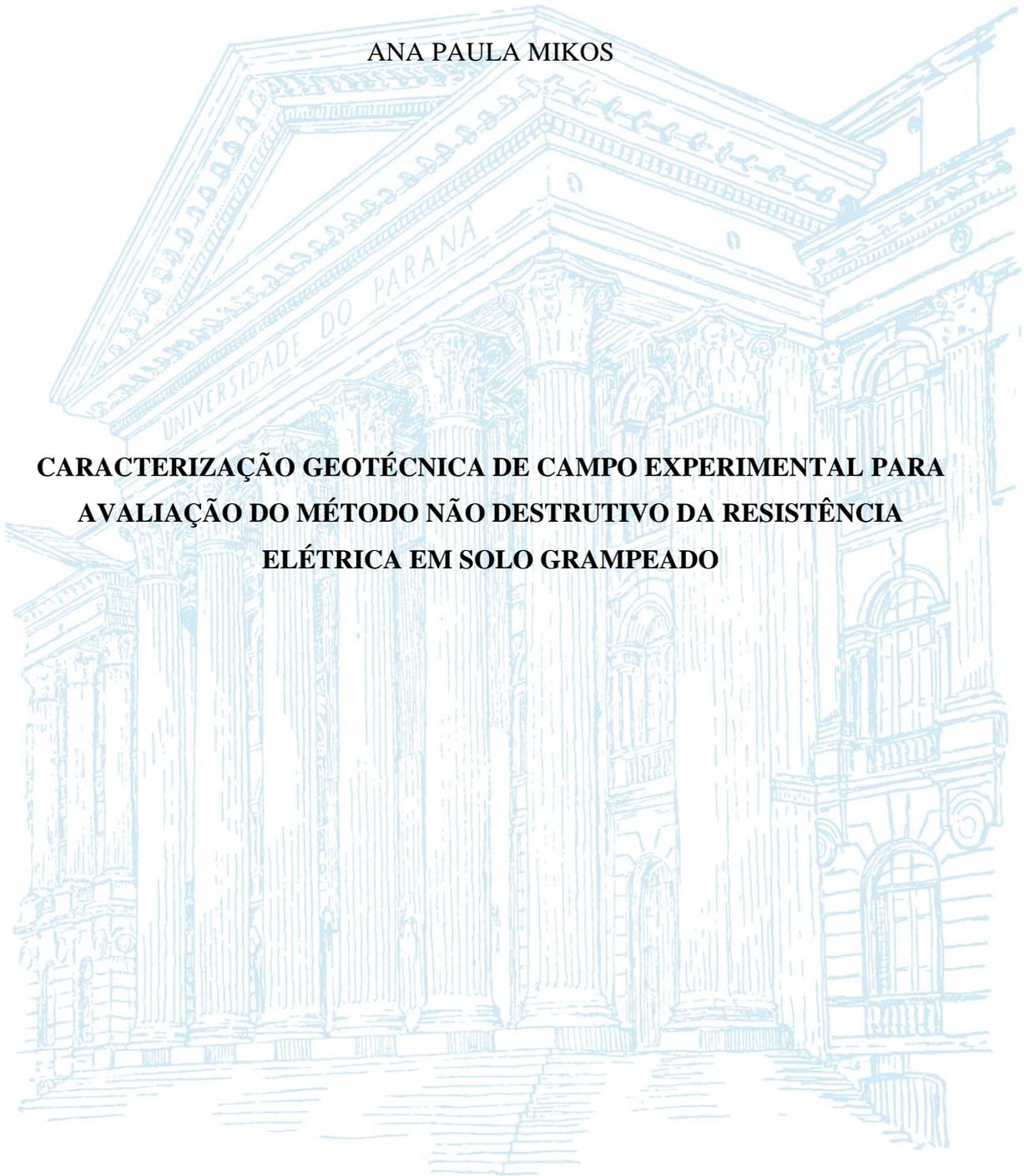


UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ANA PAULA MIKOS

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO EXPERIMENTAL PARA
AVALIAÇÃO DO MÉTODO NÃO DESTRUTIVO DA RESISTÊNCIA
ELÉTRICA EM SOLO GRAMPEADO**



CURITIBA

2017

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ANA PAULA MIKOS

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO EXPERIMENTAL PARA
AVALIAÇÃO DO MÉTODO NÃO DESTRUTIVO DA RESISTÊNCIA
ELÉTRICA EM SOLO GRAMPEADO**

CURITIBA

2017

ANA PAULA MIKOS

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO EXPERIMENTAL PARA
AVALIAÇÃO DO MÉTODO NÃO DESTRUTIVO DA RESISTÊNCIA
ELÉTRICA EM SOLO GRAMPEADO**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil, no curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira

CURITIBA

2017

M636c

Mikos, Ana Paula

Caracterização geotécnica de campo experimental para avaliação do método não destrutivo da resistência elétrica em solo grampeado / Ana Paula Mikos. – Curitiba, 2017.
141 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2017.

Orientador: Sidnei Helder Cardoso Teixeira.

1. Geotecnia. 2. Resistência elétrica. 3. Solo grampeado. I. Universidade Federal do Paraná. II. Teixeira, Sidnei Helder Cardoso. III. Título.

CDD: 621.3745

TERMO DE APROVAÇÃO

ANA PAULA MIKOS

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO EXPERIMENTAL PARA AVALIAÇÃO DO MÉTODO NÃO DESTRUTIVO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA EM SOLO GRAMPEADO

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

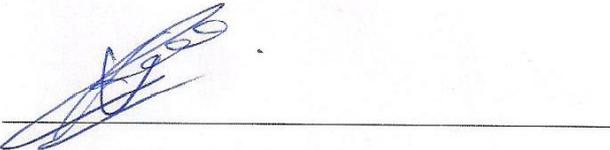
Orientador:



Prof.º Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil –
UFPR

Examinadores:



Prof.º Dr. Vitor Pereira Faro

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil –
UFPR



Prof.ª Dr.ª Roberta Bomfim Boszczowski

Departamento de Construção Civil, UFPR

Curitiba, 17 de fevereiro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, pelo dom da vida.

À minha família, em especial minha querida mãe, meu irmão e minha vó Martha pelo suporte, apoio, paciência e amor incondicional.

Ao meu namorado Roberto de Resende Lisboa Piassetta, por sempre estar presente e disponível, pela grande ajuda na realização deste trabalho, pelo companheirismo, amor e paciência.

Ao meu professor orientador, Prof. Sidnei Helder Cardoso Teixeira, pela ajuda na realização deste trabalho.

Ao Prof. Vítor Pereira Faro, pela colaboração no desenvolvimento da pesquisa e pela confiança depositada, que você sempre continue motivando todos a sua volta.

À Liamara Sestrem, ao Prof. Alessandro Kormann e à Prof. Roberta Boszczowski, pela grande ajuda e conhecimentos compartilhados.

Ao professor Rodoilton, pela sua disposição na realização dos ensaios de campo.

Ao laboratorista Ricardo Volvert pela paciência e ajuda nos laboratórios da UFPR.

Aos amigos de mestrado da Sala 28, os quais me apoiaram no desenvolvimento deste trabalho, Alan, Andres, Andressa, Gabriel, e em especial à Thaisa Rocha que compartilhou dos mesmos sentimentos na reta final, pelas conversas e pela amizade.

À Larissa Roedel e Manuela Cabral Caetano pela ajuda ao longo da pesquisa.

Ao Grupo de Estudos em Geotecnia (GEGEO) da UFPR pelo grande incentivo na área da Engenharia Geotécnica.

À concessionária Autopista Litoral Sul e ao Grupo Arteris pela oportunidade de pesquisa.

À Universidade Federal do Paraná e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC), pela estrutura e oportunidade de estudo.

À CAPES pelo auxílio financeiro.

*“Quando os ventos de mudança sopram, umas
pessoas levantam barreiras, outras constroem
moinhos de vento”*

(Érico Veríssimo)

RESUMO

Estruturas de contenção com solo grampeado são amplamente utilizadas ao longo de rodovias e ferrovias a fim de estabilizar taludes em corte e prover a segurança dos usuários. O acompanhamento periódico do estado de conservação dessas estruturas é essencial para garantir seu desempenho, no entanto, por serem elementos enterrados, são limitados a inspeções visuais. A utilização de métodos não destrutivos (MND) para avaliar a condição atual da contenção é uma prática que vem sendo estudada em âmbito nacional e internacional devido à simplicidade e facilidade de execução, evitando ensaios de arrancamento. O Método da Resistência Elétrica permite identificar diferentes comprimentos de barras e falhas no preenchimento da calda de cimento, e apresenta potencial de utilização por ser uma técnica comparativa entre a resistência de grampos próximos. O presente estudo compreende a caracterização geológica-geotécnica de uma área em que será executada uma contenção experimental com solo grampeado. Foram realizadas medições preliminares de resistência elétrica em campo e em laboratório para avaliação da metodologia. O campo experimental apresentou variação lateral de resistência elétrica provavelmente pela heterogeneidade do solo e presença de nível de lençol freático. A resistência e resistividade elétrica testada em laboratório reduziu com o aumento do teor de umidade, aumentou com maiores índices de vazios, e apresentou correlação com o limite de liquidez.

Palavras-chave: Campo experimental. Solo grampeado. Métodos não destrutivos. Resistência elétrica.

ABSTRACT

Retaining structures with soil nailing are commonly used along highways and railways, in order to stabilize slopes and provide safety to its users. Periodic monitoring of these structures state of conservation is essential to ensure their performance however, being buried elements are limited to visual inspections. The use of non-destructive methods for checking the quality of soil nailing is a practice that has been studied in the national and international scope due to its simplicity and facility of execution, avoiding pullout tests. The Electrical Resistance Method is a technique that allows evaluating the length of the nails and incomplete grouting, and presents potential of use by a comparative technique between resistances of close nails. The present study comprises a geological-geotechnical characterization of an area the experimental field. Preliminary electrical resistance measurements were performed in the field and in the laboratory to evaluate methodology. The experimental field showed lateral variation of electrical resistance due soil heterogeneity and presence of groundwater level. The electrical resistivity tested in the laboratory reduced with increasing umid content, increased with higher water content and correlated with the liquid limit.

Key words: Experimental field. Soil nails. Nondestructive methods. Electrical resistance.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – FALHA EM SOLO GRAMPEADO NA RODOVIA RAPOSO TAVARES-SP.....	20
FIGURA 2.1 – SOLO GRAMPEADO	24
FIGURA 2.2 – ESQUEMA EXECUTIVO DO SOLO GRAMPEADO.....	24
FIGURA 2.3 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM SOLO GRAMPEADO	25
FIGURA 2.4 – REDUÇÃO DE SEÇÃO TRANSVERSAL DO PREENCHIMENTO	27
FIGURA 2.5 – GRAMPO EXECUTADO SOMENTE COM BAINHA	28
FIGURA 2.6 – ESQUEMA DO MÉTODO <i>SONIC ECHO</i>	35
FIGURA 2.7 – REALIZAÇÃO DO ENSAIO <i>SONIC ECHO</i>	36
FIGURA 2.8 – ESQUEMA EXPLICATIVO DOS MÉTODOS BASEADOS EM REFLECTOMETRIA	37
FIGURA 2.9 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DO MÉTODO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA	41
FIGURA 2.10 – OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO.....	46
FIGURA 2.11 – FAIXAS DE VARIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DOS SOLOS	52
FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS... 54	
FIGURA 3.2 – VISÃO GERAL DO LOCAL DA CONTENÇÃO EXPERIMENTAL 55	
FIGURA 3.3 – PLANTA GERAL DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	56
FIGURA 3.4 – TALUDE ESCOLHIDO PARA CONTENÇÃO EXPERIMENTAL... 57	
FIGURA 3.5 – MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE ESTUDO	58
FIGURA 3.6 – PERFIL DE INTEMPERISMO DA REGIÃO CENTRO-SUL DO BRASIL.....	62
FIGURA 3.7 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE E MIGMATITO	62
FIGURA 3.8 – PROCEDIMENTO DO ENSAIO SPT.....	64

FIGURA 3.9 – LOCAÇÃO DAS SONDAGENS E SEÇÕES	65
FIGURA 3.10 – ESQUEMA DA MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA EM CAMPO.....	67
FIGURA 3.11 – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS PARA MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA EM CAMPO.....	68
FIGURA 3.12 – SEÇÕES DE MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA EM CAMPO.....	69
FIGURA 3.13 – AMOSTRAS DA SONDAGEM SPT	70
FIGURA 3.14 – LIMITES DE ATTERBERG.....	73
FIGURA 3.15 – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS PARA MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO EM LABORATÓRIO.....	74
FIGURA 3.16 – ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS PARA OBTENÇÃO DA TENSÃO E CORRENTE	75
FIGURA 4.1 – DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE N_{SPT} E UMIDADE NA SEÇÃO D-D'	78
FIGURA 4.2 – DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE N_{SPT} E UMIDADE NA SEÇÃO E-E'	80
FIGURA 4.3 – DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE N_{SPT} E UMIDADE NA SEÇÃO F-F'	82
FIGURA 4.4 – RELAÇÃO ENTRE LIMITE DE LIQUIDEZ E TEORES DE ARGILA E FINOS.....	87
FIGURA 4.5 – SEÇÃO A-A'	88
FIGURA 4.6 – SEÇÃO B-B'	89
FIGURA 4.7 – SEÇÃO C-C'	90
FIGURA 4.8 – SEÇÃO D-D'	91
FIGURA 4.9 – SEÇÃO E-E'	92
FIGURA 4.10 – SEÇÃO F-F'	93

FIGURA 4.11 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “E” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	96
FIGURA 4.12 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DOS SOLO “K” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	96
FIGURA 4.13 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “L” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	97
FIGURA 4.14 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “M” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	98
FIGURA 4.15 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “P” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	99
FIGURA 4.16 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “Q” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	99
FIGURA 4.17 – VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA COM A VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	101
FIGURA 4.18 – VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA RESIDUAL COM A VARIAÇÃO DA UMIDADE.....	101
FIGURA 4.19 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS VALORES DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA.....	103
FIGURA 4.20 – RELAÇÃO ENTRE RESISTIVIDADE ELÉTRICA E PORCENTAGEM DE ARGILA E FINOS.....	104
FIGURA 4.21 – RELAÇÃO ENTRE A REISTSIVIDADE ELÉTRICA E O LIMITE DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE.....	104
FIGURA 4.22 –RESISTÊNCIA ELÉTRICA COM VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS.....	105
FIGURA 4.23 –VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA COM A VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS.....	106
FIGURA 4.24 – MEDIÇÃO DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DA SEÇÃO 2.....	108
FIGURA 4.25 – MEDIDAS DE TENSÃO E CORRENTE ELÉTRICA NO CAMPO EXPERIMENTAL.....	109

FIGURA 4.26 - MEDIÇÃO DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DA SEÇÃO 2-8.....	109
FIGURA 4.27 – MEDIÇÃO DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DA SEÇÃO 8-2	110
FIGURA 4.28 – MEDIDAS DE TENSÃO E CORRENTE ELÉTRICA NA SEÇÃO TRANSVERSAL	110
FIGURA 4.29 –RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	111

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – ESTUDOS DE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS EM SOLO GRAMPEADO	33
TABELA 2.2 – RESUMO DOS MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS EM CONTENÇÕES	44
TABELA 3.1 – PROFUNDIDADE MÍNIMA DAS SONDAGENS	66
TABELA 3.2 – SEÇÕES DOS PERFIS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS.....	66
TABELA 3.3 – RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA REALIZADOS	71
TABELA 3.4 – CLASSIFICAÇÃO DO SOLO.....	72
TABELA 3.5 – CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO ÍNDICE DE PLASTICIDADE....	73
TABELA 4.1 – RESULTADOS DAS SONDAGENS SPT DO PATAMAR SUPERIOR	77
TABELA 4.2 – RESULTADOS DAS SONDAGENS SPT DO PATAMAR INTERMEDIÁRIO	79
TABELA 4.3 – RESULTADOS DAS SONDAGENS SPT DA BASE DO TALUDE	81
TABELA 4.4 – COMPATIBILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DA SONDAGEM SPT .	83
TABELA 4.5 – PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS	84
TABELA 4.6 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS CAMADAS.....	85
TABELA 4.7 – LIMITES DE ATTERBERG.....	86
TABELA 4.8 – CAMADAS AVALIADAS QUANTO A RESISTÊNCIA ELÉTRICA	95
TABELA 4.9 –RESISTÊNCIA E RESISTIVIDADE ELÉTRICA COM VARIAÇÃO DA UMIDADE	100
TABELA 4.10 – RESISTIVIDADE RESIDUAL DOS SOLOS	103
TABELA 4.11 – RESISTÊNCIA E RESISTIVIDADE ELÉTRICA COM VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS	107

TABELA 4.12 – VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO CAMPO EXPERIMENTAL	111
--	-----

LISTA DE SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	- Agência Nacional de Transportes Terrestres
ASTM	- <i>American Society for Testing and Materials</i>
CPMR	- Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
DER	- Departamento de Estradas e Rodagem
DNER	- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
IC	- Índice de consistência
MND	- Método não destrutivo
LL	- Limite de liquidez
LP	- Limite de plasticidade
SP	- Sondagem a percussão
SPT	- <i>Standart Penetration Test</i>
TDR	- <i>Time Domain Reflectometry</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A	-	Ampère
cm	-	Centímetro
g	-	Gramma
km	-	Quilômetro
m	-	Metro
mA	-	Miliampère
γ_s	-	Peso específico real dos grãos
%	-	Porcentagem
Ω	-	Ohm
V	-	Volts

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. PROJETO DE PESQUISA.....	18
1.2. OBJETIVOS.....	18
1.3. JUSTIFICATIVA	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1. SOLO GRAMPEADO	22
2.1.1. Processo executivo	24
2.1.2. Sistema de drenagem.....	26
2.1.3. Manifestações patológicas.....	27
2.2. AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE DE CONTENÇÕES.....	30
2.2.1. Métodos Destrutivos.....	30
2.2.2. Métodos Não Destrutivos	32
2.2.2.1. Sonic Echo.....	34
2.2.2.2. Time Domain Reflectometry.....	37
2.2.2.3. Método da Resistência Elétrica	39
2.2.2.4. Tabela-resumo dos métodos.....	43
2.3. RESISTÊNCIA E RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO SOLO.....	44
2.3.1. Resistência Elétrica	45
2.3.2. Resistividade Elétrica	48
2.3.2.1. Ensaio de campo	48
2.3.2.2. Ensaio de laboratório	49
3. PROGRAMA DE PESQUISA.....	53
3.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	53
3.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	57

3.2.1. Solos residuais de Gnaisse-Migmatítico	60
3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	63
3.3.1. Sondagem SPT	64
3.3.1.1. Resistência elétrica.....	66
3.3.2. Ensaio de laboratório	69
3.3.2.1. Resistência e Resistividade elétrica.....	73
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	77
4.1. AMOSTRAS DA SONDAGEM SPT	77
4.2. COMPATIBILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	82
4.2.1. Caracterização Geotécnica das Camadas	83
4.2.2. Perfis Geológico-Geotécnicos	87
4.2.3. Ensaio de Resistência e Resistividade Elétrica em Laboratório	94
4.2.3.1. Teste 1 – Variação da Umidade	95
4.2.3.2. Teste 2 – Variação do Índice de Vazios	105
4.2.4. Ensaio de Resistência Elétrica em Campo.....	108
5. CONCLUSÕES.....	113
5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
APÊNDICE 1 – GRANULOMETRIA	124
ANEXO 1 – LAUDOS DE SONDAGEM.....	133

1. INTRODUÇÃO

A estabilização de taludes com solo grampeado foi introduzida no Brasil no final da década de 1980, amplamente empregada ao longo de rodovias e ferrovias. Essa técnica é baseada nas contenções com cortinas atirantadas do Brasil, pois ambas utilizam barras de aço instaladas no solo envoltas com calda de cimento para estabilização de maciços de solo e rocha. A garantia da boa execução desses elementos e o acompanhamento periódico do estado de conservação das estruturas é essencial para assegurar um bom desempenho e segurança aos usuários. Como são elementos enterrados, a inspeção é limitada ao campo visual e não é possível definir o comprimento dos grampos, além da dificuldade de identificar falhas executivas e manifestações patológicas decorrentes relevantes.

Para avaliação do estado de integridade dessas estruturas podem ser utilizados métodos destrutivos e não destrutivos. Exemplos de métodos destrutivos são as técnicas que envolvem arrancamento de uma amostra dos elementos de fixação, com ensaios de tração, porém essa ação pode comprometer a estabilidade da contenção, dependendo da situação em que ela se encontra. Além disso, os dados obtidos não representam de maneira correta a estrutura como um todo. Por outro lado, os métodos não destrutivos (MND) são técnicas menos agressivas que permitem avaliar todos os elementos tanto na construção, como ao longo de toda vida útil, dispendo de menos tempo para realização dos ensaios e conseqüente menor custo. A utilização dessas metodologias é segura, uma vez que não comprometem o sistema.

Esses métodos são baseados em técnicas ultrassônicas, magnéticas, acústicas, reflectométricas, resistivas, entre outras. Dentre diversos MNDs utilizados no Brasil e no mundo, o método da Resistência Elétrica apresentou potencial de utilização em estruturas de contenção com solo grampeado. Este ensaio consiste na medição da resistência elétrica entre o grampo e o solo ao redor, e comparação dos resultados com os grampos próximos (CHEUNG; LO, 2005). O ensaio é relativamente simples, rápido e os equipamentos utilizados são disponíveis no mercado nacional. Para avaliação da técnica é importante conhecer as características geológicas e geotécnicas em que a contenção está inserida, uma vez que os valores obtidos em uma região não podem ser comparados com outras.

1.1. PROJETO DE PESQUISA

Dada a preocupação em conhecer a condição atual de estruturas de contenção compostas por barras de aço enterradas no solo (solo grampeado e cortina atirantada), surgiu uma oportunidade de pesquisa com o apoio da concessionária Autopista Litoral Sul e do Grupo Arteris, sob a supervisão da ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres. Na pesquisa propõe-se estabelecer procedimentos para avaliação e tomada de decisão quanto à necessidade de intervenções para manutenção de estruturas de contenção, com ênfase na aplicação de metodologias não destrutivas. Para tal, um campo experimental composto por sistema de estabilização com elementos íntegros e outros com anomalias conhecidas será concebido e implantado buscando identificar potenciais de uso e limitações das técnicas estudadas.

O local escolhido para a implantação dessa estrutura pertence ao município de São José dos Pinhais – Paraná, no km 617+400 m da BR-376. O presente estudo compreende a caracterização geológica-geotécnica dessa área e algumas medições preliminares para avaliação do método não destrutivo da resistência elétrica, que será novamente aplicado e avaliado na contenção experimental. A próxima etapa da pesquisa consiste na execução do campo experimental, de modo a dar continuidade ao presente trabalho.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral do presente trabalho consiste na caracterização geológica e geotécnica do campo experimental e o estudo da aplicabilidade do método não destrutivo da Resistência Elétrica para avaliação das características do solo e dos grampos em estruturas de solo grampeado. Os objetivos específicos são apresentados a seguir:

- Realizar um levantamento bibliográfico das principais falhas recorrentes em solo grampeado, quais métodos não destrutivos são utilizados para sua avaliação e suas vantagens, limitações e aplicabilidades;
- Definir um local para implantação de um campo experimental para construção futura de uma estrutura com solo grampeado para avaliação de métodos não destrutivos, com enfoque principal no método da resistência elétrica;
- Realizar uma caracterização geológica e geotécnica da área escolhida com investigação geotécnica e ensaios de laboratório;

- Mapear a resistência elétrica do solo do campo experimental com medições de campo;
- Avaliar o comportamento da resistência e resistividade elétrica do solo com variação da umidade e índice de vazios em ensaios de laboratório com amostras deformadas do campo experimental;

1.3. JUSTIFICATIVA

Estruturas de contenção são amplamente utilizadas em obras de rodovias, principalmente em serras ou em regiões de relevo bastante acidentado, pois é necessário a execução de cortes no terreno para vencer a topografia. As cortinas atirantadas e o solo grampeado são as estruturas que mais se destacam pela utilização de chumbadores instalados no solo, a fim de garantir a estabilidade dos taludes. Lazarte (2015) afirma que a utilização dessas contenções ajuda a reduzir os impactos ambientais na fauna e flora ao longo do corredor viário, pois são construídas de forma descendente e exigem volumes inferiores de escavação, quando comparados com as soluções usuais.

De acordo com a Confederação Nacional do Transporte, o Brasil possui 210.618,8 km de extensão em rodovias federais, estaduais e municipais pavimentadas (CNT, 2016), e no Estado do Paraná, a malha rodoviária é em torno de 21 mil km (DER, 2016). O trecho Curitiba-Florianópolis compreende a BR-376, no Estado do Paraná e a BR-101, em Santa Catarina, com uma extensão total de 405,9 km. Somente nesse trecho, são encontradas aproximadamente 50 estruturas de contenção, sendo que 58% são em solo grampeado e 38% cortinas atirantadas.

No mesmo trecho, o fluxo normal é de 1.500 veículos por hora no sentido norte e 1.100 no sentido sul, sendo que em época de temporada de verão, esse número pode chegar a até 50 mil usuários por dia (SCHIOCHET, 2016). Com base nesse elevado número de contenções e de fluxo de veículos em apenas um trecho viário do país, existe uma preocupação crescente sobre o estado de conservação e condição de segurança, tanto das estruturas recentes como das estruturas antigas. Pitta *et al.* (2005) salientam que existem muitas estruturas antigas, com mais de 30 anos, e que não são vistoriadas, e ainda afirmam que com a simples observação dos sinais de deterioração é possível evitar acidentes de elevado risco e custo.

Embora os acidentes ocorridos em solo grampeado não sejam muito divulgados, eles ocorrem normalmente pela soma de diversos fatores, entre eles: falhas executivas, ineficiência ou ausência de sistema de drenagem, e processos de corrosão (SOUZA *et al.* 2005, PITTA *et al.* 2006, PECCIN 2014). Souza *et al.*, (2005) apresentaram um acidente ocorrido em um trecho da Rodovia Raposo Tavares em Cotia (SP). Nessa ocasião não houve vítimas e nenhum automóvel foi prejudicado, no entanto, observa-se a passagem de veículos próximos ao local do acidente, e uma rua na parte superior da contenção, como apresentado na FIGURA 1.1. Segundo os autores, o motivo ainda seria investigado.

FIGURA 1.1 – FALHA EM SOLO GRAMPEADO NA RODOVIA RAPOSO TAVARES-SP



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

A ruptura de estruturas de contenção pode ocasionar danos em rodovias e ferrovias, comprometendo a segurança e conforto dos usuários. Tais acidentes podem afetar estruturas adjacente ao solo grampeado e acarretar na interdição da estrada, o que representa elevados danos sociais e econômicos. Estes fatos conduzem à necessidade de desenvolver alternativas que permitam, de forma eficaz e confiável, avaliar a qualidade das estruturas de contenção. Uma vez que elementos enterrados no solo estão continuamente sujeitos a fatores que degradam sua integridade estrutural. Nesse contexto, a utilização de ensaios não destrutivos se apresenta como uma alternativa interessante no monitoramento e avaliação da integridade dessas estruturas.

As metodologias não destrutivas permitem o acompanhamento do estado de conservação dos solos grampeados ao longo do tempo, tanto na fase construtiva, como

durante a sua vida útil. Todos os elementos podem ser testados sem afetar a estabilidade da contenção. Os ensaios são simples, rápidos e a maioria dos equipamentos são disponíveis no mercado nacional. Com isso, pesquisadores estão avaliando diversos métodos não destrutivos em estruturas de contenção, a fim de obter o comprimento dos grampos, identificar anomalias ao longo do furo, como falhas no preenchimento, e manifestações patológicas decorrentes de processos corrosivos e falhas na drenagem (e.g. CHEUNG 2003, CHEUNG; LO 2005, CHEUNG 2006, LEE; ARUP, 2007, JAYAWICKRAMA *et al.* 2007, CHEUNG; LO 2011, TANG; CHENG 2014).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão de literatura tem como finalidade apresentar conhecimentos atuais relativos aos temas em questão, como forma de contribuição para o desenvolvimento da pesquisa e do conhecimento. O capítulo descreve os seguintes tópicos: solo grampeado, métodos para avaliar integridade de contenções e resistência e resistividade elétrica do solo.

2.1. SOLO GRAMPEADO

O estudo de movimentos de massas, ou comumente denominados escorregamentos de taludes é muito importante para a compreensão do comportamento dos solos e rochas, considerando a diversidade dos processos, velocidade e causas, além de ser diretamente relacionado à segurança, dentro de um contexto social e econômico. Uma massa de solo é submetida normalmente à três forças: peso próprio, forças devido ao escoamento de água e forças devido à resistência ao cisalhamento, e para que não ocorra instabilidade, estas forças devem estar em equilíbrio (FIORI; CARMIGNANI, 2016). De modo geral, Guidicini e Nieble (1984) afirmam que para a estabilidade de taludes é necessário que a resistência ao cisalhamento do material seja maior que as tensões cisalhantes ao longo da superfície de ruptura.

De acordo com Gerscovich (2013), as principais técnicas de estabilização são os sistemas de drenagem, retaludamento e estruturas de contenção, e têm como objetivo aumentar a resistência dos maciços de solo. Os sistemas de drenagem têm como objetivo reduzir a infiltração de água no solo e rebaixar o lençol freático, com objetivo de diminuir as poropressões e aumentar a tensão efetiva. Retaludamentos consistem na alteração da geometria da encosta, e as estruturas de contenção visam suportar os esforços e movimentações do talude com elementos externos. Muitas vezes as técnicas podem e devem ser utilizadas em conjunto para obtenção de melhores resultados.

As obras de contenção têm como principal finalidade conter maciços de rochas e solos, de forma ativa ou passiva, para impedir escorregamentos e fornecer estabilidade. Existem soluções tradicionais como os muros de gravidade de concreto, muro de solo reforçado com aplicação de geossintéticos, terra armada com fitas metálicas, e o solo grampeado e cortina atirantada que apresentam barras de aço inseridas no terreno envoltas com calda de cimento. Segundo Guidicini e Nieble (1984), a escolha da solução a ser

implantada para estabilização de taludes é fortemente influenciada pelas condições de contorno do problema: condicionantes geológico-geotécnicas, estágio e onde está situada a obra. Os principais aspectos que devem ser levados em consideração são o tipo de solo, presença do nível d'água, inclinação, desníveis e posição da cunha de ruptura.

Quando é concebido um projeto de estabilidade, deve ser analisada a probabilidade da ocorrência de escorregamentos e quais são as consequências que esse evento pode causar, em termos de perdas humanas e/ou econômicas. O projeto e execução de obras de rodovias em áreas de relevo acidentado podem ser complexos, devido à alteração da geometria com obras de corte e aterro, pluviometria e intemperismo, que influenciam nos parâmetros de resistência do solo. Para isso, são necessárias obras de terraplenagem e contenções para garantir a segurança dos trabalhadores e usuários (MASSAD, 2010).

Com base na larga experiência adquirida com a construção de cortinas atirantadas, os engenheiros brasileiros começaram a utilizar e adaptar-se ao solo grampeado, devido a sequência executiva semelhante. Cortinas atirantadas são utilizadas no país desde 1957, e ampla aplicação no início da década de 1970, com grande influência do engenheiro Antônio da Costa Nunes, que desenvolveu a tecnologia de chumbamento e ancoragem no solo, no Estado do Rio de Janeiro, muitas vezes, substituindo os tradicionais muros de arrimos de gravidade e flexão.

O solo grampeado foi desenvolvido na década de 1960 para aplicação em túneis convencionais e, no Brasil foi utilizado pela primeira vez em 1970 durante a construção do sistema de abastecimento de água Cantareira em São Paulo (ORTIGÃO *et al.*, 1995). Desde então, tal metodologia se tornou comumente utilizada em cortes para implantação de subsolos e na contenção de taludes naturais com estabilidade insatisfatória ou rompidos. Uma contenção com essa metodologia utilizada adjacente a uma rodovia para conter e estabilizar o talude é demonstrada na FIGURA 2.1.

FIGURA 2.1 – SOLO GRAMPEADO



FONTE: A autora (2017).

2.1.1. Processo executivo

A sequência executiva das estruturas com solo grampeado é no sentido descendente, em sua grande maioria. A escavação é realizada em patamares e são executadas as primeiras linhas de chumbadores, e posteriormente aplicado o revestimento, normalmente com concreto projetado (FIGURA 2.2). O sistema de drenagem também deve ser considerado, a fim de coletar a água superficial, do paramento e em profundidade, para manter a estabilidade da obra.

FIGURA 2.2 – ESQUEMA EXECUTIVO DO SOLO GRAMPEADO

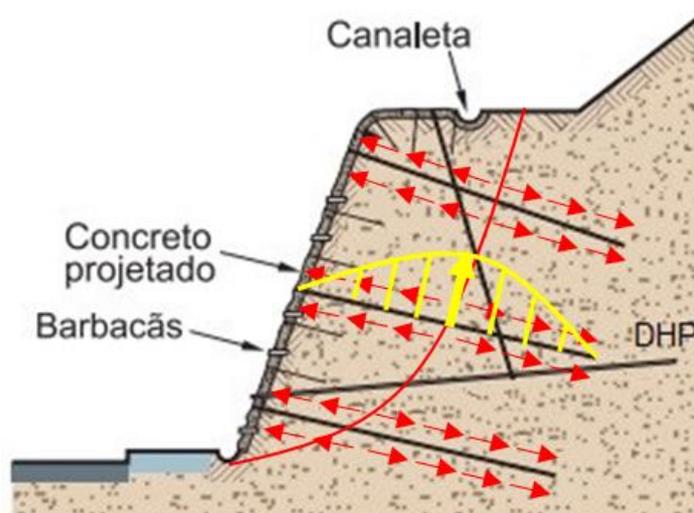


Fonte: SOLOTRAT (2015).

De acordo com Lazarte *et al.* (2015), o solo grampeado é composto por dois elementos principais: os chumbadores e o preenchimento. Os chumbadores são elementos semi-rígidos que promovem a estabilização do maciço devido à resistência à tração, e são mobilizados em resposta ao movimento lateral e deformação do solo. O grampo é inserido em uma perfuração e posteriormente é realizado o preenchimento, normalmente com cimento Portland e água. A calda de cimento tem a função de transferir as tensões de cisalhamento da deformação do solo e das barras metálicas, e as tensões de tração para o solo envolvente, além de proporcionar proteção contra corrosão. Os autores ainda afirmam que é necessário a aplicação de proteção química e/ou física contra corrosão em estruturas de solo grampeado permanentes.

