
ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres
RDT – Recurso de Desenvolvimento Tecnológico

RELATÓRIO FINAL

**GESTÃO DA SEGURANÇA DOS TALUDES RODOVIÁRIOS DA RODOVIA RÉGIS
BITTENCOURT, TRECHO DA SERRA DO MAR PR-SP: ESTUDOS
PROBABILÍSTICOS E MONITORAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO PARA
MENSURAÇÃO DE RISCOS ATRAVÉS DE CRITÉRIOS ECONÔMICOS**

Autopista Régis Bittencourt

16/09/2019

SUMÁRIO

1	DESCRIÇÃO DO PROJETO	5
1.1	TÍTULO	5
1.2	RESUMO	5
1.3	PALAVRAS CHAVE	6
1.4	JUSTIFICATIVA	6
1.5	OBJETIVOS	8
1.5.1	<i>Objetivo Geral</i>	8
1.5.2	<i>Objetivos Específicos</i>	8
1.6	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	9
1.7	PERÍODO DE DESENVOLVIMENTO DO PROJETO	9
1.8	CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO	10
1.9	LOCAL DE EXECUÇÃO	12
1.10	EQUIPE EXECUTORA	12
2	MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS	14
3	ORGANIZAÇÃO DOS DADOS DISPONÍVEIS E ENTENDIMENTO INICIAL DO PROBLEMA 22	
3.1	INTRODUÇÃO	22
3.2	RESULTADOS	24
3.3	ANÁLISE DE RESULTADOS	26
4	VISITAS AO SÍTIO DE ESTUDO	29
4.1	INTRODUÇÃO	29
4.2	RESULTADOS	30
4.3	ANÁLISE DE RESULTADOS	33

5	ANÁLISE PRELIMINAR DAS CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS NO SÍTIO DE ESTUDO	34
5.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	34
5.2	ENTENDIMENTO DA DINÂMICA PLUVIAL POR MEIO DE PLUVIÓGRAFOS EXISTENTES PRÓXIMOS À ÁREA DE ESTUDO	35
5.3	ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO HIDROGRÁFICA.....	38
5.4	RESULTADOS	39
5.4.1	Séries históricas de pluviometria	39
5.4.2	Delimitação de bacias hidrográficas	51
5.5	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	53
5.5.1	Pluviometria e bacias hidrográficas	53
5.5.2	Movimentos pretéritos e cenários para análise de estabilidade e de fluxo	57
6	REFINAMENTO DAS INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS COM EXECUÇÃO DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	68
6.1	INTRODUÇÃO	68
6.2	RESULTADOS	69
6.2.1	Sondagens mistas	69
6.2.2	Ensaio geofísicos	70
6.2.3	Permeabilidade saturada in situ	72
6.2.4	Ensaio de laboratório	74
6.3	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	92
7	CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE MONITORAMENTO	98
7.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	98
7.2	RESULTADOS	105
7.2.1	P 552+000.....	105

7.2.2	<i>P 508+700 e P 513+868</i>	112
7.3	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	114
8	CRIAÇÃO DE UM MODELO DIGITAL DO TERRENO E DE MAPAS TEMÁTICOS.	118
8.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	118
8.2	RESULTADOS	118
8.2.1	<i>Mapas geológicos</i>	118
8.2.2	<i>Hipsometria</i>	124
8.2.3	<i>Mapas de declividade</i>	124
8.2.4	<i>Mapas de uso e ocupação do solo</i>	127
8.3	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	129
9	INTERPRETAÇÃO DE DADOS DO SISTEMA DE MONITORAMENTO	130
9.1	INTRODUÇÃO	130
9.2	RESULTADOS	131
9.2.1	<i>Serra Pelada</i>	131
9.2.2	<i>Serra do Azeite</i>	133
9.2.3	<i>Piezometria</i>	135
9.3	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	136
10	ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS E DE CONSEQUÊNCIAS PARA MENSURAÇÃO ECONÔMICA DE RISCOS	150
10.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE ENTRADA.....	150
10.2	RESULTADOS	155
10.2.1	<i>Análises de fluxo</i>	155
10.2.2	<i>Fator de segurança</i>	158

10.2.3	<i>Método de Monte Carlo</i>	163
10.3	ANÁLISE DE RESULTADOS	167
10.3.1	<i>Mapas de probabilidade</i>	167
10.3.2	<i>Mapas de mensuração econômica de riscos</i>	171
10.3.3	<i>Mapas de risco</i>	175
11	CONSOLIDAÇÃO DE DIRETRIZES PARA O GERENCIAMENTO DA SEGURANÇA DOS TALUDES	178
11.1	INTRODUÇÃO	178
11.2	RESULTADOS	178
11.3	ANÁLISE DE RESULTADOS	180
12	CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E PRODUTOS GERADOS	183
12.1	OBJETIVOS DO PROJETO	183
12.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS	186
12.3	PRODUTOS GERADOS	188
13	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	190

1 DESCRIÇÃO DO PROJETO

1.1 Título

Gestão da segurança dos taludes rodoviários da Rodovia Régis Bittencourt, trecho da Serra do Mar PR-SP: estudos probabilísticos e monitoramento geológico-geotécnico para mensuração de riscos através de critérios econômicos.

1.2 Resumo

O presente projeto de pesquisa envolveu um trecho da Serra do Mar situado na rodovia Régis Bittencourt, entre os estados do Paraná e São Paulo. O problema em estudo envolveu a monetização de riscos geológico-geotécnicos. Para tanto, foi desenvolvida uma metodologia de gestão de segurança dos taludes rodoviários a partir de estudos probabilísticos e monitoramento geológico-geotécnico, correlacionando seu nível de criticidade com riscos mensuráveis. O escopo envolveu a criação de um Modelo Digital do Terreno com mapas geológicos, de declividades, de uso e ocupação do solo e de fatores de segurança do trecho selecionado. Como ponto de partida foram identificados os fatores que estão relacionados à ocorrência de processos instabilizantes, em particular movimentos de massa (deslizamentos). Uma campanha de investigação geotécnica em pontos de interesse envolvendo ensaios de campo e de laboratório permitiu a obtenção de informações mais detalhadas sobre o comportamento do terreno em estudo. A concepção e instalação de um plano de monitoramento permitiu a avaliação dos mecanismos que controlam a região de estudo, correlacionando-os com eventos pluviométricos. O conhecimento gerado ao longo da pesquisa permitiu validar uma metodologia para gestão de riscos de taludes rodoviários e tomada de decisão com base em critérios econômicos.

1.3 Palavras chave

Gerenciamento de Riscos, Análises Probabilísticas, Monetização de Riscos, Instrumentação Geotécnica, Estabilidade de Taludes, Serra do Mar.

1.4 Justificativa

O transporte rodoviário representa o principal meio de ligação entre os centros urbanos e industriais brasileiros e é responsável pela movimentação de mais de 60% de toda a carga que trafega no território nacional (CNT, 2008). 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). Um trabalho publicado pelo Ministério das Cidades (2014) indica que a ocorrência de deslizamentos de encostas representa um dos principais fenômenos relacionados a desastres naturais no Brasil e está associada a eventos pluviométricos. Essa dinâmica evidencia a necessidade de se aprofundar a busca de critérios que tragam avanços na gestão de riscos geológico-geotécnicos.

Na engenharia geotécnica, os métodos de cálculo mais populares para a verificação da estabilidade de taludes se referem a abordagens do tipo equilíbrio limite, que se caracterizam pelo cálculo de um “fator de segurança”. O resultado de uma análise de estabilidade na forma de um único número - o fator de segurança determinístico - é questionável na maioria das situações práticas, incluindo-se o caso de encostas naturais, que se caracterizam pela heterogeneidade e variabilidade espacial de propriedades (resistência, deformabilidade e poropressões, que por sua vez são influenciadas pelas chuvas).

Uma alternativa potencial para a avaliação da estabilidade de encostas são as análises do tipo probabilísticas, as quais introduzem coeficientes de variação dos parâmetros do solo e curvas de distribuição para cada variável relevante. Dessa forma, busca-se inferir a probabilidade de ocorrência de um evento de ruptura. Detalhes dessa técnica de análise podem

ser encontrados, por exemplo, no trabalho de Tonus (2009), onde a abordagem probabilística foi aplicada à encosta do oleoduto OSPAR, na Serra do Mar paranaense.

Além de se avaliar a probabilidade de escorregamento de um talude, um estudo mais completo pode envolver também uma análise das consequências que um evento de ruptura acarretaria. Esse entendimento amplo de consequências deve, inclusive, ser traduzido em parâmetros financeiros: por exemplo, o custo da recomposição do segmento rodoviário afetado e da estabilização do maciço rompido. O cruzamento da probabilidade de ocorrência de um evento com consequências (em valores monetários) constitui-se em uma importante medida em análises de risco:

$$\text{RISCO (R\$)} = \text{PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA (\%)} \times \text{CONSEQUÊNCIA (R\$)}$$

A aplicação dessa abordagem, embora racional e com potenciais vantagens para embasar a tomada de decisão no gerenciamento dos riscos geológico-geotécnicos da operação rodoviária, é ainda pouco difundida e constituiu-se em um motivador para o desenvolvimento do presente projeto.

Na rodovia Régis Bittencourt, identificaram-se duas áreas de interesse para mitigação de riscos e que constituíram em boas oportunidades para o aprofundamento do entendimento de condicionantes geotécnicas: os trechos da Serra do Azeite e da Serra Pelada. Propôs-se alavancar a experiência adquirida em pesquisas já iniciadas em outras áreas da Serra do Mar (BR376/PR e Morro do Boi/SC), onde o papel das investigações geológicas e do monitoramento pluviométrico e geotécnico tem se mostrado de grande valia, com análises probabilísticas e de consequências, levando ao desenvolvimento de uma metodologia original para mensuração de riscos através de critérios econômicos.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo Geral

O objetivo geral da presente pesquisa consistiu em aumentar a segurança da operação rodoviária na Serra do Mar, através da consolidação de critérios para a gestão de riscos geológico-geotécnicos mediante o conhecimento das probabilidades de ocorrência de eventos críticos e de suas consequências.

1.5.2 Objetivos Específicos

Foram objetivos específicos desta pesquisa:

- Analisar os níveis de segurança de encostas, buscando-se embasar a tomada de decisão através de critérios econômicos de mensuração de riscos, com base em análises probabilísticas de estabilidade e monitoramento de condições plúvio-piezométricas;
- A partir de um estudo de caso em área selecionada na pesquisa (regiões de interesse: Serra Pelada e Serra do Azeite), identificar os fatores que levam à instabilização dos taludes rodoviários;
- Aprofundar o entendimento dos mecanismos que controlam a resistência e estabilidade na região de estudo, avaliando-se a influência de eventos pluviométricos e piezométricos com base no histórico de leituras advindo de dados de instrumentação;
- Aperfeiçoar a aplicação de técnicas geofísicas na investigação de encostas naturais, com vistas a se identificar o seu real potencial na fundamentação de análises de estabilidade e planejamento de sistemas de monitoramento;
- Aumentar as informações referentes a parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos residuais e coluvionares encontrados ao longo do trecho da Serra do Mar a ser estudado.

1.6 Organização do trabalho

De forma sucinta, o projeto foi desenvolvido segundo as etapas abaixo, as quais serão detalhadas ao longo do presente relatório (itens 2 a 11):

1. Organização dos dados disponíveis e entendimento inicial do problema
2. Visitas ao sítio de estudo
3. Análise preliminar das condições hidrogeológicas no sítio de estudo
4. Refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica
5. Concepção e instalação de um sistema de monitoramento
6. Criação de um Modelo Digital do Terreno e de mapas temáticos
7. Interpretação de dados do sistema de monitoramento
8. Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos
9. Consolidação de diretrizes para o gerenciamento da segurança dos taludes

1.7 Período de desenvolvimento do projeto

01/02/2015 a 31/01/2019.

1.8 Cronograma de execução

Item	Atividade	Período de execução											
		2015											
		fev	mar	abr	maio	junho	julho	ago	set	out	nov	dez	jan
1	Organização do banco de dados disponível e entendimento inicial do problema												
2	Visitas ao sítio de estudo												
3	Análise preliminar das condições hidrogeológicas no sítio de estudo												
4	Refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica												
5	Concepção e instalação de um sistema de monitoramento												
6	Criação de um Modelo Digital do Terreno e de mapas temáticos												
7	Interpretação de dados do sistema de monitoramento												
8	Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos												
9	Consolidação de diretrizes para o gerenciamento da segurança dos taludes												
10	Capacitação de Pessoas												
11	Emissão de relatórios												

Item	Atividade	Período de execução											
		2016											
		fev	mar	abr	maio	junho	julho	ago	set	out	nov	dez	jan
1	Organização do banco de dados disponível e entendimento inicial do problema												
2	Visitas ao sítio de estudo												
3	Análise preliminar das condições hidrogeológicas no sítio de estudo												
4	Refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica												
5	Concepção e instalação de um sistema de monitoramento												
6	Criação de um Modelo Digital do Terreno e de mapas temáticos												
7	Interpretação de dados do sistema de monitoramento												
8	Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos												
9	Consolidação de diretrizes para o gerenciamento da segurança dos taludes												
10	Capacitação de Pessoas												
11	Emissão de relatórios												

Item	Atividade	Período de execução											
		2017											
		fev	mar	abr	maio	junho	julho	ago	set	out	nov	dez	jan
1	Organização do banco de dados disponível e entendimento inicial do problema												
2	Visitas ao sítio de estudo												
3	Análise preliminar das condições hidrogeológicas no sítio de estudo												
4	Refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica												
5	Concepção e instalação de um sistema de monitoramento												
6	Criação de um Modelo Digital do Terreno e de mapas temáticos												
7	Interpretação de dados do sistema de monitoramento												
8	Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos												
9	Consolidação de diretrizes para o gerenciamento da segurança dos taludes												
10	Capacitação de Pessoas												
11	Emissão de relatórios												

Item	Atividade	Período de execução											
		2018											
		fev	mar	abr	maio	junho	julho	ago	set	out	nov	dez	jan
1	Organização do banco de dados disponível e entendimento inicial do problema												
2	Visitas ao sítio de estudo												
3	Análise preliminar das condições hidrogeológicas no sítio de estudo												
4	Refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica												
5	Concepção e instalação de um sistema de monitoramento												
6	Criação de um Modelo Digital do Terreno e de mapas temáticos												
7	Interpretação de dados do sistema de monitoramento												
8	Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos												
9	Consolidação de diretrizes para o gerenciamento da segurança dos taludes												
10	Capacitação de Pessoas												
11	Emissão de relatórios												

1.9 Local de execução

Os trabalhos de campo da presente pesquisa foram conduzidos no trecho de serra da Rodovia Régis Bittencourt (BR-116) entre os municípios de Curitiba e São Paulo. As demais atividades foram executadas pelas entidades parceiras em suas sedes.

1.10 Equipe executora

A execução da pesquisa proposta envolveu a seguinte equipe:

NOME	TITULAÇÃO	VINCULAÇÃO	COMPLEMENTO	BOLSA DE RDT
Sergio S. Asakawa	Eng. Civil	Arteris	Coordenador Geral	-
Daniele Rodrigues	Mestre	Arteris		-
Guilherme Linhares	Eng. Civil	Arteris		-
Samuel Mezommo	Mestre	Arteris		-
Ananias B. Silveira Jr	Eng. Civil	Arteris		-
Alessander Kormann	Doutor	UFPR/Consultor	Coordenador	-
Liamara P. Sestrem	Doutora	UFPR		-
Vítor Pereira Faro	Doutor	UFPR		-
Alberto Pio Fiori	Doutor	UFPR		-
Larissa Passini	Doutora	UFPR		-
Andressa Pontes	Mestre	UFPR	Estudante	Sim
Marina Naim	Mestre	UFPR	Estudante	Sim
Andres Gonzalez	Doutor	UFPR	Estudante	Sim
Jordana Furmann	Mestre	UFPR	Estudante	Sim
Carla Vieira Pontes	Graduanda (Eng. Civil)	UFPR	Estudante	Sim
Marianne Neves	Mestranda	UFPR	Estudante	-
Leandro Guideli	Mestrando	UFPR	Estudante	-
Fernando Marinho	Doutor	USP		-

2 MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS

Nos parágrafos subsequentes, as etapas desenvolvidas ao longo do desenvolvimento do projeto serão detalhadas. Em complemento a isso, nos itens 3 a 11 do presente relatório serão descritas as técnicas, métodos, procedimentos e parâmetros técnicos adotados na execução das etapas, incluindo resultados, análises e conclusões das atividades propostas e desenvolvidas.

Etapa 1 – Organização dos dados disponíveis e entendimento inicial do problema

Esta etapa consistiu em um mapeamento preliminar para levantamento das informações existentes, buscando-se sintetizá-las com a formação de um banco de dados. Foram avaliados levantamentos planialtimétricos, dados de pluviometria na região de estudo, investigações geotécnicas, projetos de contenções e relatórios de escorregamentos anteriores. Tais informações visaram construir um entendimento do histórico de eventos da rodovia, com ênfase nos processos de instabilização e riscos potenciais. A qualidade dos dados obtidos nessa etapa subsidiou a definição da área estudada em maior detalhe (Serra do Azeite e Serra Pelada), conforme atividades descritas nas etapas subsequentes.

Etapa 2 – Visitas ao sítio de estudo

Foram realizadas diversas visitas à região de estudo durante o desenvolvimento da presente pesquisa, com o objetivo de acompanhar todas as etapas de campo: investigações geotécnicas, instalação, manutenção e leituras de instrumentos e elaboração dos mapas de suscetibilidade.

Etapa 3 – Análise preliminar das condições hidrogeológicas no sítio de estudo

Esta etapa consistiu na avaliação das condições de fluxo existentes na área de estudo, analisando-se os mecanismos de infiltração e fluxo temporário (aspectos transientes relacionados aos processos de infiltração superficial). O entendimento das condições hidrogeológicas envolveu inicialmente um estudo e identificação de fatores geológicos condicionantes no processo de infiltração de água ao longo das encostas. O escopo da pesquisa compreendeu ainda coletas de amostras indeformadas para determinação das curvas de retenção de umidade dos solos representativos na região de estudo previamente definida, além da

realização de ensaios de campo para subsidiar estimativas da permeabilidade saturada *in situ*. Estas informações foram importantes para estabelecer um modelo constitutivo de descrição do comportamento geomecânico dos solos não saturados.

Etapa 4 – Refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica

Esta etapa envolveu a programação, acompanhamento e supervisão de uma campanha de investigações geotécnicas. Além dos ensaios para medição de permeabilidade não-saturada *in situ*, foram coletadas amostras para ensaios de laboratório (caracterização e parâmetros de resistência de pico e residual) e investigações de campo (ensaios geofísicos e sondagens mistas nas perfurações de instrumentos).

Ressalta-se a importância da utilização de métodos geofísicos para aprimorar o entendimento da estratigrafia e das discontinuidades porventura existentes em embasamento rochoso, permitindo a avaliação da distribuição espacial dos materiais e das transições que ocorrem em profundidade. A interpretação desses estudos envolveu:

- Formação de conjuntos de calibração e de teste dos modelos: os dados geofísicos foram separados em conjuntos de calibração e de teste, visando o desenvolvimento de modelos matemáticos de interpolação de informações.
- Calibração dos modelos de mapeamento (ou interpolação de dados): o conjunto de calibração foi utilizado no cálculo dos parâmetros livres dos modelos. Os modelos de mapeamento avaliados envolvem técnicas como vizinhança mais próxima, interpolação linear, cúbica (splines) e métodos geoestatísticos.
- Teste dos modelos de mapeamento: o conjunto de teste foi utilizado na avaliação do desempenho dos mesmos, permitindo calcular os erros relacionados a cada abordagem.
- Validação do mapeamento: foram utilizados dados das investigações diretas (e.g. sondagens SPT) e da instrumentação (e.g. piezômetros e inclinômetros) para a validação final dos modelos desenvolvidos.

Etapa 5 – Concepção e instalação de um sistema de monitoramento

Dentre as ferramentas disponíveis para o monitoramento da segurança de obras geotécnicas, destacam-se os sistemas baseados em instrumentação, capazes de apoiar a compreensão e detecção de mudanças no comportamento do terreno. Buscou-se monitorar fatores relevantes que possam deflagrar movimentos de massa, resultantes da atuação de diversos processos (ambientais, geológico-geotécnicos, intervenções antrópicas), que são muitas vezes inter-relacionados.

Dentre esses fenômenos, destaca-se a infiltração de água no solo como um dos principais responsáveis pela perda do equilíbrio de forças em encostas naturais. Os movimentos resultantes podem ainda estar associados a descontinuidades dos maciços rochosos, contatos solo/rocha e outras feições naturais, sendo necessário o entendimento dos efeitos que a presença de água pode trazer a planos de fraqueza ou mesmo a acúmulos mais significativos de solos decorrentes de escorregamentos pretéritos.

No presente projeto, a partir das informações obtidas nas etapas iniciais do estudo, foram definidas três áreas consideradas relevantes para a observação do comportamento do maciço, onde um plano de monitoramento foi implantado.

Wilson e Mikkelsen (1978) consideram que o planejamento para a instrumentação de um maciço instável deve envolver etapas como: a) determinação dos parâmetros a serem monitorados; b) seleção dos instrumentos que atendem às necessidades pré-definidas; c) definição do posicionamento (locação) dos sensores, quantidade e profundidade da instrumentação e d) definição das técnicas de registro.

A definição do projeto de instrumentação e consequentemente dos parâmetros a serem monitorados no presente estudo levou em consideração os aspectos geológico-geotécnicos e hidrológicos, devido aos instrumentos permitirem a determinação, por exemplo, do acúmulo de poropressões positivas e negativas, deslocamentos da massa de solo e precipitações pluviométricas. O trabalho envolveu um levantamento de equipamentos disponíveis no mercado internacional e nacional que atenderiam à essas finalidades. A experiência adquirida em pesquisas já iniciadas (BR376/PR e Morro do Boi/SC), em conjunto com outros estudos

relacionados ao tema (e. g. Marr, 2013, Yi *et al.*, 2011, Bassett, 2012, Dunnicliff, 1988, 1993 e 2012), subsidiou a concepção do sistema de monitoramento.

Os instrumentos podem ser descritos de acordo com seus objetivos principais:

- Piezômetros (leituras de poropressões positivas): medição de poropressões decorrentes de variações no nível do lençol freático e do avanço de frentes de saturação;
- Tensiômetros (leituras de poropressões negativas): medição de poropressões em regiões não-saturadas dos maciços, tipicamente nas camadas mais superficiais, sujeitas a variações mais representativas de umidade;
- Inclinômetros: medição de deslocamentos do terreno, podendo-se identificar as regiões onde se concentram os fenômenos de cisalhamento e avaliar a velocidade com que as deformações evoluem no maciço;
- Pluviógrafo: medição da intensidade da precipitação pluviométrica, com vantagem em relação a pluviômetros convencionais, uma vez que pluviógrafos permitem detalhar a chuva acumulada em intervalos horários ou mesmo de minutos.

O plano de instrumentação envolveu ainda equipamentos do tipo multiplexadores e *dataloggers*, que permitiram realizar o registro e armazenamento dos dados. Estes dispositivos foram abrigados em caixas seladas instaladas em postes, visando-se evitar possíveis danos causados por vandalismo bem como protegê-los de precipitações pluviométricas.

A experiência advinda dos estudos conduzidos no Morro do Boi / BR-101 Sul (Kormann *et al.*, 2014) colocou plataformas tecnológicas, como sistemas de corda vibrante (piezômetros) e caçambas basculantes (pluviógrafos), em condição de potencial aplicação no sistema de instrumentação desenvolvido para a rodovia Régis Bittencourt.

Conforme descrito na etapa 7 desta pesquisa, a aquisição contínua de dados buscou identificar a existência de inter-relações entre as leituras dos diferentes instrumentos. Sabendo-se da grande influência que eventos hidro meteorológicos têm no comportamento de uma encosta, buscou-se comparar os dados pluviométricos com as medidas de poropressão e, em seguida, investigar potenciais relações destas variáveis com a evolução de deformações.

Etapa 6 – Criação de um Modelo Digital do Terreno e de mapas temáticos

De modo a aprofundar o mapeamento da área definida para estudo, foram desenvolvidos um modelo digital do terreno (MDT) e mapas temáticos (geológico, de declividades, uso e ocupação do solo e índices de susceptibilidade a escorregamentos), aperfeiçoando as metodologias desenvolvidas em pesquisas anteriores (BR-376 e Morro do Boi).

A utilização de MDT's na análise do relevo permitiu o cálculo rápido e preciso de variáveis associadas à topografia, tais como a declividade, parâmetro de grande importância em modelos previsionais de deslizamentos (Grohmann *et al.*, 2008).

O desenvolvimento do presente projeto baseou-se em informações provenientes do banco de dados geomorfométricos do Brasil TOPODATA com resolução de 30 metros. Elaborou-se um MDE – Modelo Digital de Elevação baseado nesse banco de dados que foi reprojetado no sistema de coordenadas UTM SIRGAS 2000, Zona 22 S. O resultado deste processamento foi utilizado para o reconhecimento inicial da área de estudo e para elaboração de mapas temáticos derivados. O MDE foi refinado com o emprego de dados de topografia fornecidos pela concessionária, com resolução espacial de 1 m, sendo então obtida a distribuição de declividades na área de estudo para a elaboração do mapa de probabilidade de ruptura dos taludes. Visitas a campo foram realizadas com a finalidade de confirmar as informações dos mapas geológicos e identificar as feições estruturais relevantes ao estudo da estabilidade dos taludes.

O uso do solo foi interpretado a partir de observação de imagens de satélite disponíveis na ferramenta computacional *Google Earth* e do seu recurso *Google Street View*, o qual disponibiliza vistas panorâmicas da região estudada ao nível do solo e posterior verificação em campo. O levantamento foi realizado ao longo de toda a extensão do trecho de estudo da rodovia, identificando e classificando as áreas conforme orientações do Manual Técnico de Uso e Ocupação da Terra do IBGE (2013).

A análise da estabilidade de encostas foi baseada na teoria de equilíbrio limite através do método proposto por Fiori & Carmignani (2009). As equações propostas por esses autores

descrevem o fator de segurança em função de propriedades físicas e mecânicas dos solos, da declividade, do escoamento hídrico e dos tipos de cobertura vegetal.

A validação dos mapas de fatores de segurança foi efetuada mediante análise de imagens aéreas e visitas a campo, buscando-se identificar cicatrizes de escorregamentos recentes e pretéritos, além de se confirmar as informações dos mapas geológicos e identificar as feições estruturais relevantes ao estudo da estabilidade dos taludes. O cruzamento das informações do modelo digital e do mapa de fatores de segurança com as evidências coletadas em campo (áreas sujeitas a fenômenos de instabilização) permitiu analisar criticamente o produto do trabalho de modelagem digital, bem como identificar critérios para seu aperfeiçoamento.

Etapa 7 – Interpretação de dados do sistema de monitoramento

Esta etapa envolveu a análise e interpretação das leituras obtidas com o plano de instrumentação implantado na Etapa 5. Com base nas variações das leituras, buscou-se aumentar o entendimento do comportamento do maciço ao longo do tempo, avaliar como ocorrem as interações entre as diversas grandezas medidas pelo conjunto de sensores e a influência das variáveis ambientais.

Dentre as técnicas disponíveis para o processamento e interpretação de dados de instrumentação destacam-se aquelas que utilizam séries temporais (Kormann *et al.*, 2013). Define-se por série temporal um conjunto de observações ordenadas de uma variável obtidas sequencialmente ao longo do tempo e em intervalos regulares, durante um período específico (Latorre & Cardoso, 2001). Partiu-se do princípio de que as observações sucessivas não são independentes entre si e a análise deve ser realizada considerando a ordem temporal das observações.

Ressalta-se que séries temporais geradas por instrumentos tendem a apresentar correlações altas sob condições normais de operação e, conseqüentemente, a eventual falha de um sensor pode ser identificada pela perda de correlação com os demais. A interpretação das leituras de um sistema de monitoramento por análise de séries temporais representa uma ferramenta que permite obter um panorama geral das interações existentes entre os dados. É possível correlacionar tanto os sensores de uma mesma finalidade (e.g. correlações diretas entre

instrumentos) como dois sensores que medem diferentes propriedades (e.g. correlações entre piezometria e pluviometria) (Buzzi, 2012).

A utilização dos dados de monitoramento em conjunto com técnicas de modelagem numérica permitiu uma análise crítica de diferentes cenários de precipitação, correlacionando-os com o nível de suscetibilidade a ocorrência de escorregamentos. A interpretação da série histórica buscou ainda quantificar o tempo de infiltração ou o atraso de correlação entre pluviometria e os níveis de poropressão positiva e negativa (sucção). Essa avaliação foi baseada na estratigrafia do terreno, bem como nas características físicas básicas e de permeabilidade das diferentes camadas. Dessa forma, foi necessário o cruzamento dos dados provenientes de investigações geotécnicas de campo e laboratório, interpretação dos levantamentos geofísicos e dos estudos hidrogeológicos que permitiram avaliar o regime de infiltração de água no terreno. Foram realizadas análises para avaliação do nível de segurança do talude instrumentado em diferentes cenários, tais como: flutuação do nível d'água (NA), fluxo subterrâneo saturado e variação dos parâmetros de resistência e de permeabilidade.

Etapa 8 – Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos

Nesta etapa, apresenta-se o desenvolvimento de análises de estabilidade do local definido na etapa de mapeamento preliminar, através da realização de retroanálises e análises probabilísticas e determinísticas, subsidiadas pelos resultados da investigação geotécnica e leituras do plano de instrumentação. O estudo envolveu análises do tipo equilíbrio limite e tensão-deformação através do método de elementos finitos (MEF). Foram aplicadas abordagens determinística e probabilística, sendo que nesta última foi avaliada a influência da variabilidade de propriedades geomecânicas do terreno.

Para analisar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, foi realizado um estudo estatístico dos dados levantados ao longo da pesquisa. Visando-se caracterizar a variabilidade espacial, foram calculados valores estatísticos básicos de diferentes parâmetros geotécnicos, entre eles: média, mediana, desvio padrão, COV e escala de flutuação. Também foram pesquisadas as funções de distribuição de probabilidade (PDFs) dos diversos parâmetros.

A probabilidade de ruptura dos taludes foi avaliada estocasticamente através de análises com o *software* da empresa *Soil Vision*, onde foram introduzidos os dados de variabilidade dos maciços interpretados previamente. Também se realizou uma análise de sensibilidade dos parâmetros envolvidos, indicando-se quais deles eram mais relevantes no processo de instabilização das encostas.

Finalizando-se esta etapa do estudo, foram analisados diferentes cenários de consequências da ocorrência de eventos de instabilização, buscando-se mensurar os impactos financeiros e a quantificação de riscos traduzidos em valores monetários.

Etapa 9 – Consolidação de diretrizes para o gerenciamento da segurança dos taludes

Os produtos desenvolvidos na pesquisa foram integrados e discutidos com a finalidade de validar a metodologia proposta, consolidando-a através de recomendações para aperfeiçoamento da gestão da segurança das encostas, a serem incorporadas à prática da operação rodoviária.

Etapa 10 – Capacitação de Pessoas

Esta etapa se refere à participação do corpo técnico do projeto de pesquisa no *Workshop* de Recursos de Desenvolvimento Tecnológico, promovido pela ANTT anualmente no mês de agosto.

Etapa 11 – Emissão de relatórios

Os resultados parciais obtidos em cada etapa de trabalho foram apresentados em relatórios semestrais de acompanhamento, entregues nos meses janeiro e julho de acordo com cronograma estabelecido pela ANTT. Os resultados da pesquisa foram consolidados em um relatório final que compreende o presente documento.

3 ORGANIZAÇÃO DOS DADOS DISPONÍVEIS E ENTENDIMENTO INICIAL DO PROBLEMA

3.1 Introdução

Buscou-se com o desenvolvimento desta etapa o levantamento de informações existentes sobre área de estudo com o propósito de entender o histórico de eventos registrados na rodovia, com ênfase nos processos de instabilização e riscos potenciais. Foram analisados dados provenientes de levantamentos planialtimétricos, de registro histórico de escorregamentos, investigações geotécnicas e dados pluviométricos.

O presente projeto teve como foco um trecho sob concessão da Autopista Régis Bittencourt, situado na BR-116 entre os municípios de Curitiba (PR) e São Paulo (SP), principal meio de ligação entre as regiões Sul e Sudeste do país. Como parte do escopo desenvolvido nesta etapa, foram identificadas duas áreas de interesse para mitigação de riscos e que constituíram em boas oportunidades para o aprofundamento do entendimento de condicionantes geotécnicas: os trechos da Serra do Azeite e da Serra Pelada (Figura 1).



Figura 1 - Mapa de localização dos trechos de interesse

A Serra do Azeite está localizada entre o km 500 e o km 520 da rodovia Régis Bittencourt e pertence ao município de Cajati; a Serra Pelada está localizada entre o km 540 e o km 555 da mesma rodovia e pertence ao município da Barra do Turvo, ambas no estado de São Paulo. As Figuras 2 e 3 evidenciam a proximidade do relevo das áreas em estudo com o traçado da rodovia.

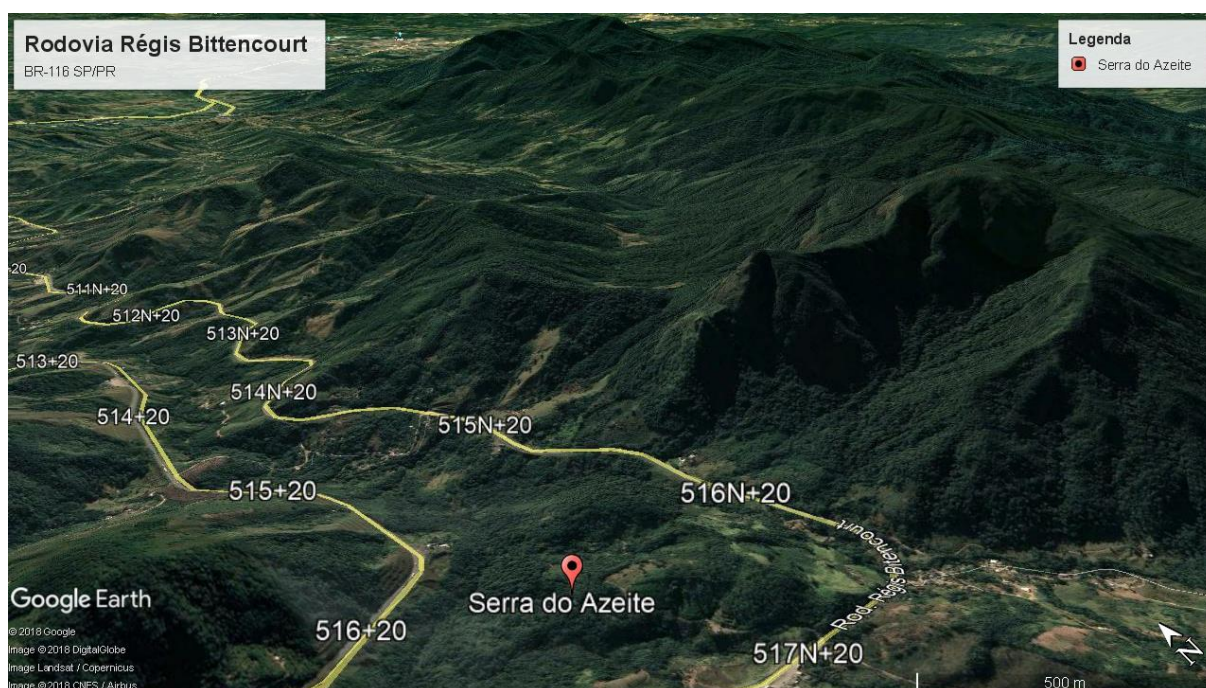


Figura 2 - Vista geral da Serra do Azeite

FONTE: Google Earth Pro, 2018



Figura 3 - Vista geral da Serra Pelada

FONTE: Google Earth Pro, 2018

3.2 Resultados

De acordo com dados da Secretaria de Saneamento e Energia do estado de São Paulo, as duas áreas de interesse (Serra do Azeite e Serra Pelada) fazem 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 a 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).

Com relação aos aspectos geológicos, existem dois grandes domínios que caracterizam a região: as baixadas litorâneas, constituídas principalmente por depósitos sedimentares

cenozóicos (recentes, de idades até 120.000 anos) e as serranias costeiras, constituídas por rochas cristalinas antigas (ígneas e metamórficas), com idades de 2.200 a 60 Ma (milhões de anos) (CBH-RB, 2011). A distribuição das rochas (litologia) é apresentada na Figura 4.

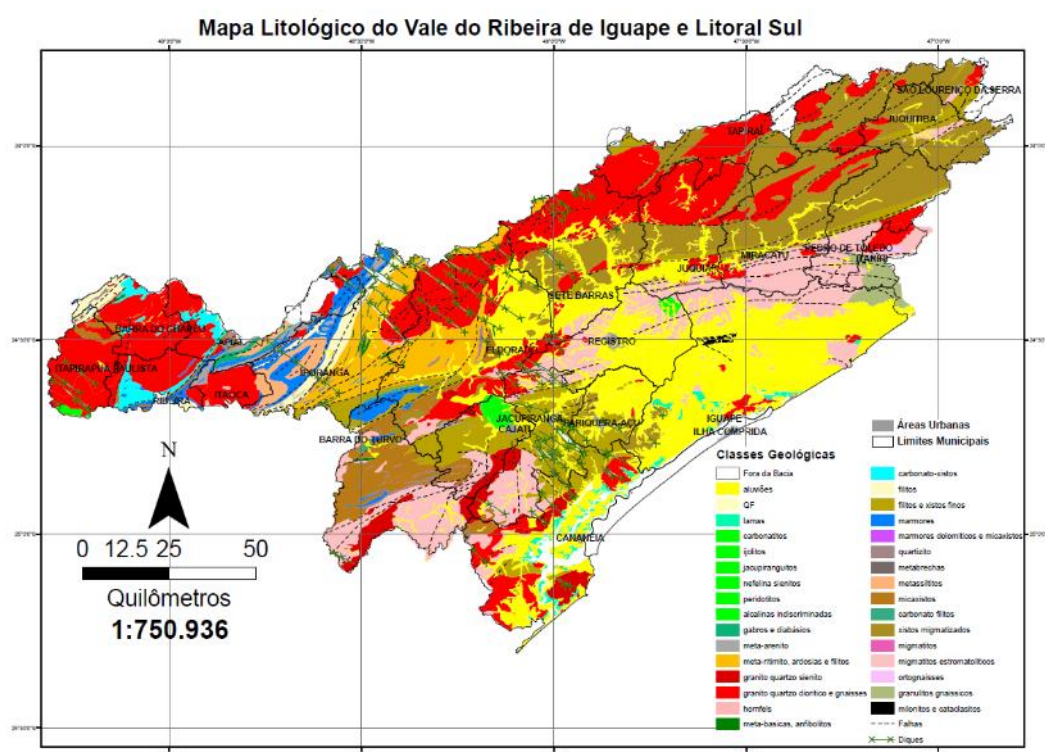


Figura 4 – Mapa litológico do Vale do Ribeira do Iguape e Litoral Sul

FONTE: Dalmas, 2013

De acordo com Dalmas (2013), a evolução geológica da área pode ser sintetizada em três grandes estágios. Inicialmente, um orogênico, com idades entre 650 e 540 Ma (envolvendo também terrenos mais antigos), associado a deformação, metamorfismo e magmatismo, constituindo o que se costuma denominar cinturão 14 Ribeira. O segundo período corresponde ao final do orogênico e o resfriamento do cinturão Ribeira, caracterizando um momento onde a região passa a fazer parte de um supercontinente, o Gondwana, com um longo período de estabilidade tectônica que durou até o Mesozóico. O terceiro, por fim, relaciona-se com a ruptura do Gondwana, e a consequente separação entre América do Sul e África, durante o Mesozóico, entre o Jurássico e o Cretáceo. Representada por importante enxame de diques de rochas básicas com orientação NW denominado de alinhamento de Guapiara, esse período

também se caracteriza por grandes corpos aproximadamente circulares de rochas ígneas alcalinas, como os de Jacupiranga, Juquiá e Pariquera-Açu. A evolução tectônica, sedimentar e geomorfológica que se segue durante o Cenozóico é balizada pela separação dos continentes e a evolução da margem continental brasileira.

Ainda segundo Dalmas (2013), a estruturação geológica é, em grande parte, dada pelos terrenos cristalinos mais antigos. Nestes, um sistema de zonas de cisalhamento transcorrentes, com direção ENE, desenvolvido entre o final do Pré-cambriano e o início do Paleozóico condiciona os principais compartimentos geológicos. Ressalta-se que mesmo as unidades ígneas mesozóicas e sedimentares cenozóicas apresentam certo condicionamento por essas estruturas mais antigas, através da reativação das estruturas antigas nos períodos mais modernos.

3.3 Análise de resultados

Com base em relatórios de acompanhamento das notificações de ocorrências ambientais realizados desde o ano de 2010 fornecidos pela concessionária, ocorrências de desprendimento e/ou deslocamento de blocos, solapamento e/ou recalque de taludes de aterro, erosão e/ou instabilização de taludes naturais, foram identificadas ao longo da BR-116 (SP-PR). Das 101 ocorrências registradas com estas características (Tabela 1), 26 estão localizadas entre os quilômetros 500-520 e 540-555, isto é, nas regiões da Serra do Azeite e Serra Pelada, respectivamente.

Tabela 1 - Ocorrências de movimentos de massa

km	Pista	Ocorrência	Data de ocorrência
1+400	Norte	Escorregamento de talude	26/02/2018
2+500	Sul	Escorregamento de talude	25/02/2016
6+000	Sul	Escorregamento de talude	23/02/2018
9+600	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
10+050	Sul	Escorregamento de talude	26/02/2018
12+050	Norte	Escorregamento de talude	26/07/2017
13+000	Norte/Sul	Escorregamento de talude	18/03/2014
42+500	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
Continua			

km	Pista	Ocorrência	Data de ocorrência
<i>Continuação</i>			
42+980	Norte	Escorregamento de talude	01/01/2018
45+100	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
51+100	Norte	Escorregamento de talude	09/10/2015
54+400	Norte	Escorregamento de talude	09/10/2015
60+700	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
281+500	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
285+500	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
291+650	Sul	Escorregamento de talude	05/06/2017
299+600	Sul	Escorregamento de talude	25/02/2016
305+700	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
306+100	Sul	Solapamento e escorregamento de talude	25/02/2016
307+500	Norte		18/11/2015
308+000	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
308+900	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
309+900	Sul	Escorregamento de talude	18/11/2015
310+500	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
313+000	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
330+300	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
331+900	Sul	Solapamento de talude	22/01/2016
333+700	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
334+000	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
338+500	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
338+500	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
340+900	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
341+300	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
345+700	Sul	Escorregamento de talude	18/12/2015
347+000	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
347+600	Sul	Escorregamento de talude	18/12/2015
349+700	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
351+700	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
351+800	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
352+100	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
353+200	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
357+500	Sul	Escorregamento de talude	23/11/2015
360+000	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
371+200	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
371+700	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
372+600	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
372+600	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
373+400	Norte	Escorregamento de talude	09/11/2015
374+800	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
375+200	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
381+100	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
381+900	Norte	Escorregamento de talude	18/05/2015
392+700	Sul	Escorregamento de talude	01/01/2018
399+100	Norte	Escorregamento de talude	07/01/2018
402+600	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
402+800	Norte	Escorregamento de talude	07/01/2018
410+500	Norte	Escorregamento de talude	09/11/2015
446+480	Sul	Escorregamento de talude	01/01/2018
446+500	Sul	Escorregamento de talude	01/01/2018
449+000	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
<i>Continua</i>			

km	Pista	Ocorrência	Data de ocorrência
<i>Continuação</i>			
483+700	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
485+000	Sul	Escorregamento de talude	25/02/2016
489+000	Norte	Escorregamento de talude	01/01/2018
492+680	Sul	Escorregamento de talude	01/01/2018
492+700	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
495+000	Norte	Recalque em talude	22/01/2016
495+200	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
496+300	Sul	Escorregamento de talude	25/02/2016
497+400	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
498+400	Norte	Escorregamento de talude	22/01/2016
499+700	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
500+600	Norte	Escorregamento de talude	25/02/2016
507+700	Sul	Escorregamento de talude	01/01/2018
P508+500	Norte	Escorregamento de talude	05/02/2010
P508+700	Sul	Ruptura de talude	25/02/2010
511+300	Sul	Erosão e escorregamento de talude	-
511+400	Sul	Escorregamento de talude	-
511+700	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2018
511+700	Sul	Escorregamento de talude	01/01/2018
P513+200	Sul	Corte de talude	06/01/2015
P513+500	Sul	Ruptura de talude	06/01/2015
514+500	Sul	Ruptura de talude	05/04/2015
515+900	Sul	Escorregamento de talude	05/02/2010
515+900	Sul	Ruptura de talude	05/02/2010
516+800	Norte	Escorregamento de talude	05/02/2010
517+900	Sul	Ruptura de talude	05/02/2010
518+000	Norte	Reconformação de talude	06/01/2015
518+100	Norte	Escorregamento de talude	10/02/2018
528+900	Sul	Escorregamento de talude	22/01/2016
535+600	Norte	Escorregamento de talude	30/01/2018
548+300	Norte	Desprendimento de bloco	-
550+000	Norte	Deslocamento de bloco	06/04/2015
550+300	Norte	Erosões e ruptura de talude	11/01/2010
551+400	Sul	Escorregamento de talude	30/12/2017
551+450	Norte	Ruptura de talude	23/01/2010
551+750	Sul	Escorregamento de talude	18/10/2017
551+900	Sul	Escorregamento de talude	15/02/2018
P552+200	Norte	Trincas/levantamento de solo em talude	01/03/2011
P552+200	Sul	Ruptura de talude	23/01/2010
554+600	Sul	Ruptura e erosão de talude	23/01/2010
555+900	Norte	Ruptura e erosão de talude	23/01/2010

Com base nesse levantamento, verifica-se que os escorregamentos de taludes são os incidentes mais frequentes na Serra do Mar, representando 92% das ocorrências (Figura 5).

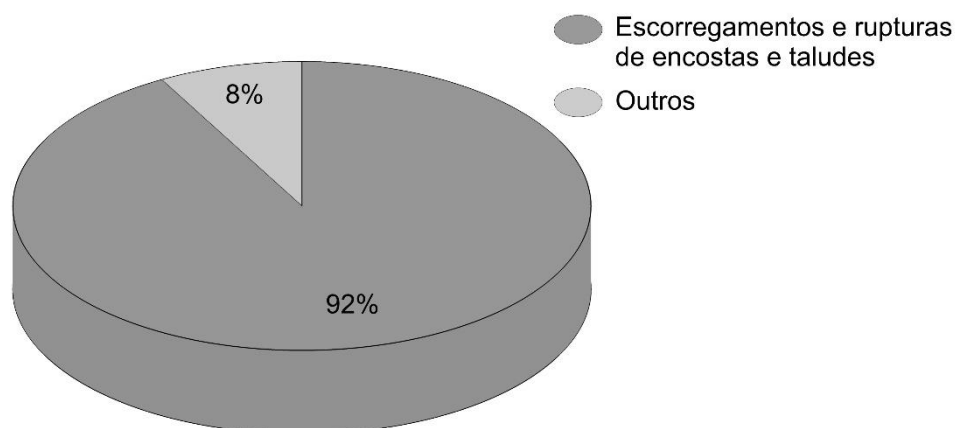


Figura 5 – Movimentos de massa na rodovia Régis Bittencourt

Ao se avaliar o número de ocorrências na Serra do Azeite e na Serra Pelada proporcionalmente à extensão do trecho, tem-se que essas áreas contabilizam uma taxa de 0,74 escorregamentos por quilômetro de rodovia contra 0,21 para o restante do trecho. Isso significa que, proporcionalmente à extensão total da rodovia, o número de escorregamentos registrados nas áreas em estudo é 3,5 vezes maior que no restante da rodovia, reforçando a importância de se aprofundar o entendimento das condicionantes geológico-geotécnicas para deflagração de processos de instabilidade nessas áreas.

4 VISITAS AO SÍTIO DE ESTUDO

4.1 Introdução

Diversas visitas ao sítio de estudo foram realizadas ao longo do desenvolvimento do presente estudo e tiveram como objetivo a verificação de aspectos do banco de dados estruturado na Etapa 1, o acompanhamento e realização de investigação geotécnica, acompanhamento, instalação e leitura da instrumentação geotécnica além da confirmação dos resultados obtidos em análises de etapas posteriores.

4.2 Resultados

As primeiras visitas de campo, realizadas no ano de 2015, tiveram como objetivo o aprimoramento do entendimento das características das encostas da região. Dentre os locais vistoriados, destaca-se um talude próximo ao viaduto implantado no km P552+200 da Pista Norte (PN) (Figura 6).



Figura 6 - Vistoria noo km P552+200 PN: panorama geral

Destaca-se ainda um ponto próximo ao km P508 da Pista Sul (PS), no qual se executou um viaduto sobre o aterro existente no local. O local possui histórico de movimentações que remonta a década de 1970 e sofreu novas intervenções ao longo dos últimos para a devida estabilização e normalização das atividades da rodovia. Tal histórico motivou a instalação de uma estação de monitoramento pluviométrico conforme será descrito no item 0.

Novas visitas de campo realizadas e tiveram como objetivo o reconhecimento inicial da geologia local, verificando-se *in loco* e aperfeiçoando-se o mapa geológico da CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – (2013), mapeando-se ainda os taludes em rocha e o sistema de fraturamento presente nas Serras Pelada e do Azeite. O registro fotográfico encontra-se entre as Figuras 7 e 9 e um resumo dos pontos visitados encontra-se na Tabela 2.



Figura 7 - Afloramento de rocha pertencente à Suíte Intrusiva Rio Cachorro (Granito) no km 553+700 PS



Figura 8 - Disposição irregular da camada de solo além de indícios de escorregamentos antigos no km 550+140 PN, assinalados com flechas amarelas



Figura 9 - Talude do km 511+640 PN: mapeamento de rocha do tipo Paragneisse onde o bandamento do gnaiss pode dar origem a taludes negativos

Tabela 2 - Resumo dos pontos visitados no período de julho de 2015 e janeiro de 2016

km	Pista	km	Pista
554+300	Norte	505+060	Norte
P552+320	Norte	518+400	Norte
550+500	Norte	518+300	Norte
550+140	Norte	517+000	Norte
550+000	Norte	504+440	Norte
541+800	Norte	500+400	Norte
538+700	Norte	500+640	Norte
538+500	Norte	P508+700	Sul
516+860	Norte	507+000	Sul
518+340	Norte	509+400	Sul
P513+00	Sul	510+800	Sul
P513+340	Sul	511+300	Sul
553+700	Sul	511+400	Sul
512+600	Norte	516+800	Norte
511+640	Norte	518+000	Norte
510+800	Norte	550+000	Norte
P508+700	Norte		

Na sequência, realizaram-se visitas com objetivo de definição dos locais e de instalação do sistema de monitoramento. Para tal, foi avaliado o acesso de pedestres e equipamentos, assim como a disponibilidade de sinal de internet móvel, necessária para a transmissão remota dos dados. Além da instalação dos equipamentos, visitas de campo foram empreendidas durante esse período para realização de ensaios de permeabilidade *in situ*, coleta de amostras deformadas e indeformadas, acompanhamento das sondagens mistas no km P552+000 PN e

instalação dos equipamentos de monitoramento nos taludes dos km P552+000 PN, km P513+630 PS e km P508+700 PS. Como consequência dessa etapa, novas visitas foram programadas no decorrer do estudo com o objetivo de verificar o funcionamento dos equipamentos instalados e realizar procedimentos de manutenção e limpeza dos mesmos, além de acompanhar a reinstalação dos equipamentos vandalizados no km P513+868 PS e no km P508+700 PS, conforme será descrito em detalhe no item 0.

