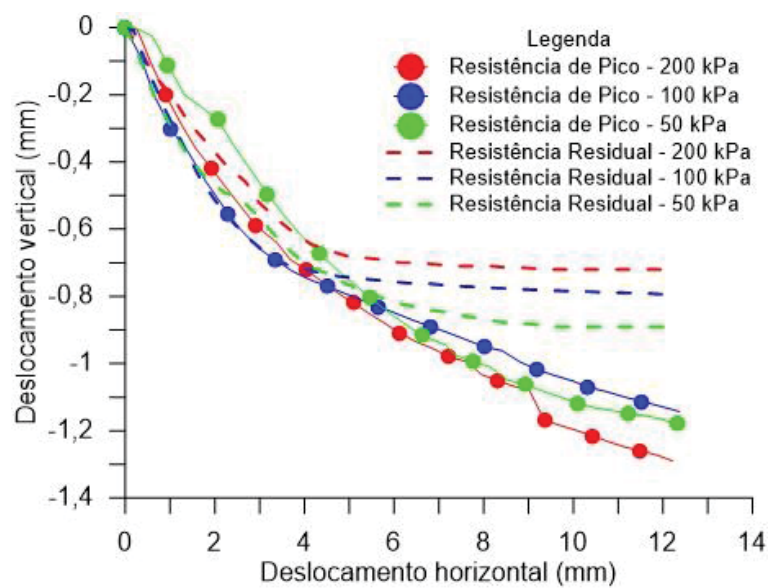
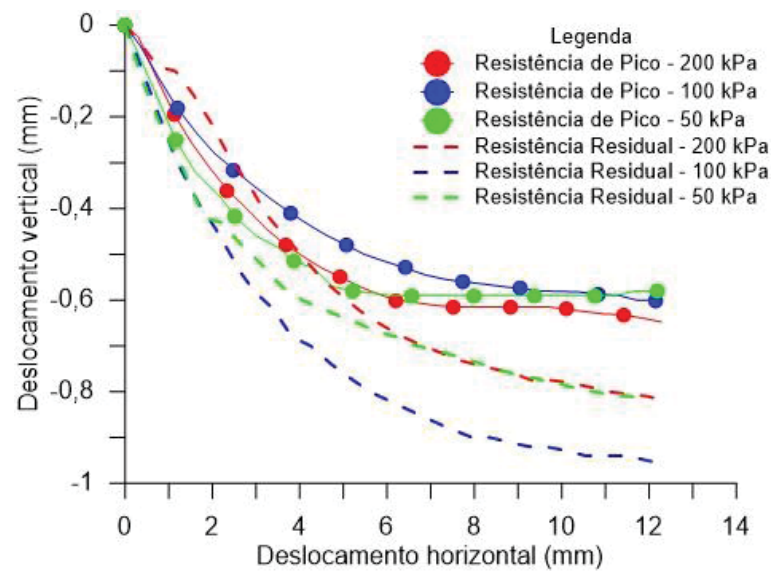


FIGURA 69 – CURVAS DESLOCAMENTO VERTICAL *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL
DA AMOSTRA 03 DO KM 552+000 PN



4. ANÁLISE DOS EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS NA SERRA PELADA

Dentre os aspectos que influenciam a ocorrência de movimentos de massa, destacam-se eventos pluviométricos com intensidades e durações diversas (D'ORSI, 2011). Logo, o entendimento desses processos parte do estabelecimento de critérios que relacionem a intensidade, duração e volume de chuva acumulado com os processos instabilizantes (em especial os escorregamentos de taludes). A TABELA 39 apresentam informações sobre período em que se têm dados de leitura dos instrumentos.

TABELA 39 - RELAÇÃO DE PLUVIÓGRAFOS ANALISADOS NA SERRA PELADA

Nome	Município	Responsável	Altitude (m)	Desde	Até
Barra do Turvo (INMET)	Barra do Turvo	INMET	667,0	Jul/08	Out/16
P-5		Arteris S.A.	653,3	Nov/13	Nov/16

FONTE: A autora (2018)

Sendo o talude em estudo presente dentro das delimitações da Serra Pelada, torna-se necessário o entendimento dos eventos chuvosos nesta região, um critério importante também é a compreensão do formato e extensão das bacias hidrográficas dentro desta Serra e quais englobam os pluviógrafos em estudo e também a localização do talude no km 552+000 PN.

Para tanto, inicialmente os períodos chuvosos foram classificados em relação à intensidade de precipitação acumulada da seguinte forma: chuvisco (0,1 a 2,5 mm), chuva fraca (2,5 a 10,0 mm), chuva moderada (10,0 a 25,0 mm), chuva forte (25,0 a 50,0 mm) e chuva extrema (acima de 50 mm), (LEITE *et al.*, 2011). Dias com precipitação menor que 0,1 mm (estiagem climática) foram excluídos dessa análise.

A análise dos percentis para a região da Serra Pelada foi realizada por meio do comparativo entre os instrumentos de Barra do Turvo - INMET e P-5 km 542+900 m (FIGURA 70). Ambos apresentaram maiores frequências em todos os meses do ano de chuvisco (0,1 – 2,5 mm). Também é perceptível que as chuvas fracas (2,5 - 10 mm) ocorrem com uma frequência média 17% maior no P-5 km 542+900 m que no Barra do Turvo-INMET. Os maiores percentis de chuvas moderadas (10 – 25 mm) e de chuva forte (25 - 50 mm) ocorrem entre os meses de janeiro e fevereiro

para ambos os instrumentos, demonstrando que a incidência de chuvas com maiores intensidades se concentra, em sua maioria, na estação de verão (dezembro, janeiro e fevereiro).

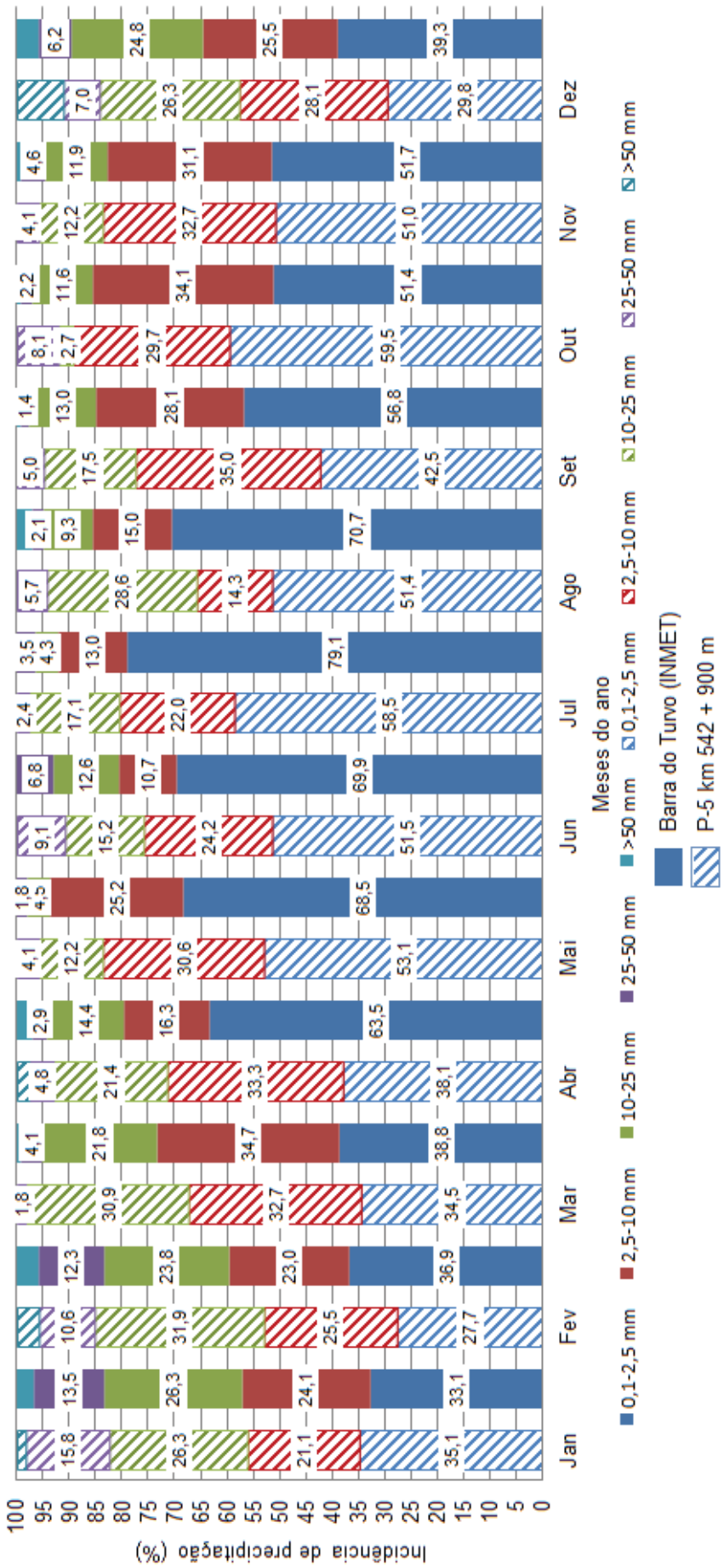
A FIGURA 71 apresenta o gráfico *box plot* obtido para a série de precipitação relativa ao período de verão, incluindo os meses de Dezembro até Março, do total histórico referente aos pluviógrafos instalados na Serra Pelada.

A mediana (segmento de reta na caixa com indicação de 50%) e a média (cruz em cima da mediana) são as medidas mais comuns do centro de distribuição de uma variável. Para o presente estudo, observa-se uma assimetria positiva para os totais diários de precipitação para ambos os equipamentos, uma vez que a média se apresentou maior que a mediana no período de verão. É possível notar ainda a ocorrência de *outliers* superiores que chegam a atingir até 100 mm/dia (P-5 km 542+900 m).

O intervalo interquartil (3° quartil menos 1° quartil) do período de verão revela a dispersão da metade central dos dados, ou seja, aqueles totais de precipitação menos afetados por variações em qualquer uma das caudas da distribuição (valores mais resistentes) e com maior probabilidade de ocorrência (LEITE *et al.*, 2011).

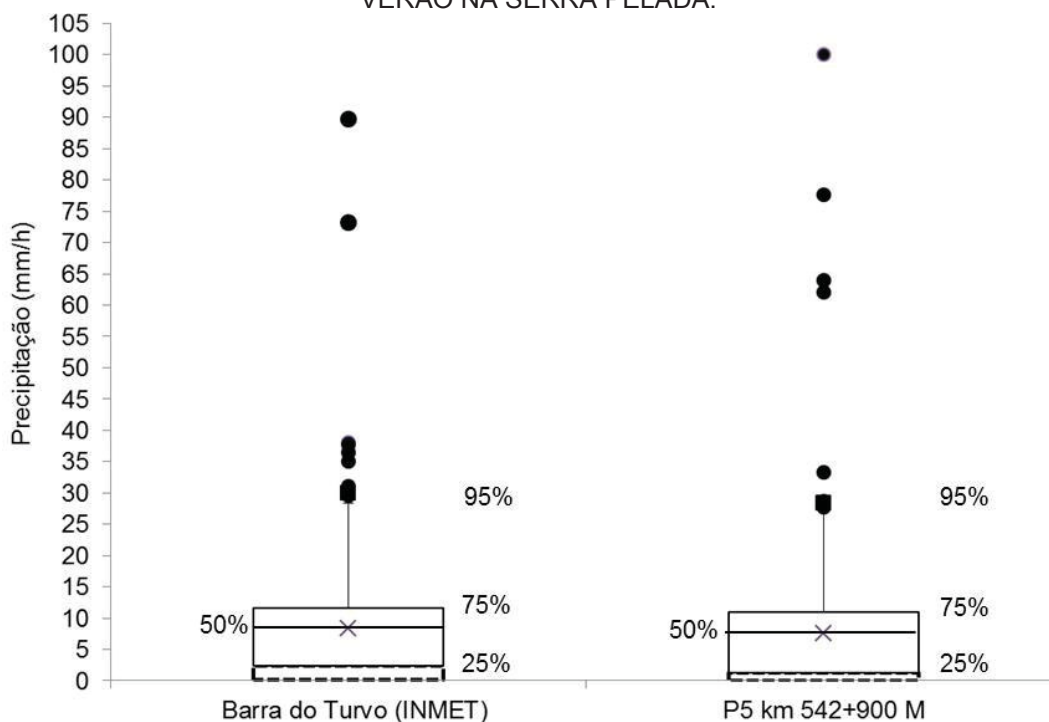
Conforme pode ser observado no gráfico Box plot comparativo entre Barra do Turvo (INMET) e o pluviógrafo P-5 km 542+900 m (FIGURA 71), as incidências que se encontram entre o 1° quartil (25%) e o 3° quartil (75%) variam de 0 mm até 11,60 mm, representam os volumes com maior frequência, podendo tal característica ser observada na FIGURA 70.

FIGURA 70 - PERCENTUAL CORRESPONDENTE AOS INTERVALOS DE CLASSES DE PRECIPITAÇÃO EM RELAÇÃO AO TOTAL DE DIAS COM PRECIPITAÇÃO PARA CADA UM DOS MESES ANALISADOS (COMPARATIVO P-5 KM 542+900 M E BARRA DO TURVO-INMET).



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 71- BOX PLOT DOS DADOS DIÁRIOS DE PRECIPITAÇÃO (MM) NO PERÍODO DE VERÃO NA SERRA PELADA.



FONTE: A autora (2018)

4.1 ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO HIDROGRÁFICAS NA SERRA PELADA

O entendimento da disponibilidade de precipitação em uma bacia parte inicialmente do conhecimento de sua distribuição temporal e espacial (TUCCI, 2012). Sendo assim, o estudo das áreas de contribuição hidrográfica no trecho de interesse da rodovia da Régis Bittencourt (Serra Pelada) permite analisar a dinâmica pluviométrica regional por meio dos dados de precipitação provenientes dos pluviógrafos inclusos nessas microbacias e da sua respectiva área de influência relativa.

A aquisição de dados para a geração das áreas de contribuição hidrográfica na Serra Pelada foi realizada por meio do site da Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais (INDE, 2016), através de consultas e acessos aos dados e metadados geoespaciais, os quais proporcionaram os caminhos de drenagem em cada área de contribuição, permitindo que fosse possível obter os trechos de curso d'água principais em cada uma das áreas.

As áreas de contribuição, também conhecidas como Ottobacias, seções de controle, sub-bacias ou micro-bacias, são obtidas por meio da delimitação das

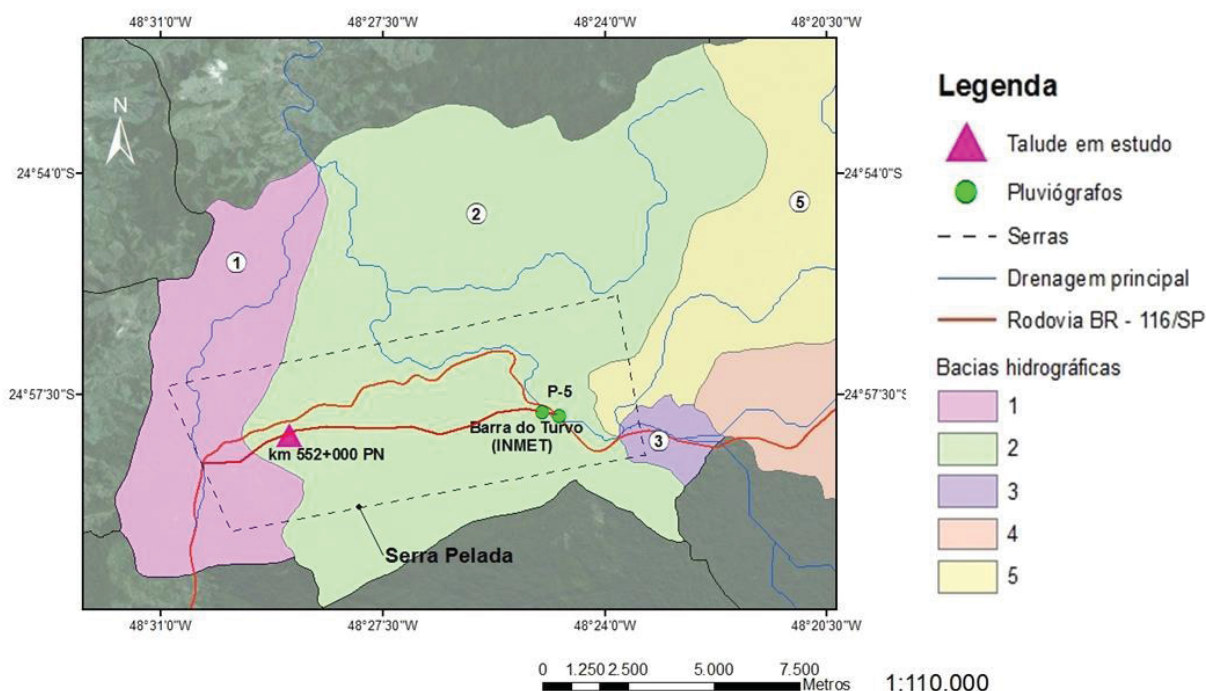
bacias hidrográficas e identificação dos principais rios da região. A construção da base hidrográfica otocodificada consiste de um conjunto de processos para tratamento topológico da rede hidrográfica com base na codificação de Otto Pfafstetter (1989) e que permite associar e extrair informações a jusante e a montante de cada trecho da rede (ANA, 2007).

Por meio da obtenção dos dados necessários para a construção do mapeamento de interesse, realizou-se a extração através do arquivo digital *shapefile*, o qual já inclui as referências geográficas e gerado pela plataforma ArcGIS versão 10.2.

A FIGURA 72 ilustra as delimitações das áreas de contribuição hidrográfica para a Serra Pelada, com seus respectivos caminhos de drenagem principal. Pode-se observar que foram consideradas válidas as áreas de contribuição que interceptassem os trechos da rodovia Régis Bittencourt e estão inclusas na serra estuda. Nota-se que os instrumentos instalados neste trecho (Barra do Turvo - INMET e P-5 km 542+900 m) encontram-se em uma mesma microbacia, sendo esta a mais representativa em extensão nas delimitações estudadas.

Pela análise do percentual de ocorrência de períodos chuvosos, constatou-se que as chuvas de maiores intensidades, as quais poderiam apresentar riscos quanto a ocorrência de movimentos de massa, se encontram em períodos similares de ocorrência de eventos pluviométricos. Além disso, conforme será descrito nos itens subsequentes, ambos apresentam uma alta correlação linear em relação aos períodos históricos analisados. Contudo, é possível concluir que pela proximidade geográfica e com base na análise comparativa do comportamento medido nesses pluviógrafos, ambos podem ser utilizados para representar a pluviometria da área em questão.

FIGURA 72 - ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO HIDROGRÁFICA NA SERRA PELADA

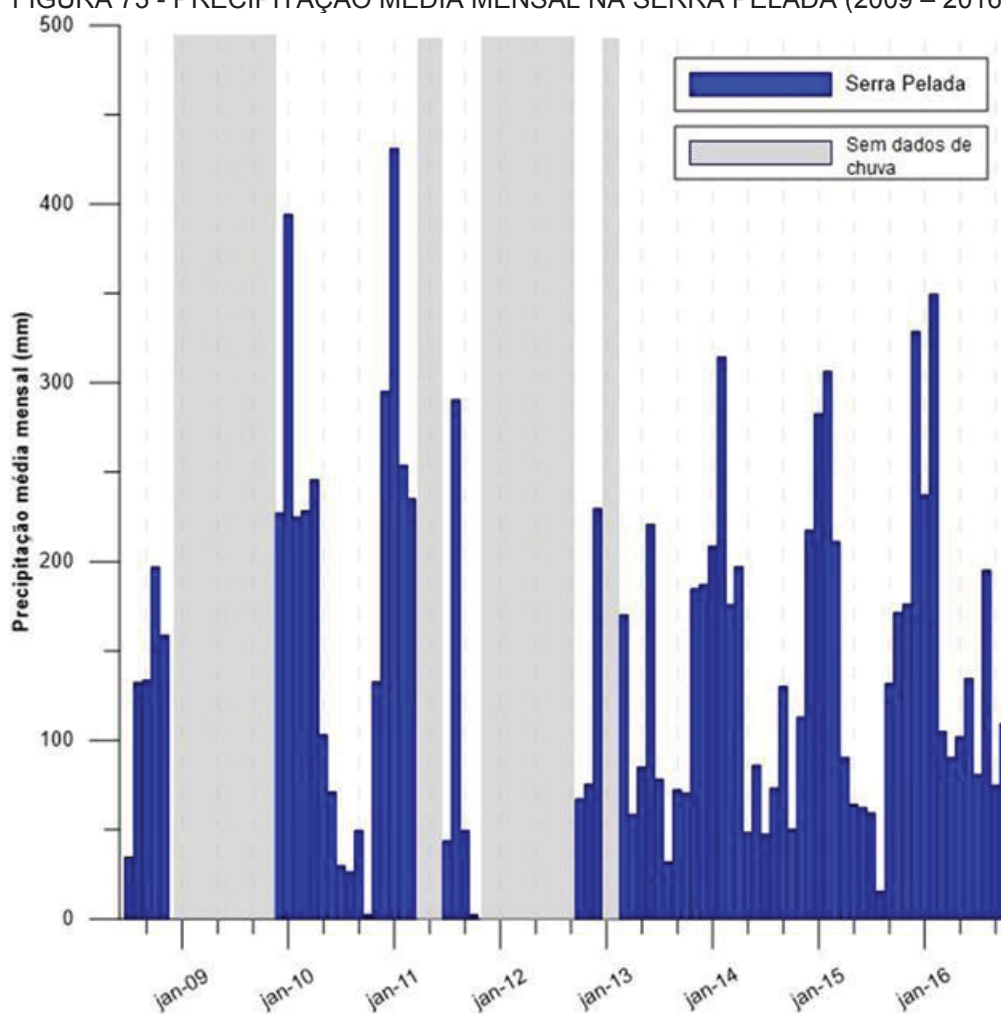


FONTE: A autora (2018)

A dinâmica pluviométrica na região da Serra Pelada é então representada pela precipitação média entre os instrumentos de Barra do Turvo (INMET) e P-5 no km 542+900 m (FIGURA 73). Nota-se que a maior precipitação mensal já obtida para essa região foi em janeiro de 2011 alcançando 431,2 mm.

A TABELA 40 apresenta a área de cada micro-bacia da Serra Pelada com seu respectivo trecho em que intercepta a rodovia Régis Bittencourt. Nota-se que a área de contribuição 2, que contém os dois pluviômetros (Barra do Turvo – INMET e P-5 km 542+900 m) tem a maior influência espacial nesta região de estudo, com aproximadamente 64% de abrangência da Serra Pelada e da rodovia Régis Bittencourt neste trecho.

FIGURA 73 - PRECIPITAÇÃO MÉDIA MENSAL NA SERRA PELADA (2009 – 2016)



FONTE: A autora (2018)

TABELA 40 - RELAÇÃO ENTRE A ÁREA DA MICROBACIA E O TRECHO DA RODOVIA (SERRA PELADA)

Área de contribuição	Área (km ²)	Trecho da rodovia (km)
1	39,26	4,57
2	126,36	12,86
3	4,33	2,63

FONTE: A autora (2017)

4.2 ANÁLISE CRÍTICA INTEGRADA

A obtenção das áreas de contribuição hidrográfica e do percentual de ocorrência de períodos chuvosos, apresentados nos itens anteriores, permite complementar e comparar o comportamento dos regimes de chuva por meio da correlação de porcentagens de incidências e a proximidade entre os instrumentos

com uma classificação que pode ser obtida por meio de uma análise crítica integrada.

Tal procedimento visa, através de dados de precipitação diária medidos, da localização geográfica dos pluviógrafos e da proximidade destes nas áreas de contribuição hidrográfica, determinar e classificar os índices de precipitação pluviométrica para as regiões de interesse por meio da técnica dos quartis e, assim, inferir a respeito da classificação de chuvas para cada uma das Serras.

A aplicação dessa metodologia envolveu inicialmente um tratamento estatístico, determinando-se os valores máximos e mínimos, média e desvio padrão para cada série. Na sequência, adotou-se uma faixa de percentis de 5% a 95%, com valores intermediários nos primeiros quartis, mediana e terceiro quartis, ou seja, 25%, 50% e 75%. Outros trabalhos vêm sendo desenvolvidos com base na aplicação dessa metodologia em diferentes regiões do Brasil (LEITE *et al.*, 2011 e SOUZA *et al.*, 2012).

Por definição, Q_p é um limite do intervalo do quartil para uma determinada variável aleatória X , sendo p a probabilidade de ocorrência, tal que X seja menor que Q_p . Assim, a escolha do intervalo associado a um quantil deve satisfazer a seguinte relação: Probabilidade ($X \leq Q_p$), em que ($0 < 1$), conforme SOUZA *et al.* (2012).