O comportamento mecânico do solo grampeado consiste na divisão do talude em duas zonas: a ativa que se localiza do paramento até a superfície de ruptura, e a zona passiva, onde os grampos devem ser fixados. A cunha de ruptura deve ser definida no talude para determinação do comprimento mínimo dos grampos. De modo geral, as barras podem ser denominadas inclusões passivas, pois as tensões são mobilizadas ao longo do seu comprimento quando solicitadas, como mostra a FIGURA 2.3. As solicitações suportadas pelo solo grampeado são tensões de tração, cisalhamento e momentos de flexão.

FIGURA 2.3 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM SOLO GRAMPEADO



FONTE: Adaptado de GEROLA (2012).

O grampo é ligado ao paramento por meio de uma placa de apoio e rosca, ou simplesmente dobrado na ponta. O paramento não tem função estrutural e a geometria da

face é esbelta, realizada apenas com concreto projetado, telas metálicas flexíveis ou podem ser executados em talude natural com hidrossemeadura (SOLOTRAT, 2015).

Lazarte *et al.* (2015) lista algumas vantagens do solo grampeado, entre elas cabe citar que requer equipamentos menores comparados à cortina atirantada. Sua aplicação, em geral, apresenta maior custo-benefício, a estrutura suporta pequenas deformações e a instalação é relativamente rápida. Por outro lado, a estrutura geralmente não pode ser vertical, pois o projeto se torna mais difícil e dispendioso. Alguns tipos de solo podem tornar a estrutura inviável, como solos expansivos, orgânicos, não coesivos e mal graduados, com grande quantidade de pedras e pedregulhos ou granulares com alto nível do lençol freático.

2.1.2. Sistema de drenagem

Os sistemas de drenagem apresentam grande importância nas obras de contenção, pois quando mal executados ou ausentes, a percolação de água pelo maciço gera a elevação do nível do lençol freático e saturação das camadas superficiais. Tal fato gera o aumento da poropressão e do empuxo total, com conseqüente diminuição da tensão efetiva e da resistência ao cisalhamento do solo. Também pode ocorrer a redução da coesão aparente, devido à sucção através da saturação dos solos não-saturados, e ação erosiva interna – *piping* (BASTOS, 2014). Falhas no sistema de drenagem ainda podem afetar a qualidade e durabilidade do concreto e das barras de aço.

Segundo Guimarães Neto (2008), um sistema de drenagem eficiente deve ser previsto em obras de contenção, uma vez que o custo é muito baixo comparado com aumento da segurança. Durante a execução da obra, deve ser definida a profundidade do nível do lençol freático a fim de verificar o dimensionamento dos drenos no projeto. De tal modo, os dispositivos devem ser instalados antes da execução do paramento, para evitar o fluxo de água dentro do maciço. Devem ser consideradas a drenagem profunda, de paramento e superficial.

O uso de drenos sub-horizontais profundos (DHPs) contribuem para a captação de fluxos de água distantes, para evitar o afloramento pela face, e constituem a drenagem profunda. No paramento, a drenagem tem como finalidade proporcionar a organização do fluxo das águas que convergem à face da contenção pelo maciço, normalmente em solo grampeado são utilizados drenos curtos tipo barbacã. A drenagem superficial coleta e

direciona o fluxo da crista e do pé do talude, bem como a água coletada pelos drenos de paramento e profundos, com o uso de canaletas e escadas hidráulicas, a fim de encaminhar para um ponto de captação ou descarga.

Segundo a ANTT (2008), a conservação e manutenção das estruturas de contenção compreendem três etapas principais: inspeções de rotina, com o cadastramento das estruturas e verificação regular de suas condições; estudos de engenharia, e caso anomalias sejam identificadas, e execução de ensaios e análise de dados de monitoramento. Em vista disso, procedimentos simples como inspeções visuais e manutenção dos drenos podem evitar grandes obras de intervenção nas estruturas. Alguns aspectos do paramento podem indicar a presença de água e umidade no maciço, tais como: manchas superficiais, eflorescências, musgos e líquens, vegetação e a própria surgência de água pela estrutura ou juntas (CAETANO *et al.*, 2016).

2.1.3. Manifestações patológicas

Santos (2014) afirma que as falhas e manifestações patológicas em solo grampeado são decorrentes da má execução dos grampos e da interação do aço e do concreto com agentes externos. Jayawickrama *et al.* (2007) indicam que os principais problemas ocorrem devido ao preenchimento incompleto do furo com a calda de cimento, que é uma condição essencial na garantia do desempenho da contenção. As principais falhas encontradas são: vazios no final da barra, redução da seção transversal do preenchimento (FIGURA 2.4) e defeitos próximos à cabeça da barra.

FIGURA 2.4 – REDUÇÃO DE SEÇÃO TRANSVERSAL DO PREENCHIMENTO



FONTE: JAYAWICKRAMA *et al.* (2007).

Os autores afirmam que as falhas no preenchimento ocorrem pela falta de centralizadores, ausência de tubo guia, consistência da nata muito rígida ou muito fluída ou execução de perfurações maiores que o comprimento das barras. Manifestações patológicas também são normalmente relacionadas à problemas construtivos na instalação e falha de controle na execução. Essas anomalias podem causar maiores deformações da contenção, reduzir a capacidade de carga do chumbador e deixar a barra exposta e suscetível à corrosão.

Souza *et al.* (2005) executaram um campo experimental para avaliar detalhes executivos de contenção com grampos, e constataram que quando a injeção é realizada somente com bainha, ou somente uma injeção, a exsudação da calda de cimento provoca vazios no furo com um preenchimento incompleto, como apresentado na FIGURA 2.5. Para evitar essas falhas, deve ser realizada pelo menos mais uma fase de reinjeção no furo. Os autores ainda salientam que quando ocorrem falhas em solo grampeado, além de avaliar os detalhes executivos do chumbador, também é necessário verificar se o revestimento do paramento e o sistema de drenagem estão em bom estado de conservação, pois caso contrário, podem gerar a instabilidade da contenção.

FIGURA 2.5 – GRAMPO EXECUTADO SOMENTE COM BAINHA



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

Cabe salientar ainda que, de modo geral, a utilização de procedimentos que atendam aos padrões de qualidade atuais não se aplica à maior parte das instalações antigas e que, muitas vezes, os grampos eram instalados sem nenhuma proteção anticorrosiva (WITHIAM *et al.*, 2001). Como nesse tipo de estrutura a injeção da calda

de cimento ocorre por todo o furo, o risco de corrosão está diretamente ligado à existência de uma eventual falha na injeção, onde os vazios de concretagem mantêm a barra exposta e suscetível à processos corrosivos.

Shiu e Cheung (2003) afirmam que a proteção anticorrosiva é um aspecto importante no solo grampeado, de modo que o desempenho e a vida-útil destas contenções dependem de a capacidade do grampo resistir à corrosão. Os autores explicam que a água presente nos poros do solo é a solução condutora (eletrólito) que pode atuar como meio de transporte de agentes químicos agressivos, tais como sulfatos e cloretos e, com isso, iniciar o processo de corrosão nas barras de aço principalmente quando a proteção anticorrosiva é inadequada e existe presença de água no maciço. Outra opção é sugerida por Turner (1999), que propõe o aumento da seção transversal dos grampos para aços com processo de corrosão uniforme e não pontual, de acordo com grau de agressividade do meio em que o solo grampeado será construído.

Shiu e Cheung (2003) ainda realizaram dois estudos de caso para avaliar a presença de corrosão em solo grampeado. No primeiro estudo realizado no Japão, foram exumados 9 grampos com aproximadamente 10 anos. A ocorrência de processos corrosivos foi identificada em 7 dos 9 grampos, com maior intensidade próximo à cabeça das barras. A corrosão ocorre principalmente devido a irregularidades no preenchimento dos furos com calda de cimento encontradas próximas à cabeça e nas regiões mais fundas dos furos.

No segundo caso, em Hong Kong, dois grampos instalados há nove anos do estudo foram escavados para inspeção visual. Em um dos grampos, onde a calda de cimento estava intacta não foi identificado nenhum sinal de corrosão. No entanto, o segundo grampo apresentou pontos de corrosão em falhas do preenchimento do furo. Esse estudo ressalta a importância da boa prática executiva de solo grampeado, onde a calda de cimento assume um papel fundamental na proteção dos grampos.

A proteção anticorrosiva a ser aplicada em grampos pode seguir as recomendações da norma NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno (ABNT, 2006), considerando o grampo como o trecho ancorado de um tirante (SOLOTRAT, 2015). ABNT (2006) normatiza a aplicação de dupla proteção anticorrosivas em tirantes permanentes para qualquer tipo de agressividade do solo, como: tintas e resinas, Epóxi, fluidos a base de betume, tubo de polietileno, graxa, nata ou argamassa à base de cimento e/ou tratamento superficial de galvanização ou zincagem. Essa proteção tem como

objetivo proteger o tirante contra a corrosão e garantir que a segurança da obra não seja comprometida durante a vida útil para qual o elemento foi projetado.

A degradação de estruturas de solo grampeado normalmente está associada a uma soma de fatores dos quais, citam-se: falhas no preenchimento do furo com calda de injeção, falta de proteção anticorrosiva nas barras, potencial corrosivo do solo e presença de água no maciço (JAYAWICKRAMA *et al.*, 2007).

2.2. AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE DE CONTENÇÕES

A avaliação do desempenho dos grampos instalados em solo grampeado, pode ser realizada através de ensaios de tração, denominados ensaios de arrancamento, em grampos pré-definidos, na fase executiva da obra. São métodos diretos, porém pouco representativos devido à baixa amostragem. Para obras antigas, uma alternativa são os métodos empíricos, porém apresentam muitas limitações e muitas vezes não convergem para a realidade. Além disso, não existe nenhum registro da aplicação dos ensaios de arrancamento durante a vida útil das contenções, mas caso sejam realizados podem comprometer a estabilidade da obra.

O acompanhamento da conservação de solos grampeados fica limitado ao campo visual, pois os elementos não podem ser acessados, e com isso, patologias relevantes podem deixar de ser identificadas. Desse modo, Hala e Schabowicz (2010) classificam os testes utilizados no diagnóstico de estruturas em métodos destrutivos e métodos não destrutivos.

2.2.1. Métodos Destrutivos

Segundo Cartz (1995), os ensaios destrutivos alteram a forma e as propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais. Desse modo, os ensaios de tração realizados em solo grampeado, mesmo como um procedimento de controle, geram a deformação dos elementos e do paramento, e podem ser caracterizados como um ensaio destrutivo. Os ensaios destrutivos são aplicados em amostras e elementos estruturais em escala natural ou em laboratório, e podem ser ou não perdidos após a avaliação. Para que a estrutura não seja afetada, o diagnóstico é representativo e deve abranger somente uma amostragem da área. No caso de contenções em que os elementos são enterrados, os

tradicionais ensaios de tração são realizados apenas em alguns elementos, o que apresenta uma limitação da técnica.

Em cortinas atirantadas são realizados ensaios diretos de arrancamento para verificação do desempenho dos tirantes. O procedimento é executado com auxílio de macaco, bomba e manômetro aferido alinhados sobre a placa de apoio da cabeça do tirante, e é interpretado em relação à estabilização dos deslocamentos da cabeça e atrito ao longo do trecho livre.

Segundo a ABNT (2006), os ensaios são classificados em: básico, de qualificação, de recebimento e de fluência. O básico é executado somente na avaliação de novos tipos de tirantes injetados. O ensaio de qualificação é utilizado na verificação do desempenho de tirantes já credenciados pelo ensaio básico, somente quando se julgar necessário. O ensaio de recebimento controla a capacidade de carga e comportamento dos tirantes de uma obra, e deve ser executado em 10% dos elementos permanentes da obra. Estes devem ser escolhidos aleatoriamente e testados com carga máxima de 1,75 e 1,40 vezes em relação a carga e trabalho. Desse modo, a protensão parte de uma carga inicial até a máxima prevista, retorna para carga inicial e é recarregada até a carga de trabalho. Por fim, o ensaio de fluência é aplicado na avaliação da estabilidade do elemento sob ação de cargas de longa duração, e deve ser realizado em 2 elementos por obra, ou 1% de todos os tirantes.

Para solo grampeado não existe norma técnica brasileira que regulamente ensaios de tração, no entanto, os ensaios de arrancamento normalmente são baseados em procedimentos e recomendações de ensaios internacionais, ou pela prática usual de empresas nacionais. O objetivo é obter a resistência ao arrancamento, parâmetro essencial para projetos desse tipo de estrutura. Essa resistência depende basicamente do comprimento do grampo por trás da superfície de deslizamento, diâmetro da calda de cimento ao redor da barra e as tensões no contato solo-grampo, além das propriedades do solo como granulometria e compactidade (LAZARTE *et al.*, 2015).

Com os ensaios de arrancamento é possível compreender os mecanismos de trabalho da estrutura, a partir da medição de tensões e deformações. O ensaio consiste na aplicação de cargas de tração no grampo, por meio de um macaco hidráulico, e medição da carga aplicada e deslocamento do grampo, semelhante ao arrancamento em tirantes. O ensaio é finalizado quando a força de tração atingir um valor máximo ou estabilizar para deslocamentos crescentes. As movimentações devem ser controladas pelo menos através

de leituras topográficas em, no mínimo, três prumadas do muro. O ideal é a utilização de inclinômetros para acompanhar as diferentes etapas construtivas, com medições das deformações do terreno (SOLOTRAT, 2015).

O procedimento de instalação de grampos utilizados para realizar os ensaios de arrancamento devem ser os mesmo dos grampos de trabalho, utilizados na construção conforme recomendado por Clouterre (1991). O autor sugere manter um trecho livre próximo a cabeça de pelo menos um metro, e um trecho ancorado de no mínimo cinco metros de comprimento. Por outro lado, Solotrat (2015) recomenda executar o ensaio de tração em grampos curtos com 3 m de aderência ao solo e 2 m ou mais de trecho livre. De modo geral, o procedimento deve ser realizado de acordo com as recomendações de projeto.

2.2.2. Métodos Não Destrutivos

Os métodos não destrutivos (MND) não afetam a estabilidade da estrutura, e podem ser aplicados em diversos elementos, seja na execução da obra, ou durante sua vida útil. As técnicas não invasivas assumem papel importante em estruturas de contenção, a fim de fundamentar decisões referentes a manutenção e intervenção, afinal a avaliação de estruturas com grampos enterrados é muito limitada ao campo visual, que muitas vezes não é capaz de identificar falhas internas.

Os MNDs são baseados em técnicas ultrassônicas, magnéticas, acústicas, reflectométricas e resistivas, e de modo geral funcionam com base no princípio da propagação de ondas de tensões, elétricas ou eletromagnéticas através de materiais como concreto, aço e madeira (JAYAWICKRAMA *et al.*, 2007). A utilização dessas metodologias na avaliação de vigas de concreto e estacas é uma prática comum e reconhecida há muitos anos. No entanto, em contenções somente é possível avaliar a estrutura como um todo a partir de uma extremidade, uma vez que os elementos são enterrados, o que não ocorre no caso de vigas. Por outro lado, existe semelhança entre solo grampeado e elementos de fundação, mas o diâmetro é relativamente menor, e existem poucos registros de aplicação dos MND encontrados com essa finalidade, principalmente no cenário nacional.

No entanto, é uma prática que vem sendo estudada principalmente em âmbito internacional devido à sua simplicidade e facilidade de execução. Com base nesse

contexto foi realizado um levantamento bibliográfico dos principais métodos utilizados na verificação da integridade e características de grampos inseridos em estruturas de contenção. As principais metodologias estudadas, com seus respectivos autores são apresentadas na TABELA 2.1

TABELA 2.1 – ESTUDOS DE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS EM SOLO GRAMPEADO

MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS	Cheung (2003)	Cheung e Lo (2005)	Lee e Arup (2007)	Jayawickrama <i>et al.</i> (2007)
Cross-hole seismic				X
Cross-hole sonic logging		X		X
Electrical resistance method		X	X	
Electromagnetic induction method	X		X	
Granit method		X		
Impact echo				X
Impedance logging				X
Impulse response				X
Magnetometry	X			
Mise-a-la-masse method	X		X	
Parallel seismic				X
Sonic echo	X	X		X
Sonic impulse method			X	
Spectral analysis of surface waves				X
Surface wave time domain reflectometry		X	X	
Time domain reflectometry	X		X	X
Ultraseismic				X
Ultrasonics				X
Vector magnetic method			X	

FONTE: A autora (2017).

A avaliação entre os métodos foi realizada pela comparação da capacidade em estimar o comprimento da barra e identificar e graduar anomalias nas barras como: vazios de injeção e corrosão. Desse modo, três desses métodos apresentaram maior potencial de utilização em contenções já existentes, com bons resultados na literatura: o *Sonic Echo*, que consiste na geração de onda acústica; o TDR, baseado em técnicas reflectométricas, e o método da Resistência Elétrica.

Nos itens subsequentes serão apresentadas de modo resumido as principais características desses métodos, com ênfase no método da resistência elétrica, que será avaliado de modo preliminar no campo experimental. Cabe salientar que os métodos *Sonic Echo* e TDR já possuem histórico de aplicação em âmbito nacional. Os demais métodos apresentaram limitações, como por exemplo a técnica *Magnetometry*, que necessita de um instrumento instalado na parte superior do talude, e apresenta baixa

disponibilidade comercial (CHEUNG, 2003). Além disso, foram escolhidos os métodos que apresentaram melhores resultados apontados na literatura.

2.2.2.1. *Sonic Echo*

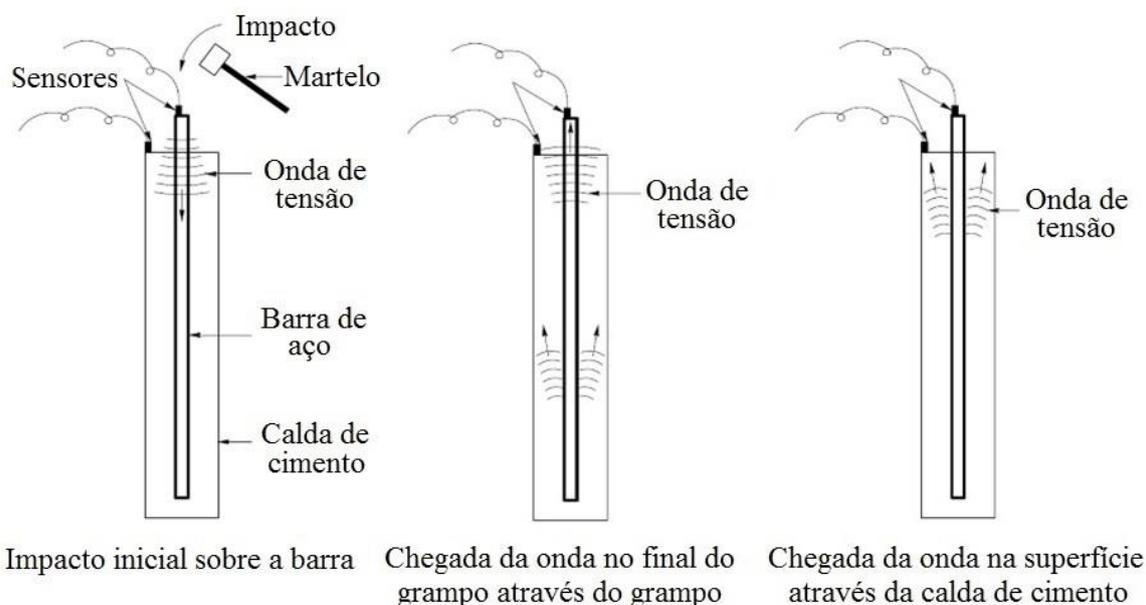
A metodologia do *Sonic Echo* baseia-se no mesmo princípio utilizado nos ensaios de integridade em estacas – *Pile Integrity Tester* (PIT), que envolve a geração, transmissão, recepção e análise de uma onda acústica no grampo a ser testado. A onda é gerada pela aplicação de um golpe de martelo com peso entre 1 e 2 kg. Desse modo, Cheung (2003) afirma que a passagem da onda ao longo do comprimento do elemento pode ser afetada pela:

- Força de aplicação do golpe inicial;
- Propriedades físicas da barra e da calda de cimento;
- Propriedades físicas do solo ao redor da barra.

No final do elemento ocorre uma mudança significativa nas propriedades físicas do material, por isso é comum a ocorrência de uma grande reflexão de onda nesse local, identificando o término da barra. Para determinação do comprimento total da barra é considerado a velocidade de propagação da onda e diferença entre o tempo do golpe inicial e a chegada de reflexão da onda.

A velocidade de propagação da onda pode ser determinada por calibração ou derivada teoricamente por equações. Calibrar o método em barras de comprimento conhecido é uma etapa importante e possibilita resultados mais precisos. Caso o comprimento da barra não seja conhecido, Cheung (2003) sugere a utilização de intervalos de velocidade entre 5.000 a 5.500 m/s para barras de aço e 3.500 a 4.000 m/s para a calda de cimento.

A obtenção da velocidade de propagação deve ser realizada através de um ou mais acelerômetros na superfície do elemento, e após os golpes de martelo, os dados de vibração da barra são transmitidos para um aparelho de registro e exibição dos resultados em função do tempo. Jayawickrama *et al.* (2007) afirma que a melhor configuração do ensaio é o impacto na barra e o acelerômetro instalado na calda de cimento, gerando melhor qualidade de vibração e respostas mais satisfatórias. Um esquema ilustrativo do método é demonstrado na FIGURA 2.6.

FIGURA 2.6 – ESQUEMA DO MÉTODO *SONIC ECHO*

FONTE: Adaptado de CHEUNG (2003).

Cabe salientar que a presença de seções irregulares da calda de cimento e alguns tipos de emenda, podem gerar uma reflexão parcial dos sinais, dificultando a interpretação do comprimento real do grampo. Liao *et al.* (2008) também indica a heterogeneidade do solo também como fator de influência na qualidade dos resultados. Para melhor qualidade no processamento dos dados do ensaio, pode ser utilizado um filtro de alta frequência para atenuar os sinais e vibrações não desejados, ampliação da resposta por uma equação exponencial para compensar o amortecimento e identificação da primeira onda de reflexão do final do grampo (LEE; ARUP, 2007).

Na prática brasileira, há registro de aplicação do *Sonic Echo* para avaliação da integridade e do comprimento das barras e, em casos de tirantes, determinação do comprimento ancorado e livre, além da tensão nos elementos. Os dados obtidos no ensaio são tratados matematicamente e, posteriormente, analisada a curva da relação entre vibração e impacto em função da frequência. A curva é efetuada com base em dois parâmetros: resposta em frequência, para determinar o comprimento, e rigidez dinâmica, indicando a integridade da barra (RINCENT, 2015). Um exemplo de aplicação do ensaio é apresentado na FIGURA 2.7.

FIGURA 2.7 – REALIZAÇÃO DO ENSAIO *SONIC ECHO*

FONTE: RINCENT (2015).

Cheung (2003) afirma que a metodologia permite avaliar todos os elementos da contenção, é um ensaio realizado em menos de meia hora e os equipamentos são disponíveis no mercado. Cabe salientar que o golpe aplicado com o martelo não pode danificar o elemento, a cabeça da barra deve ser acessível, a superfície de aplicação deve ser regularizada e limpa. A aplicação deve ser realizada no mínimo com três repetições, e pelo menos sete dias após a concretagem, ou até atingir 75% da resistência do preenchimento. A qualidade do resultado obtido pelo *Sonic Echo* depende das condições dos equipamentos utilizados e da competência e interpretação do profissional que executa o ensaio e analisa os resultados.

ASTM (2007) reconhece a dificuldade em determinar a precisão em testes de integridade com impacto de baixa tensão devido à grande variabilidade das características, dimensões, materiais e propriedades do solo ao redor. Além disso, atividades nas proximidades podem gerar dificuldades em identificar as reflexões devido ao amortecimento da onda (CHEUNG; LO, 2005).

Cheung (2003) realizou o teste em 30 grampos com o objetivo de determinar seu comprimento e avaliar a eficácia da metodologia. Não foram obtidos resultados conclusivos em 20% dos casos, 27% apresentaram erros acima de 10%, e 53% tiveram erros inferiores a 10%. O autor concluiu que se trata de um método de pouca precisão, mas que pode ser aperfeiçoado para aumentar sua confiabilidade.

Cheung e Lo (2005) tiveram dificuldades em identificar as reflexões, não obtendo resultados significativos, devido ao amortecimento da onda por atividades nas proximidades. Jayawickrama et al. (2007) desenvolveram uma pesquisa sobre utilização

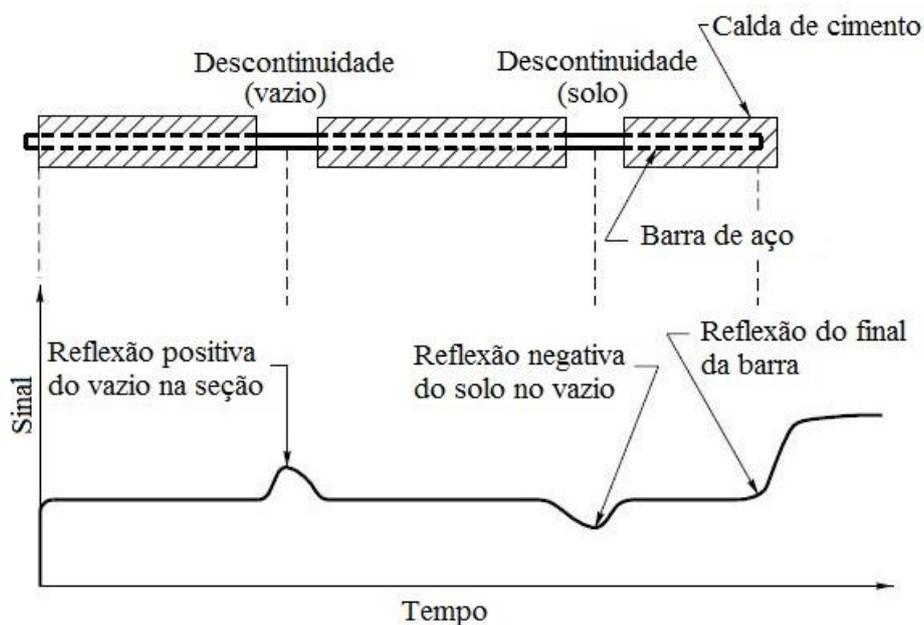
de métodos na avaliação da instalação de grampos no solo e também não apresentaram bons resultados, mas revelou que a metodologia é promissora para determinação da integridade da calda de cimento. Os autores salientam que esta técnica deve ser alvo de estudo de forma a ser mais aprimorada.

2.2.2.2. *Time Domain Reflectometry*

O método não destrutivo *Time Domain Reflectometry* (TDR) é baseado na reflectometria, com princípio de radar em circuito fechado, medindo-se o tempo em que sinais elétricos de alta frequência se propagam em um determinado meio. Quando um impulso elétrico é gerado, qualquer descontinuidade ou variação de material será refletida. Com as características dos reflexos, tempo de percurso e velocidade de transmissão, a localização da anomalia e o comprimento da barra podem ser identificados (CHEUNG, 2003).

Segundo Tang e Cheng (2014), a técnica do TDR é aplicada na determinação do comprimento dos elementos de solo grampeado desde meados de 2003, e apresentam grande potencial na verificação da integridade da calda de cimento (CHEUNG; LO, 2005). Estudos também avaliaram a capacidade de o método detectar corrosão em barras de aço e em cabos protendidos (LIU *et al.*, 2002). Um esquema explicativo para interpretação de ensaios baseados em reflectometria pode ser observado na FIGURA 2.8.

FIGURA 2.8 – ESQUEMA EXPLICATIVO DOS MÉTODOS BASEADOS EM REFLECTOMETRIA



FONTE: Adaptado de CHEUNG; LO (2005).

O que causa reflexões de sinal é a variação das propriedades dos materiais encontrados ao longo do elemento enterrado no solo, como a impedância elétrica, que consiste na resistência ou oposição que um material apresenta à passagem de corrente elétrica. Desse modo, Tang e Yeung (2006) explicam que a impedância da calda de cimento é maior que a do ar, por isso a reflexão do sinal é positiva devido à maior facilidade da passagem de corrente elétrica neste trecho da barra. No entanto, se o vazio for preenchido com solo, cuja impedância é maior que a do cimento, a reflexão será negativa pela maior dificuldade da passagem da corrente.

Cheung (2003) explica que na metodologia TDR, o pulso elétrico pode ser gerado na barra, ou na barra e em um fio elétrico pré-instalado simultaneamente. A utilização do fio apresenta uma configuração análoga a um cabo coaxial, e é utilizado a fim de criar um indutivo e melhorar a precisão da técnica. O fio elétrico deve ser instalado paralelamente à barra junto com o preenchimento da calda de cimento, com diâmetro inferior à 2 mm e isolado eletricamente da barra (sem contato) para evitar corrosão. Além disso, o autor sugere que em uma mesma contenção sejam instalados fios com o mesmo diâmetro e mesma características elétricas para melhor comparação dos resultados. Cabe salientar que essa metodologia pode ser utilizada somente em obras novas e que apresentem o fio elétrico previamente instalado, possibilitando também avaliar a qualidade de execução da obra.

Cheung (2003), Cheung e Lo (2005) e Lee e Arup (2007) estudaram a aplicação sem o fio elétrico, denominado *Surface Wave Time Domain Reflectometry* (SW-TDR), que permite a avaliação de contenção já existentes, utilizando apenas um condutor: a barra. A técnica é igual, porém a aplicação dos pulsos ocorre apenas na cabeça da barra, que tende a se propagar na sua superfície, e é submetida às propriedades indutivas e capacitivas da calda de cimento adjacente, ou sua ausência.

Uma variante do método SW-TDR foi registrada como *Reflectometric Impulse Measurement Technique* (RIMT®) – “Técnica da Medição da Reflectometria de Impulso”, desenvolvido através de parcerias entre o Instituto Politécnico de Zurique e empresas privadas suíças e italianas, com marca registrada e equipamentos e análises próprias (CORDEC, 2015). Segundo Ciolko e Tatabai (1999), não necessita de fio pré-instalado e utiliza apenas uma antena externa e um fio-terra para medição dos ecos gerados pelo impulso elétrico de alta frequência. Esse método foi estudado inicialmente

em concreto protendido e recentemente é utilizado também na avaliação de estruturas de contenção.

No cenário nacional, a utilização do método RIMT foi aplicada por Inspesis (2006), em uma inspeção realizada na ponte Rio-Niterói. A metodologia detectou algumas falhas no preenchimento das vigas próximo a armadura. Quanto à redução de seção por corrosão, nos locais identificados, as anomalias foram confirmadas posteriormente com inspeção visual, mas em alguns casos essas manifestações eram de certa forma incipiente, anteriores à construção, como ferrugem decorrente da exposição ao tempo.

Cheung (2005) e Cheung e Lo (2011) alertam que alguns fatores podem influenciar os resultados do TDR, tais como erros humanos na realização dos ensaios e sua interpretação, bem como leitura por diversos operadores, tipo de fiação utilizada e características da calda de cimento e da barra, principalmente incertezas quanto à integridade do preenchimento. Erros do instrumento de teste também podem trazer incertezas, a magnitude do erro é especificada pelo fabricante e depende do grau de sofisticação do equipamento TDR.

Quando não existe a instalação prévia do fio no elemento de ancoragem, como por exemplo, na avaliação de obras já existentes, o TDR pode ser utilizado como um método complementar de avaliações mais precisas. Cabe ressaltar ainda que essa metodologia apresenta execução rápida (cerca de meia hora por ensaio) e pode ser considerada razoavelmente confiável e precisa quando aplicada em locais com o fio pré-instalado. Em contrapartida, requer o acesso à cabeça da barra e o uso de mão-de-obra especializada para realizar e interpretar os resultados, sendo necessário calibrar o equipamento com barras de comprimento conhecido (CHEUNG, 2003).

2.2.2.3. Método da Resistência Elétrica

O método consiste na avaliação da resistência elétrica entre a barra de aço e todo o solo ao seu redor, que é a capacidade dos materiais em resistir à passagem de corrente elétrica. A condução elétrica ocorre por meio de um fluxo de elétrons livres em um meio com íons móveis. Se a corrente elétrica é aplicada no elemento instalado no solo, pode-se medir a resistência elétrica total entre dois pontos. Desse modo, Lee e Arup (2007) descrevem simplificadamente a resistência total compreendendo quatro componentes distintas:

- Resistência da barra de aço;
- Resistência de contato entre a barra e a calda de cimento;
- Resistência radial da calda de cimento;
- Resistência do solo circundante ao elemento.

A resistência da barra, em situação normal, tende a ser desprezível quando comparada com as demais, entretanto deve ser considerada quando apresentar ocorrência de corrosão com acúmulo significativo de ferrugem. A resistência de contato é relativamente pequena e varia com a presença de proteção anticorrosiva da barra. A resistência radial depende do raio do furo e da mobilidade iônica no interior da calda de cimento. Com relação ao solo, a resistividade depende de sua homogeneidade, teor de umidade, teor de argila e condutividade iônica da água subterrânea. Além disso, pode ser influenciada pelo posicionamento do eletrodo de corrente, devido ao grande volume de solo ao redor da barra. A presença de maciços rochosos também pode variar a resistividade, porém a influência geológica afeta suavemente elementos próximos, afinal a corrente radial atua em todas as direções. Valores obtidos em locais distantes não devem ser comparados (LEE; ARUP, 2007).