Destacam-se ainda algumas visitas realizadas com o intuito de acompanhar a coleta de novas amostras deformadas e indeformadas de solo para o refinamento das informações disponíveis com execução de investigação geotécnica e ainda para realização de testes para avaliação de intensidade de sinal GPRS, utilizado na transmissão dos dados do sistema de monitoramento.

Na etapa final do projeto, a equipe do projeto realizou ainda algumas visitas ao sítio de estudo com o intuito de prover informações para o desenvolvimento de um mapa de uso e ocupação do solo e também para refinamento dos resultados obtidos com os mapas de suscetibilidades desenvolvidos ao longo da etapa que será descrita no item 10.

4.3 Análise de resultados

Como resultados das visitas de campo realizadas ao longo do presente projeto, pode-se destacar o papel fundamental que as mesmas tiveram no desenvolvimento das demais etapas que serão descritas nos itens subsequentes, em particular nas seguintes atividades:

- Mapeamento geotécnico (reconhecimento de áreas de maior risco com base no banco de dados apresentado na etapa de “Organização dos dados disponíveis e entendimento inicial do problema – item 3 deste relatório);
- Aperfeiçoamento dos mapas geológicos e de uso e ocupação do solo gerados e apresentados no item 8 deste relatório;
- Definição dos locais e de instalação do sistema de monitoramento apresentado no item 7 deste relatório;

- Acompanhamento de ensaios de campo para obtenção de propriedades do solo como permeabilidade *in situ* e sondagens mistas bem como coletas de amostras deformadas e indeformadas conforme apresentado no item 6 deste relatório;
- Acompanhamento das atividades de instalação, reinstalação (após vandalismo) e manutenções das estações de monitoramento concebidas e implantadas conforme descrito no item 7 deste relatório;

5 ANÁLISE PRELIMINAR DAS CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS NO SÍTIO DE ESTUDO

5.1 Contextualização

A análise das condições hidrogeológicas compreendeu o entendimento da dinâmica pluvial por meio da série histórica obtida com pluviógrafos instalados próximos aos locais de estudo, assim como a delimitação das áreas de contribuição de bacia hidrográficas da região.

O entendimento das condições hidrogeológicas envolveu a identificação de fatores geológicos condicionantes no processo de infiltração de água ao longo das encostas. Essas informações foram determinantes para o estabelecimento de um modelo de descrição do comportamento geomecânico dos solos em condição não saturada.

As condições hidrogeológicas da localidade influenciam no comportamento geomecânico dos taludes ali presentes. Dessa forma, como maneira preliminar de entendimento das respostas do talude sob as condições ambientais, realizou-se uma análise da movimentação do talude presente no km P552 PN por meio de avaliação de levantamentos topográficos, bem como se procurou consolidar cenários integrados para análises de estabilidade e de fluxo. Essas análises serão descritas no item 5.5.2.

De maneira complementar, foram realizadas coletas de amostras indeformadas para determinação das curvas de retenção de umidade dos solos representativos na região de estudo e executados ensaios de campo para subsidiar estimativas da permeabilidade saturada *in situ*. Uma descrição completa desta etapa será apresentada mais adiante, no item 6.2.3.

5.2 Entendimento da dinâmica pluvial por meio de pluviógrafos existentes próximos à área de estudo

Existem vários fenômenos atmosféricos que condicionam o comportamento do regime pluvial no Brasil, podendo os mesmos ser específicos para determinada região ou comuns ao longo de todo o território nacional. A região Sudeste, em particular, está sujeita à atuação dos mesmos fenômenos que correm na região Sul, com intensidades e frequências menores. De acordo com Nunes *et al.* (2009), nessa área, a estação chuvosa tem atuação das frentes frias e da Zona de Convergência do Atlântico Sul (ZCAS), refletindo em chuvas intensas no Estado de São Paulo. No inverno, estação menos chuvosa, a influência da maritimidade é maior, distribuindo as chuvas no sentido meridional, com redução da precipitação no sentido zonal e tornando a atuação das frentes frias e sistemas convectivos de mesoescala mais marcantes. Em circunstâncias especiais, há atuação concomitante das ZCAS e frentes frias, trazendo chuvas de grande intensidade e com duração de vários dias durante o verão. Cabe salientar ainda a influência do Anticiclone do Atlântico Sul (ACAS), que atua durante o período de outono/inverno, impedindo a aproximação de frentes frias bem como organização de nuvens, além de ser responsável pelo período seco característico da região (Righetto, 1998; Vianello, 2000).

O entendimento da dinâmica pluviométrica regional permitiu compreender a deflagração de movimentos de massa de modo fundamentado, visto a correlação existente entre os dois fenômenos, aprimorando a metodologia de gestão de segurança dos taludes rodoviários desenvolvida ao longo desse estudo. De modo a caracterizar o regime pluviométrico na região, preliminarmente buscou-se mapear a existência de pluviógrafos instalados próximos às Serras do Azeite e Pelada.

Antes da instalação dos equipamentos próprios deste projeto, dados históricos provenientes de 11 estações pluviométricas próximas às áreas de estudo foram obtidos. Na Figura 10, apresenta-se a localização dessas estações e, na Tabela 3, um resumo com as principais informações dos equipamentos (ANA, 2015). Optou-se por inserir a letra “P” em frente ao nome de cada estação pluviométrica para identificar que se trata de um sensor de medida nos mapas e em análises que serão descritas ao longo do presente relatório.



Figura 10 - Localização das estações pluviométricas

Fonte: Google Earth Pro, 2018

Tabela 3 – Informações técnicas das estações pluviométricas

Nome	Município	Responsável	Código	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Dados desde	Dados até
P Barra do Azeite	Cajati	DAEE	F5-014	24°47'	48°10'	80	09/60	08/99
P Barra do Turvo	Barra do Turvo	DAEE	F5-033	24°45'	48°30'	160	08/69	06/18
P Barra do Turvo (INMET)	Barra do Turvo	INMET	A746	24°57'	48°25'	667	07/08	12/18
P Cajati	Cajati	CIIAGRO	-	24°43'	48°06'	69	02/11	12/18
P Faxinal	Barra do Turvo	DAEE	F5-034	24°53'	45°18'	840	09/69	06/97
P Jacupiranga	Jacupiranga	CIIAGRO	-	24°41'	48°00'	44	11/00	12/18
P 485	Cajati	Arteris	-	24°43'	48°04'		11/13	11/18
P 542	Barra do Turvo	Arteris	-	24°57'	48°24'	653	11/13	11/18
P Rio Pardinho	Barra do Turvo	DAEE	F5-022	25°04'	48°34'	600	06/64	05/18
P Serrana do Sul	Cajati	DAEE	F5-028	24°43'	48°07'	50	06/50	06/18
P Turvo	Barra do Turvo	DAEE	F5-018	24°58'	48°20'	660	07/60	12/94

DAEE: Departamento de Água e Energia Elétrica – INMET: Instituto Nacional de Meteorologia

5.3 Áreas de contribuição hidrográfica

As regiões de estudo foram analisadas com o objetivo de se delimitar as áreas de contribuição hidrográficas que as compõem. A Serra do Azeite e a Serra Pelada fazem parte da Bacia Hidrográfica do Rio Ribeira de Iguapé e Litoral Sul, localizada na porção ao sul do estado de São Paulo. 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 a 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).

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 dos trechos da rodovia da Régis Bittencourt (Serra Pelada e Serra do Azeite), 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.

Na presente pesquisa, as áreas de contribuição hidrográfica na Serra Pelada e Serra do Azeite foram obtidas através de consultas e acessos aos dados e metadados geoespaciais resultados do processamento pelo método de Ottobacias, realizado e disponibilizado pela Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais (INDE, 2016).

As áreas de contribuição, também conhecidas como Ottobacias, seções de controle, sub-bacias ou microbacias, foram obtidas por meio da delimitação das bacias hidrográficas e identificação dos principais rios da região. A construção da base hidrográfica ottocodificada 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).

5.4 Resultados

5.4.1 Séries históricas de pluviometria

As Figuras 11 a 21 apresentam as séries históricas de equipamentos de 11 estações pluviométricas próximas às áreas de estudo bem como dos pluviógrafos instalados durante o presente projeto. São apresentados os dados dos volumes máximos, médios e mínimos mensais precipitados em cada ano dos respectivos monitoramentos. Cabe salientar que falhas como dias ou meses sem leitura são inerentes a todos os pluviógrafos.

Os registros históricos da estação P Barra do Azeite (Figura 11), localizada no início da Serra do Azeite sob baixas altitudes (~80 m) e atualmente desativada, mostram uma precipitação média mensal de aproximadamente 125 mm, mínima de 3,9 mm e máxima de 499 mm, ao longo dos quase 40 anos de registros pluviométricos. Verifica-se que o ano de 1998 foi o que apresentou o maior pico de chuva mensal e em 1983 foi registrada a maior média mensal, com volumes de 499 mm e 202 mm, respectivamente.

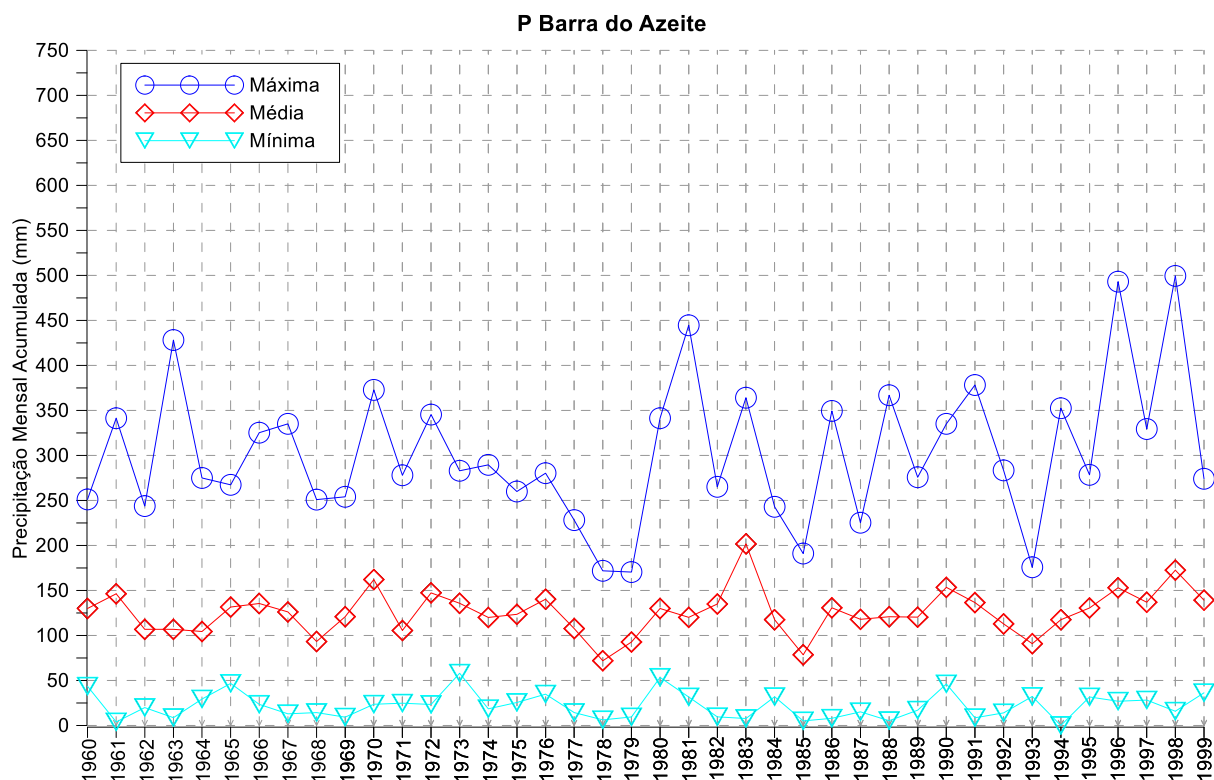


Figura 11 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Barra do Azeite

A estação P Barra do Turvo (Figura 12) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 125 mm, mínima de 2 mm e máxima de 522 mm. Observa-se no ano de 2010 o maior volume precipitado mensal e no ano de 1983 a maior média mensal, com volumes de 522 mm e 174 mm, respectivamente.

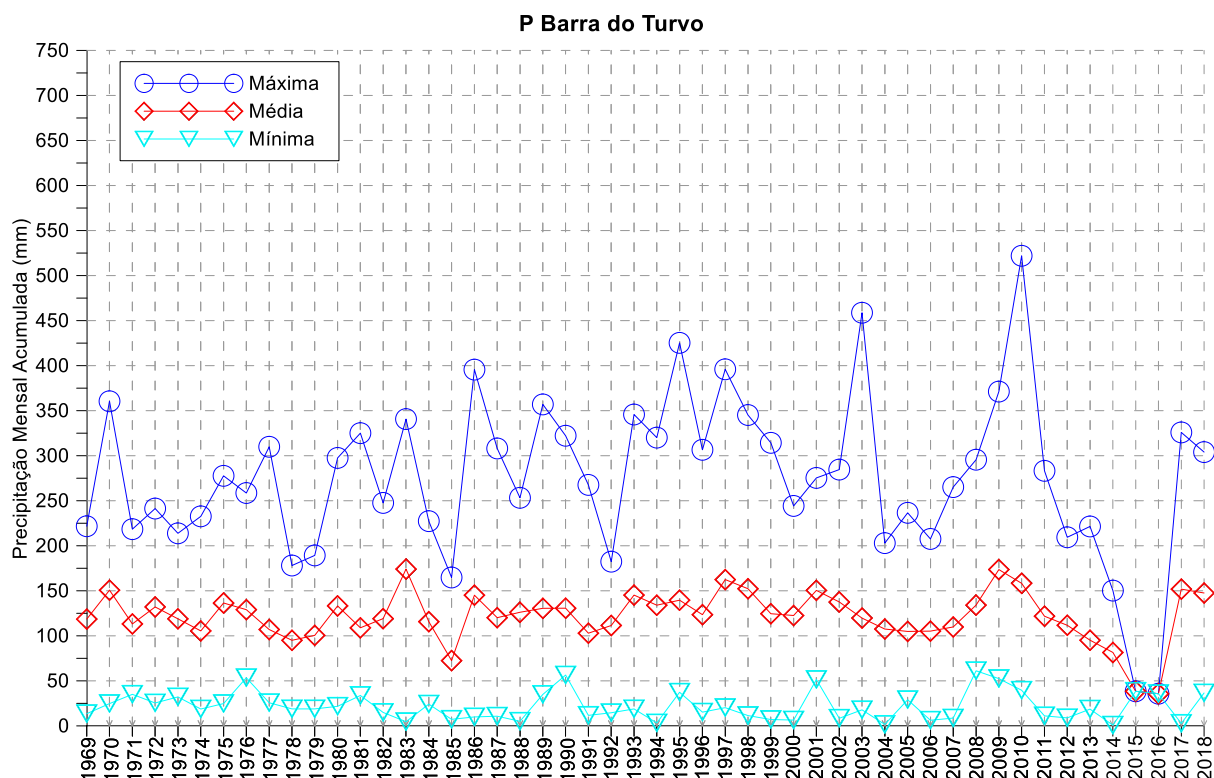


Figura 12 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Barra do Turvo

A estação P Barra do Turvo (INMET) (Figura 13) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 148 mm, mínima de 2 mm e máxima de 431 mm. Observa-se no ano de 2011 o maior volume precipitado mensal e no ano de 2009 a maior média mensal, com volumes de 431 mm e 227 mm, respectivamente. Vale ressaltar que no ano de 2009 os registros pluviométricos correspondem apenas ao mês de dezembro.

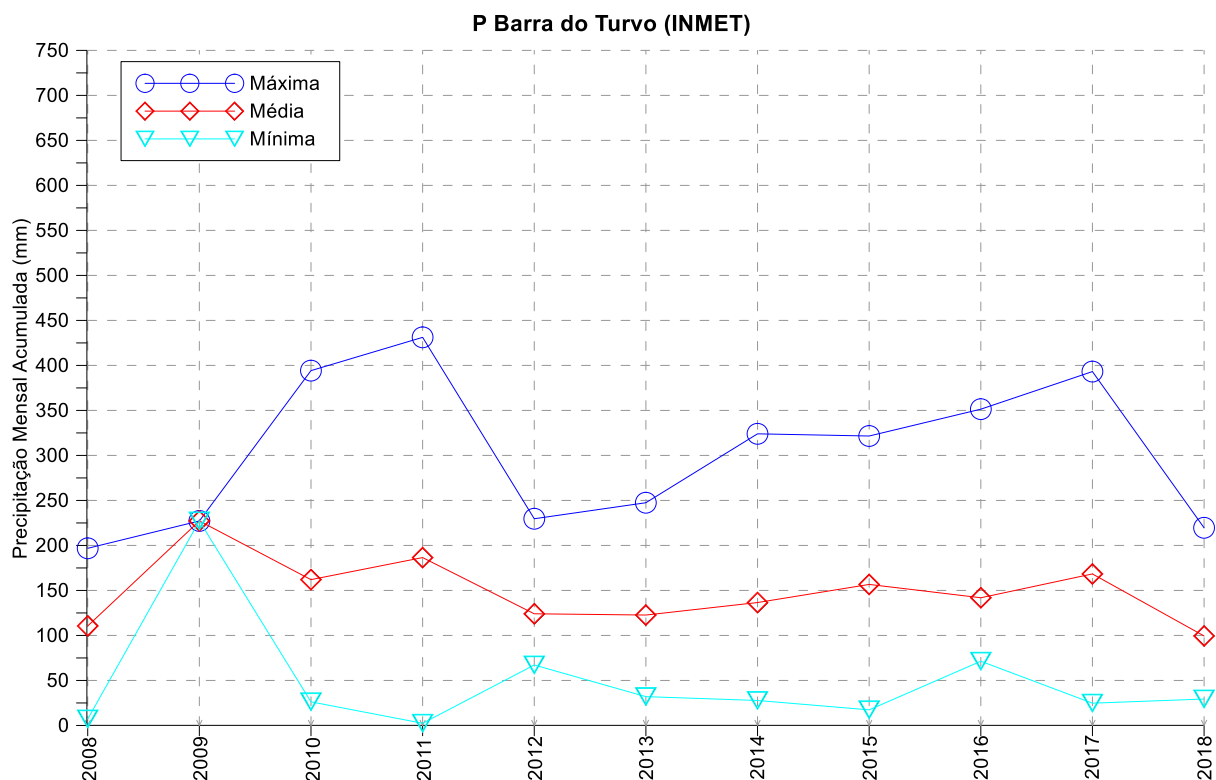


Figura 13 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Barra do Turvo (INMET)

A estação P Cajati (Figura 14) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 95 mm, mínima de 9 mm e máxima de 347 mm. Observa-se no ano de 2015 o maior volume precipitado mensal e no ano de 2017 a maior média mensal, com volumes de 347 mm e 121 mm, respectivamente.

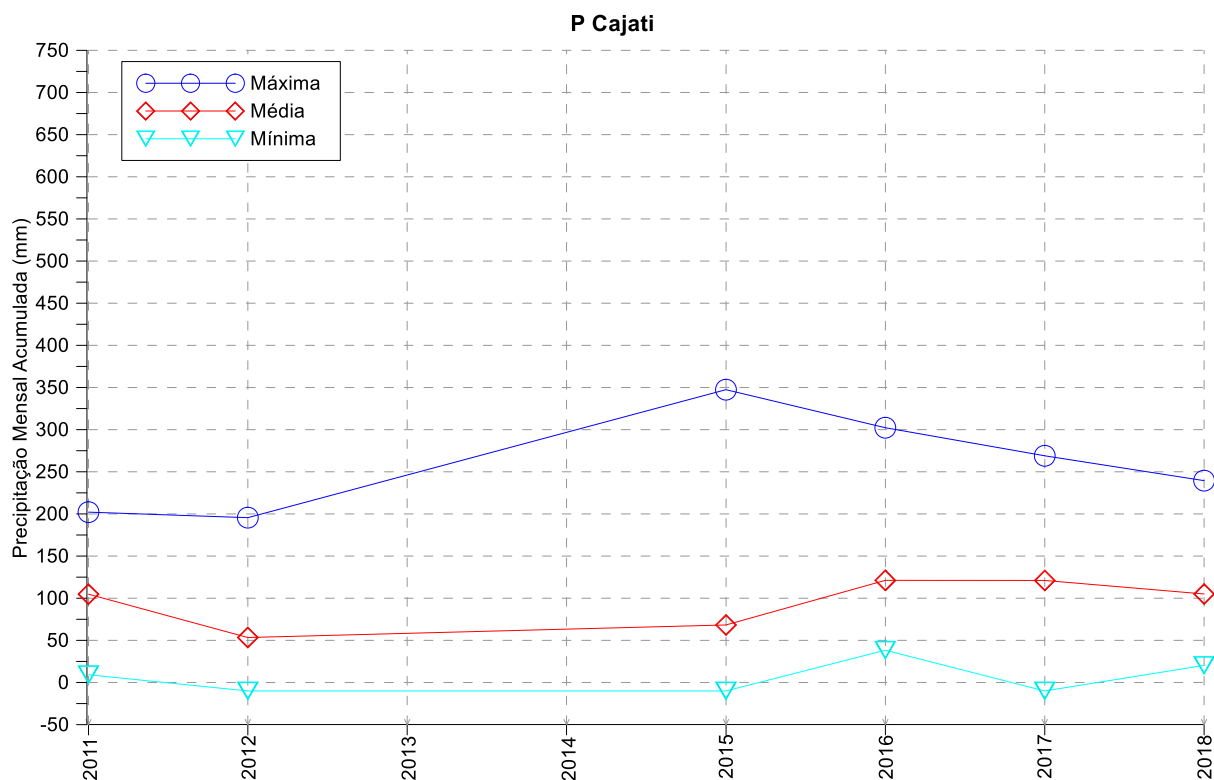


Figura 14 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Cajati

A estação P Faxinal (Figura 15), atualmente desativada, apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 150 mm, mínima de 4 mm e máxima de 574 mm. Observa-se no ano de 1995 o maior volume precipitado mensal e no ano de 1981 a maior média mensal, com volumes de 574 mm e 255 mm, respectivamente. Vale ressaltar que no ano de 1983 os registros pluviométricos correspondem apenas ao mês de fevereiro.

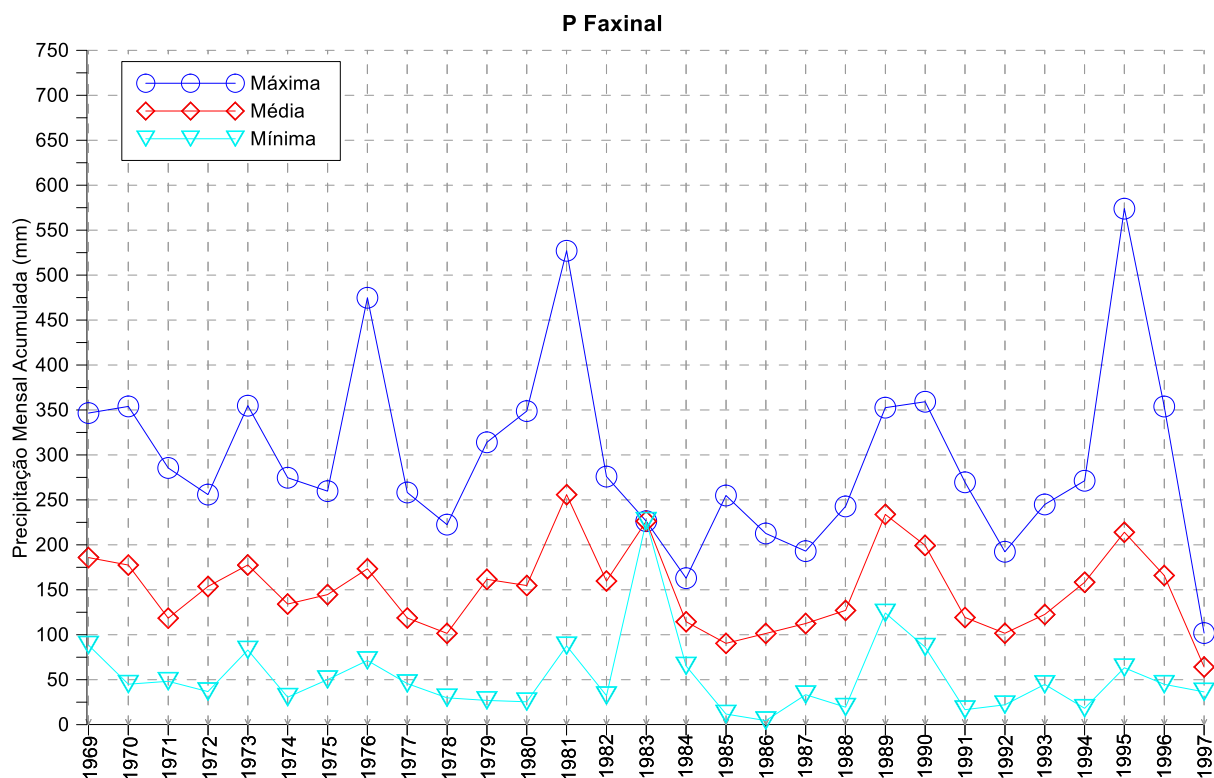


Figura 15 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Faxinal

A estação P Jacupiranga (Figura 16) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 123 mm, mínima de 2 mm e máxima de 497 mm. Observa-se no ano de 2008 o maior volume precipitado mensal e no ano de 2009 a maior média mensal, com volumes de 497 mm e 165 mm, respectivamente.

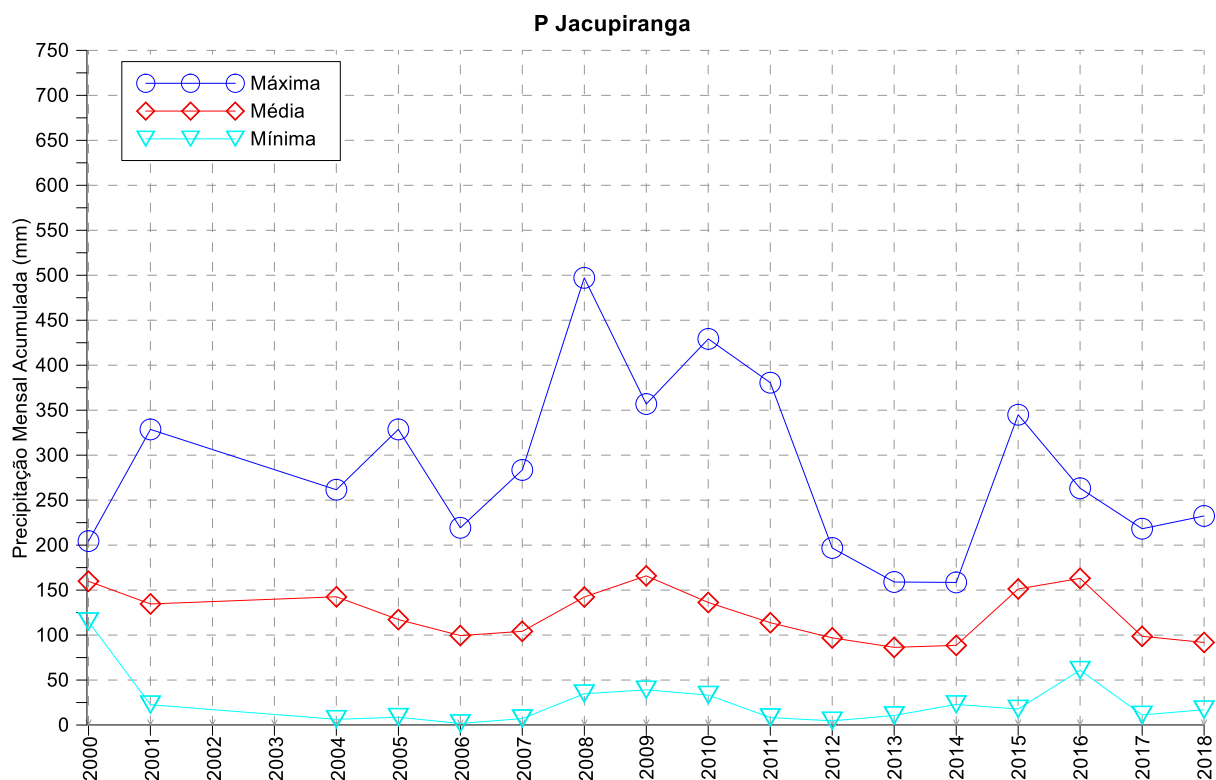


Figura 16 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Jacupiranga

A estação P 485 (Figura 17) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 104 mm, mínima de 3 mm e máxima de 419 mm. Observam-se no ano de 2015 o maior volume precipitado mensal e a maior média mensal, com volumes de 419 mm e 156 mm, respectivamente.

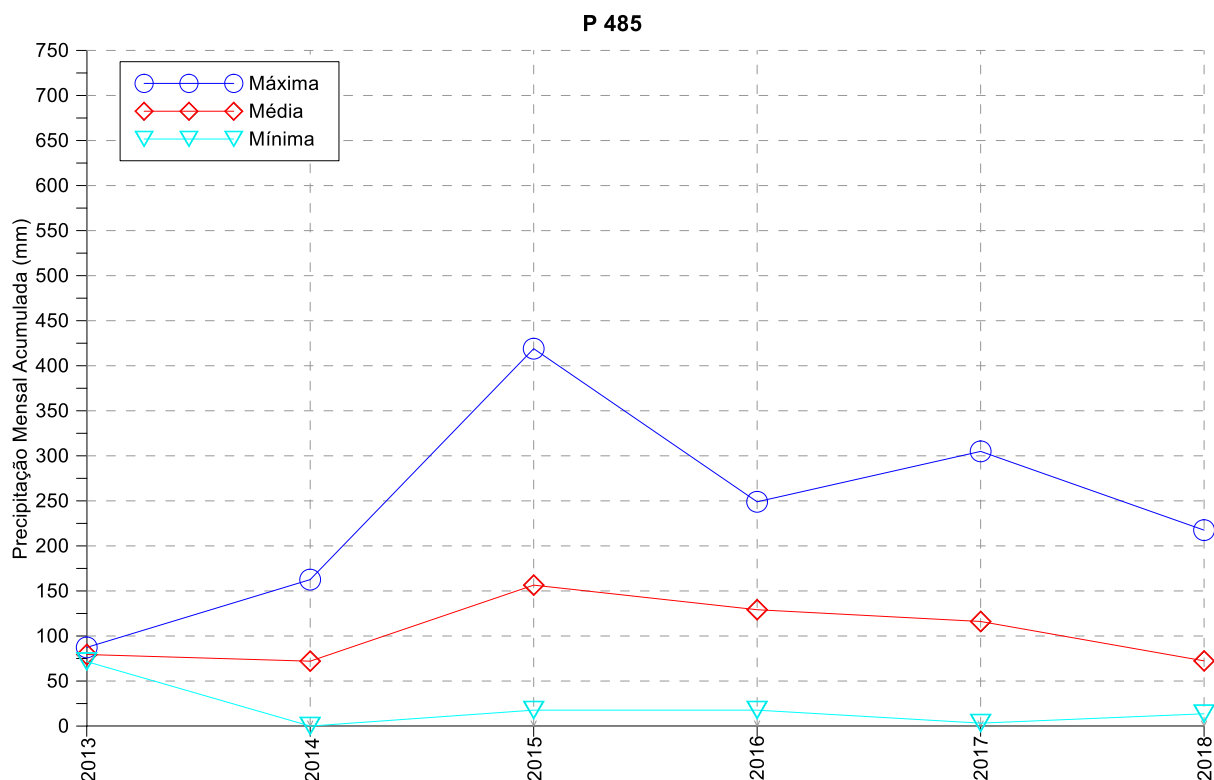


Figura 17 -Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P 485

A estação P 542 (Figura 18) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 120 mm, mínima de 0 mm e máxima de 369 mm. Observam-se no ano de 2017 o maior volume precipitado mensal e a maior média mensal, com volumes de 369 mm e 172 mm, respectivamente. Vale ressaltar que durante os anos de 2015 e 2016 não houve registros pluviométricos nesta estação.

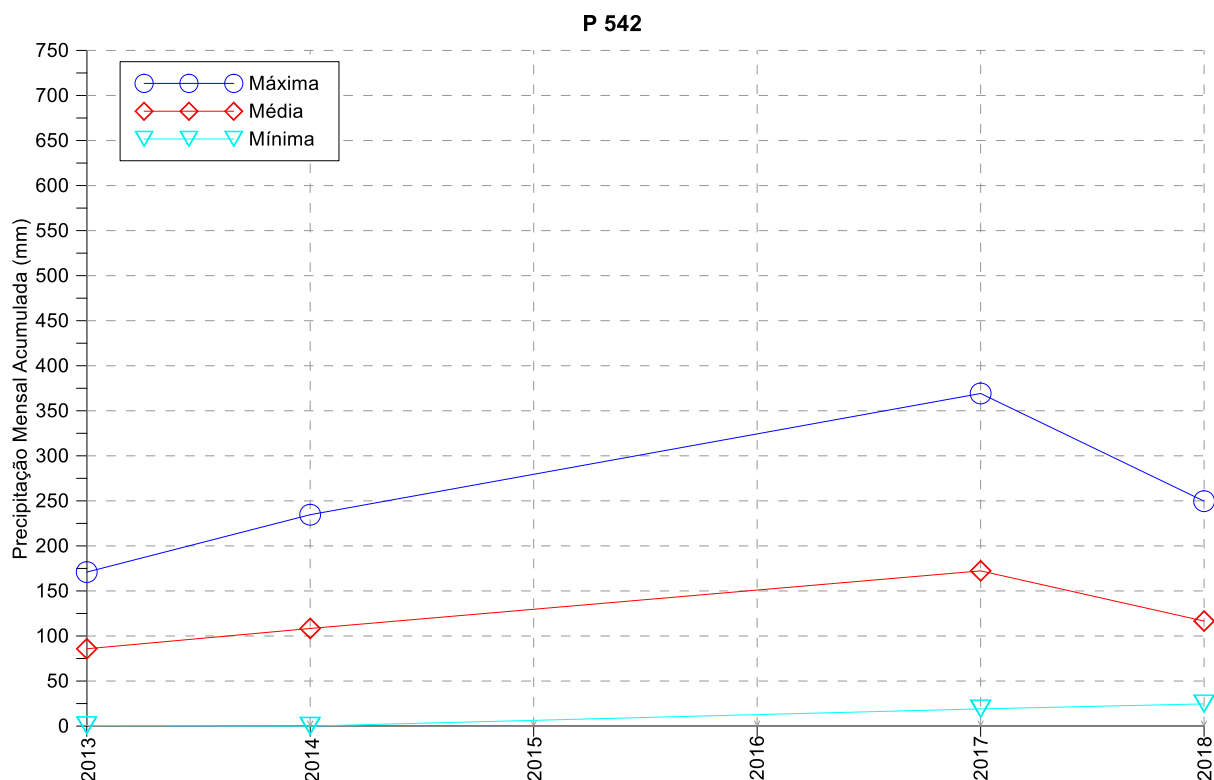


Figura 18 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P 542

A estação P Rio Pardinho (Figura 19) apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 142 mm, mínima de 4 mm e máxima de 501 mm. Observa-se no ano de 2003 o maior volume precipitado mensal e no ano de 1966 a maior média mensal, com volumes de 501 mm e 194 mm, respectivamente.

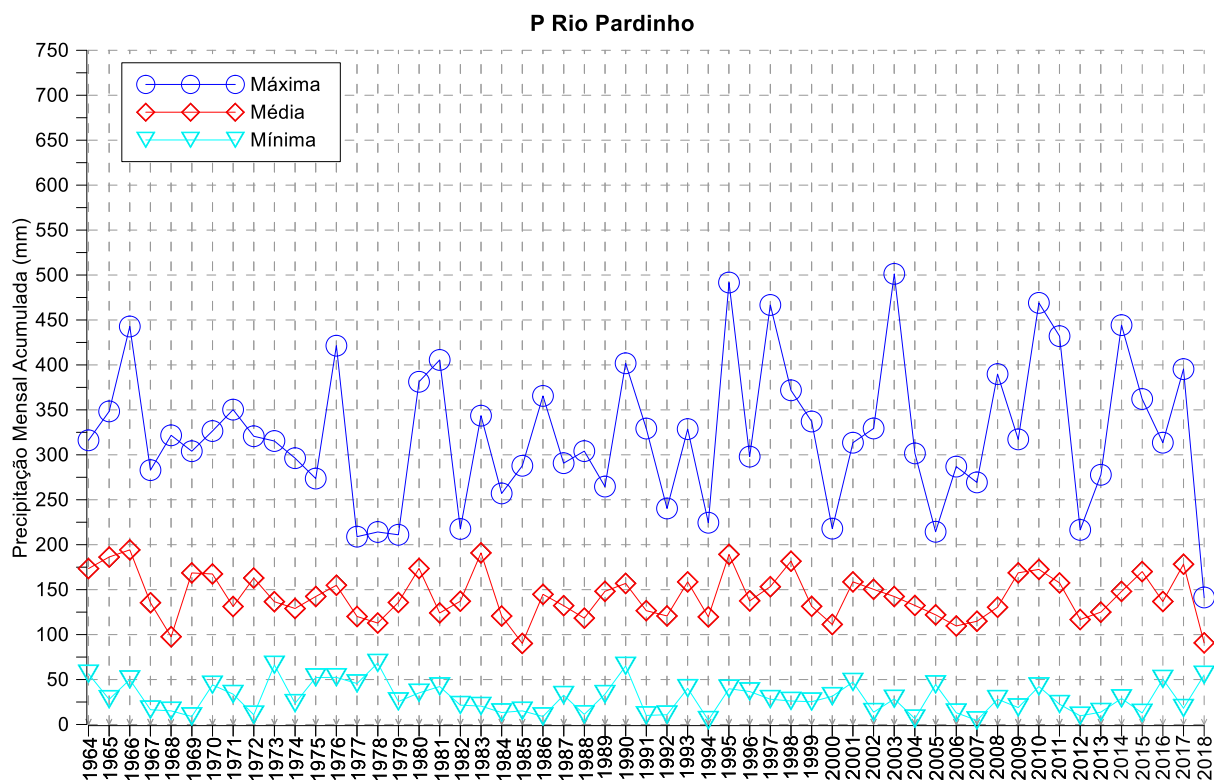


Figura 19 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Rio Pardinho

Na estação P Serrana do Sul (Figura 20), localizada na cidade de Cajati a menos de 10 km do início da Serra do Azeite, verificaram-se volumes mensais máximos superiores aos registrados pelas demais estações, chegando a 750 mm no mês de janeiro de 1963. A mínima precipitação mensal já registrada foi de 2 mm e a média de 127 mm. A maior média mensal foi de 221 mm no ano de 2009.

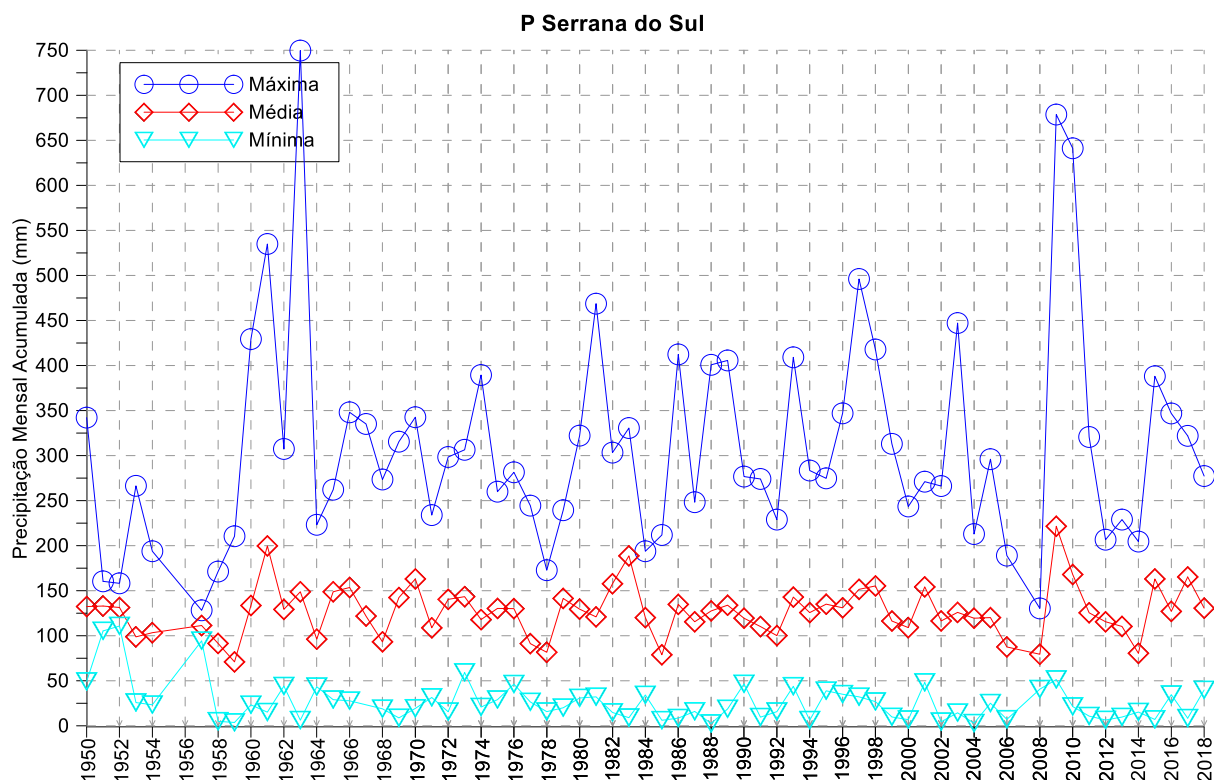


Figura 20 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Serrana do Sul

A estação P Turvo (Figura 21), atualmente desativada, apresentou uma precipitação média mensal de aproximadamente 165 mm, mínima de 9 mm e máxima de 608 mm. Observa-se no ano de 1981 o maior volume precipitado mensal e no ano de 1983 a maior média mensal, com volumes de 608 mm e 232 mm, respectivamente.

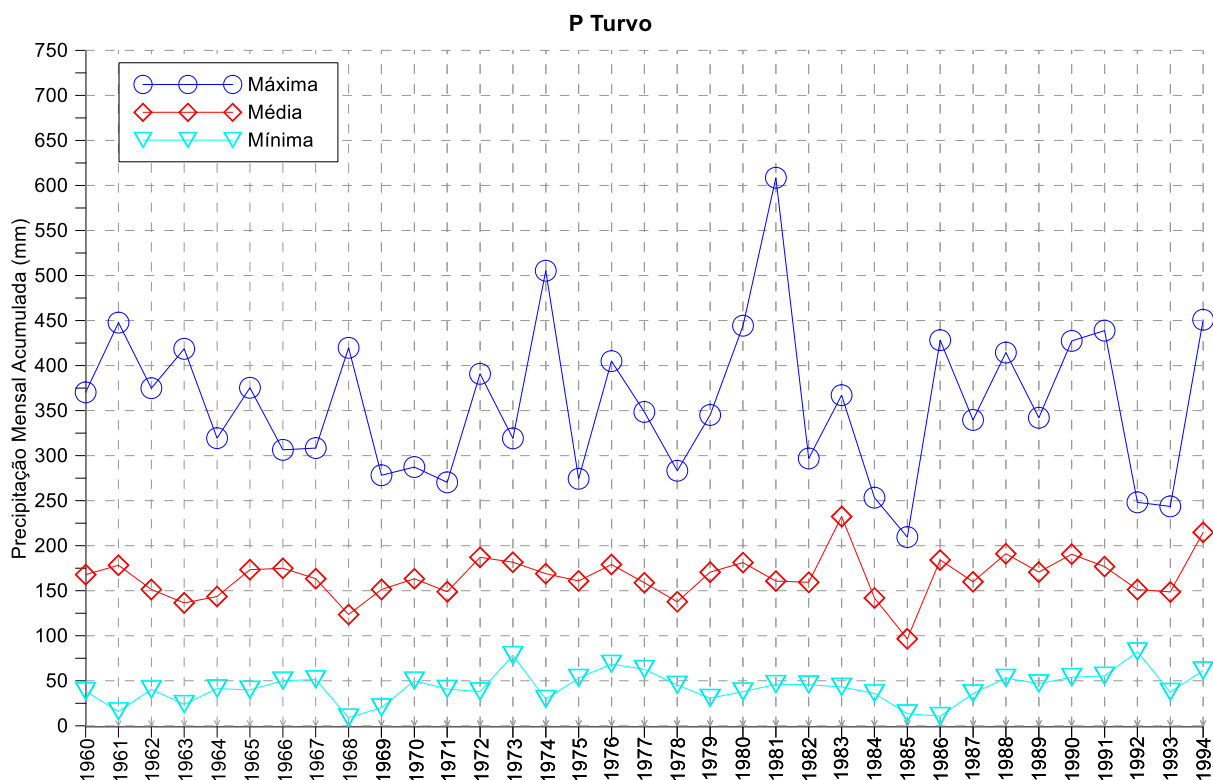


Figura 21 - Precipitação máxima, média e mínima anual dos dados históricos de chuvas da estação P Turvo

Em todos os equipamentos verificou-se a ocorrência de estações chuvosas e secas, intensificadas durante os meses de verão (dezembro a março) e de inverno (junho a setembro), compreendendo os períodos de maior e menor precipitação, respectivamente. Observando a série histórica dos 11 equipamentos, constatou-se que o mês de janeiro apresentou volumes de chuva superiores aos demais meses em e que o máximo volume acumulado anual de chuva registrado compreendeu 2.790 mm, registrado pela estação P Turvo no ano de 1983.

De modo geral, a sazonalidade da pluviometria registrada dentro de uma estação foi significativa. Cabe salientar ainda a ocorrência de registros atípicos em todas as estações, destacando-se a estação P Serrana Sul, onde no ano de 1963 se observou um volume de 750 mm em apenas um mês. Destaca-se ainda que, apesar da proximidade entre os equipamentos analisados, os maiores picos para cada uma das estações foram registrados em períodos distintos (1963, 1998, 1981, 1995, 2003, 2008, 2010, 2011, 2015 e 2017), possível reflexo da distância

física e das diferentes altitudes em que esses equipamentos estão instalados e dos próprios períodos distintos de monitoramento.

As séries históricas apresentadas nos parágrafos precedentes representaram uma importante ferramenta para o desenvolvimento de outras etapas do estudo. Informações mais detalhadas sobre o uso dessas informações serão apresentadas no item 9.3.

5.4.2 Delimitação de bacias hidrográficas

Com base na metodologia descrita no item 5.3, procedeu-se à delimitação de bacias hidrográficas nas regiões em estudo.

A Figura 22 apresenta os contornos das áreas de contribuição hidrográfica, numeradas de 1 a 14. Pode-se observar que foram consideradas válidas as áreas de contribuição que interceptassem os trechos da rodovia Régis Bittencourt e que pertencessem às áreas das Serras do Azeite e Pelada. Além disso, para os pluviógrafos P Faxinal, P Turvo, P Serrana do Sul e P Cajati, P Jacupiranga, P 485, P Barra do Azeite e P Barra do Turvo também houve a elaboração da área de contribuição hidrográfica, pois, mesmo não estando dentro da Serra Pelada ou Serra do Azeite, estes fizeram parte do processo de correlação estatística para melhor entendimento do regime pluviométrico em comparação com os outros pluviógrafos de interesse.

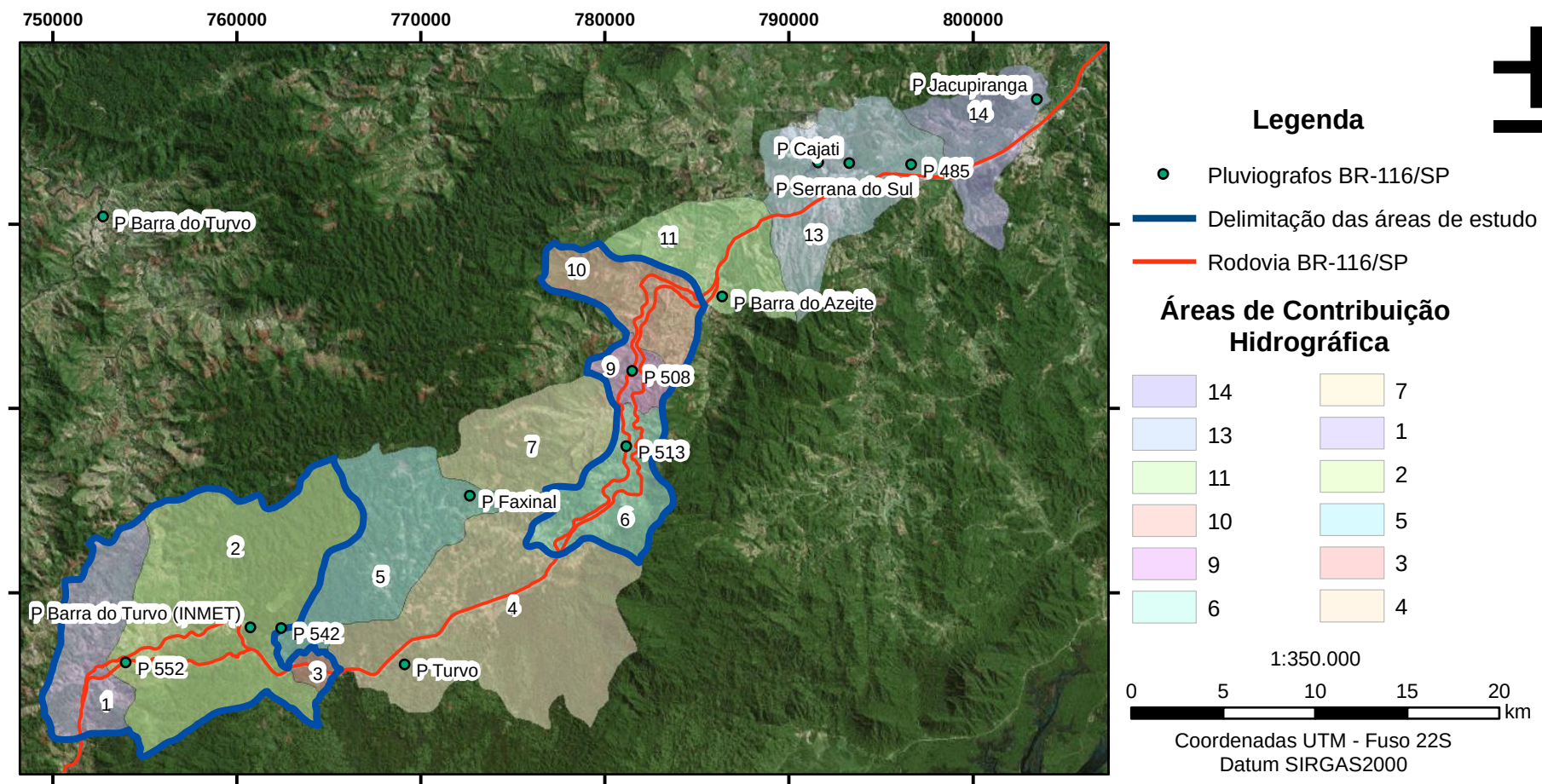


Figura 22 - Visão geral das áreas de contribuição da BR - 116/SP nas regiões de Serra Pelada e Serra do Azeite.