Conceitualmente, a metodologia empregada baseia-se na mediana representando o centro da distribuição, os quartis de 25% e 75% indicando a dispersão da metade central dos dados e, o mínimo e o máximo a dispersão total destes.

A TABELA 41 apresenta a classificação das precipitações (P) diárias utilizadas no trabalho de SOUZA *et al.* (2012) para a região de São Paulo, os quais também serviram de base para as análises da Serra Pelada e Serra do Azeite, sendo possível identificar classes desde dias considerados secos até chuvas muito extremas.

TABELA 41 - CLASSIFICAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES PARA A REGIÃO DA SERRA PELADA

Probabilidades	Classificação
$P < Q_{0,05}$	Dia Seco (DS)
$Q_{0,05} \leq P \leq Q_{0,25}$	Chuva muito fraca (CMF)
$Q_{0,25} \leq P \leq Q_{0,50}$	Chuva fraca (CF)
$Q_{0,50} \leq P \leq Q_{0,75}$	Chuva moderada (CM)
$Q_{0,75} \leq P \leq Q_{0,95}$	Chuva forte (CFo)
$P \geq Q_{0,95}$	Chuva muito forte (CMFo)
$Q_{0,95} \leq P \leq 150 \text{ mm}$	Chuva extrema (CE)
$P > 150 \text{ mm}$	Chuva muito extrema (CME)

FONTE: Souza *et al.* (2012)

Para a etapa de tratamento estatístico, realizou-se o levantamento geral dos parâmetros referentes a cada uma das estações pluviométricas utilizadas, além de um maior entendimento dos intervalos de confiança relativos à média, mediana e desvio padrão, conforme serão apresentados em sequência.

Os dados de chuva relativos à leitura de cada um dos pluviógrafos passaram por uma triagem e avaliação da consistência das séries temporais. Somado a isso, a aplicação das técnicas de quartis não utilizou os dias em que não ocorreu qualquer tipo de precipitação, ou seja, 0 mm, pois o objetivo era analisar apenas aqueles que continham alguma leitura de pluviometria.

Os resultados obtidos, após o tratamento e processamento para cada um dos instrumentos instalados no trecho em estudo, são apresentados na TABELA 42 e TABELA 43. Os registros dos eventos foram classificados em relação à quantidade de ocorrências e conforme as classes obtidas mediante cálculo de quartis, obtendo-se os resultados apresentados na TABELA 44.

TABELA 42 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS PRECIPITAÇÕES PARA CADA INSTRUMENTO DA REGIÃO DE ESTUDO

Região	Serra Pelada		
	Estações pluviométricas	Barra do Turvo (INMET)	P-5 km 542+900 m
Máximo		92	100,1
Mínimo		0,2	0,3
Percentil 5%		0,2	0,33
Primeiro quartis		0,4	0,99
Mediana		1,8	3,99
Terceiro quartis		8,8	11,33
Percentil 95%		29,6	28,66
Desvio Padrão		11,71	11,72
Total de observações		1530	545

TABELA 43 - CLASSIFICAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES (P) PARA OS INSTRUMENTOS INSTALADOS NA REGIÃO DE ESTUDO

Região	Serra Pelada			Classificação
	Estações pluviométricas	Barra do Turvo (INMET)	P-5 km 542+900 m	
Quartil		Intensidade (mm)	Intensidade (mm)	
$P < Q_{0,05}$		$P < 0,2$	$P < 0,3$	Dia seco (DS)
$Q_{0,05} \leq P \leq Q_{0,25}$		$0,2 \leq P \leq 0,4$	$0,3 \leq P \leq 1,0$	Chuva muito fraca (CMF)
$Q_{0,25} \leq P \leq Q_{0,50}$		$0,4 \leq P \leq 1,8$	$1,0 \leq P \leq 4,0$	Chuva fraca (CF)
$Q_{0,50} \leq P \leq Q_{0,75}$		$1,8 \leq P \leq 8,8$	$4,0 \leq P \leq 11,3$	Chuva moderada (CM)
$Q_{0,75} \leq P \leq Q_{0,95}$		$8,8 \leq P \leq 29,6$	$11,3 \leq P \leq 28,7$	Chuva forte (CFo)
$P \geq Q_{0,95}$		$P \geq 29,6$	$P \geq 28,7$	Chuva muito forte (CMFo)

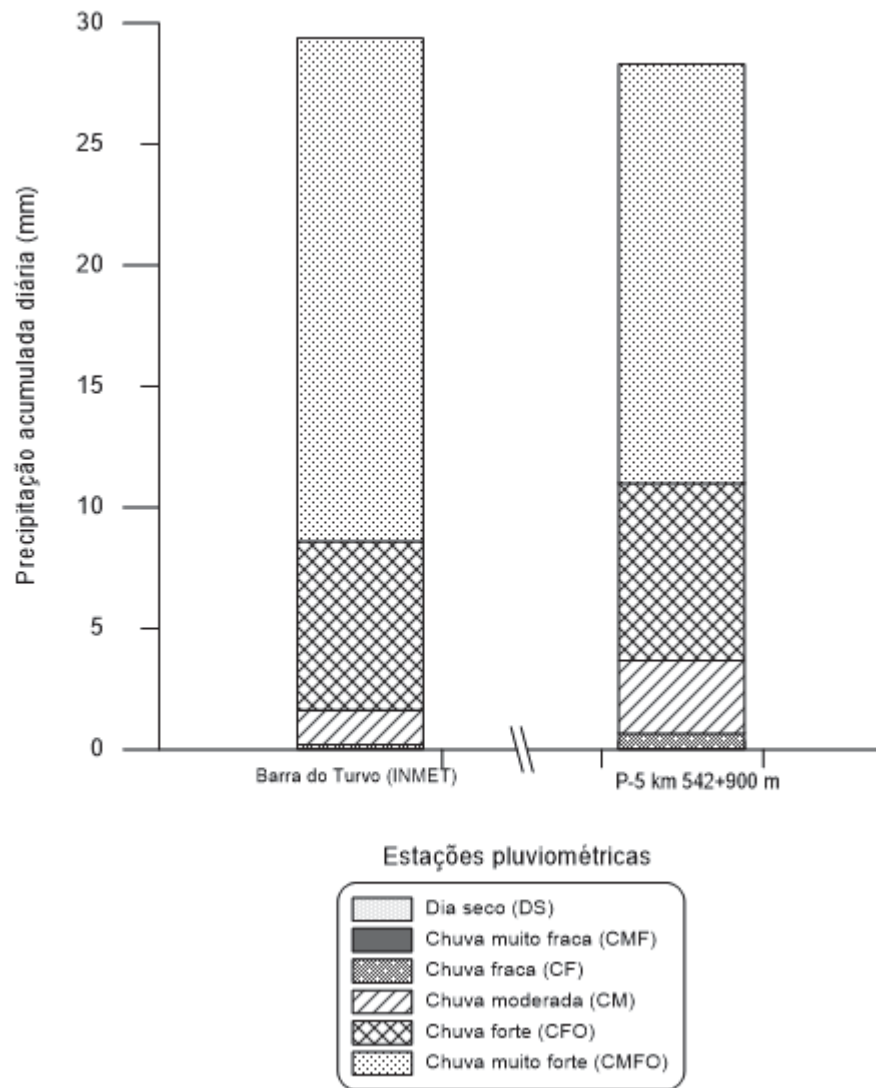
TABELA 44 - CLASSIFICAÇÃO DOS EVENTOS DE CHUVA DE ACORDO COM OS INTERVALOS POR PORCENTAGEM DE OCORRÊNCIA OBTIDA PARA OS INSTRUMENTOS INSTALADOS NA REGIÃO DE ESTUDO

Delimitação por serra	Serra Pelada	
	Barra do Turvo (INMET)	P-5 km 542+900 m
Dia Seco (DS)	28,30%	43,80%
Chuva muito fraca (CMF)	17,60%	14,30%
Chuva fraca (CF)	17,20%	14,40%
Chuva Moderada (CM)	19,00%	13,30%
Chuva Forte (CFo)	14,40%	11,30%
Chuva Muito Forte (CMFo)	3,60%	2,60%
Chuva Extrema (CE)	0,00%	0,10%
Chuva Muito Extrema (CME)	0,00%	0,00%

Na FIGURA 74, um comparativo das classes de precipitação para cada um dos pluviógrafos analisados nesta etapa é apresentado. Verifica-se que existe uma similaridade de comportamento no volume de chuva que representa um mesmo tipo de chuva para os equipamentos analisados.

O pluviógrafo P-5 km 542+900m apresenta um intervalo de chuva moderada (CM) maior e mais durador que o Barra do Turvo (INMET), mas com chuvas fortes (CFo) levemente inferiores, mesmo estando em locais muito próximos, característica esta que pode refletir diferenças no volume de dados analisado.

FIGURA 74 - ANÁLISE CRÍTICA INTEGRADA



FONTE: A autora (2018)

5. PROPOSTA DE MODELO PARA AVALIAÇÃO DE RISCOS DE DESLIZAMENTOS

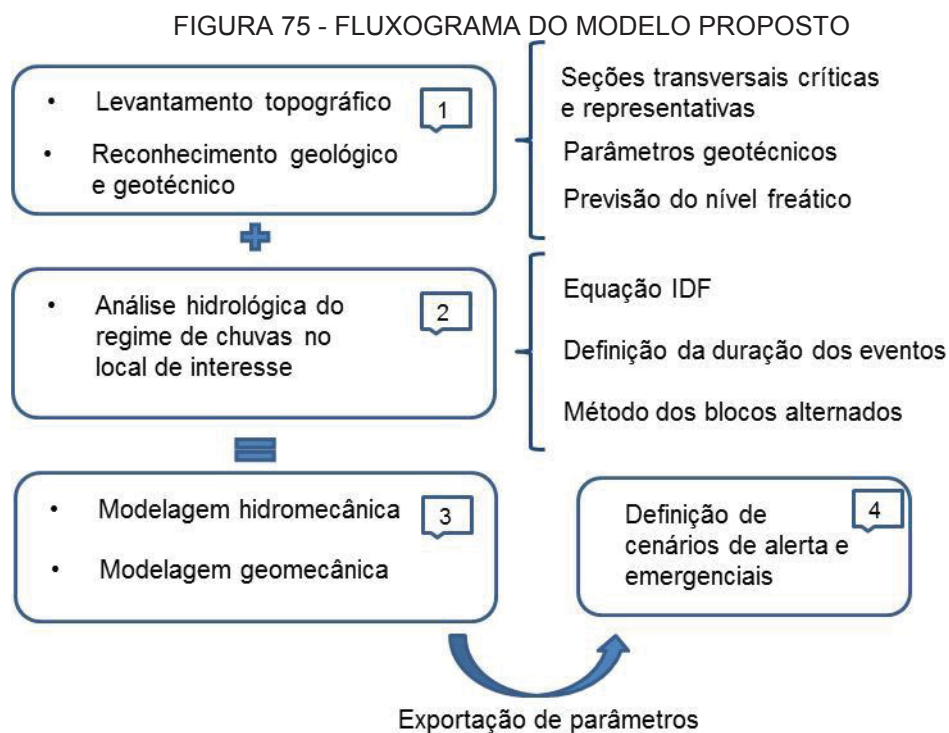
O modelo utilizado baseou-se no fluxograma apresentado na FIGURA 75 o qual é dividido em quatro grandes categorias. A avaliação de riscos de deslizamentos em um local específico necessita de informações primordiais para o desenvolvimento desta metodologia, enfatiza-se as etapas 1 e 2 por fornecerem os dados de entrada do modelo, o qual deve ser entendido e detalhado para mitigar possíveis erros e diminuir incertezas no modelo.

Como premissas para a primeira etapa, o usuário deve obter informações referentes as incidências de declividades através de dados de levantamento topográfico (item 3.1), a elaboração de seções transversais críticas deve-se levar em conta a representatividade dos cenário para o todo, no caso do talude em estudo, definiu-se três seções pois pelos resultados de geofísica e histórico de movimentação, apresentavam estrutura geológica, declividade e possíveis processos de percolação de água no maciço diferentes.

Como o estudo trata-se do entendimento de deslizamentos em decorrência de eventos chuvosos e conseqüente entendimento do processo de saturação nas camadas mais superficiais, a caracterização geológico-geotécnica necessita de parâmetros realísticos do solo não saturado, como permeabilidade, curva de retenção da água do solo, ângulo de atrito, peso específico e coesão.

Para a realização da modelagem hidromecânica a escolha correta do regime de chuvas analisado é extremamente importante, pois esse dado será traduzido em taxa de infiltração no solo, sendo assim, estipulou-se nessa metodologia a utilização de cenários críticos obtidos por equações IDF e aplicação no método dos blocos alternados.

Os resultados obtidos na terceira etapa devem contemplar a variação dos fatores de segurança com as variações dos parâmetros geotécnicos (mínimo, médio e máximo) e a variação da poropressão ao longo da profundidade das subseções definidas em cada seção transversal em relação aos cenários críticos de chuva.



FONTE: A autora (2018)

5.1 DEFINIÇÃO DA LITOLOGIA E SEÇÕES TRANSVERSAIS

Frente às constatações apresentadas no capítulo 3.1 e as diferenças topográficas observadas nos mapas de declividade traçou-se três seções transversais que abrangessem cada uma das regiões críticas de relevo do talude em estudo, com o intuito de analisar diferentes comportamentos de movimento de massa nas modelagens numéricas, conforme ilustração em planta na FIGURA 76.

A FIGURA 77 apresenta a vista frontal do talude no km 552+000 Pista Norte com as respectivas demarcações em tracejado dos locais selecionados para análise das seções transversais representativas do local em estudo. De maneira geral, observa-se que o local do corte CC contém uma maior concavidade, o corte BB é o que apresenta as maiores evidências de movimentações pretéritas e no corte AA observa-se uma parede de solo exposto, com uma inclinação de 90° com o plano horizontal.

Durante as visitas de campo foi possível observar ainda a variabilidade dos materiais que compõe o local (FIGURA 78a). Na porção à esquerda da fenda de movimentação, situada entre os cortes BB e CC, o material é composto por um solo mais argiloso proveniente possivelmente de um aterro pretérito, enquanto a porção à

direita representa um material arenoso residual.

Na região do corte CC observam-se sinais de fluxo de água na parte inferior de um antigo sistema de drenagem que acarretou em um processo de erosão, contribuindo assim para a ocorrência de fendas de tração (FIGURA78b).

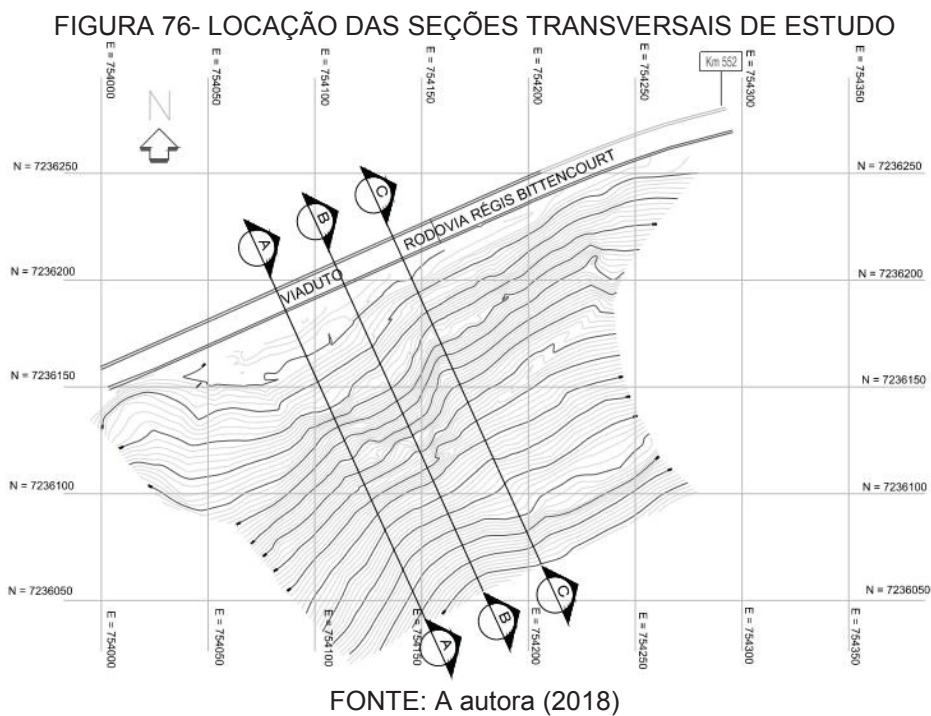


FIGURA 77 - VISTA FRONTAL DOS LOCAIS DEFINIDOS PARA AS SEÇÕES TRANSVERSAIS

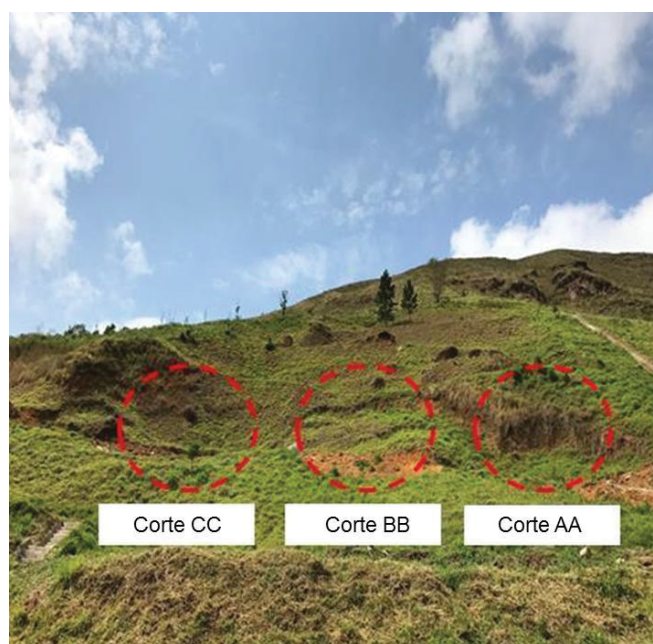
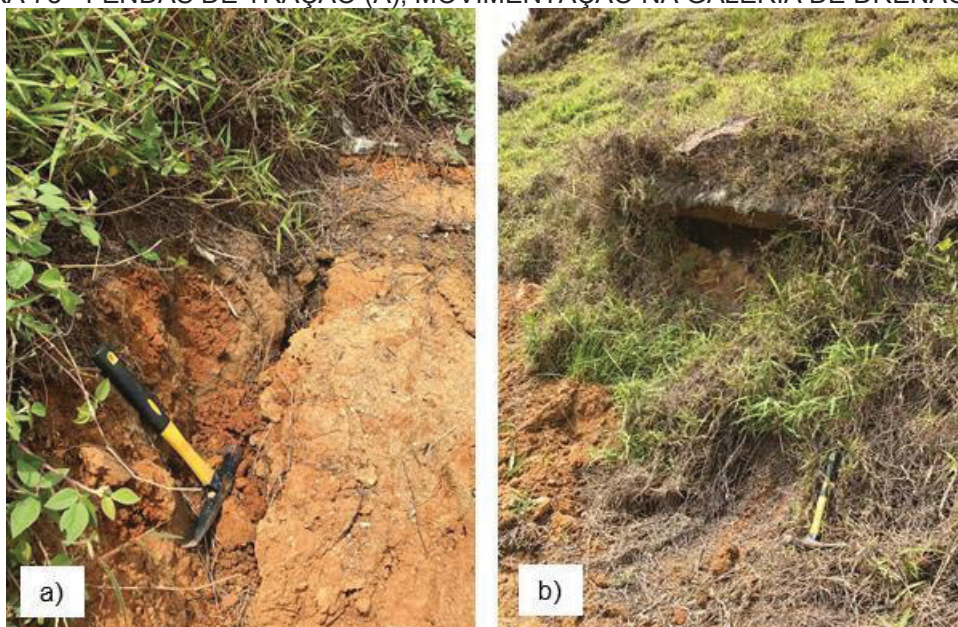


FIGURA 78 - FENDAS DE TRACÇÃO (A); MOVIMENTAÇÃO NA GALERIA DE DRENAGEM (B)



FONTE: A autora (2018)

Na região de corte AA foi possível identificar a presença de um solo residual de granito jovem com característica mais arenosa e rica em cristais alterados de feldspato, sendo possível classificá-lo como um saprólito (FIGURA 77).

FIGURA 79 - FRAGMENTO DE ROCHA DE ORIGEM GRANÍTICA



FONTE: A autora (2018)

Com base em inspeções de campo foi possível observar ainda a presença de material de origem granítica quando se caminha do vértice para a crista do talude. Na região do talude (próximo aos pontos onde foram realizadas as sondagens), verificou-se a presença de material de origem magmática. Assim, trata-se possivelmente de uma intrusão granítica no corpo do migmatito do embasamento cristalino. A FIGURA 77 ilustra o aspecto do granito intrusivo no referido local.

Cabe salientar ainda a presença de pelo menos duas cicatrizes de deslizamentos translacionais pretéritos identificados na margem direita do talude, próximo à elevação de 800 m, com paredes verticalizadas e de consideráveis extensões laterais, conforme pode ser observado na FIGURA 80.

Com base nesse contexto e no histórico de movimentação no talude do km 552+000 PN foi possível concluir que o solo presente nas três seções transversais críticas caracteriza-se como sendo um depósito de material superficial composto por tálus e colúvio, ou seja, formado pelo deslizamento de solos e de blocos de rochas a partir do topo da encosta e acumulado da porção de meia encosta.

FIGURA 80 - DESLIZAMENTO PRETÉRITO À MONTANTE DO TALUDE KM 552+000 PN

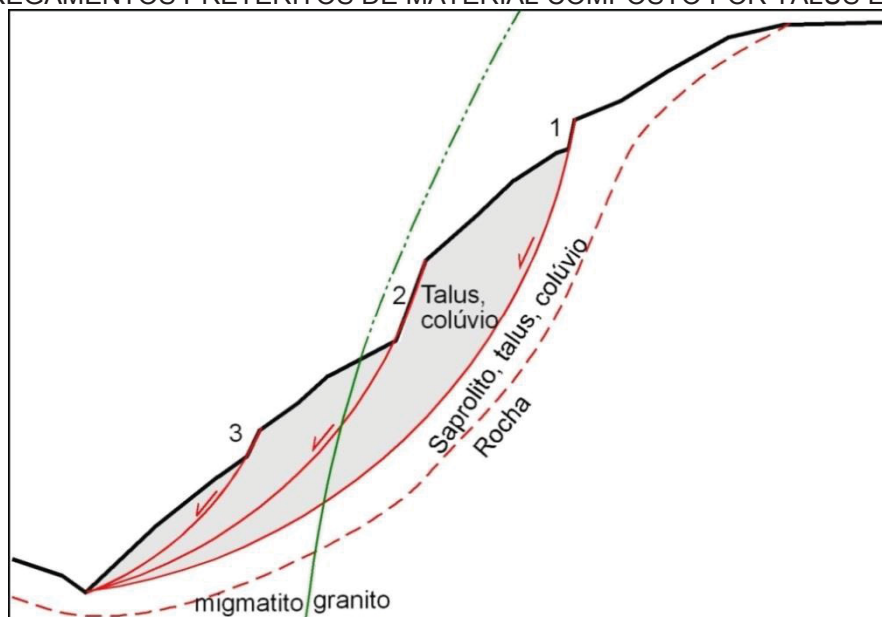


FONTE: A autora (2018)

A FIGURA 81 ilustra de forma esquemática o modelo de movimentação da massa de material superficial no talude do km 552+000 Pista Norte. As pequenas escarpas que se observam no relevo foram identificadas com os números de 1 a 3. A linha verde representa de forma aproximada a posição do contato entre o

migmatito e a rocha intrusiva (granito).