O procedimento de ensaio envolve a aplicação de uma corrente elétrica na barra de aço, que retorna no eletrodo de corrente e é medido pelo eletrodo de potencial através da diferença do potencial elétrico entre a barra e o solo ao seu redor. Para manter o sistema em equilíbrio, o método utiliza corrente alternada evitando polarização dos eletrodos. A resistência total é dada pela relação entre a tensão medida entre o eletrodo de potencial e a cabeça da barra (voltímetro) e a intensidade da corrente (amperímetro), que é fornecida diretamente pelo equipamento (LEE; ARUP, 2007). A resistência total pode ser fornecida diretamente pelo equipamento, e representada na Equação (1).

$$R = \frac{V}{i} \quad (1)$$

Onde:

R = Resistência elétrica (ohms)

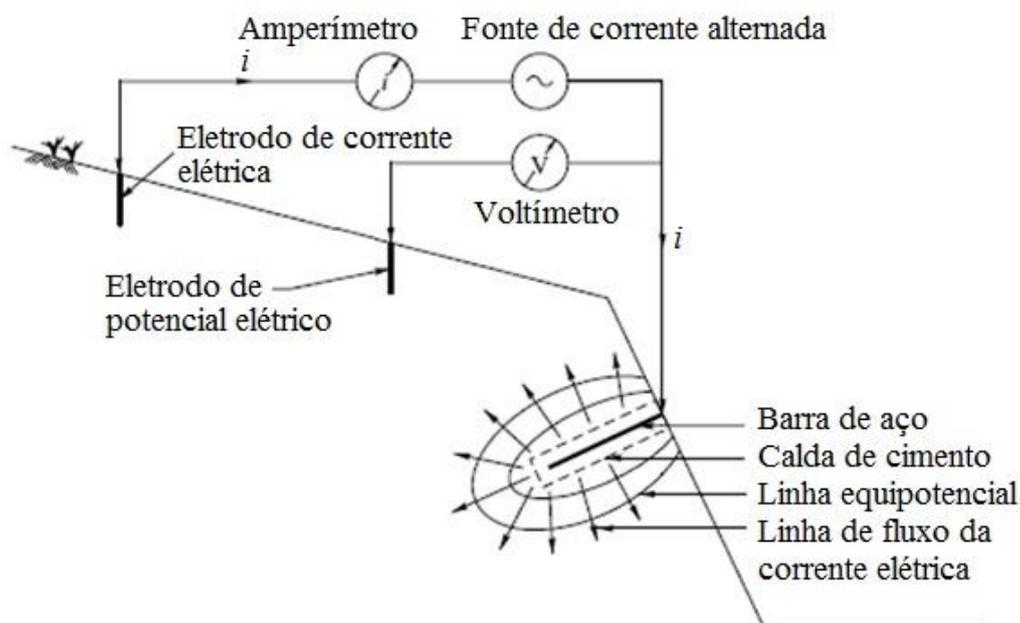
V = Diferença de potencial elétrico (Volts)

i = Corrente elétrica (ampères)

Para realização do ensaio são instalados dois eletrodos de aço inoxidável (corrente e potencial) em uma profundidade de 0,5 a 1 metro abaixo do nível do solo e à uma distância linear de no mínimo 20 e no máximo 50 metros entre eles e o local do teste (CHEUNG; LO, 2005). Como a maior parte da resistência elétrica do solo ocorre na proximidade radial do solo com a barra, o eletrodo de potencial pode ser instalado entre o eletrodo de corrente e a barra para medir a diferença de potencial nesta região. Devem ser instalados dois fios entre os eletrodos, o instrumento de medição e com a conexão da cabeça da barra. O eletrodo de potencial é ligado à barra para medição da tensão (diferença de potencial elétrico) pelo voltímetro, e o eletrodo de corrente, também ligado ao elemento, porém com um amperímetro para obtenção da intensidade de corrente.

Geralmente o eletrodo de corrente pode permanecer no mesmo local de instalação para medição de uma linha de barras a ser medida. As distâncias entre os eletrodos não influenciam na comparação das resistências, no entanto devem ser dispostos de modo que a distância entre a barra e o eletrodo de potencial não seja inferior a 20 metros (LEE; ARUP, 2007). Essa metodologia é utilizada na engenharia elétrica. Um esquema ilustrativo do ensaio da resistência elétrica é apresentado na FIGURA 2.9.

FIGURA 2.9 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DO MÉTODO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA



FONTE: Adaptado de CHEUNG; LO (2005).

Lee e Arup (2007) afirmam que a teoria é bem compreendida na medida em que as variáveis do solo e do cimento são facilmente previsíveis. A deficiência no preenchimento do furo com a calda de cimento reduz o caminho da corrente, aumentando

consideravelmente a resistência. As variações refletem o comprimento da calda de cimento e não da barra, pois a resistência elétrica do aço é praticamente desprezível. Logo, se a resistência elétrica total de uma barra é significativamente diferente das demais, existe uma alta probabilidade da ocorrência de anomalias.

Valores altos podem ser atribuídos a elementos com falhas ou vazios no preenchimento com calda de cimento ou ainda à presença de uma barra de menor comprimento. A resistência entre o ar e a calda de cimento é maior que entre o solo e a calda, sendo fácil indicar discontinuidades preenchidas por ar. Valores de resistência inferiores podem estar associados a excesso de argamassa no furo ou barras mais longas. Cabe salientar que quanto maior a barra, menor a sensibilidade do método.

Normalmente, as medições são realizadas ao longo de linhas horizontais de barras, em no mínimo 10 ensaios com cada elemento para estabelecer valores consistentes e com repetição. Os resultados das medições devem ser agrupados de forma a se estabelecer um mapeamento de resistência elétrica de toda a contenção, baseado em métodos estatísticos.

Desse modo, a técnica envolve a comparação de medições de resistência elétrica de barras próximas, sendo que valores distintos podem indicar problemas. Resistências obtidas em uma mesma barra devem refletir variações de no máximo 0,2% e diferenças acima dessa tolerância podem indicar deficiência na ligação do eletrodo com a cabeça da barra (LEE; ARUP, 2007).

Cheung e Lo (2005) realizaram testes em grampos com 17 metros de comprimento para avaliar a integridade da calda de cimento. Foi possível perceber que os resultados de resistência de elementos da mesma linha variavam gradualmente devido à heterogeneidade do solo. Barras de aço com mesmo comprimento, mas com falhas no preenchimento de calda de cimento apresentaram resultados superiores de resistência elétrica quando comparadas com as barras íntegras, validando a hipótese do método. Também foram avaliados diferentes tipos de vazios, preenchidos com solo e ar, e os autores concluíram que a identificação dos vazios é facilitada quando estes estão preenchidos com ar.

Em uma segunda fase de testes, os autores também realizaram ensaios em dias de chuva e sol para verificar a influência das condições climáticas nos resultados. Os autores concluíram que para grampos com a calda de cimento intacta, a resistência elétrica total é pouco alterada em dias de chuva. No entanto, se existem falhas na calda de injeção, a redução é mais significativa devido ao preenchimento do vazio com água.

A metodologia não permite distinguir os defeitos, nem fornece diretamente o comprimento da barra, sendo recomendável, portanto, associá-la a um método complementar, a fim de determinar pelo menos uma dessas variáveis: integridade da calda de cimento ou comprimento da barra. Conhecendo-se o comprimento da barra, por exemplo, a interpretação dos resultados torna-se muito mais precisa.

Lee e Arup (2007) ainda explicam que os fios devem estar intactos para evitar pequenos erros de resistência ou instabilidade no sistema. O ideal é que a cabeça da barra esteja limpa para melhor contato elétrico e de preferência deve ser utilizado cliques, pois ligações com fios muitas vezes não são bem instaladas. O método não é afetado pela presença de barras próximas e pode ser inviável em barras com dupla proteção a corrosão, pois a proteção anticorrosiva pode influenciar os resultados. Os autores ainda indicam que em barras com 9 metros de comprimento são identificados vazios com mais de um metro e, em barras com 15 metros de comprimento, com pelo menos dois metros.

A operação pode ser realizada por um técnico, e se torna simples e rápida após a configuração e instalação dos equipamentos, com duração de apenas alguns minutos, e todos os elementos da contenção podem ser avaliados. O equipamento é encontrado facilmente no mercado nacional, deve apresentar medição de resistência com três algarismos significativos, os resultados que são obtidos no local por observação direta das medições, cuja interpretação dos resultados não requer técnicas avançadas. Como fatores limitantes, cita-se o caso de barras com dupla proteção à corrosão e a necessidade de acesso à cabeça da barra (LEE; ARUP, 2007).

2.2.2.4. Tabela-resumo dos métodos

A aplicação de métodos não destrutivos em solos grampeados é uma prática promissora devido à sua simplicidade e facilidade de execução, além de não comprometer as funções estruturais das contenções. Com base nos conceitos, procedimentos e resultados dos métodos estudados pelos autores já citados, se observa na TABELA 2.2 um resumo com as principais características de cada uma das técnicas avaliadas.

TABELA 2.2 – RESUMO DOS MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS EM CONTENÇÕES

MÉTODO	SONIC ECHO	TDR	RESISTÊNCIA ELÉTRICA
Princípio físico	Onda acústica (tensão)	Pulso elétrico de alta frequência (5 a 100 MHz)	Pulso elétrico (Corrente alternada)
Equipamentos	Acelerômetros; Martelo (1 a 2 kg)	Fio elétrico (< 2 mm); Instrumento TDR; ou Osciloscópio + Gerador de pulso elétrico	Eletrodo de corrente; Eletrodo de potencial; Voltímetro e Amperímetro; Fonte de corrente alternada
Aplicabilidade	Comprimento da barra; Integridade da calda de cimento	Comprimento da barra; Integridade da calda de cimento; Presença de corrosão	Comprimento e integridade da calda de cimento; Comparação entre os elementos
Méritos	Avaliação de todos elementos; Equipamento disponível no mercado	Avaliação de todos elementos	Avaliação de todos elementos; Interpretação simplificada dos resultados; Equipamento disponível no mercado (já utilizado para outras finalidades)
Limitações	Acesso à cabeça da barra; Sujeito a atenuação do sinal; Onda pode ser afetada por atividades externas; Requer experiência para interpretação dos resultados; Desejável calibração em elementos de comprimento conhecido	Acesso à cabeça da barra; Requer experiência para interpretação dos resultados; Desejável calibração em elementos de comprimento conhecido; Para melhor precisão requer fio pré-instalado	Acesso à cabeça da barra; Dificuldades para distinguir menor comprimento da barra e falhas na calda de cimento; Necessário acesso na parte superior da contenção

FONTE: MIKOS et al. (2016).

Os três métodos estudados possuem potencial de utilização, sendo necessário, entretanto, ampliar sua utilização no cenário nacional de modo a aumentar o entendimento de sua aplicação e respectivas limitações (MIKOS *et al.*, 2016). Para o presente trabalho, buscou-se aprimorar o conhecimento no método da resistência elétrica, pela simplicidade e facilidade de execução apresentada pelos autores pelo qual o método foi estudado, possibilidade de utilização dos equipamentos existentes na UFPR, e principalmente por ser o método que é mais influenciado pelas características do solo. De modo que a caracterização geológica e geotécnica do talude escolhido para construção do campo experimental, permitiu o conhecimento das características do terreno e seu comportamento de resistência elétrica no local e em laboratório.

2.3. RESISTÊNCIA E RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO SOLO

A resistência elétrica é a oposição à passagem de corrente elétrica, e pode ser definida como a relação entre tensão e corrente elétrica, já apresentado na Equação (1). A resistência elétrica depende do material e de suas características: quanto maior sua área

transversal, menor será a resistência, e quanto maior for o comprimento, maior a resistência elétrica. O conceito de resistência elétrica do solo é aplicado na Engenharia Elétrica e Eletricista, em sistemas de aterramento elétrico.

Por outro lado, a resistividade representa uma característica do material, ou seja, mesmo com espessuras e comprimentos diferentes, a resistividade é a mesma, pois a resistividade elétrica é a resistência multiplicada por um fator geométrico, como apresentado na Equação (2). Por isso o interesse para os geotécnicos, uma vez que em mesmas condições, a resistividade do solo é constante. Cabe salientar que a condutividade elétrica é a capacidade de conduzir uma corrente elétrica, inversamente proporcional à resistividade.

$$\rho = R \frac{A}{L} \quad (2)$$

Onde:

ρ = Resistividade elétrica (ohm.m)

R = Resistência elétrica (ohm)

L = Comprimento (m)

A = Área da seção transversal (m²)

A resistividade elétrica é o parâmetro mais utilizado na geotecnia, porém como a resistividade é diretamente proporcional à resistência elétrica, esses parâmetros podem ser comparados para uma mesma condição, principalmente em ensaios de laboratório em que as variáveis e dimensões são controladas. Desse modo, são apresentados nos itens subsequentes uma abordagem geral sobre resistência elétrica do solo, utilizada em aterramentos, e resistividade elétrica, aplicada na geotecnia.

2.3.1. Resistência Elétrica

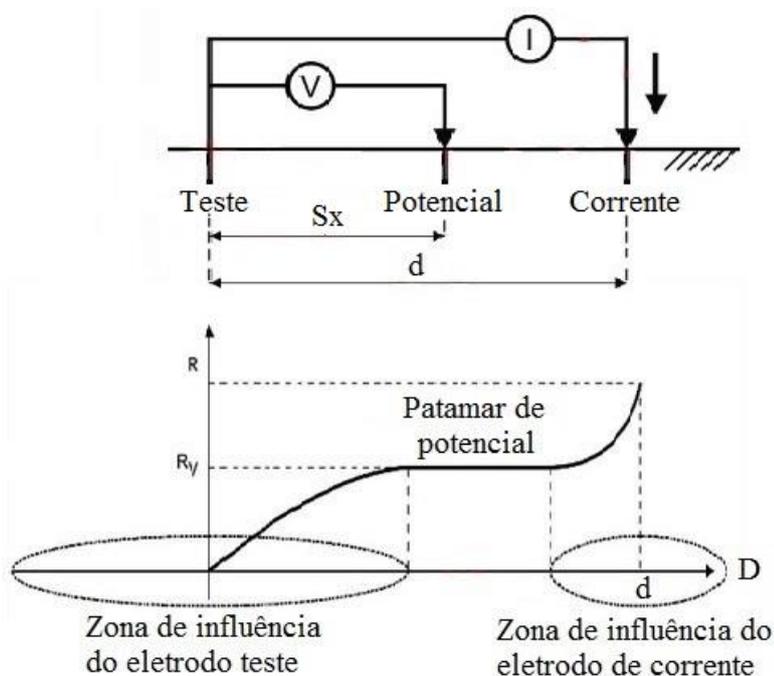
A resistência elétrica do solo normalmente é medida em campo para a instalação de aterramentos. O aterramento é uma ligação intencional de uma parte eletricamente condutiva à terra através de um condutor elétrico (ABNT, 2009) e evita que equipamentos ou componentes de um sistema sejam danificados, em caso de alguma falha eventual e principalmente contra descargas atmosféricas. Para definição das características do

aterramento é obtida a resistência de aterramento, que quanto menor, melhor é o seu desempenho, devido a maior passagem de corrente elétrica.

O arranjo do método não destrutivo da resistência elétrica apresentado anteriormente é semelhante ao método de medição de injeção de corrente com amperímetro e voltímetro utilizado para determinação da resistência de aterramento do solo. Esse método é apresentado no Anexo F, da norma NBR 15749, com caráter informativo e consiste na circulação de uma corrente alternada entre o eletrodo a ser testado e o eletrodo auxiliar de corrente. É realizada a medição simultânea da diferença de potencial, em relação ao eletrodo teste e o eletrodo de potencial (ABNT, 2009). O procedimento é o mesmo realizado com o MND da resistência elétrica, no entanto o eletrodo teste é o próprio grampo da contenção.

ABNT (2009) também apresenta o método da queda de potencial, que consiste em manter o eletrodo teste e o eletrodo de corrente fixos e o eletrodo de potencial é deslocado entre os demais eletrodos (S_x), e assim efetuadas diversas medições de resistência. Desse modo obtém-se a curva de resistência em função da distância percorrida, como apresentado na FIGURA 2.10.

FIGURA 2.10 – OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO



FONTE: Adaptado de ABNT (2009).

A curva característica teórica é composta por duas curvas, denominadas zonas de influência, que ocorrem próximo ao eletrodo teste e ao eletrodo de corrente. Entre as

curvas existe o patamar de potencial, onde pode-se determinar a resistência elétrica do solo, ou como citada pela norma, a resistência de aterramento. O ensaio é realizado de modo que há determinada distância “Sx” entre o eletrodo teste e o eletrodo de potencial ocorra a estabilização da resistência medida. Assim, o eletrodo de potencial deve ser instalado entre os demais eletrodos justamente para obter a medição da diferença de potencial dentro do patamar. Por isso, Cheung e Lo (2005) e Lee e Arup (2007) salientam sobre a distância entre o grampo e o eletrodo de potencial, e o eletrodo de potencial e o eletrodo de corrente, que devem ser de no mínimo 20 m e no máximo 50 m, para que na medição da resistência elétrica do grampo a medição de tensão ocorra dentro do patamar.

Mansur (2014) realizou medições em uma malha de aterramento e relatou que a resistência elétrica obtida em períodos chuvosos reduz consideravelmente quando comparada com as medições em período seco. Além disso, o autor comparou aterramento com haste tradicional com uma haste concretada, e na avaliação durante o período chuvoso, constatou que a resistência de aterramento permaneceu praticamente a mesma quando medida em períodos secos. Isso ocorre porque o concreto absorveu a umidade do solo e a água não ficou em contato direto com o aço, como testado anteriormente.

De modo análogo entre as hastes concretadas testadas por Mansur (2014), e os grampos instalados em furos preenchidos com calda de cimento, Cheung e Lo (2005), na avaliação do método não destrutivo da resistência elétrica, também realizaram ensaios em dias de chuva e sol para verificar a influência nos resultados. Como já apresentado anteriormente, para a calda de cimento intacta, a resistência elétrica total é pouco alterada em dias de chuva, exceto com a presença de falhas na calda no preenchimento. Nessa situação, a redução é mais significativa devido ao preenchimento do vazio com água. Assim, se faz importante avaliar as condições climáticas do período em que os ensaios são realizados, com medições em dias chuvosos e secos, de modo a comparar valores de resistência entre os grampos íntegros e com anomalias do campo experimental, principalmente com o MND da resistência elétrica.

Com a medição da resistência elétrica do solo, também podem ser obtidos os valores de resistividade elétrica. No entanto, deve-se considerar alguns fatores como: resistência interna do voltímetro e das hastes, diâmetro e profundidade enterrada no solo dos eletrodos, bem como a distância entre eles. ABNT (2009) apresenta as equações para diferentes arranjos, porém no presente trabalho a resistividade elétrica de campo não será considerada, uma vez que o principal objetivo é a comparação da resistência elétrica e o

fator geométrico é teoricamente igual entre as medições, uma vez que se atinge o patamar de potencial.

ABNT (2009) ainda salienta que é importante verificar se não existem condutores metálicos enterrados, tubulações metálicas, contrapesos de linhas de transmissão ou armações de fundações de edificações, pois podem interferir nos resultados.

2.3.2. Resistividade Elétrica

Como já abordado anteriormente, a resistividade elétrica é uma característica única do solo e pode ser determinada em campo, por meio de métodos geofísicos, e também em laboratório. Resistividade elétrica, segundo a ABNT (2009) é a resistência entre faces opostas de um volume de solo correspondente a um cubo homogêneo e isotrópico, cuja aresta mede uma unidade de comprimento, ou seja, independente da dimensão, a resistividade elétrica sempre será igual para mesmas condições.

2.3.2.1. *Ensaio de campo*

A geofísica é uma ciência que estuda as estruturas localizadas no interior do planeta Terra e da delimitação dos materiais e suas propriedades físicas relacionadas com o meio. A investigação ocorre através de medidas indiretas realizadas na superfície de forma não invasiva e é utilizada nas etapas preliminares de projeto para reconhecimento do subsolo. Para obtenção das propriedades de condutividade ou resistividade elétrica do solo ou rocha, pode ser utilizado o método da eletrorresistividade. Essa técnica determina a resistividade elétrica dos materiais, parâmetro que define características fundamentais dos solos e rochas e suas principais aplicações são:

- Determinação da posição e geometria do topo rochoso;
- Espessura dos estratos sedimentares;
- Identificação de zonas fraturadas e/ou falhas no maciço rochoso;
- Identificação de contatos litológicos e de cavidades;
- Identificação de contaminantes no subsolo;
- Caracterização de materiais impermeáveis;
- Identificação do nível de água.

O conceito da eletrorresistividade consiste na determinação da diferença de potencial entre dois eletrodos centrais denominados eletrodos de potencial (M e N), de

modo a conhecer a intensidade de corrente elétrica no terreno por dois eletrodos laterais, os eletrodos de corrente (A e B). O método dos quatro eletrodos é o mais utilizado na medição da resistividade elétrica de grandes volumes de terra. De acordo com a norma NBR-7117 (ABNT, 2012), a resistividade elétrica do solo deve ser obtida a partir de ensaios de campo com o equipamento que injeta uma corrente elétrica (I) entre dois eletrodos de corrente e a diferença de potencial (V) é medida pelos dois eletrodos internos de potencial, para obtenção da resistência elétrica. A resistividade é obtida pela multiplicação da resistência por um fator geométrico (k), que varia de acordo com o arranjo escolhido e da disposição dos eletrodos. Alguns equipamentos já fornecem a resistividade elétrica diretamente.

As técnicas para obtenção da resistividade elétrica do solo mais comuns são por sondagem elétrica vertical (SEV) e caminhamento elétrico, que se diferem pelos procedimentos e na disposição dos eletrodos na superfície do terreno. A sondagem elétrica busca determinar a distribuição vertical da resistividade abaixo do ponto em estudos, resultando nas camadas verticais (ANBT, 2012), já o caminhamento ocorre pela variação horizontal da resistividade em profundidade praticamente constante. Os arranjos mais usuais são de Wenner, com os quatro eletrodos igualmente espaçados, e o Schlumberger, em que apenas o espaçamento central é mantido fixo, com normalmente 1 m entre os eletrodos de potencial. Para as leituras é realizado o caminhamento com os eletrodos em distâncias conhecidas, para medição da resistividade ao longo da área estudada.

Como o método geofísico baseia-se no fato dos materiais do subsolo apresentarem diferentes resistividades, CHIOSSI (1979) cita os principais fatores que reduzem a precisão dos resultados de métodos geofísicos. São eles: pequena diferença entre as propriedades físicas das diferentes camadas do subsolo, heterogeneidade vertical e lateral das camadas, topografia acidentada e superfície irregular do topo da camada. Nos solos, a resistividade elétrica depende de vários fatores como: porosidade, permeabilidade, composição mineralógica, grau de saturação, resistividade do fluido que preenche os vazios (sais dissolvidos), grau de cimentação, grau de compactação e tamanho e forma das partículas. É o parâmetro geofísico que apresenta maior intervalo de variação.

2.3.2.2. *Ensaio de laboratório*

A resistividade elétrica também pode ser obtida através de ensaios laboratoriais, com procedimentos descritos no Anexo C da norma NBR 16254-1 (ABNT, 2014). A

norma é utilizada para avaliar a corrosividade de materiais de aterramento, e determina o ensaio com a variação da umidade do solo em amostras deformadas.

Para a realização do ensaio utiliza-se uma amostra de solo seco, destorroado e passante na peneira de malha 10 (2 mm), moldado em uma caixa padrão denominada *Soil box*, com 5 cm de altura, 5 cm de largura e 12 cm de comprimento. A caixa tem suas laterais e o fundo de acrílico, material isolante, e duas placas de cobre paralelas nas laterais maiores. A configuração da caixa é explicada pela ABNT (2014), uma vez que o solo é um eletrólito de alta resistência, isso faz com que sejam necessárias placas de cobre com área grande em relação à uma pequena distância entre elas, para obtenção de maior sensibilidade. As placas de cobre apresentam uma “aba” para a fixação das garras “jacaré” para passagem de corrente elétrica.

Com o solo moldado dentro da caixa padrão, entre as placas é aplicado incrementos de tensão elétrica em Volts, e medida qual a corrente elétrica em mA. Desse modo, em um gráfico com a tensão na ordenada e corrente na abcissa, traça-se uma reta com início na origem e os valores obtidos no ensaio. O coeficiente angular da reta é a resistência elétrica. Para a obtenção da resistividade elétrica (ohms.m), o valor de resistência deve ser multiplicado por um fator geométrico, que é função da geometria do *soil box*, que nesse caso é 0,24 m. Para obtenção desse fator em caixas com dimensões diferentes deve-se considerar duas vezes a área da placa, dividida entre a distância entre elas (ABNT, 2014).

Boszczowski (2008) indica que a resistividade elétrica do solo diminui com o aumento do grau de saturação, ou seja, com o aumento da umidade, pois favorece a passagem de corrente elétrica pela água. Em relação ao índice de vazios e porosidade, quanto maior a quantidade de vazios no solo, maior a resistividade das amostras. A autora ainda afirma que ensaios com amostras indeformadas apresentaram valores superiores de resistividade, o que pode indicar a existência de cimentação na estrutura do solo, o que não é possível reproduzir com amostras deformadas. De mesmo modo, Fukue *et al.* (1999) também avaliaram a microestrutura de solos argilosos em estado deformado e indeformado. As amostras deformadas apresentam resistividades inferiores, pois as ligações naturais encontradas em campo entre as partículas são desfeitas. A quantidade de compostos iônicos presente no solo, dissolvidos pela água, também contribuem para a redução da resistividade do solo e maior facilidade da passagem de corrente elétrica (ABU-HASSANEIN *et al.*, 1996).

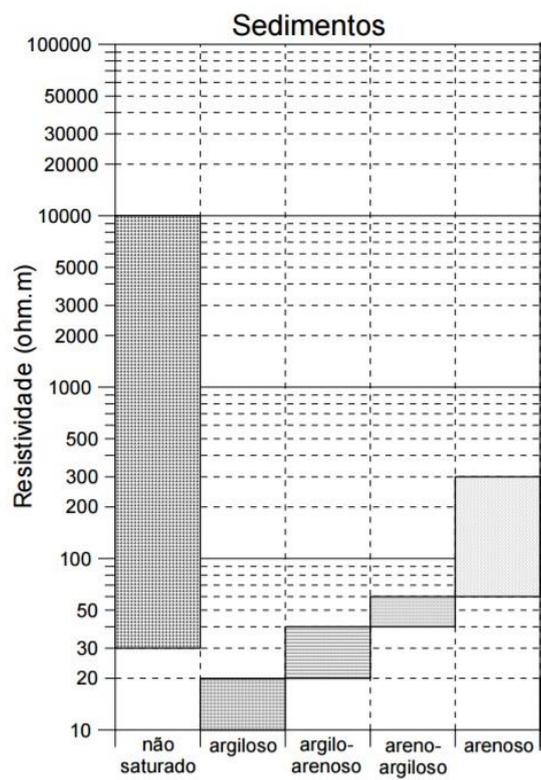
A granulometria do solo também exerce influência na sua resistividade elétrica. De acordo com Campanella e Weemees (1990), com o aumento de finos no solo, ocorre a redução da porosidade, pois os grãos menores ocupam os vazios formados entre os grãos maiores de areia, diminuindo a resistividade. Em complemento, Abu-Hassanein *et al.* (1996) afirma que a presença de argilo-minerais. Em solos argilos, bem como a alta superfície específica das partículas também geram uma redução da resistividade.

Jackson *et al.* (1978) indicam que a resistividade das areias é diretamente influenciada pela sua estrutura, bem como sua porosidade, resistividade do fluido nos poros, e formato e distribuição granulométrica das partículas. Por outro lado, nas argilas o comportamento elétrico é diferenciado pois a água não fica livre como nas areias, e sim na dupla camada gerada por forças elétricas entre as partículas do solo e a água. Assim, a condutividade elétrica é relativamente menor na interface sólido líquido quando comparada com a água livre presente nos poros (WAXMAN E SMITS, 1968).

Fukue *et al.* (1999) estudaram a microestrutura de solos argilosos e obtiveram valores muito altos de resistividade elétrica para baixos teores de umidade, devido a descontinuidade dos poros do solo. Quedas abruptas da resistividade elétrica podem ocorrer com o aumento da umidade indicando o teor de água crítico entre descontinuidade e continuidade de água livre nos poros da argila, essa umidade crítica determina o estado seco ou úmido da amostra. Em seus ensaios os resultados estabilizaram com 20% de umidade, no entanto, salientam que deve ser considerada a densidade e o índice de vazios do solo. Segundo os autores, a continuidade dos poros ocorre quando o solo está com umidade equivalente ao limite de plasticidade, que pode ser definido como quantidade de água adsorvida em solos argilosos sem presença de água livre nos poros.

Braga (2006) apresenta um gráfico com diferentes faixas de variação de resistividade elétrica dos solos, apresentada na FIGURA 2.11. Pode-se perceber que para solos não saturados a faixa de valores encontrados é muito alta. Por outro lado, os solos saturados conseguem refletir faixas definidas de resistividade elétrica.

FIGURA 2.11 – FAIXAS DE VARIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DOS SOLOS



Fonte: Adaptado de BRAGA (2006).

3. PROGRAMA DE PESQUISA

O presente estudo propõe avaliar a utilização de métodos não destrutivos na avaliação da integridade de estruturas de contenção. Inicialmente, foi necessário entender os principais problemas encontrados nessas estruturas e que deve ser testado para simular uma condição real. Para isso, foi definido o local de concepção do campo experimental, e realização da caracterização geológico-geotécnica da área. Também foram realizados ensaios preliminares para entendimento do método não destrutivo da resistência elétrica. A descrição de cada etapa é apresentada a seguir.

3.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Para alcançar o objetivo do presente trabalho, foi proposta a construção de uma contenção experimental com grampos íntegros e simulação de falhas. A intenção é realizar testes para determinação das dimensões e identificar anomalias conhecidas. Essa estrutura deve reproduzir as falhas comumente encontradas em solo grampeado, e pretende-se entender o funcionamento do método não destrutivo da resistência elétrica, bem como suas vantagens e limitações.

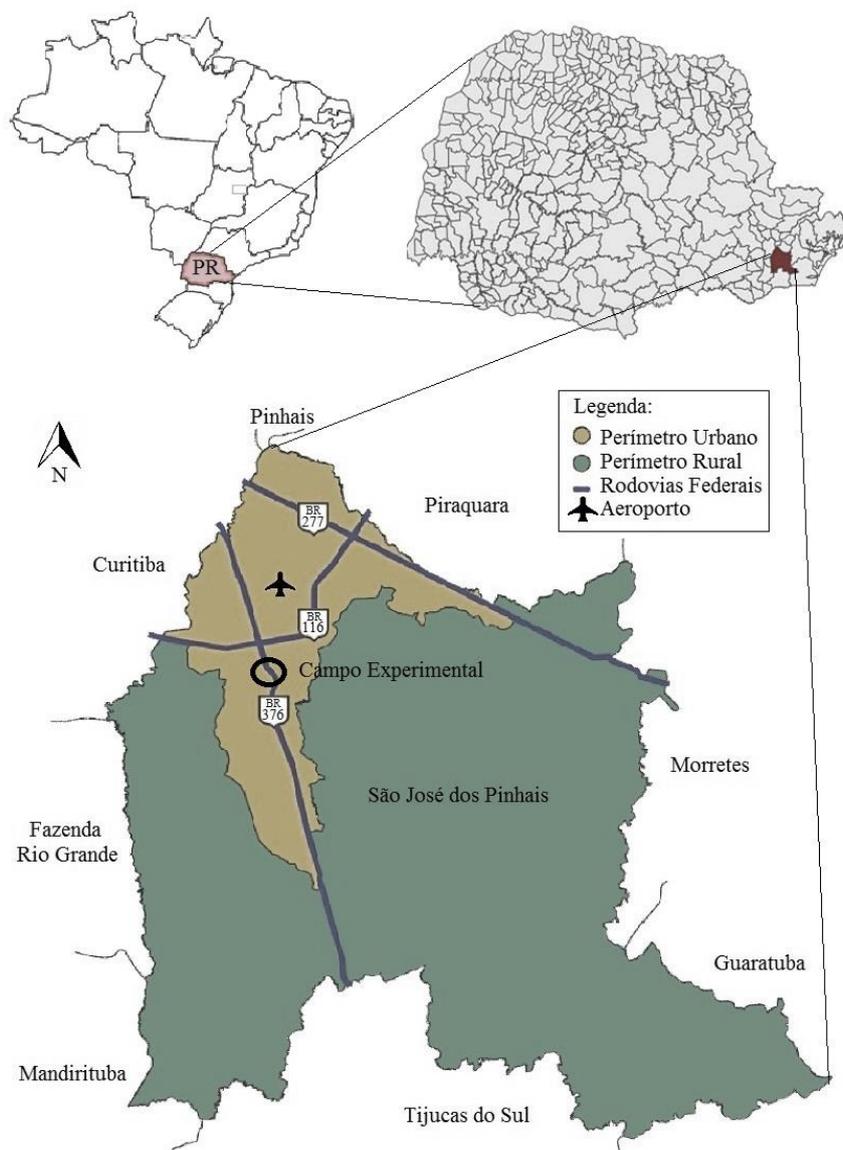
Inicialmente foi necessário avaliar taludes existentes próximos a Curitiba, que poderiam ser utilizados para a concepção da contenção experimental. Como a pesquisa tem apoio da concessionária Autopista Litoral Sul, optou-se em escolher um local na BR-376. Para isso, foram considerados alguns fatores, entre eles:

- Localização: preferencialmente próximo à Curitiba;
- Acessibilidade: fácil acesso, principalmente para facilidade no transporte de equipamentos e maquinário;
- Espaçamento: espaço adequado entre o talude e a rodovia, bem como dimensões suficientes para aplicação dos MNDs estudados;
- Limitação de tráfego: possibilidade de limitação de tráfego durante o período de execução da estrutura experimental e na realização de teste com MNDs;
- Altura e extensão do talude: dimensões suficientes para execução de uma estrutura de contenção com solo grampeado.

Após algumas visitas de campo, foi definido o local da contenção experimental no km 617+400 m da BR-376/PR, pista norte, no bairro Del Rey da cidade de São José dos

Pinhais. A localização da cidade e dos municípios vizinhos, pode ser observada na FIGURA 3.1.

FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS



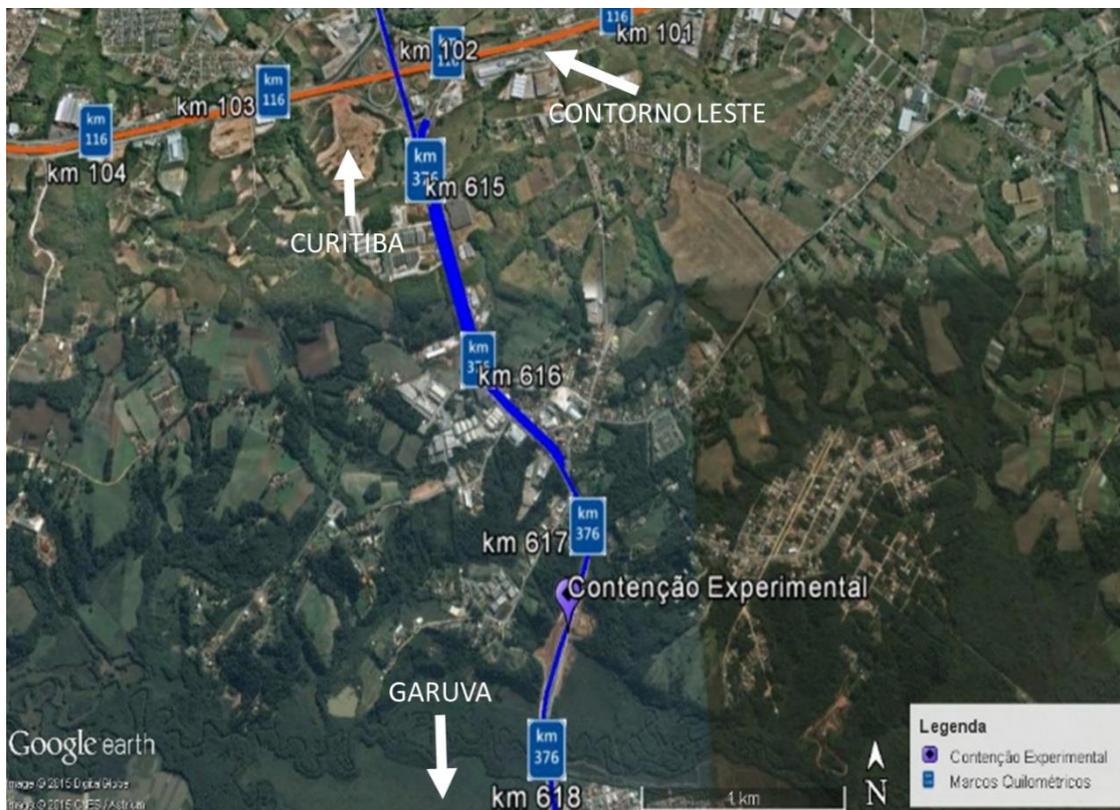
Fonte: Adaptado de SU-SJP (2017).