5.5 Análise de resultados

5.5.1 Pluviometria e bacias hidrográficas

A Figura 23 ilustra as áreas de contribuição hidrográficas referentes à Serra Pelada. Nota-se que os instrumentos instalados neste trecho (P Barra do Turvo e P542+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 à ocorrência de movimentos de massa, ocorreram em períodos similares nos equipamentos. Além disso, conforme será descrito nos itens subsequentes, ambos apresentaram 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.

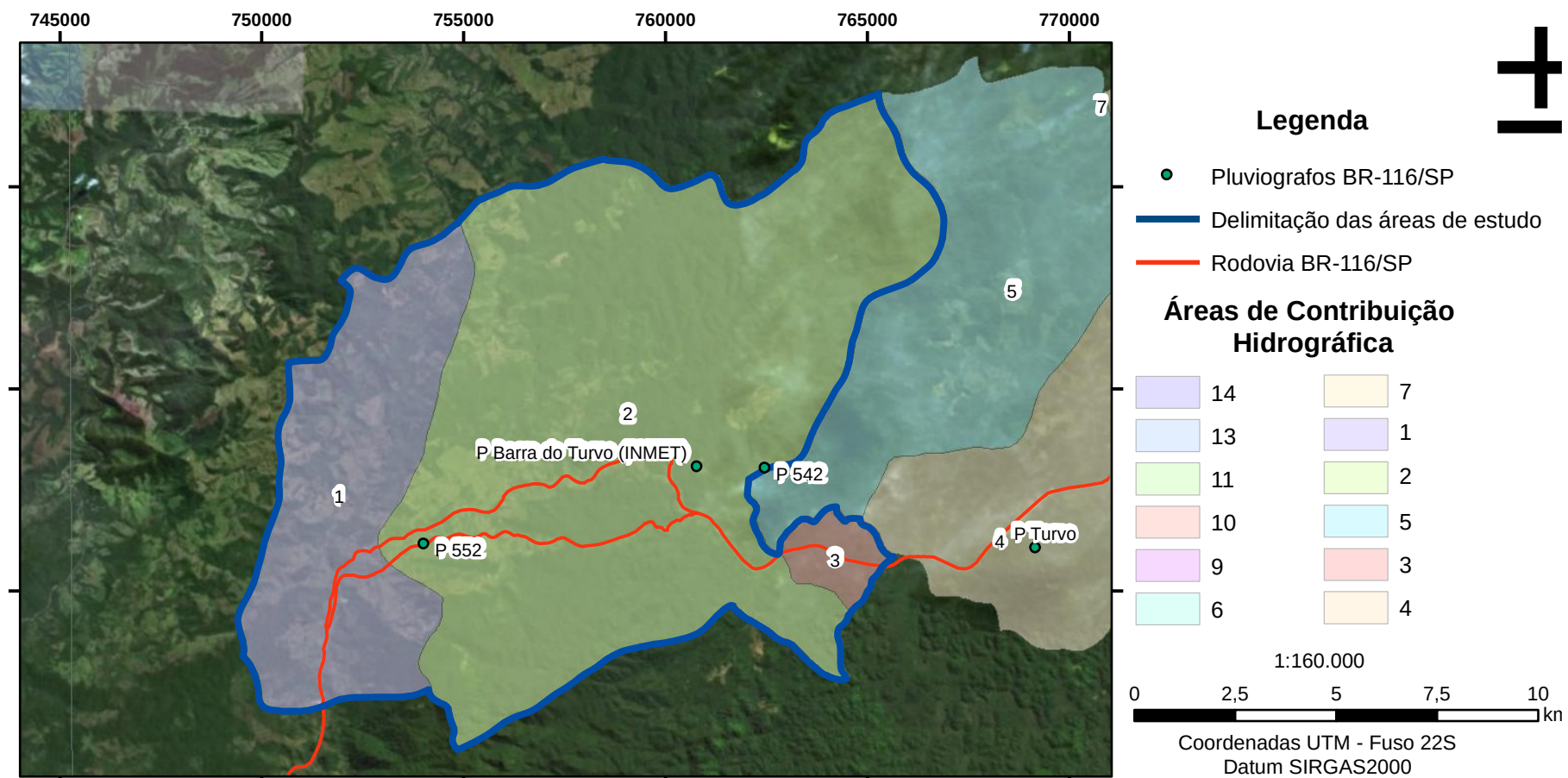


Figura 23 - Áreas de contribuição hidrográfica na Serra Pelada.

A dinâmica pluviométrica na região da Serra Pelada é então representada pela precipitação média entre os instrumentos P Barra do Turvo (INMET) e P542+900 m, que atingiu um valor máximo em janeiro de 2011 alcançando 431,2 mm.

A Tabela 4 apresenta a área de cada microbacia 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 pluviógrafos (P Barra do Turvo e P542+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.

Tabela 4 - Relação entre a área da micro-bacia 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

A Figura 24 ilustra as áreas de contribuição hidrográficas referentes à Serra do Azeite. Nota-se que essa região apresenta 7 das 13 áreas obtidas no processo de mapeamento. O pluviógrafo P Barra do Azeite é o único que se encontra dentro da região de estudo, mas está situado praticamente entre 3 áreas de contribuição. Os sensores P Serrana do Sul e P485 + 700 m apresentam leituras semelhantes, o que pode ser vinculado ao fato de estarem em uma mesma área de contribuição hidrográfica.

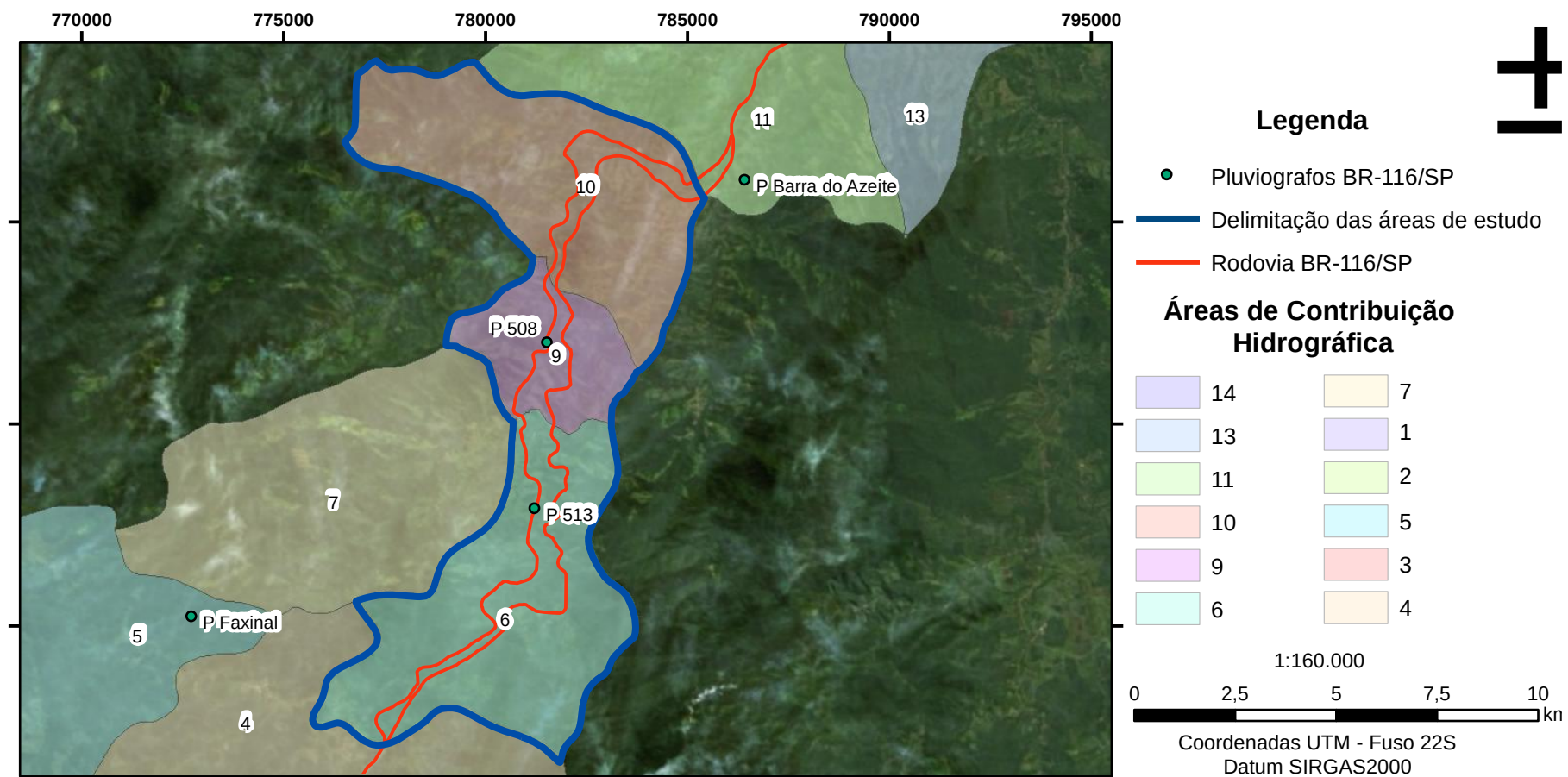


Figura 24 - Áreas de contribuição hidrográfica na Serra do Azeite.

A Tabela 5 apresenta a área de cada microbacia da Serra do Azeite com seu respectivo trecho em que intercepta a rodovia. Nota-se que a área de contribuição 4 compreende a maior parte do trecho da rodovia, equivalente a aproximadamente 39%, mas, diferentemente da Serra Pelada, as outras áreas de contribuição apresentam uma média próxima de influência sobre a rodovia.

Tabela 5 - Relação da área da micro-bacia com o trecho da rodovia (Serra do Azeite).

Área de contribuição	Área (km ²)	Trecho da rodovia (km)
6	34,84	11,29
9	11,35	4,09
10	32,38	7,61
11	38,87	6,04

Com base no contexto e nos resultados descritos nos parágrafos precedentes, concluiu-se que a incorporação de dois pluviógrafos no km 508 e 513 representariam uma ferramenta essencial para o aprofundamento do entendimento da dinâmica pluviométrica da Serra do Azeite.

5.5.2 Movimentos pretéritos e cenários para análise de estabilidade e de fluxo

Conforme se buscou contextualizar no item 5.1, as condições hidrogeológicas locais influenciam o comportamento geomecânico das encostas e taludes existentes na área.

Dessa forma, como maneira preliminar de entendimento das respostas das encostas sob as condições ambientais – onde a pluviosidade tende a representar o principal agente deflagrador de deslocamentos –, realizou-se uma análise da movimentação do talude presente no km P552 PN.

Para aprimorar o entendimento de processos de movimentos de massa, análises temporais comparando as variações de declividade e de volume movimentado no talude do km P 552+000 Pista Norte foram realizadas. Utilizaram-se os modelos digitais de elevação representativos dos anos de 2011 e 2017, confeccionados com base em dados de levantamentos topográficos do local e, ainda, um modelo obtido do levantamento realizado no ano de 2016, limitado ao local onde foi realizado um caminhamento elétrico da geofísica (item 6.2.2).

O sistema de projeção utilizado manteve-se como UTM SIRGAS 2000, Zona 22 S. Salienta-se 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. Os mapas de declividades gerados a partir das topografias desses anos encontram-se nas Figuras 25 e 26.

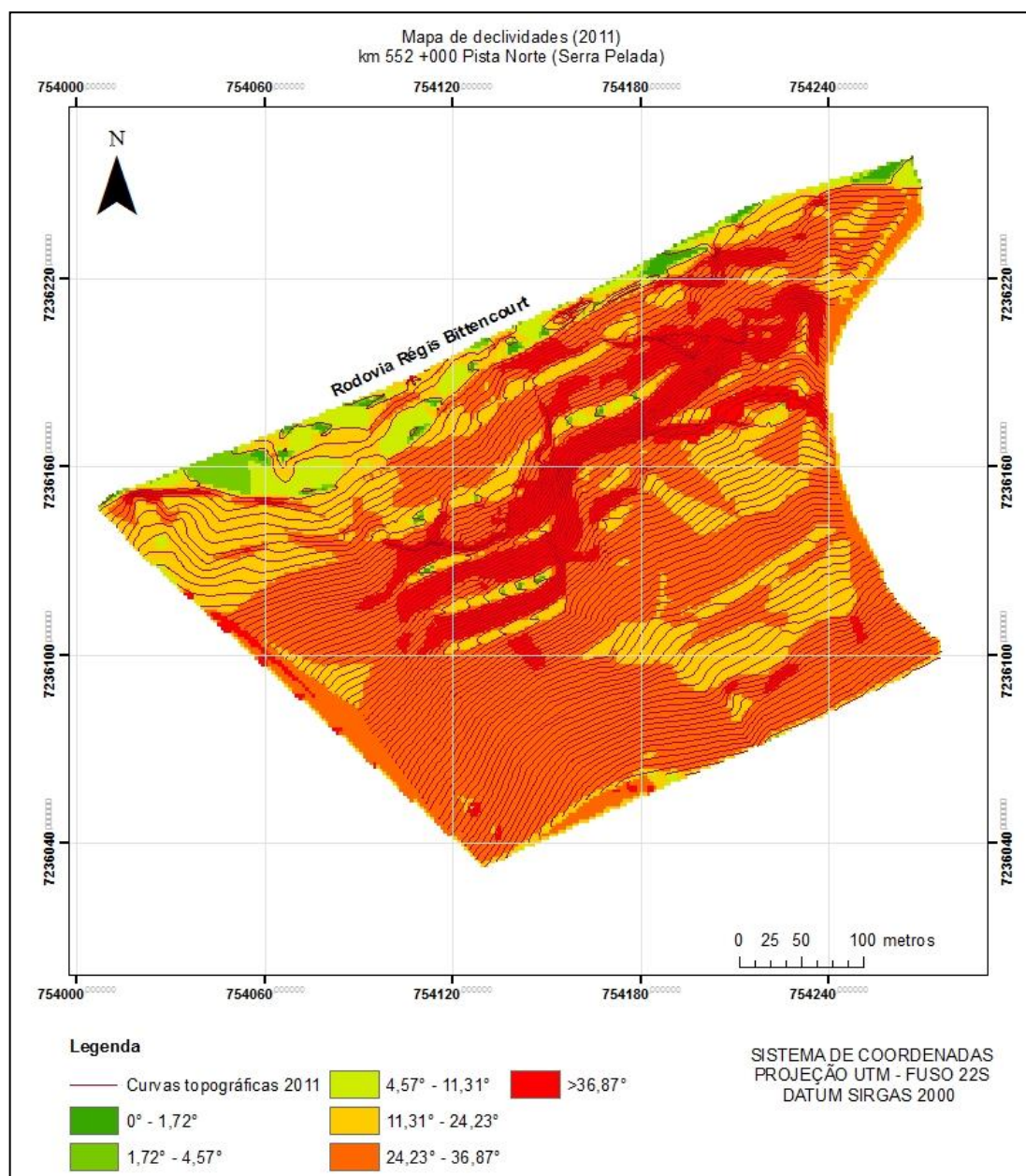


Figura 25 - Mapa de declividades para o ano de 2011 (km P 552+000 Pista Norte)

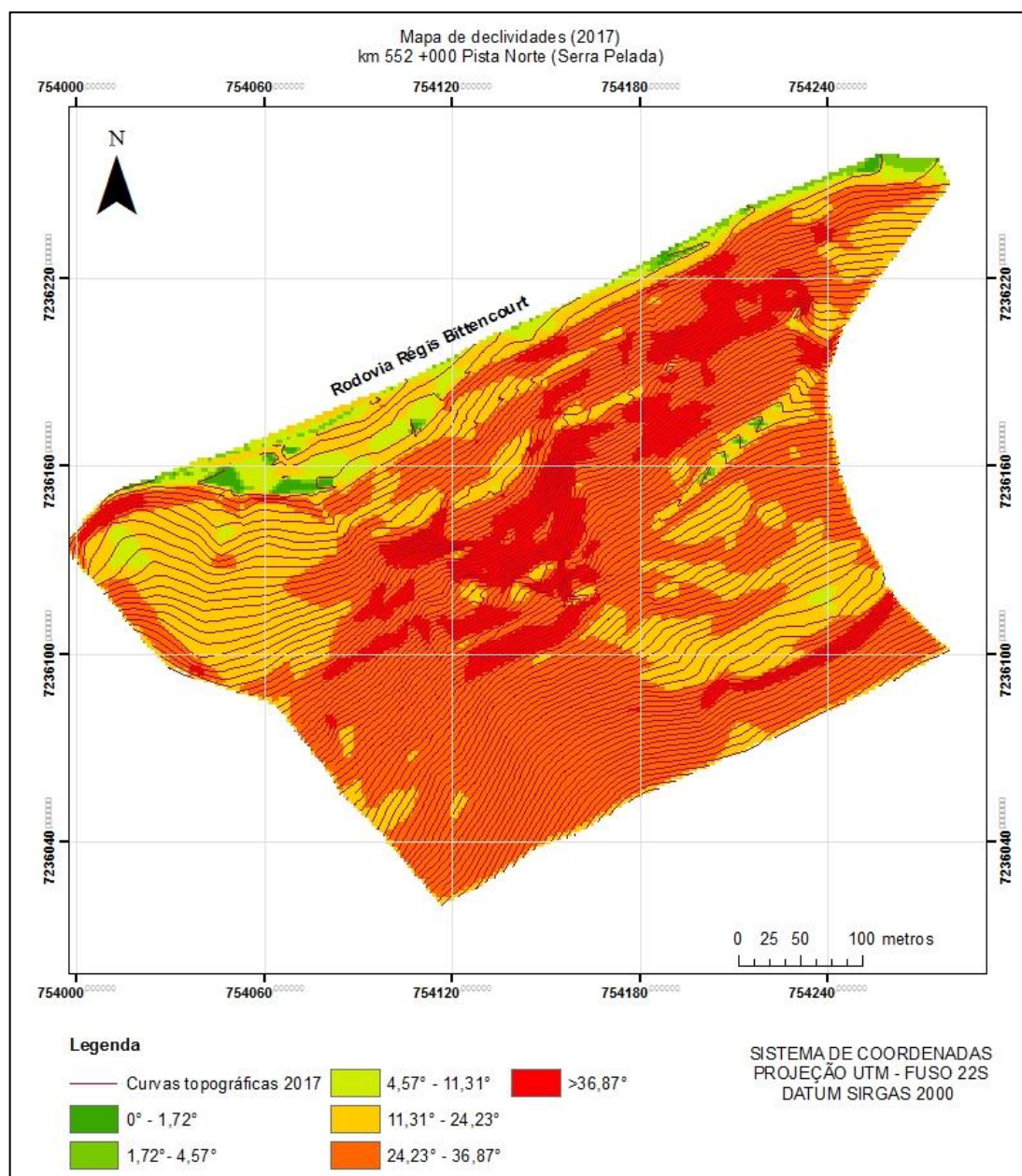


Figura 26 - Mapa de declividades para o ano de 2017 (km P 552+000 Pista Norte)

Para a elaboração dos mapas comparativos das diferenças de deslocamento de massa de solo entre os anos de 2011 a 2016, 2011 a 2017 e 2016 a 2017 foram aplicados conceitos estatísticos de distribuição normal. Tais conceitos permitem definir intervalos de confiança para os valores de movimentação de material na região ao eliminar informações não representativas ou *outliers* da variação dos dados mensurados.

Bussad e Morrettin (2011) sugerem que para grandes quantidades de dados a estimativa do número de classes pode ser feita através da raiz quadrada do valor numérico referente ao tamanho amostral em estudo, ou seja, o número de elevações de nível nos levantamentos topográficos. Por meio do modelo digital de elevação foi possível calcular a diferença de altura da movimentação de massa de solo entre os anos de 2011 e 2017, assim como o número e tamanho amostral de cada comparativo (Tabela 6).

Tabela 6 - Estimativo do número de classes para cada período em análise

Período	Tamanho da amostra (n)	Número de classes
2017-2011 (Cenário 01)	26060	161
2017-2011 (Cenário 02)	29681	172
2017-2016	29473	172
2016-2011	30470	175

Para o comparativo entre os modelos de 2011 e 2017, dois cenários foram avaliados de forma a melhorar a compreensão das movimentações: um primeiro a partir das topografias usadas no mapa de declividade (Cenário 01) e outro com base nas delimitações referentes ao mesmo contorno de 2016 (Cenário 02). Com base no número de classes assumido foi necessário calcular o incremento para cada classe (Equação (1)).

$$Incremento = \frac{(M\acute{a}ximo - M\acute{m}imo)}{n} \quad (1)$$

Os valores de máximo e mínimo de deslocamento de massa foram obtidos através dos dados brutos topográficos para cada período. A Tabela 7 apresenta as médias, desvios padrões e incrementos para os períodos em estudo. Com base nesses resultados foi possível calcular as faixas de frequência para os valores de deslocamento de massa ocorridos no talude em cada período analisado. De acordo com Gonçalves (2014), pequenos valores de incremento permitem uma melhor aproximação da curva de densidade de probabilidade, que serve para representar o modelo normalizado e auxilia a descrever fenômenos aleatórios.

Tabela 7 - Cálculos estatísticos obtidos a partir dos dados brutos

Período	Mínimo (m)	Máximo (m)	Média (m)	Desvio padrão (σ)	Incremento (m)
2017-2011 (Cenário 01)	-3,568	9,423	1,310	0,844	0,080
2017-2011 (Cenário 02)	-1,155	4,408	1,530	0,545	0,032
2017-2016	-2,815	3,195	1,030	0,563	0,035
2016-2011	-2,071	3,592	1,474	0,592	0,032

O processamento dos dados envolveu ainda a definição de um intervalo de confiança de 95% da curva de distribuição normal para eliminar possíveis erros de aquisição nos dados brutos. As frequências e distribuições normalizadas, com base nesse critério, para os períodos de 2011-2017, 2016-2017 e 2011-2016 são apresentadas na Figura 27.

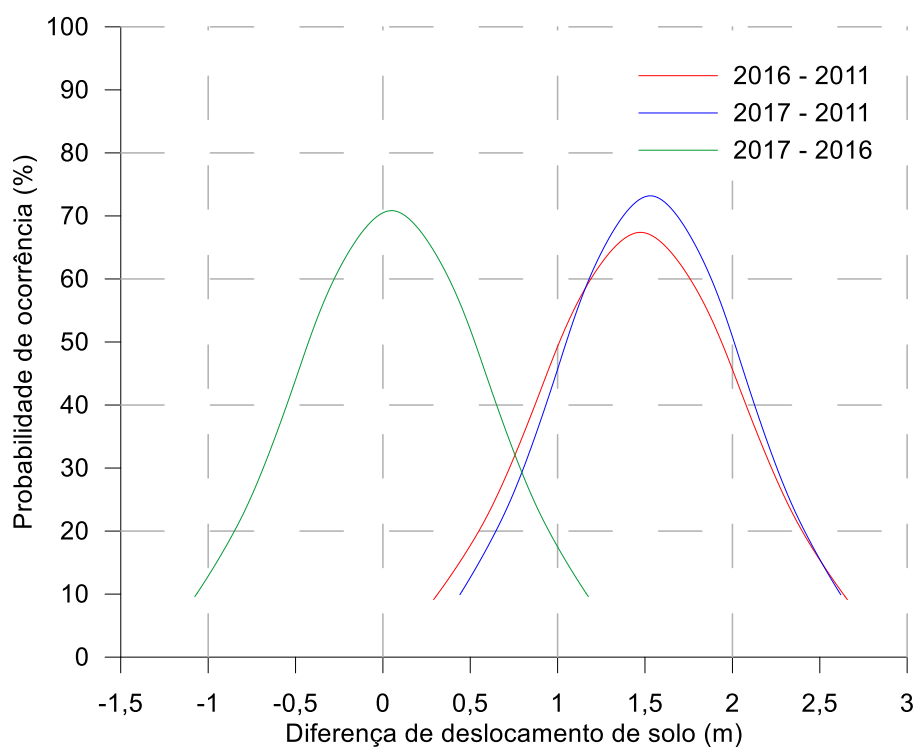


Figura 27 – Curvas de distribuição normal dos deslocamentos de solo medidos ao longo de diferentes períodos

A Figura 27 demonstra que as maiores variações de deslocamento de massa ocorrem para intervalos de 5 e 6 anos. No decorrer de um ano, na região do cenário 02, as movimentações apresentaram uma média consideravelmente menor, na ordem de centímetros.

Verifica-se um comportamento similar entre 2017-2011 e 2016-2011, fato este já observado nos gráficos de distribuição normal. Além disso, com base na análise associada das imagens de satélite obtidas no *Google Earth Pro* (2017), foi possível mapear o avanço nas cicatrizes da encosta e consequente movimentação de matérias/sedimentos para as cotas inferiores.

Buscando representar as diversas estratigrafias e declividades existentes na região de estudo, três cenários foram definidos (Figura 28) e utilizados nas análises probabilísticas e de fluxo realizadas no talude do km P552+200 PN, que serão descritas no item 10 do presente relatório.

De maneira geral, observa-se que o cenário 01 contém uma maior concavidade, o cenário 02 é o que apresenta as maiores evidências de movimentações pretéritas e no cenário 03 observa-se uma parede de solo exposto, com uma inclinação de 90° com o plano horizontal.

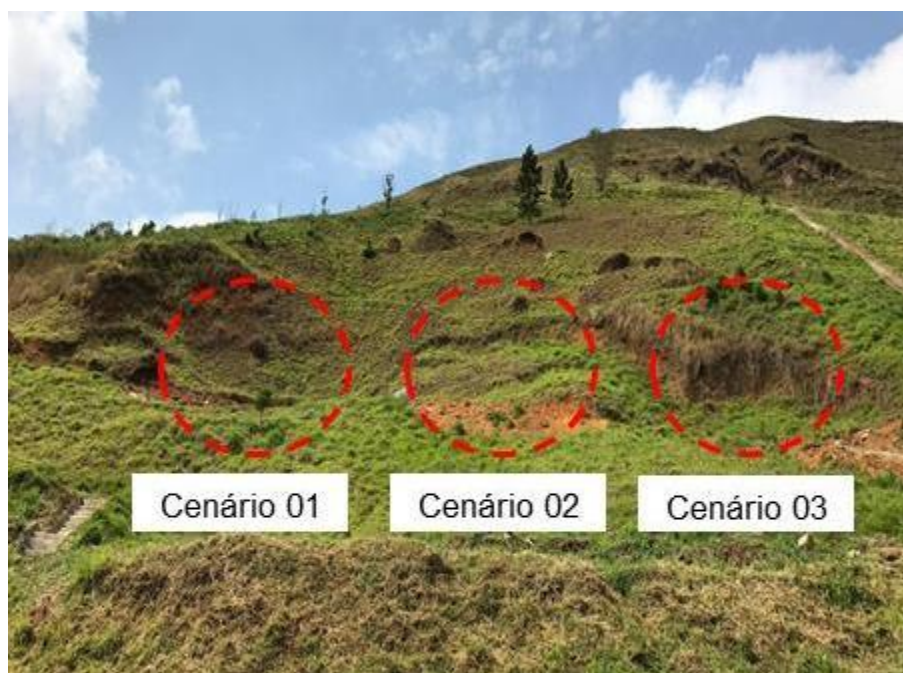


Figura 28 - Visão geral do talude km P552+000 PN

Na região do cenário 01 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 movimentação (Figura 29).



Figura 29 - Fenda de movimentação do solo sob galeria de drenagem

Na região do cenário 03 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. Com base em inspeções de campo foi possível observar ainda a presença de material granítico intrusivo próximo à crista do talude. A Figura 30 ilustra o aspecto do granito intrusivo no referido local.



Figura 30 - Fragmento de rocha de origem granítica

Na região mais alta do talude, foi possível identificar a presença de um bloco de material granítico alterado, decorrente de um antigo matacão de rocha que se movimentou, indicando tratar-se de um depósito de tálus (Figura 31). O plano de contato situado na borda do bloco, de coloração mais amarronzada e que delimita o bloco de rocha é composto por uma fina camada de material mais argiloso e intemperizado por onde percolava água no depósito de tálus ali presente.



Figura 31 - Bloco de granito alterado

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 32.



Figura 32 – Cicatrizes de deslizamento pretérito à montante do talude km P552+000 PN

Com base nesse contexto e no histórico de movimentação no km P552+000 PN foi possível concluir que o solo presente nos três cenários críticos se caracteriza como sendo um depósito de material superficial composto por tálus e colúvio.

Cabe salientar a existência de sinais de instabilidade decorrentes de escorregamentos translacionais/rotacionais pretéritos, identificados a partir das cicatrizes acima referidas. A Figura 33 ilustra de forma esquemática o modelo de movimentação da massa de material superficial no talude do km P552+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), obtida a partir da interpretação dos dados da sondagem mista, conforme apresentado no item 6.2.

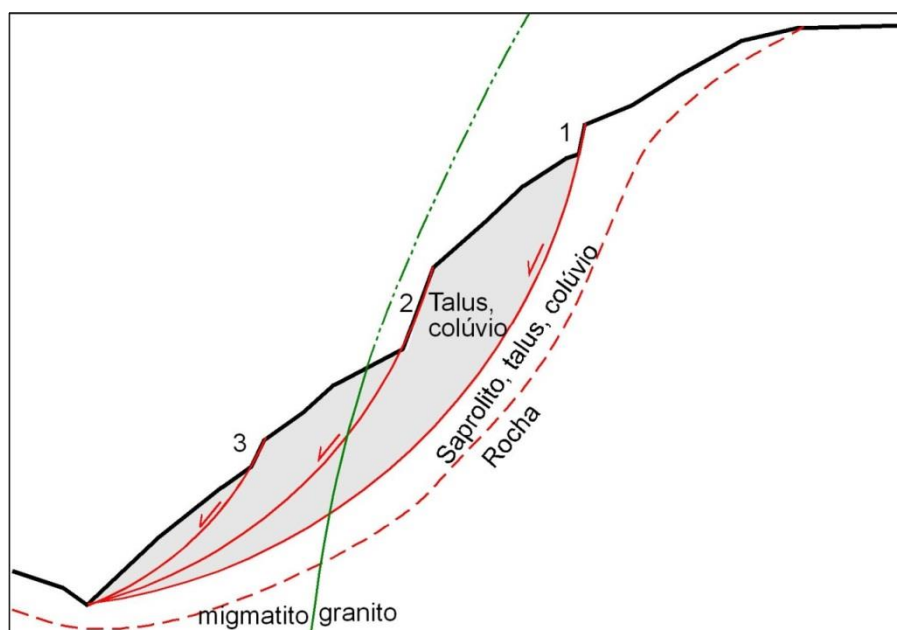


Figura 33 - Seção esquemática do talude do km P552+000 PN, com indicações de escorregamentos pretéritos de material composto por talus e colúvio

6 REFINAMENTO DAS INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS COM EXECUÇÃO DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

6.1 Introdução

Esta etapa envolveu a programação, acompanhamento e supervisão de uma campanha de investigação geotécnica de campo (ensaios geofísicos, sondagens mistas, medição da permeabilidade *in situ*) e de laboratório (caracterização física, curva de retenção de água e parâmetros de resistência ao cisalhamento).

A escolha dos pontos de interesse para a realização de ensaios de campo e de laboratório baseou-se principalmente nos seguintes critérios: histórico de ocorrência de movimentos de terra do local, características geográficas (altitude, altura e extensão das encostas) e viabilidade de acesso dos equipamentos para execução das investigações de campo.

6.2 Resultados

6.2.1 Sondagens mistas

Foram realizadas 3 sondagens mistas (Figura 34) no período entre 18/04/2016 e 10/05/2016 na encosta do km P 552 PN em conformidade com 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 8. O equipamento utilizado tanto na execução da sondagem a percussão como na rotativa foi uma perfuratriz modelo Mach 700, com amostrador padrão do tipo Terzaghi-Peck, de diâmetro interno de 34,9 mm e diâmetro externo de 50,8 mm. O boletim completo com os resultados destas sondagens encontra-se no Apêndice 1.

Tabela 8 - 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



Figura 34 - Sondagens SM-01, SM-02 e SM-03 sendo realizadas no km P 552 PN

6.2.2 Ensaios geofísicos

Com relação ao escopo da geofísica, também chamada de imageamento geolétrico, foram executados 12 caminhamentos, sendo 7 (sete) transversais (CE-01 à CE-07) e 5 (cinco) longitudinais (CE-08 à CE-12) à rodovia. A delimitação dessas linhas de investigação foi realizada a partir de pontos de referência (nomeados de P001 a P127 nas linhas transversais e de C001 a C155 nas linhas longitudinais), os quais foram demarcados em campo e mapeados pela equipe de topografia (Apêndice 2). Para a realização desse ensaio foram utilizados os procedimentos descritos pelas normas NBR 15935/11 e NBR 7117/12 (ABNT, 2011; 2012).

O procedimento de ensaio consistiu na cravação de eletrodos a cada 5 m para delimitar as linhas de caminhamento elétrico (Figura 35a e b). Durante o ensaio, a cada quatro eletrodos, uma leitura de diferença de potencial era obtida da seguinte maneira: os dois primeiros, denominados A e B, injetavam uma corrente elétrica (I) no solo, gerada pelo conversor modelo

TDC 1000/12V (Figura 35c), o qual era ainda ligado a uma bateria. O valor da corrente elétrica gerada e transmitida era então lida através do amperímetro (Figura 35d). Os dois últimos eletrodos do quarteto, denominados M e N, recebiam a corrente que passa pelo solo, e a leitura da diferença de potencial (V) era então realizada através de um voltímetro (Figura 35d). Os pares de eletrodos AB e MN são chamados de dipolo, e a disposição ao longo da superfície desses eletrodos determina o arranjo de leitura, neste caso denominado Dipolo-Dipolo.

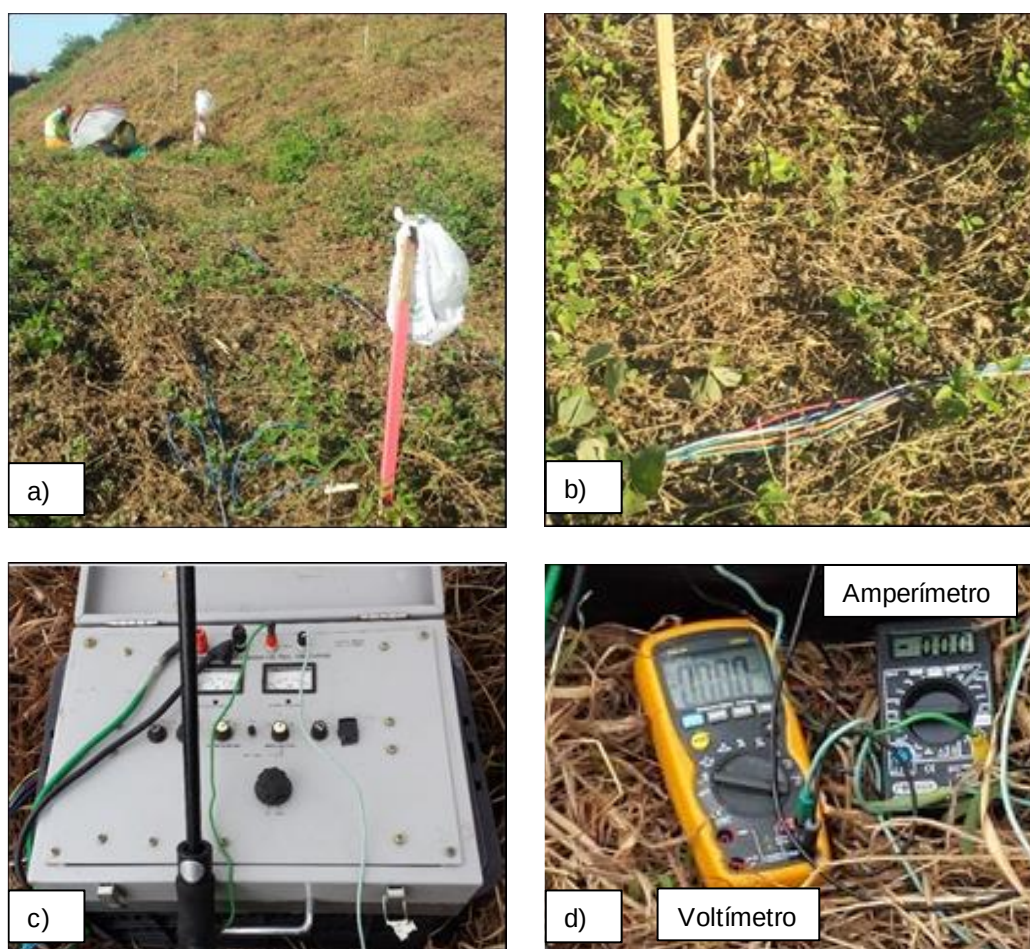


Figura 35 – Equipamentos utilizados no ensaio da geofísica: (a) delimitação da linha de caminhamento elétrico, (b) eletrodo, (c) conversor e (d) amperímetro e voltímetro

O procedimento de ensaio consistiu em ler o valor da corrente que era enviado ao amperímetro. Com base nessas informações, calcula-se a resistividade elétrica dos materiais que compõem a estratigrafia do local.

Esse procedimento foi executado a cada 4 pontos e repetido para todos os pontos locados, gerando uma série de medidas de resistividade aparente na superfície do terreno, ao longo de 12 perfis. Assim, realizou-se a varredura em profundidade da área de interesse, com intuito de se investigar as descontinuidades das feições e estruturas do subsolo. Essas medidas de resistividade foram realizadas em várias profundidades de investigação, correspondendo aos níveis atribuídos à intersecção das linhas que partem a 45° dos centros AB e MN.

Em campo, registrou-se a diferença de potencial em cada ponto para que então a resistência fosse calculada pela Lei de Ohm, sendo o valor de resistência R dado pela razão entre a diferença de potencial (DDP) V medida e a corrente i aplicada.

A amostragem em profundidade dos valores calculados de resistividade aparente permitia a visualização dos dados obtidos em perfis ou seções elétricas, o qual se dava através das chamadas pseudo-seções de resistividade aparente. A profundidade destas pseudo-seções é apresentada em valores teóricos (Fugro, 2016).

Na sequência, os valores obtidos no ensaio geofísico foram modelados através de programas computacionais para então serem convertidos em valores de resistividade real e profundidade real. Após esse processamento, foi possível obter a caracterização estratigráfica, contatos litológicos, identificação de falhas e fraturas, determinação do embasamento rochoso e identificação do aquífero, dentre outras feições, as quais foram relacionadas e associadas a diferentes tipos de estruturas presentes em subsuperfície.

6.2.3 Permeabilidade saturada *in situ*

Ensaio de permeabilidade *in situ* foram realizados entre janeiro e julho de 2016. 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 (Das, 2014). Dentre as técnicas que podem ser utilizadas para obtenção de parâmetros não saturados em solos tem-se o ensaio realizado com o permeâmetro *Guelph*. Este equipamento mede a condutividade hidráulica do solo acima do lençol freático (K_s) e estima a permeabilidade saturada *in situ* tanto em solos argilosos como em solos arenosos. O modelo de permeâmetro

utilizado foi o 2800K1 da marca *Soilmoisture*, recomendado para medir a condutividade entre 10^{-2} e 10^{-6} cm/s (Aguiar, 2001).

Inicialmente foram definidos dois locais no talude do km P 552+000 PN para realização do procedimento de ensaio: Ponto A (coordenadas 754.113.247 E; 7.236.170.36 S) e Ponto B (coordenadas 754.137.24 E; 7.236.156.36 S) (Figura 36). Cabe destacar que nas proximidades destes pontos foram executadas as sondagens mistas, que indicaram presença de solos compostos por argila siltosa na camada mais superficial.



Figura 36 - Locais de realização do ensaio de permeabilidade *in situ*

A partir dos dados coletados em campo durante os ensaios (Apêndice 5), realizou-se o procedimento para a obtenção da permeabilidade saturada *in situ* em relação a cada altura de pressão por meio do método de *Single Head Method* (Soilmoisture, 2010), conforme instruções indicadas no manual de usuário do permeâmetro de Guelph.

Os valores de coeficiente de permeabilidade obtidos podem ser observados na Tabela 9, sendo possível concluir que os locais amostrados apresentaram uma permeabilidade saturada média de $3,61 \times 10^{-5}$ cm/seg.

Tabela 9 - Resultado do ensaio

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

6.2.4 Ensaios de laboratório

A execução de ensaios de laboratório contribuiu para a caracterização e refinamento das informações geotécnicas de taludes ao longo da Serra Pelada e da Serra do Azeite.

6.2.4.1 Coleta de amostras deformadas e indeformadas

Entre os dias 20 e 22 de junho de 2017 foram coletadas 7 amostras indeformadas nas duas regiões de estudo. Para tal, foram seguidos os procedimentos da NBR 9604/86 para a realização de ensaios laboratoriais de resistência ao cisalhamento do solo. Um resumo com a localização dos pontos e as respectivas coordenadas geográficas em UTM dos locais onde as amostras foram retiradas é apresentado na Tabela 10. Os locais de coleta foram definidos em função das observações realizadas nas visitas de campo e da delimitação preliminar das áreas com maiores riscos geológico-geotécnicos. As amostras foram identificadas com a sigla CD, em referência ao ensaio de Cisalhamento Direto. A localização dos pontos de coleta pode ser observada nos mapas apresentados no Apêndice 6.

Tabela 10 – Locais de coleta de amostras indeformadas para ensaio de cisalhamento direto

Ponto	Local	Latitude (m)	Longitude (m)	Elevação (m)	Prof. (m)
CD 01	km P508+700 PS	7252007	781520	201	1,15
CD 02	km 511+400 PS	7252160	781591	135	0,60
CD 03	km 516+500 PS	7246098	780583	477	0,95
CD 04	km 518+500 PN	7245050	780476	584	0,60
CD 05	km P552+000 PN	7236166	754108	673	0,90
CD 06	km P552+000 PN	7236151	754132	691	1,00
CD 07	km P552+000 PN	7236117	754138	728	1,30

De maneira complementar, novas amostras indeformadas foram obtidas entre os meses de julho de 2016 e janeiro de 2018 para determinação das curvas de retenção de água do solo em 5 pontos ao longo do talude do km P 552+000 PN. Um resumo com as principais informações desses locais é apresentado na Tabela 11, onde os pontos de coleta de amostras foram identificados com a sigla SC, referindo-se aos ensaios que envolvem medições de sucção. De maneira análoga às amostras utilizadas no ensaio de cisalhamento direto, a localização dos pontos de coleta para ensaios de curvas de retenção de umidade se encontra no Apêndice 6.

Tabela 11 – Locais de coleta de amostras indeformadas para obtenção das curvas de retenção de umidade

Locais	Coordenadas UTM		Profundidade (m)	Cota (m)
SC 01	7.236.174 N	754.109 E	0,05	715
SC 02	7.236.153 N	754.128 E	0,05	726
SC 03	7.236.134 N	754.108 E	8,25	727
SC 04	7.236.120 N	754.136 E	0,05	748
SC 05	7.236.107 N	754.143 E	0,05	757

A coleta SC 01 foi realizada no patamar inferior (pé), próximo ao ponto de instalação do inclinômetro, em um solo com características coluvionares. Os pontos de coleta SC 02 e SC 03 estão um patamar acima, na região dos piezômetros e tensiômetros, também em região de solo coluvionar. O ponto SC 03 foi locado onde há uma face vertical exposta, indício de uma ruptura prévia, permitindo obter amostras de profundidade 8,25 m, medido desde a coroa da cicatriz, e não superficiais como as demais. As coletas SC 04 e SC 05 foram realizadas em patamares (cotas) superiores às demais, em camada de solo residual, conforme resumo apresentado na Tabela 11 e ilustrado na Figura 37. Em cada um dos cinco trechos descritos foram coletados quatro corpos de prova, exceto no ponto SC 05, no qual foram retiradas três amostras. Cabe destacar que a classificação do tipo de solo – coluvionar ou residual – baseou-se em visitas de campo, sondagens no terreno (item 6.2), ensaios geofísicos (item 5.4.2) e identificação tátil-visual, corroboradas por análises granulométricas de laboratório (item 6.2.4.2).

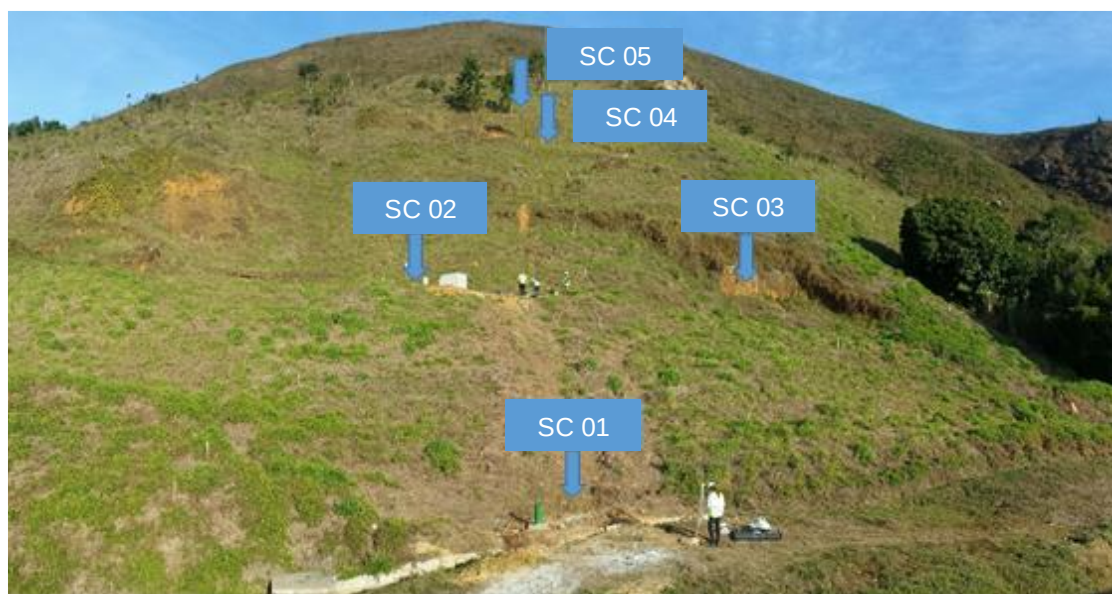


Figura 37 – Locais de coleta das amostras indeformadas para obtenção de curvas de retenção de umidade

Amostras remanescentes dos ensaios de cisalhamento direto e para obtenção das curvas de retenção de água do talude do km P 552+000 PN foram utilizadas para realização de ensaios laboratoriais de caracterização física dos solos, os quais envolveram análises granulométricas, determinação da massa específica natural e dos grãos de solo e determinação dos limites de Atterberg.

Uma análise em detalhe com a caracterização física das amostras da Serra do Azeite é apresentada no trabalho de Britto (2018). Foram coletadas 4 amostras em taludes ao longo da rodovia, que foram identificadas no presente relatório com a sigla SA, referente a Serra do Azeite. O resumo dos pontos de coleta das amostras se encontra na Tabela 12.

Tabela 12 - Localização dos pontos de coleta de amostra da Serra do Azeite

Amostra	Local	Latitude (m)	Longitude (m)	Elevacao (m)	Solo	Rocha de origem	Profundidade (m)
SA 01	km P508+700 PS	7252007	781520	201	Colúvio	Micaxisto	1,15
SA 02	km 511+400 PS	7250068	780962	135	Colúvio	Gnaisse	0,60
SA 03	km 516+500 PS	7246098	780583	477	Colúvio	Gnaisse	0,95
SA 04	km 518+500 PN	7245050	780476	584	Colúvio	Gnaisse/ milonito	0,60

Fonte: Adaptado de Britto (2018)

6.2.4.2 Análise granulométrica

Como parte dos procedimentos necessários para realização deste ensaio, o material foi inicialmente preparado segundo a NBR 6457 (ABNT, 2016). O ensaio foi executado com base nos procedimentos descritos pela NBR 7181 (ABNT, 2016), realizando-se os métodos combinados de peneiramento e sedimentação.

Os resultados obtidos com base nesses procedimentos para as amostras coletadas no km P 552+000 PN são apresentados na Tabela 13, estando as respectivas curvas granulométricas apresentadas na Figura 38. Verifica-se que os locais próximos ao pé do talude (amostras SC 01, SC 02 e SC 03) caracterizam uma camada superficial de argila arenosa no terreno, corroborando a classificação preliminar de campo como um solo coluvionar, e os locais mais próximos ao topo da encosta (amostras SC 04 e SC 05) classificam-se como areia argilosa, validando a classificação preliminar de solo residual.

Tabela 13 - Análise granulométrica dos solos no talude do km P 552+000 PN

Local	SC 01	SC 02	SC 03	SC 04	SC 05
Profundidade (m)	0,5	0,5	8,25	0,5	0,5
Argila (% < 0,002mm)	40,1	35,7	47,2	23,9	22,9
Silte (0,002mm < % < 0,06mm)	6,2	13,2	9,8	9,3	9,3
Areia (0,06mm < % < 2mm)	33,8	35,0	36,4	30,6	54,5
Pedregulho (2mm < % < 60mm)	19,9	12,4	5,3	20,7	11,5
Classificação granulométrica	Argila Arenosa	Argila Arenosa	Argila Arenosa	Areia Argilosa	Areia Argilosa
Classificação tipo de solo	Coluvionar	Coluvionar	Coluvionar	Residual	Residual

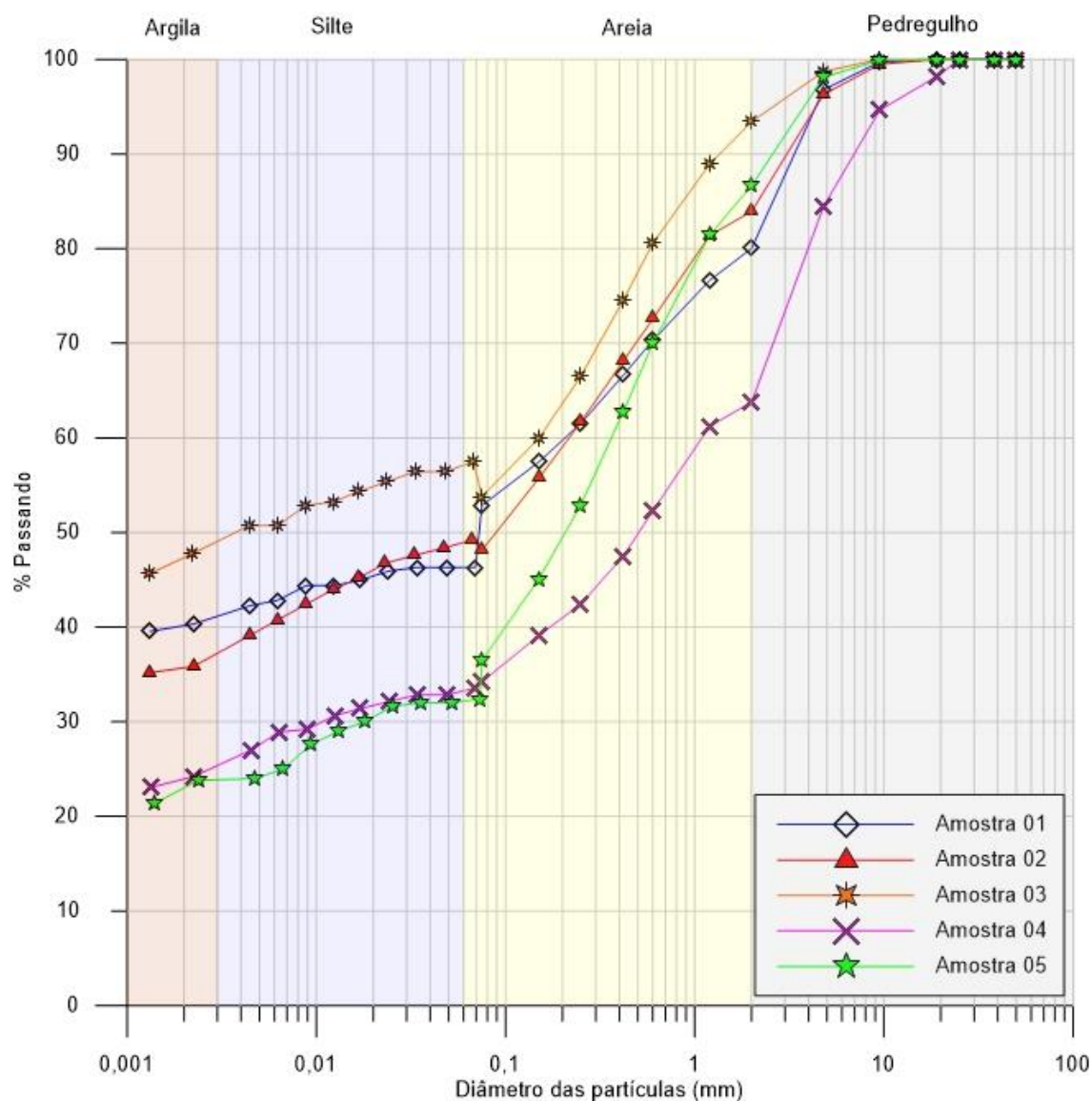


Figura 38 - Curvas granulométricas dos solos no talude do km P 552+000 PN

Com relação às amostras da Serra do Azeite, ensaios laboratoriais de granulometria mostram que as amostras SA 01 e SA 04 apresentam maior proporção de finos, argila e silte, enquanto que as amostras SA 02 e SA 03 apresentam maior proporção de areia. Um resumo do ensaio de granulometria se encontra na Tabela 14.