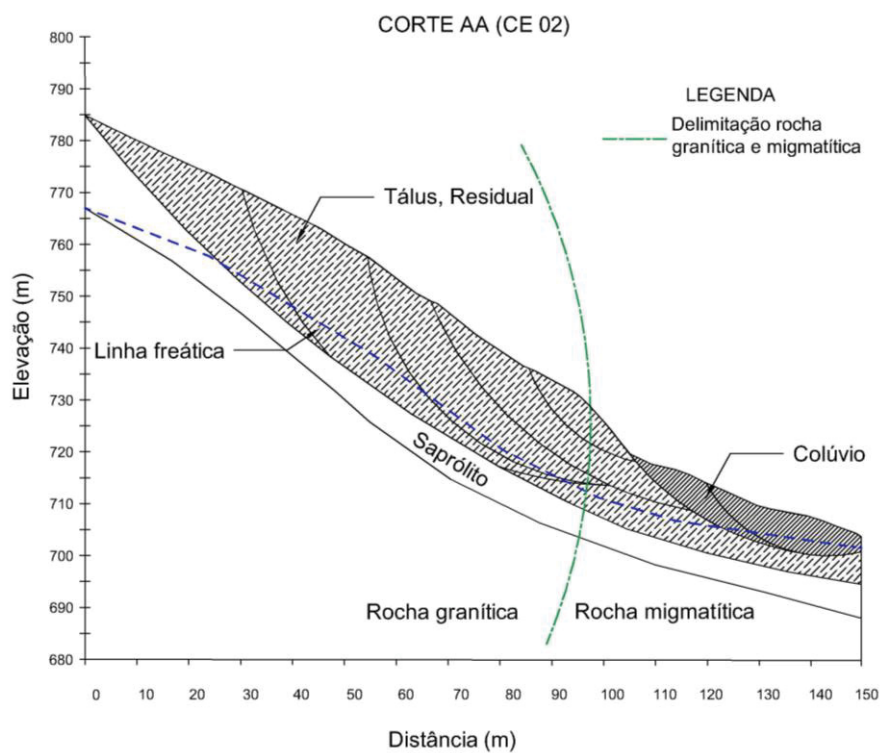
FIGURA 81 - SEÇÃO ESQUEMÁTICA DO TALUDE DO KM 552+000 PN, COM INDICAÇÕES DE ESCORREGAMENTOS PRETÉRITOS DE MATERIAL COMPOSTO POR TÁLUS E COLÚVIO



Os resultados de geofísica juntamente com as características geotécnicas obtidas nas sondagens mistas, além das observações em campo, proporcionaram a elaboração de seções transversais com litologia específica, as diversas camadas que compõem cada seção basearam-se nos históricos de movimentação de massa (rastejo) na superfície do terreno no local de estudo.

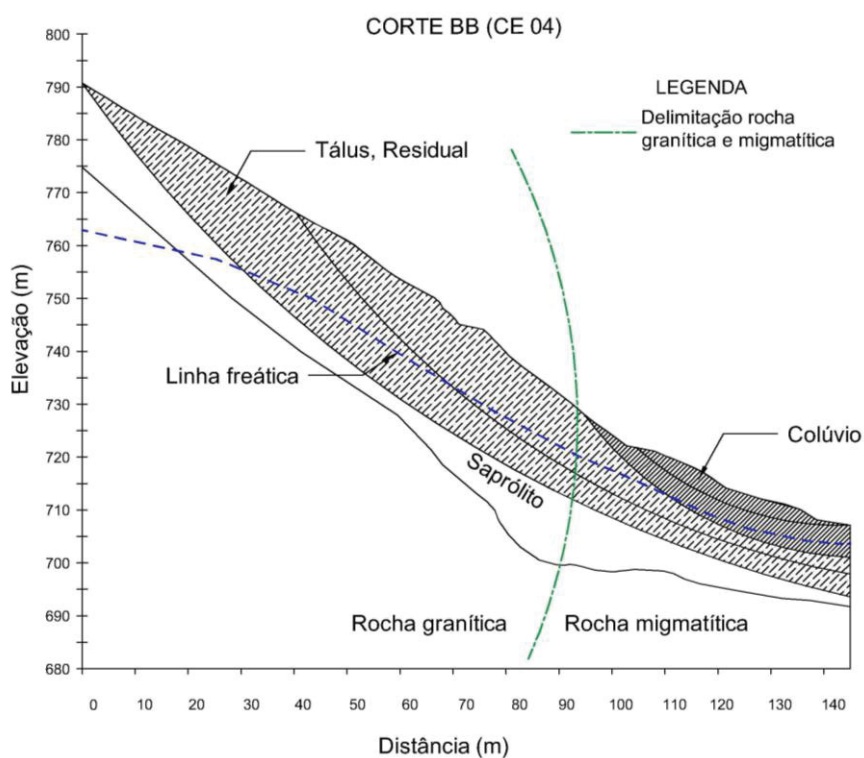
A FIGURA 82, FIGURA 83, FIGURA 84 representam as seções transversais obtidas para a realização das modelagens numéricas no corte AA, BB e CC, respectivamente.

FIGURA 82 - SEÇÃO TRANSVERSAL 01



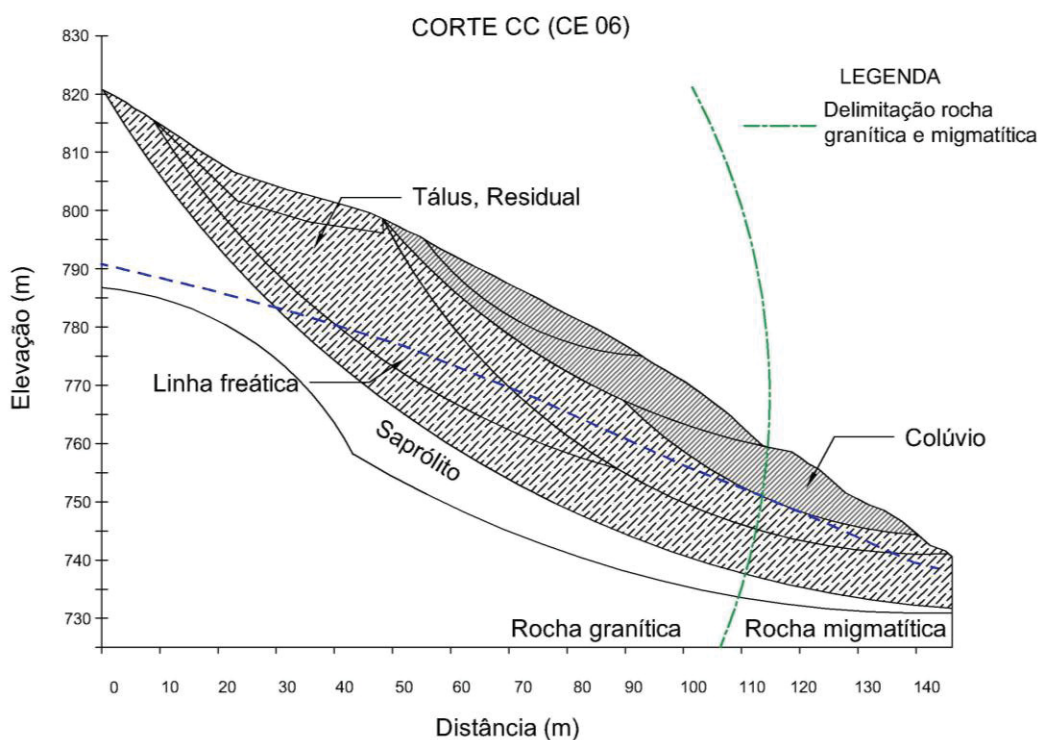
FONTE: A autora (2018)

FIGURA 83 - SEÇÃO TRANSVERSAL 02



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 84 - SEÇÃO TRANSVERSAL 03



5.2 LIMITES SUPERIORES E INFERIORES DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto com amostras do talude do km 552+000 PN foram utilizados para alimentar o modelo numérico de análise de estabilidade do talude. Os parâmetros de resistência de pico foram tratados como limite superior da faixa de dados, enquanto os de resistência residual foram aplicados como limite inferior para as camadas de solo não saturado (residual e colúvio). Os resultados foram tratados estatisticamente, calculando-se a média, o desvio-padrão e coeficiente de variação dos parâmetros de resistência (TABELA 45).

TABELA 45 - TRATAMENTO ESTATÍSTICO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO DAS AMOSTRAS DO KM 552+000 PN

Amostra	km 552+000 PN amostra 01		km 552+000 PN amostra 02		km 552+000 PN amostra 03	
	Φ (°)	c (kPa)	Φ (°)	c (kPa)	Φ (°)	c (kPa)
Limite superior	27,5	14,1	30,0	16,8	30,2	10,4
Limite inferior	18,8	4,7	17,8	9,9	21,8	5,1
Média	23,2	9,4	23,9	13,4	26,0	7,8
Desvio-padrão	4,4	4,7	6,1	3,5	4,2	2,7
Coeficiente de variação (%)	18,8	50,0	25,5	25,8	16,2	34,2

Com base nesses resultados foi possível estabelecer os seguintes intervalos de dados: $23,2^\circ \leq \Phi \leq 26,0^\circ$ e $7,8 \text{ kPa} \leq c \leq 13,4 \text{ kPa}$. Em análises estatísticas, o coeficiente de variação é interpretado como a variabilidade dos dados em relação à média. Quanto menor o coeficiente de variação, mais homogêneo é o conjunto de dados. Observa-se uma grande dispersão nos coeficientes de variação, com valores variando de 16,2% a 50,0%. Para a coesão, os coeficientes de variação são ainda maiores. Tal característica pode ser associada à influência de fatores como histórico de tensões, índice de vazios, cimentação, entre outros.

Cada evento de uma variável aleatória representa uma probabilidade associada. A regra para descrever a medida da probabilidade associada com todos os valores de uma variável aleatória é chamada distribuição de probabilidade, sendo a distribuição normal ou de Gauss, a mais comumente utilizada. Caracteriza-se por uma curva simétrica com formato de sino que se ajusta muito bem às variáveis que caracterizam os solos (JESUS, 2015). A função da distribuição normal é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad \text{Equação (5.1)}$$

As FIGURAS 85 e 86 apresentam as curvas de distribuição normal para os parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo, respectivamente, nas amostras do km 552+000 PN.

Observa-se que para o ângulo de atrito a amostra 02 apresentou maior dispersão nos dados com a média variando entre $23,2^\circ$ e 26° . Para o intercepto coesivo, a amostra 01 apresentou maior dispersão nos dados com a média variando em torno de 10 kPa.

FIGURA 85 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA ÂNGULO DE ATRITO DAS AMOSTRAS DO KM 552+000 PN

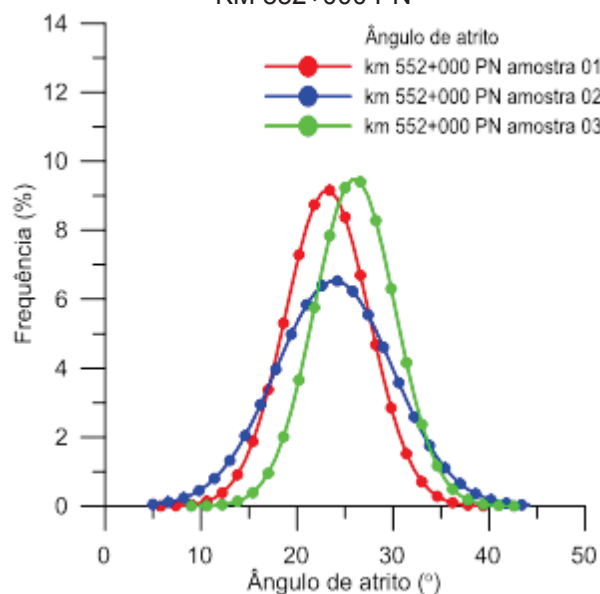
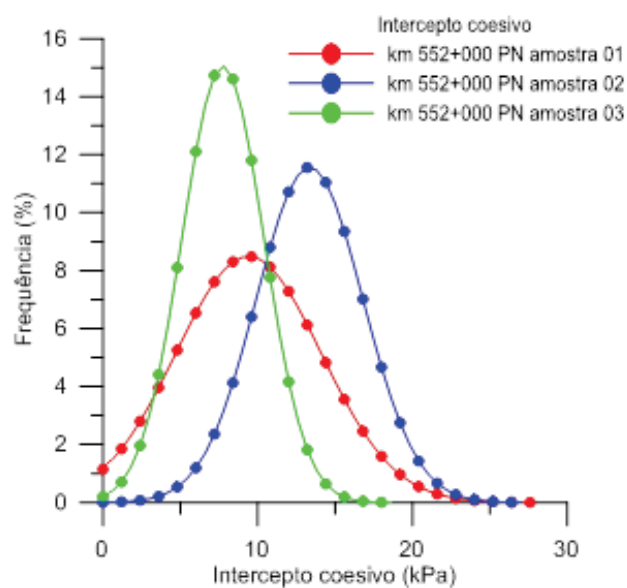


FIGURA 86 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA INTERCEPTO COESIVO DAS AMOSTRAS DO KM 552+000 PN



Curvas de distribuição normal dos valores de ângulo de atrito obtidos a partir das correlações entre os resultados de SPT (TABELA 46 e FIGURA 87) realizadas no talude do km 552+000 PN e através de correlações obtidas na literatura também foram obtidas. Observa-se que para as três sondagens os coeficientes de variação

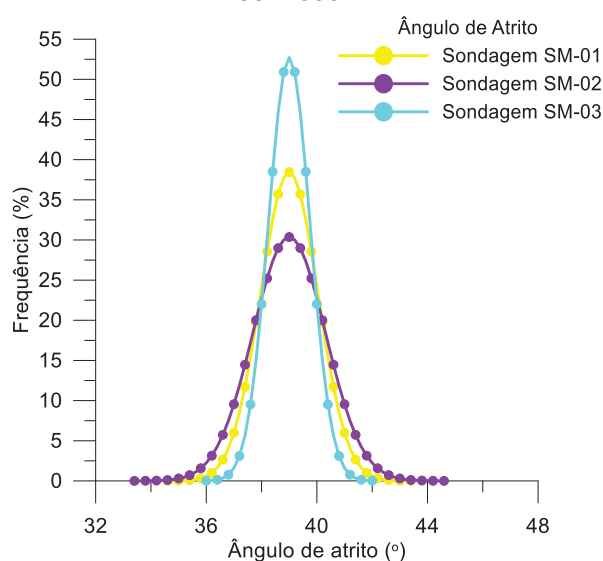
são baixos, indicando homogeneidade nos dados, e que a sondagem SM-03 apresenta maior dispersão na distribuição de dados.

TABELA 46 - VALORES ESTATÍSTICOS PARA O ÂNGULO DE ATRITO Φ (°) POR SONDAGEM

Sondagem	Valor médio	Coefficiente de variação (%)	Desvio-padrão
SM-01	39	2,66	3,07
SM-02	39	3,37	3,80
SM-03	39	1,94	2,18

As camadas referentes às rochas migmatíticas e graníticas e ao saprólito não sofreram variações de parâmetros ao longo das análises, pois o estudo focou em analisar os deslizamentos translacionais que podem ocorrer acima do nível freático. Para as modelagens geomecânicas considerou-se a camada rochosa como impermeável e o saprólito com o máximo valor de coesão obtido para o resultado de cisalhamento de pico (10,4 kPa), pois as equações empíricas apresentadas no item 2.2.1 contemplavam apenas o cálculo do ângulo de atrito e resultaram em um valor de 39° e peso específico de 18 kN/m³ conforme dados apresentados na TABELA 47. Além disso, a modelagem leva como condição que a camada de solo coluvionar e residual não terá variações do peso específico ao longo das análises, variando apenas, ângulo de atrito e coesão, devido a baixa influência desse parâmetro na variação do fator de segurança.

FIGURA 87 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL PARA ÂNGULO DE ATRITO DAS SONDAGENS DO KM 552+000 PN



Se comparado com os resultados de laboratório para o material com

características mais granulares a diferença do valor de ângulo de atrito é consideravelmente maior por meio da utilização de equações teóricas. Fato que também pode ser explicado pela diferença de profundidade entre os materiais analisados. Sendo que os dados de saprólito provenientes dos resultados de sondagem apresentam um histórico de tensões consideravelmente maior que a amostra indeformada 03.

TABELA 47 - PARÂMETROS MÉDIOS ADOTADOS PARA A MODELAGEM GEOMECÂNICA

Material/ Parâmetros	Obtido por	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)
Solo coluvionar	Ensaio cisalhamento direto	23,5	16,0	11,4
Solo residual	Ensaio cisalhamento direto	26,0	18,0	7,8
Saprólito	Correlações empíricas SPT	39,0	18,0	10,4
Rocha Sã			Impenetrável	

Além da obtenção de fatores de segurança por meio de valores médios de ângulo de atrito e coesão, também se analisou os resultados provenientes da utilização de parâmetros geotécnicos máximos e mínimos, os quais foram baseados nas análises estatísticas da TABELA 45. Sendo assim, a TABELA 48 e TABELA 49 apresentam os valores adotados na modelagem como máximos e mínimos, respectivamente.

TABELA 48 - PARÂMETROS MÁXIMOS ADOTADOS PARA A MODELAGEM GEOMECÂNICA

Material/ Parâmetros	Obtido por	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)
Solo coluvionar	Ensaio cisalhamento direto	30,0	16,0	16,8
Solo residual	Ensaio cisalhamento direto	30,2	18,0	10,4
Saprólito	Correlações empíricas SPT	39,0	18,0	10,4
Rocha Sã			Impenetrável	

TABELA 49 - PARÂMETROS MÍNIMOS ADOTADOS PARA A MODELAGEM GEOMECÂNICA

Material/ Parâmetros	Obtido por	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)
Solo coluvionar	Ensaio cisalhamento direto	17,8	16,0	4,7
Solo residual	Ensaio cisalhamento direto	21,8	18,0	5,1
Saprólito	Correlações empíricas SPT	39,0	18,0	10,4
Rocha Sã			Impenetrável	

5.3 EQUAÇÃO IDF DA SERRA PELADA E CENÁRIOS CRÍTICOS DE CHUVA

A equação intensidade-duração-frequência (IDF) para a Serra Pelada foi obtida por meio do programa de uso livre PLUVIO 2.1, o qual gera interpolações baseadas nas coordenadas geográficas do local de interesse tendo como base o trabalho realizado por SILVA *et. al.* (1999). Para isso, utilizaram-se as coordenadas geográficas da estação pluviométrica de Barra do Turvo, pois, conforme constatações observadas no item 4.1, a serra é composta por uma principal bacia, o que influi também no regime de chuvas. Sendo assim, a equação IDF para a Serra Pelada é apresentada na Equação (5.1):

$$i = 1992,768 \cdot Tr^{0,127} / (td + 23,827)^{0,887} \quad \text{Equação (5.1)}$$

Sendo,

i – Intensidade média (mm);

Tr – Tempo de retorno (anos);

td – Duração do evento (min);

Para a elaboração dos cenários de chuva a serem aplicados no modelo proposto de avaliação do risco de deslizamentos, definiu-se como tempo de retorno para a região de estudo chuvas de 100 anos, além disso, o período de chuvas críticos aplicado nesta metodologia foi de 12 horas até 7 dias (ou 168 horas).

A obtenção da precipitação (mm/h) para cada hora baseou-se no método dos blocos alternados, os 8 cenários utilizados são apresentas na FIGURA 86 e 87,

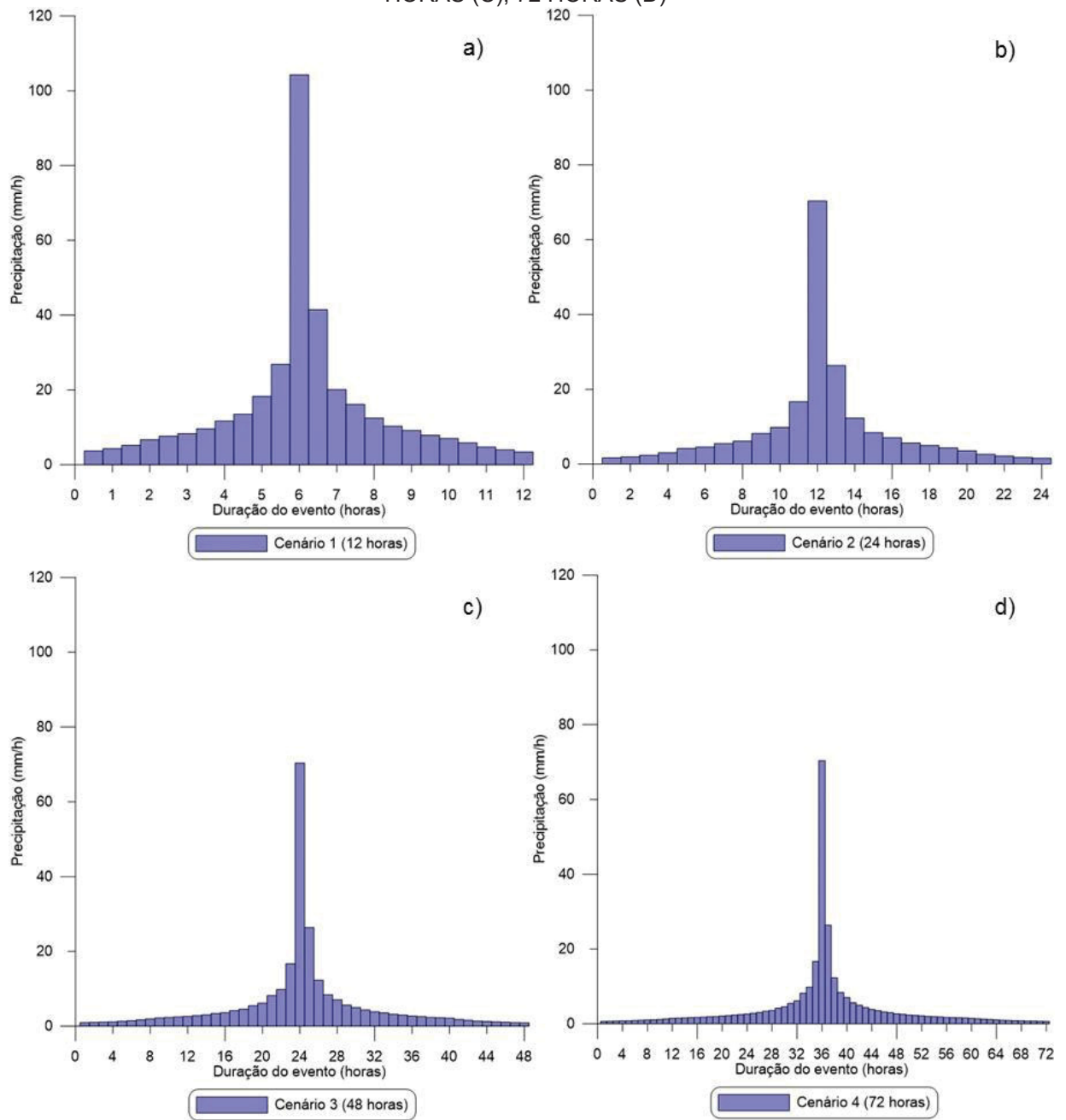
o total de precipitação acumulada por evento é apresentado na TABELA 50.

Nota-se na FIGURA 86 que o máximo evento horário observado foi próximo de 100 mm para o cenário de 12 horas. Os valores obtidos pelos métodos adotados condizem com os máximos históricos da estação pluviométrica de Barra do Turvo.