O município de São José dos Pinhais faz parte da região metropolitana da cidade de Curitiba (RMC), com cerca de 264 mil habitantes e uma área de 946,5 km² (IBGE, 2010). Segundo a Köppen-Geiger o clima é classificado com Cfb, clima subtropical úmido, quente e temperado, com temperatura média anual de 16,9°C e pluviosidade média anual de 1.281 mm (CLIMATE-DATA, 2017).

A rodovia BR-376 é a principal ligação entre a cidade de Curitiba-PR e Garuva-SC, e no Estado de Santa Catarina, onde se torna BR-101 e segue até Florianópolis, com

405,9 km de extensão. A área de estudo se localiza à 3 km do contorno leste, sentido Sul e pode ser observada na FIGURA 3.2.

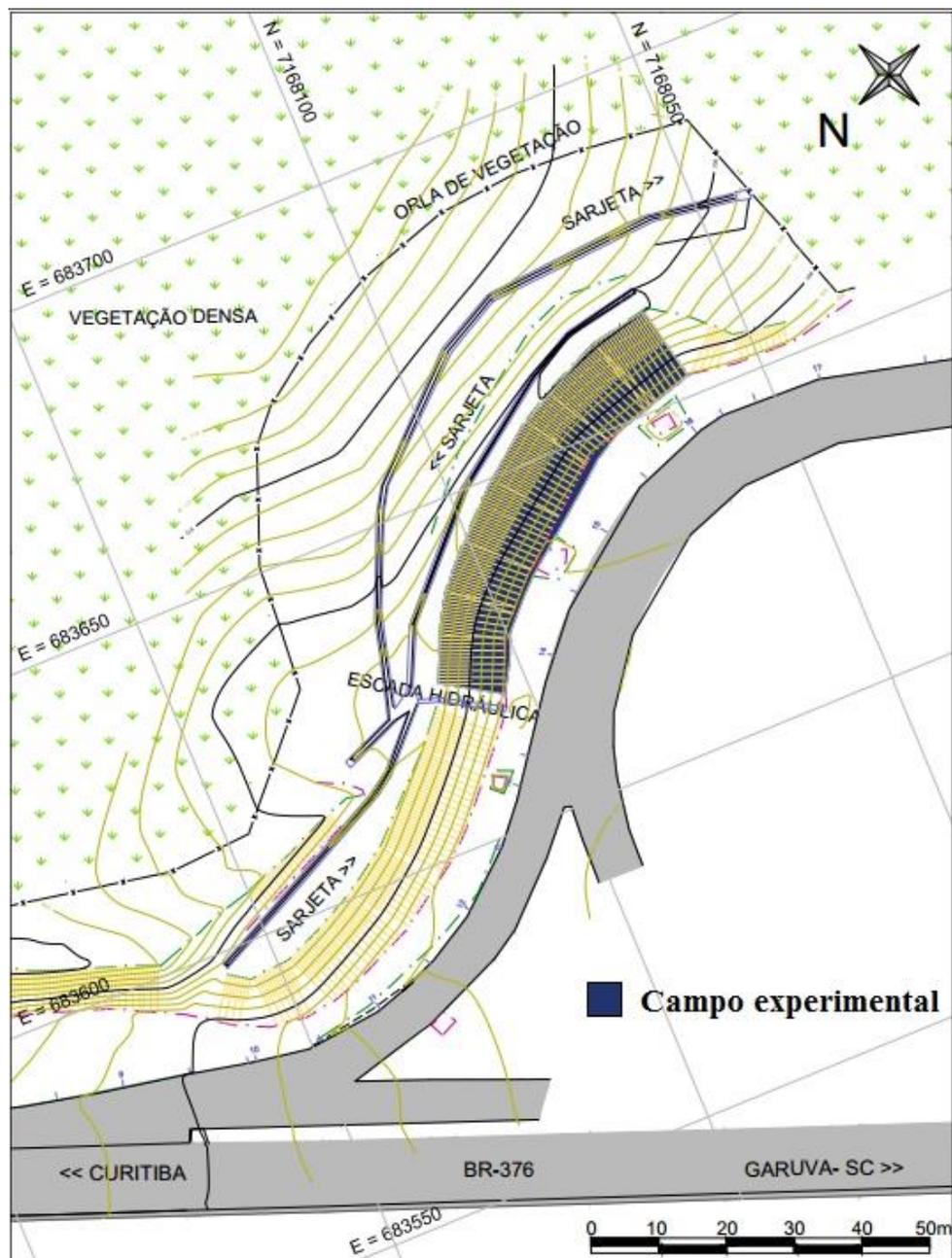
FIGURA 3.2 – VISÃO GERAL DO LOCAL DA CONTENÇÃO EXPERIMENTAL



FONTE: GOOGLE EARTH (2015).

No local existe um viaduto de retorno, e o talude escolhido fica localizado na alça do retorno. A região apresenta fácil acesso, e obras não afetam a rodovia, apenas o retorno. Na área escolhida foi realizado um levantamento topográfico de modo a obter o conhecimento geral do terreno: relevo, limites, confrontantes, área, localização e posicionamento (ABNT, 1994). Assim, foi elaborada uma planta com curvas de nível, cotas, dimensões, e estruturas presentes no local como sarjetas, escada hidráulica, orla de vegetação, e o retorno. O talude escolhido para o campo experimental é apresentado na área hachurada da FIGURA 3.3.

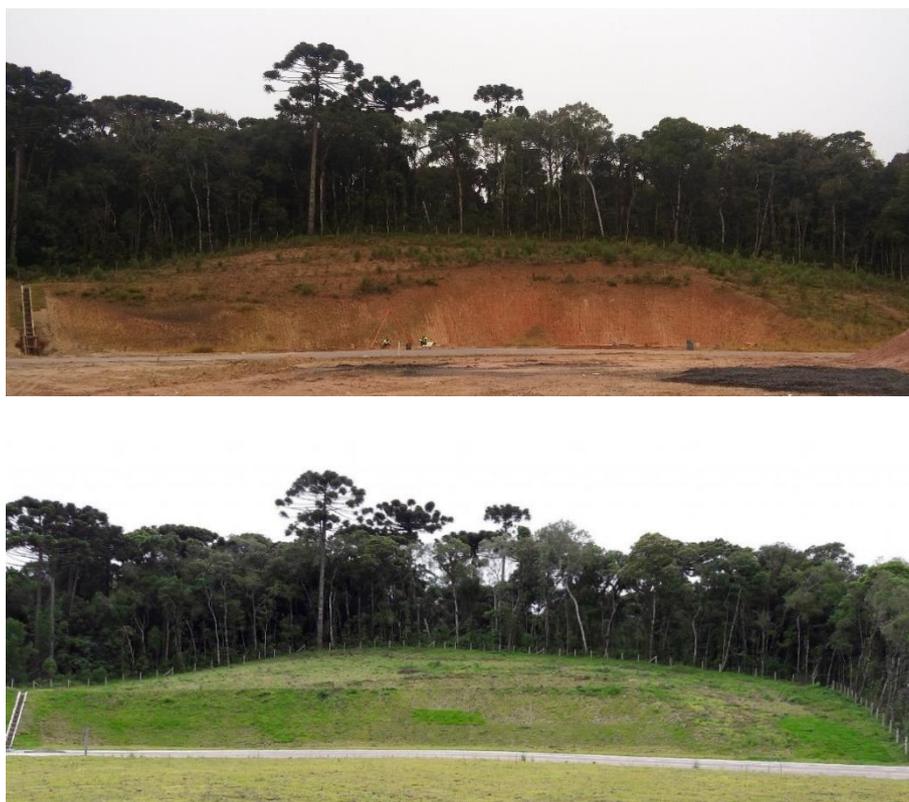
FIGURA 3.3 – PLANTA GERAL DO CAMPO EXPERIMENTAL



FONTE: A autora (2017).

Com a planta, foi possível determinar que a extensão horizontal do talude é aproximadamente 50 metros e a altura do talude varia entre 6 e 7 metros. No lado esquerdo existe uma escada hidráulica já construída, e foi adotada como um dos contornos da contenção experimental. Existe uma cerca (orla de vegetação) que delimita a área da concessionária com área particular, e essa distância deve ser levada em consideração na definição do comprimento dos grampos, para que os elementos enterrados no solo não afetem as áreas circunvizinhas. A vista geral do talude, no início de 2016 e início de 2017, pode ser observada na FIGURA 3.4.

FIGURA 3.4 – TALUDE ESCOLHIDO PARA CONTENÇÃO EXPERIMENTAL



(a) Fevereiro de 2016; (b) Janeiro de 2017

FONTE: A autora (2017).

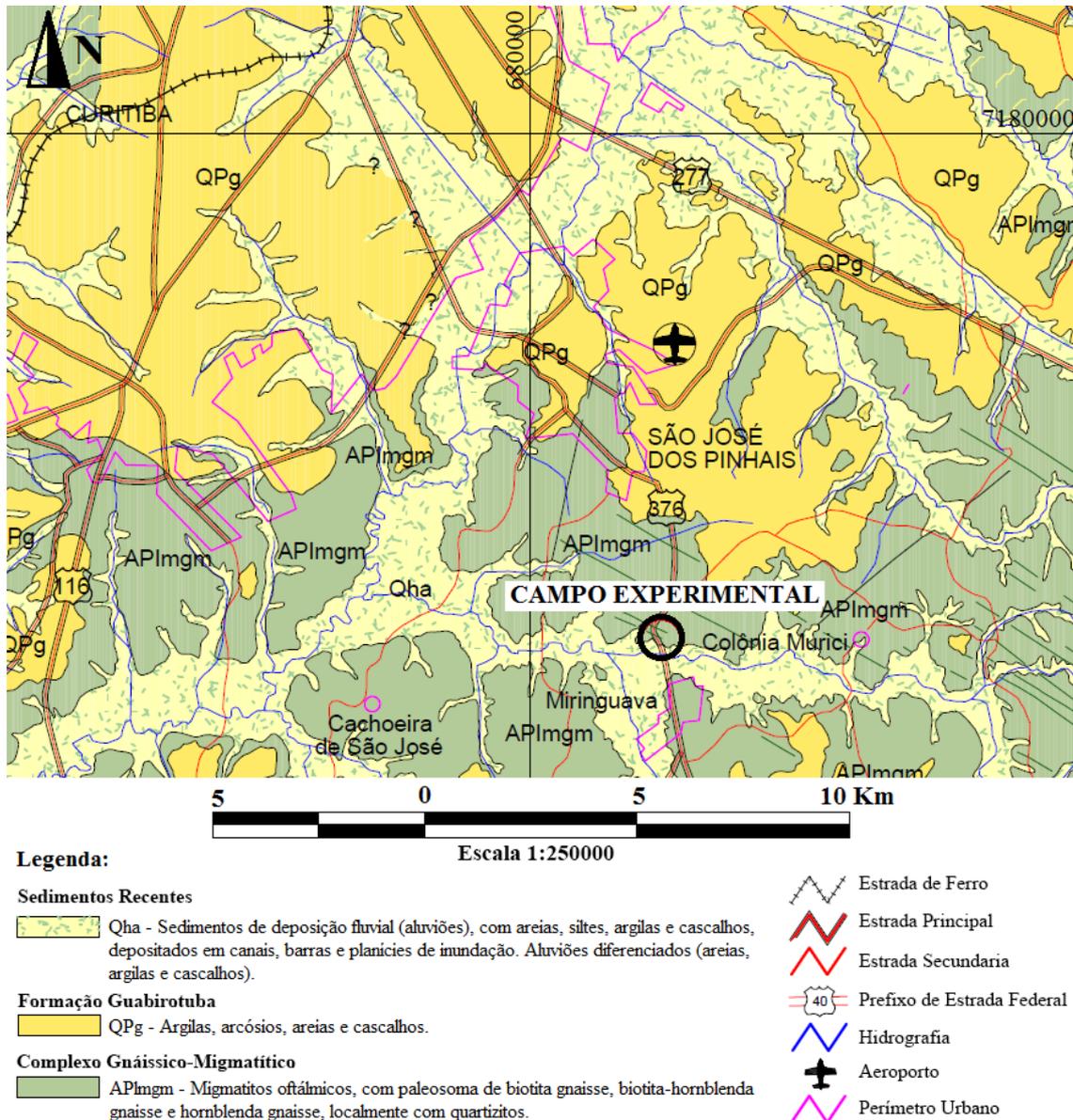
3.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

A cidade de São José dos Pinhais está situada no Primeiro Planalto do Paraná, com altitude média é de 906 m. Existem três serras que pertencem ao município, são elas: Serra do Mar, Serra do Castelhanos e Serra da Fula. No contexto geológico, as principais unidades litológicas ou geológicas presentes em Curitiba e na Região Metropolitana (RMC) são: o Complexo Atuba (Embasamento Cristalino ou Complexo Gnáissico-Migmatítico), Rochas Graníticas, Grupo Guaratubinha, Formação Guabirota (Bacia de Curitiba) e Depósitos Aluvionares Quaternários.

A área de estudo pode ser caracterizada de acordo com o mapa geológico do Paraná, que tem como finalidade representar a distribuição das rochas no terreno, resultantes do processo de evolução da crosta terrestre, suas estruturas e idades de formação. A unidade litoestratigráfica da região em que está localizada o campo experimental é o complexo Gnáissico-Migmatítico (APIimgm) do período Arqueano – Proterozóico inferior (FIGURA 3.5). Os migmatitos predominantes no complexo foram

formados no Paleoproterozóico (2.000 ± 200 Ma), remigmatizados no Neoproterozóico (600 ± 20 Ma), período esse em que as isothermas atingiram temperaturas superiores a 500 °C (SIGA Jr. *et al.*, 1995).

FIGURA 3.5 – MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE ESTUDO



FONTE: MINEROPAR (2005).

A geologia do campo experimental é representada por migmatitos oftálmicos, com paleosoma de biotita gnaïsse, biotita-hornblenda gnaïsse e hornblenda gnaïsse, localmente com quartizitos (MINEROPAR, 2005). Siga Jr. *et al.* (1996) denomina esse embasamento regional de Complexo Atuba, com presença ao sul e leste de Curitiba e na região metropolitana, com rochas de derivação ígnea. O complexo está inserido no Domínio Curitiba, limitado a noroeste com as sequências metassedimentares dos Grupos

Açungui e Setuva, e a sudeste com os gnaisses granulíticos do Domínio Luis Alves, importantes zonas de cisalhamento.

As rochas pertencentes ao Complexo Atuba representam terrenos relativamente profundos, do fácies anfibolito, migmatizados, granitizados acrescidos à borda do Domínio Luis Alves (Microplaca Luis Alves). O padrão estrutural observado é indicativo de uma tectônica controlada em grande parte por cisalhamento, com importante componente lateral, e transporte relativo em direção a sul-sudeste (SIGA Jr *et al.*, 1995).

O domínio do complexo gnaiss-migmatíticos e granulitos possui rochas derivadas de intensa transformação metamórfica de outras rochas, que ao longo de sua história sofreram os efeitos de movimentações tectônicas, sob diferentes condições de temperatura e pressão. Ocorreu diversas etapas de fundição, com penetração de material magmático mais recente, transformando em rochas com características diferenciadas do seu estado inicial. Comumente são encontradas formando um bandamento composicional e deformacional plano-paralelo ou lenticularizado. Podem apresentar diversas espessuras, alternando-se irregularmente entre si bandas de rochas com mineralogia isorientada, intensamente deformada e ricas em minerais micáceos (biotita). Podem apresentar mineralogia prismática não-deformada e com grande heterogeneidade geomecânica, hidráulica, hidrogeológica local lateral e vertical (CPMR, 2010).

O embasamento pode ser observado nas pedreiras, que antigamente forneciam brita para a indústria da construção civil, com destaque para a pedreira Paulo Leminski, do Tanguá e do Atuba, que empresta o nome ao complexo (FIORI E SALAMUNI, 2012). De acordo com Salamuni (1998), em pedreiras onde afloram rochas do embasamento do complexo Atuba, é frequente a presença de lineações minerais decorrentes de movimentos transcorrentes dextrais, com mergulhos de baixos ângulos.

CPMR (2006) indica a ocorrência de descontinuidade estruturais em várias direções, com vários ângulos de mergulho, o que pode reduzir a estabilidade de talude em cortes, principalmente quando alteradas. Formado em grande parte por rochas cristalinas de alto grau metamórfico, alto grau de coerência, elevada resistência a compressão, baixa porosidade primária e alta resistência ao intemperismo físico-químico, com potencial de utilização como insumo na construção civil.

De modo geral, gnaiss é uma rocha metamórfica de alto grau de metamorfismo, grosseiramente bandada devido a composição mineralógica predominante de quartzo e feldspato sobre os minerais micáceos (ABNT, 1995). Estas foram originadas por

metamorfismo regional com transformações mineralógicas e texturais de rochas pré-existentes, devido a temperatura elevada, pressão e fluídos quimicamente ativos. O metamorfismo ocorre em grande escala, em cinturões orogênicos e áreas de escudo derivadas de tectonismo em grandes extensões e em níveis profundos da crosta, e são muito comuns no embasamento cristalino brasileiro. Essas rochas apresentam textura orientada, granular, caracterizada pela presença de feldspato, além de outros minerais como quartzo, mica, anfibólio (MINEROPAR, 2001). O Migmatito, também encontrado no complexo, é um nome genérico de uma rocha do tipo gnaisse que apresenta segregações de material ígneo quartzo-feldspático (ABNT, 1995).

Obras civis inseridas no complexo Gnáissico-Migmatítico apresentam custos elevados nas fases de planejamento e execução de obras, devido à espessura, pedogênese e características físico-químicas contrastantes e irregulares. Como as rochas ocorrem tanto na forma de lentes finas e descontínuas, como em espessos corpos de centenas de metros, geralmente bastante intemperizados, o que pode acarretar em mudanças abruptas entre litologias de características físico-químicas muito diferentes. Além disso, ensaios tecnológicos pontuais tem pouca representatividade lateral e vertical (CPRM, 2010).

3.2.1. Solos residuais de Gnaisse-Migmatítico

Os solos residuais são produtos da rocha intemperizada que permanecem no local onde ocorreu a transformação. Esse tipo de solo é bastante comum na região centro-sul do Brasil, devido ao clima quente e úmido. A ação intensa do intemperismo químico nessa região provoca a decomposição profunda das rochas com a formação de solos residuais (CHIOSSI, 1979).

O intemperismo é o fenômeno que produz todos os solos e substâncias dissolvidas e carregadas para rios e oceanos, pode ser físico e/ou químico e normalmente ocorrem em conjunto e se reforçam. O intemperismo químico acontece quando os minerais da rocha são quimicamente alterados ou dissolvidos. Por outro lado, no intemperismo físico a rocha é fragmentada por processos mecânicos, e não tem sua composição química alterada. Os principais fatores controladores de intemperismo, de acordo com Press *et al*, (2006), são:

- Propriedades da rocha-mãe: solubilidade do mineral na água e estrutura da rocha;
- Clima: chuva e temperatura;

- Presença de solo e vegetação: espessura do perfil de solo e conteúdo orgânico;
- Tempo de exposição ao intemperismo.

Além disso, Vaz (1996) afirma que a rocha se decompõe com intensidade crescente com a profundidade, criando um perfil de intemperismo para cada região, em função da rocha e do clima. Os horizontes apresentam maior alteração próximo à rocha inalterada até a superfície do terreno, totalmente transformado.

Também denominado saprólito, o solo residual proveniente da alteração *in situ* da rocha, se encontra em um estágio avançado de desintegração. Possui a estrutura original da rocha e a ela se assemelha em todos os aspectos visuais perceptíveis, salvo na coloração. A característica desse material depende fundamentalmente do tipo e composição da rocha-mãe existente na área. Salienta-se que a decomposição não ocorre de maneira contínua e homogênea e total da faixa de solo (regolito). Isso ocorre porque nas rochas podem haver minerais mais resistentes a decomposição, dando origem a solos com frações mais grossas, ou até mesmo se isolando em blocos, denominados matacões, comuns em áreas com gnaisse (CHIOSSI, 1979).

Sua constituição é variável, mostrando o conjunto, em geral, anisotropia ou heterogeneidade acentuada, decorrente da presença de núcleos de material consistente entremeados a uma massa com características de solo (ABNT, 1995). Boszczowski e Ligocki (2012) afirmam que os solos residuais são altamente heterogêneos devido ao seu processo pedogenético. Suas características físicas, químicas, de deformabilidade e resistência apresentam alta variabilidade devido à natureza do material e são fortemente dependentes do grau de intemperismo.

Os solos residuais de gnaisse e granito geram solos predominantemente siltosos, apresentam uma camada superior com argila arenosa porosa vermelha ou marrom, um horizonte com solo saprolítico formado em maior proporção por argila e silte e uma faixa de transição com material alterado, formado por areia siltosa (VARGAS, 1977), representado na FIGURA 3.6.

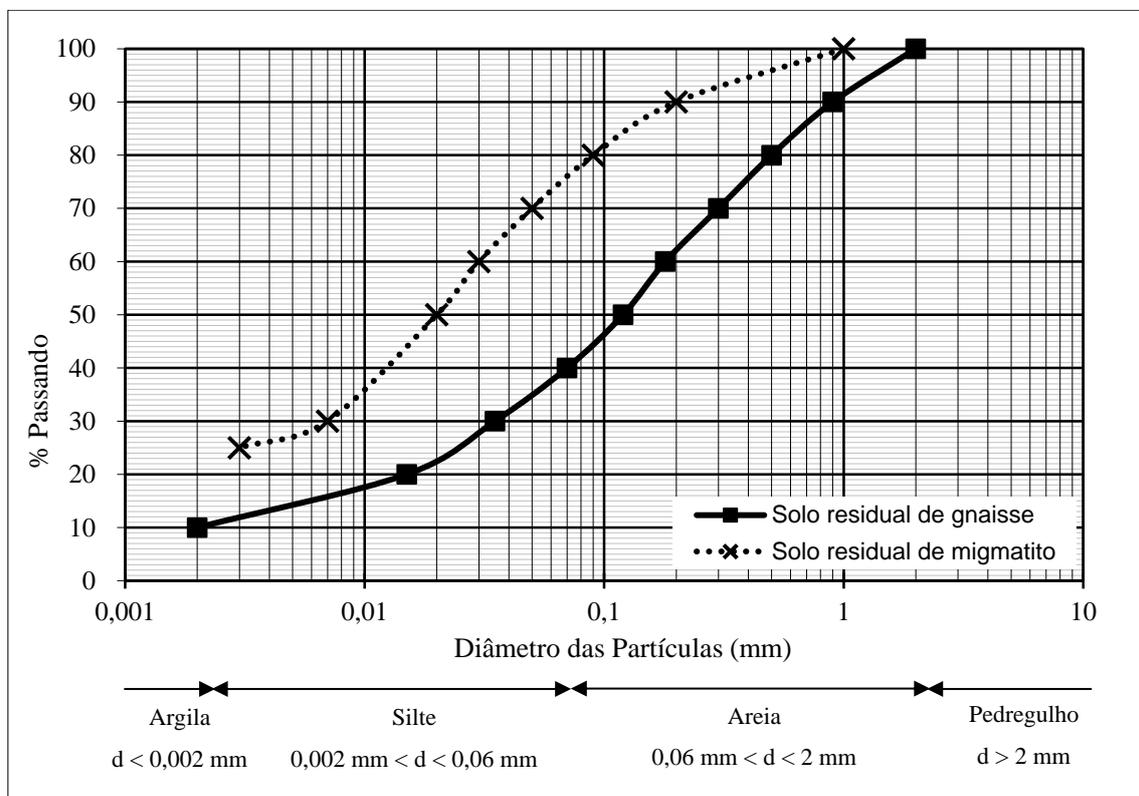
FIGURA 3.6 – PERFIL DE INTEMPERISMO DA REGIÃO CENTRO-SUL DO BRASIL



Fonte: MASSAD (2016)

Pinto (2006) apresenta curvas granulométricas de solos residuais de gnaiss e migmatito, apresentadas na FIGURA 3.7. No entanto, como já abordado anteriormente, solos residuais apresentam grande heterogeneidade, além do grau de alteração da rocha, desse modo, as curvas são apenas representativas. O autor ainda indica que o conhecimento da rocha mãe condiciona a composição física dos solos residuais, que para gnaiss, por exemplo, predominam solos siltosos.

FIGURA 3.7 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE E MIGMATITO



Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Em relação ao Complexo Gnáissico-Migmatítico, em que o campo experimental está inserido, Fiori e Salamuni (2012) afirmam que a tipologia de solo encontrada é predominantemente com solos residuais, e em segundo plano com colúvios situados a meia encosta, separados por uma linha de seixos de quartzo subangulosos, com espessuras centimétricas. O solo transportado e depositado sobre o complexo é siltoso de coloração castanha clara a amarela, com espessuras inferiores à 1 m, e limite de liquidez entre 35,6 e 56%. O horizonte B pode ser maduro ou jovem, e ainda é possível observar características originais da rocha. Sua espessura é frequentemente inferior a 5 m, e apresenta cores avermelhadas com textura argilosa. O limite de liquidez varia entre 35,5 a 54,9% e o limite de plasticidade de 26,6 a 37,8%. O saprólito pode ser caracterizado pela presença de estruturas da rocha ainda preservada, como bandamentos, veios de quartzo e xistosidade. O solo é argiloso e sua coloração é rósea a amarelada, com espessura bastante variável.

Os solos originados da alteração de rochas do embasamento cristalino da região de Curitiba, apresentam variação granulométrica ao longo do perfil de intemperismo. Os migmatitos tem a ocorrência de areia siltosa ou silte arenoso próximo ao topo do perfil. Essa composição também é comum na base, porém também pode ocorrer blocos de rocha alterada. Nas parcelas intermediárias geralmente existe argila siltosa, com areia em menor proporção. O solo apresenta tonalidades claras, podendo variar entre a cor marrom, amarela, vermelha, cinza e cinza esverdeada (TALAMINI NETO, 2001). O autor avaliou laudos de sondagem SPT, o que indica que a profundidade do solo residual varia entre 4 a 20 m, com média em 12 m. Abaixo é frequente uma camada de rocha alterada mole, podendo chegar a até 6 m de espessura. Em relação ao N_{SPT} , os valores mais comuns estão entre 8 e 23 golpes e o nível do lençol freático pode variar entre zero e 15 m.

Com os trabalhos estudados sobre o complexo pode-se perceber a grande variação das características do solo residual, sendo necessário entender as características regionais de cada local.

3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Como parte do desenvolvimento do presente estudo, foi realizada uma etapa de investigação geotécnica para a descrição das propriedades do terreno presente na área do campo experimental. Esse tipo de análise busca reconhecer o subsolo e apresenta grande importância em projetos de contenção. No Brasil, o custo para realização de sondagens é

pequeno, cerca de 0,2 a 0,5% do custo total da obra, e são indispensáveis na minimização de riscos, tornando obras mais seguras (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

No campo experimental também foram realizadas medidas de resistência elétrica do solo, para obter resultados preliminares do método não destrutivo da resistência elétrica. Além dos ensaios em campo, é proposto ensaios de laboratório com as amostras obtidas nas sondagens, de caracterização geotécnica e ensaios de resistência e resistividade elétrica, que será abordado nos itens subsequentes.

3.3.1. Sondagem SPT

O ensaio à percussão SPT (*Standard Penetration Test*) é um método direto, realizado *in situ* com fundamentação estatística e é o mais comum em todo o mundo. Essa técnica permite a obtenção de parâmetros de resistência à percussão (N_{SPT}) do solo e suas características a cada metro perfurado, com base na obtenção de uma amostra deformada, através da cravação de um amostrador padrão. É possível ainda identificar a profundidade do nível ou dos níveis de água, quando encontrados durante o procedimento de perfuração. Suas principais vantagens são a simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de valor numérico que pode ser relacionado com regras empíricas (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). O procedimento no campo experimental é apresentado na FIGURA 3.8.

FIGURA 3.8 – PROCEDIMENTO DO ENSAIO SPT

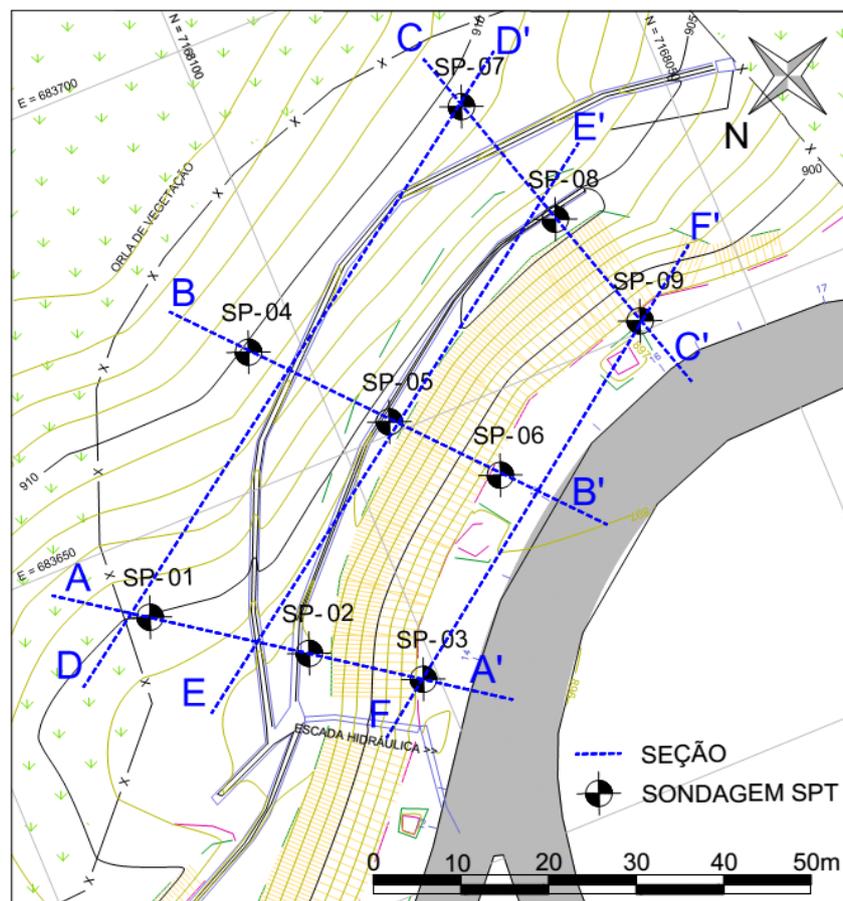


FONTE: A autora (2017).

No Brasil, o ensaio é padronizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001) e consiste na cravação de um amostrador padrão no solo, com a queda livre de um peso de 65 kg, a uma altura fixa de 75 cm. A cravação deve atingir 45 cm no final de cada metro e a contagem do número de golpes necessários para penetrar os 30 cm finais corresponde ao índice de resistência N_{SPT} .

O levantamento topográfico é essencial para locação dos pontos de sondagem direta com precisão. Desse modo, o uso dos recursos disponíveis é otimizado e garante a obtenção dos parâmetros necessários para o dimensionamento e entendimento dos fenômenos associados às estruturas de contenção e suas falhas. Para tal, foi programada a execução de nove ensaios SPT, três na base do talude, três no topo e três intermediários, a locação das sondagens é indicada na FIGURA 3.9.

FIGURA 3.9 – LOCAÇÃO DAS SONDAGENS E SEÇÕES



FONTE: A autora (2017).

Também foram definidas as profundidades mínimas de execução das sondagens, apresentadas na TABELA 3.1, de modo a abranger uma área significativa e representativa do campo experimental. As sondagens são importantes para obtenção da estratigrafia do terreno e total conhecimento de onde os grampos serão instalados.

TABELA 3.1 – PROFUNDIDADE MÍNIMA DAS SONDAGENS

SPT	PROFUNDIDADE MÍNIMA (m)
01, 04, 07	24
02, 05, 08	16
03, 06, 09	8

FONTE: A autora (2017).

Com base nos resultados das sondagens, apresentados no Anexo A, juntamente com os resultados da caracterização geotécnica das amostras em laboratório é possível obter a estratigrafia local de maneira detalhada através da elaboração de perfis geológico-geotécnicos. A elaboração dos perfis é uma maneira simples de apresentar graficamente os resultados obtidos, facilitando a sua interpretação e leitura. As seções foram definidas inicialmente na direção que os elementos serão instalados no solo, de modo a compreender o talude da parte superior até a porção inferior, e também em seções transversais (FIGURA 3.9), e apresentadas na TABELA 3.2.

TABELA 3.2 – SEÇÕES DOS PERFIS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS

SEÇÃO	SONDAGENS
A-A'	SP-01, SP-02 e SP-03
B-B'	SP-04, SP-05 e SP-06
C-C'	SP-07, SP-08 e SP-09
D-D'	SP-01, SP-04 e SP-07
E-E'	SP-02, SP-05 e SP-08
F-F'	SP-03, SP-06 e SP-09

FONTE: A autora (2017).