Tabela 14 - Análise granulométrica dos solos na Serra do Azeite

Local	SA 01	SA 02	SA 03	SA 04
Profundidade (m)	1,15	0,6	0,95	0,6
Argila (% < 0,002mm)	45,7	29,9	28,8	48,7
Silte (0,002mm < % < 0,06mm)	8,2	13,9	11,9	35,7
Areia (0,06mm < % < 2mm)	35,9	55,0	36,4	14,6
Pedregulho (2mm < % < 60mm)	4,6	0,9	10,3	0,5
Pedra (% < 60mm)	5,6	0,3	12,6	0,5
Classificação granulométrica	Argila Arenosa	Areia Argilosa	Areia Argilosa	Argila Siltosa
Classificação tipo de solo	Coluvionar	Coluvionar	Coluvionar	Coluvionar

Fonte: Adaptado de Britto (2018)

6.2.4.3 Massa específica natural

A massa específica natural ou aparente do solo refere-se à relação entre a massa total e o respectivo volume amostrado do material (CRAIG, 2004). Com base nas amostras coletadas em campo para avaliação da sucção por meio do papel filtro (item 6.2.4.1), foi possível calcular a massa específica natural da camada de argila siltosa (camada coluvionar) e da camada de areia argilosa (camada residual), com base no volume de solo no anel de coleta do material e a respectiva massa de solo medida anteriormente ao início do ensaio (Tabela 15).

Tabela 15 – Massa específica natural do solo no talude do km P 552+000 PN

Local	Profundidade (m)	Massa específica natural (g/cm³)	Massa específica natural média do local (g/cm³)	Massa específica natural média da camada (g/cm³)		
SC 01	0,05	1,718	1,749	1,681		
SC 01		1,788				
SC 01		1,830				
SC 01		1,661				
SC 02	0,05	1,598	1,626		1,681	
SC 02		1,581				
SC 02		1,672				
SC 02		1,652				
SC 03	8,25	1,472	1,668			1,687
SC 03		1,851				
SC 03		1,653				
SC 03		1,695				
SC 04	0,05	1,800	1,684	1,687		
SC 04		1,561				
SC 04		1,782				
SC 04		1,592				
SC 05	0,05	1,721	1,690		1,687	
SC 05		1,676				
SC 05		1,672				

6.2.4.4 Massa específica real dos grãos

A massa específica real dos grãos de solo é a relação entre a massa das partículas sólidas do solo e o volume ocupado por elas, excluindo-se os vazios (Pinto, 2006). O procedimento de ensaio baseou-se na normativa do DNER-ME 093 (DNER, 1994) e os resultados obtidos para a camada de argila arenosa (camada coluvionar) e para a camada de areia argilosa (camada residual) são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Resultado dos ensaios de massa específica real dos grãos do km P 552+000 PN

Local	Profundidade (m)	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	Massa específica real dos grãos média da camada (g/cm ³)
SC 01	0,05	2,588	2,568
SC 02	0,05	2,559	
SC 03	8,25	2,557	2,589
SC 04	0,05	2,607	
SC 05	0,05	2,570	

Os resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos se encontram resumidos na Tabela 17.

Tabela 17 - Resultado dos ensaios de massa específica real dos grãos da Serra do Azeite

Local	Profundidade (m)	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)
SA 01	1,15	2,62
SA 02	0,60	2,63
SA 03	0,95	2,65
SA 04	0,60	2,47

Fonte: Adaptado de Britto (2018)

6.2.4.5 Limites de Atterberg

De modo a aumentar o entendimento sobre a parcela de material fino identificada nos ensaios de granulometria, buscou-se determinar os limites de liquidez e plasticidade do solo nos pontos amostrados no km P 552+000 PN. Para tal, os ensaios foram realizados de acordo os procedimentos descritos na NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Na Tabela 18 apresenta-se um resumo dos resultados obtidos para as duas camadas de solo identificadas em campo (coluvionar e residual), estando representados os

valores do limite de liquidez (LL), plasticidade (LP) e ainda o índice de plasticidade (IP), definido pela diferença entre LL e LP (Pinto, 2006).

Tabela 18 - Resumo dos resultados dos ensaios de LL e LP para o talude do km P 552+000 PN

Local	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SC 01	0,05	52	28	24
SC 02	0,05	43	39	4
SC 03	8,25	38	25	13
SC 04	0,05	38	22	16
SC 05	0,05	33	21	12

Em complemento a isso e com base na carta de plasticidade apresentada na Figura 39 foi possível identificar o tipo do comportamento do solo na presença de água nesses locais. O ponto de coleta SC 01, situado próximo ao pé do talude, classifica-se como uma argila de alta compressibilidade, enquanto a amostra coletada no ponto SC 02 se apresenta como um silte ou solo orgânico de baixa plasticidade. As amostras SC 03, SC 04 e SC 05 encontram-se próximos a linha A, no campo correspondente a argila de baixa plasticidade. Assim, conclui-se que o solo da primeira camada do talude tem característica de argila, tendendo para material orgânico, pois as amostras ensaiadas se encontravam mais próximas à superfície.

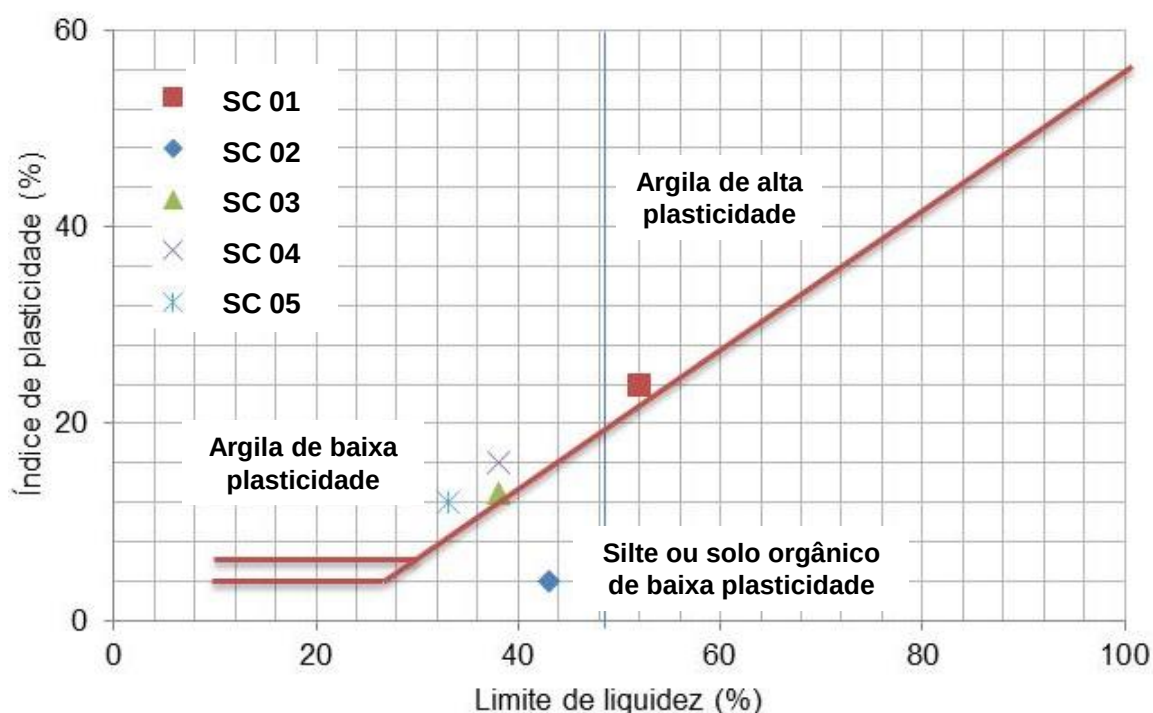


Figura 39 - Carta de plasticidade com os pontos alocados

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Com relação às amostras coletadas na Serra do Azeite, duas delas (SA 02 e SA 03) não apresentam comportamento plástico, por se tratarem de solo arenoso (Britto, 2018). Os limites de liquidez e de plasticidade para as amostras ensaiadas na Serra do Azeite se encontram na Tabela 19.

Tabela 19 - Resumo dos resultados dos ensaios de LL e LP para a Serra do Azeite

Local	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SA 01	1,15	33,42	22,44	10,98
SA 02	0,60	31,17	Não plástico	-
SA 03	0,95	42,34	Não plástico	-
SA 04	0,60	43,18	38,07	5,11

Fonte: Adaptado de Britto (2018)

6.2.4.6 Curva característica de retenção de água

Dentre os dados que determinam as condições de hidrogeologia do local, pode-se citar a curva característica de retenção de água do solo. Ela representa graficamente a relação entre o teor de umidade volumétrico (θ), gravimétrico (ω) ou grau de saturação (S) do solo e a sucção (ψ) presente no mesmo. A relação entre ψ e θ geralmente apresenta uma curva em forma de S, com características que dependem da distribuição granulométrica, da distribuição do tamanho dos poros, da mineralogia, do grau de intemperismo, da história de tensões e de outros fatores inerentes à composição trifásica dos solos (Carvalho *et al.*, 2015).

O método do papel filtro representa uma técnica de ensaio de grande aplicabilidade para obtenção da curva de retenção de água do solo e é normatizado pela ASTM D 5298 - 03 (ASTM, 2003), a qual foi utilizada para a realização dos ensaios em conjunto com as recomendações descritas por Marinho (1994). A técnica consiste em provocar uma transferência de água do solo para um material poroso (papel filtro) até que o equilíbrio hidrostático seja alcançado, isto é, até que os valores de sucção entre eles sejam iguais, apesar das respectivas umidades serem diferentes.

Para se obter diferentes percentagens de umidade, algumas amostras foram umedecidas, outras embaladas na condição natural, e outras secas ao ar ou sob temperatura controlada (20° C). Para a obtenção dos valores de sucção, utilizou-se o critério desenvolvido por Chandler *et al.* (1992) para o papel filtro *Whitman 42*. A equação da curva de calibração para teores de umidade do papel (W) iguais ou inferiores a 47% está representada na Equação (2), enquanto a equação para umidades superiores a 47% está representada na Equação (3).

$$Sucção = 10^{(4,84 - 0,0622W)} \quad (2)$$

$$Sucção = 10^{(6,05 - 2,48 \log W)} \quad (3)$$

Por meio de uma planilha eletrônica, a curva característica foi traçada para um intervalo de sucção de 0 a 10^6 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 se encontra 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 para as trajetórias de secagem e umedecimento. As curvas de retenção ajustadas, representativas do solo coluvionar, foram obtidas a partir dos pontos de coleta SC 01 (Figura 40) e SC 02 (Figura 41). As curvas de retenção ajustadas, representativas do solo residual, foram obtidas a partir dos pontos de coleta SC 03 (Figura 42) e SC 04 (Figura 43). Cabe salientar que o ajuste inicial da curva foi obtido com base em um número limitado de informações, estando sua aplicação para valores de sucção abaixo de aproximadamente 20 kPa limitada. As coletas do ponto SC 05 não forneceram resultados coerentes de relação entre umidade volumétrica e sucção matricial e por este motivo foram descartadas. Cabe ressaltar que as curvas obtidas possuem formas bimodais ou trimodais, fato que será discutido no item 6.3.

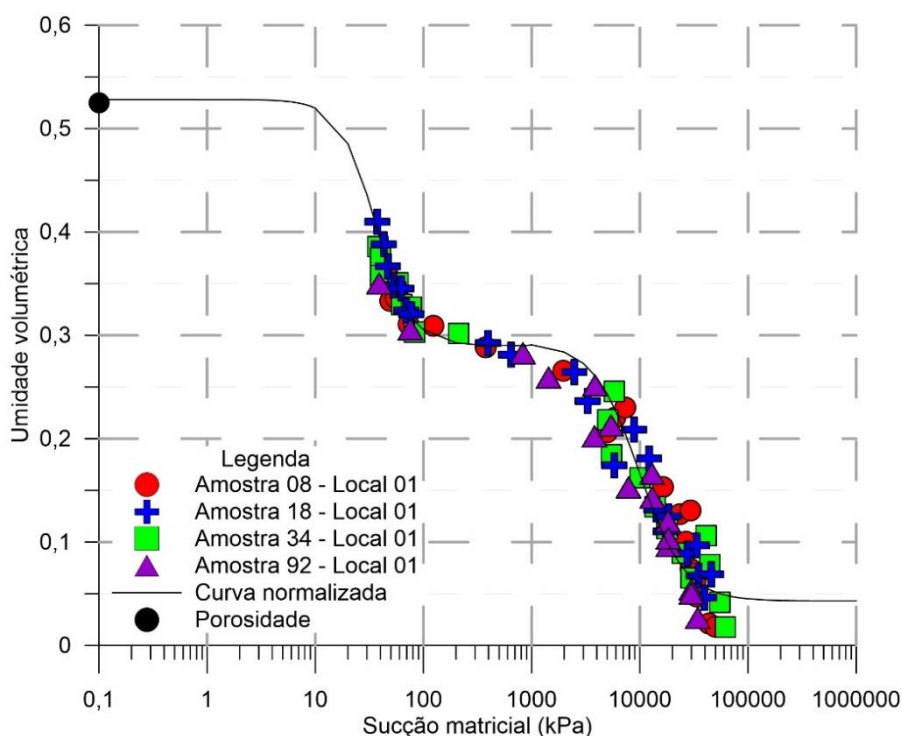


Figura 40 - Ajuste da curva de retenção para os locais de coleta 01 representativos do solo coluvionar

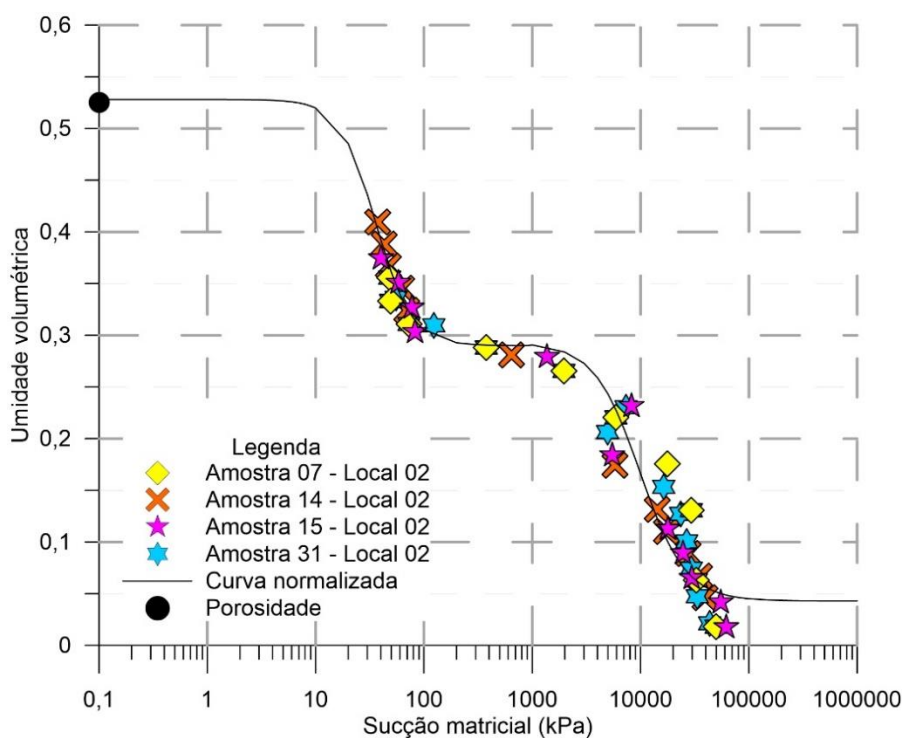


Figura 41 - Ajuste da curva de retenção para os locais de coleta 02 representativos do solo coluvionar

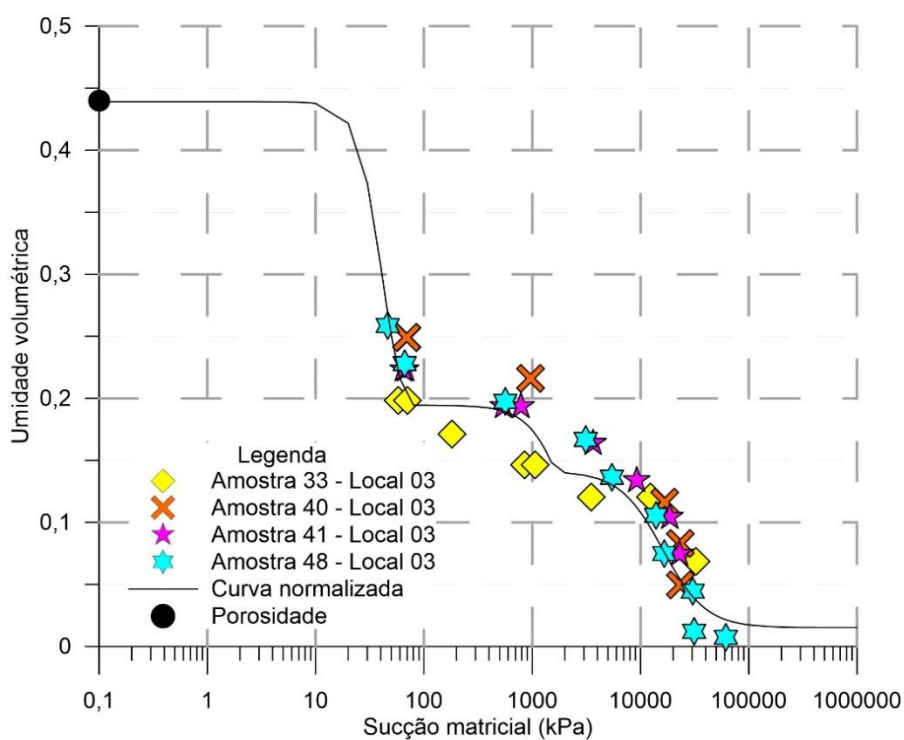


Figura 42 - Ajuste da curva de retenção para os locais de coleta 03 representativos do solo residual

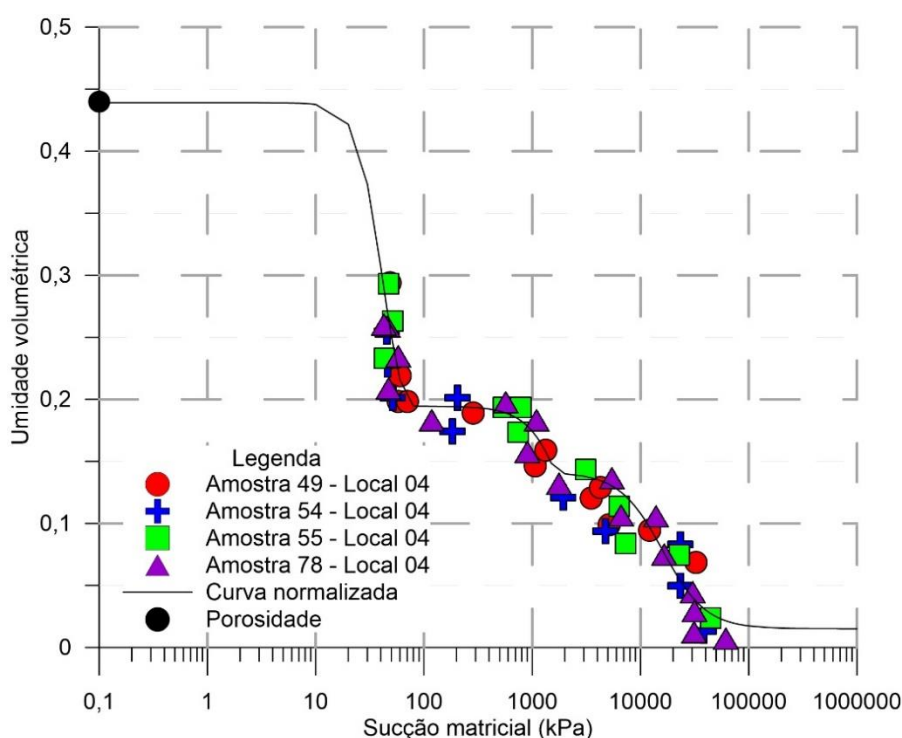


Figura 43 Ajuste da curva de retenção para os locais de coleta 04 representativos do solo residual

6.2.4.7 Cisalhamento direto

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados nos sete blocos de amostras indeformados descritos no item 6.2.4.1, sendo esses representativos da Serra do Azeite e da Serra Pelada, e ensaiados conforme orientação da norma britânica BS 1377 - parte 7 (1990) da *British Standard Institution*. Para tal, utilizou-se um equipamento de cisalhamento direto do tipo deformação controlada da marca *Pavitest*.

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 ruptura 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, foi possível obter-se a variação da tensão cisalhante e da

altura do corpo de prova com o aumento dos deslocamentos horizontais, permitindo também avaliar o comportamento tensão-deformação do solo (Das, 2014).

Os resultados permitiram 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).

Para a obtenção dos parâmetros de resistência residual do solo, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de acordo com o método de interface lisa descrita em Kanji (1974). Esta técnica consiste em preencher a metade inferior da caixa de cisalhamento com um prisma de metal polido, fazendo com que a superfície de cisalhamento coincida com a interface solo-rocha e que a amostra deslize sobre esta superfície.

Após serem esculpidos, os corpos de prova foram inundados e adensados durante um período de no mínimo de 24 horas sob a tensão normal de ensaio (50, 100 ou 200 kPa), buscando-se assim a completa dissipação do excesso de poropressão sob o carregamento. A velocidade de cisalhamento foi igual a 0,15 mm/min para todos os ensaios, definida a partir dos parâmetros de adensamento das amostras obtidas nos primeiros ensaios realizados através do método proposto por Gibson & Henkel (1954 *apud* HEAD, 2011). Assim, garantiu-se a não geração de excesso de poropressão na fase de cisalhamento do ensaio, obtendo-se parâmetros de resistência em termos de tensão efetiva.

Os dados brutos obtidos na campanha de ensaios de cisalhamento direto nas sete amostras indeformadas das áreas em estudo foram processados e interpretados e são apresentados no Apêndice 7. As curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da amostra do km P 508+700 PS, bem como a curva de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e as envoltórias de resistência de pico e residual obtidas pelo critério de Mohr-Coulomb para o mesmo local são apresentadas nas Figuras 44 a 46, respectivamente. No Apêndice 7 são apresentadas as curvas referentes às outras seis amostras ensaiadas.

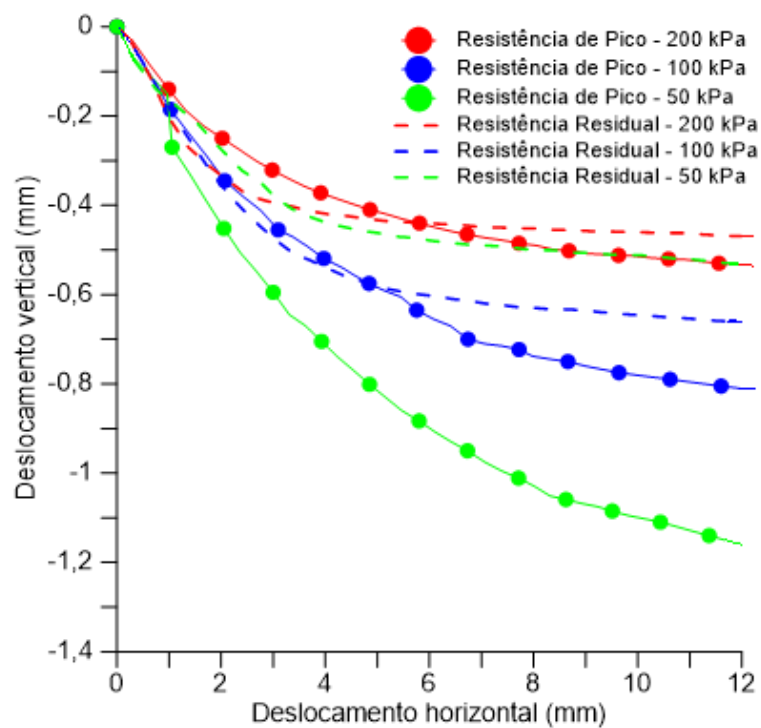


Figura 44 - Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal da amostra CD 01

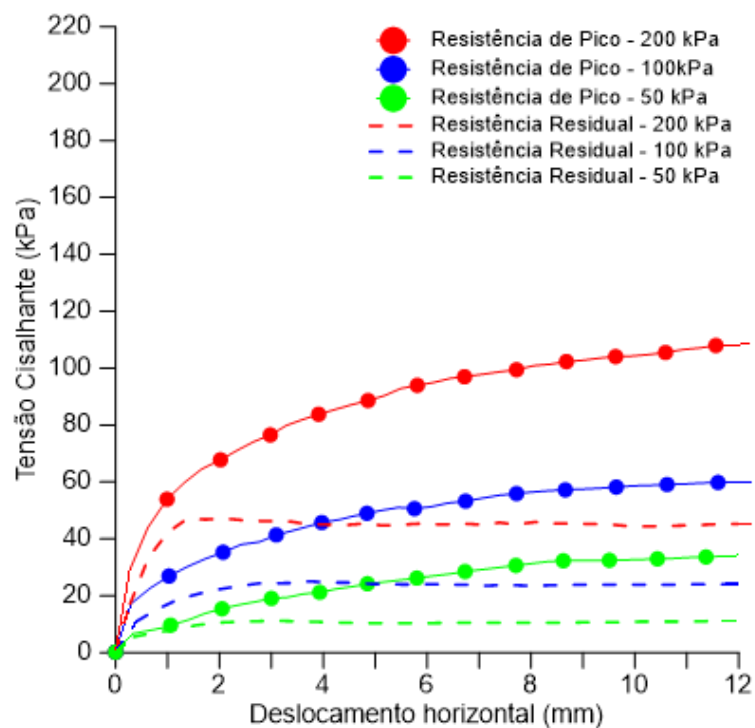


Figura 45 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal da amostra CD 01

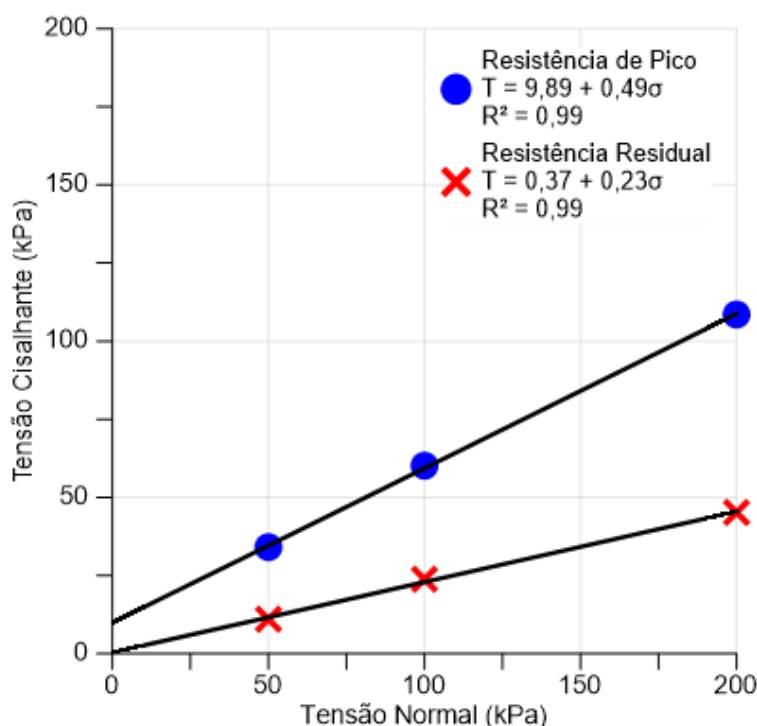


Figura 46 - Envolvórias de resistência de pico e residual da amostra do CD 01

Tanto as curvas que representam a resistência de pico como as de resistência residual apresentaram comportamento semelhante entre si. Os materiais ensaiados mostraram-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 CD 01 e CD 02 do km P 552+000 PN, para os quais as curvas tensão cisalhante *versus* deformação evidenciaram a presença de pico entre 4 e 6 mm de deformação. As curvas de resistência residual dos corpos de prova do km 518+500 PN referentes às tensões normais de 200, 100 e 50 kPa também apresentaram comportamento de pico entre 1 e 4 mm de deslocamento horizontal, devido à adesão entre o solo e a interface lisa nesta fase do ensaio. Presume-se que este fenômeno tenha sido proveniente da expressiva parcela de finos encontrada nesta amostra (Britto, 2018). Nesses casos, por se tratar da resistência residual, adotaram-se como tensões cisalhantes máximas, aquelas tensões referentes ao máximo deslocamento horizontal obtido.

6.3 Análise de resultados

A interpretação das sondagens indica que o talude possui estratigrafia formada por uma camada superficial de colúvio, composto por argila siltosa de baixa resistência, com espessura variando de 4,0 m (SM-02 e SM-03) a 8,5 m (SM-01), estando esse último localizado no 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, de resistência superior à camada anterior, e 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 a 8 m.

Subjacente ao solo residual saprolítico encontrou-se uma camada de alteração de rocha (saprólito), 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 interpretação das sondagens permitiu a representação da seção principal do talude conforma a Figura 47.

ELEVACÃO (m)

DISTÂNCIA (m)

SM-01

SM-02

SM-03

LS= 29,41 m

LS= 10,33 m

LS= 16,32 m

Solo coluvionar

Solo residual

Alteração de rocha

Rocha sã

Fonte: Trevizolli *et al.*, 2017

O padrão 1 é caracterizado pela presença de estratos com valores baixos de resistividade elétrica (abaixo de 200 Ωm) e representado pela tonalidade azul, podendo indicar a presença de material sedimentar e/ou alterado com maior teor de umidade.

O 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.

O 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 associado à presença de material compactado e/ou rochoso e/ou sedimento com baixo teor de umidade.

Um ponto importante observado, avaliando os estratos geoeletricos e a topografia da área de estudo, é que o padrão de anomalia 1 pode estar associado a uma possível zona de rastejo/movimentação (Fugro, 2016). Buscando uma avaliação mais detalhada e a longo prazo dessa possível movimentação, um inclinômetro foi instalado na base dessa encosta.

Com base em uma análise integrada dos resultados da geofísica e das sondagens mistas, pode-se observar 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 siltosa de cor marrom avermelhada. Sobreposta a essa camada tem-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 caulínização, 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 classificado como rocha sã.

Com relação ao nível de água, durante as visitas de campo, foi possível observar que o mesmo se encontrava próximo da superfície na sua inferior (pé) do talude, onde o mesmo não se apresenta tão íngreme. Conforme a declividade aumenta, o nível de água aprofunda-se, sendo encontrado entre 4,95 e 6,38 m nos pontos de sondagens.

Com base nas seções geradas (Apêndice 3), foram elaborados mapas de resistividades ao longo da profundidade, conforme apresentado no Apêndice 4. Ainda de modo a ampliar o entendimento dos resultados obtidos com os ensaios geofísicos, as 12 seções geradas foram

agrupadas e plotadas em um único bloco, cuja interpretação pode ser observada Figura 48. Verifica-se um comportamento predominante de baixas resistividades na região próxima ao pé do talude, assim como um aumento brusco dos valores medidos no topo do mesmo. Tal característica pode estar associada à presença de água nas áreas de menor cota, pois quando o solo se encontra saturado sua condutividade elétrica aumenta e consequentemente a resistividade diminui. Os resultados obtidos ao longo das sondagens diretas atestam a presença do lençol freático mais superficial nos pontos de menores cotas da encosta.

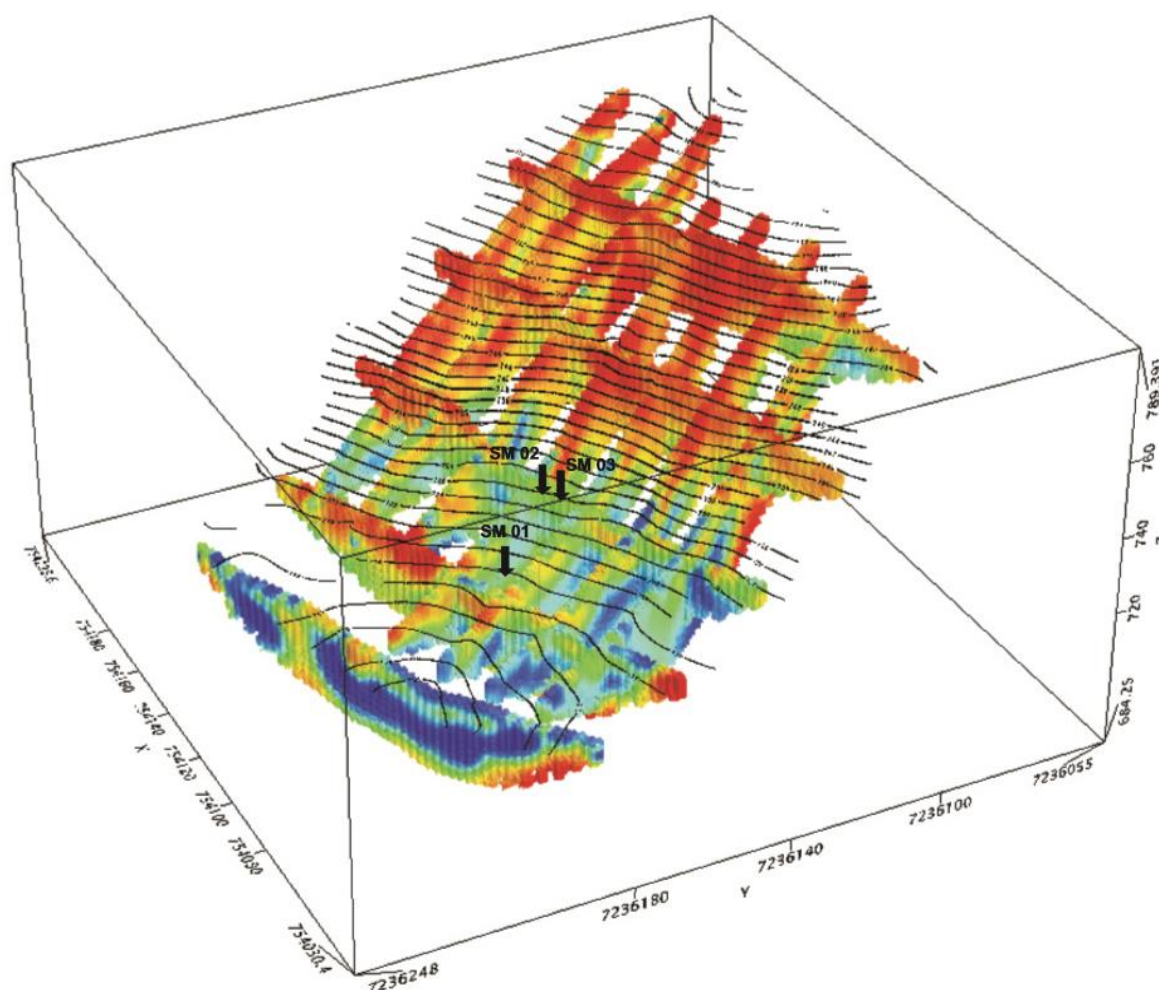


Figura 48 - Bloco 3D gerado pelas 12 seções de caminhamento elétrico

Fonte: FUGRO, 2016

As informações obtidas com os ensaios de laboratório (caracterização física e mecânica do solo) fundamentaram o desenvolvimento da etapa que será descrita no item 10 do presente relatório (Análises probabilísticas de estabilidade das encostas e de consequências para mensuração econômica de riscos).

Cabe destacar que a análise dos pontos experimentais das curvas de retenção de umidade indicou que o solo coluvionar (Figura 40 e Figura 41) possui formato bimodal, o que sugere a existência de macro e micro poros em uma distribuição de vazios em dois tamanhos distintos. Tal comportamento foi por exemplo encontrado experimentalmente no solo coluvionar da região de Campinas, sob formação de migmatitos básicos, compostos por argila silto-arenosa estudado na dissertação de Bonder (2008). O comportamento bimodal da curva de retenção de água também foi encontrado no solo residual de granito-gnaiss na região da cidade de Curitiba, nomeado como solo vermelho, na tese de Boszczowski (2008).

A curva do solo residual (Figuras 42 e 43) caracteriza-se por um formato tri-modal, indicando a presença de três dimensões distintas de poros na massa deste solo. Tal comportamento foi encontrado nos testes experimentais realizados por Ferreira (2017) em um talude rodoviário composto por solo residual de granito-migmatito em um trecho da Serra do Mar da BR-376/PR. Estes estudos corroboram o indicativo de que solos de regiões de clima tropical e subtropical apresentam diferentes composições estruturais e, conseqüentemente, diferentes dimensões de poros que refletem na capacidade de retenção de água do solo e na parcela de sucção requerida para extrair esta água do material (pressão de entrada de ar).

Assim como a capacidade de retenção de água, são de particular interesse em análises de estabilidade de encostas os parâmetros de resistências ao cisalhamento. A Tabela 20 resume os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, os quais posteriormente foram utilizados para fundamentar a elaboração dos mapas temáticos de fatores de segurança (item 8).

Tabela 20 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos

Amostra	Local	Tipo de solo	Resistência de pico		Resistência residual	
			Φ' (°)	c' (kPa)	Φ'_r (°)	c' _r (kPa)
CD 01	km 508+700 PS	Coluvionar	26,3	9,9	12,7	0,4
CD 02	km 511+400 PS	Coluvionar	39,1	43,6	-	-
CD 03	km 516+500 PS	Coluvionar	26,1	24,5	20,4	0,9
CD 04	km 518+500 PN	Coluvionar	18,1	21,4	*	*
CD 05	km P552+000 P N	Coluvionar	27,5	14,1	18,8	4,7
CD 06	km P552+000 PN	Coluvionar	30,0	16,8	*	*
CD 07	km P552+000 P N	Residual	30,2	10,4	21,8	5,1

* Resultados de ensaios desconsiderados das análises

Observa-se que, considerando os resultados dos ensaios de todas as amostras da Serra do Azeite, independentemente de sua origem (residual ou coluvionar), os parâmetros de resistência de pico encontram-se nos intervalos de 18,1° a 39,1° para o ângulo de atrito e de 9,9 kPa a 43,6 kPa para o intercepto coesivo. Os parâmetros de resistência residual na mesma serra encontram-se nos intervalos de 4,6° a 20,4° para o ângulo de atrito e 0,4 kPa a 0,9 kPa para o intercepto coesivo.

De maneira análoga, para as três amostras de solo da Serra Pelada, os parâmetros de resistência de pico encontram-se nos intervalos de 27,5° a 30,2° para o ângulo de atrito e 10,4 kPa a 16,8 kPa para o intercepto coesivo. Os parâmetros de resistência residual encontram-se nos intervalos de 17,8° a 21,8° para o ângulo de atrito e 4,7 kPa a 5,1 kPa para o intercepto coesivo.

7 CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE MONITORAMENTO

7.1 Contextualização

Define-se como sistema de monitoramento um conjunto de ferramentas concebidas e implantadas para acompanhar a segurança de obras geotécnicas. Destacam-se os sistemas baseados em instrumentação, capazes de apoiar a detecção e entendimento de mudanças no comportamento do terreno. Assim, buscou-se monitorar fatores relevantes que pudessem deflagrar movimentos de massa, resultantes da atuação de diversos processos (ambientais, geológico-geotécnicos, intervenções antrópicas) e suas correlações. A experiência adquirida em pesquisas de RDT anteriores, desenvolvidas na BR 376/PR e BR 101/SC - Morro do Boi/SC (ALS, 2015), em conjunto com outros estudos relacionados ao tema (e.g. Marr, 2013, Yi et al., 2011, Bassett, 2012, Dunnicliff, 1993 e 2012), subsidiaram o desenvolvimento desta etapa.

A concepção e implantação dos instrumentos baseou-se inicialmente na identificação dos locais a serem monitorados, utilizando como critérios a ocorrência de movimentos de massa pretéritos, características geográficas (altitude, altura e extensão das encostas) e ainda a viabilidade de acesso para realização de investigações geotécnicas e instalação da instrumentação.

Na sequência, buscou-se definir os parâmetros relevantes para o monitoramento, bem como os equipamentos que deveriam realizar as medições desejadas. À luz da importância dos parâmetros de poropressão e deslocamentos verificados em maciço de solos, decidiu-se efetuar o monitoramento de poropressões positivas, poropressões negativas, deslocamentos horizontais da massa de solo e do regime de precipitação. Para tal, elencou-se o seguinte conjunto de sensores:

- 2 piezômetros (leituras de poropressões positivas);
- 2 tensiômetros (leituras de poropressões negativas);
- 1 inclinômetro (leitura de deslocamentos);
- 3 pluviógrafos (leituras de precipitação).

Esses equipamentos foram então distribuídos em 3 locais de monitoramento, selecionados de acordo com os critérios anteriormente citados. Tais áreas/locais, ilustrados na Figura 49, foram distribuídas da seguinte maneira:

- Estação de monitoramento 1: localizada no km P 508+700 PS (Serra do Azeite), compreendendo um pluviôgrafo com *datalogger* e sistema de transmissão automatizada de dados;
- Estação de monitoramento 2: localizada no km P 513+630 PS (Serra do Azeite), compreendendo um pluviôgrafo com *datalogger* e sistema de transmissão automatizada de dados;
- Estação de monitoramento 3: localizada no km P 552+000 PN (Serra Pelada), compreendendo um pluviôgrafo, dois piezômetros, dois tensiômetros, um *datalogger* e sistema de transmissão de dados automatizado.



Figura 49 – Localização das Estações de monitoramento

Fonte: Google Earth Pro, 2018

Cabe salientar, contudo, que um dia após a instalação dos equipamentos no talude do km P 552 PN, todos os sensores (isto é, tensiômetros, pluviôgrafo, datalogger, antena, modem, painel solar, bateria) foram furtados. Tal vandalismo ocorreu antes mesmo de ser possível realizar armazenamento dos dados registrados nesse período. Ilustra-se na Figura 50 a situação encontrada em campo após o ocorrido.



Figura 50 – Situação em campo após ocorrência de atos de vandalismo: (a) haste onde o pluviôgrafo estava fixado e (b) casa de leituras após o furto

Ainda como consequência dessas ações de vandalismo, identificou-se uma obstrução do inclinômetro, impedindo assim a leitura das deformações verticais por meio da inserção do torpedo no furo. Pouco mais de um mês após esses eventos, os equipamentos que estavam instalados no km P 508+700 PS também foram furtados. O evento compreendeu todos os equipamentos no instalados no ponto: pluviôgrafo, datalogger, antena para transmissão dos dados, modem, painel solar e bateria. A Figura 51 ilustra as condições de instalação dos aparelhos antes e após tal ocorrência.

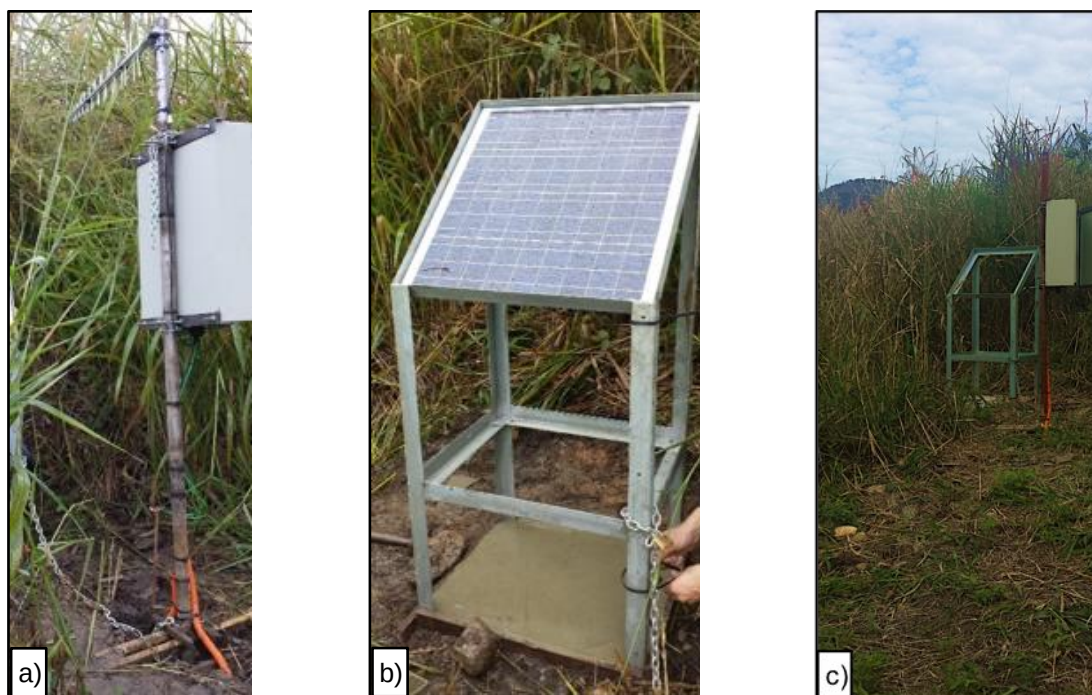


Figura 51 - Condição de exposição dos equipamentos anteriormente (a e b) e posteriormente (c) à ocorrência dos furtos:

Tendo como base os acontecimentos registrados, optou-se pela retirada dos equipamentos que estavam instalados no km P 513+630, evitando assim novos prejuízos ao conjunto de instrumentos instalados. Com intuito de aumentar a segurança de operação desses equipamentos, novas propostas foram levantadas pela equipe de pesquisadores visando encontrar uma solução viável e mais segura para a acomodação dos instrumentos.

Durante o período compreendido entre julho de 2016 e janeiro de 2017, as estações de monitoramento dos km P 508+700 PS, P 513+630 PS e P 552+000 PN foram reinstaladas. Buscando aumentar as condições de segurança de operação dos pluviógrafos, optou-se por instalá-los em postes de perfil cônico com altura de 12 metros, dificultando o acesso de pessoas não autorizadas aos instrumentos. Para os demais instrumentos, a solução adotada foi enterrar a fiação. De maneira semelhante ao adotado anteriormente aos eventos de vandalismo, propôs-se o seguinte escopo de monitoramento:

- Estação de monitoramento 1: localizada no km P 508+700 PS (Serra do Azeite), composta por um poste e um pluviógrafo cujos dados são registrados e

transmitidos automaticamente, sendo o sistema alimentado por um painel solar específico;

- Estação de monitoramento 2: localizada no km P 513+868 PS (Serra do Azeite), composta por um poste e um pluviógrafo cujos dados são registrados e transmitidos automaticamente, sendo o sistema alimentado por um painel solar específico;
- Estação de monitoramento 3: localizada no km P 552+000 PN (Serra Pelada), composta por um poste, um pluviógrafo e três piezômetros cujos dados são registrados e transmitidos automaticamente, sendo o sistema alimentado por um painel solar específico.

Ressalta-se que os pluviógrafos instalados encontram-se em bacias hidrográficas distintas, conforme ilustrado na Figura 52. Tal distribuição contribui para uma melhor caracterização do regime pluviométrico na região. A Tabela 21 apresenta um resumo com as características de todos os instrumentos instalados. Uma descrição detalhada sobre a instalação desses equipamentos será apresentada nos itens subsequentes.