TABELA 50 - PRECIPITAÇÃO ACUMULADA TOTAL POR CENÁRIO DE CHUVA

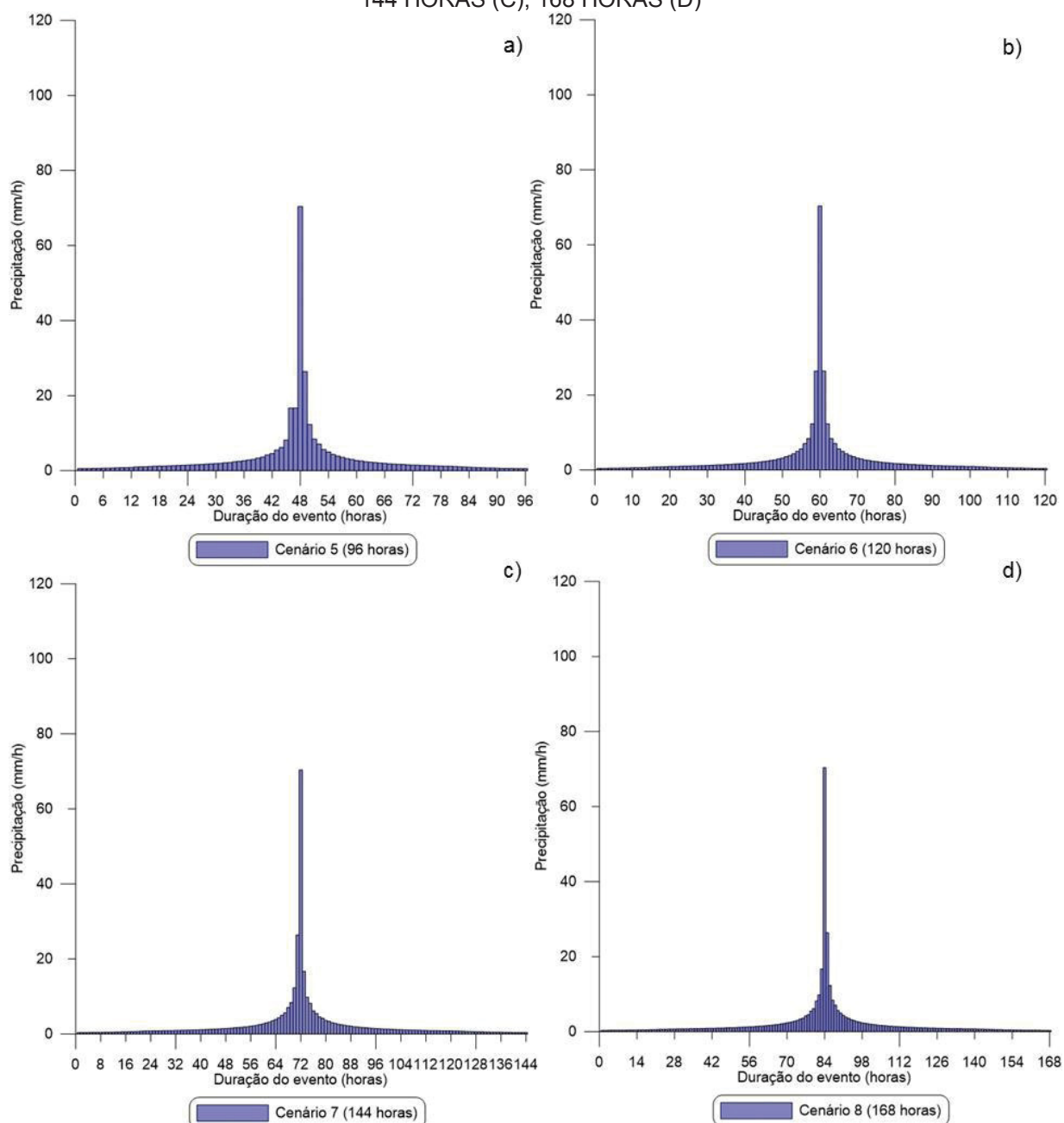
Cenário de chuva (horas)	Precipitação acumulada total (mm)
12 horas	362,47
24 horas	215,31
48 horas	263,44
72 horas	293,58
96 horas	322,75
120 horas	349,28
144 horas	347,88
168 horas	361,47

FIGURA 88 - CENÁRIOS DE CHUVA CRÍTICA: IETOGRAMA DE 12 HORAS (A); 24 HORAS (B); 48 HORAS (C); 72 HORAS (D)



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 89 - CENÁRIOS DE CHUVA CRÍTICA: IETOGRAMA DE 96 HORAS (A); 120 HORAS (B); 144 HORAS (C); 168 HORAS (D)



FONTE: A autora (2018)

5.4 MODELAGEM NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS

Simulações numéricas por meio da modelagem em 2D através de *softwares* específicos para tal finalidade permitem a obtenção de diferentes cunhas de ruptura frente a aplicação de métodos determinísticos, probabilísticos e análises de sensibilidade dos parâmetros que regem o comportamento do solo.

Conforme apresentado no item 5.1, três cenários de seções transversais

foram estudados a fim de compor a estratigrafia no talude do km 552+000 PN (FIGURA 82, FIGURA 83 e FIGURA 84). A metodologia utilizada para a obtenção do fator de segurança em cada etapa das simulações geomecânicas foi a de MORGENSTERN-PRICE (1965) por englobar uma análise de equilíbrio de forças e momentos para cada lamela que compõe as cunhas de ruptura.

Com relação aos parâmetros de resistência do solo, utilizou-se nas modelagens o critério de Mohr-Coulomb nas porções do talude abaixo da linha freática para a obtenção da tensão efetiva. Para o solo não saturado (coluvionar e residual) adotaram-se as curvas de retenção do solo e de condutividade hidráulica apresentadas no item 3.5.1.

O nível freático de cada seção transversal foi implementado na modelagem por meio da linha piezométrica e baseou-se nas profundidades observadas com os piezômetros instalados em campo. Além disso, para estipular a profundidade e caminhamento de fluxo de água no maciço em grandes elevações foram utilizados resultados dos ensaios geofísicos onde reduções da resistividade ao longo das seções poderiam indicar aumento da umidade saturada e, conseqüentemente, presença de água.

Para a modelagem hidromecânica utilizou-se a análise de fluxo transiente, ou seja, o conceito de que a taxa de infiltração no solo varia com o tempo. Vale salientar que como hipótese para a aplicação desse modelo, não se considerou os processos de evapotranspiração e *run-off* em decorrência dos eventos de chuva na superfície do terreno.

A presença de sucção matricial em um solo não saturado aumenta a resistência ao cisalhamento desse local. Entretanto, o aumento da poropressão e, conseqüentemente a redução da sucção matricial podem reduzir a resistência do solo e levar ao colapso da estrutura (TOFANI *et al.*, 2006). Para a camada de solo não saturado foi necessário estabelecer um valor de sucção matricial máxima a qual seria implementada na modelagem, para isso, analisou-se três critérios para a tomada de decisão.

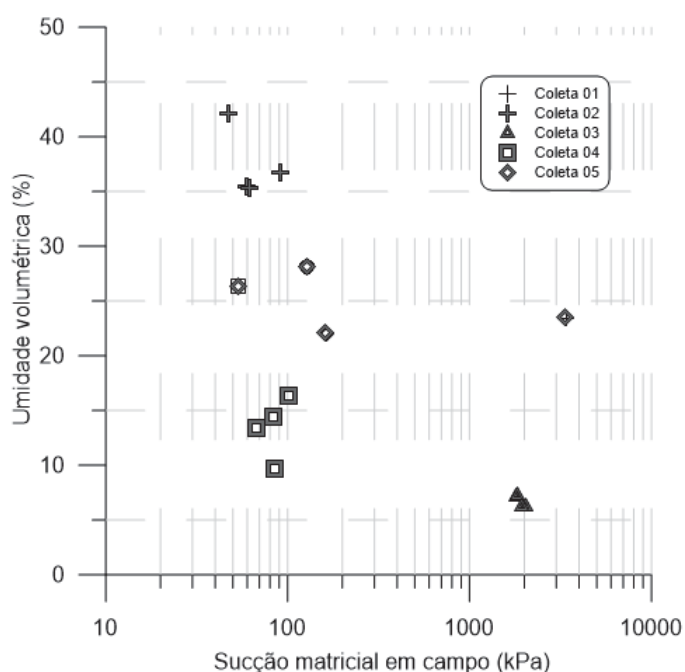
O primeiro critério adotado baseou-se em dados históricos de um monitoramento instalado em uma encosta no Morro do Boi/SC, situado no km 140+700 m na rodovia BR-101 entre as cidades de Balneário Camboriú e Itapema, pertencente a Serra do Mar e com a presença de rochas graníticas e

migmatíticas (SESTREM *et al.*, 2015). O talude apresenta 08 tensiômetros que medem níveis de sucção até 3,00 metros de profundidade, desde 2012.

Segundo SESTREM *et al.* (2015), os níveis de sucção entre 2012 e 2014 mantiveram-se abaixo de 10 kPa para os tensiômetros instalados a 1 e 2 metros de profundidade para acumulados de chuva superiores a 100 mm em três dias. O máximo valor de sucção observado para o tensiômetro que se encontra na região mais superficial (0,50 metros de profundidade) foi de 80 kPa.

O segundo critério baseou-se nas curvas de retenção do solo no km 552+000 PN, apresentadas no item 3.5.1, além das sucções matriciais obtidas por meio da umidade natural do solo no momento da coleta. Verifica-se que a média dos valores de sucção matricial em campo na superfície do talude encontra-se próxima a 110 kPa (FIGURA 90), optando-se, com isso, por definir um máximo valor de 120 kPa na superfície.

FIGURA 90 - SUCÇÃO MATRICIAL MEDIDA EM CAMPO NO KM 552+000 PN

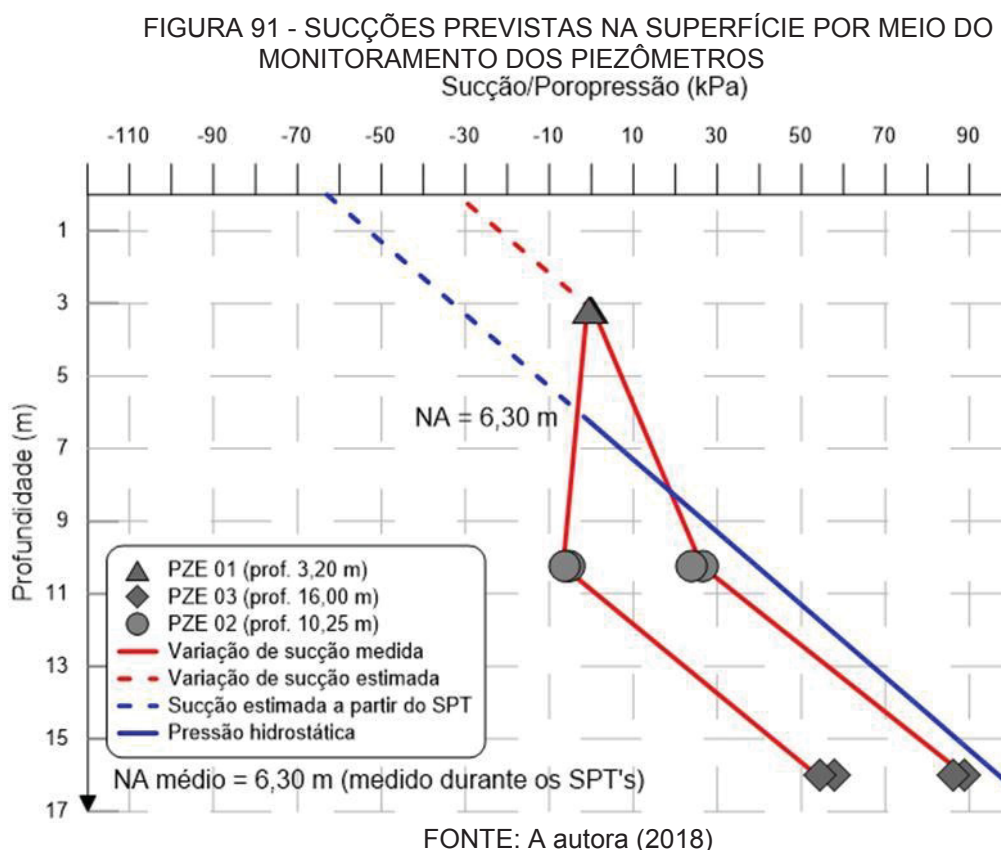


FONTE: A autora (2018)

As análises contemplaram ainda as leituras obtidas até o presente momento com os piezômetros PZE 02 e PZE 03, que permitiram obter uma faixa de variação da sucção na superfície do terreno através de diagrama de pressões em relação às profundidades correspondentes de cada equipamento. Com base na FIGURA 91,

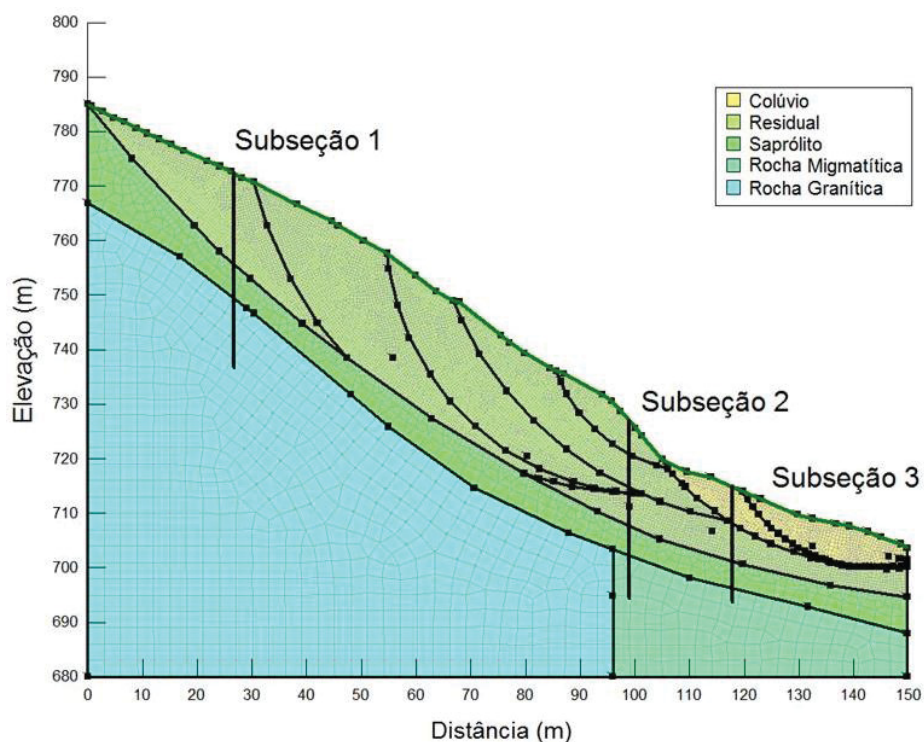
verificam-se valores máximos e mínimos da linha freática extrapolada até a superfície do terreno o que gerou uma variação de sucção na ordem de 32 kPa e 63 kPa.

Após a análise dos três critérios estabelecidos para o entendimento dos limites de sucção na superfície do terreno, definiu-se pela utilização de um limite máximo de 120 kPa.



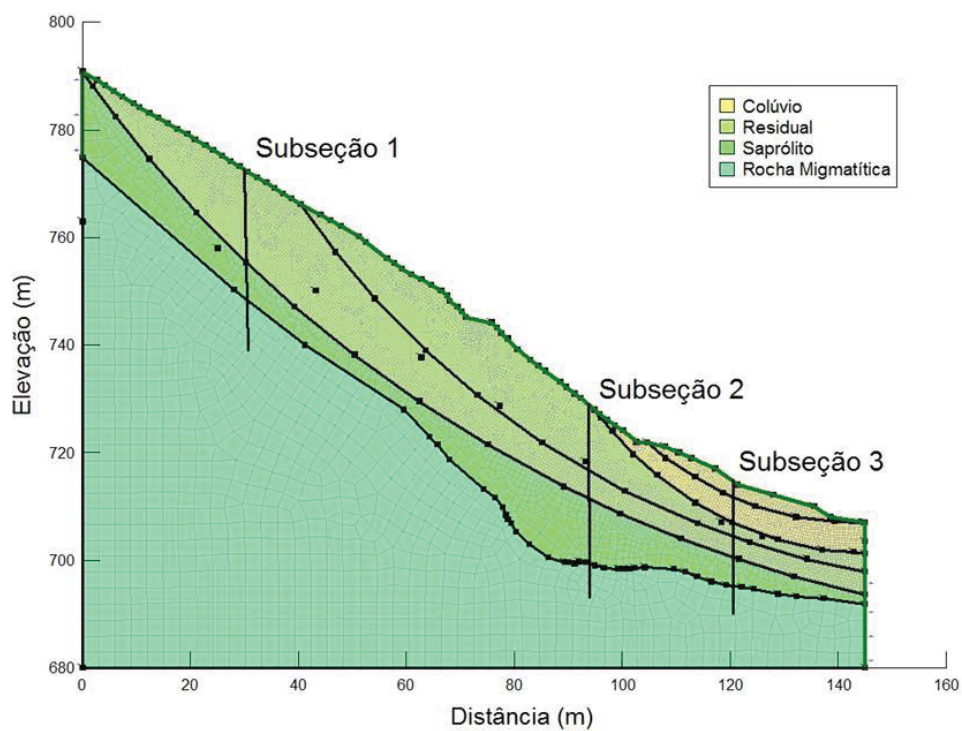
Além das seções transversais também se definiu três subseções em cada caso para a coleta das leituras de sucção e poro pressão em profundidade, essas subseções foram implementadas no patamar inferior, médio e superior de cada seção transversal com o intuito de analisar o processo de infiltração em diversos setores de declividade e se as possíveis cunhas de ruptura coincidiam com os locais de maior variação da sucção matricial para os cenários de chuva.

FIGURA 92 – SEÇÃO TRANSVERSAL 1 MODELADO PARA AS SIMULAÇÕES GEOMECÂNICAS



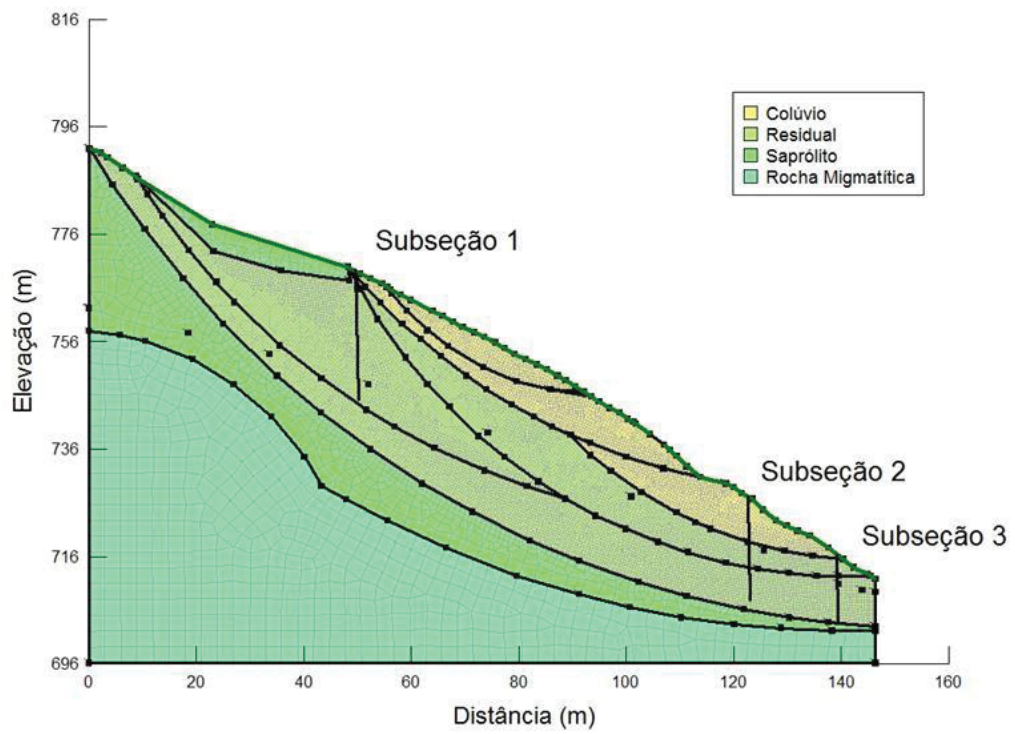
FONTE: A autora (2018)

FIGURA 93 – SEÇÃO TRANSVERSAL 2 MODELADO PARA AS SIMULAÇÕES GEOMECÂNICAS



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 94 – SEÇÃO TRANSVERSAL 3 MODELADO PARA AS SIMULAÇÕES GEOMECÂNICAS



FONTE: A autora (2018)

6. RESULTADOS

Os resultados de estabilidade do talude, percolação no maciço e o processo de infiltração da água da chuva são apresentados neste capítulo. A interpretação da modelagem numérica, juntamente com os valores exportados, proporcionou a elaboração de uma carta correlacionando duração e intensidade do evento, o qual é ilustrado como resultado final do modelo proposto de gestão de riscos geológico-geotécnicos.

6.1 MODELAGEM NUMÉRICA

As subseções estabelecidas para cada uma das 3 seções transversais foram utilizadas para a coleta em profundidade das leituras de sucção e poro pressão. Com o intuito de observar as variações de sucção matricial ao longo das profundidades de solo não saturado, análises estatísticas foram realizadas em cada metro de profundidade a fim de se obter os máximos, mínimos e a variação para cada cenário de chuva aplicada.

A FIGURA 95 apresenta os resultados obtidos para as variações de sucção matricial na camada de um metro de profundidade. Pode-se constatar que essa camada é a que sofre maiores variações, além disso, na seção transversal 1 o patamar médio do talude apresentou maiores variações, porém, após a chuva de 72 horas os resultados tenderam a estabilizar, esse mesmo comportamento pode ser visto nas seções 2 e 3.

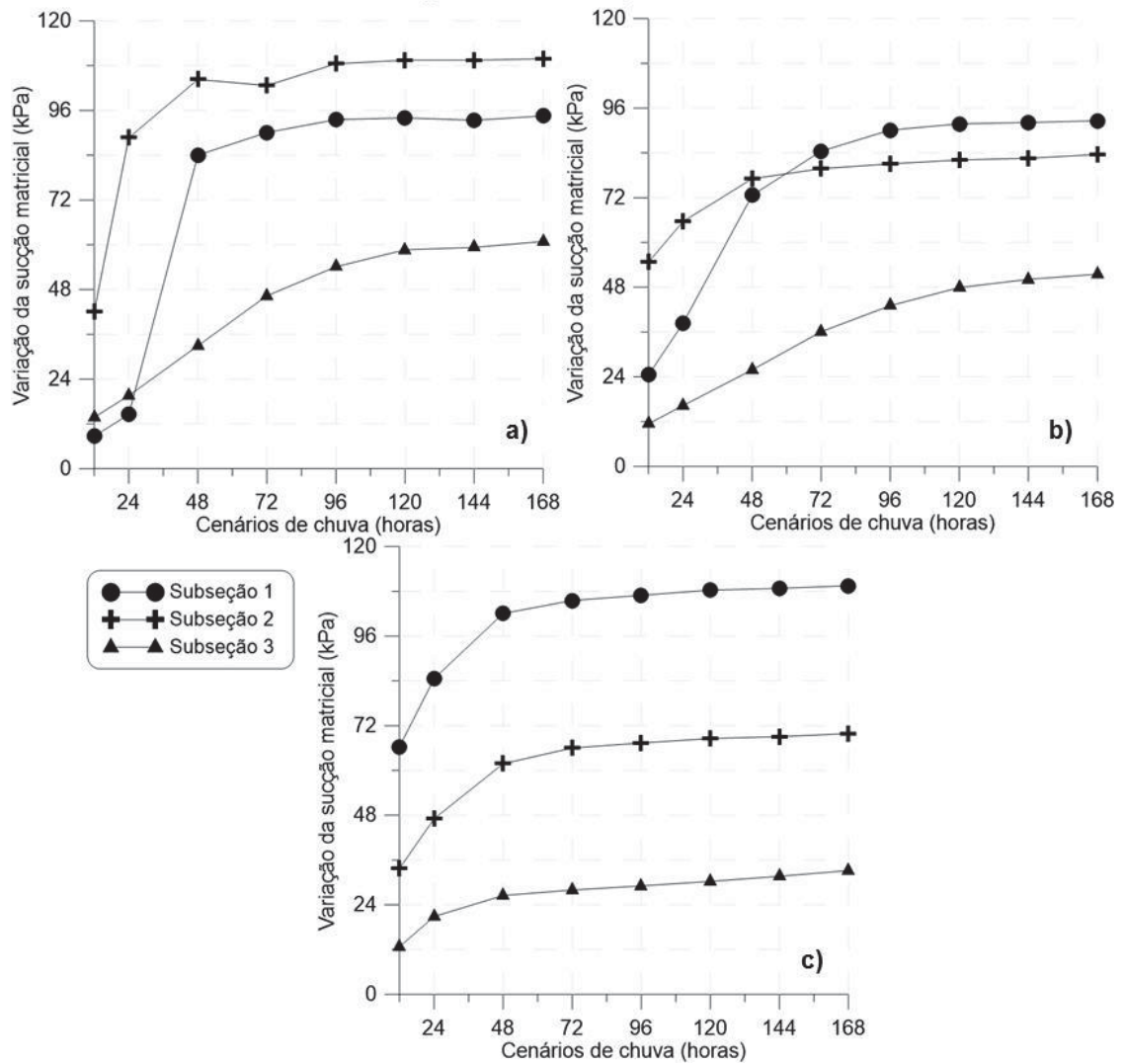
O patamar inferior, representado pela subseção 3 é o que apresentou menores variações entre máximos e mínimos para os cenários de chuva. É importante enfatizar que nas seções 1 e 2 o patamar inferior (subseção 3) é composta por colúvio (material argiloso), já os patamares médios e superiores por um residual (material arenoso), frente a isso, sabe-se que a areia tende a permitir maior percolação de água entre seus poros devido a uma maior granulometria dos seus grãos, sendo assim, maiores variações nesses locais podem ser observadas devido a esta característica.

A camada de 2 metros de profundidade (FIGURA 96) apresentou menores variações nas seções transversais 2 e 3 já na seção 1 o patamar médio contínuo com a mesma tendência de infiltração da camada de um metro de profundidade.

Constata-se na FIGURA 97 que mesmo para os cenários mais críticos de chuva a sucção quase não sofre variações abaixo da camada de 3 metros de profundidade, apenas na seção 1 a chuva de 168 horas levou a uma variação de 24 kPa no patamar médio e na seção 3 o patamar inferior foi o único a sofrer variações. Já a camada de 4 metros de profundidade (FIGURA 98) apenas a seção transversal 3 apresentou variações no patamar inferior, esse comportamento se explica pela presença da freática nessa seção estar próxima a superfície e sofreu ascensão com os incrementos de chuva.