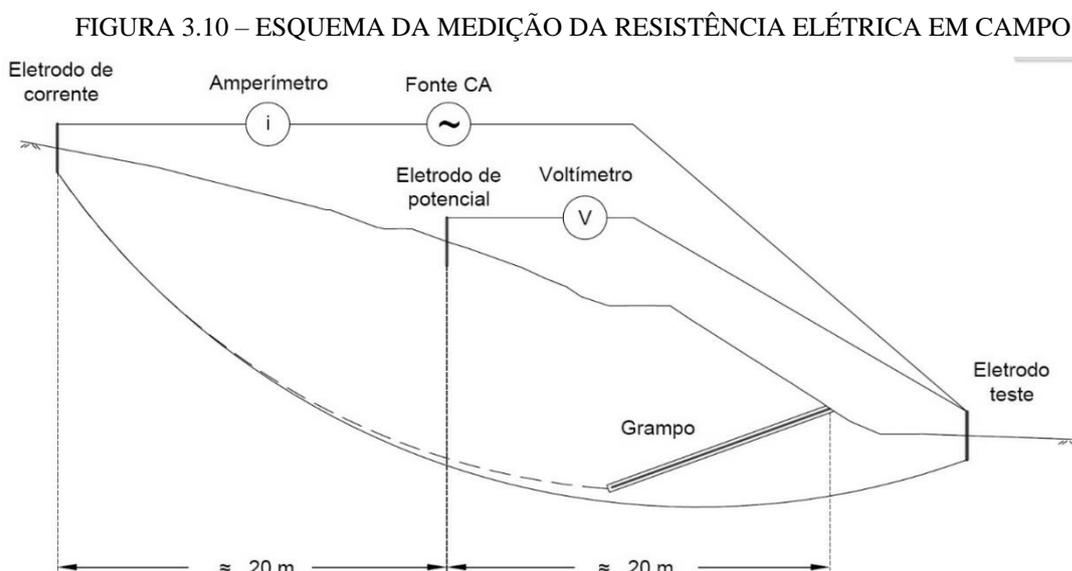
3.3.1.1. Resistência elétrica

Os ensaios de resistência elétrica em campo foram realizados com base nos procedimentos de ensaio apresentado no Apêndice A, da GeoReport 176 (Cheung e Lo, 2005). Cabe salientar que esta metodologia é aplicada em estruturas de contenção com solo grampeado, e como o campo experimental não está executado, foram realizados ensaios preliminares com a medição da resistência somente do solo, para futuramente comparar com as medições nos grampos. O arranjo geral do MND foi apresentado anteriormente na FIGURA 2.9.

A metodologia consiste em instalar dois eletrodos de aço inoxidável a uma profundidade de 0,5 a 1 m abaixo do solo, com distância linear de 20 a 50 m entre o eletrodo de corrente e de potencial, e entre o eletrodo de potencial e o grampo. Foi fixada a distância média de 20 m, pois existe uma cerca próxima ao eletrodo de corrente, que não permite distâncias maiores. Para as medições preliminares no campo experimental, o

grampo foi substituído por um terceiro eletrodo, denominado eletrodo teste, em torno de 5 m lineares da onde a estrutura será instalada.

Entre o primeiro e o terceiro eletrodo deve ser gerada uma corrente elétrica alternada, e entre o segundo e o terceiro eletrodo deve-se medir a tensão elétrica entre esses dois pontos. A linha de fluxo de corrente elétrica, que ocorre entre os eletrodos das extremidades, foi simulada de modo que quando o grampo estiver instalado, a tensão elétrica seja medida na mesma região, pois o terceiro eletrodo deverá ser a própria barra. O esquema ilustrativo do ensaio para medição da resistência elétrica em campo é apresentado na FIGURA 3.10. O eletrodo de potencial deve estar entre os eletrodos de corrente, de modo que a medição ocorra no patamar de resistência, como já explicado no Item 2.3.1.



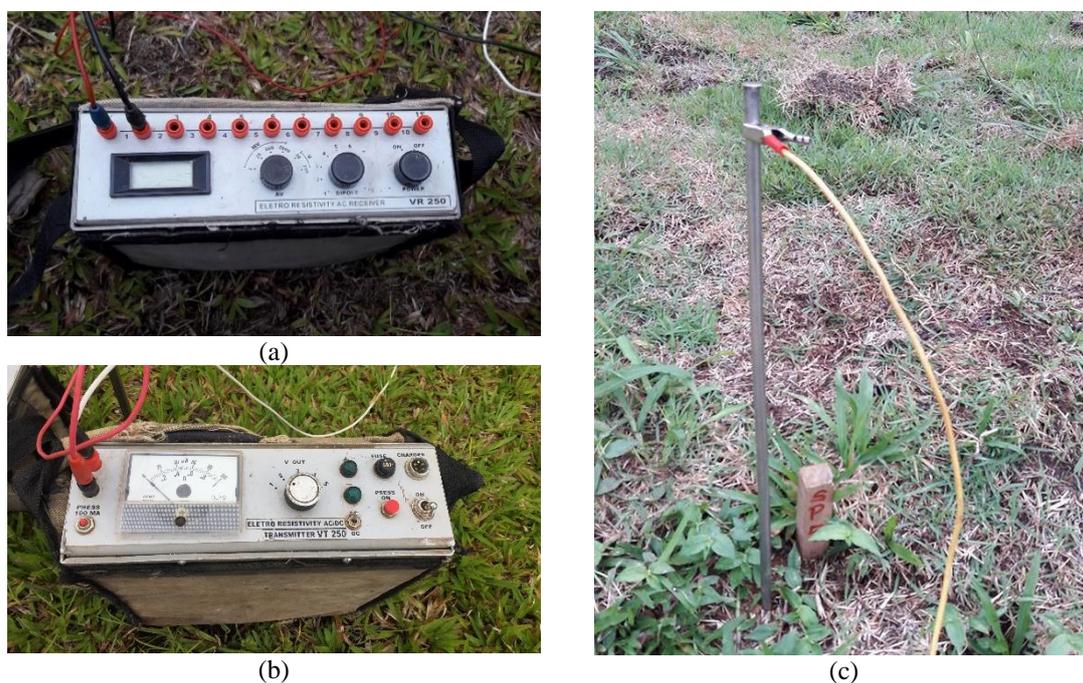
Fonte: A autora (2017).

Cabe salientar que a representação da linha de fluxo de corrente elétrica é uma estimativa, uma vez que os caminhos que a corrente percorre após ser injetada no solo tende a se dispersar em todas as direções e apresentar geometria complexa. Esse caminho é influenciado pelas características do solo e diferentes dos horizontes encontrados (BELTANI, 2007).

Os equipamentos utilizados para as medições de resistência elétrica em campo são os empregados nas medições de eletrorresistividade do solo pelo Laboratório de Pesquisa em Geofísica Aplicada (LPGA), da Universidade Federal do Paraná. Utilizou-se três eletrodos de aço; um transmissor de eletrorresistividade que gera corrente alternada; e um receptor de eletrorresistividade, que mede a diferença de potencial (ddp) entre dois

pontos. Todos os fios estavam intactos, e as ligações com os eletrodos se deu com a utilização de cliques. Lee e Arup (2007) em seus ensaios, utilizaram um equipamento que fornece diretamente a resistência elétrica entre os pontos, mas nesse trabalho, foi necessário anotar os valores de tensão e corrente elétrica, para determinar a resistência na relação entre eles, já apresentado na Equação (1). Na FIGURA 3.11 é apresentado os equipamentos utilizados no ensaio, ambos ficaram na parte inferior do talude, próximos ao eletrodo teste. Foram colocados piquetes de madeira para identificação da localização dos eletrodos.

FIGURA 3.11 – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS PARA MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA EM CAMPO



(a) Voltímetro; (b) Amperímetro; (c) Eletrodo, fio elétrico e piquete de identificação

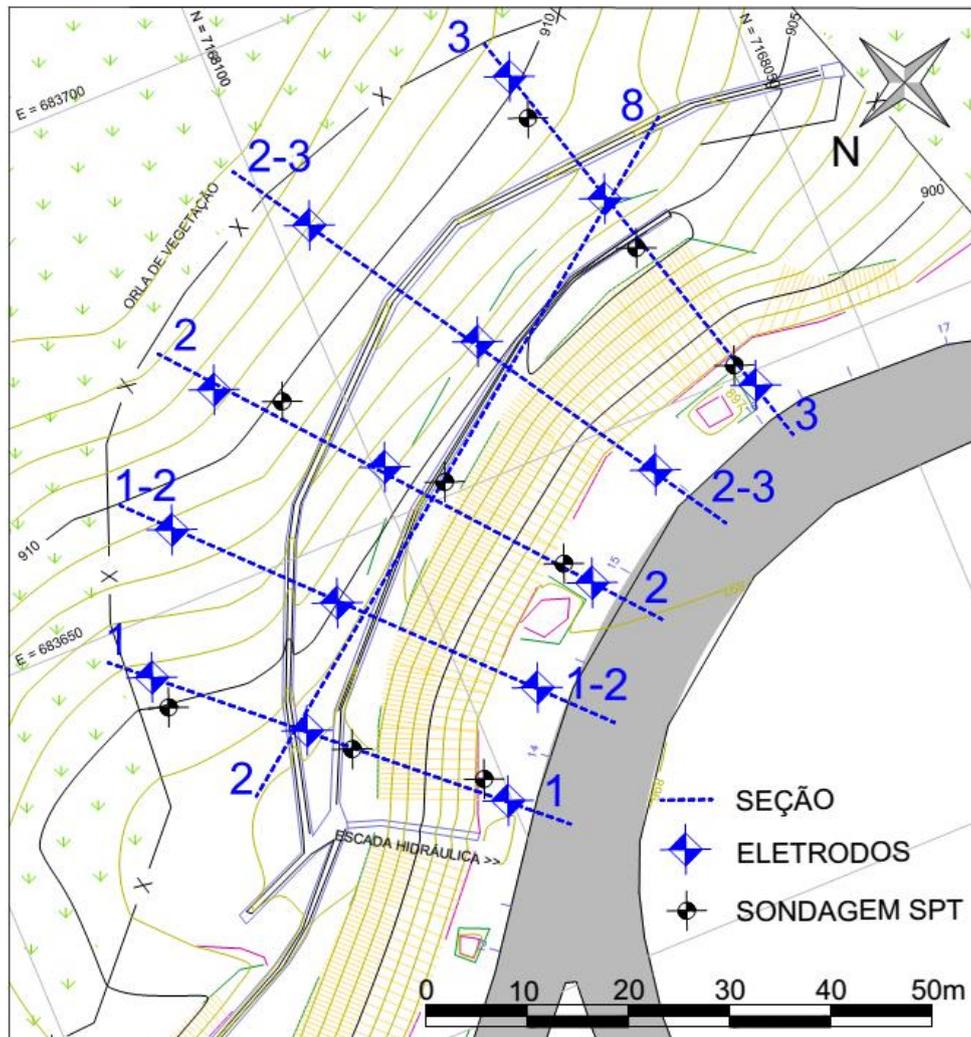
Fonte: A autora (2017).

Foram realizadas 5 medições, pois o transmissor só tem cinco níveis de corrente elétrica, em 6 seções pré-definidas (FIGURA 3.12). Cinco seções são na mesma direção em que serão instalados os grampos, ou seja, para coincidir com medições futuras com o MND. Destas, três seções são coincidentes com as seções A-A', B-B' e C-C' das sondagens SPT, e as outras duas são intermediárias. A última seção testada é perpendicular a direção de instalação dos grampos, localizada no primeiro patamar, onde estavam instalados os eletrodos de potencial para as demais seções.

A seção 2-8 foi testada nos dois sentidos (2-8 e 8-2), ou seja, o eletrodo de potencial foi mantido fixo no meio, e os eletrodos de corrente e o eletrodo teste foram

mudados de lugar. Essa variação foi utilizada de modo a avaliar a variação da resistência no sentido transversal do talude.

FIGURA 3.12 – SEÇÕES DE MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA EM CAMPO

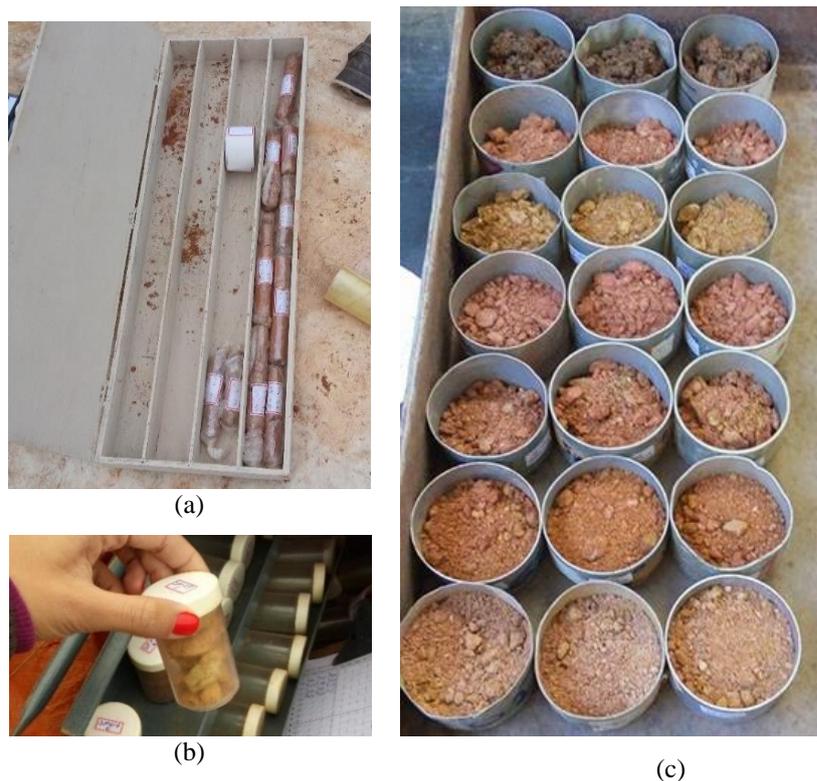


Fonte: A autora (2017).

3.3.2. Ensaios de laboratório

A caracterização geotécnica dos materiais é de suma importância para o conhecimento da variabilidade do comportamento do solo proveniente do campo experimental. Em complemento a isso, foi proposta a coleta das amostras a cada metro de todas as sondagens realizadas, para posterior obtenção das características físicas em laboratório. As amostras obtidas pelo ensaio SPT são apresentadas na FIGURA 3.13.

FIGURA 3.13 – AMOSTRAS DA SONDAGEM SPT



(a) Amostras do barrilete; (b) Amostras do amostrador padrão; (c) Secagem das amostras

FONTE: A autora (2017).

A caracterização geotécnica do campo experimental foi realizada no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME), no Campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná. Foram coletadas o total de 111 amostras de solo dos nove furos realizados nas sondagens. Devido à pouca quantidade de solo e elevado número de amostras, optou-se em realizar ensaios preliminares para compatibilização das amostras em horizontes. Para isso, o solo de cada amostra foi seco em estufa e destorroado. O solo superficial encontrado nos primeiros metros de profundidade apresentou muita variabilidade e não foi considerado para maioria dos furos. Para a compatibilização das amostras foram considerados os valores de N_{SPT} e umidade fornecidos pela empresa de sondagem e principalmente pela análise tátil-visual, identificando a cor e textura do solo de amostras semelhantes, juntamente com geólogo.

A caracterização em laboratório foi realizada através de ensaios de densidade real do solo, granulometria e determinação dos índices de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade). As normas regularizadoras dos ensaios requeridos, bem como uma sucinta descrição e fotos, são apresentadas na TABELA 3.3.

TABELA 3.3 – RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA REALIZADOS

ENSAIO	NORMA	DESCRIÇÃO	FOTOS
Densidade real do solo	DNER-ME 093 (1994)	O peso específico real dos grãos é uma relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume. Para sua determinação é realizado o ensaio do picnômetro, no qual é possível calcular o peso e o volume de água que foi substituído pelo solo, e assim tem-se o peso específico real.	
Granulometria	NBR 7181 (1984)	O ensaio consiste em 2 etapas principais: peneiramento e sedimentação. O objetivo é determinar a granulometria, ou seja, qual a distribuição do diâmetro equivalente dos grãos de um solo.	
Limite de Liquidez	NBR 6459 (2016b)	O limite de liquidez é um teor de umidade que separa o estado líquido do plástico. O estado líquido é caracterizado pela ausência de resistência ao cisalhamento. O ensaio é realizado no aparelho de Casagrande e obtém-se a umidade necessária para que uma ranhura se feche com 25 golpes.	
Limite de Plasticidade	NBR 7180 (2016c)	O limite de plasticidade é um teor de umidade que separa o estado plástico do semissólido. O objetivo do ensaio é alcançar o teor de umidade mínimo para moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.	

Fonte: A autora (2017).

Inicialmente deve-se citar a Norma NBR 6457 (ABNT, 2016a), que foi utilizada para a preparação das amostras de solo para todos os ensaios, bem como instruções para medição dos teores de umidade. Com o ensaio do picnômetro obtém-se a densidade real do solo, que é a relação entre o peso e o volume ocupado pelos grãos. Com esse parâmetro é possível obter o peso específico real dos grãos, que é a densidade real do solo multiplicada pelo peso específico da água, que é geralmente adotado como $1,0 \text{ g/cm}^3$. Desse modo, a densidade real dos grãos é o próprio peso específico real dos grãos. Cabe salientar que não foi utilizada a norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) nesse ensaio pois a quantidade de solo disponível não era suficiente.

No ensaio de granulometria as etapas foram realizadas na seguinte ordem: peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino. Para a sedimentação foi utilizado defloculante hexametáfosfato de sódio com pH 8. Também foi necessário realizar a calibração dos densímetros disponíveis no laboratório, para leitura do meio dispersor (água mais defloculante) em diferentes temperaturas, para maior precisão dos resultados (ABNT, 1984). Além disso, o material utilizado no peneiramento fino foi descartado, pois o solo é lavado na peneira de malha 0,075 mm e as partículas finas são perdidas, o que não representa a granulometria real do solo para os demais ensaios.

Os resultados são plotados em gráficos com o diâmetro das partículas, em mm, no eixo das abscissas em escala logarítmica; e a porcentagem do material passante em relação à massa total, no eixo das ordenadas. Também é possível determinar a classificação dos solos, de acordo com a Norma NBR-6502 (ABNT, 1995). Os diâmetros equivalentes para cada fração de solo são apresentados na TABELA 3.4.

TABELA 3.4 – CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

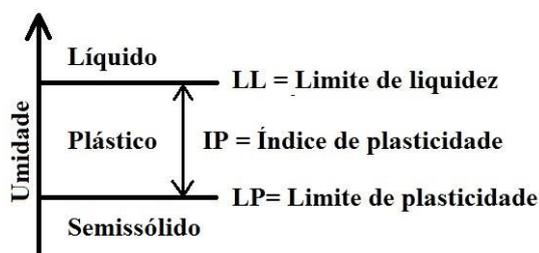
Pedra	$d > 60 \text{ mm}$
Pedregulho	$2 \text{ mm} < d < 60 \text{ mm}$
Areia	$0,06 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$
Silte	$0,002 \text{ mm} < d < 0,06 \text{ mm}$
Argila	$d < 0,002 \text{ mm}$

Fonte: ABNT (1995)

De acordo com Pinto (2006) somente a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos. Este pode ser influenciado pela fração fina que o compõe, devido a superfície específica das partículas. Dessa forma, um solo com mesma porcentagem de fração de argila pode ter comportamento diferente, de acordo com as características dos minerais presentes.

Os solos que apresentam fração de finos consideráveis são designados coesivos, e o que determina seu comportamento é a consistência, ou seja, como o solo se comporta com presença de água. A consistência é inversamente proporcional à umidade, ou seja, quando mais úmido, menor a consistência do solo. Os índices de consistência, também conhecidos como Limites de Atterberg, determinam a mudança de estado do solo para diferentes umidades. Que de maneira geral pode ser classificado como: líquido, plástico e semissólido, como apresentado na FIGURA 3.14.

FIGURA 3.14 – LIMITES DE ATTERBERG



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

O limite de liquidez separa o estado líquido, caracterizado pela redução de resistência ao cisalhamento do solo, e o estado plástico, quando o solo se deforma com variação volumétrica sem se fissurar. O limite de plasticidade, por outro lado, é a umidade em que a água livre começa a existir em excesso, e com a redução da umidade, o solo perde plasticidade e torna-se quebradiço (MASSAD, 2016).

O índice de plasticidade é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade e indica uma faixa de umidade em que o solo está em estado plástico. Segundo a classificação de Jenkins, os solos poderão ser classificados de acordo com seu nível de plasticidade conforme a TABELA 3.5.

TABELA 3.5 – CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO ÍNDICE DE PLASTICIDADE

$1 < IP < 7$	Fracamente plástico
$7 < IP < 15$	Medianamente plástico
$IP > 15$	Altamente plástico

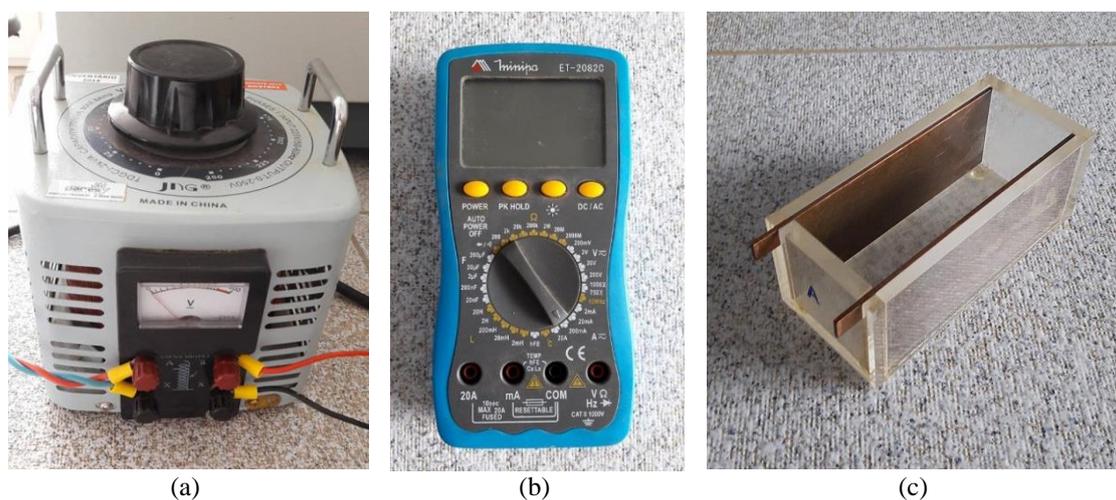
3.3.2.1. Resistência e Resistividade elétrica

Os ensaios de resistividade elétrica também foram realizados no laboratório da UFPR de modo a obter os valores de resistência e resistividade elétrica das amostras de solo, das sondagens do campo experimental. Os procedimentos foram baseados no Anexo C da norma NBR 16254-1 (ABNT, 2014), que normatiza o ensaio de resistividade elétrica com a variação da umidade, já apresentado no Item 2.3.2.2. Cabe salientar que o

ensaio é utilizado para obtenção da resistividade elétrica do solo, mas para isso mede-se a resistência elétrica. A variação da resistividade está relacionada com a condutividade do material, ou seja, quanto mais condutivo é um material, maior é sua resistividade elétrica.

Para medição da resistência foram utilizados um regulador de tensão Variac Jng, que gera uma diferença de potencial (ddp) no solo, em Volts; e um multímetro Minipa empregado para medir a corrente elétrica, em miliampères, e também para verificação do valor de tensão aplicada na amostra. Isso porque o regulador de tensão é manual, e a tensão aplicada na caixa padrão (*soil box*) obtida não era precisa, assim o multímetro também foi utilizado para medir a tensão. Os equipamentos utilizados são apresentados na FIGURA 3.15.

FIGURA 3.15 – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS PARA MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO EM LABORATÓRIO



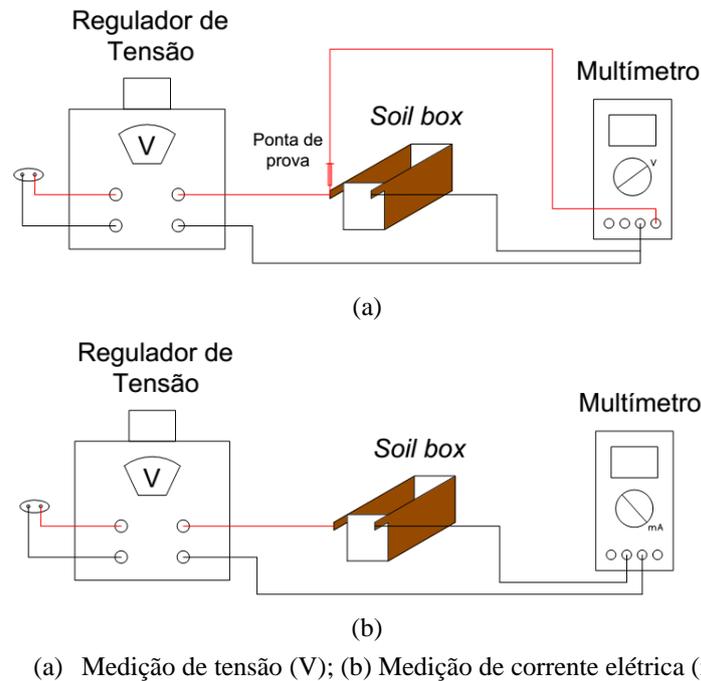
(a) Regulador de tensão; (b) Multímetro; (c) *Soil box*.

Fonte: A autora (2017).

Para obtenção da resistência elétrica do solo é necessário encontrar a relação entre a diferença de potencial e a corrente elétrica aplicada na amostra de solo, para cada incremento de tensão. Boszczowski (2008) em seus ensaios de resistividade utiliza incrementos de 10 em 10 V até 90 V. ABNT (2014) sugere a variação do potencial de 0 a 110 V. No presente trabalho, foram realizados ensaios preliminares e os valores de tensão e corrente elétrica são diretamente proporcionais e a correlação entre os valores é muito alta, confirmando a 1ª Lei de Ohm. Após algumas análises foi definido um incremento inicial de 10 V até 40 V, e a partir dessa medição, o incremento passa a ser de 20 V, até 100 V. Essa variação é suficiente para obtenção de boa representatividade da

resistência elétrica da amostra. O arranjo utilizado para verificação da tensão aplicada no solo é em paralelo, e para obtenção da corrente é em série, como mostra a FIGURA 3.16.

FIGURA 3.16 – ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS PARA OBTENÇÃO DA TENSÃO E CORRENTE



(a) Medição de tensão (V); (b) Medição de corrente elétrica (mA)

Fonte: A Autora (2017).

Com as medições alcançadas para cada amostra é possível obter a resistência elétrica do solo, os valores devem ser plotados em um gráfico tensão (V) *versus* corrente elétrica (A), com origem na coordenada (0,0). O coeficiente angular da reta é a resistência do solo, em ohms (Ω). Para a obtenção da resistividade elétrica, o valor de resistência deve ser multiplicado por um fator geométrico, que é função da geometria do *soil box*. A caixa disponível no laboratório apresenta a distância entre as placas de 4,5 cm, altura de 5 cm e 12 cm de comprimento, desse modo, o fator geométrico é 0,267.

Para análise do comportamento da resistência elétrica optou-se em realizar dois tipos de ensaio, o Tipo 1 com variação de umidade e índice de vazios constante, e o Tipo 2, com umidade constante e variação do índice de vazios. Foram selecionadas 6 amostras para realização dos ensaios.

Para realização do ensaio Tipo 1 foi definido um índice de vazios (e) igual à 1, com acréscimos de umidade de 5%. Com o peso específico real dos grãos é possível definir qual o volume e o peso seco de solo necessário para o ensaio (metade do volume da *soil box* para $e=1$). Assim, é adicionada água correspondente a umidade 5%, e mistura-

se com o solo seco e destorroado passante na peneira de malha 2 mm. Após a homogeneização da amostra, esta é colocada na *soil box*, de modo que: seja utilizado todo o solo, que a compactação seja igual para toda a caixa e que não haja perdas entre os incrementos de umidade. Após realizadas as medidas de tensão e corrente elétrica, o solo é retirado da caixa e adiciona-se água para aumentar a umidade. Como a quantidade de solo não pode ser reduzida durante o ensaio, a verificação da umidade deve ser realizada somente na última medição.

Para todas as amostras foram realizados incrementos de água até a estabilização da resistência elétrica do material. Além disso, com o acréscimo de água o material começa a se tornar líquido, e inviabiliza o ensaio devido à perda de material. Não existe um teor de umidade máximo a ser testado, ele varia de acordo com a propriedade de cada solo.

Boszczowski (2008) utilizou nos ensaios de resistividade o índice de vazios natural obtido por amostras indeformadas em campo. Como no presente trabalho o objetivo dos ensaios de laboratório é avaliar o comportamento da resistência elétrica com os parâmetros do solo, e também pela impossibilidade de coleta de amostras indeformadas, optou-se em utilizar o índice de vazios igual a um.

O ensaio Tipo 2 consistiu em fixar a umidade e variar o índice de vazios da amostra. Para esse ensaio foi necessário utilizar mais solo quando comparado com o ensaio Tipo 1. Isso ocorre pois para índices de vazios menores que um é preciso de mais solo dentro da *Soil box*. No solo seco e destorroado, passante na peneira de malha 2 mm, deve ser adicionado a quantidade de água correspondente à umidade de 20%. Definida pelo fato de que para esse teor a resistência elétrica das amostras tendem a variar pouco com o aumento da umidade, além de ser a média de umidade natural encontrada em campo, para maiores profundidades.

Não foi definido quais os índices de vazios que a amostra deveria chegar, e sim valores abaixo e acima de um. Desse modo, iniciou-se o ensaio para valores inferiores do índice de vazios, com maior grau de compactação. Após a primeira medição, cerca de 10 g do material foi retirado para medição da umidade do solo, a fim de garantir que permaneceu constante durante todo o ensaio. Esse procedimento deve se repetir para todas as amostras. Para índices de vazios maiores que um, o solo não deve ser muito compactado, porém colocado na *Soil box* de modo que fique homogêneo.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos itens subsequentes são apresentadas a análise dos dados obtidos pelas sondagens SPT, a compatibilização das amostras, e os demais ensaios de caracterização geotécnica do material disponível. Também são abordados os ensaios de resistência elétrica em laboratório e em campo.

4.1. AMOSTRAS DA SONDAGEM SPT

A sondagem SPT permitiu a coleta de amostras a cada metro de perfuração. As sondagens realizadas na seção D-D', na parte superior do talude, e foram programadas para atingir 24 m, no entanto, os furos SP-01, SP-04 e SP-07 atingiram as profundidades de 14 m, 18 m e 10 m, respectivamente. Nessas cotas, o material encontrado se apresentou impenetrável ao trépano de lavagem, por possível presença de pedras soltas, rocha ou alteração de rocha (FUNDESTAC, 2016). Em nenhuma delas foi encontrado nível d'água. A empresa que realizou a sondagem também forneceu os valores de umidade das amostras. Na TABELA 4.1 são apresentados os resultados das sondagens da seção D-D', sendo que as amostras disponibilizadas da sondagem SP-04 foram somente até a profundidade de 15 m. Os laudos da sondagem são apresentados no ANEXO 1.

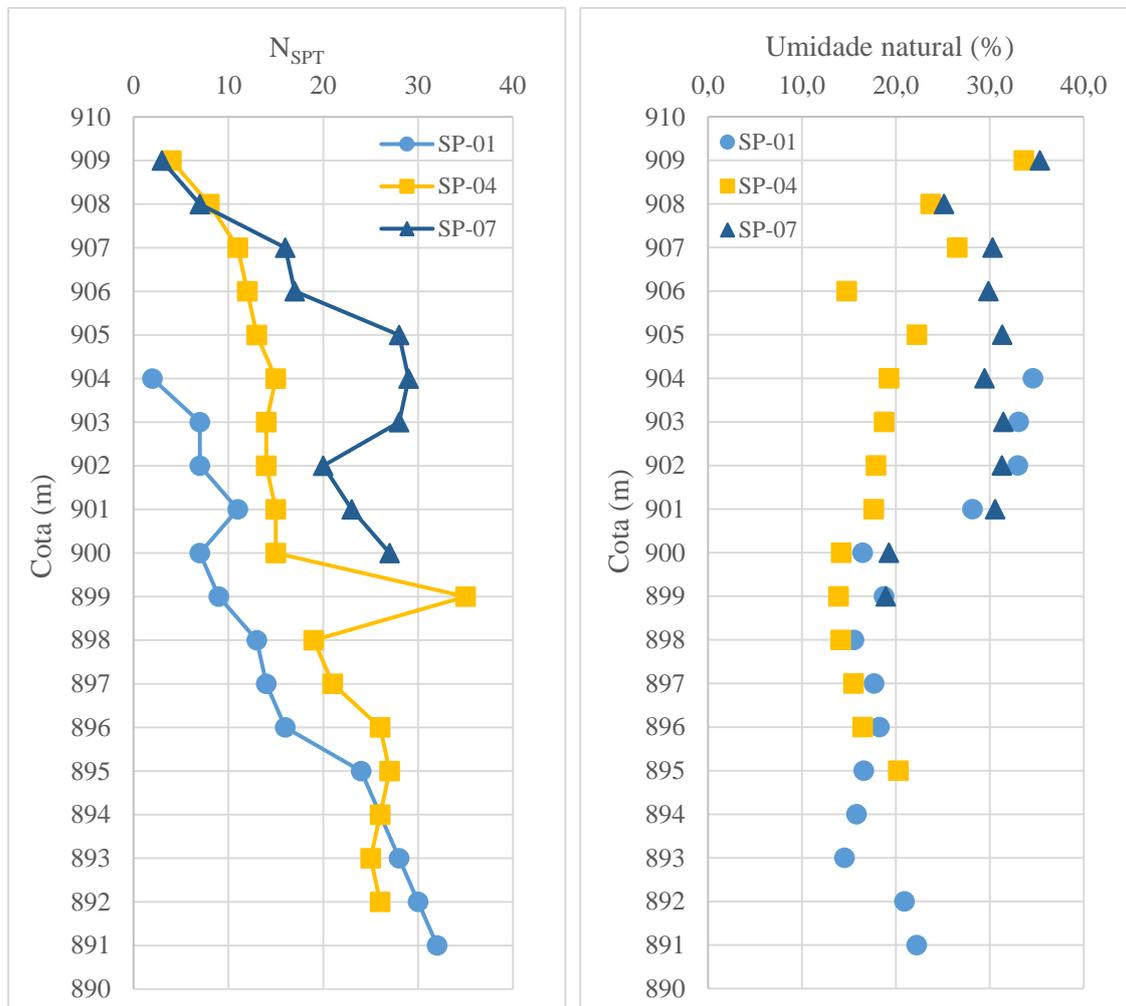
TABELA 4.1 – RESULTADOS DAS SONDAGENS SPT DO PATAMAR SUPERIOR

Profundidade (m)	SP-01			SP-04			SP-07		
	Cota (m)	N _{SPT}	Umidade (%)	Cota (m)	N _{SPT}	Umidade (%)	Cota (m)	N _{SPT}	Umidade (%)
1	904	2	30,9	909	4	33,6	909	3	35,3
2	903	7	31,4	908	8	23,7	908	7	25,1
3	902	7	29,2	907	11	26,5	907	16	30,3
4	901	11	17,1	906	12	14,8	906	17	29,9
5	900	7	18,3	905	13	22,2	905	28	31,3
6	899	9	22,5	904	15	19,3	904	29	29,4
7	898	13	18,5	903	14	18,8	903	28	31,4
8	897	14	17,2	902	14	17,9	902	20	31,3
9	896	16	21,6	901	15	17,6	901	23	30,6
10	895	24	20,8	900	15	14,2	900	27	19,2
11	894	26	16,8	899	35	13,9	899	***	18,9
12	893	28	15,5	898	19	14,1			
13	892	30	20,1	897	21	15,5			
14	891	32	22,3	896	26	16,5			
15	890	***	17,7	895	27	20,3			

*** Impenetrável ao SPT

Para melhor análise dos resultados, os valores foram plotados em gráficos de acordo com a cota de cada amostra, e podem ser observados na FIGURA 4.1.