Tabela 21 – Resumo com as características dos instrumentos reinstalados ao longo dos trechos da Serra do Azeite e Serra Pelada

Equipamento	km P 508+700 PS		km P 513+868 PS		km P 552+000 PN	
	Modelo	Marca	Modelo	Marca	Modelo	Marca
Datalogger	CR200X	Campbell Scientific	CR200X	Campbell Scientific	DL-200	RFID Control
Modem	SC800	Pluvitech	SC800	Pluvitech	IDP-680	SkyWave
Controlador de carga	TC	Unitron	TC	Unitron	10A	Solar
Bateria	-	Campbell Scientific	DF 300	Freedom	12MVA-7	Moura
Painel Solar	Kyocera		YGE 55	Yingli	KS 20T	Kyocera
Antena	CA-4200	Aquário	CA-4200	Aquário	-	-
Pluviógrafo	TB4	Campbell Scientific	PluviDB	DualBase	PL-302	RFID Control
Piezômetro	-	-	-	-	4500	Geokon
Supressor de surto	-	-	-	-	SP-050	RFID Control
Protetor de surto	-	-	-	-	SP-300	RFID Control
Conversor de corda vibrante	-	-	-	-	VW-485	RFID Control

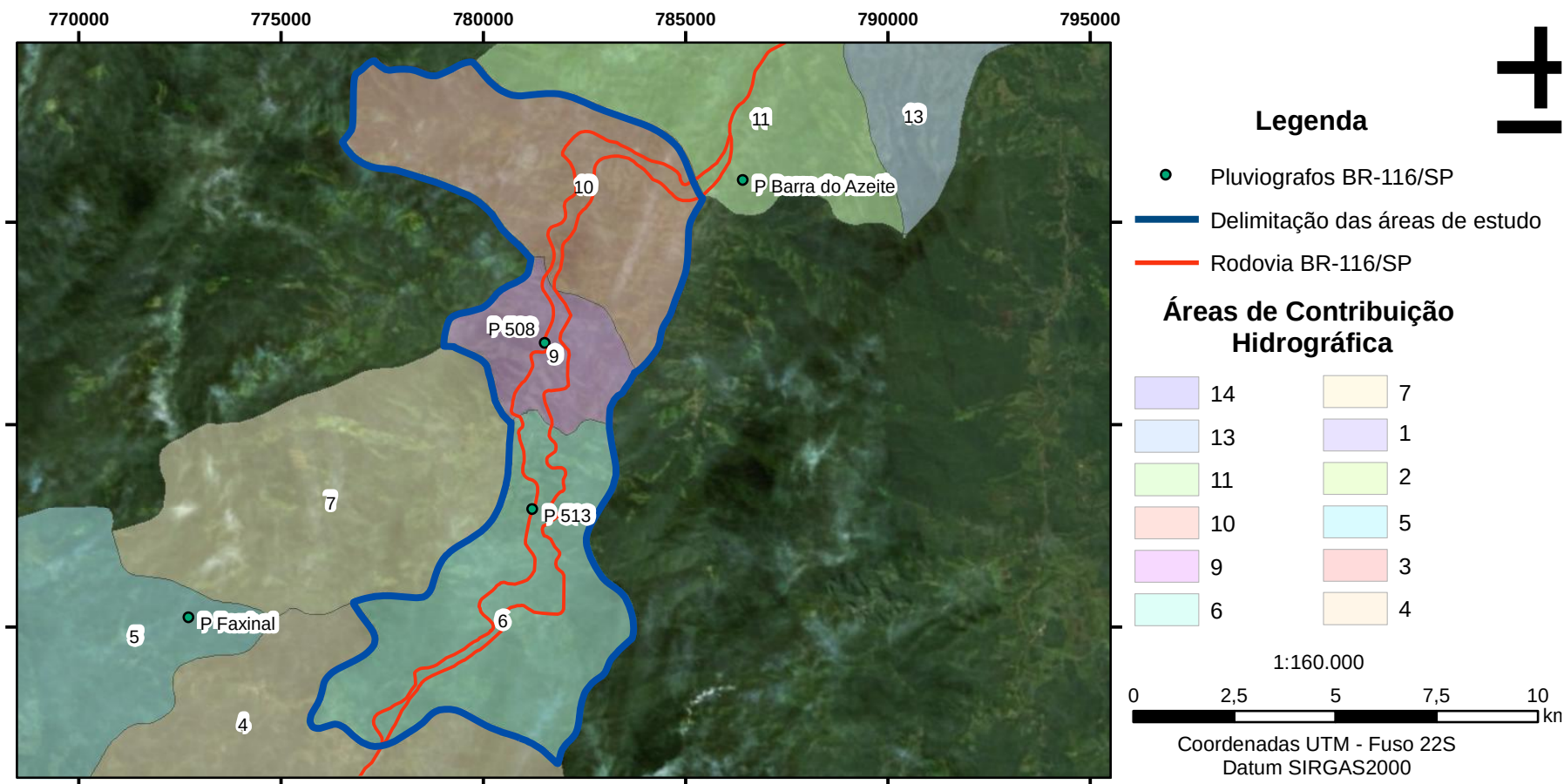


Figura 52 - Localização dos pluviômetros reinstalados em relação às bacias hidrográficas na Serra do Azeite

7.2 Resultados

7.2.1 P 552+000

Conforme descrito anteriormente, após o furto, apenas dois piezômetros (PZE-01 e PZE-02) foram preservados. Tal fato pode ser associado ao seu local de instalação, em profundidade e, conseqüentemente, sem acesso direto. Tais sensores foram instalados durante o período entre janeiro de 2016 e julho de 2016. Seu procedimento de instalação iniciou-se com a saturação das pedras porosas, procedimento esse que envolveu colocá-las num recipiente com água e levá-las à fervura, evitando assim a entrada de ar no sistema do instrumento (Figura 53). Na sequência, as pedras porosas foram armazenadas em um recipiente com água (Figura 54) para evitar a perda de saturação.



Figura 53 - Saturação da pedra porosa

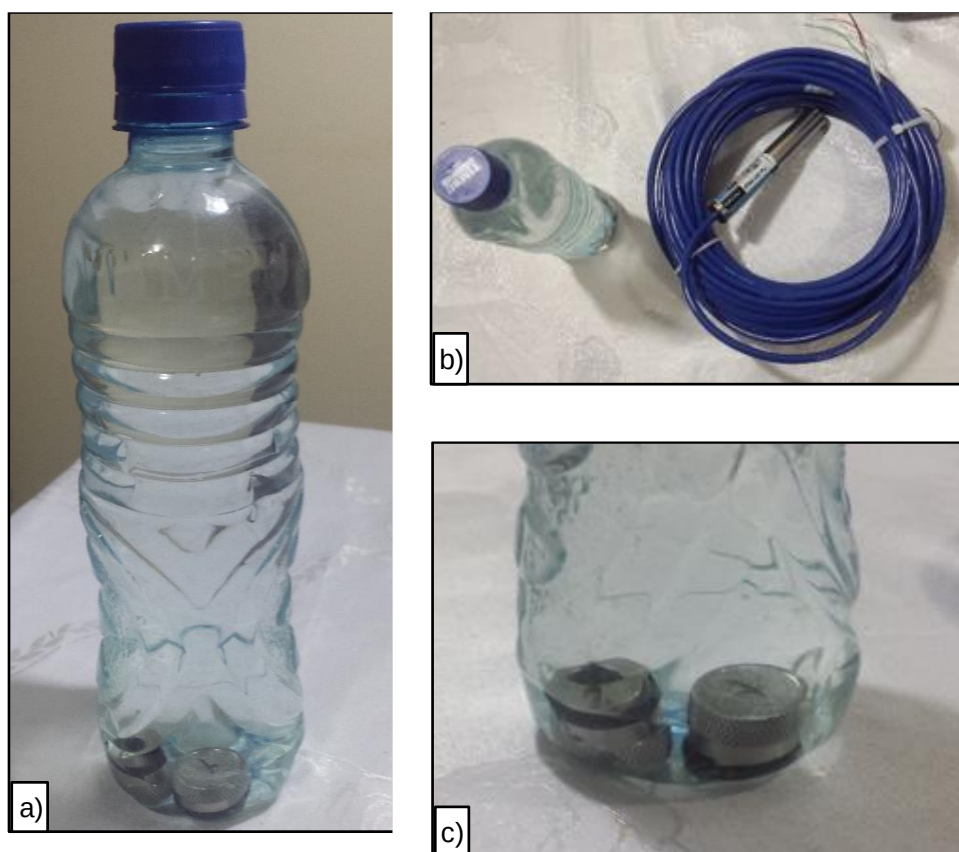


Figura 54 - Armazenamento da pedra porosa: (a) garrafa pet utilizada para transportar as pedras porosas sem perda de saturação, (b) piezômetro ao lado da garrafa pet com as pedras porosas e (c) detalhe das pedras porosas dentro da garrafa

As pedras porosas permaneceram armazenadas em água enquanto os furos de sondagem (SM-02 e SM-03) foram realizados (detalhes da execução dessas sondagens foram apresentados no item 6.2). Quando cada furo de sondagem atingiu a profundidade definida para instalação dos piezômetros, colocou-se o piezômetro em um balde com água e transferiu-se a pedra porosa para este recipiente. Com o instrumento e a pedra submersos, inseriu-se a pedra na ponteira do equipamento (Figura 55a e b). Na sequência, fez-se a primeira leitura do piezômetro (Figura 55c) com ele ainda fora do furo de sondagem, e verificou-se se o equipamento estava funcionando e se encontrava de acordo com a calibração do fabricante.



Figura 55 - Instalação da pedra porosa na ponteira do piezômetro (a) pedra porosa sendo colocada na ponteira do piezômetro (b) pedra porosa já na ponteira do piezômetro (c) leitura manual do piezômetro

Enquanto o piezômetro era preparado para instalação, o furo foi preenchido com areia grossa lavada até sua profundidade de instalação e, após sua inserção no mesmo, este era completado com areia, totalizando uma camada de aproximadamente 1 m (Figura 56a). Sobre a areia colocou-se uma camada de 50 cm de bentonita granular (Figura 56b) para isolar a camada onde o equipamento faz as leituras de poropressão. Nesse momento, uma nova leitura foi realizada para verificar se o equipamento estava funcionando adequadamente para então retirar-se o revestimento do furo de sondagem. Por fim, preencheu-se o furo com uma calda grossa de bentonita e cimento até a superfície (Figura 56c), finalizando a instalação do instrumento (Figura 56d).

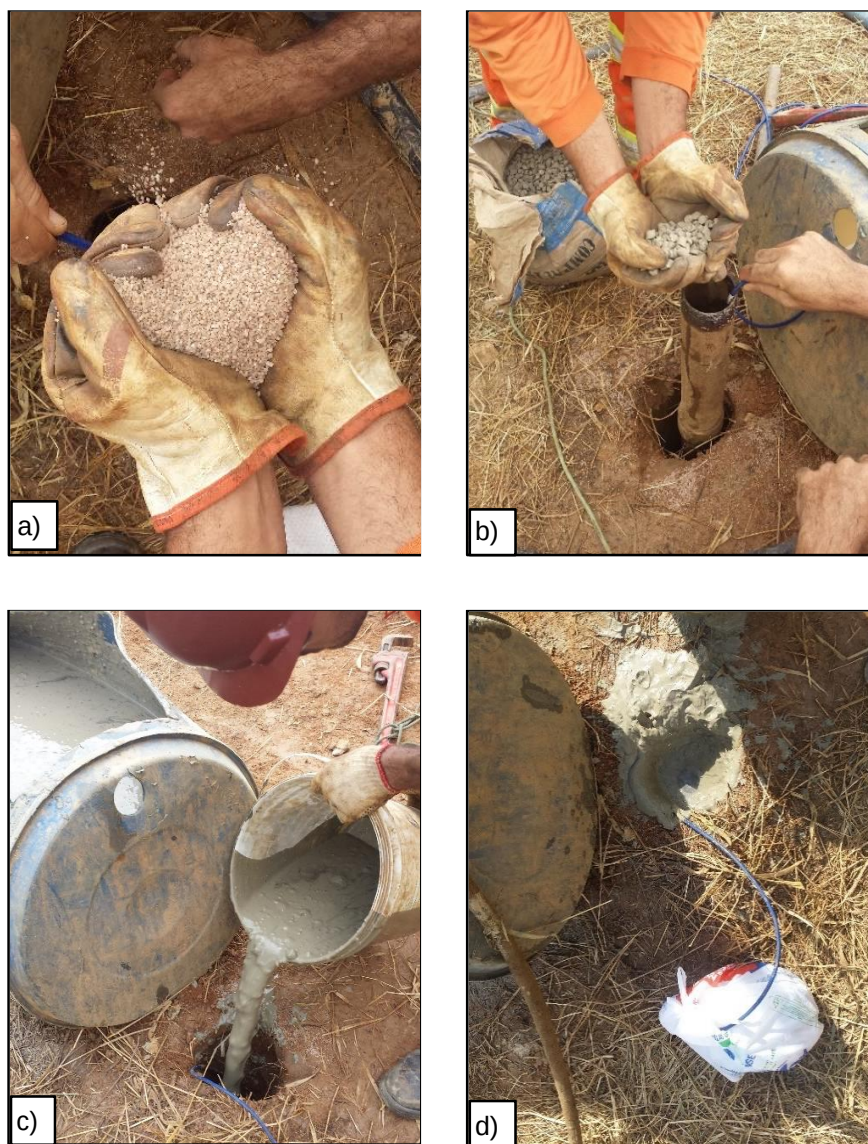


Figura 56 - Instalação do piezômetro: (a) areia grossa sendo colocada no furo após o piezômetro ser transferido do recipiente com água (b) preenchimento com bolas de bentonita (c) furo sendo preenchido com calda grossa de bentonita e cimento (d) piezômetro instalado e cabos protegidos

Na sequência, os sensores foram conectados ao datalogger para armazenamento dos dados e foram interligados ao modem para a transmissão dos dados. Em complemento aos dois instrumentos já instalados anteriormente e em funcionamento, optou-se pela instalação de um terceiro piezômetro (PZE-03) de mesmo modelo para monitorar as variações de poropressão na camada coluvionar deste talude. Os procedimentos realizados para instalação desse sensor

foram semelhantes aos adotados nos outros dois sensores. A Tabela 22 apresenta um resumo com as informações sobre a instalação dos piezômetros.

Tabela 22 – Informações sobre a instalação dos piezômetros

Instrumento	Data de instalação	Profundidade de instalação (m)
PZE-01	10/05/16	16,30
PZE-02	04/05/16	10,25
PZE-03	22/06/17	3,00

Cabe destacar ainda a instalação de uma caixa em concreto subterrânea (Figura 57), permitindo a conexão dos cabos dos piezômetros no *datalogger* em um local não aparente de modo a evitar novas ocorrências de vandalismo. A passagem dos cabos da instrumentação necessitou ser planejada de modo que chegasse até o poste, para a transmissão dos dados remotamente, por meio da escavação de uma valeta com extensão de aproximadamente 100 metros (Figuras 58 e 59).

Destaca-se que os cabos referentes aos três piezômetros foram conduzidos até o poste e conectados no gabinete. Neste, era realizada a transmissão remota tanto da leitura dos piezômetros quanto do pluviógrafo posicionado no topo do poste.

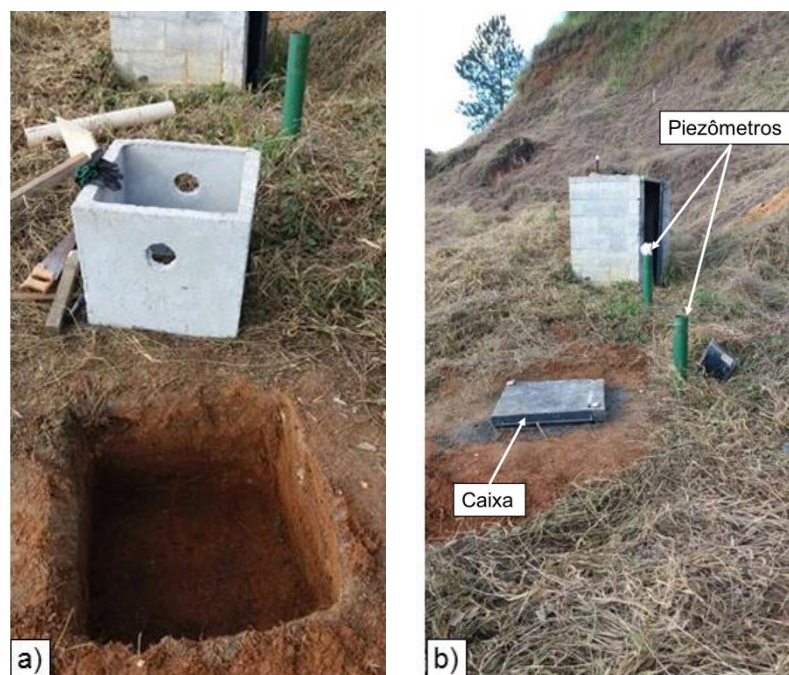


Figura 57 - Caixa de concreto acoplada ao solo para passagem de cabeamento (a) Escavação para locação de caixa subterrânea (b) Posicionamento da caixa em relação aos piezômetros



Figura 58 - Abertura de valeta para passagem de cabeamento até o poste

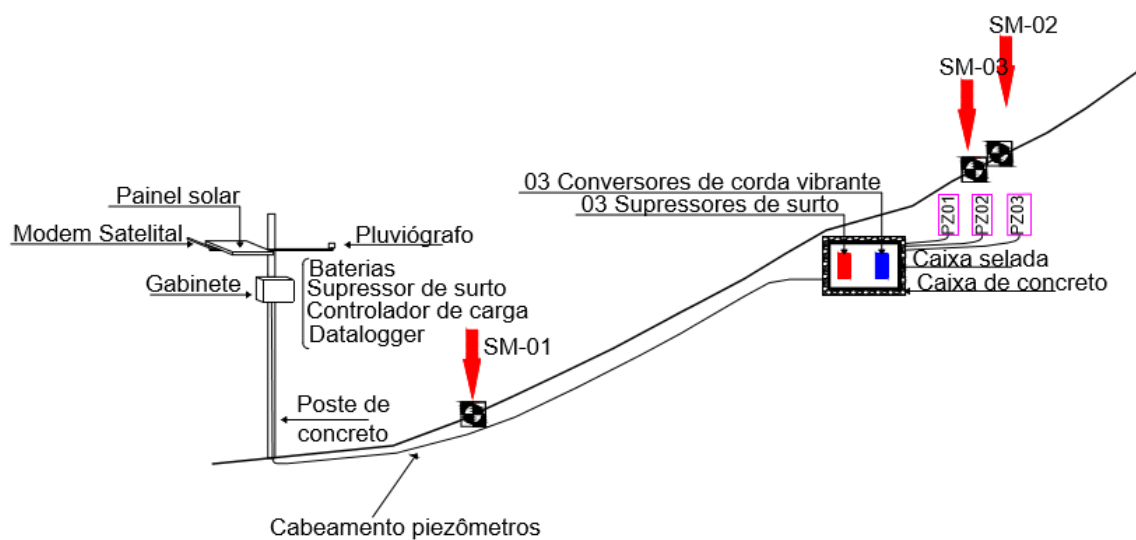


Figura 59 – Esquema da passagem do cabeamento e postes com equipamentos

7.2.2 P 508+700 e P 513+868

Nos pontos do km P508+700 PS e km P513+868 PS, os pluviógrafos foram reinstalados em postes de 12 metros de altura e fundação de 1,5 metros de profundidade. Após a escavação, os equipamentos foram fixados no poste e o mesmo foi içado para a posição vertical. Para tal, fez-se necessária a confecção de suportes de fixação específicos para a caixa acoplada com o controlador de carga, modem, bateria e datalogger, além de uma haste horizontal adicional para a acomodação do painel solar, pluviógrafo e da antena de transmissão. Nas Figuras 60 e 61 é possível observar os procedimentos descritos para a instalação no km P508+700 PS e km P513+868 PS, respectivamente. A Figura 62 retrata a disposição final do pluviógrafo no poste cônico instalado no km P508+700 PS.

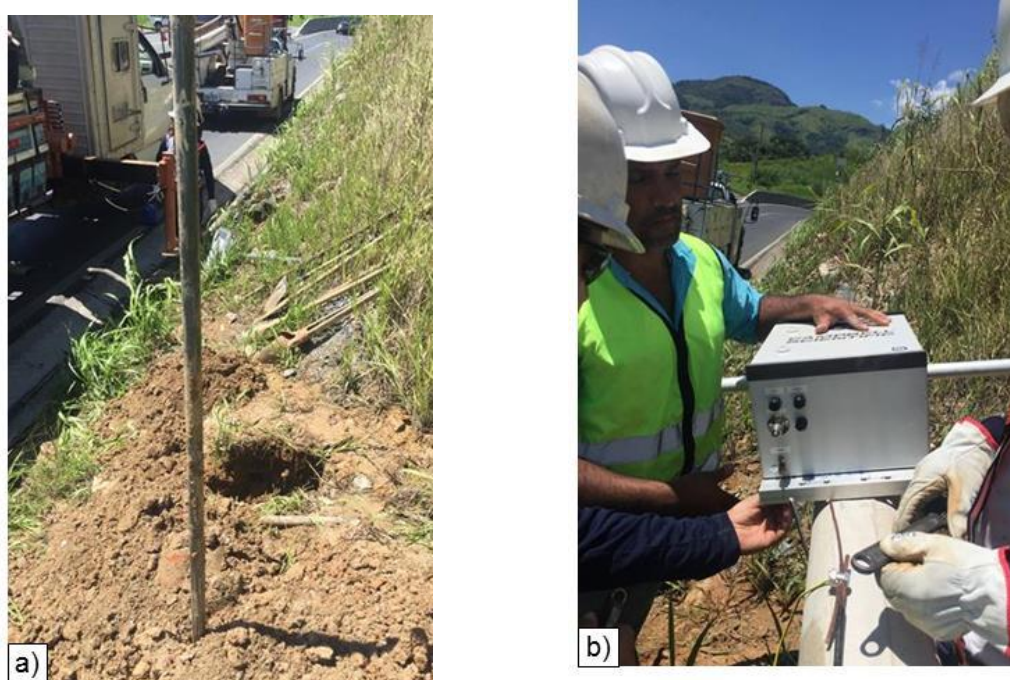


Figura 60 - Procedimentos de instalação no km P 508+700 PS: (a) Perfuração para fundação do poste (b) Fixação do gabinete no poste

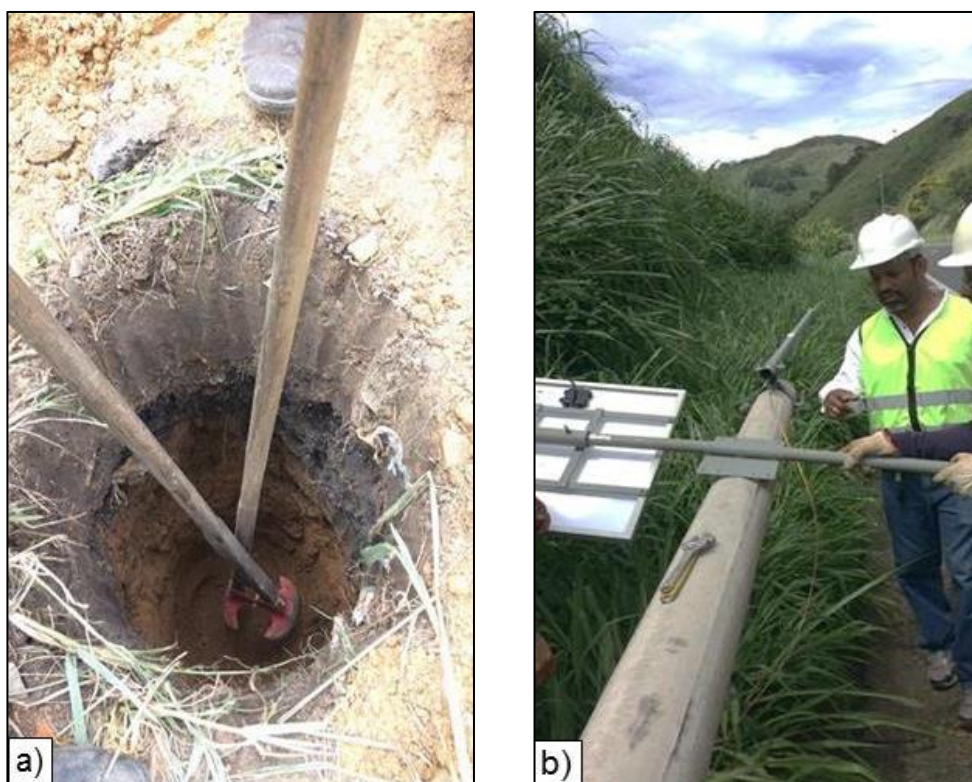


Figura 61 - Procedimento de instalação km P 513+868 PS: (a) Perfuração para fundação do poste (b) Fixação do suporte para painel solar no poste



Figura 62 - Poste com pluviógrafo instalado no km P 508+700 PS

7.3 Análise de resultados

Em linhas gerais, a instalação de pluviógrafos dentro das áreas de estudo permitiu um refinamento das análises pluviométricas, podendo-se avaliar sua concepção como satisfatória.

Cabe ressaltar que a série histórica dos instrumentos instalados ao longo desta pesquisa se refere a um período limitado de aquisição de dados. Quando se trata de séries pluviométricas, as mesmas idealmente deveriam envolver vários anos e décadas de monitoramento. Assim, para se permitir a compreensão temporal da dinâmica ambiental dos locais de interesse, buscou-se analisar a correlação dos pluviógrafos instalados no projeto com dados públicos de instrumentos próximos às regiões em estudo (itens 5.2 e 9.3).

É importante notar também que todo sistema de monitoramento requer, em maior ou menor grau, atenção e manutenção. Durante o período de operação dos equipamentos, houve manutenções cuja realização foi necessária para que os mesmos mantivessem um perfeito estado de funcionamento, recepção e transmissão de dados.

No segundo semestre de 2017, houve a necessidade da realização de manutenções corretivas nos equipamentos instalados no km P 552. Durante a execução de obras no sistema de drenagem, ocorreu um rompimento acidental do sistema de cabeamento enterrado dos instrumentos. Como consequência, a estação de monitoramento do km P 552+000 apresentou falhas de monitoramento durante alguns meses até que fosse substituído o cabeamento entre os instrumentos e a caixa de leituras.

As ações se concentraram na substituição do cabeamento rompido, sendo constatada ainda a necessidade de substituição da bateria que alimenta todos os instrumentos. Nesta oportunidade, fez-se também a substituição do datalogger da estação, pois seu consumo estava acima do valor normal especificado pelo fabricante. Para tal, foi utilizada uma nova versão do equipamento (DL-200 da RFID Control Comunicação) que contempla comunicação Bluetooth, facilitando assim eventuais manutenções futuras. Tal equipamento é responsável pela coleta e armazenamento dos dados da estação remota e compõe-se por 1 porta contadora para conexão do pluviômetro; interface RS-232 para comunicação com o modem satelital; interface RS-485 para comunicação com os conversores PZ-100 e 1 entrada analógica para leitura do nível de tensão do sistema.

As ações acima descritas foram realizadas no dia 22/11/2017 (Figura 63) e, desde então, encontram-se funcionando adequadamente. Nesta oportunidade, fez-se ainda uma limpeza e verificação do pluviômetro e painel solar, além da substituição do controlador de carga da estação. O sistema contava, inicialmente, com 2 baterias modelo 12MVA-7 da Moura, substituídas por 2 baterias modelo UP1270E, da Unipower. O controlador de carga inicialmente adotado foi o modelo RBL-003 da marca Solar, configurado para operar no modo “C” e, durante a intervenção, o mesmo foi substituído por um controlador da MorningStar, modelo SHS-10.



Figura 63- Intervenção na estação pluviométrica km P552 PN: (Antes) (a); Depois (b)

Ações de manutenção corretiva nas estações localizadas na Serra do Azeite (km P 508 e P 513) fizeram-se necessárias devido a problemas de recepção e transmissão de dados dos instrumentos. Tais procedimentos envolveram a substituição dos modems por outros de mesmo modelo (SC-800) e o *download* local dos dados armazenados na memória dos *dataloggers* (modelo CR-200).

Para tal, na estação do km P 508 Pista Sul, em decorrência de outras obras em execução no local, fez-se necessária a interdição total do tráfego na rodovia durante a realização dos procedimentos descritos. Na estação do km P 513 Pista Sul, a interdição parcial (uma faixa de

rolamento) foi suficiente. A Figura 64 ilustra as intervenções realizadas no km P 508 e a Figura 65 ilustra as intervenções realizadas no km P 513 PS.

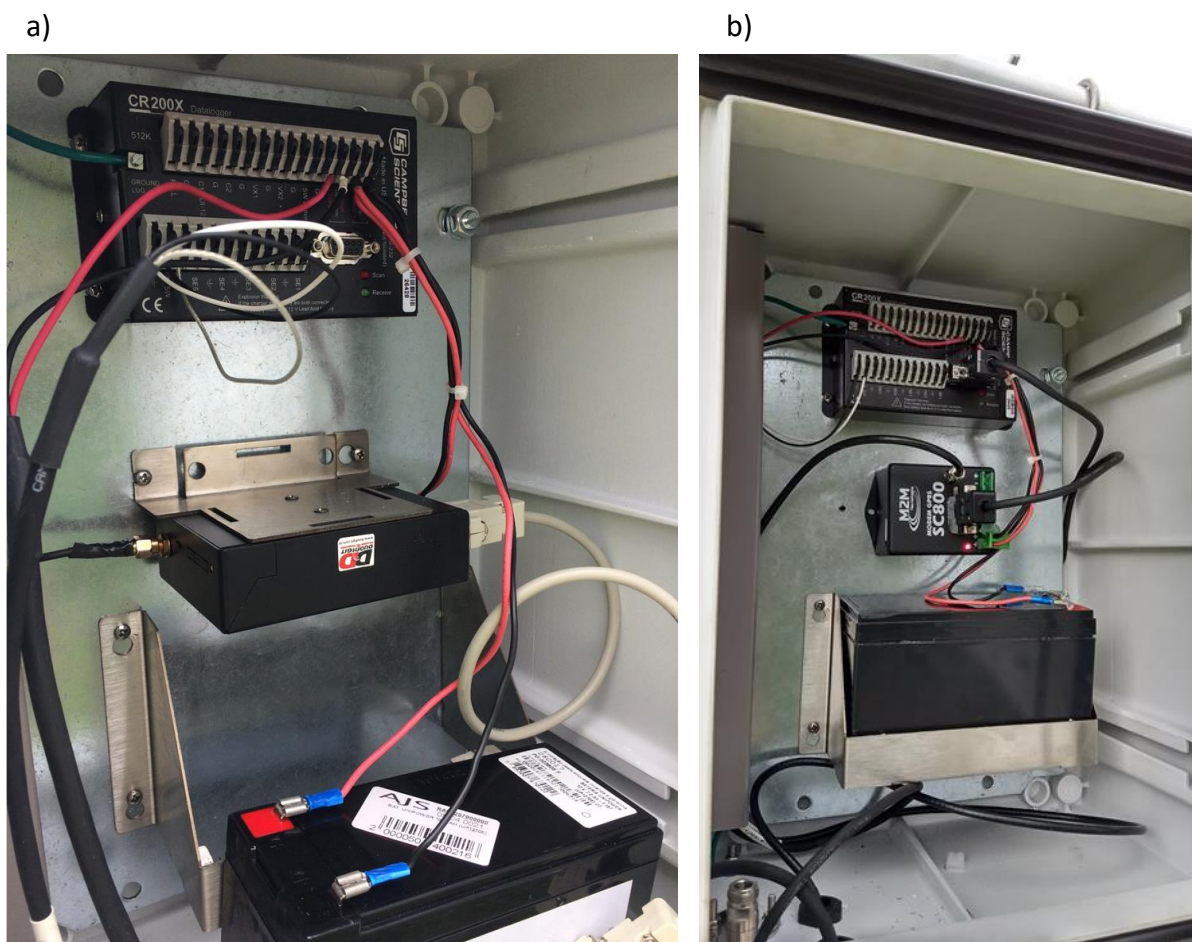


Figura 64 – Manutenção na estação pluviométrica do km P 508 PS: antes (a); depois (b)

a)



b)



Figura 65 - Manutenção na estação pluviométrica do km P 513 PS: antes (a); depois (b)

8 CRIAÇÃO DE UM MODELO DIGITAL DO TERRENO E DE MAPAS TEMÁTICOS

8.1 Contextualização

Os modelos digitais de terreno (MDT) são uma representação quantitativa e contínua do relevo de uma determinada região (Moore *et al.*, 1993). Eles são gerados a partir da interpolação de vetores extraídos de mapas topográficos, como por exemplo: curvas de nível, pontos cotados e hidrografia, banco de vetores extraídos de pares de imagens estereoscópicas de fotografias aéreas ou por imagens de satélite obtidas por sensores ópticos, radar orbital ou *laser scanner* (Hutchinson & Gallant, 2000).

Para a elaboração dos mapas de probabilidade de ruptura dos taludes que são discutidos e apresentados no item 10, foram utilizadas informações topográficas da faixa de domínio correspondente aos trechos das duas áreas de estudo, com resolução de 1 metro, fornecidos pela Autopista Régis Bittencourt. No entanto, para a avaliação preliminar das condições do sítio de estudo, incluindo os dados de hipsometria e declividade, foram utilizados dados provenientes do banco de dados geomorfométricos do Brasil TOPODATA com resolução de 30 metros.

A partir dessas informações de topografia, foi realizado o processamento em um *software* de Sistemas de Informação Geográfica (SIG) para obter um modelo digital de terreno. Na sequência, reprojeteu-se o modelo do sistema de coordenadas geográfico WGS84 para o sistema de projeção UTM SIRGAS 2000, Zona 22 S para então definir os polígonos correspondentes às áreas de interesse. Os mapas temáticos se encontram no Apêndice 8.

8.2 Resultados

8.2.1 Mapas geológicos

De modo a apresentar as informações geológicas com maior detalhe, o mapa disponibilizado pela CPRM (2013) foi subdividido nas áreas correspondentes a cada uma das áreas estudadas. Sobre as subdivisões, foi plotada a rodovia Régis Bittencourt, com os

respectivos quilômetros. Nos parágrafos subsequentes, uma breve descrição das unidades geológicas, das mais antigas para as mais recentes será apresentada.

8.2.1.1 Serra Pelada

O trecho da rodovia que corta a Serra Pelada é composto predominantemente pela formação denominada Granito Alto Turvo, como se observa no Apêndice 8. 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 (Figura 66). 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.



Figura 66 – Exemplo de ocorrência de Granito Alto Turvo no km 550+500 PN: (a) Afloramento de granito cinza e (b) granito ocelar caracterizado por cristais de feldspato elipsoidais

8.2.1.2 Serra do Azeite

A área que compreende a Serra do Azeite é composta por 4 unidades litológicas principais: Gnaiss Bandado Barra do Azeite, Formação Turvo-Cajati, Unidade de Micaxistos e Unidade Paragnáissica, conforme é possível observar no Apêndice 8.

O Gnaiss Bandado Barra do Azeite (PP2ba) ocorre principalmente em dois trechos da rodovia: do km 504 ao 507 e do km 512 ao 514, pista norte. Compreende um espesso corpo de gnaiss anfibolítico, de granulação fina a média e de coloração cinza escuro a esverdeado. Trata-se de uma rocha composta essencialmente por biotita e hornblenda, cuja característica principal é um bandamento bem desenvolvido, de natureza migmatítica, marcado por alternância entre níveis leucocráticos, constituídos essencialmente por quartzo e feldspato, de espessuras centimétricas a decimétricas e níveis melanocráticos compostos por biotita e hornblenda, de espessuras milimétricas a centimétricas e descontínuos. O bandamento gnáissico apresenta-se dobrado segundo um padrão isoclinal, sendo comum a presença de lineações de estiramento mineral nos planos de faliação. Todos os níveis apresentam uma foliação milonítica bem desenvolvida, cortada localmente por uma clivagem de crenulação e por planos de fratura. Comumente, os gnaisses apresentam veios quartzo-feldspáticos brancos ou graníticos róseos concordantes a subconcordantes com a estrutura ou com a foliação, sugerindo processos de anatexia parcial. Indicam condições metamórficas de alta temperatura e de alta pressão. Um exemplo de local com a ocorrência dessa rocha pode ser encontrado na Figura 67.

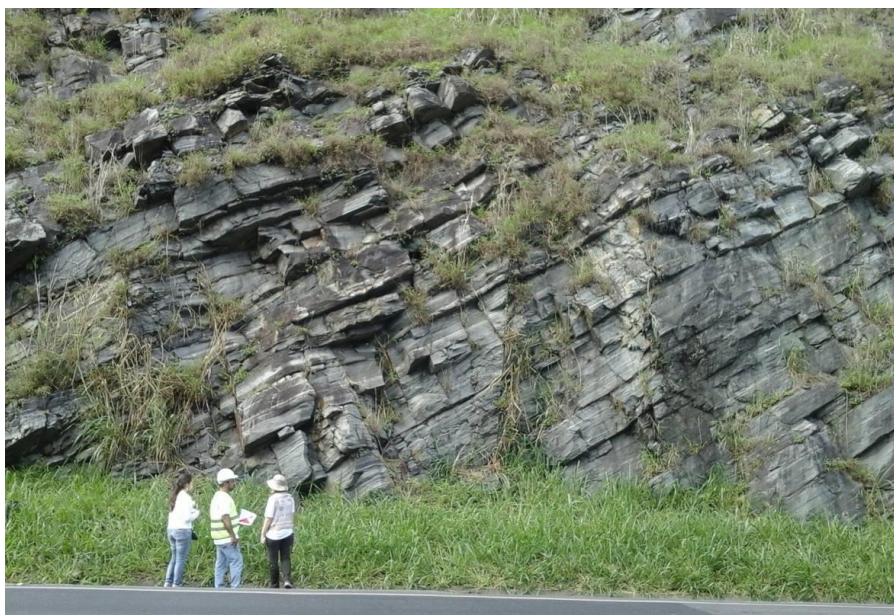


Figura 67 – Exemplo de ocorrência de Gnaiss Bandado Barra do Azeite dado pela alternância de leitos cinza escuros alternados com leitos claros localizado no km P 513+000 OS

A Formação Turvo-Cajati é composta pela Unidade de Micaxisto (NPtcx); Unidade Paragnáissica (NPtcp) e Unidade de Filito (NPtcf). Na área de estudo ocorrem somente as duas primeiras unidades dessa formação. Além dessas duas unidades, ocorre ainda o Granito Alto Jacupiranguinha (NP31aj).

A Unidade de Micaxistos (NPtcx) ocorre principalmente do km 500 ao 504, pista norte. Representa uma tectonofácies de maior grau metamórfico, composta por corpos de micaxisto médio a grosso, prateado ou cinza-escuro, formados por biotita, muscovita, quartzo e clorita. A estrutura principal consiste de uma xistosidade de natureza milonítica e bandamento milimétrico a centimétrico, onde se alternam leitos mais quartzosos e mais micáceos, além de porções restritas ricas em muscovita milimétrica.

São comuns intercalações de camadas métricas de quartzito fino bandado e laminado, camadas ricas em biotita e porções quartzofeldspáticas irregulares. Localmente, ocorrem lentes de xisto feldspático constituído, essencialmente, por plagioclásio, biotita e clorita.

A Unidade Paragnáissica (NPtcp), ocorre principalmente do km 507 ao 512, pista norte. Associados aos gnaisses anfibolíticos bandados, ocorrem corpos expressivos de paragnaisses

cinza, caracterizados pela alternância de camadas de composições, granulometrias e espessuras diferentes, ou então por um bandamento centimétrico (Figura 68). As camadas apresentam-se dobradas, em padrão intrafolial isoclinal. Intercalados aos paragnaisses ocorrem bancos lenticulares de quartzito esbranquiçado, fino, com acamamento sedimentar centimétrico e laminação interna e com espessuras entre 100 e 400 metros.



Figura 68 - Exemplo de ocorrência de Paragnaisse: bandamento do paragnaisse presente no ponto km 511+640 PN

Restritamente ocorrem ainda corpos de rochas metasedimentares de metamorfismo menos intenso e que podem ser classificadas como filito ou ardósia. Tratam-se de rochas caracterizados por uma sucessão de camadas de composição diferentes, a exemplo de metaconglomerados, metacarcósios, quartzitos e micaxistos finos. A estrutura principal consiste do acamamento de origem sedimentar, onde se alternam camadas de composições diferentes, paralelizada por uma xistosidade de natureza milonítica, marcada pela presença de muscovita milimétrica. Nos planos de acamamento observa-se uma lineação de estiramento mineral definida pelo alongamento preferencial de micas. Esta estruturação dá origem um forte deslocamento das rochas.

São mencionados ainda na literatura (Faleiros, 2008; CPRM, 2013), Intercalações de corpos lenticulares concordantes, de mármore e rochas calciossilicáticas, nos gnaisses acima referidos. Nesse caso, predominam mármore dolomítico brancos, de granulometria grosseira e com acamamento de espessura centimétrica a decimétrica, em geral lenticularizado. Podem ocorrer, localmente, pequenos corpos de mármore calcítico rosado, com bandamento e laminação primária preservadas.

Dados geocronológicos obtidos em monazita de amostra de paragnaisse indicam idades próximas ao pico metamórfico (em alto grau) associado à anatexia de 589 ± 12 Ma (idade química U-Th-Pb) e época relacionada à fase final de resfriamento do último evento metamórfico de 555 ± 4 Ma (idades Ar em biotita de paragnaisse milonítico) (FALEIROS *et al.*, 2011). Idades U-Pb em zircões detríticos presentes em quartzito indicam idade máxima de sedimentação no Toniano (1000-850 Ma).

O Granito Alto Jacupiranguinha (NP31aj) ocorre principalmente entre os km 514 e 520, da pista norte. Apresenta uma forma elipsoidal, com eixos maior e menor de aproximadamente 11,5 e 1,5 km, respectivamente, perfazendo uma área superficial de 15,3 km². Seu eixo maior se orienta na direção NE ao longo da Zona de Cisalhamento Serra do Azeite e sua forma em mapa sugere um rejeito rúptil horizontal sinistral da ordem de 2,5 km ao longo da referida zona de cisalhamento.

Trata-se de um granito leucocrático, róseo, equigranular a porfirítico, de granulação grossa a fina, com variações deformacionais de protomilonito a ultramilonito. Os termos mais finos são representados por granito milonítico com foliação e lineação bem desenvolvidas, com lâminas milimétricas descontínuas, ricas em biotita em meio a matriz fina, recrystalizada, constituída por quartzo e feldspato. Os termos porfiroclásticos apresentam cristais centimétricos de feldspato róseo em meio a matriz fina.

Também os termos porfiroclásticos apresentam foliação e lineação bem desenvolvidas. Ao longo da Zona de Cisalhamento Serra do Azeite ocorrem intercalações concordantes métricas a submétricas de granito róseo em gnaisse. Localmente, são observados enclaves anfibolíticos nas rochas graníticas.

8.2.2 Hipsometria

Os Modelos Digitais do Terreno (MDT's) obtidos a partir do processamento dos dados do TOPODATA com resolução de 30 m possibilitaram a visualização dos intervalos hipsométricos de cada uma das áreas de estudo e são apresentados no Apêndice 8.

8.2.3 Mapas de declividade

O processamento para a geração dos mapas de declividade foi realizado por meio do método de janelas móveis 3x3 a partir do *raster* do MDT de resolução de 30 m, de estrutura GRID (Figura 69a). Esta técnica consiste em calcular os parâmetros de uma célula central, apoiado nos valores da elevação das oito células vizinhas, deslocando-se sobre a grade (Figura 69c) onde é executada uma varredura sobre o conjunto total de dados. O espaçamento desta grade é representado na Figura 69b onde pode ser observada a distribuição da grade e a resolução da célula, adotada no modelo final como $\lambda=1$ m e no modelo preliminar como $\lambda=30$ m. A saída de declividade fornecida pelo processamento é dada em graus.

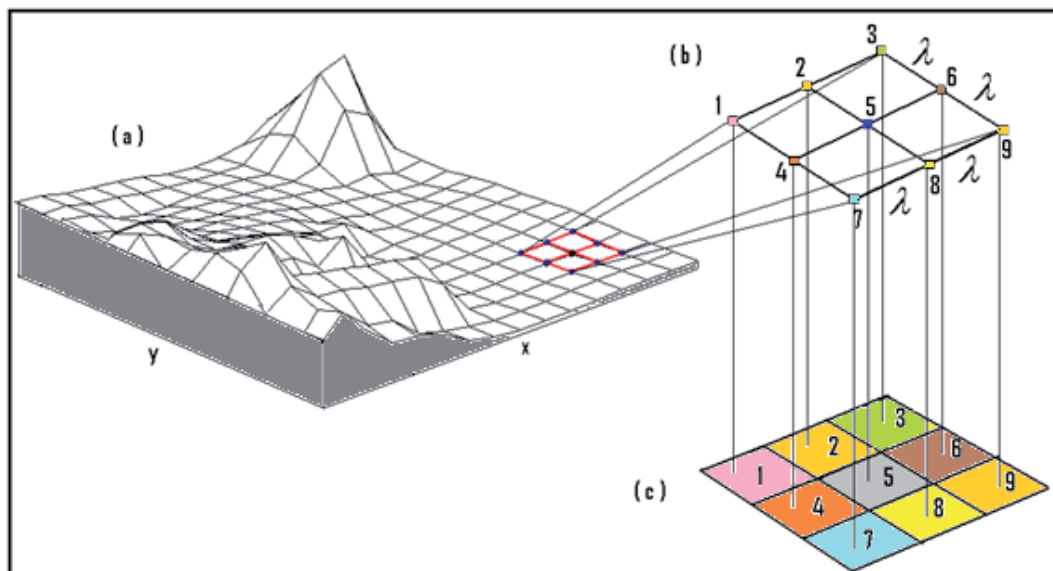


Figura 69 - Representação do MDT na estrutura GRID e na janela móvel 3x3

Fonte: SILVEIRA *et al.* (2014)

Os valores de declividade obtidos foram classificados segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos proposto pela EMBRAPA (2006). Estas classes foram utilizadas nas análises para determinar o tipo de relevo predominante na área de estudo como uma forma de avaliação preliminar.

Na fase de reconhecimento inicial do terreno, obteve-se o mapa de declividade a partir de um modelo de resolução de 30 m (TOPODATA). Durante essa avaliação preliminar, obteve-se o mapa de declividade para a Serra do Azeite, conforme apresentado no Apêndice 8, que evidenciou o tipo de relevo predominante classificado como forte ondulado, totalizando 55% da área, seguido do relevo ondulado com 21%. Um resumo com a distribuição dessas classes de declividades é apresentado na Tabela 23.

Tabela 23 - Classes de declividades observadas na Serra do Azeite

Classificação EMBRAPA (2006)	Graus (°)	% de ocorrência
Relevo plano (rp)	< 1,72	1%
Relevo suave ondulado (rso)	1,72 – 4,57	5%
Relevo ondulado (ro)	4,57 – 11,31	21%
Relevo forte ondulado (rfo)	11,31 – 24,23	55%
Relevo montanhoso (rm)	24,23 – 36,87	16%
Relevo escarpado (re)	> 36,87	1%

Na região da Serra Pelada, apesar do modelo digital do terreno (MDT) compreender poucas classes de altitude quando comparado com a Serra do Azeite, o mapa de declividade apresentou como classe predominante o relevo forte ondulado, com 50% de ocorrência. Na Tabela 24 é possível observar em maior detalhe tal classificação.

Tabela 24 - Classes de declividades observadas na Serra Pelada

Classificação EMBRAPA (2006)	Graus (°)	% de ocorrência
Relevo plano (rp)	< 1,72	2%
Relevo suave ondulado (rso)	1,72 – 4,57	9%
Relevo ondulado (ro)	4,57 – 11,31	32%
Relevo forte ondulado (rfo)	11,31 – 24,23	51%
Relevo montanhoso (rm)	24,23 – 36,87	6%
Relevo escarpado (re)	> 36,87	0%

Quanto aos resultados finais, que consideram o processamento dos dados da faixa de domínio com resolução de 1 m fornecidos pela concessionária para aumentar o nível de detalhe, foram calculados também os percentuais de ocorrências destas classes de declividade. Teve-se como resultado que, na Serra do Azeite, entre o km 497 e o km 527, a classe com maior percentual de ocorrência foi o relevo forte ondulado (rfo) com 32%, seguido do relevo montanhoso 23%, tal como pode ser observado na Tabela 25.

Tabela 25 - Classes de declividades observadas na faixa de domínio da Serra do Azeite

Classificação EMBRAPA (2006)	Graus (°)	% de ocorrência
Relevo plano (rp)	< 1,72	5%
Relevo suave ondulado (rso)	1,72 – 4,57	12%
Relevo ondulado (ro)	4,57 – 11,31	17%
Relevo forte ondulado (rfo)	11,31 – 24,23	32%
Relevo montanhoso (rm)	24,23 – 36,87	23%
Relevo escarpado (re)	> 36,87	11%

Na Serra Pelada, a classe de relevo com maior porcentual de ocorrência foi o relevo forte ondulado com 29%, seguido do relevo montanhoso (22%), como pode ser observado na Tabela 26.

Tabela 26 - Classes de declividades observadas na faixa de domínio da Serra Pelada

Classificação EMBRAPA (2006)	Graus (°)	% de ocorrência
Relevo plano (rp)	< 1,72	5%
Relevo suave ondulado (rso)	1,72 – 4,57	14%
Relevo ondulado (ro)	4,57 – 11,31	18%
Relevo forte ondulado (rfo)	11,31 – 24,23	29%
Relevo montanhoso (rm)	24,23 – 36,87	22%
Relevo escarpado (re)	> 36,87	10%

Cabe salientar que, devido à mudança de resolução e de tamanho da área estudada, os percentuais observados variaram das análises preliminares às análises finais. Os mapas de declividade se encontram no Apêndice 8 para melhor visualização.

8.2.4 Mapas de uso e ocupação do solo

Mapas de uso e ocupação do solo da Serra Pelada e Serra do Azeite foram elaborados para viabilizar a mensuração econômica dos riscos. Inicialmente realizou-se uma busca de mapas de uso e ocupação do solo das regiões de estudo, visando obter a distribuição geográfica da tipologia de uso, identificada por meio de padrões homogêneos da cobertura terrestre.

Com base nesse levantamento inicial observou-se a necessidade de atualização e melhor detalhamento dos trechos da pesquisa, devido à ausência de mapas com a precisão necessária ao estudo. Dessa forma, através da ferramenta *Google Earth* e do seu recurso *Google Street*

View o qual disponibiliza vistas panorâmicas de 360° na horizontal e 290° na vertical, foi possível a visualização das regiões ao nível do solo.

Nesta etapa, realizou-se o levantamento de todos o trecho, identificando-se e classificando-se todas as áreas conforme orientações do Manual Técnico de Uso e Ocupação da Terra do IBGE (2013). Um exemplo do levantamento executado pode ser visualizado na Figura 70 que correspondente à Serra do Azeite. As regiões foram delimitadas considerando uma faixa de domínio de 150 m a partir do eixo da rodovia, sendo os canteiros centrais unidos com as áreas de estudo. Por fim, foram realizadas visitas de campo para conferência e detalhamento de todas as informações previamente identificadas.

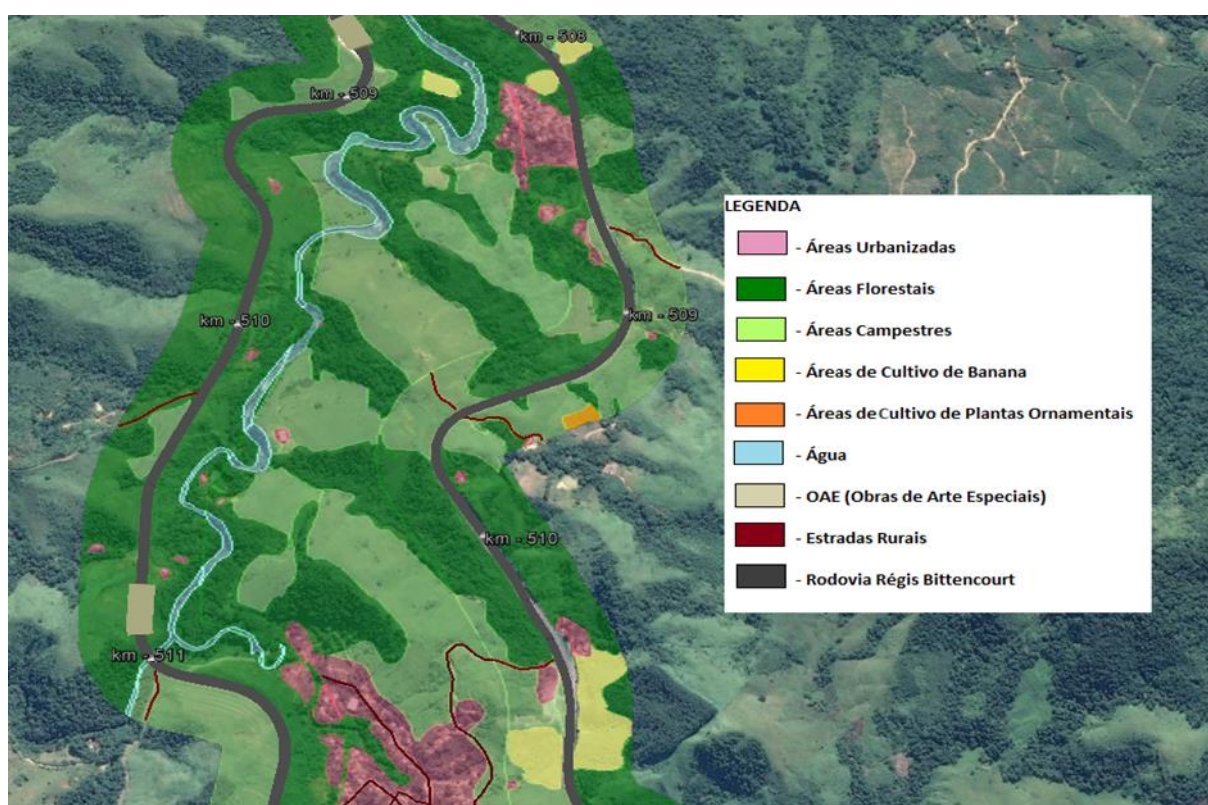


Figura 70 - Levantamento do Uso e Ocupação do Solo realizado através do Google Earth – Trecho da Serra do Azeite

Após a definição das regiões dos mapas, as mesmas foram aplicadas em um Sistema de Informação Geográfica (SIG), viabilizando-se assim, o estudo de custos de deslizamentos de terra para posterior aplicação dos seus valores nas regiões mapeadas. Os mapas de uso e ocupação do solo desenvolvidos para a Serra Pelada e Serra do Azeite se encontram no Apêndice 8.