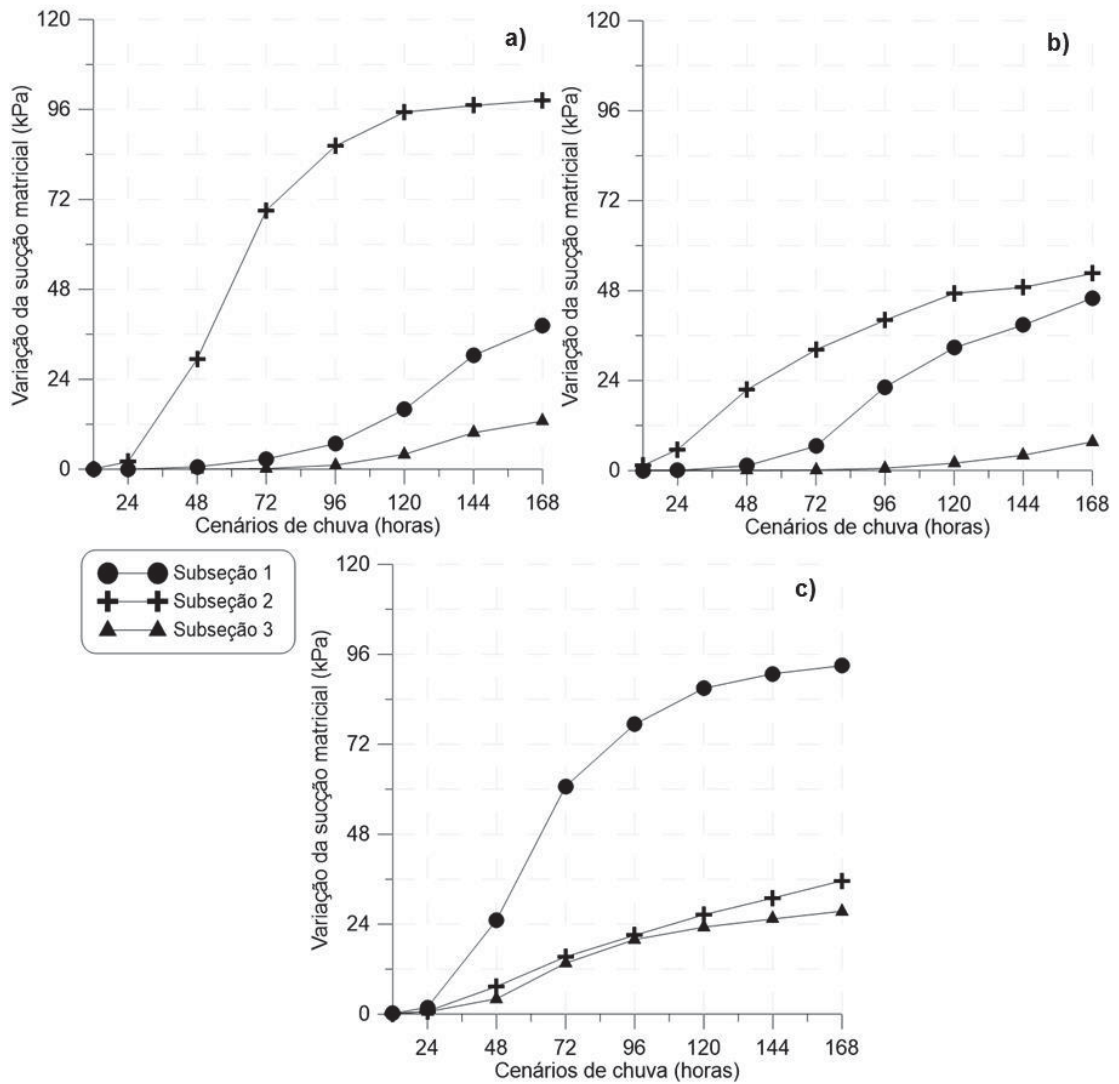
Esses resultados demonstram que o processo de infiltração da água no solo varia em função do total acumulado de precipitação, a duração do evento, a permeabilidade do solo, o tipo de material que compõe a estrutura do maciço e a declividade do talude.

FIGURA 95- VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE UM METRO: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3)



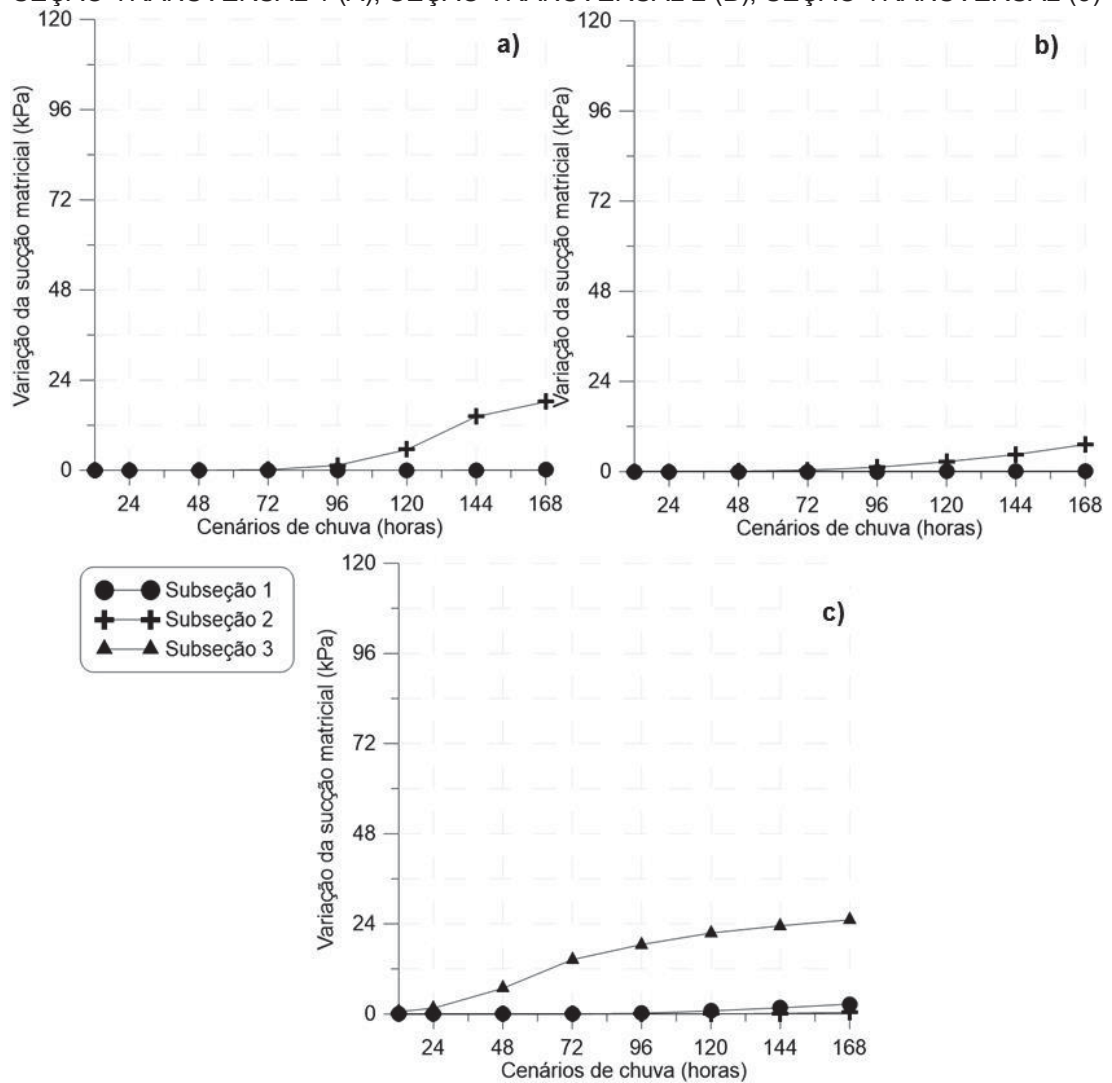
FONTE: A autora (2018)

FIGURA 96 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE DOIS METROS: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3)



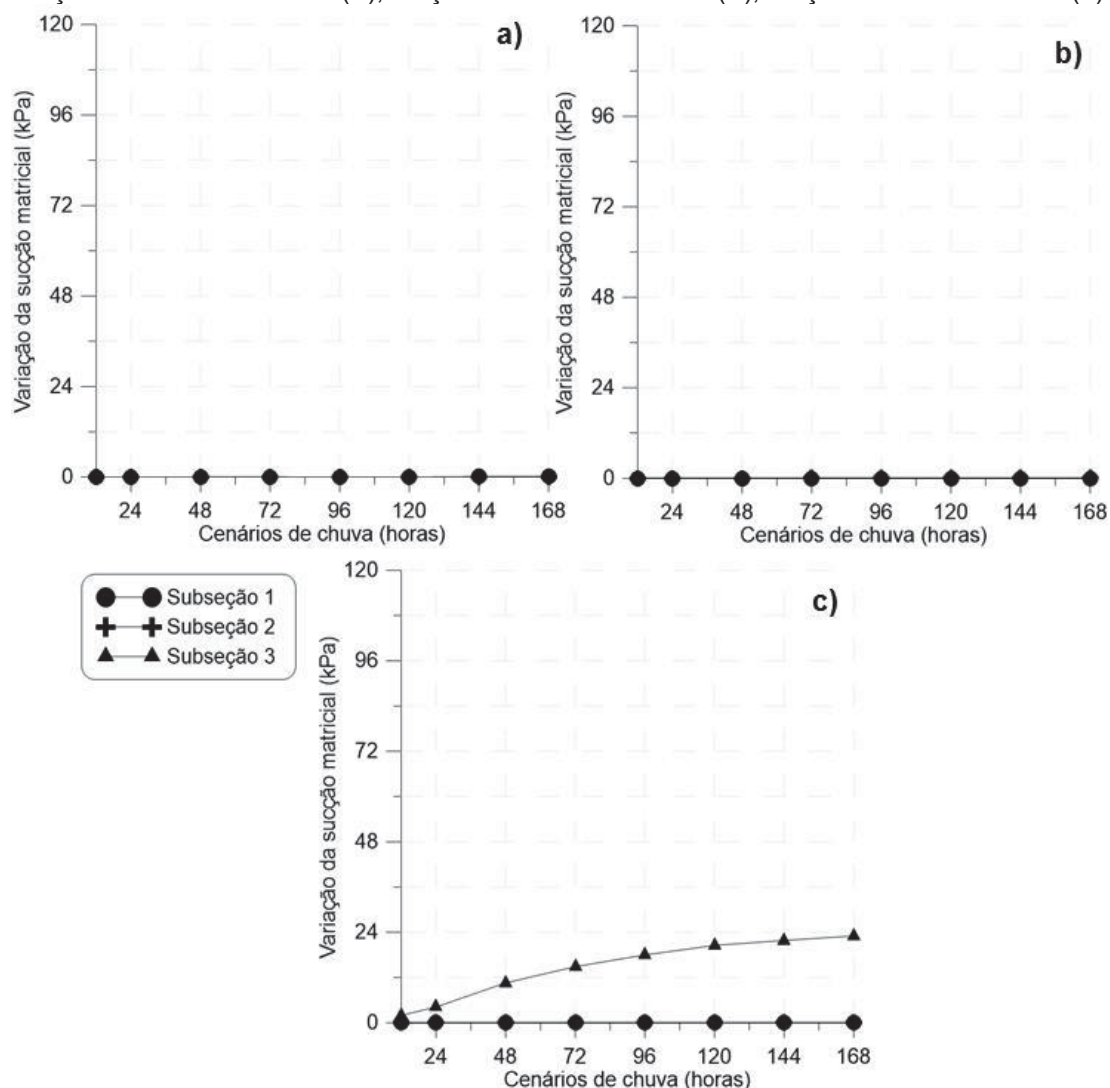
FONTE: A autora (2018)

FIGURA 97 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE TRÊS METROS: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3)



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 98 - VARIAÇÃO DA SUCCÃO MATRICIAL NA PROFUNDIDADE DE QUATRO METROS: SEÇÃO TRANSVERSAL 1 (A); SEÇÃO TRANSVERSAL 2 (B); SEÇÃO TRANSVERSAL (3)



FONTE: A autora (2018)

6.2 RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEVIDO ÀS CHUVAS

Frente os resultados observados com a aplicação do modelo proposto foi possível definir cenários de ocorrência de deslizamentos na região de estudo. As análises hidromecânicas em razão dos oito cenários de chuva estabelecidos proporcionaram a correlação com os parâmetros geotécnicos (análises geomecânicas) a fim de se obter o valor do fator de segurança ao longo do tempo, durante a ocorrência de chuva.

Conforme apresentado no item 5.2, os parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito e coesão) variaram em valores máximos, mínimos e médios, com isso, as análises de equilíbrio limite forneceram três diferentes possíveis fatores de

segurança para um mesmo cenário de chuva.

Como embasamento para os resultados de fator de segurança em encostas, a norma brasileira NBR 11.682/09 de estabilidade de encostas, considera que os fatores de segurança mínimos quanto a deslizamentos variam em função do nível de segurança contra danos materiais, ambientais e vidas humanas (TABELA 51), o que representa uma faixa que varia em torno de 1,2 a 1,5 dependendo do tipo de ruptura e danos causados.

TABELA 51 - FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA DESLIZAMENTO

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

FONTE: Adaptado de NBR 11682 (2009).

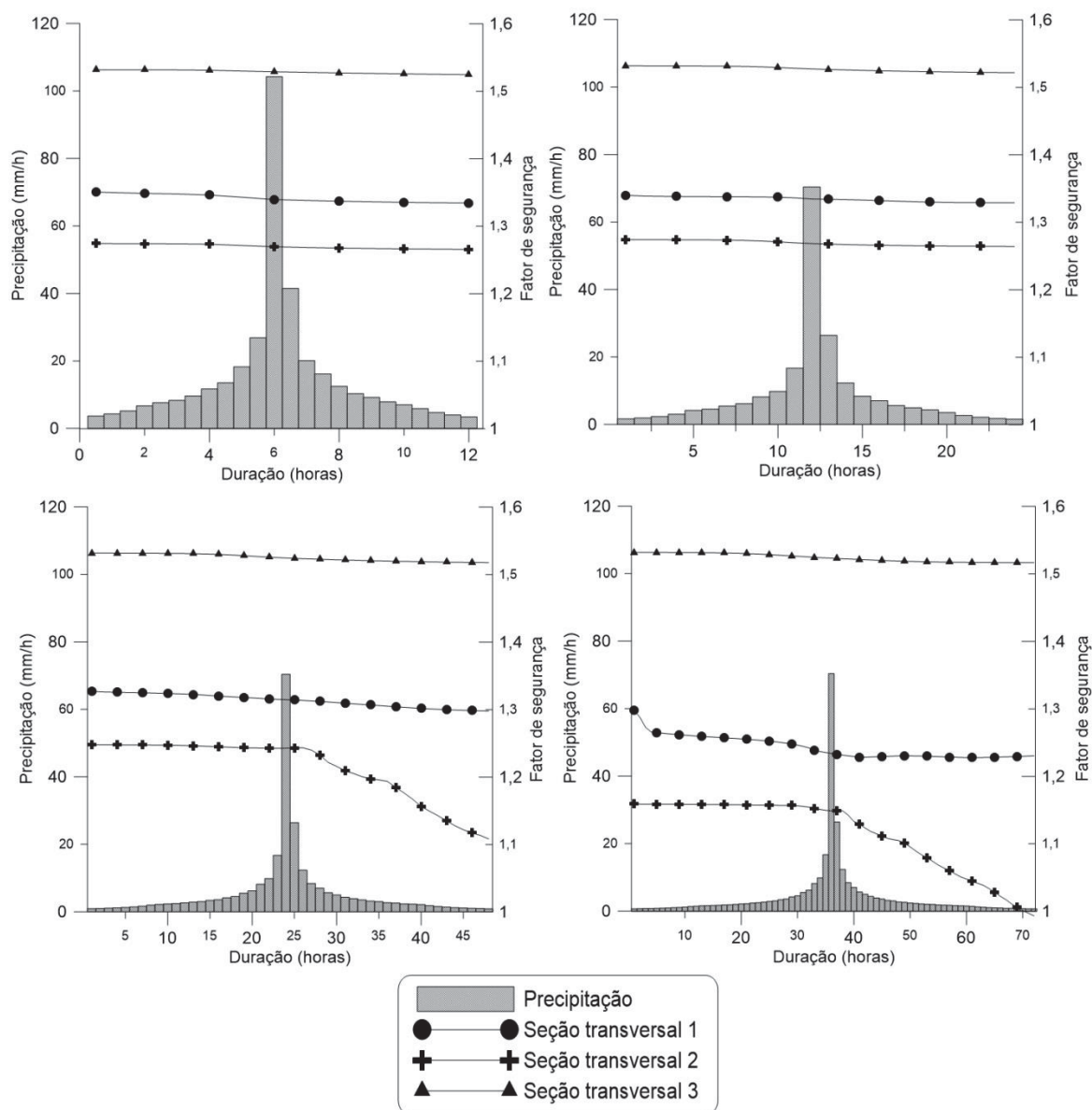
A FIGURA 99 e FIGURA 101 apresentam a variação do fator de segurança médio para os cenários de chuva de 1 a 4 e de 5 a 8, respectivamente. A seção transversal 3, formado pela região do talude mais abatido e menores declividades, apresentou-se estável durante as análises, mantendo um fator de segurança acima de 1,5 e sofrendo baixas influências dos cenários de chuva no processo de deflagração de deslizamentos.

A seção transversal 1 tendeu a manter-se estável porém com fatores de segurança próximos de 1,2, o cenário de chuva de 72 horas foi o primeiro a causar alterações no FS. As maiores variações foram de fato na seção transversal 2, região esta com alta declividade e movimentos pretéritos de movimentação de massa. Conforme observa-se na FIGURA 99, a chuva de 48 horas (acumulado de 263,44 mm) levou a uma considerável diminuição do fator de segurança, alcançando o valor de 1,1.

Conclui-se que para uma consideração de parâmetros geotécnicos médios, a chuva deflagradora de deslizamento teria duração de 72 horas, nota-se pelos gráficos a influência maior da duração do evento chuvoso do que propriamente a intensidade desses. No evento chuvoso de 96 horas, a ruptura ocorreu com 70 horas e um acúmulo de 297,43 mm, já no evento de 120 horas ocorreu com 60 horas de chuva e um acumulado de 209,45 mm

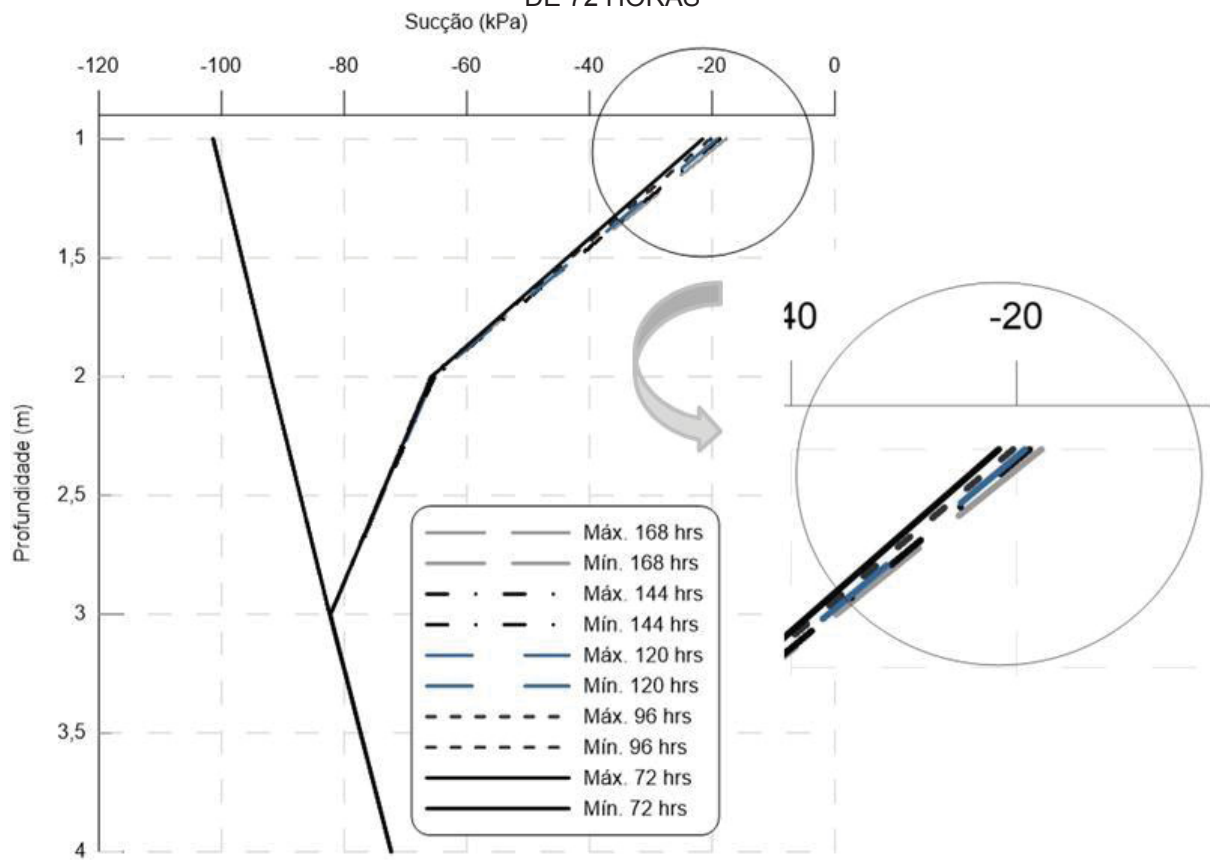
A FIGURA 100 ilustra a variação da sucção ao longo dos cenários de chuva de 72 horas até 168 horas para a seção transversal 2, mais crítica, os quais levariam a um fator de segurança menor que 1. Nota-se que a sucção final a um metro de profundidade corresponderia a -20 kPa, e que o processo de infiltração causou variações no grau de saturação até aproximadamente três metros de profundidade.