FIGURA 4.1 – DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE N_{SPT} E UMIDADE NA SEÇÃO D-D'



Em relação ao N_{SPT} das sondagens em questão, é possível perceber o aumento com a profundidade, e valores entre 2 e 35 golpes. A localização dos furos é na parte superior do talude, local onde foi pouco alterado pela construção do retorno. Desse modo, foi possível perceber que a camada superficial apresentou maior quantidade de material orgânico, quando comparado com as demais sondagens. Com menos de 1 m de espessura, classificada por argila siltosa de consistência mole. Todas as sondagens apresentaram heterogeneidade, com camadas de areia siltosa e silte arenoso intercaladas, com coloração marrom avermelhado nas primeiras camadas e cinza variegado nas camadas inferiores, no final do furo.

A sondagem SP-01 alcançou a profundidade de 14 m, com 30 golpes para penetração de 30 cm, e posteriormente encontrado material impenetrável ao trépano de

lavagem. Na sondagem SP-04 foi alcançado o valor máximo de N_{SPT} com 35 golpes em 11 m, mas esse pico ocorreu no meio de uma camada de areia siltosa medianamente compacta, que pode ter sido afetada pela presença de pedregulhos, uma vez que na camada seguinte os valores voltam a manter a tendência anterior. No mesmo furo, foi atingido 18 m de profundidade e impenetrável após essa cota. A SP-07 atingiu apenas 10 m e não apresentou tanta variabilidade de material ao longo do furo, como os demais. Os valores de N_{SPT} foram maiores que as outras sondagens para as mesmas cotas, e houve um decréscimo do número de golpes ao encontrar uma camada diferente.

As amostras apresentaram umidade natural superior a 30% nas camadas superficiais, provavelmente devido a infiltração de água da chuva. Nas sondagens SP-01 e SP-04, a umidade tende a se estabelecer entre 10 e 20% em maiores profundidades. Por outro lado, o solo da SP-07 mantém a umidade em torno de 30% ao longo do furo e apenas nos dois últimos metros são inferiores a 20%, devido a variação de material. A umidade média foi de 21,6%, 19,3% e 28,4% para a SP-01, SP-04 e SP-07, respectivamente.

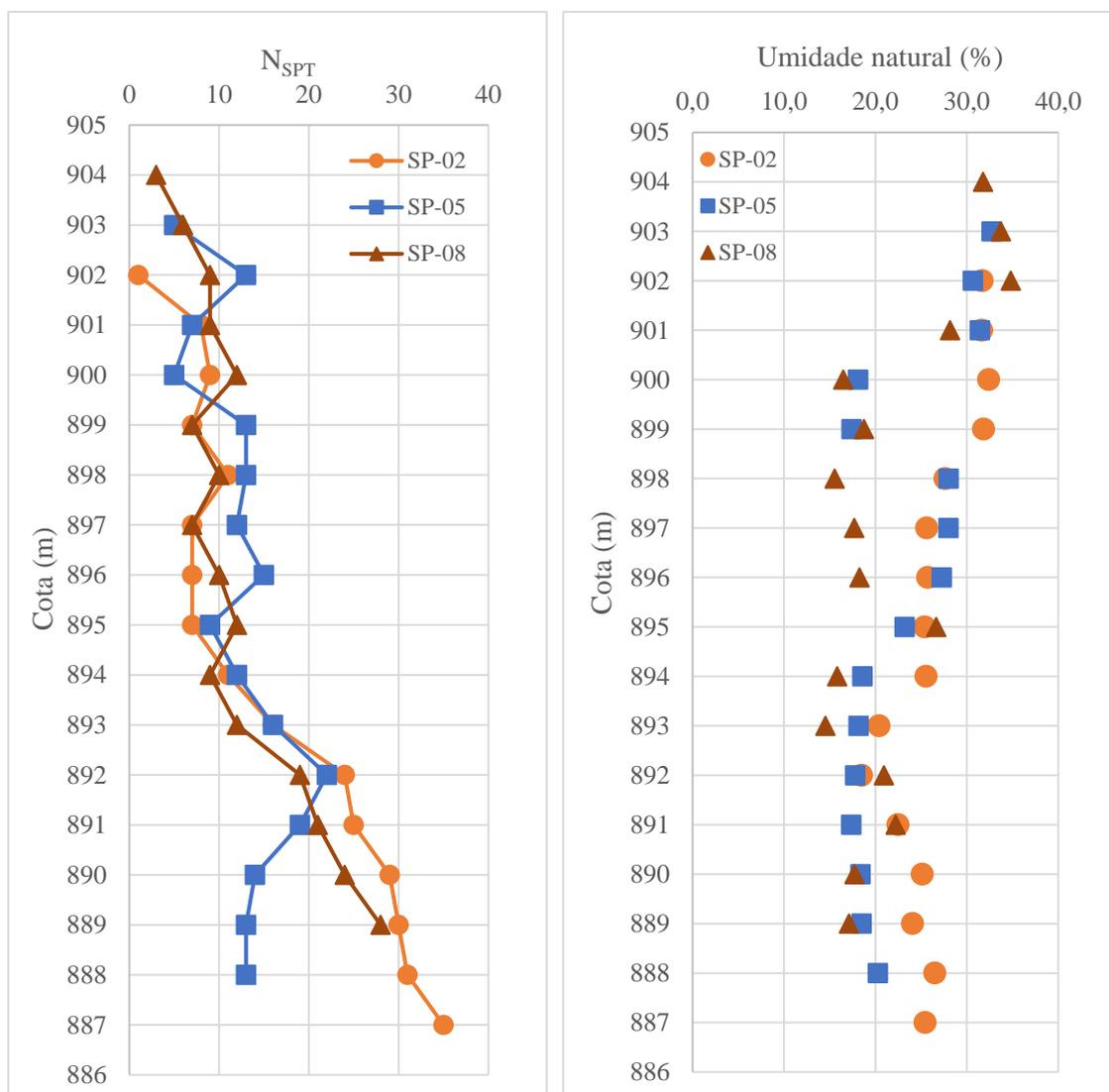
As sondagens SP-02, SP-05 e SP-08 foram executadas no patamar intermediário e todas alcançaram a profundidade de 16 m, inicialmente estipulada. Os valores do N_{SPT} e da umidade de cada metro são apresentados na TABELA 4.2.

TABELA 4.2 – RESULTADOS DAS SONDAJENS SPT DO PATAMAR INTERMEDIÁRIO

Profundidade (m)	SP-02			SP-05			SP-08		
	Cota (m)	N_{SPT}	Umidade (%)	Cota (m)	N_{SPT}	Umidade (%)	Cota (m)	N_{SPT}	Umidade (%)
1	902	1	31,7	903	5	32,7	904	3	31,8
2	901	8	31,6	902	13	24,6	903	6	33,1
3	900	9	32,4	901	7	31,4	902	9	34,8
4	899	7	31,8	900	5	18,1	901	9	28,2
5	898	11	27,6	899	13	17,4	900	12	16,5
6	897	7	25,6	898	13	28,0	899	7	18,7
7	896	7	25,7	897	12	27,9	898	10	15,5
8	895	7	25,4	896	15	27,2	897	7	17,7
9	894	11	25,5	895	9	23,2	896	10	18,2
10	893	16	20,4	894	12	18,6	895	12	26,6
11	892	24	18,5	893	16	18,1	894	9	15,8
12	891	25	22,5	892	22	17,8	893	12	14,5
13	890	29	25,1	891	19	17,3	892	19	20,9
14	889	30	24,1	890	14	18,3	891	21	22,2
15	888	31	26,5	889	13	18,5	890	24	17,7
16	887	35	25,4	888	13	20,2	889	28	17,1

A FIGURA 4.2 apresentada a variação do N_{SPT} e da umidade de acordo com a profundidade das sondagens SP-02, SP-05 e SP-08.

FIGURA 4.2 – DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE N_{SPT} E UMIDADE NA SEÇÃO E-E'



As sondagens realizadas no patamar intermediário do talude também apresentaram acréscimo dos valores de N_{SPT} com a profundidade. Até a cota 893 m, os valores permaneceram próximos de 10 golpes, com posterior crescimento até 35 golpes, para o SP-02 e 28 para o SP-07, em areia siltosa compacta. Com exceção do SP-05 que apresenta um pequeno acréscimo após a cota apresentada, e depois reduz novamente, permanecendo com N_{SPT} igual à 13 golpes, em areia com compactidade média, diferente dos demais. O nível do lençol freático foi encontrado apenas no furo SP-02, com 9 m de profundidade. A caracterização do material apresentada no laudo de sondagem mostra bastante heterogeneidade em todos os furos, com camadas de areia siltosa e silte arenoso,

com predominância coloração marrom. Em nenhuma sondagem foi encontrada argila, o que pode ser justificado pela retirada do material superficial nos cortes realizados no talude para obra do retorno.

A umidade dos furos, como já abordado para o patamar superior, apresentam valores maiores de 30% próximos a superfície e tendem a diminuir com a profundidade. A variação ao longo do furo pode ocorrer pela variação do material encontrado para amostra de cada metro. Após a cota 894 m, os valores ficam próximos de 20%. As médias encontradas foram de 26,2% para SP-02, 22,8% para SP-05 e 21,8% para a SP-08.

As sondagens SPT SP-03, SP-06 e SP-09 foram realizadas na base do talude, com 8 m de profundidade. A TABELA 4.3 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

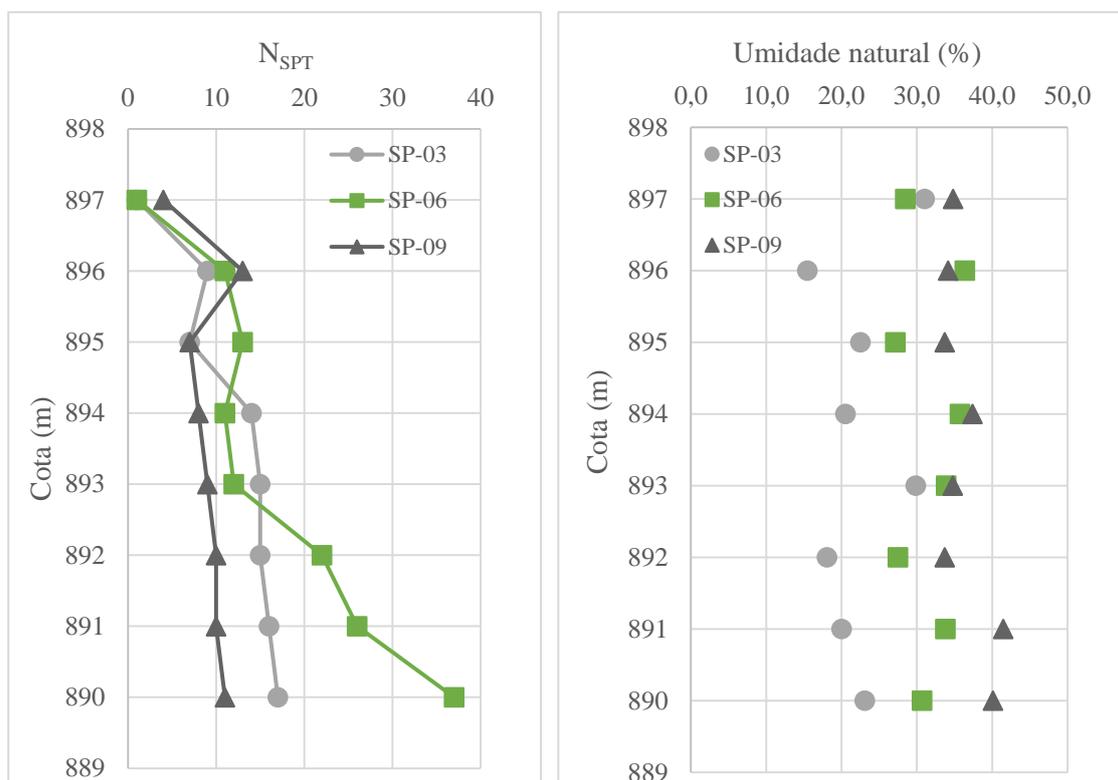
TABELA 4.3 – RESULTADOS DAS SONDAJENS SPT DA BASE DO TALUDE

Profundidade (m)	SP-03			SP-06			SP-09		
	Cota (m)	N _{SPT}	Umidade (%)	Cota (m)	N _{SPT}	Umidade (%)	Cota (m)	N _{SPT}	Umidade (%)
1	897	1	31,0	897	1	28,5	897	4	34,8
2	896	9	15,4	896	11	36,4	896	13	34,1
3	895	7	22,5	895	13	27,1	895	7	33,7
4	894	14	20,5	894	11	35,7	894	8	37,4
5	893	15	29,8	893	12	33,9	893	9	34,7
6	892	15	18,1	892	22	27,5	892	10	33,7
7	891	16	20,0	891	26	33,8	891	10	41,5
8	890	17	23,1	890	37	30,7	890	11	40,1

As sondagens SP-03 e SP-09 foram condizentes com as demais sondagens, com valores de N_{SPT} entre 7 e 20 golpes, para a profundidade de 8 m, com areia siltosa e silte arenoso. Por outro lado, a SP-06 atingiu um valor de 37 golpes, bem superior as demais, com classificação do material de argila siltosa rija a dura. A SP-09 apresentou um pico de N_{SPT} no segundo metro perfurado, o que pode indicar a presença de pedregulho, pois ocorreu no meio da camada de silte arenoso. Nenhuma das sondagens precisou ser interrompida pela falta de avanço da sondagem. A coloração predominante nos furos foi marrom. Somente na SP-03 foi encontrado nível d'água em 1,7 m de profundidade. Não foi encontrado nenhum material argiloso superficial.

A umidade natural não apresentou redução ao longo da profundidade dos furos, e as médias da SP-06 e SP-09 são as mais altas do campo experimental com 31,7% e 36,3%, respectivamente. A média da SP-03 é de 22,6%. A variação da umidade ao longo da profundidade, bem como o N_{SPT}, é apresentada na FIGURA 4.3.

FIGURA 4.3 – DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE NSPT E UMIDADE NA SEÇÃO F-F'



De modo geral, a umidade natural apresentou valores frequentes entre 20 e 25%, podendo variar de 14 até 42% ao longo do talude. Os valores de N_{SPT} variaram entre 6 e 37 golpes, desconsiderando a camada superficial. Como já apresentado no item 3.2.1, Talamini Neto, 2001 encontrou valores comuns de N_{SPT} entre 8 e 23 golpes, com profundidade do solo residual variando entre 4 a 20 m. As sondagens realizadas no campo experimental apresentam a maior parte dos valores de N_{SPT} dentro da faixa encontrada pelo autor, mas nos três furos executados na parte superior do talude foi encontrado material impenetrável ao trépano de lavagem.

O material encontrado ao longo dos furos apresentado nos laudos de sondagem se mostraram bastante heterogêneos, em profundidade e lateralmente, característico de solos residuais. No entanto, cabe salientar que se trata de uma análise tátil-visual, o que ressalta a importância da realização de ensaios de caracterização geotécnica.

4.2. COMPATIBILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

A compatibilização das amostras se fez necessário pois a quantidade era insuficiente para realização de qualquer ensaio de caracterização geotécnica. Desse modo,

optou-se em agrupar as amostras de acordo com a análise tátil-visual, N_{SPT} e a umidade de campo. As amostras superficiais apresentaram bastante variabilidade, devido à presença de matéria orgânica e não foram consideradas na compatibilização. As amostras foram unidas de acordo com características semelhantes de cor e textura. Cabe salientar que apesar da alta heterogeneidade de material encontrado no talude através das sondagens, as características de um mesmo furo apresentavam maior concordância. A compatibilização é apresentada na TABELA 4.4, com a profundidade e a cota em relação ao topo do furo.

TABELA 4.4 – COMPATIBILIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DA SONDAGEM SPT

Sondagem	Solo	Profundidade	Cota superior (m)
SP-01	A	3 a 6 m	902
	B	7 a 10 m	898
	C	11 a 15 m	894
SP-02	D	3 a 9 m	900
	E	10 a 16 m	893
SP-03	F	2 a 8 m	896
SP-04	G	5 a 11 m	905
	H	12 a 15 m	898
SP-05	I	3 a 5 m	901
	J	6 a 9 m	898
	K	10 a 16 m	894
SP-06	L	4 a 8 m	894
SP-07	M	3 a 9 m	907
	N	10 a 11 m	900
SP-08	O	1 a 4 m	904
	P	5 a 8 m	900
	Q	9 a 16 m	896
SP-09	R	1 a 3 m	897
	S	4 a 8 m	894

A amostra de 5 m de profundidade da sondagem SP-02 foi retirada, pois era bem diferenciada das demais, com coloração cinza e presença de pedregulhos. Não houve compatibilização de amostras de furos diferentes, desse modo, totalizou-se 19 “solos”.

4.2.1. Caracterização Geotécnica das Camadas

A caracterização geotécnica das camadas compatibilizadas foi separada em três etapas principais: peso específico real dos grãos, granulometria e limites de Atterberg.

Primeiramente, foi realizado o ensaio do picnômetro para obtenção do peso específico real dos grãos, apresentados na TABELA 4.5.

TABELA 4.5 – PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS

Sondagem	Solo	γ_s (g/cm ³)
SP-01	A	2,65
	B	2,71
	C	2,71
SP-02	D	2,72
	E	2,65
SP-03	F	2,68
SP-04	G	2,69
	H	2,72
SP-05	I	2,70
	J	2,73
	K	2,66
SP-06	L	2,73
SP-07	M	2,72
	N	2,64
SP-08	O	2,71
	P	2,64
	Q	2,69
SP-09	R	2,69
	S	2,64

O peso específico real dos grãos foi encontrado entre 2,64 e 2,73 g/cm³, com valor médio de 2,69 g/cm³. Segundo Pinto (2006), os valores variam pouco de solo para solo, normalmente são situados em torno de 2,7 g/cm³, além disso, esse parâmetro não permite classificar o tipo de solo.

Para determinação da granulometria do solo foi realizado o peneiramento grosso, peneiramento fino e a sedimentação. As frações de solo encontradas para cada camada de solo analisada são apresentadas na TABELA 4.6. As curvas granulométricas das camadas de cada furo das sondagens são apresentadas no ANEXO 2.

TABELA 4.6 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS CAMADAS

Sondagem	Solo	% Argila	% Silte	% Areia	% Pedregulho	Classificação
SP-01	A	10,3	27,4	39,7	22,6	Areia siltosa
	B	8,2	43,8	36,2	11,9	Silte arenoso
	C	9,2	38,2	35,8	16,8	Silte arenoso
SP-02	D	8,6	31,5	50,2	9,7	Areia siltosa
	E	10,9	30,4	52,1	6,6	Areia siltosa
SP-03	F	4,2	39,5	40,4	15,9	Areia siltosa
SP-04	G	9,1	42,4	38,9	9,6	Silte arenoso
	H	10,4	33,7	51,6	4,3	Areia siltosa
SP-05	I	17,7	45,4	28,9	8,0	Silte arenoso
	J	12,4	39,3	31,2	17,1	Silte arenoso
	K	12,2	44,1	28,0	15,6	Silte arenoso
SP-06	L	12,9	31,3	23,3	32,5	Silte arenoso
SP-07	M	4,2	52,6	37,6	5,7	Silte arenoso
	N	15,1	33,3	34,3	17,4	Silte arenoso
SP-08	O	16,0	37,2	34,0	12,8	Silte arenoso
	P	7,6	39,8	44,7	7,9	Areia siltosa
	Q	11,8	38,8	41,2	8,1	Areia siltosa
SP-09	R	17,7	50,2	27,6	4,3	Silte arenoso
	S	12,6	49,0	30,8	7,6	Silte arenoso

Com os resultados da granulometria é possível perceber que o solo presente no campo experimental é composto predominantemente por areia e silte. Não foi encontrado solo argiloso, e o teor nas camadas analisadas se apresentaram entre 4,2 e 17,7%, com valor médio de 11% de argila. Por outro lado, o solo apresenta bastante porcentagem de finos, considerando a parcela de argila e silte, com média de 50%. Também pode-se perceber a presença de pedregulhos nas camadas, o que pode representar fragmentos da rocha matriz.

De modo geral, em solos jovens encontra-se maior fração de areia e silte, enquanto em solos maduros prevalecem frações de areia e argila, que por sua vez foram mais afetadas pelo intemperismo. As características físicas e químicas do solo apresentam grande dependência do grau de intemperismo (BOSZCZOWSKI E LIGOCKI, 2012).

De acordo com a classificação proposta por Fiori e Salamuni (2012), o solo do campo experimental se adequa ao horizonte B, caracterizado como um solo residual jovem, porém sem predominância de argila. Também se enquadra no perfil apresentado por Talamini Neto (2001), com a ocorrência de areia siltosa ou silte arenoso próximo ao topo, e na base do perfil. No entanto, o autor salienta que nas parcelas intermediárias

geralmente existe argila siltosa, com areia em menor proporção, o que não foi diagnosticado com os ensaios de caracterização. Ainda, afirma que o solo apresenta tonalidades claras, podendo variar entre a cor marrom, amarela, vermelha, cinza e cinza esverdeada. Todas as tonalidades apresentadas pelo autor foram encontradas nas amostras obtidas pela sondagem SPT.

Somente a análise granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos, por isso foram realizados ensaios para determinação dos Limites de Atterberg. O limite de liquidez, limite de plasticidade, e a diferença entre eles, denominada índice de plasticidade, das camadas do campo experimental são apresentadas na TABELA 4.7.

TABELA 4.7 – LIMITES DE ATTERBERG

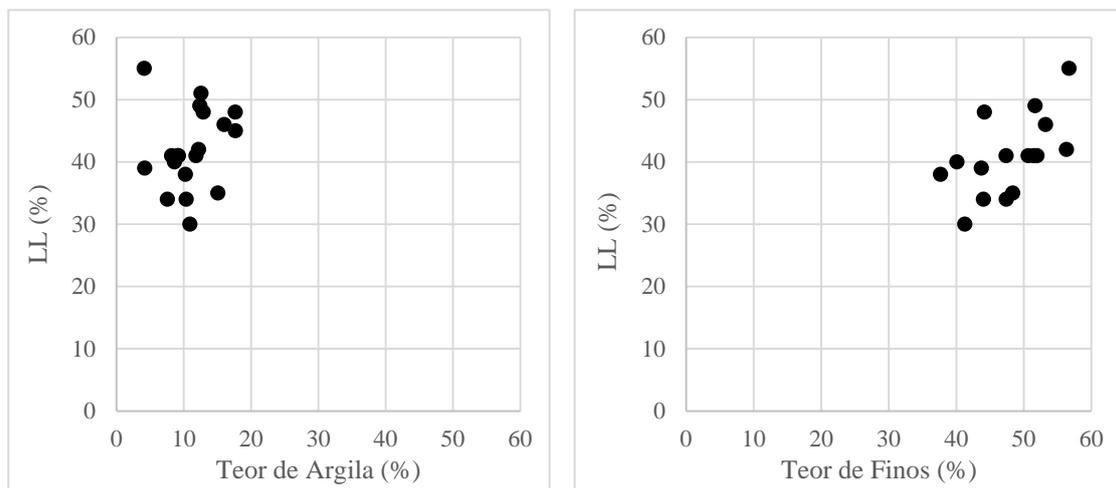
Sondagem	Solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SP-01	A	38	29	9
	B	41	32	9
	C	41	31	10
SP-02	D	40	35	5
	E	30	25	5
SP-03	F	39	34	5
SP-04	G	41	31	10
	H	34	27	7
SP-05	I	48	37	11
	J	49	42	7
	K	42	32	10
SP-06	L	48	36	12
SP-07	M	55	49	6
	N	35	29	6
SP-08	O	46	33	13
	P	34	30	4
	Q	41	31	10
SP-09	R	45	40	5
	S	51	39	12

O limite de liquidez encontrado nas amostras variou entre 30 e 55%. O menor valor encontrado ocorreu no solo E, solo que apresenta maior porcentagem de areia (52,1%). Por outro lado, o LL de 55% foi obtido na amostra M, que apresenta alta quantidade de finos, com maior porcentagem de silte entre as camadas, de 56,7%. No entanto, não é o solo que apresenta maior teor de argila, que por sinal é um valor baixo comparado com a média das camadas. Isso indica que o material siltoso mais fino que influenciou no limite de liquidez da amostra e não somente a argila presente no solo. O

solo I e o solo R, que apresentam maior teor de argila, ambas com 17,7%, apresentaram valores de LL menores que o solo M, com 48% e 45%, respectivamente.

A relação entre o limite de liquidez com o teor de argila e teor de finos das camadas é apresentada na FIGURA 4.4.

FIGURA 4.4 – RELAÇÃO ENTRE LIMITE DE LIQUIDEZ E TEORES DE ARGILA E FINOS



De modo geral, o limite de liquidez não apresentou correlação direta com o teor de argila, o que pode ser explicado pela compatibilização das amostras, com diferentes características dos minerais presentes no solo. Para o teor de finos, apresentou mais correlação, porém pouco significativa. Mesmo com essas variações, os solos mais arenosos obtiveram valores inferiores a 40, e solos siltosos, valores superiores.

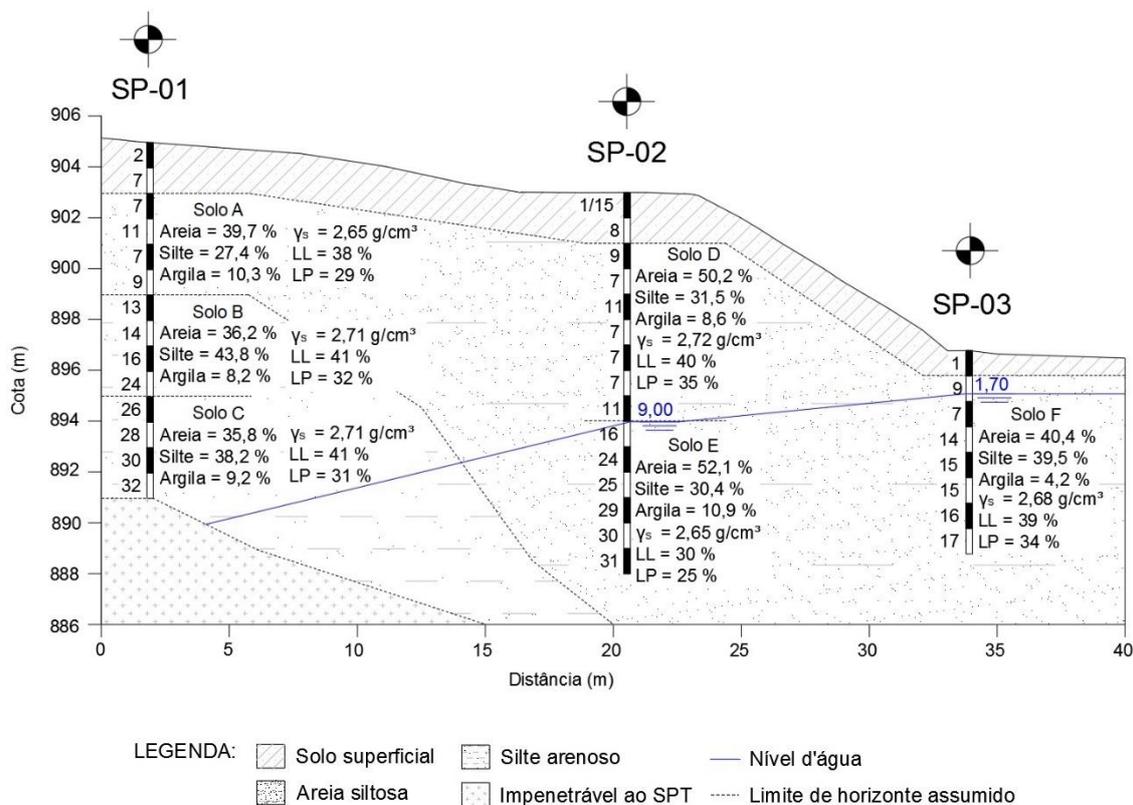
O limite de plasticidade variou entre 25 e 49%. O maior valor corresponde foi do solo M, que apresenta o LL igual a 55%. O segundo maior índice foi 42%. Com os valores, foi possível calcular o índice de plasticidade do solo. Todas os solos foram classificados entre fracos e moderadamente plásticos, com valores entre 5 e 13. O horizonte B do solo residual do complexo Gnaisse-Migmatítico definido por Fiori e Salamuni (2012) apresenta limite de liquidez entre 35,5 a 54,9% e o limite de plasticidade de 26,6 a 37,8%. Os valores médios encontrados no campo experimental se encontram dentro dessas faixas.

4.2.2. Perfis Geológico-Geotécnicos

A partir dos resultados obtidos com os ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica do solo constituinte do campo experimental, foi possível obter os perfis

geotécnicos das seções pré-definidas ao longo das sondagens. A seção A-A', composta pelas sondagens SP-01, SP-02 e SP-03 é apresentada na FIGURA 4.5.

FIGURA 4.5 – SEÇÃO A-A'



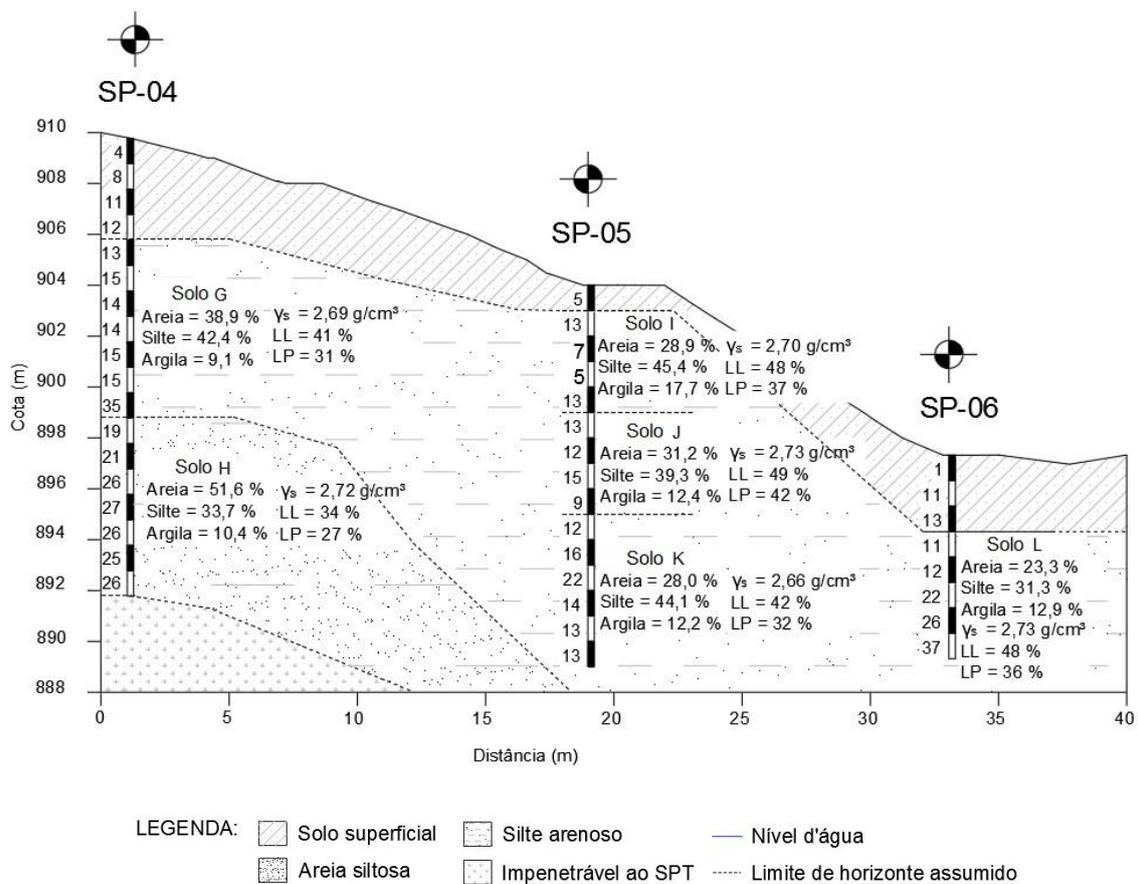
Pode-se perceber que o furo da sondagem SP-01 é o mais heterogêneo, o que já era esperado, de acordo com o laudo de sondagem. Ele apresenta uma camada próxima a superfície com areia siltosa e a partir de 6 m de profundidade, até o final do furo, material silto-arenoso. Mesmo com a variação do tipo de solo, os valores de LL e LP foram bem próximos, o que indica que a fração mais fina do solo apresenta o mesmo comportamento de plasticidade por todo o furo. Normalmente, solos com fração mais finas ficam próximos a superfície, diferente do ocorrido nesse furo. Se o solo A apresentar alta permeabilidade, a infiltração da água da chuva pode ter carregado parte das partículas finas para camada adjacente. Não foi encontrado nível do lençol freático, e com 14 m de profundidade ficou impenetrável, provavelmente pela presença de fragmento de rocha.

As camadas de solo da sondagem SP-02 apresentaram silte arenoso, com frações de areia, silte e argila, muito próximas. Mesmo com a granulometria muito parecida, o solo E apresentou limites de consistência ligeiramente inferiores, o que pode ser afetado pela estrutura do solo e a maior porcentagem da fração fina de silte na camada mais superficial.

Mesmo sendo classificada como silte argiloso, o solo F da sondagem SP-03 apresenta diferentes frações granulométricas das camadas da SP-02. A porcentagem de areia é praticamente a mesma de silte, e argila apresentou valor inferior. Por outro lado, o comportamento em relação a plasticidade do solo, é semelhante ao solo D. O nível do lençol freático foi encontrado somente nas sondagens SP-02 e SP-03, com 9 m e 1,7 m de profundidade, respectivamente, próximo a cota 895 m.