8.3 Análise de resultados

O conjunto de mapas e informações gerado e descrito no item 8.2 serviu como base para o desenvolvimento da etapa descrita no item 10, em particular na elaboração dos Mapas de probabilidade (item 10.3.1), de Mensuração econômica (item 10.3.2) e de Risco (item 10.3.3).

As informações geológicas levantadas mostram que a área de interesse do presente estudo é formada por rochas do Embasamento Cristalino, representadas pelo Gnaiss Bandado Barra do Azeite e por sequências supracrustais da formação Turvo-Cajati. O Gnaiss Bandado Barra do Azeite (2.200-2.100 Ma) é constituído por ortognaiss bandado, migmatizado em condições de fácies anfibolito alto e milonitizado em condições de fácies xisto-verde. A Formação Turvo-Cajati, de idade máxima de sedimentação de cerca 850-900 Ma, é composta por rochas metassedimentares siliciclásticas e carbonáticas metamorfizadas em condições de fácies xisto-verde a granulito. Essa formação é subdividida em três unidades: Unidade de Filito, Unidade de Micaxisto e Unidade Paragnáissica.

Ocorrem ainda, no trecho estudado da rodovia, rochas intrusivas na forma de batólitos graníticos de várias naturezas e formas, incluindo o Granito Alto Jacupiranguinha e o Granito Alto Turvo.

O modelo hipsométrico desenvolvido mostra que a Serra do Azeite envolve elevações no intervalo de 51 m a 1249 m, compreendendo 5 faixas de 200 m. Na parte Sul, o traçado da rodovia encontra-se na classe definida pelo intervalo 600-800 m e, na parte Norte, as altitudes são menores que 200 m.

Os valores de hipsometria da região da Serra Pelada, por sua vez, possuem valores maiores que os observados na Serra do Azeite. A cota mínima encontrada foi de 223 m e a máxima de 1304 m, sendo que o traçado da rodovia se encontra em cotas superiores a 600 m em toda a sua extensão.

Teve-se como resultado que, na Serra do Azeite, entre o km 497 e o km 527, a classe com maior percentual de ocorrência foi o relevo forte ondulado (rfo) com 32%, seguido do relevo montanhoso 23%,

Os mapas de declividades gerados a partir do MDT – Modelo Digital do Terreno evidenciaram a predominância de relevos classificados como ondulado ou montanhoso na Serra do Azeite e na Serra Pelada, feições que evidentemente tendem a controlar a dinâmica de movimentos de massa em conexão com os fatores pluviométricos.

Os mapas de uso e ocupação do solo mostraram a predominância de cobertura florestal nas áreas de estudo, devendo-se destacar a ocupação antrópica em pequenos núcleos e a atividade agrícola geralmente associada a cultivo de plantas ornamentais e bananais. Em conexão com o mapeamento da própria infraestrutura rodoviária (pavimento, obras de arte), contemplada nos mapas apresentados no Anexo 8, as características de uso e ocupação são fundamentais para a monetização de riscos objeto da presente pesquisa.

9 INTERPRETAÇÃO DE DADOS DO SISTEMA DE MONITORAMENTO

9.1 Introdução

A compreensão da dinâmica pluviométrica regional, responsável pela deflagração de movimentos de massa, por meio de monitoramento das chuvas com auxílio de instrumentação adequada, compreendeu uma etapa fundamental para o estudo das probabilidades de ocorrência de escorregamento.

Como parte do monitoramento implantado no trecho da Serra do Azeite e da Serra Pelada, escopo do presente projeto, tem-se três pluviógrafos cuja concepção, instalação e operações de manutenção foram detalhadas no item 0. As leituras desses instrumentos vêm sendo obtidas de modo remoto (*online*) desde o início da operação de cada instrumento (em março e em julho de 2017) e foram interpretadas até o dia 31/12/2018.

A instalação desses instrumentos dentro das áreas de estudo permitiu um refinamento das análises pluviométricas, além de fornecer autonomia no posterior gerenciamento de riscos por parte da concessionária. Cabe salientar, entretanto, que a série histórica dos pluviógrafos instalados ao longo desta pesquisa representa um período limitado de dados para permitir a compreensão, de maneira conclusiva, da dinâmica pluviométrica desses locais. Por esse motivo, buscou-se analisar a correlação linear dos respectivos dados pluviométricos com os dados de

instrumentos inseridos dentro ou próximos das regiões objeto de estudo, os quais foram descritos no item 5.2.

Os dados de instrumentação da rede de pluviógrafos foram interpretados de forma a se construir limiares pluviométricos, conforme metodologia que será exposta no item de análise dos resultados (9.3).

9.2 Resultados

9.2.1 Serra Pelada

A estação pluviométrica instalada na Serra Pelada ao longo do presente projeto é a P 552 situada na pista norte do km 552+000, cujas informações técnicas encontram-se na Tabela 27 e seus registros de volumes de precipitação acumulados em 24 horas na Figura 71.

Tabela 27 – Informações técnicas da estação pluviométrica P 552

Nome	Município	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Dados desde	Dados até
P552	Barra do Turvo	24°58'	48°28'	673	07/17	12/18

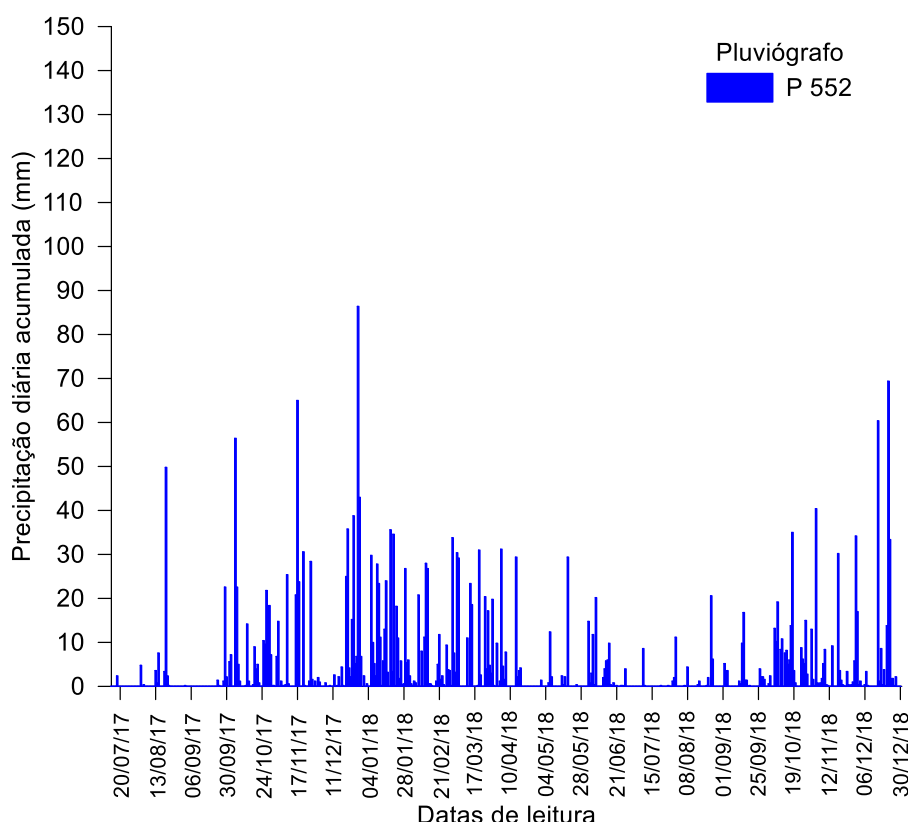


Figura 71 - Série histórica de dados do pluviômetro P 552 na Serra Pelada

Nota-se, na Figura 71, que a maior leitura pluviométrica registrada pelo pluviômetro P 552 foi de 86,4 mm no dia 28/12/2017. No entanto, as leituras diárias não permanecem com grande frequência nesta magnitude, o que não diminui a atenção que deve ser dada à gestão de segurança no trecho, visto os intensos registros de, aproximadamente, 50 mm, 60 mm e 65 mm em 2017, além dos longos períodos chuvosos com intensidade de chuva próxima a 30 mm em 24 horas.

Apesar da pequena série de dados do pluviômetro do km P 552, pode-se notar a sazonalidade das precipitações na região, como claramente também se observa nos pluviômetros instalados próximos à Serra Pelada, apresentados no item 0. Nas estações de primavera e verão (final de setembro a final de março), os registros pluviométricos são consideravelmente maiores que os obtidos no período de outono e inverno, demandando maior atenção para o risco de deslizamentos de terra durante estes períodos. Comparações entre os dados de alguns dos pluviômetros instalados ao longo desta serra estão presentes no item 9.2.

9.2.2 Serra do Azeite

As estações pluviométricas instaladas na Serra do Azeite ao longo do presente projeto são a P 513 e a P 508, situadas na pista sul dos km 513+868 e km 508+700, respectivamente. Informações técnicas sobre os respectivos pluviógrafos encontram-se na Tabela 28 e seus registros de volumes de precipitação acumulados em 24 horas nas Figuras 72 e 73.

Tabela 28 – Informações técnicas das estações pluviométricas P 513 e P 508

Nome	Município	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Dados desde	Dados até
P 513	Cajati	24°51'	48°13'	337	03/17	12/18
P 508	Cajati	24°49'	48°12'	192	07/17	12/18

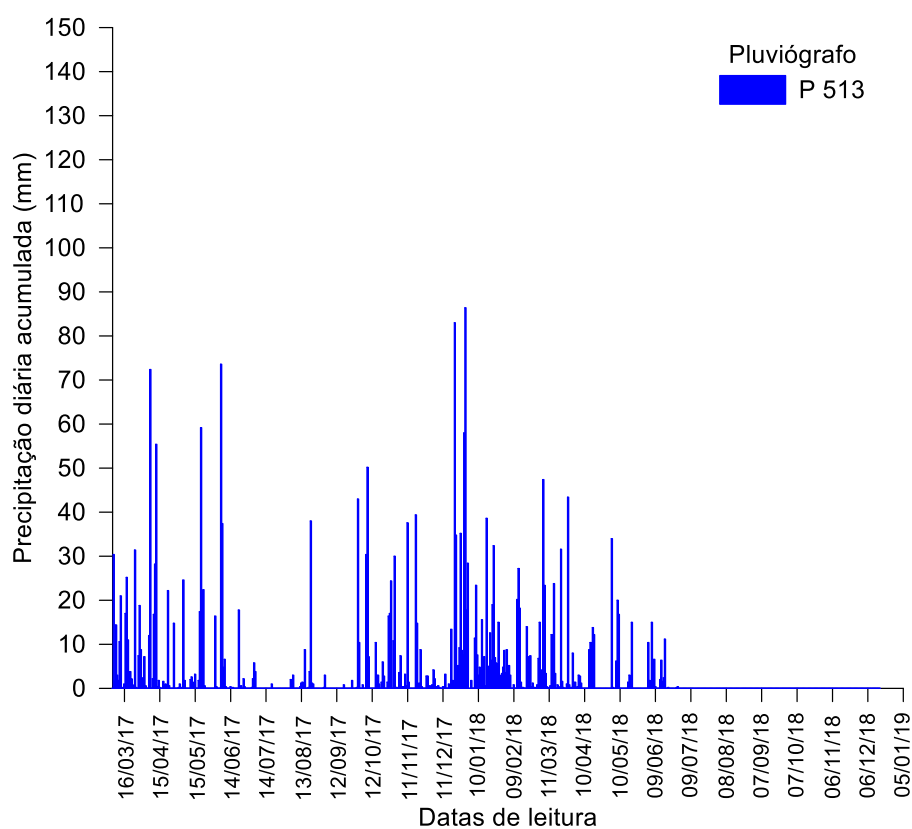


Figura 72 - Série histórica de dados do pluviógrafo do P 513 na Serra do Azeite

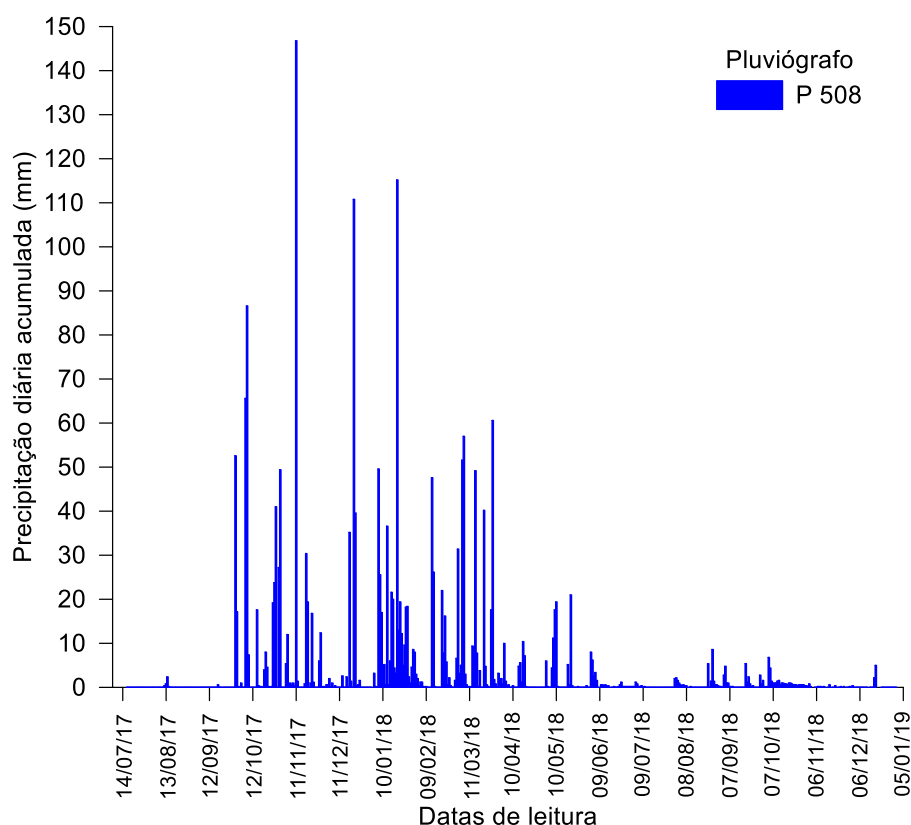


Figura 73 - Série histórica de dados do pluviômetro P 508 na Serra do Azeite

Nota-se, na Figura 72, que a maior leitura pluviométrica registrada no instrumento do km P 513+868 foi de 86,4 mm no dia 30/12/2017. Em abril e junho de 2017, a intensidade de chuva chegou a aproximadamente 70 mm em 24 horas. Ainda assim, as leituras diárias não permanecem com grande frequência nesta magnitude, o que não diminui a atenção que deve ser dada à gestão de segurança no trecho.

A maior leitura registrada no instrumento do km P 508+700 foi de 146,8 mm no dia 11/11/2017 (Figura 73). Em outubro e dezembro de 2017, e em janeiro de 2018, as leituras ultrapassaram 80 mm, 100 mm e 110 mm, respectivamente, em apenas um dia, denotando a importância da gestão de segurança dos riscos geotécnicos na região. Nos pluviômetros da Serra do Azeite também pode-se notar a sazonalidade das precipitações. Um comparativo entre os dados desses pluviômetros é apresentado no item 9.2.

9.2.3 Piezometria

Conforme apresentado na etapa de concepção de um sistema de monitoramento (item 0), o talude do km P 552+000 Pista Norte (na Serra Pelada) conta com três piezômetros em operação desde meados de 2017. As leituras destes instrumentos vêm sendo obtidas de modo remoto (online) desde a data de instalação (em julho de 2017) e foram interpretadas até o dia 31/12/2018. Cabe salientar um período de falhas entre 03/08/2017 e 22/10/2017 no registro das leituras, devido a problemas no cabeamento, conforme descrito no item 7.3. Um comparativo das leituras históricas de poropressão e precipitação diária acumulada neste talude é apresentado na Figura 74.

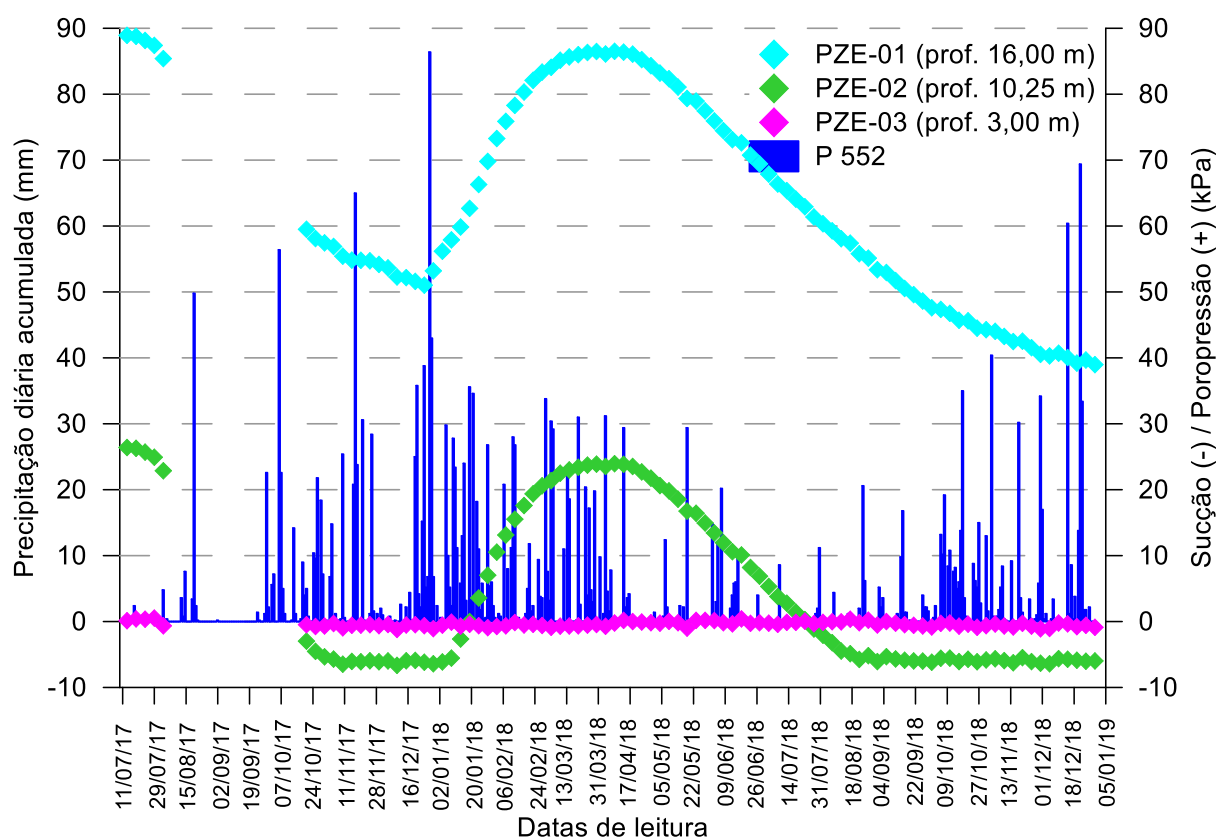


Figura 74 - Comparativo dos dados de leitura do pluviômetro km P 552+000 PN e dos piezômetros 01, 02 e 03 pertencentes à Serra Pelada

O piezômetro PZE-03 apresentou leituras relativamente constantes desde sua instalação, variando no intervalo de -1,29 kPa até 0,53 kPa. O fato de as leituras permanecerem em torno

de 0 kPa indica que este local e profundidade de instalação (solo coluvionar a 3,00 m de profundidade) mantém-se praticamente sem poropressão.

As primeiras leituras registradas pelo piezômetro PZE-01 (a 16,00 m de profundidade) e pelo piezômetro PZE-02 (a 10,25 m de profundidade) foram de, aproximadamente, 90 kPa e 28 kPa, respectivamente. Esses valores são coerentes com a pressão hidrostática calculada a partir do nível d'água encontrado quando da realização dos ensaios SPT.

Entre os meses de julho e dezembro de 2017, os dois instrumentos sofreram uma queda de 35 kPa nos valores de leitura de poropressão, o que pode ser associado aos baixos índices pluviométricos entre 23/08/2017 à 22/09/2017. A partir de janeiro de 2018, especialmente depois da chuva de 85 mm em 24 horas em dezembro, eles apresentaram um acréscimo gradual nos valores de leituras de poropressão, até o final do mês de março, recuperando as magnitudes das leituras de julho de 2017, quando os instrumentos foram instalados em campo. Esse acréscimo do valor de poropressão pode ser associado à época chuvosa da estação verão.

A partir do início do mês de abril até o presente momento, as leituras dos piezômetros PZE-01 e PZE-02 decresceram gradativa e significativamente novamente, chegando a 39 kPa a 16,00 m de profundidade, e a -6 kPa a 10,25 m abaixo do nível do terreno. Este fato pode ser associado à diminuição dos valores máximos de precipitação registrados desde abril/2018, quando comparados com os índices no verão 2017/2018, refletindo o mesmo comportamento desta época no ano anterior, denotando a influência do ciclo hidrológico no comportamento hidromecânico do solo.

9.3 Análise de resultados

A correlação de dados de pluviometria com registros de movimentos de massa permite a definição de limiares pluviométricos críticos com os quais se torna possível a previsão, com razoável confiança, da iminência de ocorrência de movimentos de massa. Para tal, são utilizados métodos empíricos, onde os limiares são definidos normalmente por uma linha traçada imediatamente abaixo da “nuvem” de pontos que representam as condições pluviométricas críticas (precipitação acumulada, intensidade pluviométrica, duração do evento, etc.).

No presente estudo, foram elaborados limiares com base nas metodologias propostas por autores como D’Orsi (2011) e nos aperfeiçoamentos que vêm sendo conduzidos pelo grupo de pesquisadores em projetos de RDT na Serra do Mar (Victorino 2015, Victorino *et al.* 2017, Trevizoli *et al.* 2018 e Ferreira *et al.* 2018).

O método utilizado no presente estudo consistiu na separação gráfica entre eventos pluviométricos com e sem registro de movimentação de massa para volumes de chuva acumulada. No eixo das ordenadas plota-se os valores de chuva acumulada em, por exemplo, 1h, 12h, 24h, 48h, 72h ou 96h e no eixo das abscissas, o volume acumulado em outro intervalo de tempo, associado à mesma data de registro pluviométrico. Os registros de movimentos de massa são representados graficamente pelo par ordenado de chuvas acumuladas anteriores e no dia da deflagração do deslizamento.

Após algumas iterações, obteve-se o melhor resultado para os três pluviógrafos instalados no presente projeto (P 552, P 513 e P 508) como sendo a correlação entre os acumulados de 24h (na data analisada) e 72h anteriores a este dia. Dadas as características de distribuição de intensidade das chuvas na região e as incertezas relacionadas aos dados históricos disponíveis, foram também estabelecidas faixas para os limites de precipitação nos limiares. Definiu-se então quatro cenários diferenciados por suas intensidades, detalhados nos itens subsequentes.

Ressalta-se que os escorregamentos apresentados no item 3 foram selecionados de forma que os sinistros ocorridos fora da área delimitada pelas Serras Pelada e do Azeite não fossem considerados. Assim, certifica-se que os eventos de chuva registrados nos pluviógrafos do presente projeto tenham boa correlação com os escorregamentos nas áreas em estudo.

A utilização de técnicas de correlação de dados entre dois pluviógrafos próximos permite identificar semelhanças no comportamento entre eles e definir se um dos instrumentos é representativo do outro em períodos de falhas ou inexistência de dados.

Dentre as metodologias que podem ser utilizadas para avaliar o grau de relacionamento entre duas variáveis (*e.g.* leituras de precipitação), tem-se o coeficiente de correlação linear de *Pearson* (r), que descreve a interdependência entre duas variáveis X e Y e pode variar de -1 a 1. Resultados positivos de r indicam uma correlação direta, isto é, quando os dados de um

instrumento aumentam (plotados no eixo X) os dados do outro instrumento (plotados no eixo Y) diminuem (e vice-versa), enquanto que valores negativos refletem uma correlação inversa, ou seja, variações de X e Y no em sentido contrário (Callegari-Jacques, 2003). A equação (4) apresenta o cálculo realizado para se obter o coeficiente de correlação linear de *Pearson* em uma amostra.

$$r_{x,y} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_X \cdot \sigma_Y} \quad (4)$$

onde:

σ_X - Desvio Padrão da variável X ;

σ_Y - Desvio Padrão da variável Y ;

$Cov(X,Y)$ – Covariância de X e Y .

Uma vez determinado o grau de correlação da amostra, pode-se avaliar qualitativamente a intensidade desse coeficiente, conforme os critérios a seguir (Callegari-Jacques, 2003):

- Se $0,00 < r < 0,30$, existe fraca correlação linear;
- Se $0,30 \leq r < 0,60$, existe moderada correlação linear;
- Se $0,60 \leq r < 0,90$, existe forte correlação linear;
- Se $0,90 \leq r < 1,00$, existe correlação linear muito forte.

Para confecção acurada dos limiares pluviométricos críticos de cada um dos pluviógrafos instalados ao longo do presente projeto, analisou-se o coeficiente de correlação linear de *Pearson* entre eles e os pluviógrafos por ora já instalados ao longo das proximidades das áreas de estudo. Foram utilizados apenas os instrumentos cujas leituras obtidas fossem volumes de precipitação diária e cujos períodos de operação correspondessem ao dos instrumentos instalados, uma vez que estas leituras permitem maior precisão na análise de correlação e posterior complementação de dados nas séries históricas dos pluviógrafos P 552, P 513 e P 508.

Desse modo, para a Serra Pelada, os dados provenientes das estações P Barra do Turvo (INMET) e P 542 foram, isoladamente, comparados aos da estação P 552, em um período

comum de dados, e verificou-se que o coeficiente de correlação linear de *Pearson* entre o pluviógrafo do km P 552+000 e o P Barra do Turvo (INMET) é de 0,56, enquadrando-se como uma moderada correlação linear. Entre o pluviógrafo do km P 552+000 e o P 542, o coeficiente é de 0,71, enquadrando-se em uma forte correlação linear. Desse modo, verifica-se que ambos os instrumentos, P Barra do Turvo (INMET) e P 542, são adequados para atender aos períodos de dados de chuva anteriores à instalação do instrumento do km P 552+000 PN, na posterior confecção de limiares pluviométricos.

Um comparativo entre os dados de chuva diária dos pluviógrafos P 552, P Barra do Turvo (INMET) e P 542 é apresentado na Figura 75, com data inicial relativa a primeira data de leitura do pluviógrafo mais antigo, o P Barra do Turvo (INMET). Na Figura 76 apresenta-se um comparativo das leituras acumuladas mensais entre os três instrumentos, com data inicial relativa à primeira data de leitura do pluviógrafo mais recente, o P 552.

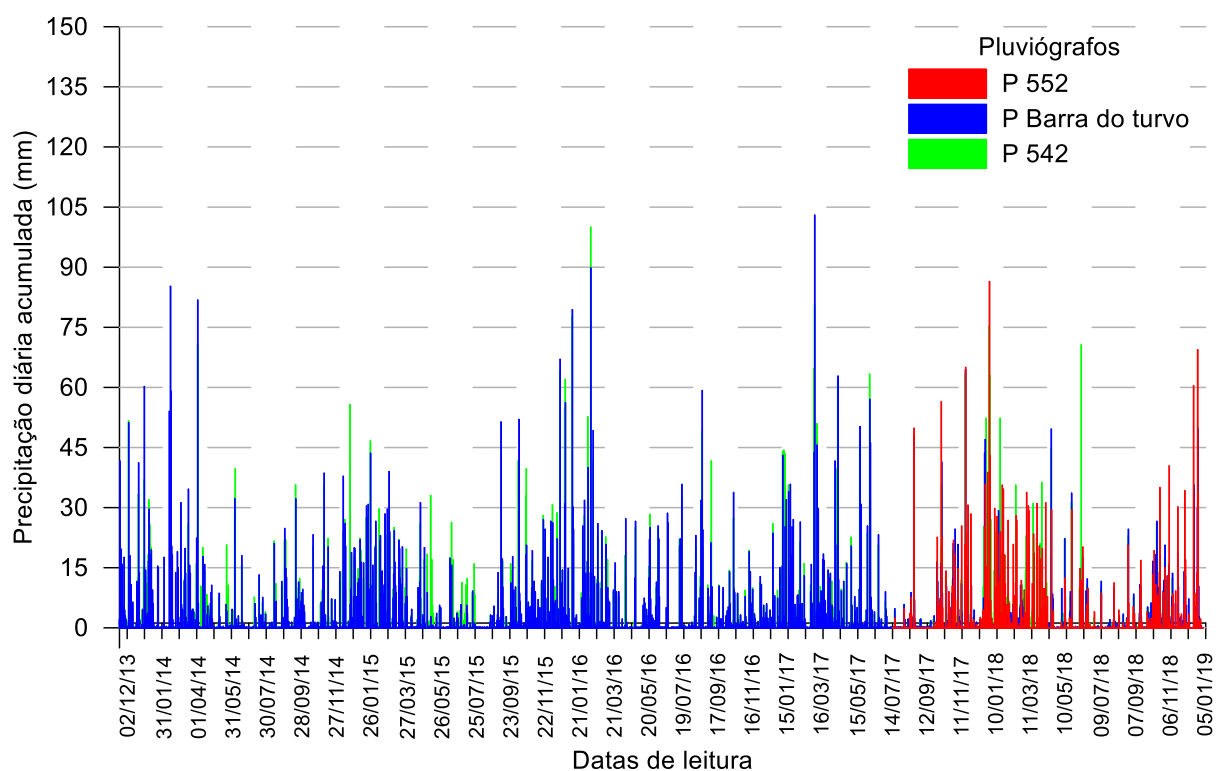


Figura 75 - Comparativo da precipitação acumulada diária dos pluviômetros P 552, P Barra do Turvo e P 542

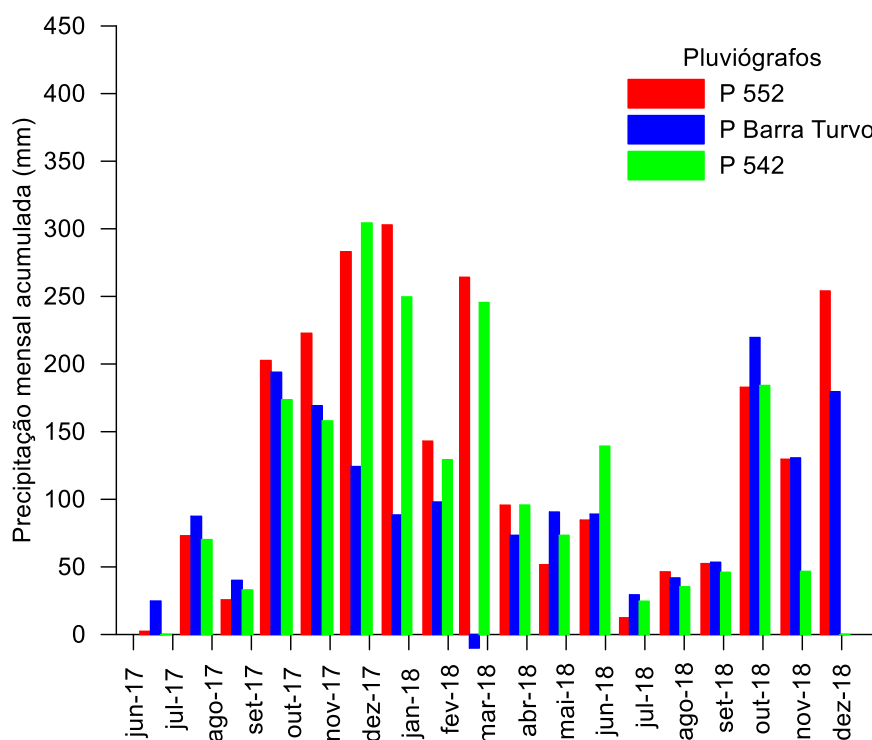


Figura 76 - Comparativo da precipitação acumulada mensal dos pluviômetros P 552, P Barra do Turvo e P 542

Verifica-se que o P 552 apresenta leituras mais próximas ao P 542 do que o equipamento denominado P Barra do Turvo (INMET) (Figura 76), sendo elas relativamente maiores. No entanto, salienta-se que todos apresentam a mesma tendência de comportamento.

Para os períodos de dados diários comuns aos pluviógrafos instalados na região da Serra do Azeite, analisou-se o coeficiente de correlação linear de *Pearson* das leituras de precipitação das estações P 513, P 508 e P Jacupiranga (situada a 22 km de distância do início da serra). Pela análise de correlação, verificou-se que o coeficiente de *Pearson* entre o pluviógrafo do km P 513 e P Jacupiranga é de 0,71, enquadrando-se como uma forte correlação linear. Entre o pluviógrafo do km P 508 e o P Jacupiranga, o coeficiente de *Pearson* é de 0,56, enquadrando-se em uma moderada correlação linear. Neste caso, também, verifica-se que o Jacupiranga é adequado para atender aos períodos de dados de chuva anteriores à instalação dos instrumentos do km P 513+868 PS e do km P 508+700 PS na posterior confecção de limiares pluviométricos.

Um comparativo entre os dados históricos de chuva diária dos pluviógrafos P 513, P 508 e P Jacupiranga é apresentado na Figura 77, enquanto que na Figura 78 apresenta-se um comparativo das leituras acumuladas mensais entre os três instrumentos na região da Serra do Azeite.

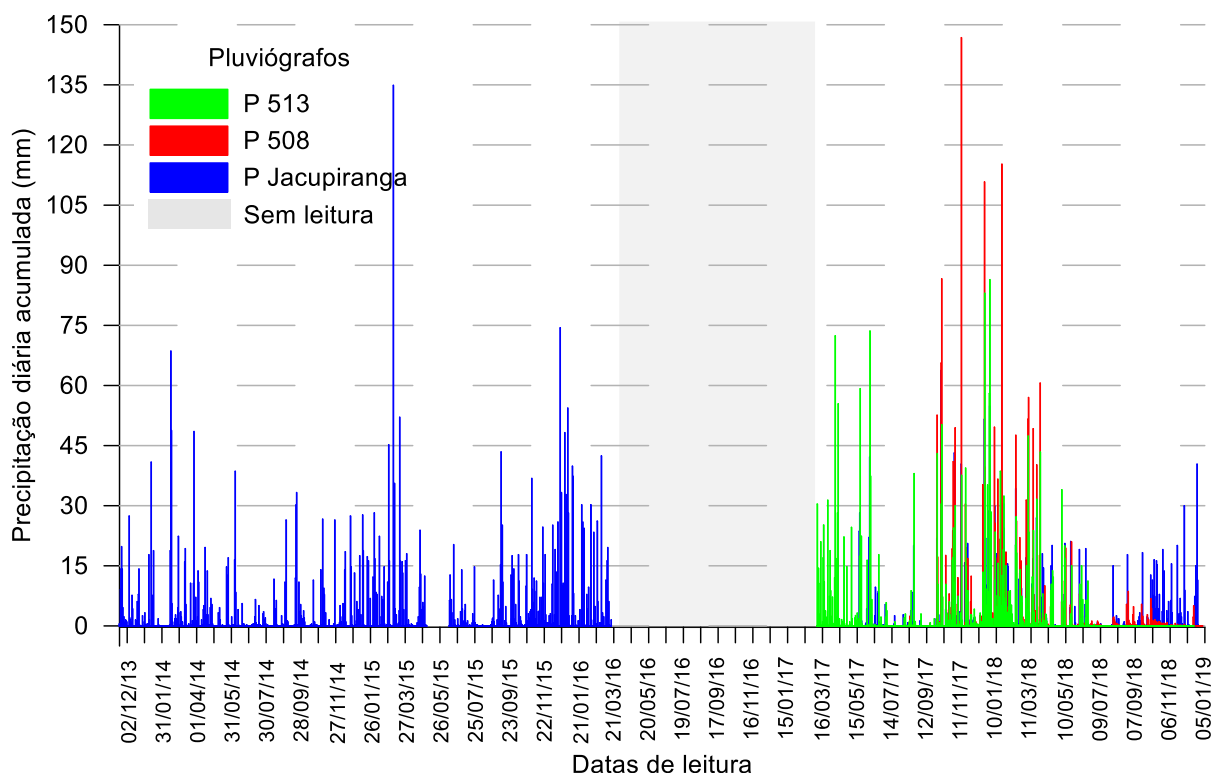


Figura 77 - Comparativo da precipitação acumulada diária dos pluviógrafos P 513, P 508 e P Jacupiranga

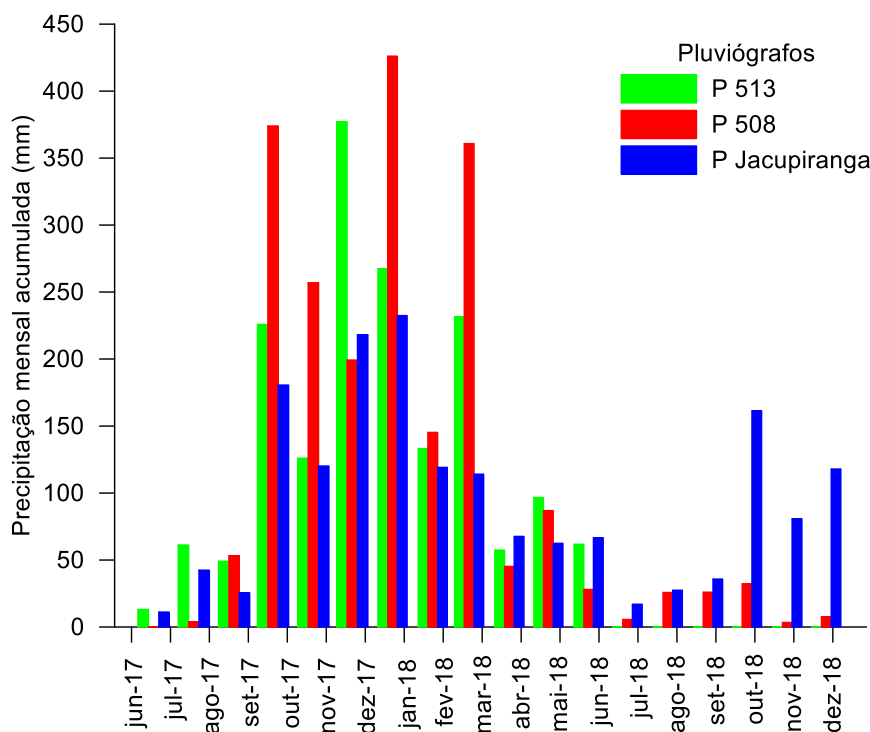


Figura 78 - Comparativo da precipitação acumulada mensal dos pluviógrafos P 513, P 508 e P Jacupiranga

Nota-se que os registros no pluviógrafo do km P 508+700 PS são consideravelmente maiores que no km P 513+868 PS nas estações chuvosas – entre outubro e março (Figuras 77 e

78), o que reforça a importância da instalação e operação do pluviógrafo instalado neste local. Verifica-se, graficamente, que as leituras do pluviógrafo Jacupiranga se aproximam do pluviógrafo do km P 513+868 PS mais do que do pluviógrafo do km P 508+700 PS, apesar dos dois primeiros estarem separados por uma distância – horizontal e vertical – maior. Mesmo assim, todos apresentaram a mesma tendência de comportamento.

Para a região da Serra Pelada, os dados pluviométricos do instrumento do km P 552 (associados ou não a ocorrência de deslizamentos) foram complementados com os registros do pluviógrafo P 542 dada a forte correlação entre eles (0,71) (item 9.2). Tal procedimento foi realizado para os dados entre os dias 19/11/2013 e 14/07/2017, quando o pluviógrafo P 552 iniciou suas operações. Os valores de chuva acumulada nos sinistros datados antes da operação do P 542 foram obtidos a partir dos dados do pluviógrafo P Barra do Turvo (coeficiente de *Pearson* = 0,56).

No intuito de se diferenciar os eventos em relação à data de ocorrência e estabelecer os instrumentos que poderiam ser correlacionados a estes, foram atribuídos códigos aos sinistros para fins de identificação: as ocorrências nomeadas com letras correspondem aos registros pluviométricos obtidos pelos instrumentos P Barra do Turvo e P 542 enquanto os nomeados com números representam registros pluviométricos com dados obtidos a partir do pluviógrafo próprio (P 552). Na Tabela 29, apresentam-se as datas e os locais dos escorregamentos e rupturas que foram utilizados na delimitação do limiar pluviométrico apresentado na Figura 79.

Tabela 29 - Registros de ocorrência de deslizamentos na Serra Pelada

Código	Data de ocorrência	km
A	11/01/2010	550+300
B	22/01/2010	551+450 a 555+900
1	30/12/2017	551+400
2	13/02/2018	551+900

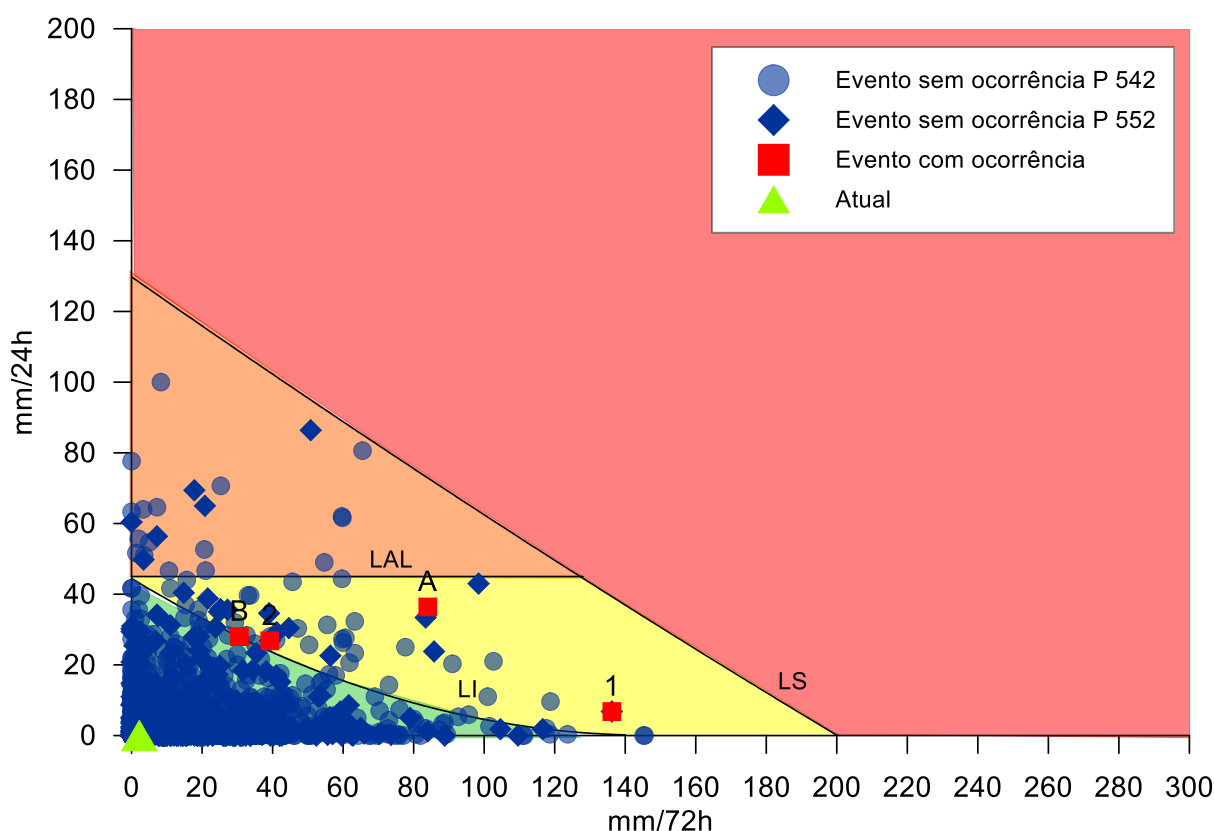


Figura 79 - Limiar proposto para o pluviômetro do km P 552 (correlação mm/72h x mm/24h)

O limite inferior (LI) representa a fronteira entre os volumes de chuva que não tendem a provocar escorregamentos (Cenário Verde) e aqueles com maior probabilidade de deflagrar movimentos de massa (Cenários Amarelo e Laranja), podendo implicar na tomada de ações como mobilização de equipes e interrupção do tráfego. O Cenário Amarelo representa a ocorrência mais frequente dos sinistros, de acordo com o histórico de movimentações disponível. Ele é caracterizado por grandes volumes de chuva acumuladas em três dias, variando de 140 mm a 200 mm, e chuvas acumuladas diárias de até 45 mm (limite amarelo-laranja – LAL). O Cenário Laranja é caracterizado por menores volumes de chuva acumuladas em três dias, até 130 mm, mas intensidades de chuvas diárias maiores que 45 mm. Por fim, o Cenário Vermelho (acima do limite superior – LS) representa uma região de completa instabilização de encostas, visto o expressivo volume de 130 mm em um dia e 200 mm nos três dias anteriores.

Importante reforçar as limitações envolvidas na delimitação destes limites, associadas a possíveis falhas nos instrumentos e no registro das datas dos sinistros. Por este motivo, ressalta-se a importância do monitoramento e da correta interpretação dos dados de chuva e escorregamentos, com o aumento de suas séries históricas, a fim de refinar os limiares e aumentar a eficiência da gestão de segurança dos taludes rodoviários.

Os limites que definem o limiar apresentado na Figura 79 - Limiar proposto para o pluviógrafo do km P 552 (correlação mm/72h x mm/24h) – curvas que delimitam e separam as regiões verde, amarelo, laranja e vermelho – foram definidos por polinômios do segundo grau, cujas equações estão indicadas na Tabela 30.

Tabela 30 - Equações dos limites inferior e superior do limiar crítico do pluviógrafo P 552

Limite	Equação
Inferior	$y = 0,0011x^2 - 0,4681x + 44,421$
Superior	$y = 0,0002x^2 - 0,6978x + 129,78$

Onde:

x = precipitação acumulada em 3 dias ou 72h

y = precipitação acumulada em 1 dia ou 24h

Dentre todos os registros pluviométricos considerados na elaboração do gráfico representado na Figura 79 - Limiar proposto para o pluviógrafo do km P 552 (correlação mm/72h x mm/24h), apenas 3,70% se encontram nos cenários considerados críticos (amarelo, laranja e vermelho), sendo que os eventos associados a deslizamentos nestes grupos (A, B, 1 e 2) representam 6,15% do total de eventos ali alocados, demonstrando a aplicabilidade da metodologia proposta.

Para a região da Serra do Azeite, os dados pluviométricos do instrumento do km P 513 foram complementados com os registros do pluviógrafo P Jacupiranga, dada a forte correlação

entre eles (0,71) (item 9.2). Tal procedimento foi realizado para os dados entre os dias 30/11/2009 e 06/03/2017, quando o pluviógrafo P 513 iniciou suas operações.

Para este limiar também foram atribuídos códigos aos sinistros onde as ocorrências identificadas com letras correspondem aos registros pluviométricos de P Jacupiranga, e as identificadas com números representam registros pluviométricos obtidos a partir do pluviógrafo próprio (P 513). Na Tabela 31, apresentam-se as datas e os locais dos escorregamentos e rupturas que utilizados na delimitação do limiar pluviométrico, apresentado na Figura 80.

Tabela 31 - Registros de ocorrência de deslizamentos na Serra do Azeite

Código	Data de ocorrência	km
A	28/01/2010	P508+500 a 517+900
B	25/02/2010	P508+700
C	30/03/2015	514+500
D	22/02/2016	500+600
1	01/01/2018	507+700 e 511+700
2	22/01/2018	511+700

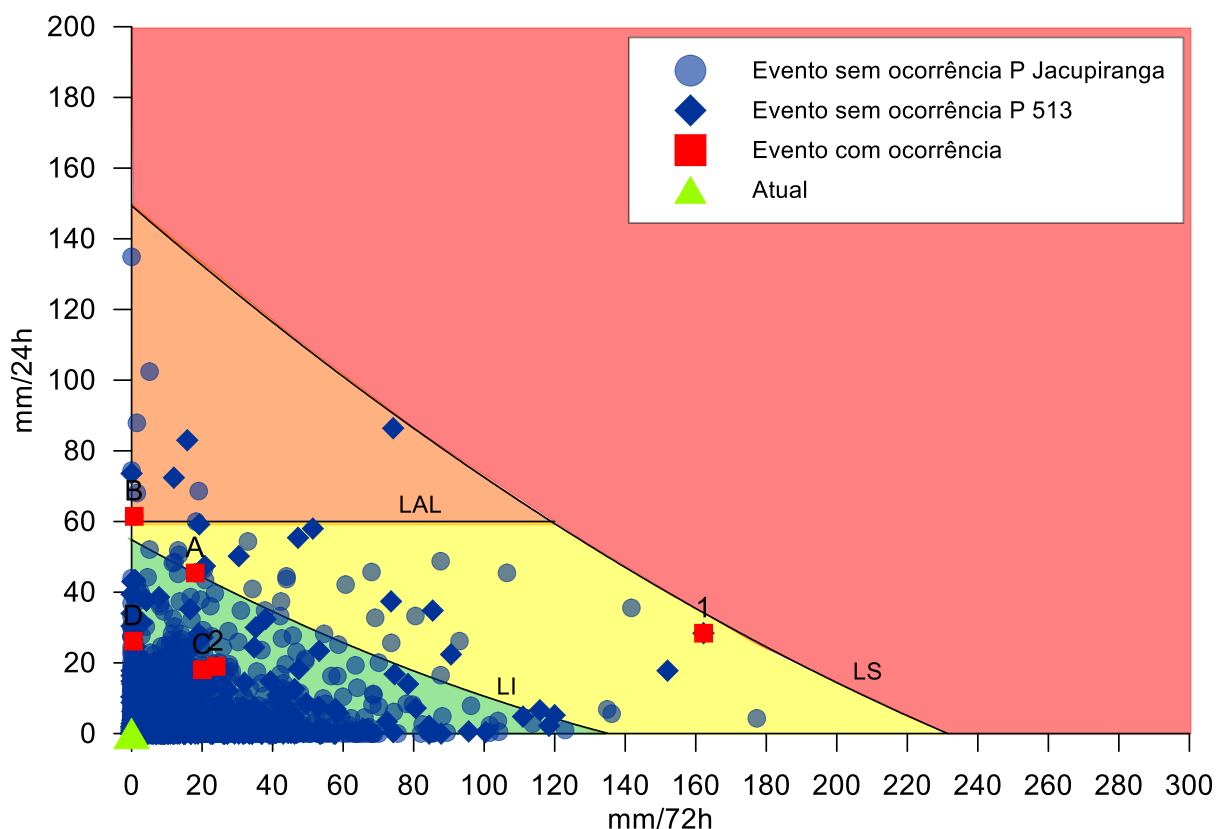


Figura 80 - Limiar proposto para o pluviôgrafo do km P 513 (correlação mm/72h x mm/24h)

Os limites que definem o limiar apresentado na Figura 80 – curvas que delimitam e separam as regiões verde, amarelo, laranja e vermelho – foram definidos por polinômios do segundo grau, cujas equações estão indicadas na Tabela 32.