FIGURA 99 - FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 1 A 4



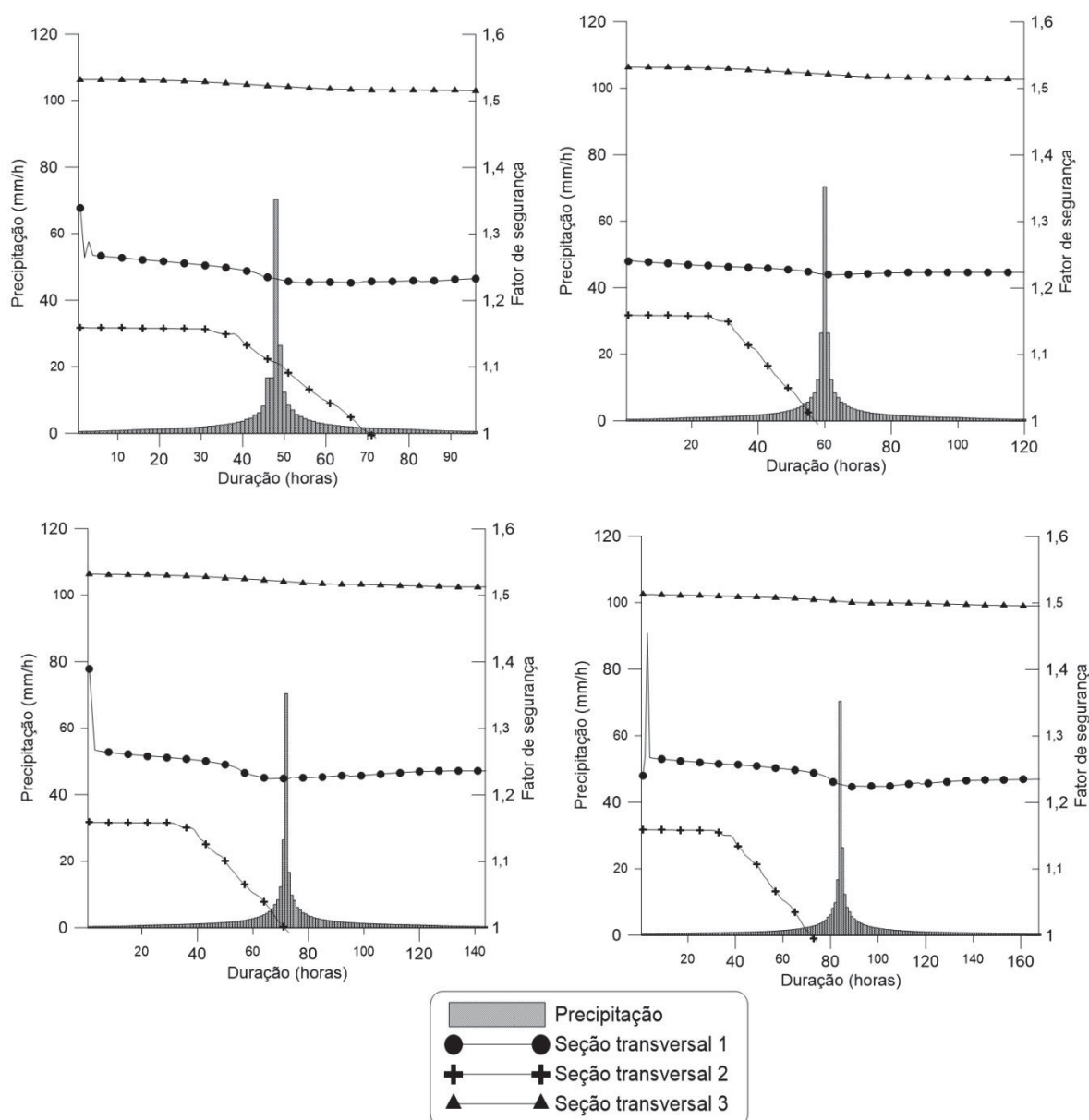
FONTE: A autora (2018)

FIGURA 100 - VARIAÇÃO DA SUCÇÃO NA SECÇÃO TRANSVERSAL 2 A PARTIR DO CENÁRIO DE 72 HORAS



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 101 - FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 5 A 8



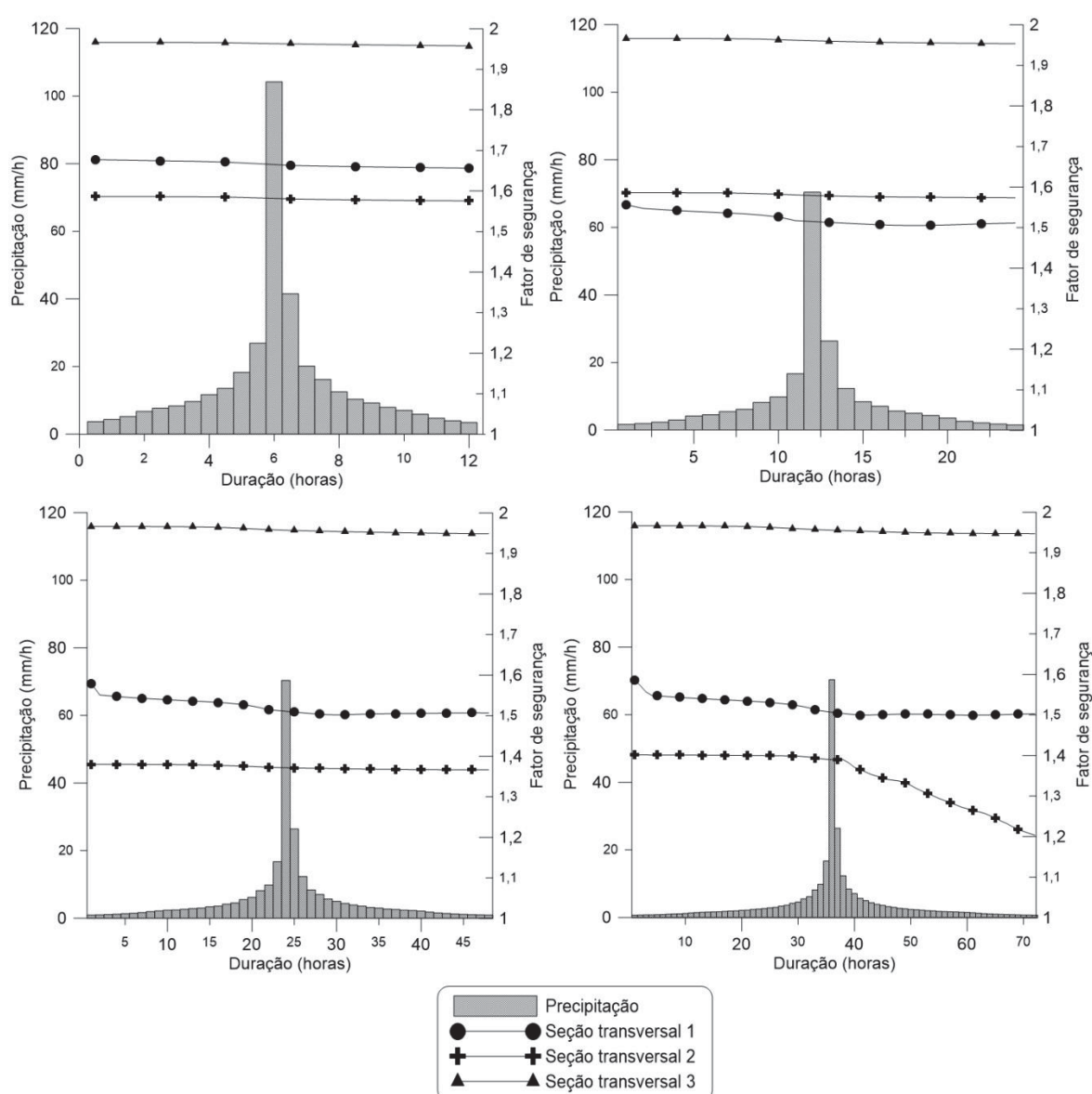
FONTE: A autora (2018)

Os parâmetros de resistência máximos definidos para esse estudo geraram variações do fator de segurança com uma mesma tendência de comportamento dos obtidos com os médios, porém, com duração e intensidade de chuva deflagradora acima. Esse fato pode ser constatado na FIGURA 102 e FIGURA 103 em que é apresentado os resultados do cenário 1 a 4 e 5 a 8, respectivamente, nota-se que a primeiro cenário de chuva crítica que levaria a um deslizamento (fator de segurança menor que 1) seria no de 120 horas com uma duração de 96 horas (24 horas a mais que o médio) e um acumulado de chuva de 332,84 mm.

A seção transversal 2 começa a ter interferência na queda do fator de segurança após uma chuva de 70,37 mm e acúmulo de 227,81 mm (cenário de chuva de 72 horas de duração). Além disso, constata-se pelos resultados da modelagem numérica que chuvas com duração de 40 horas ou mais tendem a causar uma queda no fator de segurança.

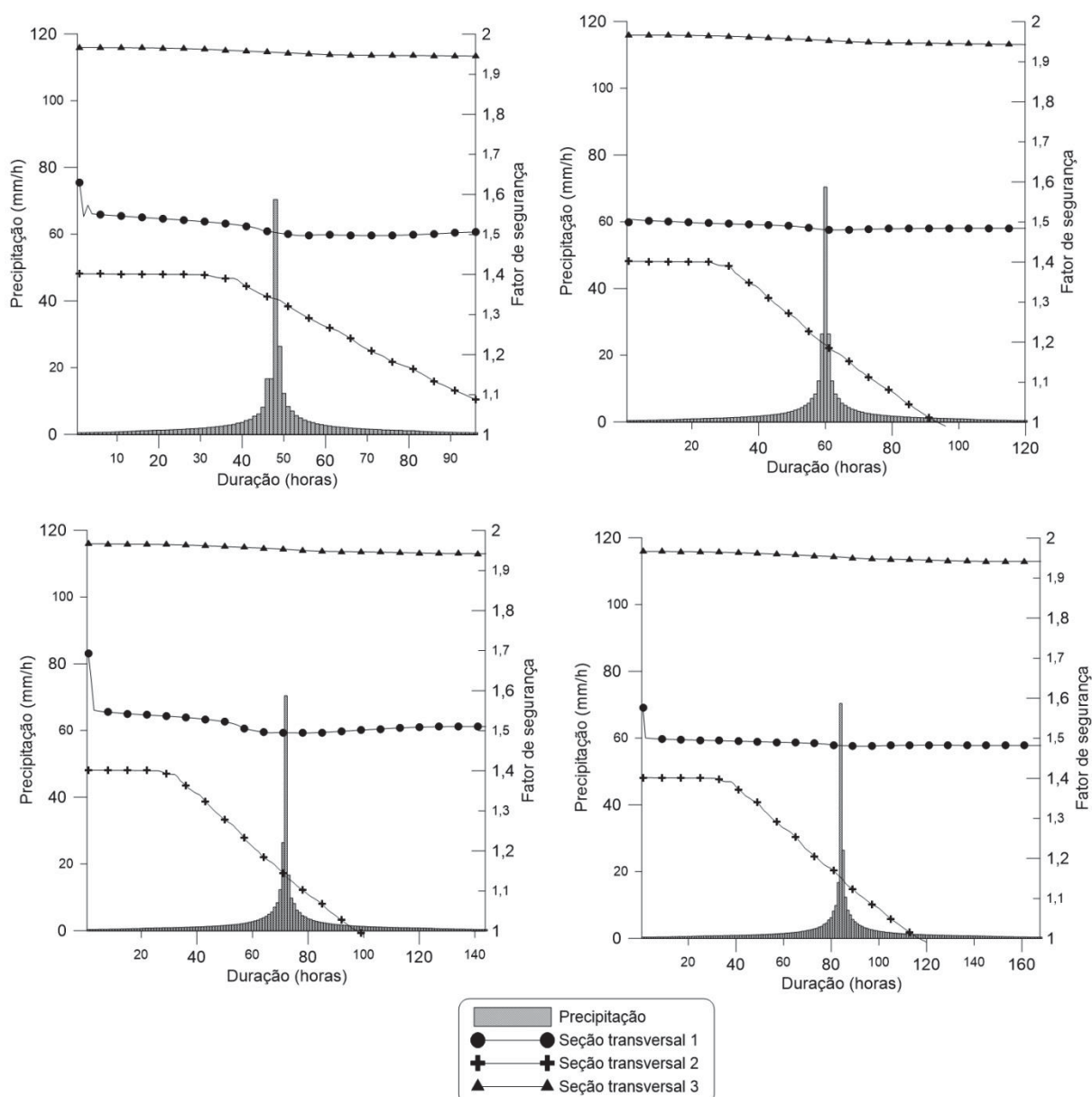
Para os fatores de segurança máximos analisados, pode-se concluir que a seção transversal 1 e 3 seriam consideradas estáveis, pois ambas sofreram baixa variação de sua estabilidade ao longo das incidências de chuva.

FIGURA 102 - FATOR DE SEGURANÇA MÁXIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 1 A 4



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 103 - FATOR DE SEGURANÇA MÁXIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 5 A 8



FONTE: A autora (2018)

Os parâmetros estabelecidos para a obtenção dos fatores de segurança mínimos demonstram não apresentar características realísticas para o local de estudo, pois em todos os cenários de chuva as seções transversais enquadraram-se como rompidas ou em situação crítica (FIGURA 104 e FIGURA 105).

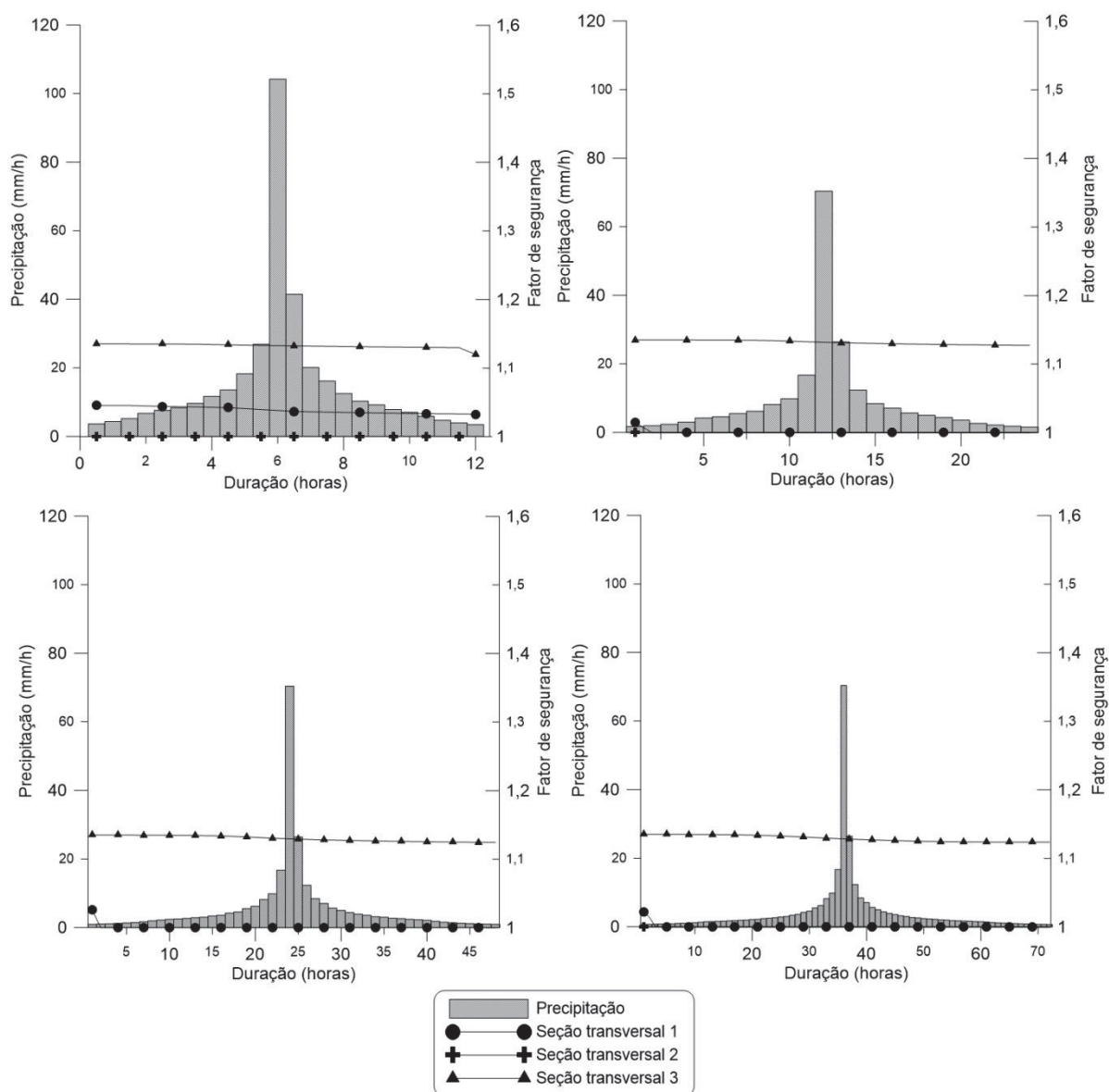
Observa-se que a seção transversal 3 apenas sofre influência no fator de segurança na análise de equilíbrio limite frente a variação do ângulo de atrito e coesão, variando de 1,10 a 1,95. A litologia com maiores camadas de solo argiloso (coluvionar) especialmente nas camadas mais superficiais referem-se à seção

transversal 3, o que dificulta a infiltração da água no maciço. Além disso, essa região apresenta fragmentos de rocha ao longo da estratigrafia, o que seria mais propício de ocorrer é o descolamento de blocos em comparação com deslizamento de massa de solo.

Sendo assim, a elaboração de cenários emergenciais para possíveis deslizamentos não inclui os resultados mínimos obtidos por meio de parâmetros de resistência do solo residual pois estes não demonstraram-se ser realistas.

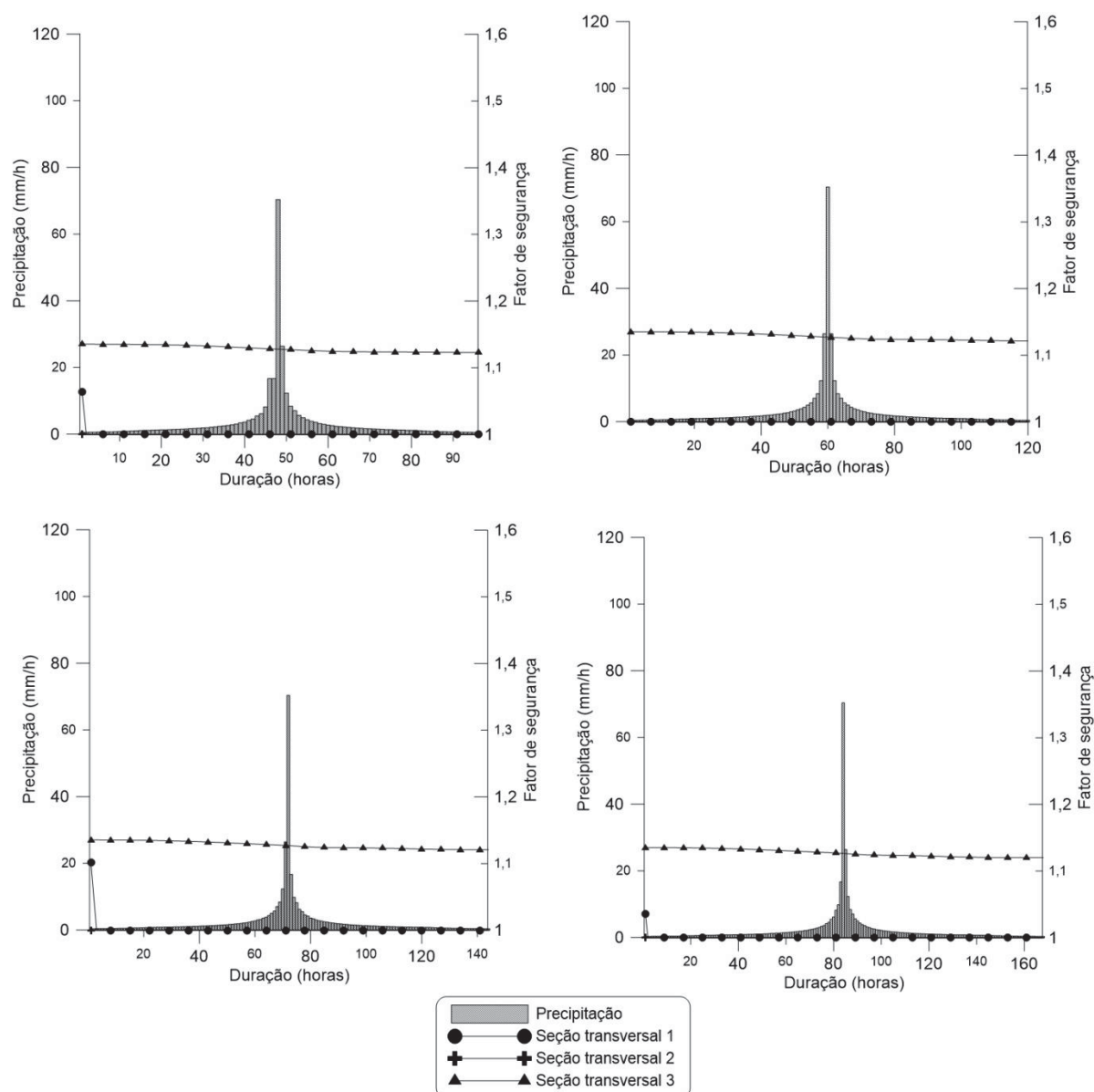
A utilização de dados amostrais enquadrados como característicos de resistência ao cisalhamento residual para os cenários de fator de segurança mínimo, por apresentar resultados de modelagem em grande maioria abaixo de 1 (Iminência de romper ou rompido), leva a conclusão que o material presente no talude em estudo não se enquadra, em grande magnitude, com características pretéritas de perda significativa de resistência ou que já sofreu movimentações consideráveis, ideia esta apresentada inicialmente no entendimento da área de estudo.

FIGURA 104 - FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 1 A 4



FONTE: A autora (2018)

FIGURA 105 - FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO EM FUNÇÃO DOS CENÁRIOS DE CHUVA 5 A 8

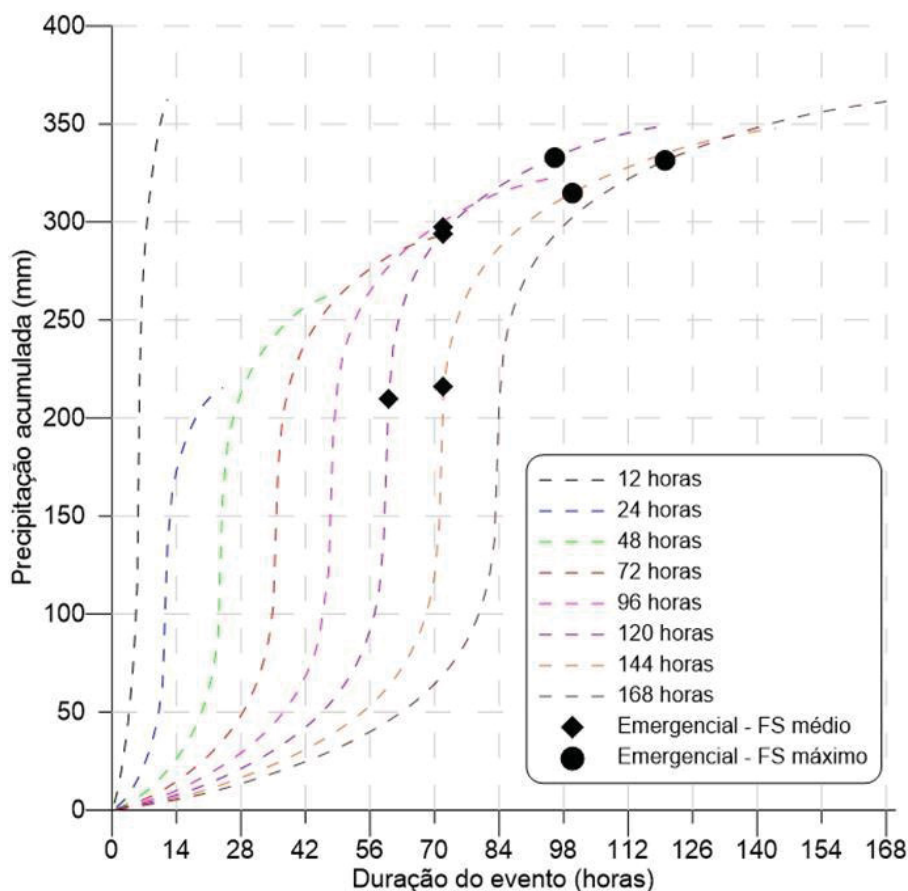


FONTE: A autora (2018)

Os cenários de chuva considerados como emergenciais para a elaboração do modelo de gestão de risco, foram aqueles em que observou-se fatores de segurança inferiores a 1, ou seja, que poderiam indicar a ocorrência de deslizamentos na área em estudo.

A FIGURA 106 ilustra os acumulados de chuva para os oito cenários estudados e os pontos que se referem a relação chuva acumulada por duração do evento e que são fatores críticos para os parâmetros de resistência do solo médio e máximo.

FIGURA 106 - OCORRÊNCIAS DE RUPTURA EM RELAÇÃO AOS CENÁRIOS CRÍTICOS DE CHUVA

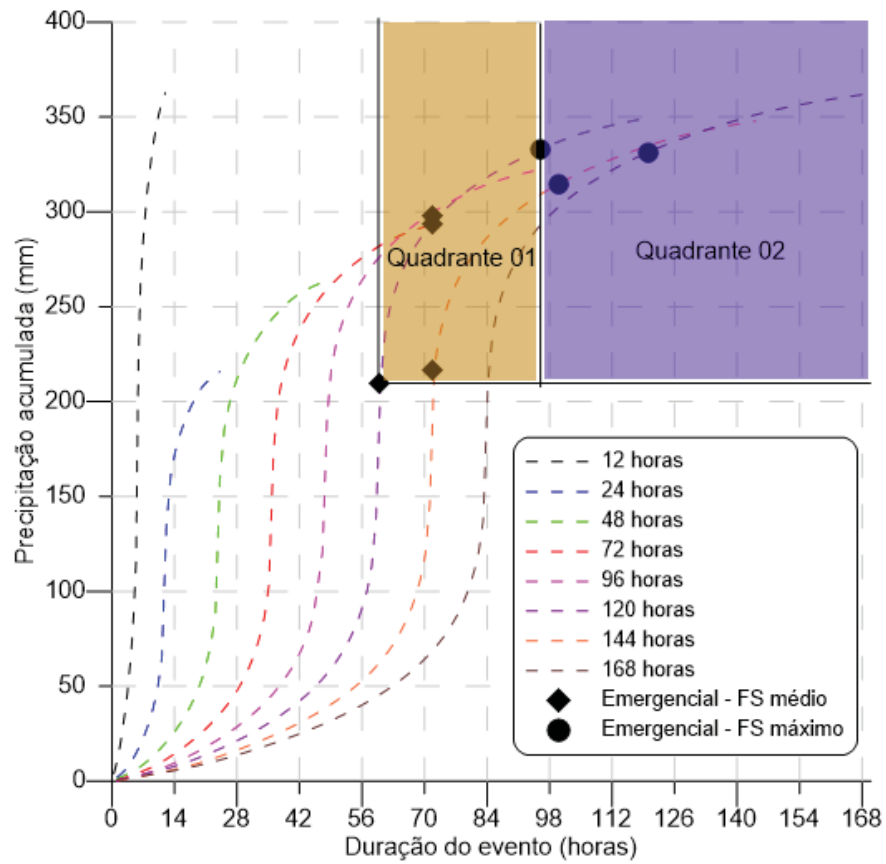


FONTE: A autora (2018)

A FIGURA 107 ilustra as regiões críticas definidas pela autora como potenciais cenários de ocorrência de deslizamentos por quadrantes. Pode-se constatar que chuvas que atingem a duração de 60 horas e precipitação acumulada de 200 mm enquadram-se como cenários emergenciais para possíveis ocorrências de ruptura rasas/ translacionais na Serra Pelada no caso da consideração do solo como parâmetros geotécnicos médios (quadrante 01).