Na FIGURA 4.6 é apresentada a seção B-B', com as sondagens SP-04, SP-05 e SP-06.

FIGURA 4.6 – SEÇÃO B-B'

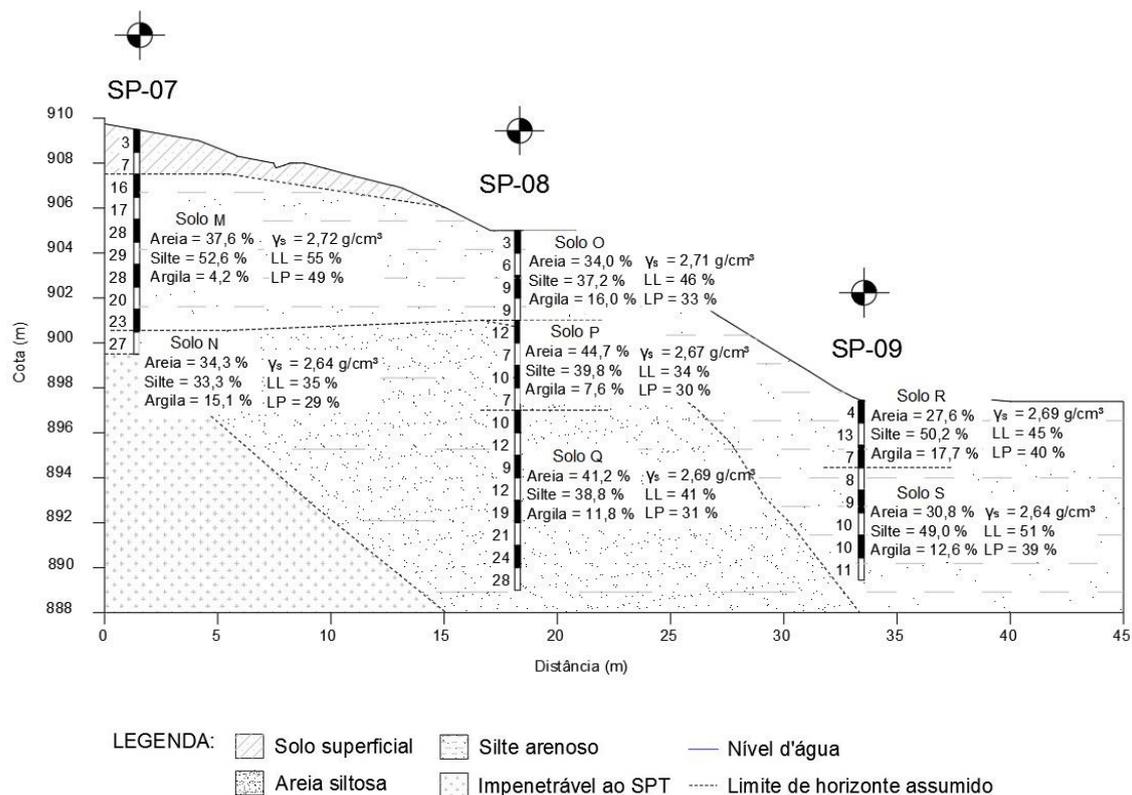


O solo predominante na seção é silte arenoso, e todas as camadas apresentam teor de argila semelhante, com exceção do solo I, com quase 18%, que pode ocorrer por ser uma camada mais superficial. As camadas da SP-05 apresentam frações bem próximas de silte e areia, e são diferenciados apenas pelo LL e LP, com valores do solo K um pouco menores. A classificação do laudo de sondagem da SP-06 era argila siltosa, no entanto a granulometria identificou como um solo silto-arenoso, porém o limite de liquidez e o

índice de plasticidade foram dos mais altos do talude, o que representa um solo com comportamento plástico, também afetado provavelmente pela fração fina de silte.

A seção C-C', com as camadas ensaiadas das sondagens SP-07, SP-08 e SP-09, pode ser observada na FIGURA 4.7.

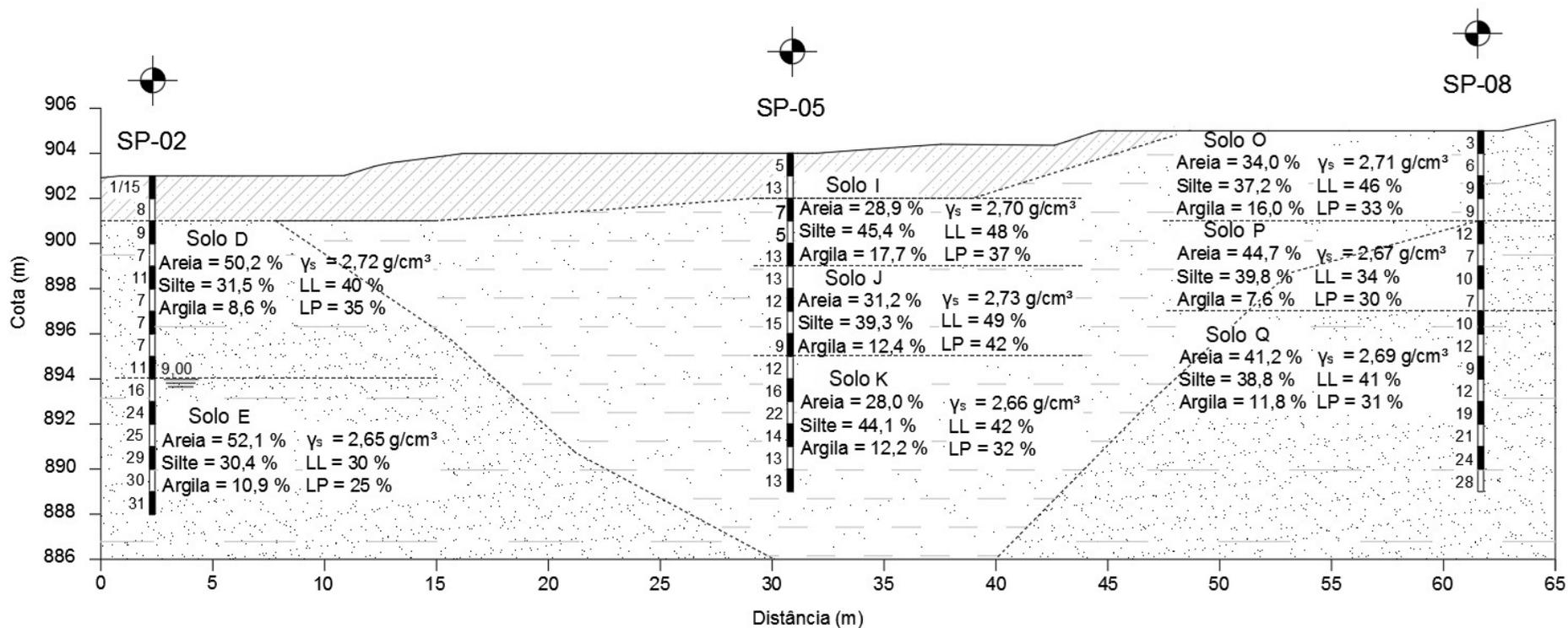
FIGURA 4.7 – SEÇÃO C-C'



A seção C-C' apresenta uma camada superficial mais siltosa para todas as sondagens, e em maior profundidade, solo arenoso. As camadas da SP-08 apresentaram alta heterogeneidade, tanto nas frações de solo, como nos limites de consistência. No entanto, o solo encontrado nas amostras da SP-09 é bem semelhante. Na sondagem SP-07 foram encontrados valores altos de N_{SPT} ao longo do furo, com alto teor de silte para o solo M (52,6%), e camada impenetrável com 10 m de profundidade, as demais atingiram as profundidades estabelecidas sem interrupções. Em nenhum furo foi encontrado nível d'água.

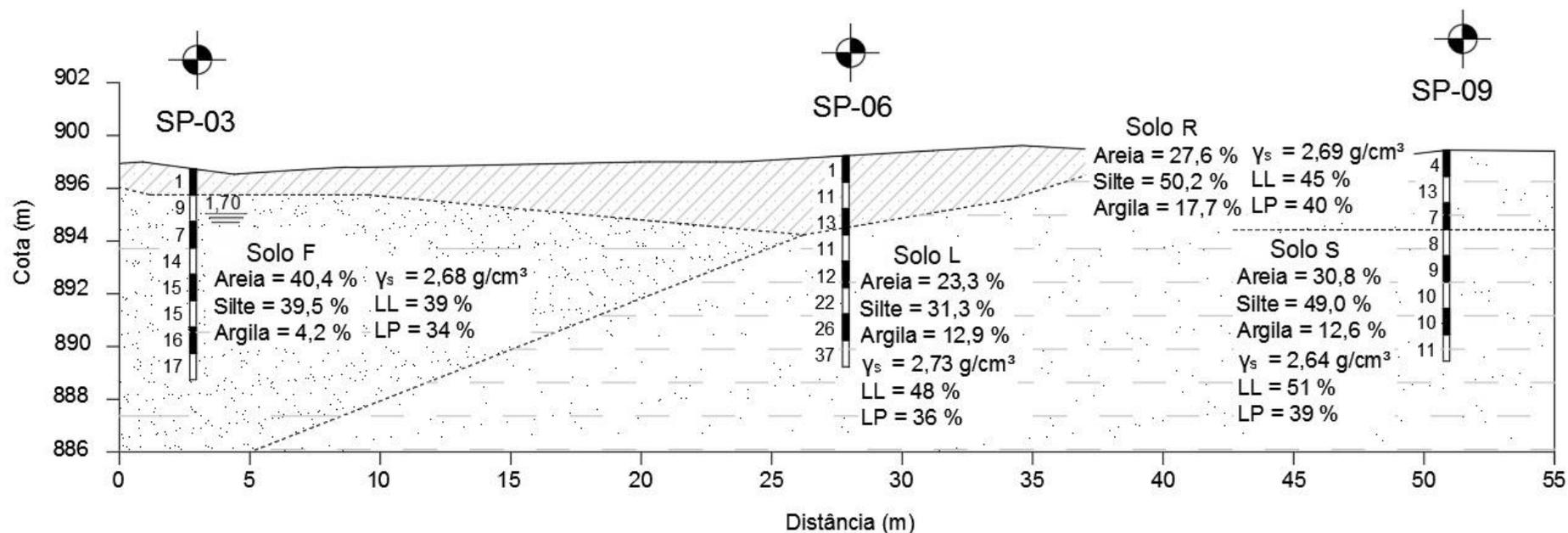
Para melhor entendimento da distribuição das camadas ao longo do talude do campo experimental, também foram obtidas as seções transversais às seções anteriormente apresentadas, localizadas no mesmo patamar. A seção D-D' representa o patamar superior, a seção E-E' o patamar intermediário, e a seção F-F' a base do talude. As seções são apresentadas a seguir nas FIGURA 4.8, FIGURA 4.9 e FIGURA 4.10.

FIGURA 4.9 – SEÇÃO E-E'



LEGENDA: Solo superficial Silte arenoso Nível d'água
 Areia siltosa Impenetrável ao SPT Limite de horizonte assumido

FIGURA 4.10 – SEÇÃO F-F'



De modo geral, o solo presente na contenção experimental é composto predominantemente por silte e areia, com comportamento plástico fraco a médio, da porção mais fina do solo. O solo superficial presente nas seções B-B' e C-C' se apresentaram mais siltosos e com limites de consistência mais altos, enquanto a outra seção A-A', próxima a escada hidráulica, é um solo mais arenoso, com baixos índices de consistência. As sondagens SP-02, SP-05 e SP-09 apresentam o mesmo tipo de solo ao longo do furo de sondagem, com frações de solo muito semelhantes.

As seções se apresentaram heterogêneas, não apresentando horizontes bem definidos, pois até os solos classificados como areia siltosa apresentam diferenças entre si, bem como para o solo silte arenoso. A variabilidade das camadas em todos os sentidos, e até mesmo em um mesmo furo, pode ser justificada pela compatibilização das amostras, uma vez que uma pequena quantidade de solo a cada metro pode não proporcionar alta representatividade do subsolo. Também é uma característica de solos residuais, uma vez que apresentam a heterogeneidade da rocha-mãe. Como citado por Pinto (2006), "... ao se analisar grandes massas desses solos, entretanto, nota-se que a probabilidade de encontrar porções semelhante a pequenas ou grandes distâncias é praticamente igual...". O autor ainda cita que solos residuais foram caracterizados pelo Prof. Milton Vargas, da Escola Politécnica da USP, como solos heterogeneamente homogêneos ou, homogeneamente heterogêneos.

4.2.3. Ensaio de Resistência e Resistividade Elétrica em Laboratório

Nos ensaios de laboratório para determinação da resistência e resistividade elétrica foram utilizados os solos que apresentavam material suficiente para preencher a *soil box* para os testes. Desse modo, utilizou-se materiais com diferentes características geotécnicas, entre elas: teor de argila e finos e índices de liquidez e plasticidade. As camadas escolhidas, bem como suas propriedades são apresentadas na TABELA 4.8. Salienta-se, que como o solo utilizado para o ensaio foi passante na peneira 2 mm, as porcentagens foram recalculadas, de modo que a fração que passa na peneira corresponde à 100% do solo.

TABELA 4.8 – CAMADAS AVALIADAS QUANTO A RESISTÊNCIA ELÉTRICA

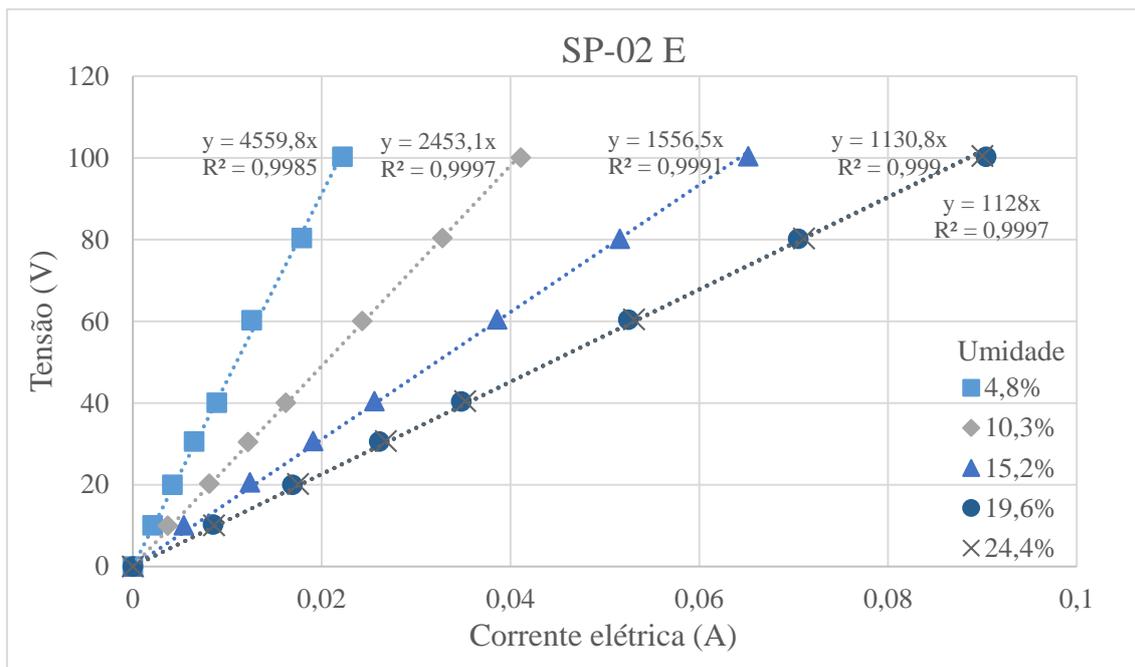
Solo	% argila	% silte	% areia	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação
SP-02 E	12%	32%	56%	30	25	5	Areia Siltosa
SP-05 K	14%	52%	33%	42	32	10	Silte arenoso
SP-06 L	19%	46%	35%	48	36	12	Silte arenoso
SP-07 M	4%	56%	40%	55	49	6	Silte arenoso
SP-08 P	8%	43%	49%	34	30	4	Areia Siltosa
SP-08 Q	13%	42%	45%	41	31	10	Areia Siltosa

Percebe-se que apenas nos solos M e P a porcentagem de argila é inferior à 10%, enquanto nas demais varia entre 12 e 19%. Os solos E e P apresentam maior teor de areia, o que é refletido no limite de liquidez de 30 e 34%, respectivamente. Por outro lado, as amostras com maior porcentagem de finos, tendem a apresentar maiores limites de consistência. As camadas L e M apresentam os maiores limites de liquidez, e são as camadas com maior teor de finos, com exceção do solo K, que apresenta mais porcentagem de argila e silte, o que não é refletido no LL, ou seja provavelmente apresenta minerais ou estrutura diferente das demais amostras.

4.2.3.1. Teste 1 – Variação da Umidade

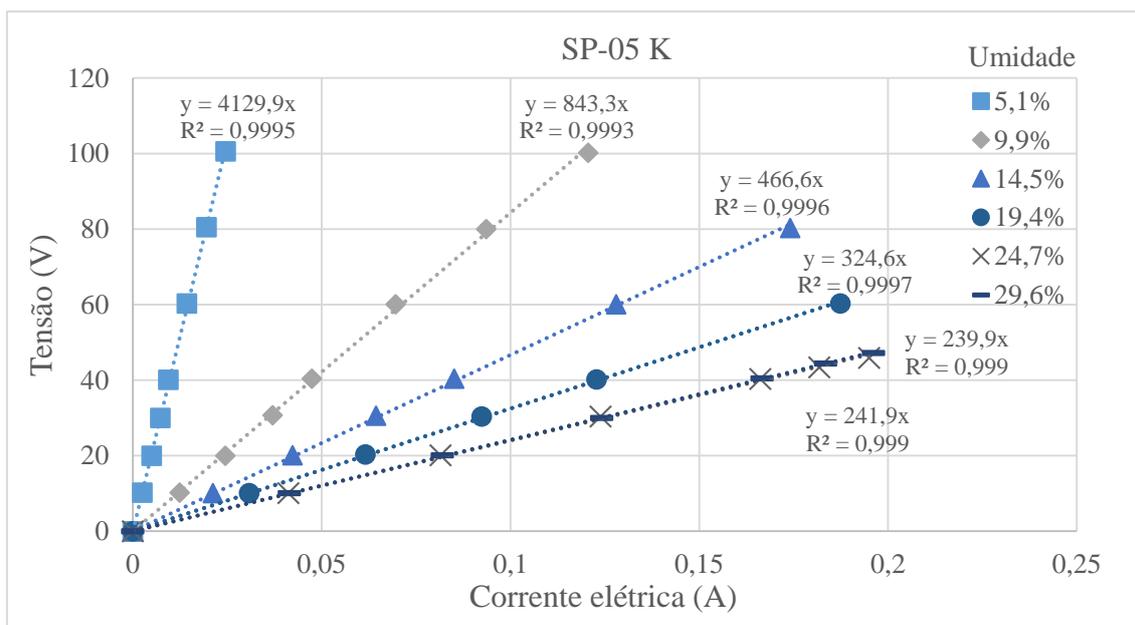
Todas os solos foram ensaiados com a variação da umidade de 5 em 5% e índice de vazios constante igual a 1. Os valores de corrente elétrica para cada incremento de tensão são demonstrados graficamente, de modo que para cada umidade obtenha-se uma reta de resistência elétrica. Além de apresentar a equação da reta, nos gráficos também foi calculado o R^2 , denominado coeficiente de determinação, que é um grau de proximidade entre os valores estimados e observados da variável dependente dentro da amostra utilizada. Ou seja, quanto mais próximo de 1, mais explicativo é o modelo, com melhor ajuste a amostra. Desse modo, o R^2 deve ser próximo de 1 a fim de confirmar a 1ª Lei de Ohm, que em determinado meio, se a tensão aumenta, a corrente aumenta proporcionalmente. Em consequência, a resistência elétrica é o próprio coeficiente angular da reta. Os valores de resistência para o solo E são apresentados na FIGURA 4.11.

FIGURA 4.11 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “E” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE



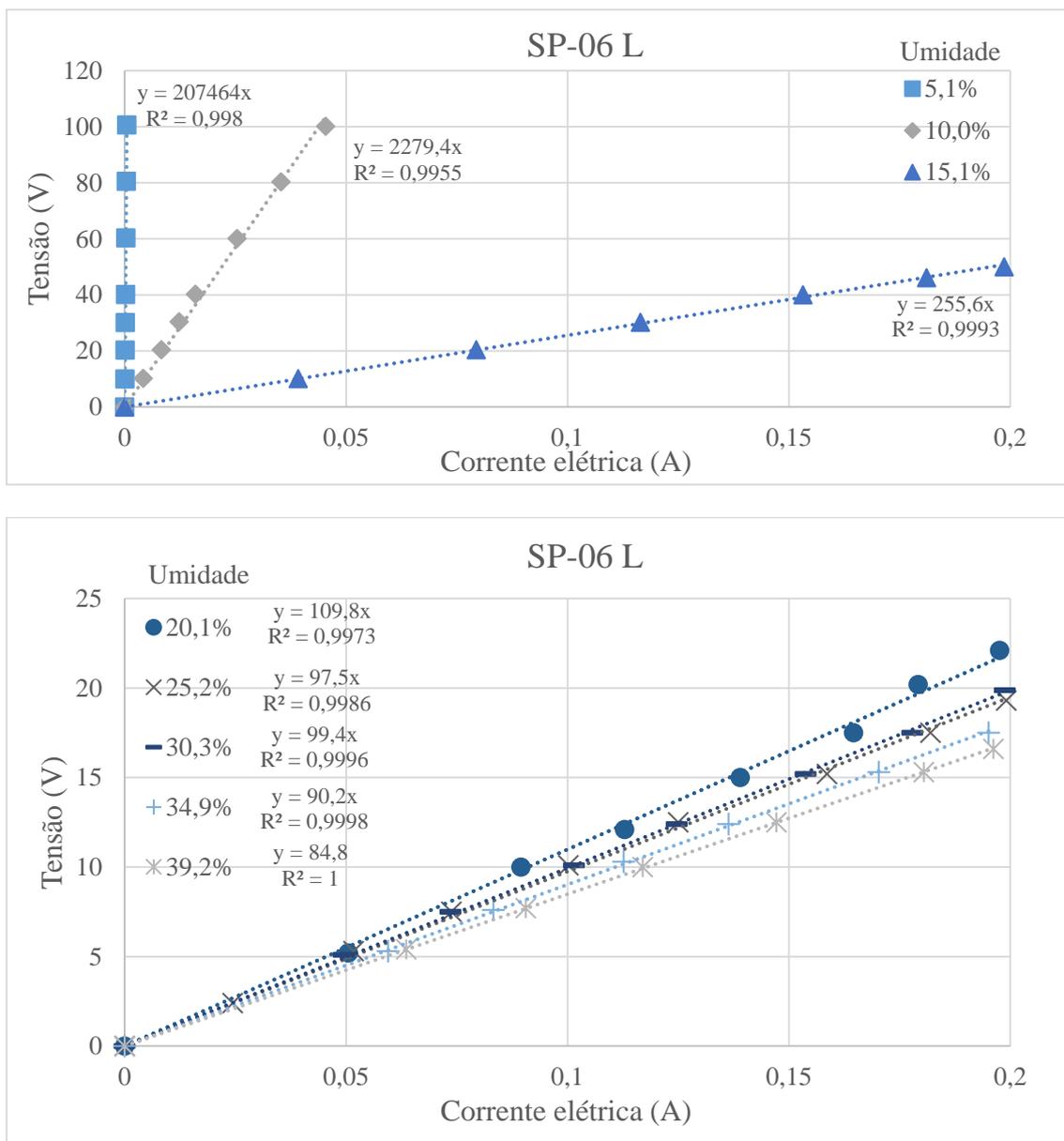
Para o solo E, é possível perceber que com o aumento da umidade a resistência diminui, e tende a se manter constante após 20% de umidade. Esse valor constante, também denominado resistência residual, ocorre pelo fato da corrente elétrica ser conduzida preferencialmente pela água da amostra, e o aumento da umidade passa a não afetar a resistência elétrica da amostra. O gráfico de resistência elétrica do solo K da sondagem SP-05 é apresentado na FIGURA 4.12.

FIGURA 4.12 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DOS SOLO “K” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE



Do mesmo modo como observado para a camada anterior, o solo K também apresenta decréscimo da resistência elétrica com o aumento da umidade, no entanto nesse caso a redução foi mais significativa. A resistência tende a se estabelecer após 25% de umidade. O solo L apresentou uma resistência elétrica muito alta para baixas umidades, e por isso foi necessário separar as medições em dois gráficos para melhor visualização da escala, estes são apresentados na FIGURA 4.13.

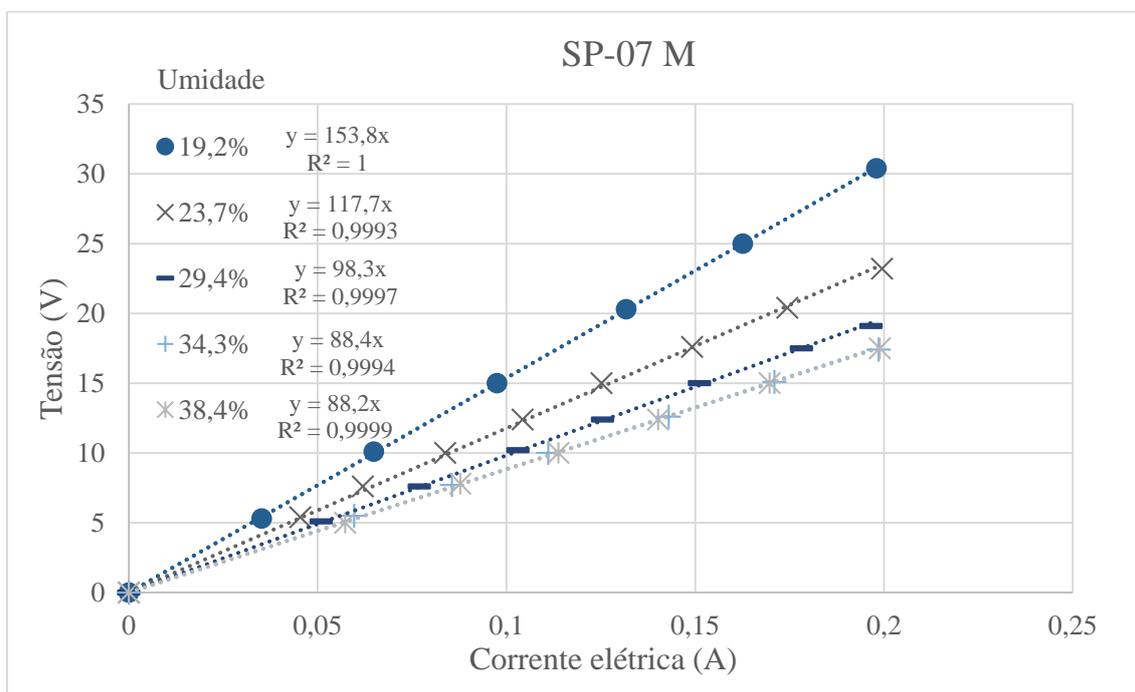
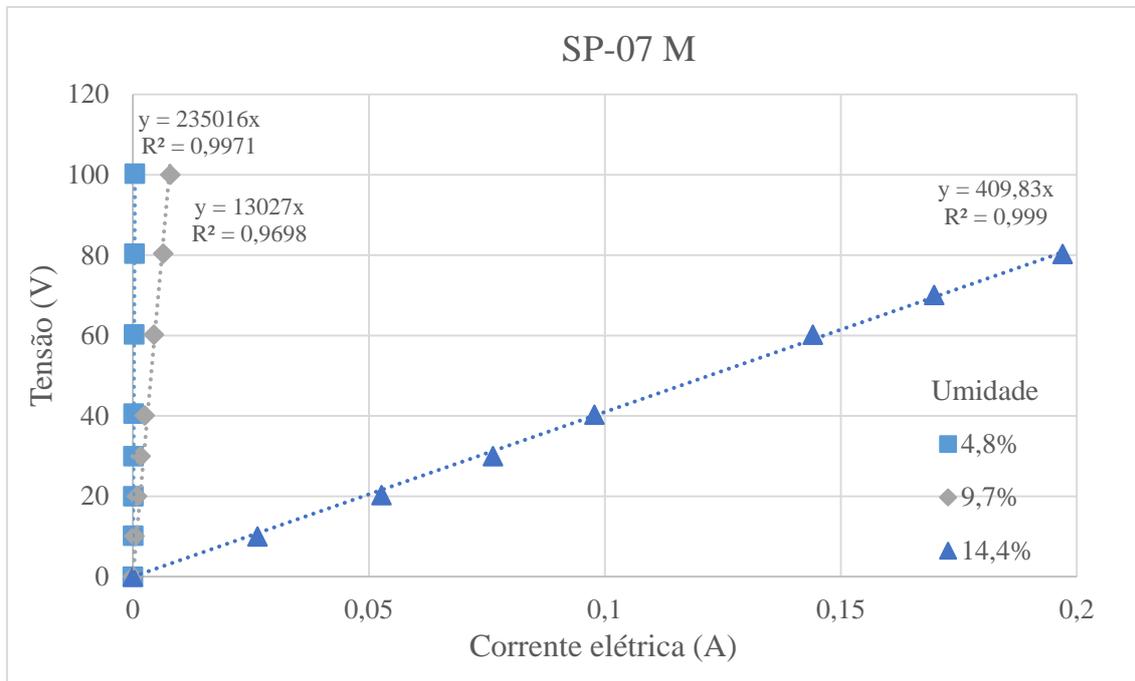
FIGURA 4.13 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “L” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE



A resistência elétrica do solo seco do solo L, com 5% de umidade apresentou valor muito alto, comparado com as demais amostras. Com o acréscimo de 5% de umidade a camada apresentou uma redução brusca de cerca de 100 vezes. De maneira progressiva, a resistência reduziu e a partir de 20% de umidade, ela já começa a se tornar praticamente

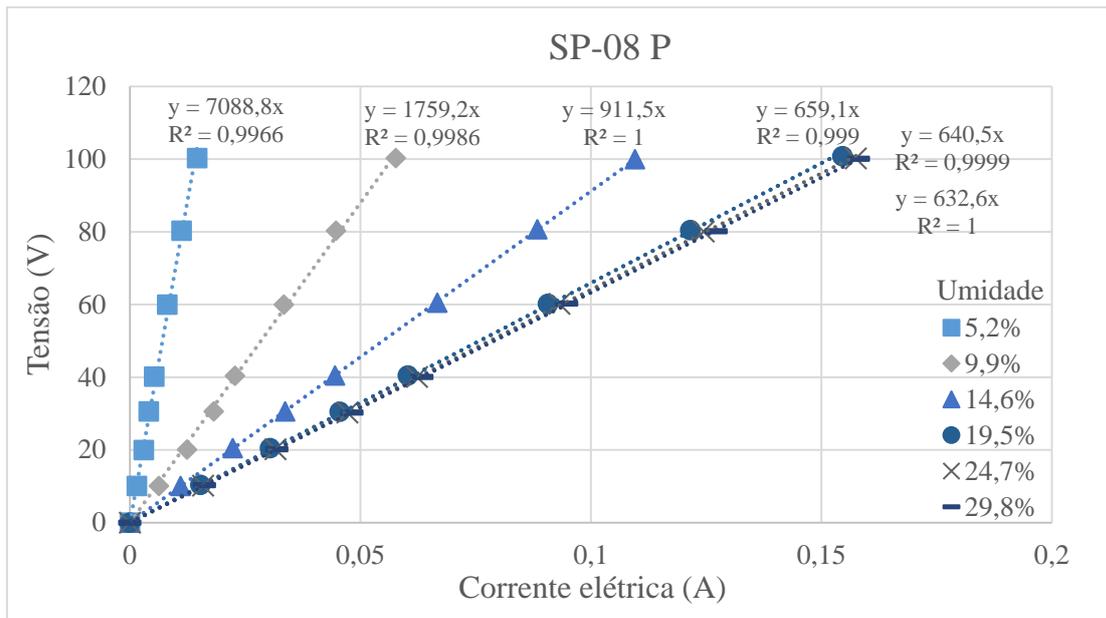
constante. Os valores de resistência elétrica para o solo M, da SP-07, podem ser observados na FIGURA 4.14.

FIGURA 4.14 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “M” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE



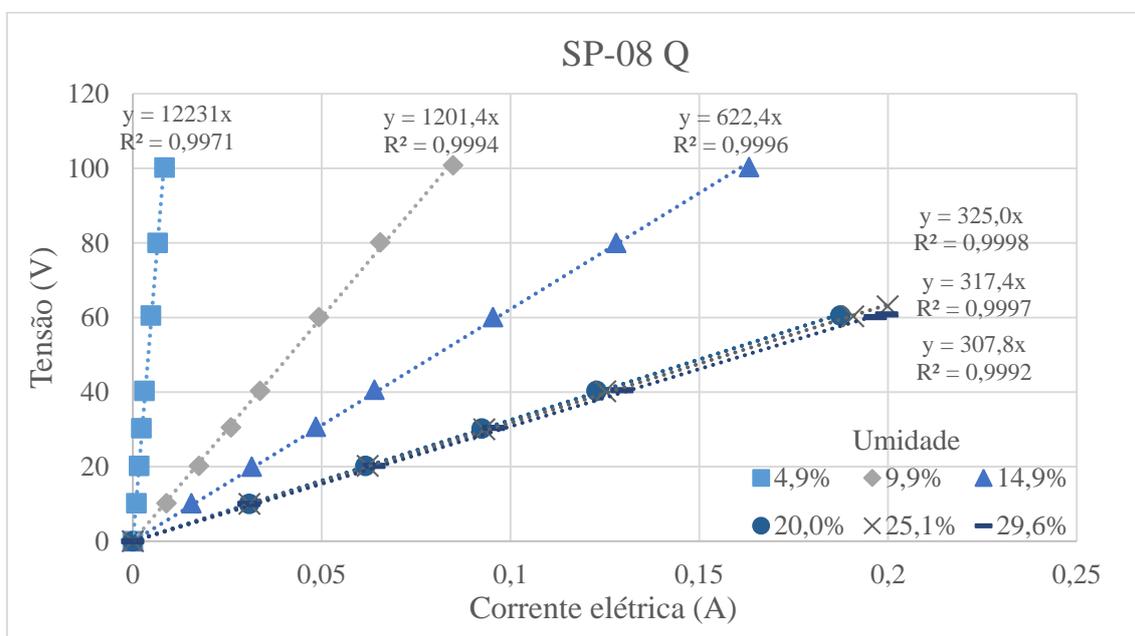
O solo M apresentou resultados bem semelhantes ao solo L, com valor alto para baixa umidade, e decrescendo consideravelmente até criar patamar em torno de 20% de umidade. Ambas apresentam resistência residual inferior as outras camadas. As medições de resistência elétrica do solo P é apresentada na FIGURA 4.15.