Tabela 32 - Equações dos limites inferior e superior do limiar crítico do pluviôgrafo P 513

Limite	Equação
Inferior	$y = 0,0011x^2 - 0,5485x + 54,833$
Superior	$y = 0,0009x^2 - 0,8623x + 149,37$

Onde:

x = precipitação acumulada em 3 dias ou 72h

y = precipitação acumulada em 1 dia ou 24h

Dentre todos os registros pluviométricos considerados na elaboração do gráfico representado na Figura 80, apenas 1,97% se encontram nos cenários considerados críticos (amarelo, laranja e vermelho), sendo que os eventos associados a deslizamentos nestes grupos (A, B e 1) representam 6,12% do total de eventos ali alocados, demonstrando a aplicabilidade da metodologia proposta.

Também na região da Serra do Azeite, o limiar crítico do pluviógrafo do km P 508 foi complementado com os registros pluviométricos do instrumento P Jacupiranga, dada a moderada correlação entre eles (0,56) (item 9.2). Tal procedimento foi realizado com os dados entre os dias 30/11/2009 e 06/03/2017, quando o pluviógrafo P 508 iniciou suas operações.

Foram atribuídos códigos aos registros seguindo o mesmo critério descrito para o limiar do pluviógrafo P 513. Na Tabela 33, apresentam-se as datas e os locais dos escorregamentos e rupturas utilizados na delimitação do limiar pluviométrico, apresentado na Figura 81.

Tabela 33 - Registros de ocorrência de deslizamentos na Serra do Azeite

Código	Data de ocorrência	km
A	28/01/2010	P508+500 a 517+900
B	25/02/2010	P508+700
C	30/03/2015	514+500
D	22/02/2016	500+600
1	22/12/2017	507+700 e 511+700
2	22/01/2018	511+700

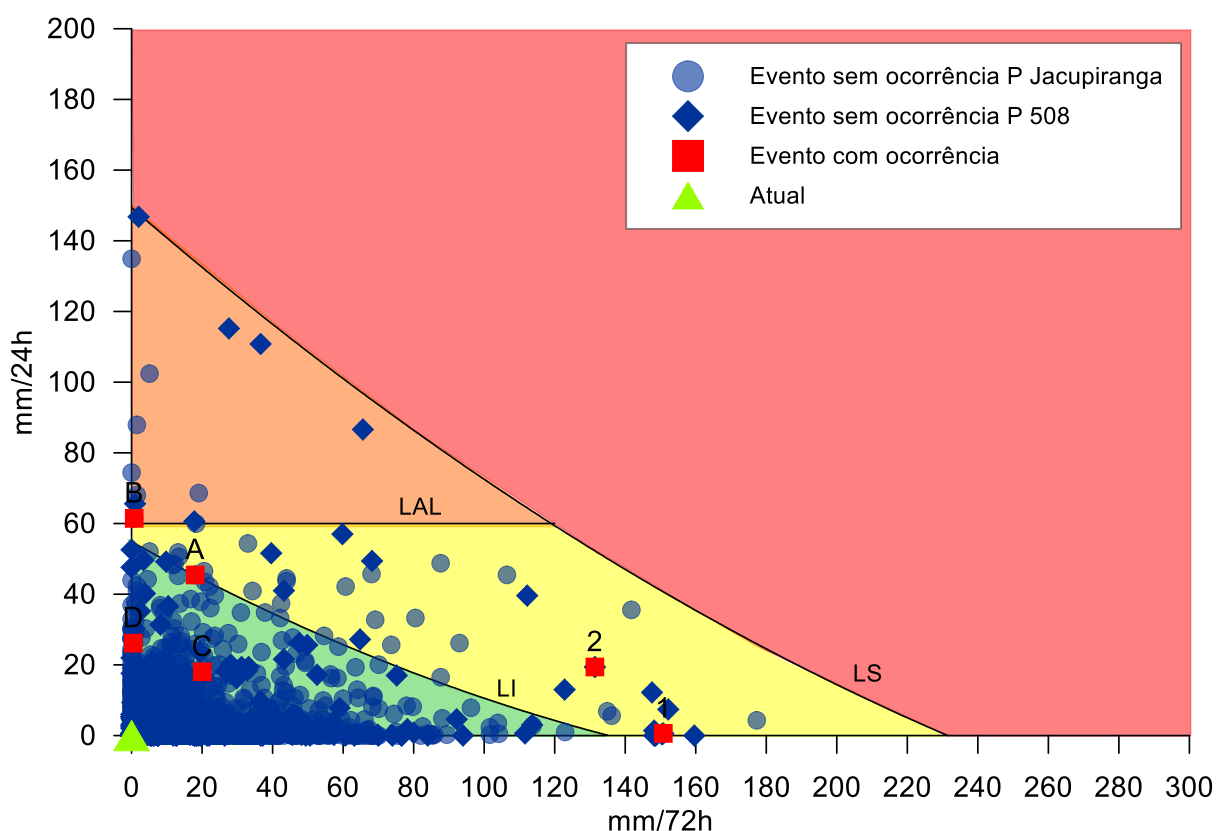


Figura 81 - Limiar proposto para o pluviôgrafo do km P 508 (correlação mm/72h x mm/24h)

Os limites que definem o limiar apresentado na Figura 81 – curvas que delimitam e separam as regiões verde, amarelo, laranja e vermelho – foram definidos por polinômios do segundo grau, cujas equações estão indicadas na Tabela 34.

Tabela 34 - Equações dos limites inferior e superior do limiar crítico do pluviôgrafo P 508

Limite	Equação
Inferior	$y = 0,0011x^2 - 0,5485x + 54,833$
Superior	$y = 0,0009x^2 - 0,8623x + 149,37$

Onde:

x = precipitação acumulada em 3 dias ou 72h

y = precipitação acumulada em 1 dia ou 24h

Dentre todos os registros pluviométricos considerados na elaboração do gráfico representado na Figura 81, apenas 2,17% se encontram nos cenários considerados críticos (amarelo, laranja e vermelho), sendo que os eventos associados a deslizamentos nestes grupos (A, B, 1 e 2) representam 7,27% do total de eventos ali alocados, demonstrando a aplicabilidade da metodologia proposta.

10 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS E DE CONSEQUÊNCIAS PARA MENSURAÇÃO ECONÔMICA DE RISCOS

10.1 Contextualização e definição de parâmetros de entrada

A utilização de análises probabilísticas tem como objetivo englobar os diferentes cenários de riscos geotécnicos em função da variabilidade e representatividade dos dados obtidos em campo e laboratório para as áreas em estudo. Sua aplicação está associada a algumas incertezas, consideradas ao longo do desenvolvimento do presente projeto, das quais citam-se: parâmetros mecânicos do solo (e.g. ângulo de atrito e intercepto coesivo) e nível de sucção em um evento pluviométrico.

Como forma de considerar a variabilidade das incertezas citadas, admitiu-se que os parâmetros mecânicos do solo ocorrem em intervalos, e não como um valor fixo. Os intervalos adotados para cada um dos parâmetros mecânicos bem como dos valores de sucção são discutidos e apresentados nos parágrafos subsequentes.

Em complemento aos resultados obtidos com ensaios de laboratório no que diz respeito à obtenção de parâmetros mecânicos do solo (item 6.2.4), uma revisão bibliográfica dos valores encontrados na literatura foi realizada (Tabela 35). Tal procedimento teve como objetivo definir uma faixa de valores para a variação desses parâmetros dentro de um intervalo condizente com a prática de engenharia.

Buscou-se por valores de parâmetros mecânicos de solos em referências de trabalhos desenvolvidos na própria Serra do Mar, de forma a obter-se um número maior de registros de

ensaios que auxiliasse na determinação dos intervalos de ocorrência. Para a elaboração dos mapas, considerou-se que os parâmetros não possuem significativa variabilidade espacial e que as diferenças entre os parâmetros mecânicos dos solos residuais e coluvionares, presentes em toda a extensão da área de estudo, sejam representados pela própria amplitude do intervalo utilizado.

Tabela 35 - Relação de parâmetros mecânicos do solo encontrados na literatura, obtidos por meio de ensaios e valores adotados

Autor	Ângulo de Atrito (°)			Intercepto coesivo (kPa)			Tipo de solo
	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	
Tonus (2009)	29,00	32,33	36,00	13,00	21,07	29,00	Residual
	25,00	28,20	31,00	6,00	13,47	21,00	Coluvionar
Trevizolli (2018)	21,80	26,00	30,20	5,10	7,75	10,40	Residual
	17,80	23,80	30,00	4,70	10,80	16,80	Coluvionar
Gonzalez (2017)	25,60	32,00	38,30	0,00	7,10	14,20	Residual
	18,50	28,20	37,90	0,00	7,40	14,80	Coluvionar
Advincula (2016)	15,30	25,90	36,40	7,00	21,80	36,50	Residual
	26,60	27,30	28,00	9,50	12,20	14,80	Coluvionar
Kozciak (2005)	-	17,00	-	-	9,60	-	Residual
Vaz (2018)	-	28,90	-	-	14,60	-	Residual
	-	34,10	-	-	3,10	-	Coluvionar
Serra Pelada	27,50	28,85	30,20	10,40	13,60	16,80	Residual e coluvionar
Serra do Azeite	18,10	28,60	39,10	9,90	26,75	43,60	Residual e coluvionar
Valores médios	22,52	27,78	33,71	6,56	13,02	21,79	Residual e coluvionar
Valores adotados	20,00	26,00	32,00	5,00	12,50	20,00	Residual e coluvionar

O intervalo de variação adotado para o ângulo de atrito dos solos se inicia em 20° e vai até 32°. O intervalo de variação do intercepto coesivo dos solos foi obtido de maneira análoga

ao do ângulo de atrito e corresponde à faixa entre 5 kPa e 20 kPa. As camadas referentes às rochas migmatíticas e graníticas, assim como aquelas referentes ao saprólito, não foram consideradas na elaboração dos mapas pois o estudo focou os deslizamentos translacionais das camadas superiores constituídas por solos residuais e coluvionares, condizentes com o histórico de deslizamentos na região.

Dentre as maiores incertezas existentes em problemas de estabilidade de taludes em solos não saturados, destaca-se a definição do valor de sucção do solo para um dado evento pluviométrico. Dessa forma, para uma caracterização da ordem de grandeza dessa variável, utilizou-se como referência as experiências prévias dos pesquisadores em projetos de RDT (e.g. Pretto *et al.* 2013; Sestrem *et al.* 201 e 2016; Ferreira *et al.* 2018). Foram considerados relevantes os dados de instrumentação geotécnica do Morro do Boi/SC, situado no km 140+700 m na rodovia BR-101 entre as cidades de Balneário Camboriú e Itapema, por apresentarem características semelhantes à área de estudo, tais como pertencer à Serra do Mar e de origem proveniente de rochas graníticas e migmatíticas (Sestrem *et al.*, 2015). Em particular, as séries temporais de quatro tensiômetros do Morro do Boi (TENS-03 a TENS-06) que medem continuamente níveis de sucção até 3,00 metros de profundidade desde o ano de 2012 foram avaliadas. O uso desses dados permitiu a determinação de um perfil de poropressão considerado realista. Cabe salientar ainda a semelhança observada entre os dados fornecidos pelos instrumentos instalados na Serra Pelada e no Morro do Boi, conforme se observa na Figura 91. Em ambos os casos, os valores médios de sucção para profundidades maiores que três metros não passa de 10 kPa e, a partir dos 9 metros de profundidade, a poropressão positiva cresce próxima a um comportamento hidrostático.

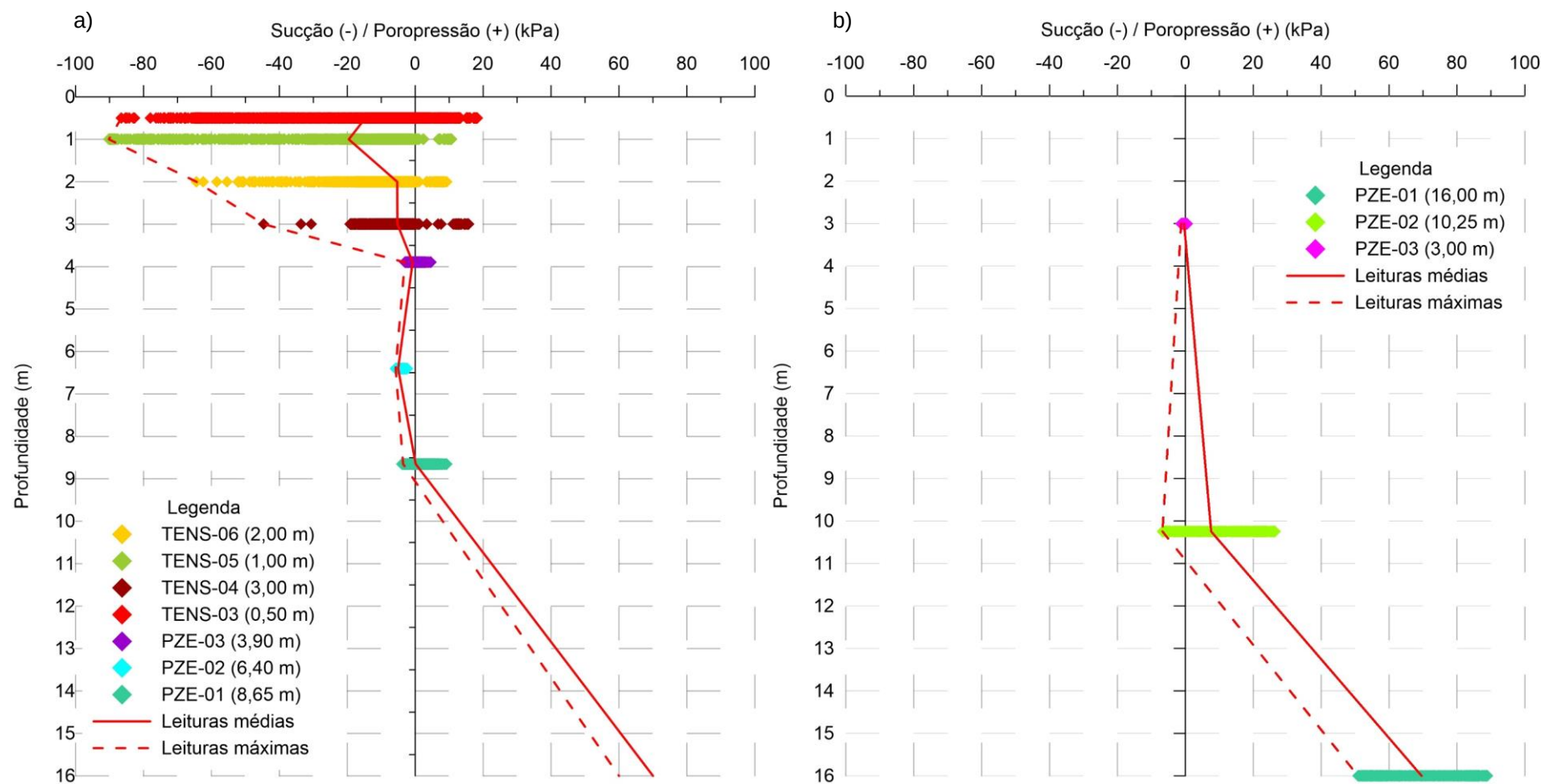


Figura 82 - Sucções previstas na superfície por meio do monitoramento dos piezômetros: a) Morro do Boi/SC; b) Serra Pelada

Dessa forma, para a elaboração dos mapas de probabilidade, foram utilizados como os intervalos definidos pelos valores de sucção apresentados na Tabela 36 abaixo.

Tabela 36 - Valores dos limites inferior e superior de sucção para *input* no processamento dos mapas de probabilidade de ruptura para cálculo de risco

Profundidade da superfície de ruptura (m)	Limite superior (kPa)	Limite inferior (kPa)
1	88,77	2,44
2	28,10	0,60
3	17,34	0,00
4	2,32	0,00

10.2 Resultados

10.2.1 Análises de fluxo

D'Orsi (2011) descreve que as metodologias correntes que visam determinar limiares pluviométricos baseiam-se em modelos de processos físicos ou empíricos. Os modelos baseados em processos físicos consideram a infiltração da chuva para chegar a índices de segurança que caracterizam a situação de estabilidade do talude, sendo necessário ainda definir condições geoestruturais, litológicas, topográficas e hidrogeológicas, por exemplo. Cabe salientar que o nível de confiabilidade dos resultados dessas análises está diretamente associado à quantidade e qualidade dos dados disponíveis para alimentar o modelo.

Com o intuito de validar os dados de sucção utilizados como dados de entrada na geração dos mapas de probabilidade, os processos de infiltração de água da chuva no solo e de desenvolvimento das poropressões ao longo do tempo foram verificados por meio de simulações numéricas baseadas em análises de fluxo transiente. Tais análises foram realizadas com auxílio do *software* SVFlux™ da empresa *SoilVision*. O programa resolve a equação de Richards por meio de iterações numéricas a partir das características geométricas, das propriedades hidráulicas dos materiais envolvidos e das condições de contorno.

Três seções transversais foram analisadas com base na estratigrafia do talude do km 552+000 PN. Os parâmetros hidromecânicos de entrada utilizados no modelo foram apresentados nos Itens 6.2.3 e 6.2.4.6. Além das seções transversais, também foram definidas três subseções verticais, a partir das quais foram obtidos resultados de poropressão em profundidade. Essas subseções foram implementadas nos patamares inferior, médio e superior de cada seção transversal, conforme apresentado nas Figuras 93 a 95.

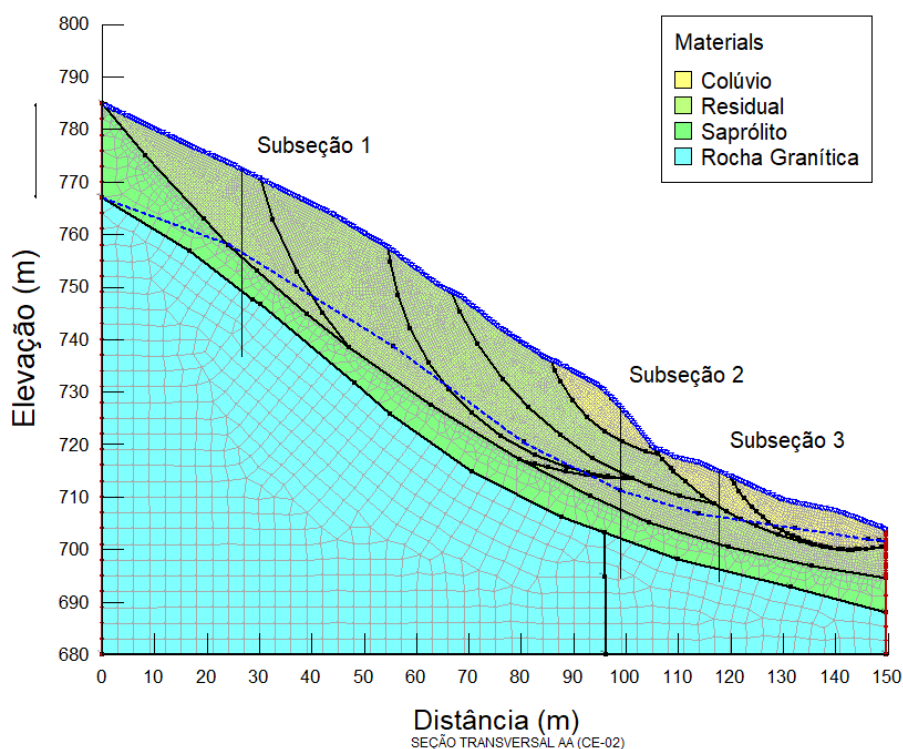


Figura 83 - Cenário 01 modelado para as simulações hidromecânicas no talude do km 552+000 PN

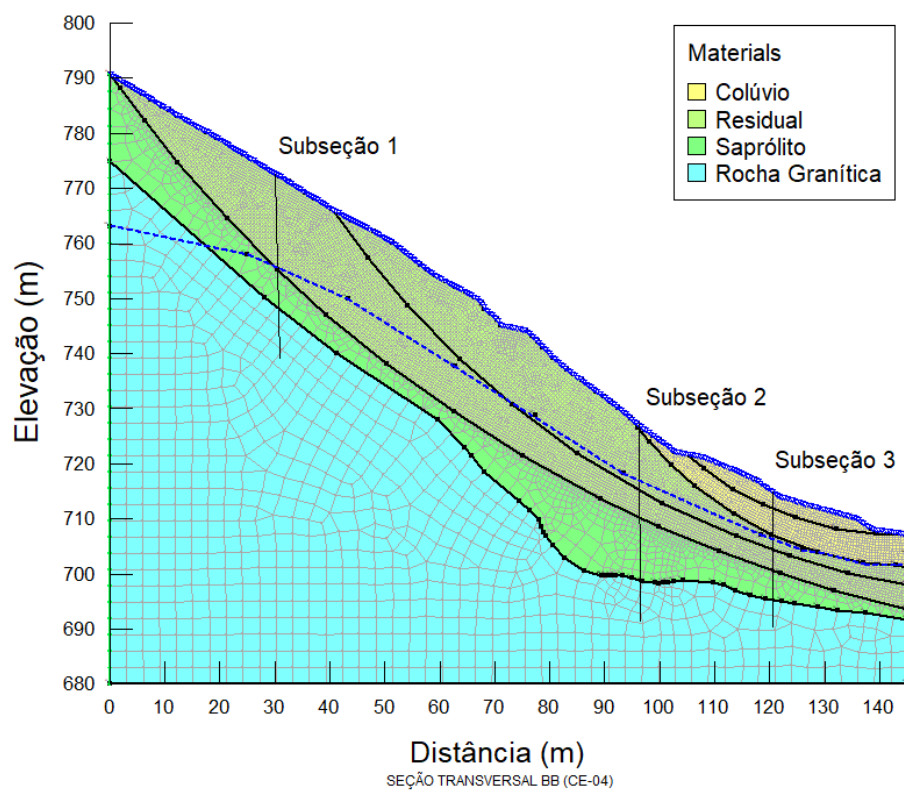


Figura 84 - Cenário 02 modelado para as simulações hidromecânicas no talude do km 552+000 PN

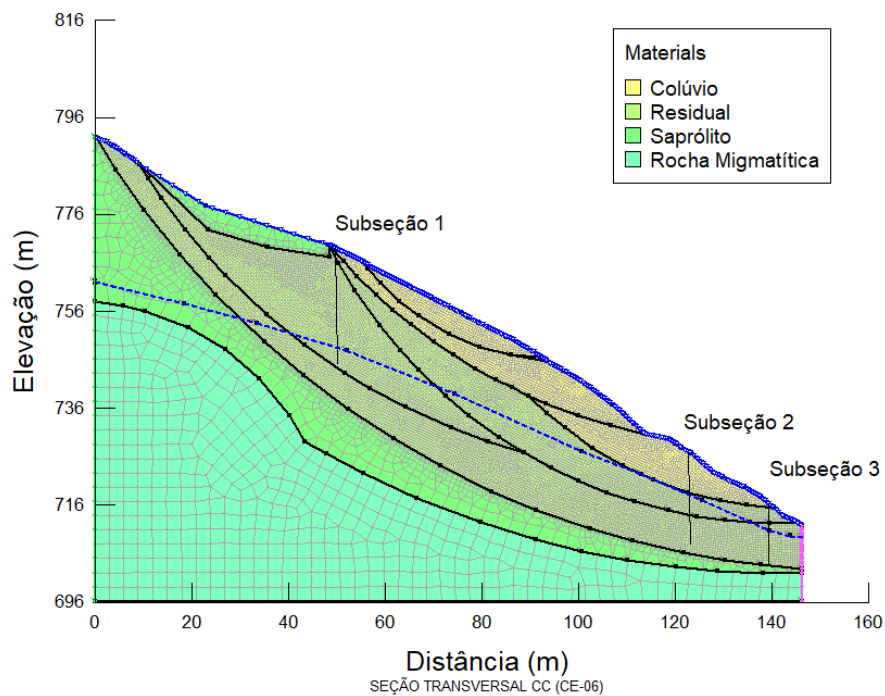


Figura 85 -Cenário 03 modelado para as simulações hidromecânicas no talude do km 552+000 PN

Vinte eventos de chuva foram escolhidos e aplicados ao modelo com intuito de avaliar a infiltração de água no solo, assim como a variação da sucção ao final desse evento. Os eventos foram definidos de forma a avaliar diferentes volumes e intensidades de pluviometria em acúmulos de 24 e 72 horas.

Para que as simulações fossem realizadas, foram definidos valores de poropressão nos taludes, conforme os perfis iniciais apresentados anteriormente na Figura 82, de forma que nas condições de contorno e nas três subseções nas quais se avaliou a evolução da poropressão, essa correspondesse ao valor inicial da instrumentação, ou seja, o perfil registrado três dias antes do evento de chuva.

Ao final de cada simulação, o programa fornecia o perfil final de poropressão, com o qual foi possível calcular a variação da poropressão em uma dada profundidade para cada uma das subseções. Os resultados obtidos com essas análises foram condizentes com os obtidos com a instrumentação e, portanto, validam a faixa de variação de sucção definida ao longo da profundidade previamente definida.

10.2.2 Fator de segurança

Fiori e Carmignani (2009) tratam de forma detalhada diversos métodos para o cálculo do fator de segurança, baseado no conceito de equilíbrio limite, em diferentes perfis de vertentes. As equações propostas por esses autores descrevem o fator de segurança em função das propriedades físicas e mecânicas do solo, relevo, escoamento hídrico e tipos de cobertura vegetal. A Figura 86 apresenta de modo esquemático das variáveis consideradas.

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

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

γ_w = peso específico da água (kN/m³);

h_w = altura da zona de solo saturado, perpendicular à vertente (m);

h = espessura do solo, perpendicular à vertente (m);

i = inclinação da vertente;

σ_a = pressão do peso das árvores sobre a vertente (kPa);

σ_{ve} = pressão exercida pelo vento sobre a cobertura vegetal.

No que diz respeito à vegetação, no presente estudo não foi considerado o efeito de atirantamento das raízes, uma vez que os planos de ruptura dos deslizamentos observados situam-se abaixo do sistema solo-raiz. Os valores de peso das árvores (σ_a) e força do vento exercida na cobertura vegetal (σ_{ve}) foram desprezados, pois a vegetação presente na faixa de domínio apresenta-se de pequeno porte. A inclinação da vertente (i) foi obtida pelo mapa de declividade, realizado a partir do modelo digital de terreno (MDT), na estrutura de uma grade regular com resolução espacial de 1 metro na faixa de domínio da rodovia, compreendendo 150 metros para cada lado a partir do eixo da rodovia.

Os parâmetros de solos utilizados basearam-se na literatura e nos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras indeformadas de solo coletadas em pontos específicos da Serra Pelada e da Serra do Azeite, conforme apresentado no item 6.2.4.1. Os valores amostrais dos ensaios foram extrapolados para toda a área de estudo. O plano de ruptura de movimentos translacionais, frequentes na região da Serra do Mar brasileira, encontra-se em profundidades que variam de 0,5 a 5,0 m (Vieira, 2007). Para a elaboração dos mapas de fator de segurança foram adotados valores crescentes de 1 até 4 metros de espessura de solo, perpendiculares às vertentes, uma vez que esta é uma faixa representativa da profundidade que

é afetada pela infiltração da água da chuva e pela evapotranspiração, como pode ser visto nos gráficos dos perfis de poropressão anteriormente apresentados na Figura 82.

Visto a significativa influência da sucção na estabilidade dos taludes, as análises incluíram o modelo que governa a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados proposto por Fredlund *et al.* (1987). O autor propôs uma relação entre um parâmetro denominado ϕ^b , que caracteriza a contribuição da resistência do solo devida à sucção e o ângulo de atrito definido pelo critério de Mohr-Coulomb.

No modelo de equilíbrio limite, a resistência ao cisalhamento do solo baseada na teoria dos solos não saturados é dada pela Equação (6):

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (6)$$

Sendo $\tan \phi^b$ definido pela Equação (7):

$$\tan \phi^b = \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad (7)$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

σ_n = tensão normal total;

c' , ϕ' = parâmetros efetivos de resistência do solo saturado (intercepto coesivo e ângulo de atrito interno, respectivamente);

u_a = pressão no ar;

u_w = pressão na água;

$(\sigma_n - u_a)$ = tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial líquida

ϕ^b = parâmetro que quantifica um aumento na resistência devido a um aumento na sucção.

θ_w = umidade volumétrica;

θ_r = umidade volumétrica residual;

θ_s = umidade volumétrica saturada.

Fredlund *et al.* (1987), por meio de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, verificou que ϕ^b aumenta com o decréscimo dessa, ou seja, o parâmetro ϕ^b tende a ϕ' para baixos níveis de sucção. Seguindo esta abordagem, o acréscimo de resistência representado por ϕ^b , dado pela Equação (7), é consequência da sucção.

A primeira parte da equação é função da tensão normal total, já que os parâmetros de resistências c' e ϕ' são tipicamente constantes para um solo saturado. A segunda parte da equação é a contribuição na resistência ao cisalhamento devido à sucção e ao grau de saturação. Essa parcela pode ser calculada usando a curva característica, e os parâmetros de resistência efetivos. A redução da sucção, dada pela infiltração da chuva, faz com que a contribuição da segunda parte para a resistência ao cisalhamento do solo seja diminuída (Victorino, 2015).

Na mecânica dos solos clássica, o efeito da sucção na região não saturada seria desconsiderado e somente o valor dado pela primeira parcela da equação 6 seria a resistência ao cisalhamento disponível para o solo. Porém, para a elaboração dos mapas de fator de segurança, optou-se por considerar seu efeito, sendo para tal acrescentado ao numerador da Equação (5) a segunda parcela da Equação 6, conforme pode ser verificado na Equação (8).

$$FS = \frac{c' + \psi \cdot tg\phi^b}{h\gamma_{nat} \cdot sen(i)} + \frac{(\gamma_{sat} - \frac{h_w\gamma_w}{h}) \cdot \cos(i) \cdot tg\phi}{\gamma_{nat} \cdot sen(i)} \quad (8)$$

Onde

c' é a coesão efetiva do solo;

ψ é a sucção na superfície de ruptura;

ϕ^b é o ângulo que caracteriza a resistência do solo não saturado;

h é a profundidade da superfície de ruptura;

γ_{nat} é o peso específico natural do solo;

γ_{sat} é o peso específico saturado do solo;

i é a declividade do talude;

h_w é o nível de água;

γ_w é o peso específico da água, e

ϕ é o ângulo de atrito do solo.

10.2.3 Método de Monte Carlo

A elaboração de mapas de probabilidade de ruptura dos taludes da área de estudo teve como base a utilização do Método de Monte Carlo, que parte do princípio da geração de números aleatórios dentro de intervalos definidos para o cálculo de probabilidades (Assis *et al.*, 2002). Dada uma curva definida pela função $f(x)$ onde se deseja calcular a área delimitada por ela (Figura 87), com base no conceito do Método de Monte Carlo, utilizam-se dois grupos de números aleatórios uniformemente distribuídos (r_1 e r_2) contidos no retângulo de área $(c(a - b))$ representado na Figura 87.

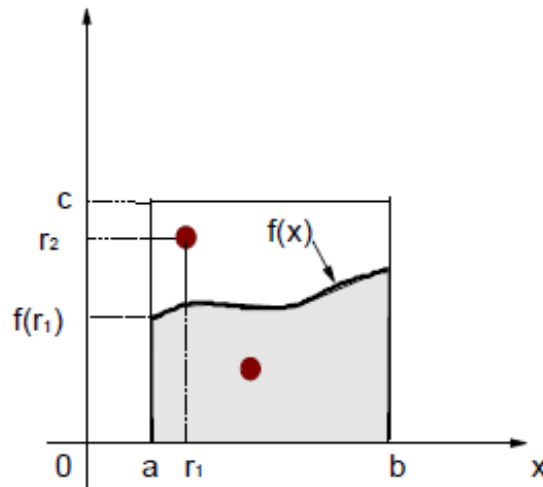


Figura 87 - Método de integração por Monte Carlo.

Fonte: Assis *et al.* (2002)

Os pares (r_1, r_2) podem representar ou não pontos na área abaixo da curva, onde o número de pares que estiverem na área é expresso por N_H e o número total de pares ordenados é expresso por N , e a probabilidade de acerto será dada pelo quociente N_H/N . A verificação do local que o par ordenado se encontra é feita da seguinte forma: se $r_2 < f(r_1)$, o ponto se encontra abaixo do gráfico, dentro da área hachurada; por outro lado, se $r_2 > f(r_1)$, o ponto se encontra fora da área hachurada.

A área da região hachurada (I) se relaciona com a área delimitada pelo retângulo de área $c(b-a)$ na proporção dada pelo quociente N_H/N , de forma que a expressão para seu cálculo é dada pela Equação (9):

$$I \approx c(b-a) \frac{N_H}{N} \quad (9)$$

De acordo com Assis *et al.* (2002), a aplicação do método de Monte Carlo é feita para obter uma aproximação da função de probabilidade para variáveis aleatórias e, para realizar uma aproximação confiável, é necessário realizar um grande número de iterações. Para o caso dos fatores de segurança (FS), cada iteração utiliza um número m de variáveis aleatórias (r_1 ,

$r_2, \dots, r_m$) contidas dentro de intervalos pré-definidos de acordo com o problema. A função utilizada para verificar a ocorrência de falha em um talude é dada pela Equação (10):

$$f(r_1, r_2, \dots, r_m) = 1 \quad (10)$$

Dada essa função, fez-se a seguinte verificação: se $FS < f(r_1, r_2, \dots, r_m)$, tem-se que o ponto se encontra abaixo do gráfico e o talude rompe; se $FS > f(r_1, r_2, \dots, r_m)$, o ponto se encontra fora da área hachurada e o talude não rompe.

Assis *et al.*, (2002) descreve que cada iteração tem uma probabilidade de sucesso R e uma probabilidade de insucesso $1 - R$, sendo independente do resultado das demais iterações, ou seja, tem-se uma distribuição binomial para a confiabilidade dos resultados das iterações. Para um número N grande de iterações, a distribuição binomial pode ser aproximada por uma distribuição normal com valor esperado $N \cdot R$ e desvio padrão $\sqrt{N \cdot R(1 - R)}$. Seja x o número de sucessos das N iterações, $x_{\alpha/2} = (N \cdot R)z_{\alpha/2}$ representa o número das N tentativas necessárias para obter uma probabilidade máxima de $\alpha/2$ de ocorrer um número de sucessos menor que x . Com base na Figura 88 e nas propriedades da função de distribuição normal é possível escrever a Equação (11):

$$\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} = \psi \left[\frac{\bar{x} - x_{\alpha/2}}{\sigma[x]} \right] \quad (11)$$

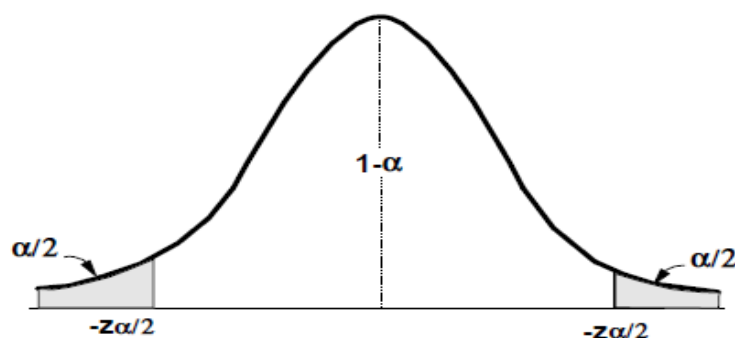


Figura 88 - Intervalo de confiança para a distribuição normal

Onde ψ é a função que fornece a área do gráfico de distribuição de probabilidade compreendida no intervalo $0 < z < Z$. Ao substituir o valor esperado e o desvio padrão em termos do número de iterações, obtém-se a Equação (12):

$$\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} = \psi \left[\frac{N \cdot R - x_{\alpha/2}}{\sqrt{N \cdot R(1-R)}} \right] \quad (12)$$

Reestruturando a equação acima, é possível calcular o número mínimo de iterações necessárias para um dado nível de confiabilidade α através da seguinte Equação (13):

$$N = \frac{R(1-R)h_{\alpha/2}^2}{\varepsilon^2} \quad (13)$$

Onde $h_{\alpha/2}$ e ε são dados pelas Equações (14) e (15), respectivamente.

$$h_{\alpha/2} = \psi^{-1} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} \right) = \psi^{-1} \left(\frac{1-\alpha}{2} \right) \quad (14)$$

$$\varepsilon = R - \frac{x_{\alpha/2}}{N} \quad (15)$$

A Equação 15 indica o erro máximo permissível ao se estimar o número de iterações. Por exemplo, se o que se pretende é um erro máximo de 5% ($\varepsilon = 0,05$), a solução encontrada deverá ter 95% de confiança, ou $(1 - \alpha) = 0,95$. Ao inserir essa condição na Equação 14, tem-se que $h_{\alpha/2} = 1,96$. Supondo que cada iteração corresponde a um evento não enviesado, assume-se que a probabilidade de sucesso é de 0,5. Dessa forma, o número de iterações necessárias para chegar a uma solução com 95% de confiabilidade será dado pela Equação (16):

$$N = \frac{0,5(1 - 0,5)1,96^2}{0,05^2} = 385 \text{ iterações} \quad (16)$$

Logo, o Método de Monte Carlo representa uma ferramenta que permite determinar as distribuições de probabilidade de funções a partir da distribuição de probabilidade das variáveis independentes com um nível de confiança $(1-\alpha)$ (Assis *et al.*, 2002).

10.3 Análise de resultados

10.3.1 Mapas de probabilidade

As análises probabilísticas, ou seja, o cálculo das probabilidades de ocorrência de ruptura dos taludes de uma dada região foi feito por meio do uso de ferramentas computacionais em programas de geoprocessamento. Dessa forma, desenvolveu-se um algoritmo em *Python*, linguagem de programação utilizada para estabelecer rotinas de trabalho que automatizam a geração de parâmetros, cenários e probabilidades, utilizando o método Monte Carlo para o cálculo de probabilidade e a Equação (5) para o fator de segurança.

Foram gerados mapas referentes às profundidades da superfície de ruptura de 1 m, 2 m, 3 m e 4 m como forma de controle intermediário da determinação da probabilidade de ruptura. Os resultados dos mapas de probabilidade foram obtidos por meio da aplicação do conceito de valor esperado, uma vez que é possível que os escorregamentos rasos ocorram em qualquer uma das profundidades citadas e se encontram no Apêndice 9.

Os valores de probabilidade de falha nos taludes do trecho em estudo foram classificados de acordo com a Tabela 37, onde os limites entre os níveis de desempenho dos taludes foram definidos com base no que fora exposto por Dell'Avanzi e Sayão (1998) apud Tonus (2009). Esses autores indicam que uma probabilidade de ruptura acima de 0,10 compromete as condições de segurança dos taludes, enquanto que probabilidades inferiores a 0,001 são consideradas baixas e indicam uma susceptibilidade baixa à ocorrência de escorregamentos. Uma escala intermediária foi elaborada para maior detalhamento e visualização da distribuição de probabilidades.

Tabela 37 - Relação da probabilidade de falha com o nível de desempenho esperado dos taludes

Probabilidade de falha	Nível de desempenho esperado
$pf > 0,10$	Baixo
$0,05 \leq pf < 0,10$	
$0,01 \leq pf < 0,05$	
$0,005 \leq pf < 0,01$	
$0,001 \leq pf < 0,005$	
$pf < 0,001$	Alto

Com base na análise dos mapas gerados, observa-se que os pontos de maior probabilidade de ruptura correspondem àqueles que possuem maiores declividades. Ressalta-se que os trechos entre os km 507 e 518 (Pistas Sul e Norte) na Serra do Azeite e entre os km 544 e 549 PS na Serra Pelada, assim como as regiões entre os km 550 e 552 PN, também na Serra Pelada, cujas probabilidades de ruptura próximos à rodovia são superiores a 0,1.

Como constatado durante as visitas de campo, a região apresenta afloramentos em rocha, os quais podem atingir declividades superiores àquelas apresentadas por taludes em solo, chegando a apresentar taludes verticais ou mesmo negativos (Kanji, 2006). Dessa maneira, realizou-se a delimitação dos locais com afloramentos por meio de hachura específica nos mapas, indicando que o talude pode vir apresentar desempenho superior ao fornecido pelo geoprocessamento. No entanto, para maiores informações sobre a estabilidade dos taludes em rocha, estudos específicos devem ser empreendidos.

Ainda com base na interpretação dos mapas de probabilidade de ruptura gerados em conjunto com as visitas de campo, foram identificadas áreas nas quais os taludes já sofreram obras de estabilização. Os taludes nessas condições, muitas vezes, apresentam elementos de suporte, como grampos ou tirantes, que possibilitam a aplicação de maiores declividades, mantendo as condições de segurança. Mais uma vez, o processamento realizado não leva em consideração a existência desses elementos de reforço e, portanto, o resultado pode vir a indicar valores de probabilidade de ruptura superiores aos reais. Estudos específicos sobre as contenções e outras obras de estabilização devem ser empreendidos para a obtenção de maiores detalhes sobre as condições de estabilidade dessas estruturas.

Mapas de probabilidade em uma escala geral compreendendo as áreas da Serra do Azeite e Serra Pelada estão apresentados no Apêndice 9. De maneira complementar, para facilitar a gestão por parte da concessionária, foram gerados mapas em escala 1:5000 como o apresentado na Figura 89. Nele, no lado esquerdo observa-se o detalhe do mapa de probabilidade sobre o qual foram feitas as anotações referentes às verificações de campo, identificando-se as zonas em que obras de estabilização foram empreendidas e locais com afloramento de rochas. Apresenta-se ainda um recorte de imagem de satélite no lado direito para contextualização de detalhes pertinentes à topografia, drenagem e uso do solo. Na região inferior apresenta-se uma esquematização geral da área (Serra Pelada ou do Azeite) com a indicação da localização do trecho representado pelo mapa em questão.

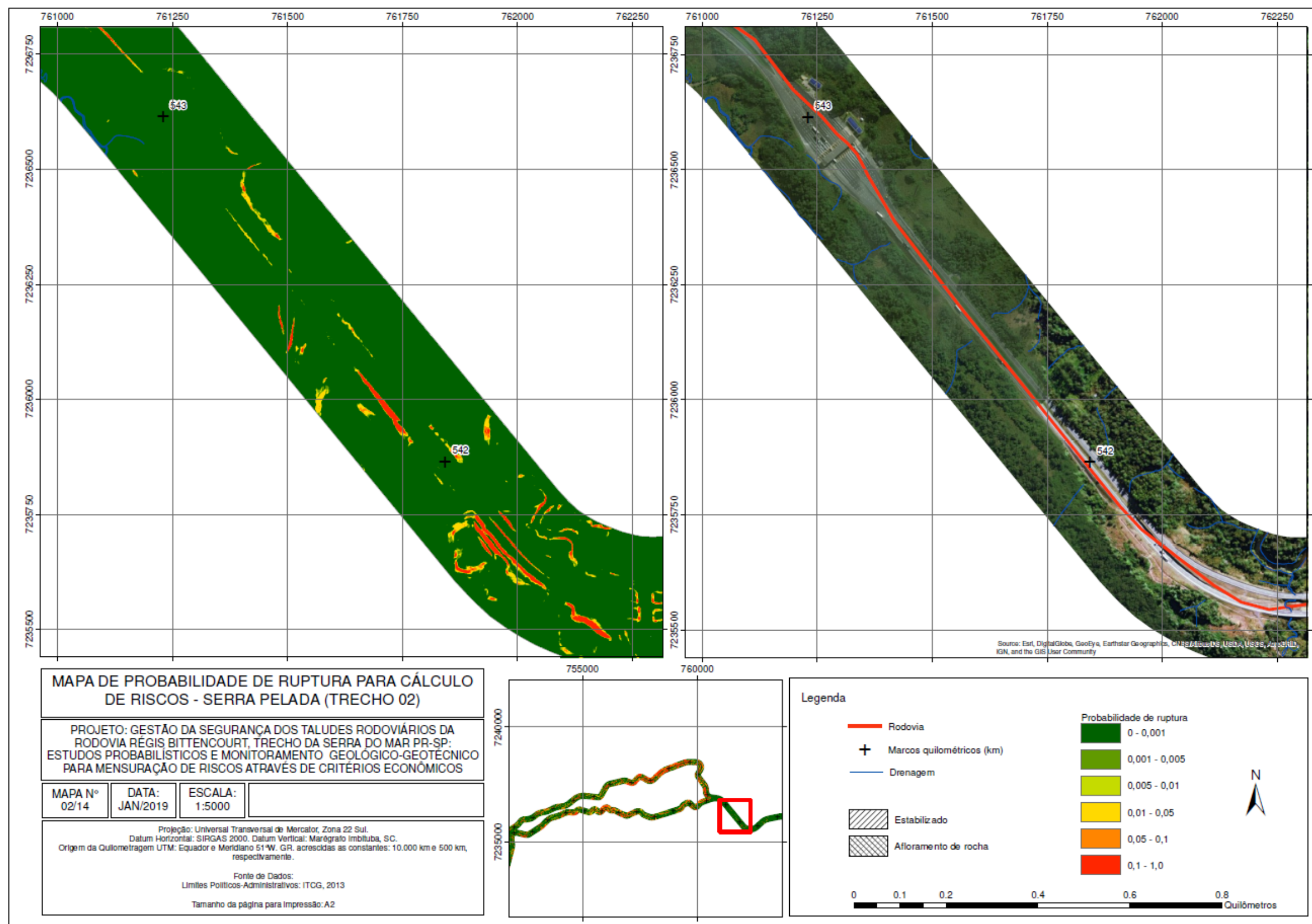


Figura 89 - Exemplo de mapa de probabilidade em escal 1:5.000

10.3.2 Mapas de mensuração econômica de riscos

Como parte do escopo desenvolvido pelo presente projeto, buscou-se determinar os custos totais de perdas e danos causados por deslizamentos. Para tal, fez-se uma composição dos custos diretos (custos de substituições, reparações ou manutenções de estruturas impactadas) e dos custos indiretos (perdas sobre a produtividade da área afetada direta ou indiretamente pelo deslizamento) (Schuster e Highland, 2001).

Os custos diretos compreendem os danos à rodovia, obras de arte especiais (OAE), estradas rurais, propriedades e cobertura vegetal enquanto os custos indiretos correspondem aos danos às plantações, interdição da rodovia e perda produtiva das vítimas. Os valores foram definidos com base em metodologias e estudos de estimativas de custos utilizadas em diferentes áreas visando-se a obtenção do valor econômico dos deslizamentos de encostas.

Os custos médios de construção da rodovia, bem como das OAE, foram definidos através da consulta aos custos gerenciais médios publicados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) com base na tabela SICRO 2 (Sistema de Custos Referenciais de Obras) com referência ao mês de julho de 2017. O custo médio de danos às estradas rurais presentes nos trechos de estudo, foi determinado através da planilha de custos apresentada no projeto de manutenção de estradas rurais (EMATER, 2013), com atualização monetária de acordo com o valor do Índice Nacional de Preços ao Consumidor Amplo (IPCA) para o mês de outubro de 2018.

O valor atribuído aos danos às propriedades embasou-se no indicador de custos da construção civil publicados pelo Sindicato da Indústria da Construção Civil (SINDUSCON) e Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC): Custo Unitário Básico de Construção (CUB), o qual é regido pela Lei Federal 4.591/64, cuja composição engloba valores de materiais, mão-de-obra, despesas administrativas e equipamentos.

O custo médio dos danos à cobertura vegetal foi definido através do levantamento bibliográfico de Planos de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD) considerando reflorestamentos que permitam a criação de uma nova floresta com características estruturais e funcionais igual à da floresta original; sendo os valores utilizados extraídos do estudo desenvolvido por Vieira (2008).

Para os custos indiretos, inicialmente foram determinadas as despesas com vítimas fatais de deslizamentos, considerando-se a perda de produção correspondente à renda total que a vítima teria alcançado ao longo de sua vida. O valor referente à interdição da rodovia foi definido com base na perda de arrecadação de pedágio de acordo com as informações publicadas no relatório de Demonstrações Financeiras Anuais Completas da Autopista Régis Bittencourt (2018).

Através de visitas de campo foram identificadas áreas de cultivo de bananas e plantas ornamentais no trecho de estudo. Foram considerados os custos de produção e rentabilidade por hectare dessas culturas. Para o cultivo de bananas, os valores foram determinados através da planilha eletrônica publicada pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) e para as plantações ornamentais, em função da diversidade de espécies, o preço médio considerado baseou-se em custos de rentabilidade e produção de Antúrios (Kiyuna, 2004) em função da região de estudo ser o principal polo produtor brasileiro da espécie.

Após a mensuração dos riscos de acordo com as áreas identificadas no mapa de uso e ocupação do solo, elaboraram-se a partir de um Sistema de Informações Geográficas (SIG) os mapas de mensuração econômica, aplicando em cada região os valores anteriormente definidos, conforme ilustrado no Apêndice 10.