Casos em que o solo do talude em estudo apresenta um histórico de resistência de pico, o qual suportaria maiores tensões de deformação nas cunhas críticas de ruptura, o modelo proposto identificou que chuvas com duração de 98 horas (60% maior que o quadrante 01) e precipitação acumulada total próxima de 300 mm (67% maior que o quadrante 01) são indicativas de deslizamentos (quadrante 02).

FIGURA 107 - DELIMITAÇÃO DOS QUADRANTES CRÍTICOS PARA O MODELO PROPOSTO



FONTE: A autora (2018)

7. CONCLUSÕES

O talude em estudo apresenta alta relevância para a gestão de riscos de deslizamentos na Serra Pelada. A presença de grandes declividades no local, somado a movimentos de rastejo e deslizamentos pretéritos no local, com conseqüente retaludamento, ressaltam a necessidade de se monitorar e avaliar a segurança desse local em maior detalhamento.

Os ensaios de laboratório forneceram resultados condizentes com o perfil de um solo argiloso, sendo mais visível a diferenciação entre os patamares de solo residual e coluvionar por meio das análises granulométricas, geofísica e limites de Atterberg. A obtenção dos parâmetros por meio da sondagem mista é útil para a realização dos modelos em métodos dos elementos finitos para melhor caracterização das camadas mais profundas de solo (solo saprolítico e saprólito), as camadas mais superficiais e que tiveram maior ênfase para o modelo de infiltração da água no solo contemplou os ensaios de cisalhamento direto por meio da retirada de blocos indeformados pois estes forneceram resultados e parâmetros mais fidedignos de resistência de pico e residual, fatores que regem a obtenção dos fatores de segurança.

Nota-se que os resultados tátil visual das camadas superficiais para o colúvio, obtidos por meio da sondagem rotativa forneceram uma argila siltosa, porém, a análise granulométrica para a mesma localidade constatou ser uma argila arenosa, sendo assim, existem variações entre os resultados de laboratório (que seguem as normativas) e os resultados de campo, concluindo-se a necessidade de um estudo detalhado para a caracterização do solo.

Quando se analisou apenas as camadas de solo pelas sondagens, as informações eram pontuais e com a aplicação e os resultados da geofísica por caminhamento elétrico foi possível analisar o talude de maneira mais global, mapeando variações consideráveis de resistividade e assim de saturação do solo. Assim percebeu-se também a diferença na camada de colúvio nas cotas mais superiores do talude em comparação com os patamares mais próximos da sua parte inferior (pé), fatos esses importantes para a definição das camadas de solo/rocha nas seções transversais críticas.

O ensaio de sucção por meio do papel filtro, nos diversos patamares, é de extrema importância para o desenvolvimento do modelo proposto, pois os

parâmetros obtidos com esse ensaio se correlacionam com a análise de infiltração da água da chuva para as camadas com solos não saturados e torna-se relevante para o entendimento dos cenários de sucção frente às variações do teor de umidade do solo, sendo assim, interfere diretamente no processo de percolação da água ao longo do talude.

Em relação aos resultados das curvas de retenção da água no solo, obteve-se curvas com caráter bimodal (Solo mais argiloso) e trimodal (Solo mais arenoso), com a presença de macro poros e micro poros, característica esta presente em regiões tropicais, frente à ação do intemperismo. A constatação da geometria dessas curvas interfere no processo de modelagem numérica pois considerou-se a variação da condutividade hidráulica do solo como resultante dos pontos amostrados nas curvas de retenção.

Levou-se em conta o regime de chuvas diários e mensais no local de estudo pois, dessa forma, poderia-se prever a frequência e intensidade características da Serra Pelada. Dois pluviógrafos de uma mesma bacia hidrográfica foram analisados por meio de metodologias estatísticas e probabilísticas, levando a conclusão de que a precipitação no Serra Pelada poderia ser bem representada por ambos os equipamentos de leitura, conclusão esta obtida especialmente pela correlação linear de Pearson e análise crítica integrada do histórico de dados.

Outra conclusão relevante é que para a Serra Pelada, a maior parte das ocorrências de chuva é de baixa intensidade, tendo como máxima medição horária até o momento de 100 mm/hora (cenário extremo), este fato reafirma a constatação de que chuvas de baixa intensidade e longa duração podem ser os agentes deflagradores de possíveis deslizamentos no talude do km 552+000 Pista Norte por serem mais frequentes e característicos nessa região.

Apesar das incertezas geotécnicas inerentes a elaboração das seções transversal devido à composição geológica do solo e do processo de infiltração no solo, uma simplificação do modelo proposto foi a utilização da curva IDF e a direta aplicação do método dos blocos alternados, o que possibilita elaborar cenários de chuva com diferentes durações, frequências e intensidades variadas, conforme as características hidrológicas de cada região de estudo. A simulação de cenários pela curva IDF se apresentou consistente com a realidade da região de estudo, conclusão esta obtida por meio de comparações com os dados históricos de

pluviógrafos em relação a medições horárias e acumulados diários e semanais.

O modelo aplicado demonstrou que se as camadas superficiais diretamente afetadas pela infiltração da água da chuva apresentem coesão e ângulo de atrito maior, a duração e intensidade do evento chuvoso para a deflagração de um deslizamento será conseqüentemente maior pois o cálculo de fator de segurança foi feito baseando-se em tensões resistentes do solo, as quais são obtidas pelos parâmetros geotécnicos.

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de pesquisas futuras baseadas nos estudos desenvolvidos e apresentados nessa dissertação, pode-se sugerir os seguintes tópicos:

- Aplicação de coeficiente de variação na permeabilidade saturada do solo residual e coluvionar;
- Realização de modelagem com diferentes cenários de sucções máximas iniciais da camada superficial da encosta;
- Definição de novos valores mínimos dos parâmetros geotécnicos de coesão e ângulo de atrito para a composição dos pontos de alerta;
- Estudo da curva de condutividade hidráulica em função da sucção matricial para curvas de retenção bimodais e trimodais;
- Aplicação do modelo em modelagem 3D para análise global do talude e possível visualização das diferenças de infiltração em fendas de movimentação;
- Elaboração de carta de susceptibilidade da região da Serra Pelada;
- Definição de um sistema de alerta para a região de estudo.

REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6.457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6.484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6.502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 7.117**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 2012.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 7.181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 7.180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6.459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 15.935**: Investigações ambientais – Aplicação de métodos geofísicos. Rio de Janeiro, 2011.

AGUIAR, A.B. **O emprego do permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e sua cobertura**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2001.

AGUIAR, M. F. P.; SILVA FILHO, F. C.; ALMEIDA, M. S. S. Análise de Movimentos em Encostas Naturais Através de Monitoramento por Instrumentação – Caso Coroa Grande – RJ. **Revista Tecnologia**, v. 26, n. 1, p. 46-71, jun. 2005.

ANDERSON, M.P. Movement of contaminants in groundwater: Groundwater transport – advection and dispersion. In: **Groundwater Contamination**, p: 37-45. Washington, D.C., 1984.

ARANHA, P.R.A.; PARIZZI, M.G.; SOBREIRA, F.G.; GALVÃO, T.C.B.; BEIRIGO, E.A. Aplicação do GPR na análise da estabilidade de taludes na Região Metropolitana de Belo Horizonte, MG. **Revista de Geologia**, v. 19, n° 1, p. 87-98, 2006.

ASTM (American Society for Testing Materials). D 5298-03: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2003.

ACEVEDO, A.M.G. **Estudo de séries de leituras obtidas através do**

monitoramento da instrumentação geotécnica implantada em uma encosta litorânea. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Paraná, 2013.

AMARAL, A.F., ZUQUETTE, L.V. Zoneamento geológico-geotécnico de porção da região da Costa Verde – RJ, escala 1:10.000. **Revista Brasileira de Geociências**. V. 37, N. 4, p. 727-744, 2007.

ANA – Agência Nacional das Águas. Manual de Construção da Base Hidrográfica Ottocodificada da ANA. Brasília, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001. **NBR 6484**. Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. Comitê Brasileiro de Construção Civil.

AU, S.W.C. Rainfall and Slope failure in Hong Kong. **Engineering Geology**, v. 36, p. 141-147. 1993.

BELL, R.; KRUSE, J; GARCIA, A.; GLADE, T.; HORDT, A. Subsurface investigations of landslides using geophysical methods – geoelectrical applications in the Swabian Alb (Germany). **Geographica Helvica** Jg. v. 61, p. 201-208, 2006.

BRAGA, A. C. O. **Método da eletroressistividade e polarização induzida aplicados nos estudos da captação e contaminação de águas subterrâneas: Uma abordagem metodológica e prática.** Tese de livre-docência. Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 2006.

BOWLES, J.E. **Physical and Geotechnical Properties of Soils.** International Student Edition. 1997.

CARVALHO, L. M. M. **Integração de dados de geofísica aérea aplicada a geologia e à prospecção mineral no Distrito Esmeraldífero de Itabira-Ferros, Quadrilátero Ferrífero, MG.** Tese de doutorado. Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

CARVALHO, J. C., GITIRANA, G.F.N., MACHADO, S.L., MASCARENHA, M.M.A., SILVA, F.C. **Solos não saturados no contexto geotécnico.** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, 2015.

CASCINI, L.; BONNARD, C.H.; COROMINAS, J.; JIBSON, R.; MONTERO-OLARTE, J. Landslide Hazard and Risk Zoning for Urban planning and Development. **In Landslide Risk Management**, London, p. 199-235, 2005.

CHEN, H.; LEE, C. Geohazards of slope mass movement and its prevention in Hong Kong. **Engineering Geology** 76: 3– 25, 2004.

CHEN, L. YOUNG, M.H. Green-Ampt infiltration model for sloping surfaces. **Water Resources Research**, v. 42, 2006.

CHOW, V. T., MAIDEMENT, D. R. e MAYS, L. M., **Applied Hydrology.** McGraw Hill

Book Company. New York. 1988.

CHOWDHURY, R.; RAO, B.N. Probabilistic stability assessment of slopes using high dimensional model representation. **Computers and Geotechnics**, v. 37, p. 876-884. 2010.

CNT. Confederação Nacional do Transporte. **Plano CNT de Logística**. Brasília, DF. 2008.

COSTA, A.F. **Emprego do método da eletro-resistividade na caracterização da lixeira de Porto Velho – RO assentada em meio fraturado**. Tese de doutorado. Universidade Estadual Paulista, Rio Claro – São Paulo, 2008.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras**: casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

CRUZ, Paulo T. **100 Barragens Brasileiras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014. 610 p. Tradução da 8 edição norte-americana.

DGSI. **Guide to Geotechnical Instrumentation**. Durham Geo Slope Indicator. 2004. DNER-ME (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem). DNER-ME 093: Solos – Determinação da densidade real. Brasília, 1994.

D'ORSI, R. **Correlação entre pluviometria e escorregamentos no trecho da Serra dos órgãos da rodovia federal BR-116 RJ (Rio – Teresópolis)**. Tese de doutorado em Ciências e Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE, Rio de Janeiro – RJ, 2011.

DULNIK, P. R. **Elaboração de um Pluviógrafo com Sensor Ótico**. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual do Oeste do Paraná. Cascavel, 2006.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. John Wiley & Sons, Inc. USA 1988,1993.

FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto). **Geologia de Engenharia: Prospecção geofísica**. Notas de aula. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Disponível em: <http://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap_8_GE.pdf>. Acesso em: 26/07/2016.

FERNANDES, N.F.; GUIMARÃES, R.F.; GOMES, R.A.T.; VIEIRA, B.C.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H. Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Susceptíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n. 1, p. 51-71, 2001.

FERREIRA, K. S. M. **Análise hidromecânica de um talude rodoviário composto por solo residual no trecho de Serra do Mar da BR-376/BR**. 106 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

FIORI, A.P.; CARMIGANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**:

aplicações na estabilidade de taludes. Curitiba: Editora UFPR, 2009.

FIORIO, P.R.; DUARTE, S.N.; RODRIGUES, G.O.; MIRANDA, J.H.; COOKE, R.A. Comparação de equações de chuvas intensas para localidades do estado de São Paulo. **Eng. Agríc.**, Jaboticabal, v.32, n.6, p.1080-1088, 2012.

FREEZE, R.A., CHERRY, J.A. **Groundwater.** Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ 07632, 1979.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils.** Wiley, New York, 1993.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil – water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 31, 521-532, 1994.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas: aplicações na estabilidade de taludes.** 2ª ed. rev. e amp. Curitiba: Editora UFPR, 2009.

FUGRO IN SITU GEOTECNIA LTDA. **Relatório: Ensaios de Campo e Instalação de Instrumentação RGB-06-GRE-01.** Curitiba, Paraná, 2016.

GANDOLFO, O. C.B.; ELIS, V.R.; SANCEREVO, S.S. A geofísica como ferramenta na investigação do meio físico: aplicações em meio ambiente, engenharia e na prospecção de petróleo. 60º Reunião Anual da SBPC. **Anais...** Campinas, 2008.

GE, H.; TU, J.; QIN, F. Analysis of Slope Stability with First Order Second Moment Method. **International Journal of Digital Content Technology and its Applications**, v. 5, n. 12, p. 445-451. 2011.

GEO-SLOPE. **Stability Modeling with SLOPE/W - An Engineering Methodology.** Manual do usuário. Geo-Slope International Ltd. Canadá, 2004.

GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE (GEO), D.G. Report on The Fei Tsui Road Landslide of 13 August 1995. Hong Kong Government, Hong Kong v. 2, 1996b.

GOKON. **Instruction Manual – Model 4500 series Vibrating Wire Piezometers.** Lebanon, New Hampshire, USA, 2016.

GERSCOVICH, D.M.S. **Estabilidade de taludes.** Oficina de Textos: São Paulo – SP, 2013.

GERSCOVICH, D. M. S., 2012. **Estabilidade de taludes.** Oficina de Textos: São Paulo – SP.

GERSCOVICH, D. M. S., **Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros.** IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, RS, pp 76-92, 2001.

GREEN, W.H., AMPT, G.A. Studies on soil physics: 1. The flow of air and water

through soils. **Journal of Agricultural Sciences** 4(1), 1-24, 1911.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. São Paulo: Editora da USP, 1984.

HUNT, R.E. **Geotechnical engineering investigation-Handbook**. New York: Taylor & Francis Group, 2005.

INDE- Instituto Nacional de Dados Espaciais. **Área de contribuição das bacias hidrográficas**. Disponível em: < <http://www.visualizador.inde.gov.br/>> Acesso em: 9 de Novembro de 2016.

JESUS, A. C.; MIRANDA, S. B.; CAMPOS, L. E. P.; BURGOS, P. C. Estudo da Frente de Umedecimento de um Solo Residual da Cidade do Salvador – BA. **Anais do COBRAMSEG 2006**. Curitiba, 2006.

JCSS – Joint Committee on Structural Safety. *Probabilistic model code - Section 3.7: Soil properties*. Technical University of Denmark. Denmark, 2006.

KIM, J.; JEONG, S.; PARK, S.; SHARMA, J. Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils. **Engineering Geology**. V: 76, p: 251-262, 2004.

KORMANN, A. C. M.; SESTREM, L. P.; PONTES, A. F. R. Gestão da segurança de taludes rodoviários Régis Bittencourt, trecho da Serra do Mar PR/SP: estudos probabilísticos e monitoramento geológico-geotécnico para mensuração de riscos através de critérios econômicos. **Revista ANTT**, v. 7, n. 2, p. 1-10, 2015

KORMANN, A. C.; PRETTO, J. H. F.; SESTREM, L. P.; AMPOS, A. L. Avaliação do desempenho de um sistema de estabilização de talude rodoviário através de monitoramento. **Revista ANTT**, v. 7, p. 81-92, 2015.

KULHAWY, F.H. On the evaluation of the static soil properties. Stability and Performance of Slopes and Embankments – II (GSP 31), **ASCE**, New York, pp.92-115, 1992.

LACERDA, W. A. Stability of natural slopes along the tropical coast of Brazil. In Almeida, M. (ed.) Proceeding of the Internacional Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Balkema, Brookfield: 17-39, 1997.

LEITE, M.L.; ADACHESKI, P.A.; VIRGENS, J.S. Análise da frequência e da intensidade das chuvas em Ponta Grossa, Estado do Paraná, no período entre 1954 e 2011. *Acta Scientiarum. Technology*. Maringá, v. 33, n. 1, p. 57-64, 2011.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método de papel filtro. In: **X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 515-522, 1994.

MARINHO, F.A.M. Medição de sucção em solos. In: **3º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, v. 3, p. 373-397, Rio de Janeiro, montoya1997.

MEDRI, W. **Análise exploratória de dados**. Curso de especialização “Latu Sensu”

em estatística. Universidade Estadual de Londrina. Londrina, 2011.

MEIN, R.G., FARRELL, D.A. Determination of wetting front suction in the Green-Ampt Equation. *Soil Science Society of America Proceedings*, 38, 872-876, 1974.

MINISTÉRIO DAS CIDADES, BRASIL. Treinamentos de técnicos municipais para o mapeamento e gerenciamento de áreas urbanas com risco de escorregamentos, de enchente e de áreas contaminadas. Programa de Prevenção e Erradicação de Riscos, Secretaria de Programas Urbanos. **Disponível em:** <http://cidades.gov.br/images/stories/ArquivosSNPU/Biblioteca/PrevencaoErradicacao/Livro_Curso_Capacitacao_Tecnicos_Municipais.pdf>. Acesso em: Outubro de 2014.

MONTOYA, C.A.H. & ASSIS, A.P. Tools for reliability analysis in geotechnical engineering: application (in Spanish). **Revista Ingenierías Universidad de Medellín**, v.10, n.18, p: 79-86, 2011b.

MONTOYA, C. A. H. **Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-081/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 250 p, 2013.

MOREIRA, C.A.; BRAGA, A.C.O. Aplicação de métodos geofísicos no monitoramento de área contaminada sob atenuação natural. **Eng Sanit Ambient**, v. 14, n. 2, p. 257-264, 2009.

NG, C.W.W., SHI, Q., A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transiente seepage. **Computers and Geotechnics**, v. 22, p. 1-28, 1998.

PONTES, A. F.R. **Avaliação da variabilidade espacial de um talude através de investigações geológico-geotécnicas diretas e indiretas**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

PORTELA, M.M; MARQUES, P.; CARVALHO, F.F. Hietogramas de projecto para a análise de cheias baseada no modelo do hietograma unitário do *soil conservation service* (SCS). **5º Congresso da água**, Lisboa, Portugal, 2000.

PUPIM, P.H.F; MIRANDA, C.D.M. Ampliação estrutural e estabilização da barragem de terra margem direita da UHE Mimoso. In: XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens. **Anais...Foz do Iguaçu**, 2015.

REALE, C.R.; XUE, J.; PAN, Z.; GAVIN, K. Deterministic and probabilistic multi-modal analysis of slope stability. **Computers and Geotechnics**. v. 66, p. 172-179, 2015.

RIBEIRO, R.C.H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Tese de doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

ROCHA, R.P.O. **Instrumentação Geotécnica com Fibra Óptica: Monitoramento de Frente de Umedecimento e análise da variação do grau de saturação em solos arenosos**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

SABOYA, F. ALVES, M.G., PINTO, W.D. Assessment of failure susceptibility of soil slopes using fuzzy logic. **Engineering Geology**, v. 86, p 211-224, 2006.

SAMOUËLIAN, Anatja et al. Electrical resistivity survey in soil science: a review. **Soil and Tillage research**, v. 83, n. 2, p. 173-193, 2005.

SAMPAIO, M.V. **Determinação e espacialização das equações de chuvas intensas em bacias hidrográficas do Rio grande do sul**. Tese de doutorado. Programa de pós-graduação em engenharia agrícola. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

SANTOS, L. dos *et al.* **Hidrometria aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, 2001.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SESTREM, L. P. **Concepção e Implantação de um Plano de Instrumentação para Avaliação das Condicionantes Geotécnicas de uma Encosta Litorânea**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2012.

SRESP - Secretaria de Saneamento e Energia do Estado de São Paulo. **Plano Regional Integrado de Saneamento Básico para a UGRHI-11**. 2010.

SILVA, D.D.; VALDERDE, A.E.L.; PRUSKI, F.F.; GONÇALVES, R.A.B. Estimativa e espacialização dos parâmetros da equação intensidade-duração-frequência da precipitação para o Estado de São Paulo. **Revista Engenharia na Agricultura**, v.7, n.2, p:70-87, 1999.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SOARES, E. P. **Caracterizações geotécnica e mineralógica de um filito dolomítico do Quadrilátero Ferrífero com vistas ao estudo de estabilidade de taludes incorporando a sucção**. Tese de doutorado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2008.

SOUZA, W.M, AZEVEDO, P.V., ARAÚJO, L.E. Classificação da Precipitação diária e impactos decorrentes dos desastres associados às chuvas na cidade do Recife-PE. **Revista Brasileira de Geografia Física**. V. 02, p. 250-268, 2012.

SUCHOMEL, R. & M ŠIN, D. Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable $c-\theta$ soil. **Computers and Geotechnics**, v: 37, p: 132-140, 2009.

SUZUKI, S. **Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e coluviais ao longo do oleoduto Curitiba- Paranaguá.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

TONUS, B.P.A. **Estabilidade de taludes: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar paranaense.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

TREVIZOLLI, M.N.B.; PONTES, A.F.R.; PASSINI, L.B.; SESTREM, L.P. ; MARINHO, F.A.M. ; KORMANN, A.C.M. Integration of laboratory and field investigation on the slope aside of the highway in a Brazilian coastal hillside. **PanAm-UNSAT: 2nd Pan American Conference on Unsaturated soils**, Dallas, USA, 2017.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia. Ciência e aplicação.** Editora UFRGS, 943 p., 2012.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Slope Stability.** EM 1110-2-1902. Washington, 2003.

PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRADEL, D., RAAD, G. **Efect of permeability on superficial stability of homogeneous slopes.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 119 (2), 315-332, 1993.

PRETTO, J. H.F. **Análise de tensão x deformação de uma encosta natural estudo de caso: Morro do Boi – Balneário Camboriú/SC.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

VARNES, D.J. **Slope movements: types and processes.** In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (Eds.). Landslide Analysis and Control, National Academy of Sciences, Transportation Research Board Special Report 176, Washington, 11–33, 1978.

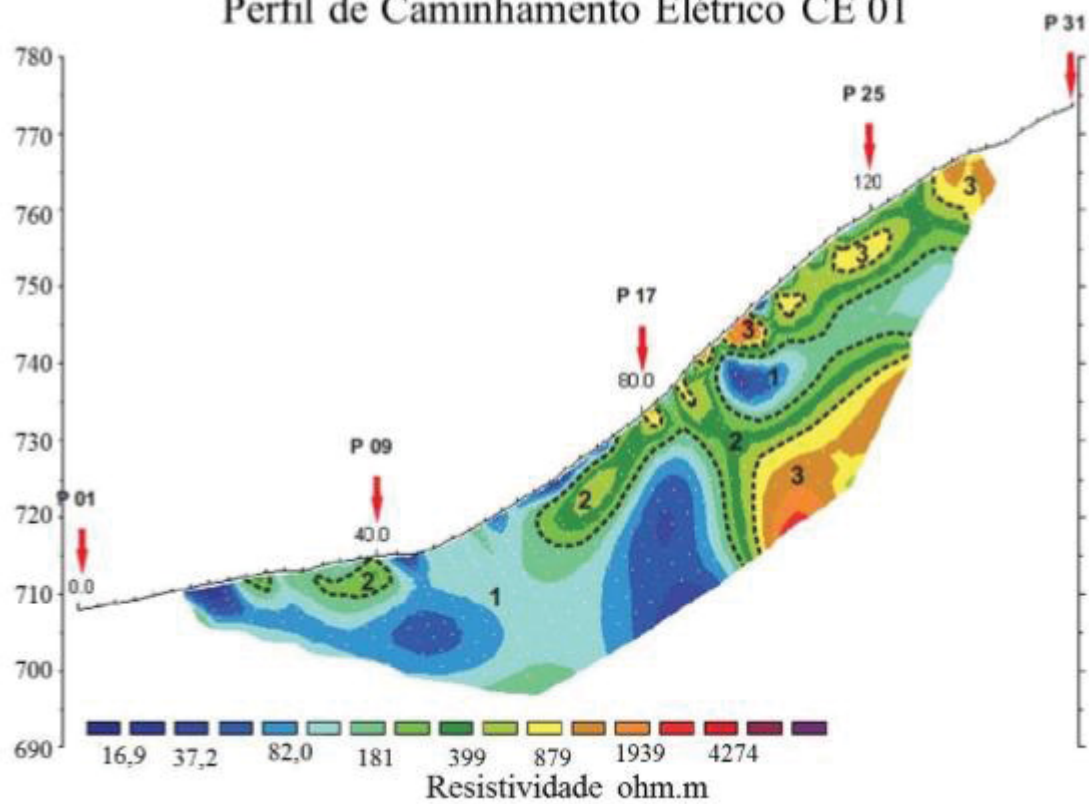
VICTORINO, M. M.; SESTREM, L. P.; KORMANN, A. C. M.; BENETTI, L. B. **Planejamento, Implantação e Operação de uma Rede de Pluviógrafos na Serra do Mar Paranaense.** In: 15º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2015, Bento Gonçalves - RS.