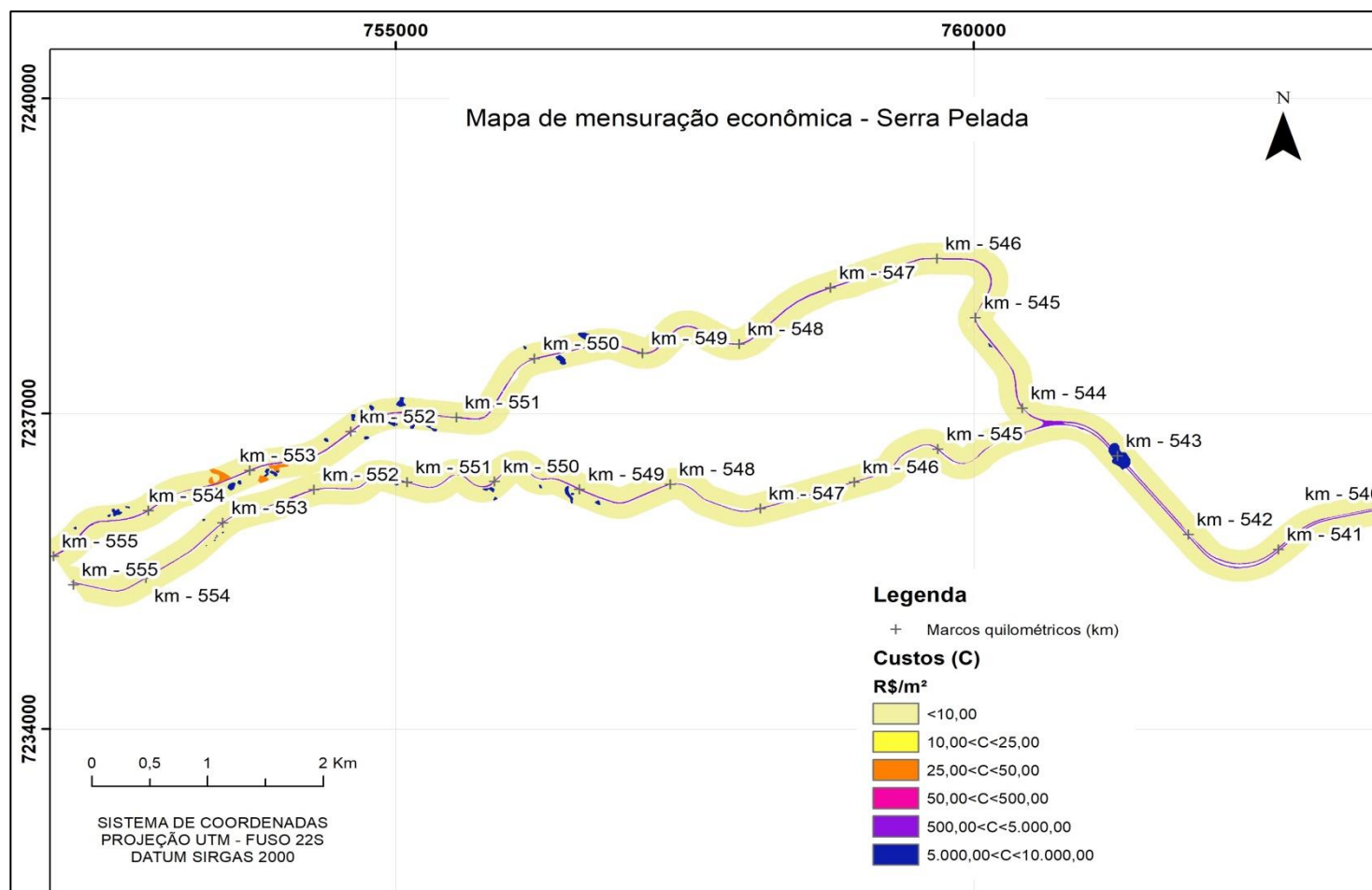


Figura 90 - Mapa de mensuração econômica - Serra Pelada - km 540 - 555

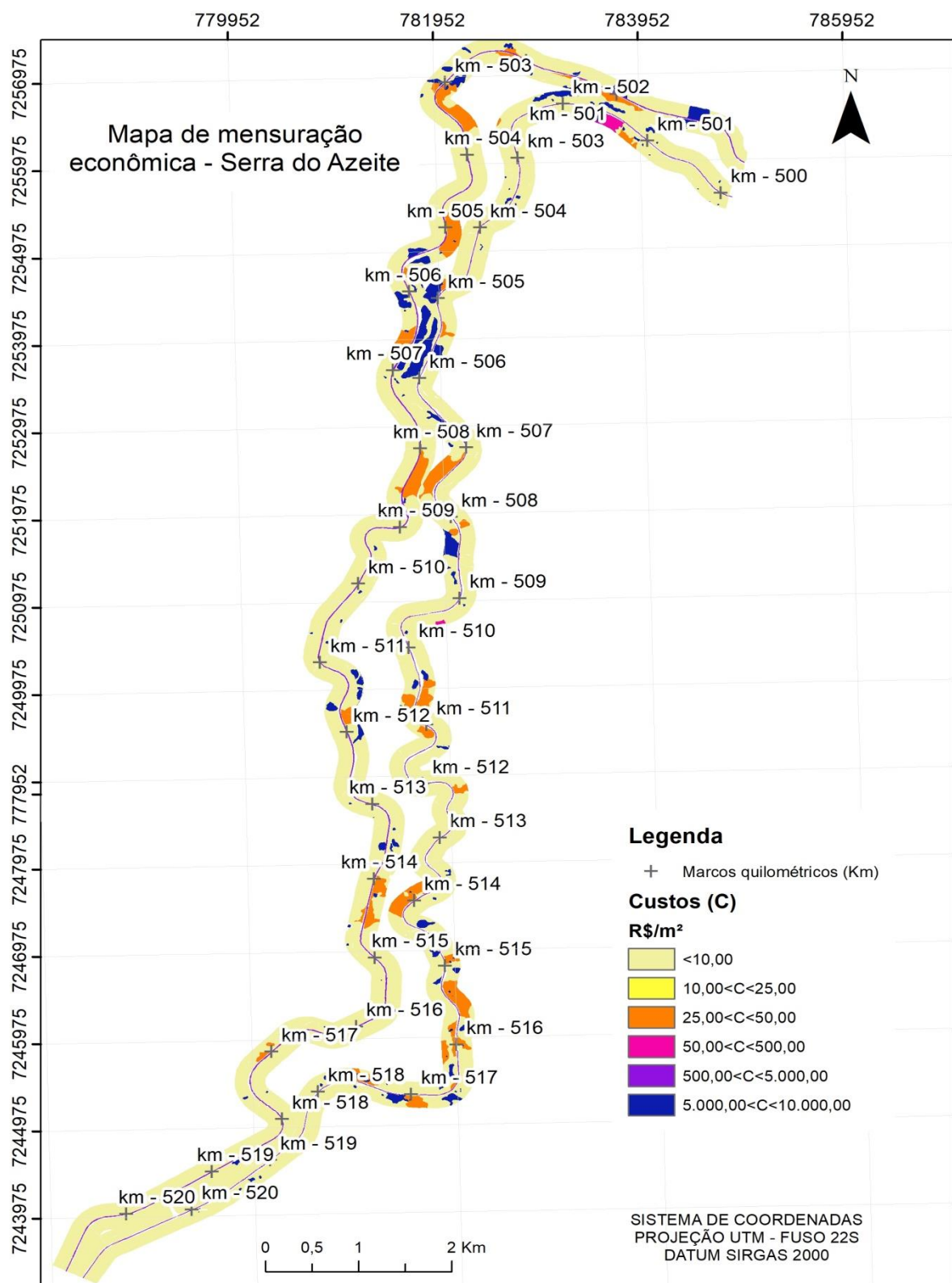


Figura 91 - Mapa de mensuração econômica - Serra do Azeite - km 500 – 520

10.3.3 Mapas de risco

Propôs-se, na justificativa do presente projeto, a construção de uma ferramenta para gerenciamento de riscos e tomada de decisão fundamentada no conceito de risco monetizado:

$$\text{RISCO (R\$)} = \text{PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA (\%)} \times \text{CONSEQUÊNCIA (R\$)}$$

Tal metodologia avalia e mensura a incerteza inerente à ocorrência de processos de movimentos de massa a partir de duas perspectivas: probabilidade e impacto. A probabilidade representa a possibilidade de que um determinado evento de deslizamento ocorra e não envolve a adoção parâmetros de entrada determinísticos, ou seja, considera-se uma faixa de valores para cada parâmetro de entrada utilizado no modelo (e.g. intercepto coesivo, ângulo de atrito, poropressão) e o impacto representa a sua consequência/efeito em termos financeiros.

Com base nesse contexto, mapas de risco foram construídos a partir do produto entre a probabilidade de ocorrência de um escorregamento e sua consequência financeira (Apêndice 11). A escala de cores adotada para a classificação dos valores do raster de risco está sintetizada na Tabela 38. A escolha dos limites se deu por meio da observação dos dados apresentados pelo raster de risco.

Tabela 38 – Sintetização dos valores de risco

Intervalos para classificação do risco (R\$/m²)

R < 1,00
1,00 < R < 5,00
5,00 < R < 10,00
10,00 < R < 100,00
100,00 < R < 500,00
500,00 < R < 2.500,00
2.500,00 < R < 6.500,00

A primeira classe, de risco inferior a R\$ 1,00/m² corresponde, na sua maioria, àquelas áreas identificadas como florestais ou campestres. A última classe se concentra nos pontos delimitados por área urbanizada, onde o custo elevado se torna preponderante no cálculo do risco. Ressalta-se que as obras de arte presentes na rodovia apresentam risco incluso na segunda classe apresentada na Tabela 38. As áreas de cultivo apresentam risco intermediário na escala apresentada, estando o mesmo mais condicionado aos locais escolhidos para a plantação (com grandes declividades) do que aos custos específicos de recomposição.

Por meio de observação dos mapas foi verificado que os pontos que oferecem maior risco monetizado na Serra do Azeite se encontram na proximidade de áreas urbanizadas e de obras de arte. A análise dos mapas de risco monetizado permitiu verificar que o risco na Serra Pelada é inferior ao da Serra do Azeite, o que pode ser associado à menor extensão de áreas urbanizadas.

De forma análoga à descrita para os mapas de probabilidade, mapas de risco em escala 1:5000 como o apresentado na Figura 92 foram construídos e entregues à concessionária. Tal produto seguiu o mesmo padrão dos mapas de probabilidade de ruptura onde, no lado esquerdo observa-se o mapa de risco com anotações referentes às verificações de campo e à direita apresenta-se um recorte de imagem de satélite para uma contextualização dos detalhes da localidade.

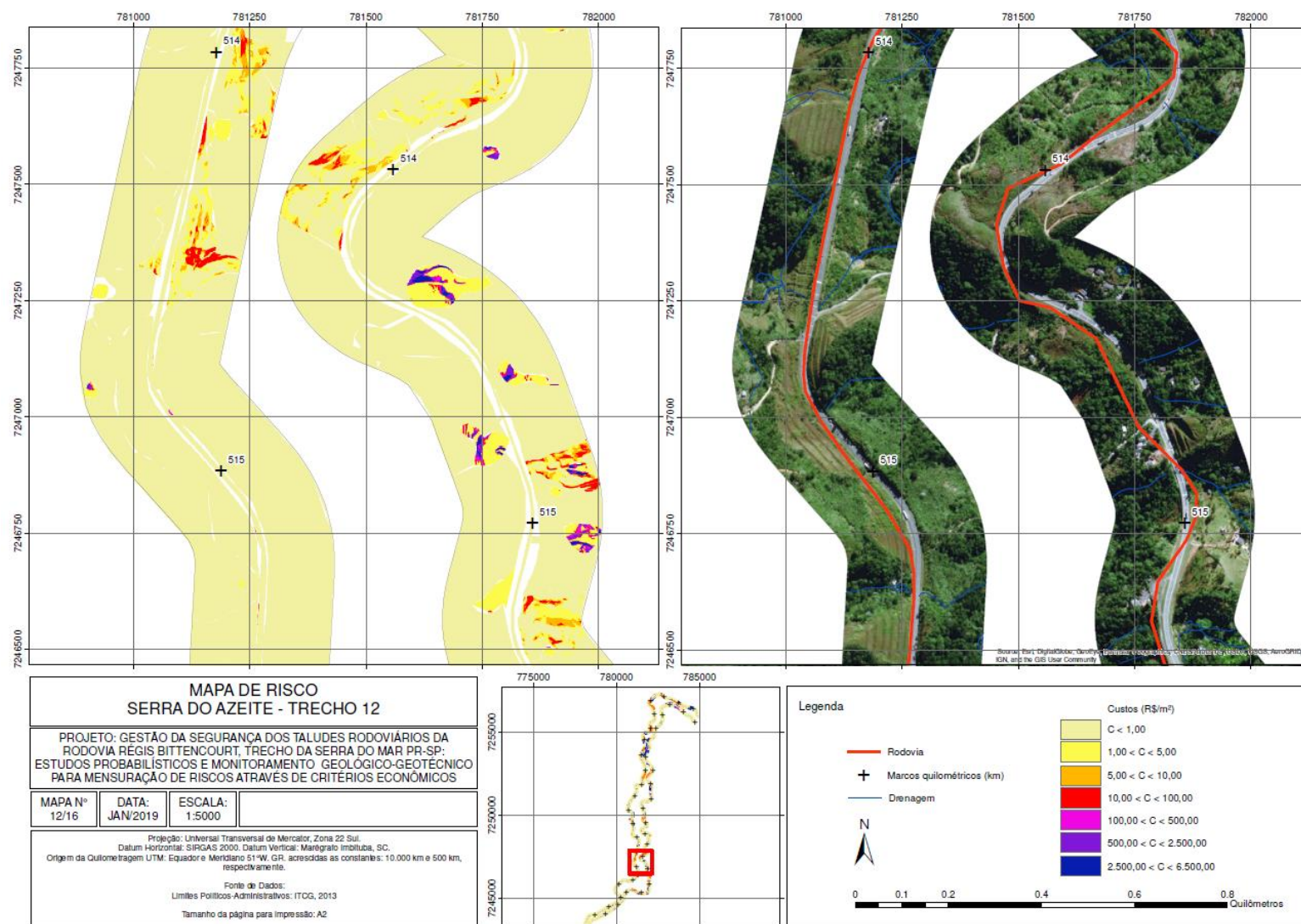


Figura 92 - Exemplo de mapa de risco em escala 1:5.000

11 CONSOLIDAÇÃO DE DIRETRIZES PARA O GERENCIAMENTO DA SEGURANÇA DOS TALUDES

11.1 Introdução

Neste item inicialmente busca-se resumir as diferentes etapas da pesquisa de maneira integrada, sintetizando-se de que forma as mesmas se articularam no desenvolvimento do projeto.

Em seguida os resultados são analisados criticamente, procurando-se consolidar recomendações que possam ser incorporadas à prática da operação rodoviária, com a finalidade de se aperfeiçoar a gestão da segurança de encostas da Serra do Mar.

11.2 Resultados

Buscou-se, com o desenvolvimento do presente projeto de pesquisa, a obtenção de um produto final por meio do mapeamento do risco de escorregamentos dos taludes ao longo das Serras do Azeite e Pelada na Rodovia Régis Bittencourt com base no conceito de monetização.

Nas fases iniciais dos estudos, realizou-se um levantamento de dados disponíveis sobre o local com base em consulta tanto em literatura especializada como em registros de escorregamentos fornecidos pela concessionária. Visitas ao sítio de estudo auxiliaram no entendimento da dinâmica regional e na confirmação das preposições adotadas e dos resultados obtidos pelas análises empreendidas.

Análises preliminares da condição do sítio de estudo foram desenvolvidas almejando o entendimento da sua dinâmica pluviométrica para o planejamento das ações de monitoramento, assim como para avaliar as respostas do comportamento geomecânico de um dos taludes com relação ao desenvolvimento temporal dos deslocamentos observados por meio de análise de dados de topografia.

Para o refinamento das informações obtidas nas etapas iniciais e de modo a permitir uma modelagem numérica do problema, campanhas de investigação geotécnica com o emprego de sondagens mistas, ensaios geofísicos e de permeabilidade *in situ* foram realizados. De maneira complementar, foram coletadas amostras indeformadas de solo ao longo da Serra Pelada e da Serra do Azeite para a realização de ensaios laboratoriais de caracterização do solo, sucção e de cisalhamento direto para a determinação de parâmetros de resistência.

Os resultados dos ensaios, interpretados em conjunto com dados da literatura e de projetos anteriores de RDT, constituíram os valores de entrada para a modelagem numérica da estabilidade dos taludes da área de estudo. As análises de estabilidade desenvolvidas compreenderam o uso de métodos de equilíbrio limite e probabilísticos, os quais dependem tanto dos parâmetros geomecânicos do solo e de sua variabilidade, bem como da disposição do relevo, traduzida por meio da declividade.

Em paralelo, realizou-se a concepção de um sistema de monitoramento próprio para a região de estudo, que subsidiou a elaboração da metodologia de monitoramento da segurança dos taludes rodoviários.

Com base na interpretação das leituras do sistema de monitoramento implantado, limiares pluviométricos empíricos correlacionando volume de chuva acumulado com histórico de eventos de instabilização foram elaborados. Para cada um dos três equipamentos instalados ao longo do presente projeto definiu-se uma área de influência para tal correlação. Considera-se que os pontos na Serra Pelada estão sob a área de influência do pluviógrafo P 552 e, portanto, para o monitoramento dessa serra deve-se fazer o uso deste instrumento. Na Serra do Azeite, de maneira análoga, deve-se observar a proximidade da localidade que se deseja analisar com os pluviógrafos P 508 ou P 513, respeitando-se a delimitação das bacias hidrográficas para a leitura dos registros de precipitação e plotagem dos pontos no limiar pluviométrico apresentado na seção **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

O uso de dados de monitoramento geotécnico proveniente das estações pluviométricas representou uma ferramenta útil para a obtenção de parâmetros de entrada para a modelagem de fatores ambientais condicionantes de movimentos de massa, como é o caso dos escorregamentos deflagrados por chuvas. Informações provenientes de um banco de dados de outra área de estudo em projeto de RDT (Morro do Boi, BR-101 SC) foram utilizadas para

definição da variação da sucção nas camadas superficiais, após validação de sua aplicação por meio de simulações numéricas, que demonstraram que a resposta do talude modelado com os parâmetros hidromecânicos representativos da região de estudo se assemelha às respostas fornecidas pelos dados de instrumentação utilizados.

A ampliação da série histórica, que ocorrerá à medida que o monitoramento prosseguir nos próximos anos, bem como a implementação de novos pontos de monitoramento estão diretamente associadas ao aperfeiçoamento dos resultados obtidos nesta fase do projeto.

Os mapas desenvolvidos (Apêndice 11), que representam parte dos produtos finais gerados no presente estudo, constituem uma ferramenta de gerenciamento de riscos e tomadas de decisão com conceitos inovadores para o monitoramento de encostas, uma vez que encostas de trechos rodoviários em operação e relevantes à infraestrutura nacional foram analisadas com uma abordagem probabilística. Com base nos mapas gerados, observa-se que os riscos se concentram nos trechos onde há maiores declividades. A utilização desses mapas é útil para nortear ações de manutenção preventiva e monitoramento.

Como trabalhos futuros, recomenda-se a ampliação da série histórica de leituras e o aperfeiçoamento dos mapas de risco gerados de modo a integrá-los com os cenários de chuva previamente definidos em cada estação de monitoramento, bem como se buscar refinar a avaliação das consequências geradas em episódios de movimentos de massa.

11.3 Análise de resultados

Evitar acidentes decorrentes de deslizamentos em encostas significa aumentar a segurança da rodovia. Com base na aplicação da linha de estudo desenvolvida no presente projeto, que buscou identificar as regiões de maiores riscos nos trechos estudados, pode-se dizer que:

- Ações de manutenção preventiva passam a ter um direcionamento, onde as regiões de maior risco monetizado serão prioritárias perante as demais;

- Tais ações nas regiões de maior risco proporcionarão um aumento dos níveis de segurança, à medida que se reduzem as chances de que consequências danosas de escorregamentos impactem os usuários e as populações vizinhas à rodovia;
- O monitoramento contínuo das chuvas e instrumentos instalados, além de outros que poderão ser adicionados no futuro, alimentará progressivamente o modelo concebido com um volume de dados crescente, o que proporcionará um aperfeiçoamento de sistemas de alerta, que sob eventos pluviométricos críticos podem até mesmo desencadear bloqueios parciais ou totais das pistas da rodovia, priorizando-se a segurança dos usuários.

Com vistas à incorporação de boas práticas à gestão rodoviária, seja na Serra do Mar ou em outros contextos geológico-geográficos do país, a análise da experimentação e resultados obtidos com o presente projeto permitem recomendar como diretrizes:

- Ao longo do traçado rodoviário, mostra-se de fundamental importância estabelecer um correto entendimento das condições geológicas. Deve-se notar que informações em escala aceitável para fins de mapeamento costumam estar disponíveis publicamente (por exemplo, dados do CPRM). Essas informações, que podem ser consolidadas com investimentos relativamente reduzidos em estudos de *desktop*, devem ser interpretadas no sentido de se identificar potenciais riscos geológico-geotécnicos. Nos maciços da Serra do Mar, como os aqui estudados, movimentos de massa largamente representam a principal ameaça.
- Além de se proceder ao mapeamento supracitado, observa-se a necessidade de se ampliar o universo de informações do subsolo em pontos mais críticos (com histórico de movimentação do terreno) ou que sejam representativos das condições geológicas que prevalecem no traçado rodoviário. Na área selecionada para estudo, assim como na grande maioria das rodovias implantadas em território nacional, informações detalhadas da estratigrafia dos terrenos mostram-se ainda limitadas para uma adequada quantificação de riscos geotécnicos, os quais somente podem ser identificados com investimentos em sondagens e levantamentos de campo como os que viabilizaram o presente trabalho.

- Para se otimizar a aplicação de recursos na obtenção de informações do subsolo, métodos convencionais de sondagem (e.g. trado, SPT, rotativas) podem ser combinados com técnicas geofísicas. O presente estudo envolveu aplicação do método da eletrorresistividade, cuja interpretação em conjunto com dados de sondagens diretas rotineiras mostrou o potencial da abordagem integrada.
- A metodologia de mapeamento utilizada na presente pesquisa possibilita identificar rapidamente, com a aplicação sistemática de técnicas de geoprocessamento e uso de processos expeditos de análise como o do método do talude infinito, que áreas demandam atenção prioritária quanto a riscos de escorregamentos.
- Procedimentos usuais de mapeamento de susceptibilidade a deslizamentos empregam critérios hierárquicos, muitas vezes qualitativos ou subjetivos. Considera-se que tais procedimentos são prática mínima recomendada, ou, preferencialmente, sugere-se aplicar as metodologias desenvolvidas no presente trabalho, em que índices de segurança são quantificados seja com a aplicação de métodos determinísticos ou através de métodos probabilísticos, os quais na pesquisa foram aplicados de maneira inédita em trechos rodoviários relevantes como os da rodovia Régis Bittencourt.
- Os mapas desenvolvidos no projeto traduzem diretrizes para identificar áreas que envolvem maiores riscos de escorregamentos. Deve-se notar no entanto que é recomendável proceder a investigações geotécnicas nessas áreas críticas, para se avaliar mais precisamente as suas características e possíveis ações de engenharia.
- O entendimento da sucção presente na zona ativa, que é controlada pelas condições pluviométricas e capacidade de retenção de umidade dos solos, mostra-se fundamental em maciços presentes na Serra do Mar bem como em problemas envolvendo encostas em outras regiões do país.
- Os escorregamentos que tipicamente ocorrem em maciços da Serra do Mar são deflagrados pela ação da precipitação pluviométrica. Para fins de monitoramento, deve-se notar que o uso de instrumentação geotécnica convencional (e.g. inclinômetros e piezômetros) encontra limitações, pois os eventos de ruptura muitas vezes se manifestam subitamente, sem a possibilidade

de se agir de antemão diante de situações críticas. É preferível portanto monitorar continuamente o agente deflagrador, no caso a chuva. O uso de ferramentas simples, como uma rede de pluviógrafos e os limiares pluviométricos desenvolvidos no presente projeto permite que a gestão de segurança da operação rodoviária atue com critérios de alerta no caso de chuvas prolongadas ou intensas de forma prática e objetiva.

- O conceito de monetização de riscos representa uma ferramenta que facilita a tomada de decisão para a priorização e direcionamento de investimentos, sejam de operação ou de capital. Os parâmetros consolidados no presente estudo são de simples aplicação e permitem quantificar custos de danos decorrentes de escorregamentos à infraestrutura, a áreas de cultivo, a populações e aos usuários da rodovia. A representação gráfica adotada para os resultados (probabilidades de ruptura, custos de consequências e riscos monetizados), que envolveu mapas dos trechos rodoviários, facilita o entendimento e incorporação da metodologia à prática da gestão rodoviária.

•

12 CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E PRODUTOS GERADOS

12.1 Objetivos do projeto

O objetivo geral do presente projeto, definido no plano de trabalho, consistiu em aumentar a segurança da operação rodoviária na Serra do Mar, através da consolidação de critérios para a gestão de riscos geológico-geotécnicos mediante o conhecimento das probabilidades de ocorrência de eventos críticos e de suas consequências.

Para que o mesmo pudesse ser atingido, objetivos específicos foram definidos. Na sequência, esses objetivos serão descritos em conjunto com resultados, ações e produtos gerados para que os mesmos fossem atendidos durante o desenvolvimento da pesquisa.

- *Objetivo: Analisar os níveis de segurança de encostas, buscando-se embasar a tomada de decisão através de critérios econômicos de mensuração de riscos, com base em análises probabilísticas de estabilidade e monitoramento de condições plúvio-piezométricas.*

No presente estudo, um trabalho experimental de campo e laboratório permitiu a consolidação de parâmetros dos terrenos presentes na área em estudo com vistas à realização de análises de estabilidade. Índices de susceptibilidade a escorregamentos foram gerados em escala regional em ambiente GIS, usando-se abordagens determinísticas e, principalmente, probabilísticas. Sob o ponto de vista econômico, mapas de uso e ocupação do solo embasaram um trabalho de monetização da infraestrutura presente ao longo dos trechos estudados da rodovia. Os resultados das análises foram apresentados sob a forma de mapas, os quais estão apresentados no Apêndice 10 do presente documento. Os mesmos constituem ferramentas práticas para tomada de decisão no que se refere à avaliação do nível de instabilidade das encostas pertencentes às regiões da Serra Pelada e Serra do Azeite.

Uma rede de sensores foi implantada com ênfase no monitoramento pluviométrico (estação P 552 na Serra Pelada e estações P 508 e P 513 na Serra do Azeite). Os limiares pluviométricos elaborados e apresentados no item 9.4 deste documento permitem associar o volume de chuvas medido pelos três pluviógrafos instalados na pesquisa com um cenário de maior ou menor risco à ocorrência de eventos instabilizantes.

- *Objetivo: A partir de um estudo de caso em área selecionada na pesquisa (regiões de interesse: Serra Pelada e Serra do Azeite), identificar os fatores que levam à instabilização dos taludes rodoviários.*

Na pesquisa, registros de escorregamentos pretéritos da Serra Pelada e Serra do Azeite foram analisados em conjunto com os cenários pluviométricos vigentes quando da sua ocorrência. Os estudos confirmaram o papel da chuva como agente deflagrador de escorregamentos, fenômeno este que faz parte da dinâmica natural dos maciços da Serra do Mar. O trabalho experimental e analítico mostrou a importância de se conhecer os níveis de sucção que atuam nas camadas superficiais do terreno, os quais são por sua vez condicionados pelo regime pluviométrico e umidade resultante (curvas características dos solos). Os níveis de sucção matricial exercem um papel preponderante na manutenção da resistência ao cisalhamento dos solos sob condições não saturadas e influenciam significativamente o cálculo de fatores de segurança a escorregamentos. Os mapas gerados evidenciaram ainda o importante papel que a declividade dos maciços em questão exerce nos níveis de segurança.

- *Objetivo: Aprofundar o entendimento dos mecanismos que controlam a resistência e estabilidade na região de estudo, avaliando-se a influência de eventos pluviométricos e piezométricos com base no histórico de leituras advindo de dados de instrumentação.*

Conforme mencionado, o trabalho experimental da pesquisa envolveu a implantação de três estações pluviométricas (P 552, P 508 e P 513). Embora as mesmas passem a agregar leituras objetivas de chuva a partir do momento de sua implantação, o monitoramento ainda se refere a um período de tempo limitado – séries históricas precisam ser construídas gradualmente. Idealmente, dados de chuva devem envolver décadas de leituras para que tendências sazonais e mudanças de padrão em maior escala temporal possam ser interpretadas. Como parte do escopo do presente projeto, foram avaliadas séries históricas de diversos pluviógrafos existentes em regiões próximas às áreas de estudo (Serra do Azeite e Serra Pelada). No total, foram analisadas séries históricas de 9 equipamentos distintos, buscando-se, com isso, correlacionar volumes de chuva registrados pelos mesmos com a ocorrência de eventos de instabilidade mapeados durante o desenvolvimento da Etapa 1 do projeto.

As séries históricas dos 9 pluviômetros existentes no entorno da área estudada permitiram estabelecer correlações entre as leituras destes equipamentos e daqueles instalados durante a execução do presente projeto, de modo que se pôde razoavelmente inferir as condições de chuva que existiam quando da deflagração de escorregamentos passados. Essas análises e resultados foram apresentados em detalhe ao longo dos relatórios parciais de pesquisa e consolidados nos itens 5 e 9 do presente documento.

Cabe ressaltar que a análise de registros de escorregamentos antigos versus as chuvas que estavam associadas aos mesmos consistiu na base de dados para a construção dos limiares pluviométricos, apresentados no item 9 deste documento. Os limiares pluviométricos desenvolvidos representam importantes critérios para a gestão da segurança, podendo-se sob eventos pluviométricos críticos desencadear até mesmo bloqueios parciais ou totais das pistas da rodovia para se preservar a segurança dos usuários.

- *Objetivo: Aperfeiçoar a aplicação de técnicas geofísicas na investigação de encostas naturais, com vistas a se identificar o seu real potencial na fundamentação de análises de estabilidade e planejamento de sistemas de monitoramento.*

No presente projeto, além de sondagens mistas convencionais, buscou-se aplicar o método geofísico da resistividade. Assim, as investigações geotécnicas de campo compreenderam 12 caminhamentos elétricos, realizados no km 552 da rodovia Régis Bittencourt. A escolha do local levou em consideração uma análise de risco realizada com base nas informações levantadas ao longo do desenvolvimento das etapas 1 a 3. As linhas de investigação geofísica executadas englobaram caminhamentos paralelos e transversais à rodovia, permitindo, em conjunto com os dados das sondagens convencionais, a interpretação de um modelo tridimensional do subsolo que serviu de base para análises de estabilidade. Informações detalhadas sobre essa etapa foram apresentadas no item 6 do presente relatório.

Ressalta-se que as técnicas geofísicas constituem uma ferramenta de grande potencial para aplicação em investigações do subsolo em rodovias. No presente estudo a interpretação conjunta dos resultados dos caminhamentos elétricos com dados de sondagens mistas convencionais mostrou o potencial da abordagem integrada para a construção de modelos espaciais do terreno.

- *Objetivo: Aumentar as informações referentes a parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos residuais e coluvionares encontrados ao longo do trecho da Serra do Mar a ser estudado.*

O escopo do projeto compreendeu a coleta de amostras deformadas e indeformadas de solos presentes no traçado ao longo de 5 pontos distintos, definidos com base em informações como: unidades litológicas, bacias hidrográficas e proximidade de locais com histórico de instabilidade. Ensaios de laboratório foram realizados no intuito de se caracterizar tanto propriedades físicas como parâmetros mecânicos e de deformabilidade dos solos em questão. Os resultados obtidos com esses ensaios foram apresentados no item 6.2.4 do presente relatório.

12.2 Considerações finais

O quadro abaixo mostra que técnicas e abordagens distintas foram introduzidas no presente projeto de RDT, buscando-se comparar as proposições da metodologia aqui desenvolvida com os procedimentos mais comumente empregados na prática.

Quadro comparativo – prática usual e conceitos utilizados na presente pesquisa

Técnica ou Procedimento	Prática Usual	Presente Pesquisa
Investigações geotécnicas de campo	Sondagens a trado e mistas (SPT, rotativas)	Método geofísico (eletroresistividade)
Ensaio geotécnicos de laboratório	Caracterização, resistência	Curvas de retenção de umidade
Abordagem da análise de estabilidade	Determinística	Probabilística
Mapeamento de índices de susceptibilidade a escorregamentos	Atributos qualitativos	Quantificação com índices de segurança
Efeito da sucção nas análises de estabilidade	Normalmente desprezado	Incorporado
Monitoramento de encostas	Diversas	Ênfase em pluviometria
Interrupção de tráfego sob chuvas intensas	Reativa, em função dos problemas observados	Critérios de alerta com base em limiares pluviométricos
Planejamento de intervenções de engenharia	Reativa, em função dos problemas observados	Proativa, direcionamento a partir de risco monetizado

Cabe destacar que a aplicação da metodologia desenvolvida na pesquisa contribuirá para evitar acidentes relacionados a fenômenos de instabilização à medida que o uso e aperfeiçoamento de critérios de alerta minimiza a exposição dos usuários a situações de risco, e a identificação de trechos considerados mais susceptíveis quanto à ocorrência de escorregamentos permite direcionar investimentos preventivos de engenharia.

A atenção gradual a essas áreas deve permitir uma redução contínua do nível de suscetibilidade a escorregamentos, mitigando-se a ocorrência de situações críticas e evitando-se a necessidade de obras emergenciais, que certamente acarretam transtornos aos usuários e custos mais elevados para a recuperação das consequências dos movimentos de massa.

Entende-se que as diretrizes consolidadas no item 11.3 constituem um ponto de partida para a utilização dos resultados do presente projeto de forma prática, evidentemente podendo-se adaptar os conceitos e recomendações conforme o contexto geológico, geográfico e ambiental da rodovia em que se for considerar a sua aplicação.

Os maciços da Serra do Mar envolvem sistemas naturais complexos e de grande interesse para sua preservação. Assim, o fato de se buscar prevenir e mitigar consequências de

escorregamentos deixa de ser um aspecto ligado apenas à infraestrutura rodoviária, mas também a questões ambientais e de sustentabilidade mais amplas.

Como ponto para aperfeiçoamento, observa-se que no presente estudo as consequências de escorregamentos foram tratadas de forma conservadora, assumindo-se que em eventos de instabilidade toda a infraestrutura no local do deslizamento é afetada, computando-se seu custo integral. Uma análise mais refinada, objeto de proposta futura de RDT, envolve desenvolver critérios para se avaliar de modo mais realista as consequências, considerando-se os volumes prováveis de massa a ser mobilizada em cada episódio de instabilidade.

12.3 Produtos gerados

O desenvolvimento do presente projeto caracterizou-se pela geração de diferentes produtos que estão diretamente associados ao objetivo geral proposto pelo plano de trabalho, ou seja, para o aumento da segurança da operação rodoviária na Serra do Mar. Dentre os produtos, destaca-se:

- Aprimoramento das informações sobre a estratigrafia em áreas de maior risco por meio de investigação geotécnica de campo e de laboratório cujos boletins de ensaio estão apresentados nos Apêndices 1 a 7;
- Elaboração de mapas temáticos (Geológico, Modelo Digital do Terreno, Mapa de Declividade, Mapa de Uso e Ocupação do Solo) para as regiões da Serra do Azeite e Serra Pelada;
- Instalação de três estações de monitoramento geotécnico em pontos com maior suscetibilidade à ocorrência de processos instabilizantes, compreendendo equipamentos para monitoramento de pluviometria e poropressões positivas e negativas com registro e transmissão de dados automatizados;
- Elaboração de limiares pluviométricos para as três estações de monitoramento instaladas, correlacionando o volume de chuva medido com cenários de maior ou menor risco à ocorrência de processos de movimentos de massa;
- Elaboração de mapas de probabilidade de ruptura compreendendo oito níveis de risco para as regiões da Serra do Azeite e Serra Pelada;

-
- Elaboração de mapas de mensuração econômica compreendendo seis níveis de custos em função das estruturas presentes na faixa de domínio para as regiões da Serra do Azeite e Serra Pelada;
 - Elaboração de mapas de risco, que integram o conceito de probabilidade de ruptura com mensuração econômica compreendendo sete níveis de risco monetizado para as regiões da Serra do Azeite e Serra Pelada;

A transferência do conhecimento construído com a presente pesquisa vem envolvendo a publicação de trabalhos técnico-científicos, uso dos dados levantados como ferramentas no ensino de pós-graduação (incluindo o desenvolvimento de dissertações de mestrado – vide Apêndice 11) e seminários que envolvem a interação entre o grupo de pesquisadores e pessoal técnico da concessionária.

13 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: solo: sondagens de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7117**: medição da resistividade e determinação da estratificação do solo. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9604**: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15935**: investigações ambientais: aplicação de métodos geofísicos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ADVINCULA, M. R. E. **Avaliação do efeito de aumento de poropressões nas características de resistência de três solos tropicais**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

AGUIAR, A. B. **O emprego do Permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo de camadas de lixo e sua cobertura**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

AUTOPISTA LITORAL SUL. **Riscos geológico-geotécnicos em taludes rodoviários: desenvolvimento de uma metodologia de mapeamento e gerenciamento integrado de informações para a BR-376, trecho da Serra do Mar (PR-SC)**. Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT. Curitiba, 2015. Relatório Técnico.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **HidroWeb**. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br/>>. Acesso em: 15 jun. 2015.

ASSIS, A. P.; ESPÓSITO, T. J.; GARDONI, M. G.; SILVA, P. D. E. A. **Métodos estatísticos e probabilísticos em geotecnia**. Brasília: Universidade de Brasília, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM D 5298-03**: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocken: ASTM, 2003.

BASSETT, R. A. **Guide to Field Instrumentation in Geotechnics**: principles, installation, and reading. Londres: CRC Press. 2012.

BONDER, B. H. **Curvas de retenção de água de um solo coluvionar de Campinas obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

BRITTO, C. B. **Análise de escorregamento em rocha e solo da Serra do Azeite, BR-116**. 2018. Dissertação (Mestrado em Geologia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Geologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 1377**: Methods of test for soils for civil engineering purposes: part 7: shear strength tests (total stresses). Londres: BSI, 1990.

BUSSAD, W. O; MORETTIN, P. A. **Estatística básica**. São Paulo: Saraiva, 2011.

BUZZI, M. F. **Uma nova proposta para o treinamento não supervisionado em redes neurais de base radial para previsão de séries temporais**. 2012. Tese (Doutorado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

CALLEGARI-JACQUES, S.M. **Bioestatística**: princípios e aplicações. Porto Alegre: Artmed, 2003.

CARVALHO, J. C.; JUNIOR, G. F. N. G.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; FILHO, F. C. S. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. **CUB médio global**. 2018. Disponível em: < <http://www.cub.org.br/cub-m2-brasil>>. Acesso em 13 nov. 2018.

COMITÊ DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIBEIRA DE IGUAPE E LITORAL SUL. **Caderno de informações sobre a Bacia da Unidade de Gerenciamento de recursos**

Hídricos nº 11. Registro: Associação dos Mineradores de Areia do Vale do Ribeira e Baixada Santista, 2011.

CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. Sample disturbance in London clay. **Geotechnique**, Londres, v. 42, n. 4, p. 577-585, 1992.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Plano CNT de logística.** Brasília: CNT, 2008.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Geologia e Recursos Minerais da Folha Eldorado Paulista:** escala 1:100.000. São Paulo: CPRM, 2013.

CRAIG, R. F. **Craig's soil mechanics.** Nova Iorque: Spon Press, 2004.

DALMAS, F. B. **Análise da evolução do uso e ocupação do solo na UGRHI-11 e a avaliação de cenários futuros em função de processos erosivos e de movimento de massa utilizando técnicas de geoprocessamento.** Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) – Programa de Pós-graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

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

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 093:** Solos: Determinação da densidade real. Rio de Janeiro: DNER, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Custos gerenciais.** Brasília: DNIT, 2017.

DUNNICLIFF, J. Types of Geotechnical Instrumentation and Their Usage. *In:* BURLAND, J.; CHAPMAN, T.; SKINNER, H.; BROWN, M. (Ed.) **ICE manual of geotechnical engineering.** Londres: ICE Publishing, 2012.

INSTITUTO PARANAENSE DE ASSISTÊNCIA TÉCNICA E EXTENSÃO RURAL. **Projeto de Manutenção de Estradas Rurais.** Curitiba, 2013. Disponível em: <http://www.agricultura.pr.gov.br/arquivos/File/nuconv/Aditivos/Convenio_435_California_diesel/CALIFORNIA_TA_CV435_2013_RVI.pdf>. Acesso em 13 nov. 2018.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Planilha de cálculo do custo de produção da banana.** Brasília, 2006. Disponível em: <http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/Agencia40/AG01/arvore/AG01_21_41020068055.html> Acesso em 13 nov. 2018.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília: EMBRAPA, 2006.

FALEIROS, F.M.; CAMPANHA, G. A. C.; MARTINS, L.; VLACH, S. R. F.; VASCONCELOS, P. M.. Ediacaran high-pressure collision metamorphism and tectonics of the southern Ribeira belt (SE Brazil): evidence for terrane accretion and dispersion during Gondwana assembly. **Precambrian Research**, v. 189, n. 3-4, p. 263-291, 2011.

FALEIROS, F.M. **Evolução de Terrenos Tectono-Metamórficos da Serrania do Ribeira e Planalto Alto Turvo (SP, PR)**. 2008. Tese (Doutorado em Geoquímica e Geotectônica) – Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica, Instituto de Geociência, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

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 suscetíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, Brasília, v. 2, n. 1, p. 51-71, 2001.

FERREIRA, K. S. de M.; SESTREM, L. P.; GONZÁLEZ, A. A. M.; KORMANN, A. C. M.; FARO, V. P. Instrumentação geotécnica como ferramenta de gestão de riscos rodoviários: um estudo de caso no trecho de Serra do Mar da BR 376/PR. **Revista Técnico-Científica do CREA-PR**, Curitiba, v. 1, n. 11, 2018.

FERREIRA, K. S. M. **Análise hidromecânica de um talude rodoviário composto por solo residual no trecho de Serra do Mar da BR-376/PR**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

FERREIRA, K. S. M.; SILVA, M. A.; GONZALEZ, A. A. M.; FARO, V. P.; SESTREM, L. P.; KORMANN, A. C. M. Analysis of a stabilized slope during critical pluviometric events through field geotechnical instrumentation data. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELD MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 2018, Rio de Janeiro. **Proceedings** [...]. Rio de Janeiro: ABMS, 2018.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. Curitiba: Editora UFPR, 2009.

FONSECA, A. P. **Análise de mecanismos de escorregamento associados a voçorocamento em cabeceira de drenagem na bacia do Rio Bananal (SP/RJ)**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FREDLUND, D. G.; REHARDJO, H.; GAN, J. K. M. Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. In: 6TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, v. 1, p. 49-54, 1987, New Delhi. **Proceedings** [...]. Nova Delhi: CRC Press, 1987.

FUGRO IN SITU GEOTECNIA LTDA. **Relatório: Ensaios de Campo e Instalação de Instrumentação**. Curitiba, 2016.

GONÇALVES, P. H. R. **Uma abordagem da distribuição normal através da resolução de uma situação problema com utilização do software geogebra**. 2014. Dissertação (Mestrado Profissional em Matemática em Rede Nacional) – PROFMAT, Universidade Federal de Goiás, Jataí, 2014.

GONZALEZ, A. A. M. **Simulação geológico-geotécnica para avaliação de estabilidade de taludes a partir de técnicas de geoprocessamento**. Tese (Doutorado em Geologia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Geologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

GOOGLE EARTH PRO. **Imagem do Programa Google Earth Pro**, versão 7.3.2.5776, 2018.

GROHMANN, C.H.; RICCOMINI, C.; STEINER, S.S. Aplicações dos Modelos de Elevação SRTM em Geomorfologia. **Revista Geografia Acadêmica**, Boa Vista, v. 2, n. 2, p. 73-83, 2008.

HEAD, K. H.; EPPS, R. J. **Manual of soil laboratory testing**. v. 2, 3th ed. Dunbeath: Whittles Publishing (Taylor & Francis Group), 2011.

HUNT. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1993.

HUTCHINSON, M. F., GALLANT, J. C. Digital elevation models and representation of terrain shape. In: Wilson DJ, Gallant J C, editors. **Terrain analysis: principles and applications**. Nova Iorque: John Wiley and Sons; 2000.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual Técnico de Uso e Ocupação da Terra**. Rio de Janeiro: IBGE, 2013.

INSTITUTO NACIONAL DE DADOS ESPACIAIS. **Área de contribuição das bacias hidrográficas**. Disponível em: < <http://www.visualizador.inde.gov.br/>> Acesso em: 9 nov. 2016.

KANJI, M.A. The relationship between drained friction angles and Atterberg Limits of natural soils. **Géotechnique**, Londres, v. 24, n. 3, p. 671-671, 1974.

KIYUNA, I.; TAKANE, R. J.; OKAWA, H.; MORALES, M. C. Custo, rentabilidade e avaliação de investimento da produção de Antúrio: um estudo de caso. **Informações Econômicas**, São Paulo, v. 34, n. 8, p. 13-24, 2004.

KORMANN, A. C. M.; PRETTO, J. H. F.; SESTREM, L. P.; CAMPOS, A. L. Avaliações de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea. In: IX WORKSHOP DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO NAS CONCESSÕES DE RODOVIAS: 'SOLUÇÕES TÉCNICAS E APLICADAS', 2014, Brasília. **Anais [...]**. Brasília: ANTT, 2014.

KORMANN, A. C. M.; SESTREM, L. P.; PRETTO, J. H. F. Instrumentação de encostas: estudos de caso e técnicas de análise de séries históricas. In: 6ª CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS - COBRAE, 2013, Angra dos Reis. **Anais [...]**. Angra dos Reis: ABMS, 2013.

KOZCIAK, S. **Análise determinística da estabilidade de vertentes na Bacia do Rio Marumbi – Serra do Mar – Paraná.** Tese (Doutorado em Geologia Ambiental) – Programa de Pós-graduação em Geologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

LATORRE, M. R. D. O.; CARDOSO, M. R. A. Análise de séries temporais em epidemiologia. **Revista Brasileira de Epidemiologia**, Rio de Janeiro, v. 4, n. 3. 2001.

MARINHO, F. A. M.; GENS, A.; JOSA, A. A. Suction measure with filter paper method. Imperial College, United Kingdom. *In: X BRAZILIAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1994, Foz do Iguaçu. **Proceedings** [...]. Foz do Iguaçu: ABMS, 1994.

MARR, W. Instrumentation and Monitoring of Slope Stability. *In: GEO-CONGRESS 2013. Proceedings* [...]. San Diego: ASCE, 2013.

BRASIL. Ministério das Cidades. **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, Brasília. Disponível em: <http://cidades.gov.br/images/stories/ArquivosSNPU/Biblioteca/PrevencaoErradicacao/Livro_Curso_Capacitacao_Tecnicos_Municipais.pdf>. Acesso em: 12 out. 2014.

MOORE, I. D.; TURNER, A. K.; WILSON, J. P.; JENSON, S. K.; BAND, L. E. GIS and land surface subsurface process modeling. *In* GOODCHILD, M. F.; PARKS, B. O.; STEYAERT, L. T. (Ed.). **Environmental Modeling with GIS**. Nova Iorque: Oxford, 1993.

MORALES, M.S.T. **Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas-não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático.** Tese (Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

NUNES, L. H.; KOGA-VICENTE, A., CANDIDO, D. H. **Clima da região Sudeste do Brasil: Tempo e Clima no Brasil.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

PFAFSTETTER, O. **Classificação de bacias hidrográficas: metodologia de codificação.** Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Obras de Saneamento, 1989. (Manuscrito não publicado)

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRETTO, J. H. F. ; SESTREM, L. P. ; KORMANN, A. C. M. ; MARINHO, F. A. M. . Caracterização das camadas não saturadas de uma encosta litorânea: determinação da curva de retenção de água. *In: 6ª CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS - COBRAE*, 2013, Angra dos Reis. **Anais** [...]. Angra dos Reis: ABMS, 2013.

RIGHETTO, A. M. **Hidrologia e recursos hídricos.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 1998.

SCHUSTER, R.; HIGHLAND, L. M. **Socioeconomic and Environmental Impacts of Landslides**. 2001. Disponível em: <<https://pubs.usgs.gov/of/2001/ofr-01-0276/>>. Acesso em 13 nov. 2018.

SESTREM, L. P.; KORMANN, A. C. M. ; MARINHO, F. A. M. . A field study on the influence of rainfall intensity, suction and load distribution, in a reinforced unsaturated slope in Brazil. *In*: STEFANO AVERSA; LEONARDO CASCINI; LUCIANO PICARELLI; CLAUDIO SCAVIA. (Org.). **Landslides and Engineered Slopes: Experience, Theory and Practice**. Roma: CRC Press Taylor & Francis Group, 2016.

SESTREM, L. P.; KORMANN, A. C. M. ; PRETTO, J. H. F. ; MARINHO, F. A. M. . Precipitation Influence on the Distribution of Pore Pressure and Suction on a Coastal Hillside. **Soils & Rocks**, São Paulo, v. 38, p. 81, 2015.

SILVEIRA, C. T., FIORI, A. P., SCHILIPACK, P., DIAS, S. M. Mapeamento preliminar da suscetibilidade natural a movimentos de massa da serra do mar paranaense apoiado na análise digital do relevo. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, Brasília, v. 15, n 1, p. 3-22, 2014.

SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. **Operating Instructions: Model 2800K1 Guelph Permeameter**. Santa Barbara: Soilmoisture, 2010.

SÃO PAULO (Estado). **Plano Regional Integrado de Saneamento Básico para a UGRHI-11**. São Paulo: Secretaria de Saneamento e Energia do Estado de São Paulo, 2010.

TONUS, B.P. A. **Estabilidade e Taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar Paranaense**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Programa de Pós-graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

TREVIZOLLI, M. N. B. **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**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

TREVIZOLLI, M. N. B., KORMANN, A. C. M. Gestão de riscos rodoviários: avaliações paramétricas da poropressão e de resistência na estabilidade de um talude da Serra do Mar PR/SP. *In*: 12ª CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS – COBRAE, 2017, Florianópolis. **Anais [...]**. Florianópolis, ABMS, 2017.

TREVIZOLLI, M. N. B.; KORMANN, A. C. M.; FARO, V. P.; SESTREM, L. P.; PASSINI L.D. B. Análise de registros históricos de precipitações e rupturas de encostas para composição de limiares pluviométricos visando monitoramento de taludes rodoviários. **Revista Técnico-Científica do CREA-PR**. v. especial, p. 1, 2018.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2012.

VAZ, A. P. M. S.; FIORI, A. P.; SILVEIRA, C. T. Métodos de obtenção de valores de ângulo de atrito e coesão: comparação entre o ensaio de cisalhamento direto e cálculo baseado no SPT. **Boletim Paranaense de Geociências**, v. 74, p. 1-10, 2018.

VIANELLO, R. L., ALVES, A. D. **Meteorologia básica e aplicações**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2000.

VICTORINO, M. M. **Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR 376 na Serra do Mar paranaense**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia da Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

VICTORINO, M. M.; SESTREM, L. P.; KORMANN, A. C. M. Definição de uma faixa pluviométrica crítica para deflagração de movimentos de terra em taludes rodoviários localizados no trecho da serra do mar da rodovia BR-376/PR. **Transportes**, v. 25, n.1, p. 113-120, 2017.

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. **Anais [...]** Bento Gonçalves: ABGE, 2015.

VIEIRA, T. P. **Estimativa do investimento necessário para a recomposição da cobertura florestal nas APPs da bacia do Ribeirão Itaim em Taubaté-SP**. Dissertação (Mestrado em Ciências Ambientais) – Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais, da Universidade de Taubaté, Taubaté, 2008.

WILSON, S. D.; MIKKELSEN, P. E. Field Instrumentation. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Ed.). **Landslides: Analysis and Control**, Special Report 176, p. 112-138, 1978.

YI, W.; WANG, Y.; YI, B.; YIN, P. A Case Study of Slope Monitoring for Highway Cut Slope. **Slope Stability and Earth Retaining Walls**, San Diego, ASCE Geotechnical Special Publication, n. 216, p. 119-125, 2011.