VIVIAN, J. B. **Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com Óleo Diesel.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

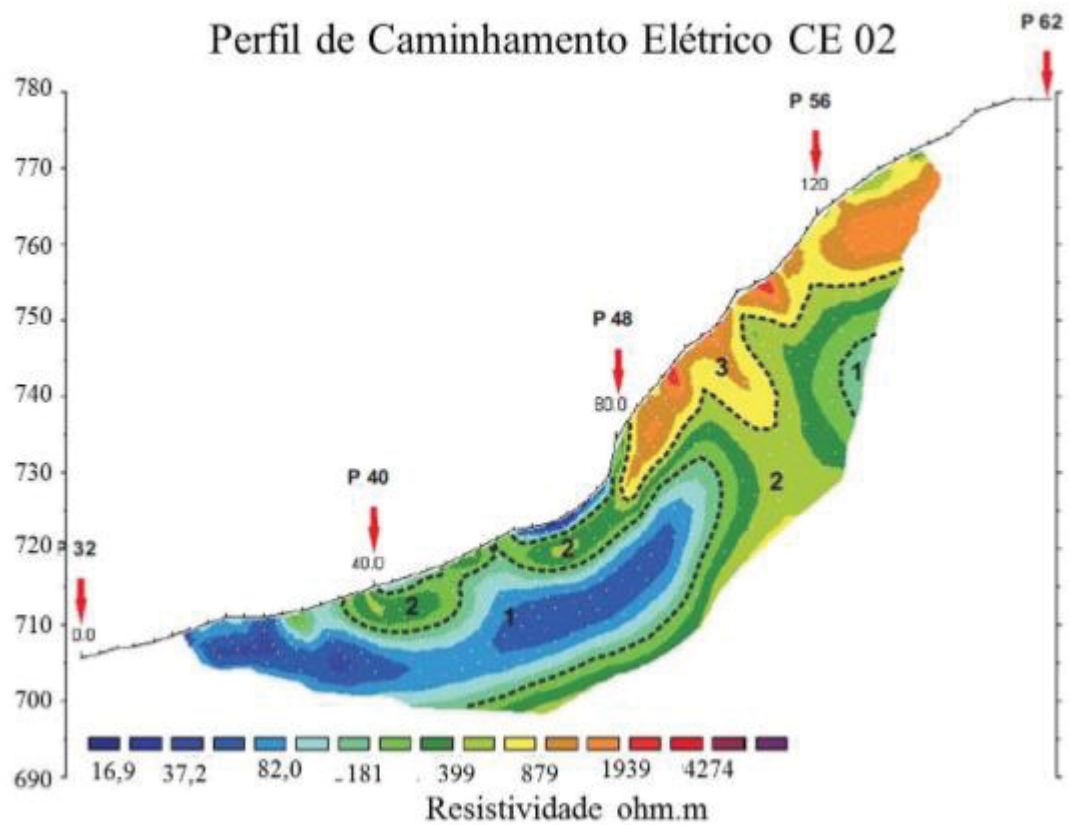
ZONTA, J.H., MARTINEZ, M.A., PRUSKI, F.F., SILVA, D.D., MONTEBELLER, C. Adequação dos parâmetros do modelo Green-Ampt-Mein-Larson em condições de campo. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental.** V. 14, n. 10, p.1021-1029, 2010.

ANEXO 1 – GEOFÍSICA

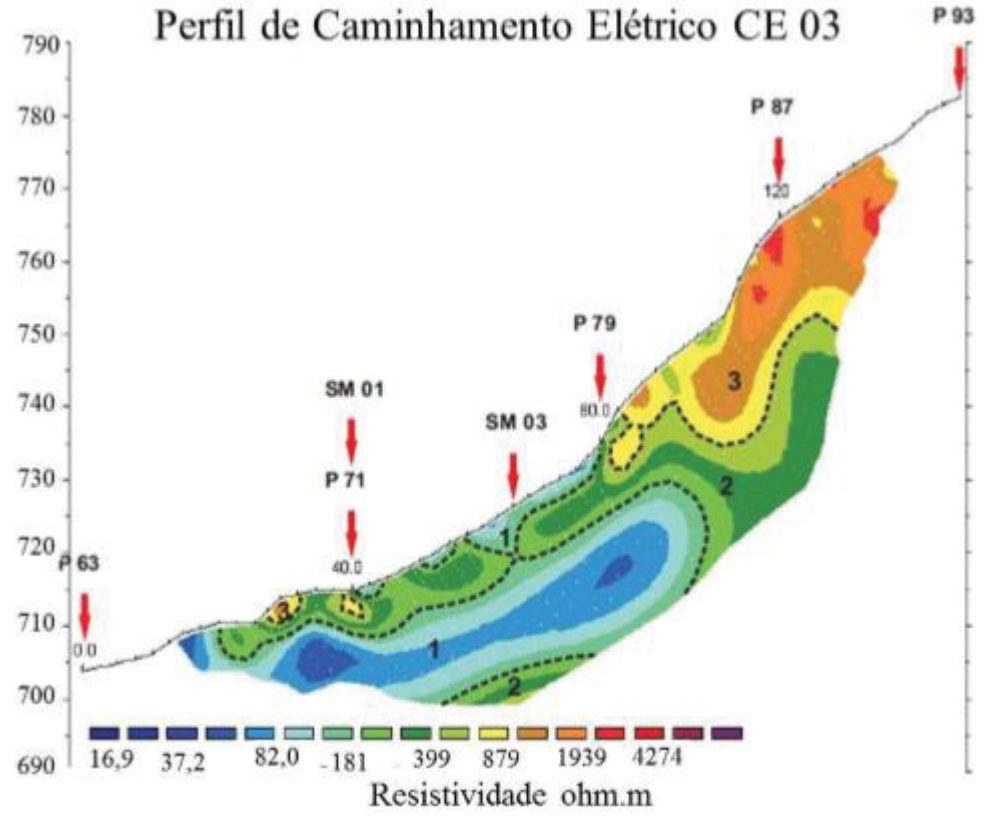
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 01



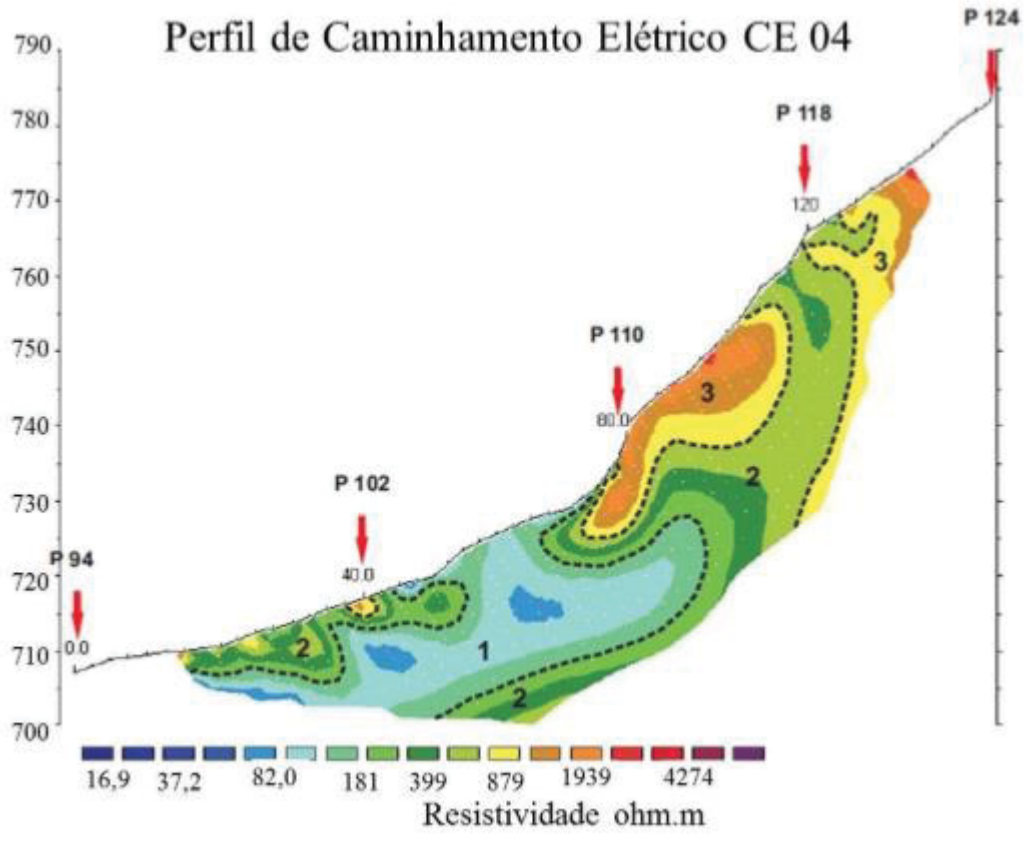
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 02



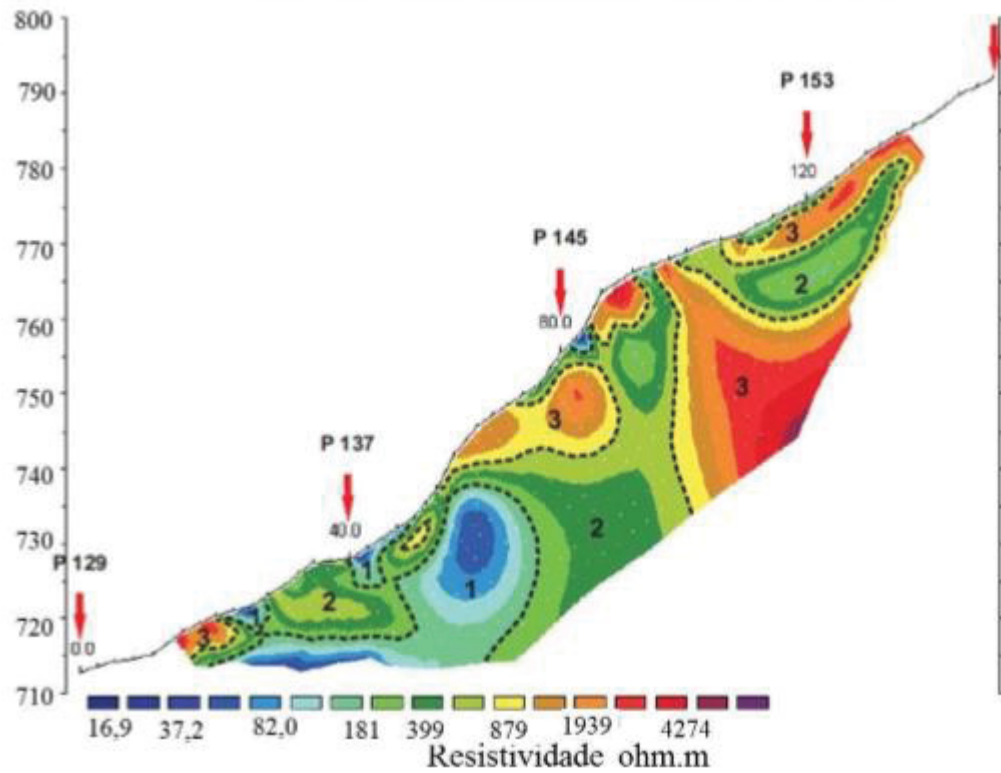
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 03



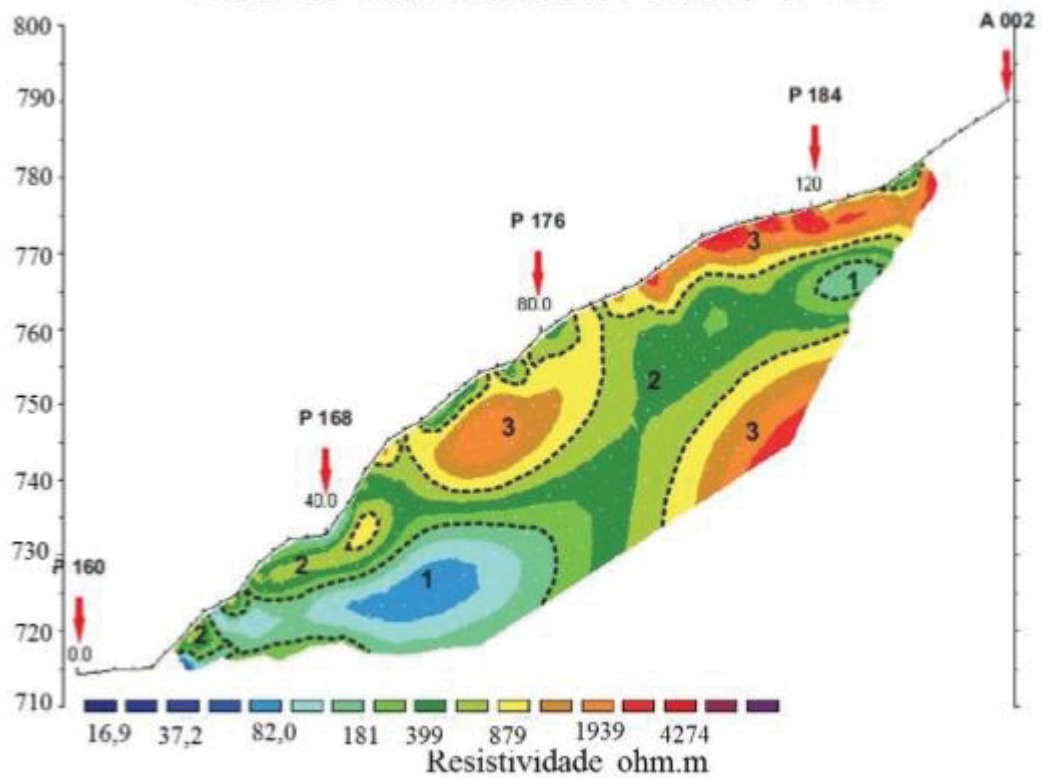
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 04



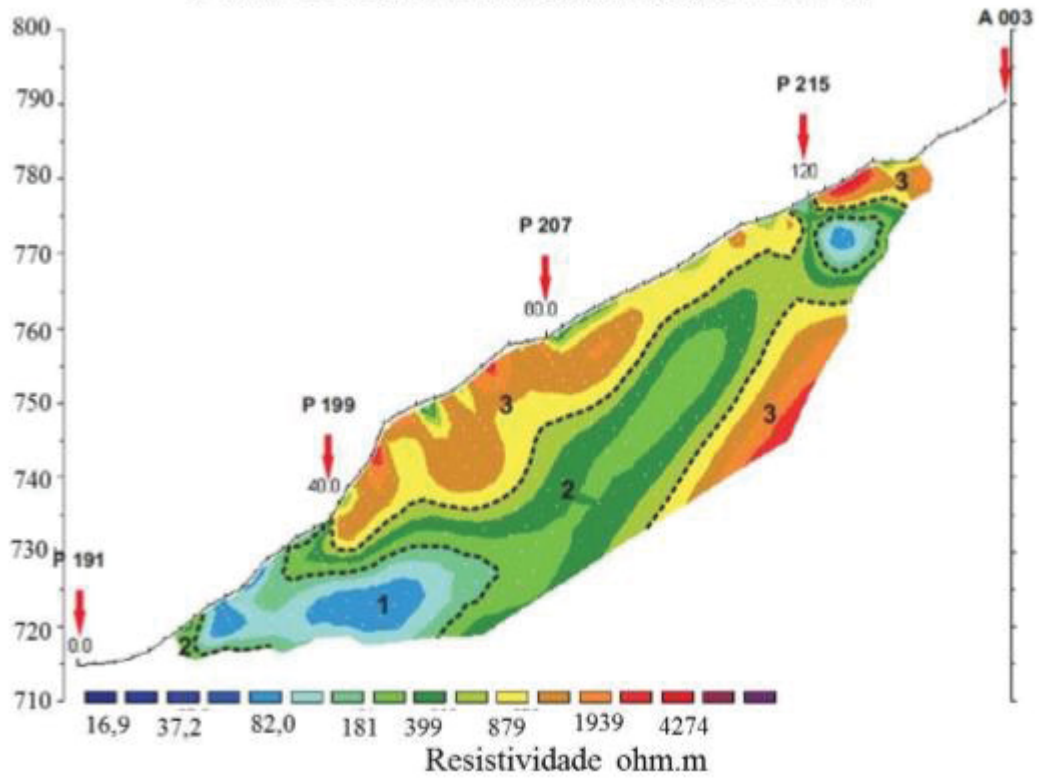
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 05



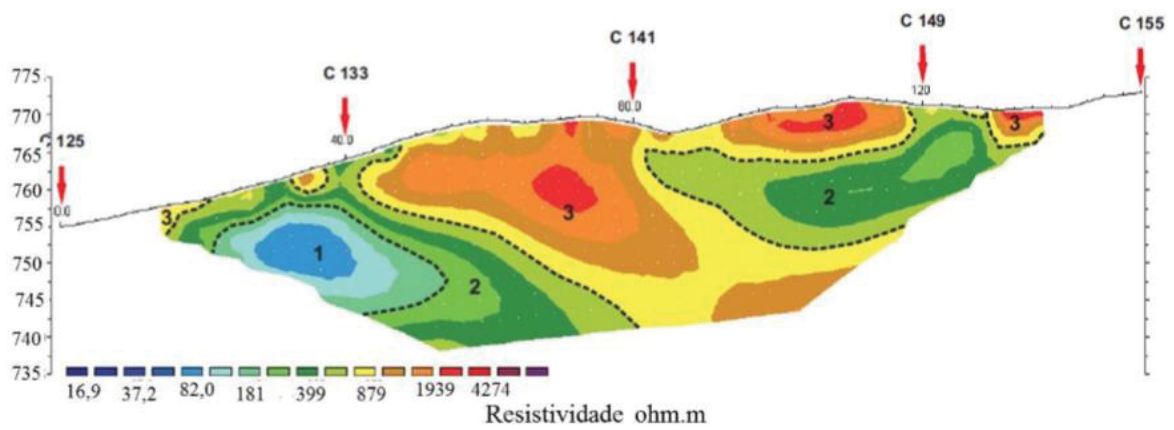
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 06



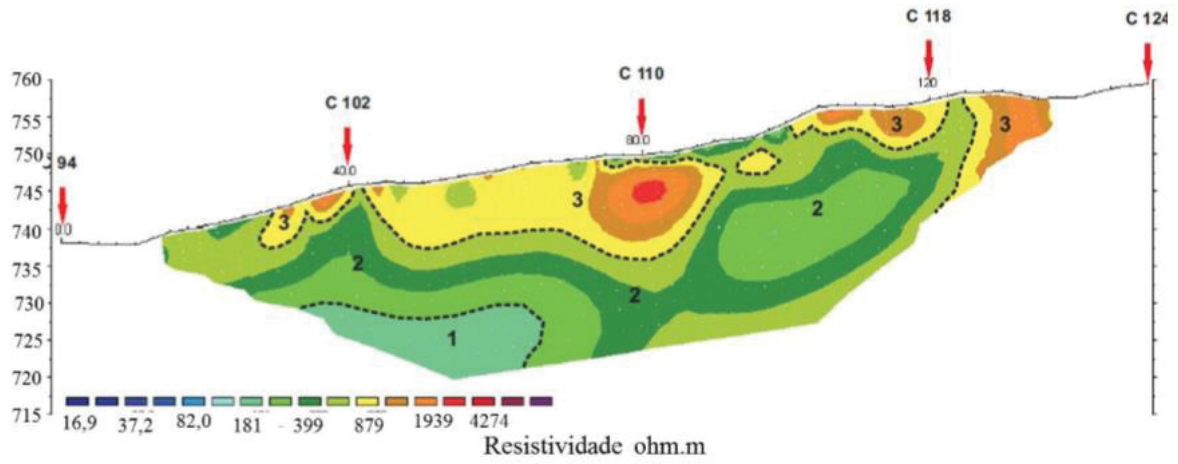
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 07



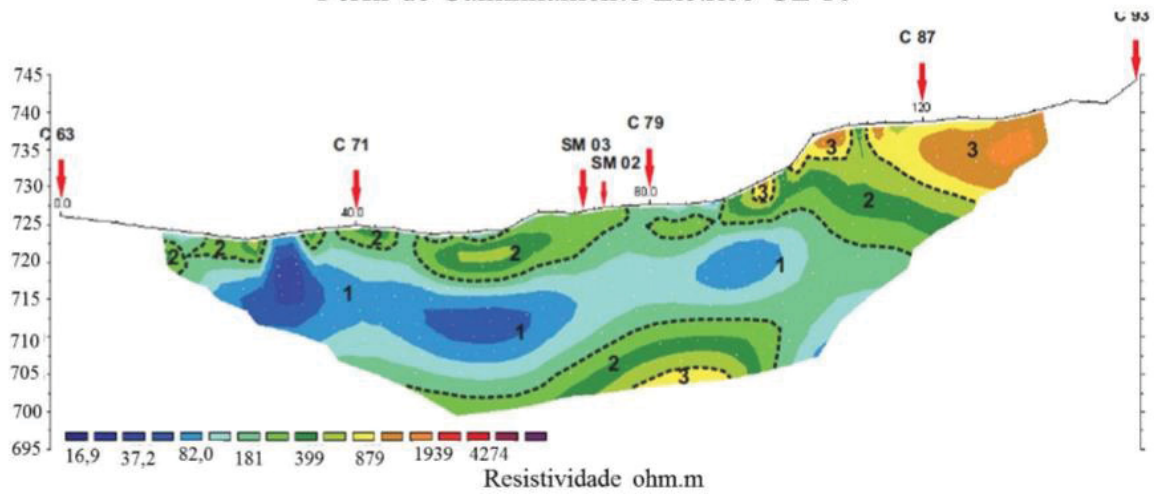
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 08



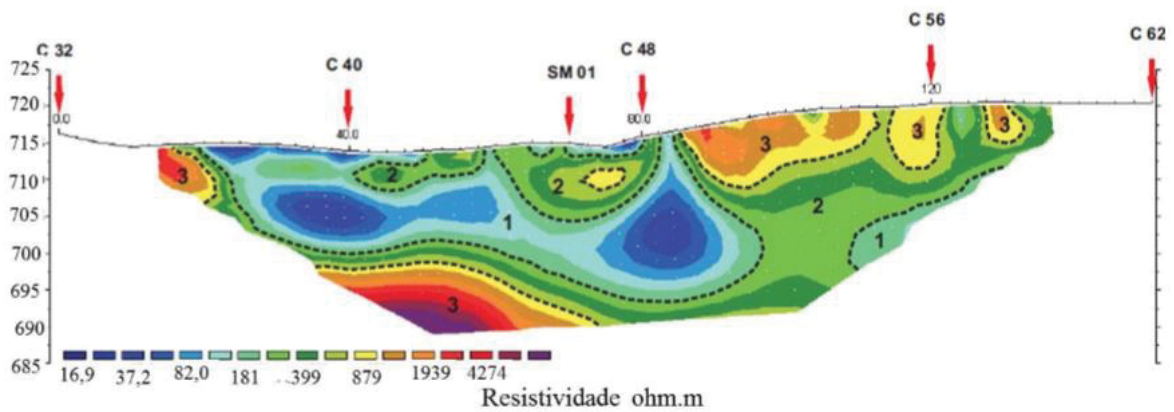
Perfil de Caminhamento Elétrico CE 09



Perfil de Caminhamento Elétrico CE 10



Perfil de Caminhamento Elétrico CE 11



Perfil de Caminhamento Elétrico CE 12