FIGURA 4.15 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “P” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE



O resultado obtido para o solo P, se mostrou com comportamento semelhante ao solo E e K, sem apresentar um pico de resistência para umidade abaixo de 10%. A resistência residual ocorre com 20% de umidade. Os resultados do solo Q, também da SP-08, são demonstrados na FIGURA 4.16.

FIGURA 4.16 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO SOLO “Q” COM VARIAÇÃO DA UMIDADE



O solo Q também não apresentou valores muito altos para umidade baixa, e a resistência tendeu a se manter constante para umidade de 20%. O solo P e Q são da sondagem SP-08, porém apresentaram resistências diferentes.

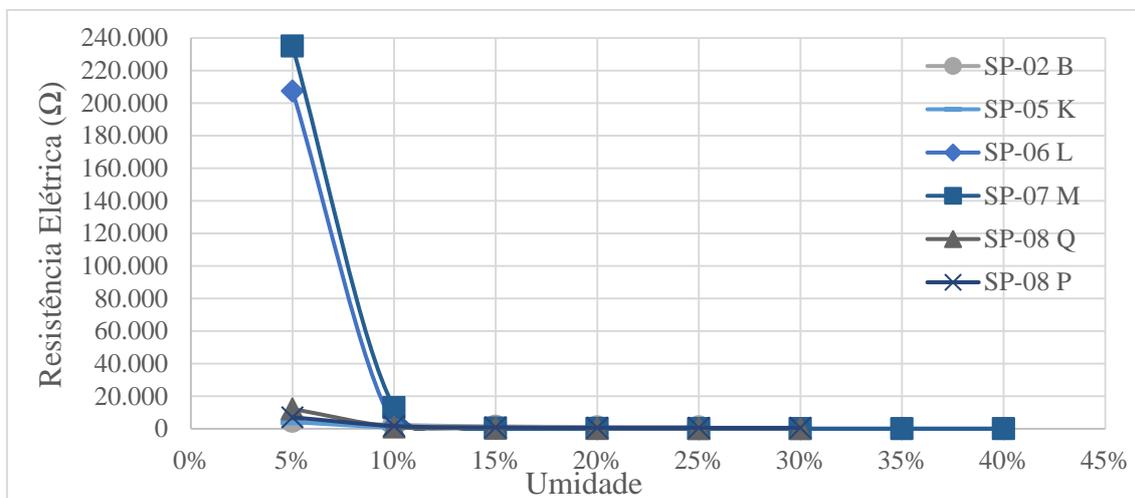
Os valores encontrados de resistência e resistividade elétrica para todas as variações são demonstrados na TABELA 4.9.

TABELA 4.9 –RESISTÊNCIA E RESISTIVIDADE ELÉTRICA COM VARIAÇÃO DA UMIDADE

Solo	Índice de vazios	Umidade	Resistência elétrica (Ω)	Resistividade elétrica ($\Omega.m$)
SP-02 Solo E	1,0	4,8%	4.559,8	1.215,9
		10,3%	2.453,1	654,2
		15,2%	1.556,5	415,1
		19,6%	1.130,8	301,5
		24,4%	1.128,0	300,8
SP-05 Solo K	1,0	5,1%	4.129,9	1.101,3
		9,9%	843,3	224,9
		14,5%	466,6	124,4
		19,4%	324,6	86,6
		24,7%	239,9	64,1
		29,6%	241,9	64,5
SP-06 Solo L	1,0	5,1%	207.464,0	55.323,7
		10,0%	2.279,4	607,8
		15,1%	255,6	68,2
		20,1%	109,9	29,3
		25,2%	97,5	26,0
		30,3%	99,4	26,5
		34,9%	90,2	24,1
		39,2%	84,8	22,6
SP-07 Solo M	1,0	4,8%	235.016,0	62.670,9
		9,7%	13.027,0	3.473,9
		14,4%	409,8	109,3
		19,2%	153,8	41,0
		23,7%	118,4	31,6
		29,4%	98,3	26,2
		34,3%	88,4	23,6
		38,4%	88,2	23,5
SP-08 Solo P	1,0	5,2%	7.088,8	1.890,4
		9,9%	1.759,2	469,1
		14,6%	911,5	243,1
		19,5%	659,1	175,8
		24,7%	640,5	170,8
		29,8%	632,7	168,7
SP-08 Solo Q	1,0	4,9%	12.231,0	3.261,6
		9,9%	1.201,4	320,4
		14,9%	622,4	166,0
		20,0%	325,0	86,7
		25,1%	317,4	84,6
		29,6%	307,8	82,1

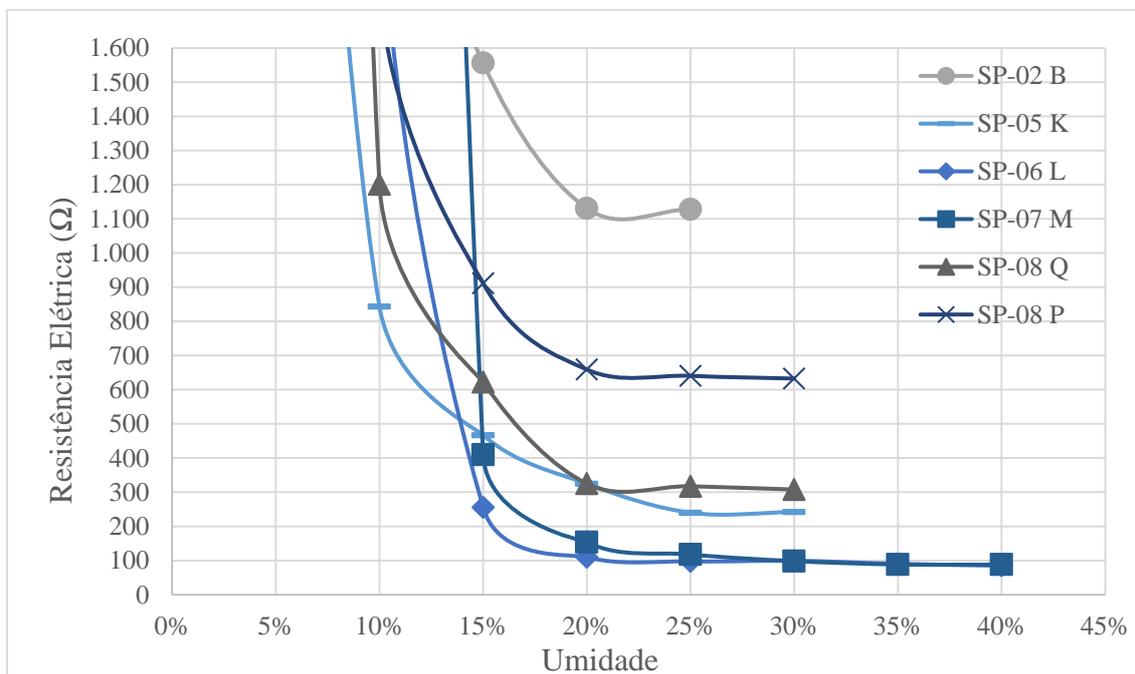
Para melhor entendimento da variação da resistência elétricas com a variação da umidade para todos os solos, os resultados são apresentados na FIGURA 4.17.

FIGURA 4.17 – VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA COM A VARIAÇÃO DA UMIDADE



As resistências residuais podem ser observadas na FIGURA 4.18.

FIGURA 4.18 – VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA RESIDUAL COM A VARIAÇÃO DA UMIDADE



É possível perceber que os solos L e M apresentaram elevados valores de resistência elétrica para umidade de 5% e 10%. Ambas as camadas apresentam maiores valores de limite de liquidez, mesmo sem grande fração de argila, o que indica que a fração não argilosa é constituída de um solo muito fino, com comportamento plástico. Fukue *et. al.* (1999) explicam que os valores de resistividade para solos com

comportamento argiloso são muito altos para baixos teores de umidade, devido a descontinuidade de água livre nos poros. A água presente na amostra é adsorvida, ou seja, formam a dupla camada gerada por forças elétricas entre as partículas do solo e a água, e esse contato é pouco condutivo. Conforme aumenta a umidade, a água passa a ficar livre nos poros, conduzindo a corrente elétrica com maior facilidade, e diminuindo consideravelmente a resistividade elétrica. É o que ocorre com os solos L e M.

A presença de cargas negativas ou positivas nas superfícies das partículas sólidas do solo, ocorre de modo geral na fração de argila. Por outro lado, areia apresenta pouca ou nenhuma carga elétrica em sua superfície, com menor capacidade de retenção de água. Assim, com presença de água, essa fica livre nos canais presentes no solo.

Os solos B, K, Q e P têm valores menores de LL, e maior porcentagem de areia. Para baixos teores de umidade, não apresentam altíssimos valores de resistência como em solos mais finos, pois a água presente no solo está em grande parte livre nos poros. Com o aumento do teor de umidade, tanto areia, silte ou argila apresentam água livre nos poros. Assim sendo, a passagem de corrente elétrica encontra maior dificuldade em solos com grãos maiores, ou seja, grãos de areia, que apresentam baixíssima condutividade elétrica. Por isso, a resistência elétrica residual dos solos arenosos é maior quando comparado com solos compostos de maior fração de argila ou silte, além de não apresentarem grandes variações com o teor de umidade.

A partir do teor de umidade de 20%, a resistência elétrica de todas as amostras tende a se estabilizar, pois a corrente elétrica começa a passar com mais facilidade pela água presente nos poros do solo. Diferentemente do que foi obtido por Fukue *et. al.* (1999), em que o teor de água crítico, momento que água passa a apresentar continuidade nos poros, é equivalente ao limite de plasticidade. No entanto, o solo testado pelos autores era argiloso, e os solos das camadas do presente trabalho são siltosos, de modo que o limite de plasticidade encontrado de 36 e 49%, para os solos L e M respectivamente, não representam o solo como um todo. Os limites de Atterberg são obtidos com o solo passante na peneira de malha 0,42 mm, e o solo utilizado para o presente ensaio é passante na peneira de malha 2 mm. De modo que a fração mais grossa requer menos água para obtenção de maior consistência do solo e não apresentam o mesmo comportamento da fração fina.

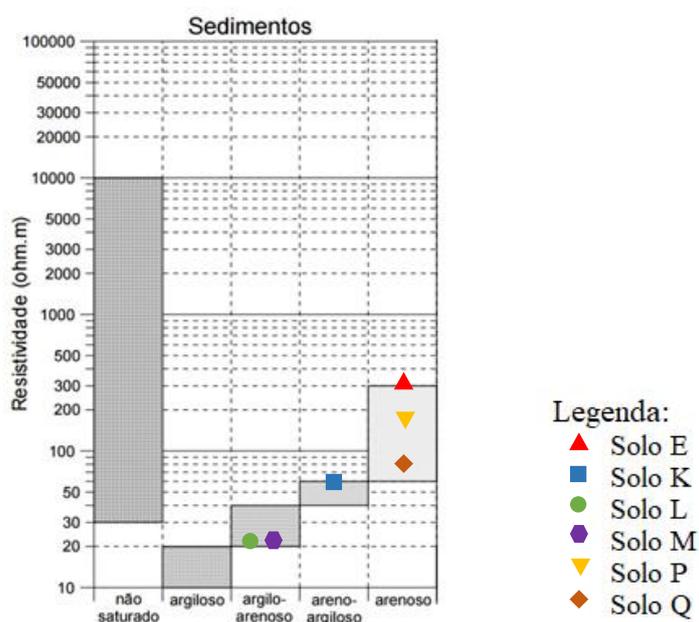
A resistividade elétrica também deve ser analisada de modo que os dados encontrados na literatura relacionam características do solo com resistividade. Os valores de resistividade elétrica residual são apresentados na TABELA 4.10.

TABELA 4.10 – RESISTIVIDADE RESIDUAL DOS SOLOS

Solo	Resistividade elétrica ($\Omega.m$)	Classificação
SP-02 E	300,8	Areia siltosa
SP-05 K	64,5	Silte arenoso
SP-06 L	22,6	Silte arenoso
SP-07 M	23,5	Silte arenoso
SP-08 P	168,7	Areia siltosa
SP-08 Q	82,1	Areia siltosa

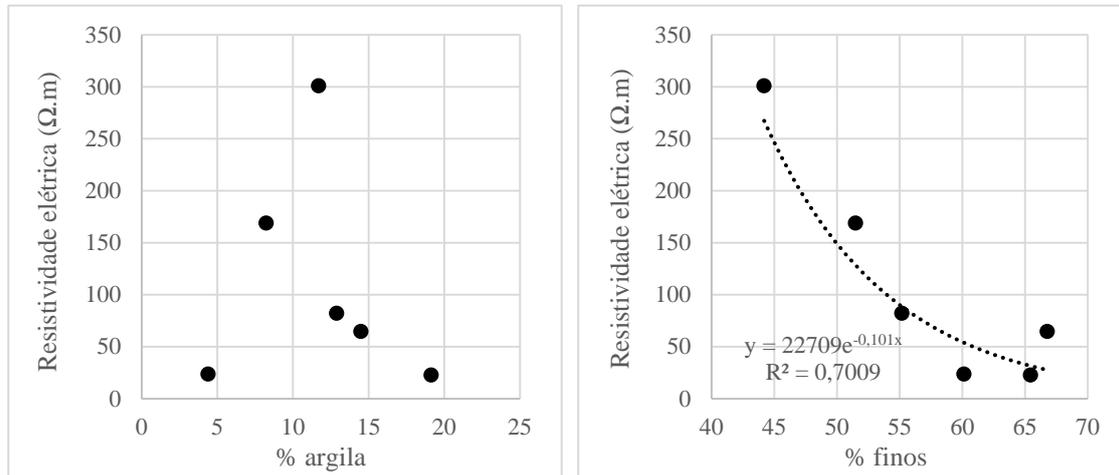
Em relação aos valores de resistividade elétrica, na FIGURA 2.11 são apresentadas faixas de variação para cada tipo de solo. Solos não saturados podem variar entre 30 a 10.000 $\Omega.m$. Por outro lado, os solos saturados: argila varia entre 10 e 20 $\Omega.m$; argila arenosa entre 20 e 40 $\Omega.m$, areia argilosa entre 40 e 60 $\Omega.m$ e solo arenoso entre 60 e 300 $\Omega.m$. Os valores obtidos pelo ensaio condizem com as faixas apresentadas e são indicados na FIGURA 4.19. Os solos L e M se enquadram em argila arenosa, mesmo com baixo teor de argila, apresentam comportamento plástico. O solo K, que também apresenta bastante teor de finos, próximo a faixa de areia argilosa, e os solos E, P e Q, com valores mais altos, na variação de solo arenoso, correspondente com a classificação.

FIGURA 4.19 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS VALORES DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA



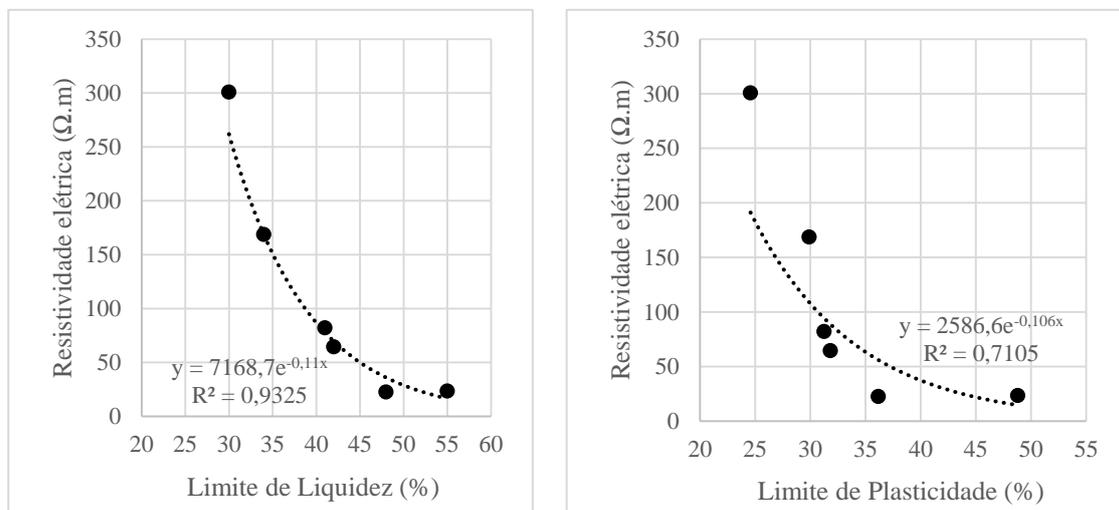
Para entender um pouco melhor o comportamento da resistividade elétrica do solo em relação as suas características granulométricas, na FIGURA 4.20 é apresentada a relação entre resistividade e teores de argila e finos.

FIGURA 4.20 – RELAÇÃO ENTRE RESISTIVIDADE ELÉTRICA E PORCENTAGEM DE ARGILA E FINOS



O gráfico que relaciona resistividade elétrica com a porcentagem de argila não apresenta uma correlação direta entre os valores, uma vez que foi visto pelos limites de Atterberg que o comportamento das amostras é diferenciado. Por outro lado, a resistividade em relação à porcentagem de finos se mostra mais tendenciosa, de maneira mais evidente em relação ao LL com o teor de finos, apresentado na FIGURA 4.4. A resistividade também é comparada com limite de liquidez e plasticidade, e podem ser observados na FIGURA 4.21.

FIGURA 4.21 – RELAÇÃO ENTRE A REISTSVIDADE ELÉTRICA E O LIMITE DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE

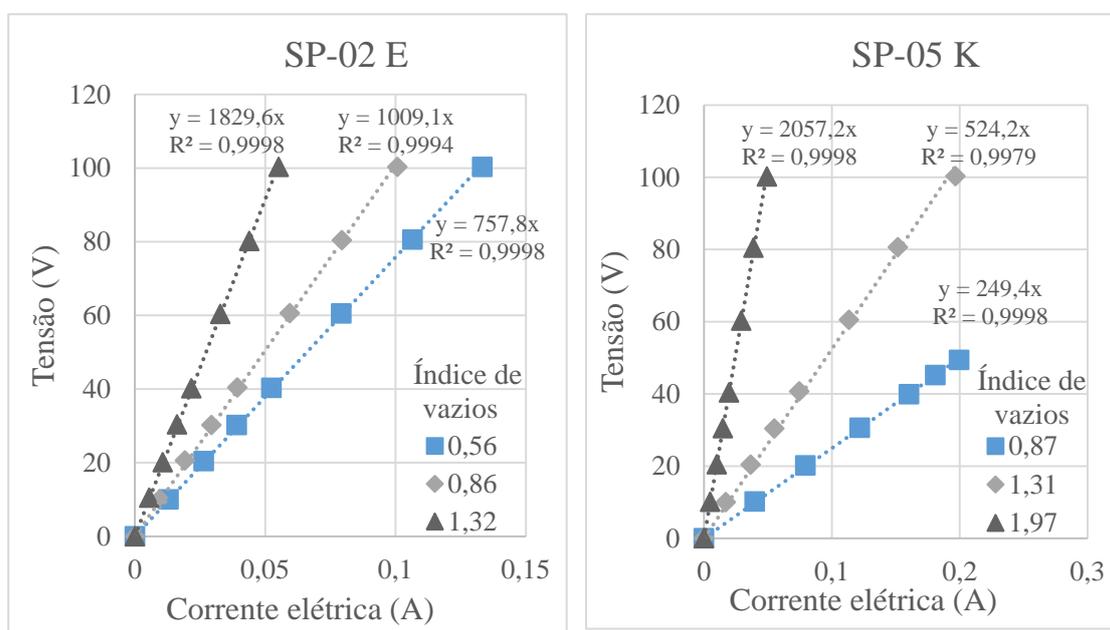


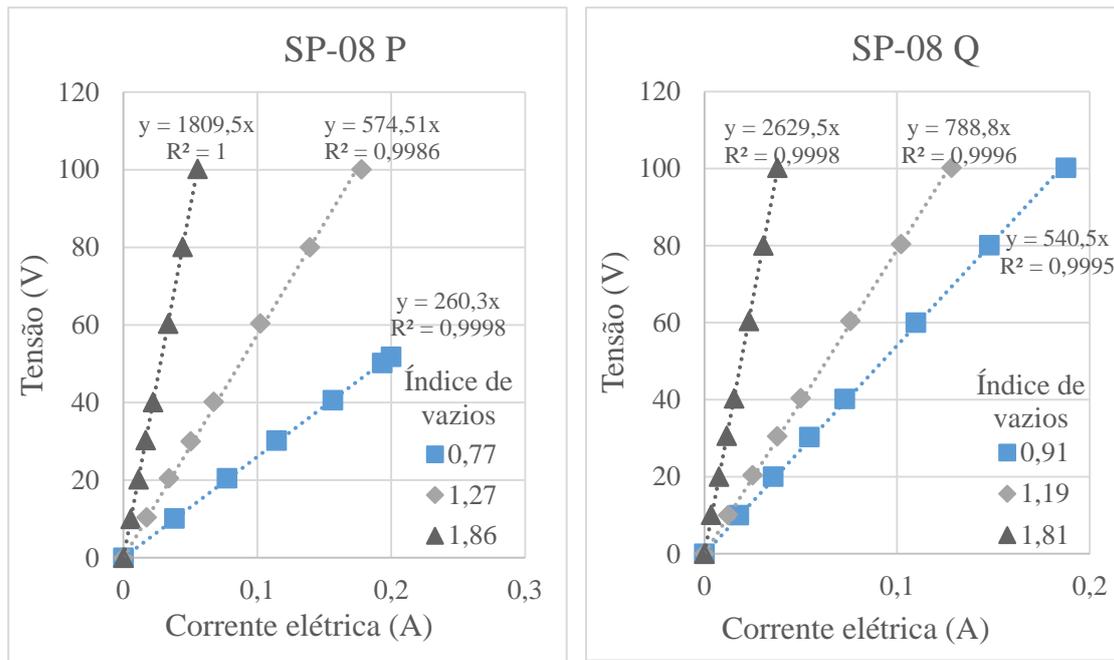
A resistividade elétrica do solo presente no campo experimental apresentou bastante correlação com o limite de liquidez e de plasticidade, que é influenciado principalmente pelo teor de finos. Cabe salientar que esses resultados foram obtidos no campo experimental estudado e não devem ser extrapolados para outras regiões, de modo que o comportamento dos finos, e da estrutura dos solos é determinante na obtenção da resistividade elétrica.

4.2.3.2. Teste 2 – Variação do Índice de Vazios

Para avaliação do comportamento da resistência e resistividade elétrica com a variação do índice de vazios foram utilizadas quatro amostras do teste 1. Na obtenção de índices de vazios inferiores a um, foi necessária maior quantidade de solo. Para avaliar diferentes índices de vazios, foi fixado 20% de umidade na amostra, pois a partir desse teor de umidade, para um mesmo índice de vazios, a resistência tende a se manter constante, como já apresentado anteriormente. Além disso, é a média da umidade natural encontrada em campo. As medições de tensão e corrente, bem como o coeficiente angular da reta que representa a resistência elétrica, são apresentadas na FIGURA 4.22.

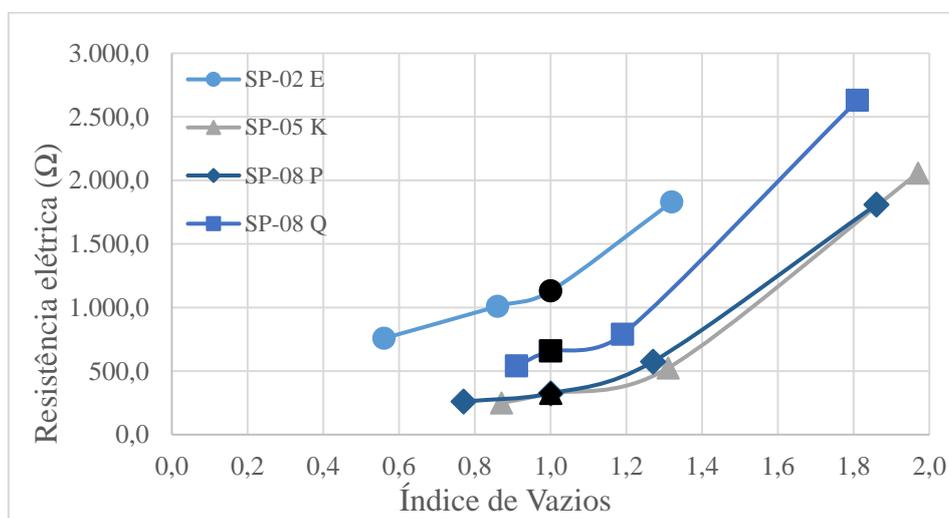
FIGURA 4.22 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA COM VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS





O aumento de índice de vazios gerou um aumento da resistência elétrica do solo, para todas as amostras ensaiadas. O resultado já era esperado, uma vez que quanto mais vazios preenchidos com ar faz com que a corrente elétrica tenha maior dificuldade de ser conduzida, ou seja, maior resistência a passagem da corrente. O coeficiente de determinação (R^2) foi bem próximo de 1, o que indica grande proximidade entre os valores, confirmando a primeira Lei de Ohm. Também são incluídos os valores obtidos para umidade 20% e índice de vazios igual um, obtidos no teste 1, de modo a obter mais um parâmetro da curva. Os valores de resistência elétrica de todas as amostras são apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

FIGURA 4.23 –VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA COM A VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS



Para melhor comparação entre dos resultados, os valores de resistência e resistividade elétrica também são apresentados na TABELA 4.11.

TABELA 4.11 – RESISTÊNCIA E RESISTIVIDADE ELÉTRICA COM VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

Solo	Índice de Vazios	Resistência elétrica (Ω)	Resistividade elétrica ($\Omega.m$)
SP-02 E	0,56	757,8	202,1
	0,86	1.009,1	269,1
	1,0	1.130,8	301,5
	1,32	1.829,6	487,9
SP-05 K	0,87	249,4	66,5
	1,0	324,6	86,6
	1,31	524,2	139,8
	1,97	2.057,2	548,6
SP-08 P	0,77	260,3	69,4
	1,0	325,0	86,7
	1,27	574,5	153,2
	1,86	1.809,5	482,5
SP-08 Q	0,91	540,5	144,1
	1,0	659,1	175,8
	1,19	788,8	210,3
	1,81	2.629,5	701,2

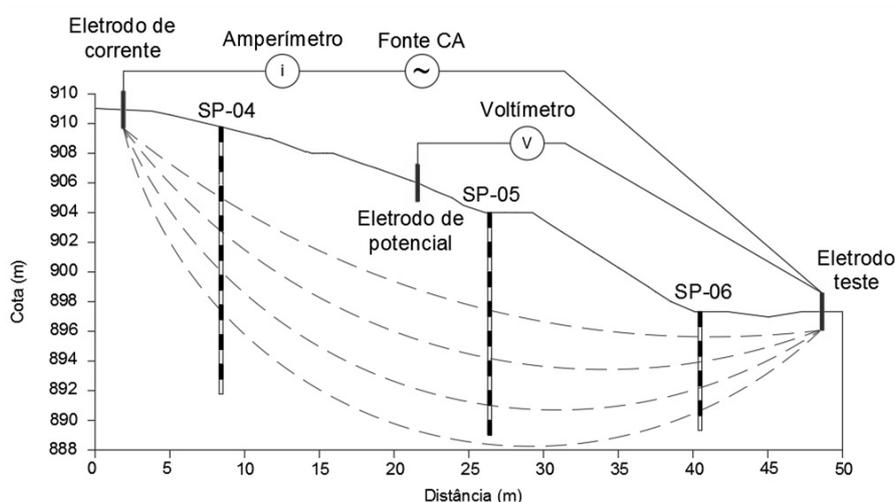
Todas as curvas apresentaram a mesma tendência de aumento da resistência com o aumento do índice de vazios. Os valores do teste 1 foram condizentes com os demais valores, e compreende-se nas curvas. Para os solos K, P e Q, os valores de resistência para índices de vazios pouco menores e pouco maiores que 1 não sofreram muita variação. Essa é mais significativa com o aumento do índice de vazios para valores superiores à 1,3, o que não é válido para o solo E, que apresentou um aumento da resistência para índice de vazios próximo a esse valor. No solo E, com índice de vazios igual a 0,56, inferior aos demais, observou-se uma queda de resistência considerável.

Desse modo, a variação da resistência e da resistividade elétrica com diferentes índices de vazios é mais sensível em solos arenosos. No entanto, para melhor compreensão dessa sensibilidade é necessário a realização de mais ensaios, com mais intervalos entre índice de vazios e com mais amostras.

4.2.4. Ensaios de Resistência Elétrica em Campo

Os ensaios de campo foram realizados de modo a obter a variação da resistência elétrica lateral do talude. Foram testadas 5 seções com a mesma direção em que os grampos serão instalados, representados pela seção 2, na FIGURA 4.24. São apresentadas as sondagens executadas nessa mesma seção. Também foram representadas linhas de fluxo de corrente elétrica simbólicas, uma vez que não é possível determinar seu local exato. Como o eletrodo de potencial está entre os o eletrodo de corrente e o eletrodo teste, a medição da ocorre no patamar de resistência elétrica, como já abordado anteriormente.

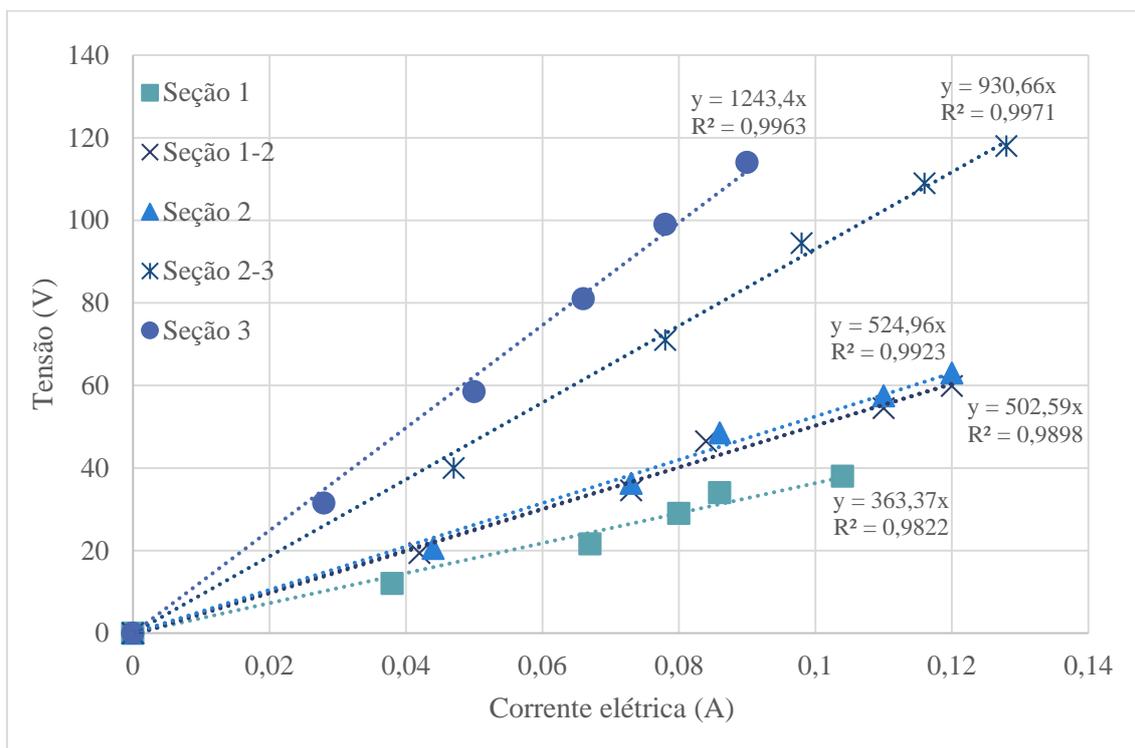
FIGURA 4.24 – MEDIÇÃO DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DA SEÇÃO 2



Fonte: A autora (2017).

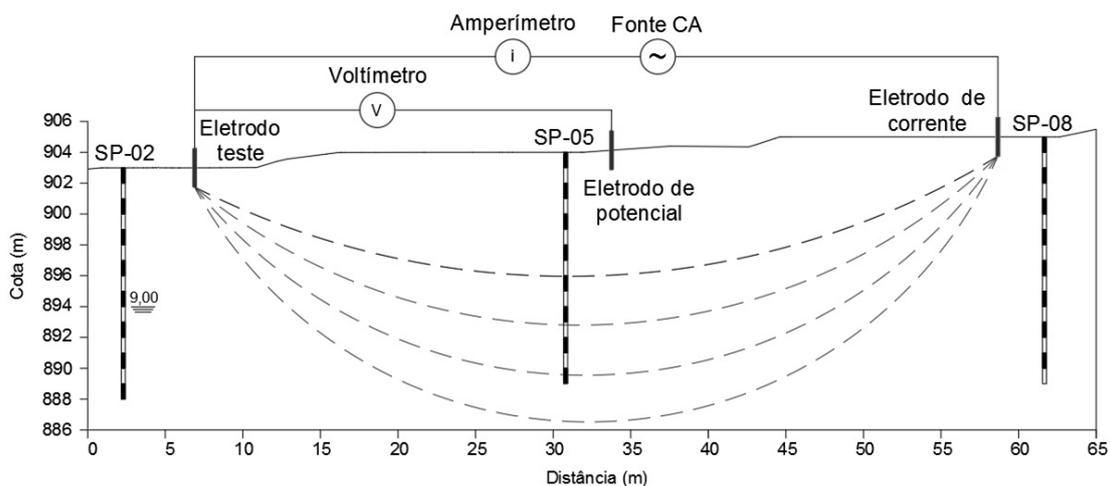
Cabe salientar que é realizada apenas uma medição em cada seção com valores de tensão para 5 incrementos de corrente elétrica. Posteriormente, os valores são plotados em gráficos tensão *versus* corrente com início na origem, desse modo, o coeficiente angular da reta é a própria resistência elétrica (FIGURA 4.25). Pode-se perceber que os valores de tensão obtidos para corrente elétrica próxima de 100 mA (0,1 A) apresentaram-se em grande maioria fora da linha de tendência. Isso ocorre devido a escala de medição do equipamento, que é até 100 mA, e após esse valor é em Ampères. Quando o valor de corrente é próximo ao limite da escala, os valores apresentaram-se imprecisos.

FIGURA 4.25 – MEDIDAS DE TENSÃO E CORRENTE ELÉTRICA NO CAMPO EXPERIMENTAL



Foram realizadas mais duas medições na direção perpendicular à apresentada anteriormente. Executada no primeiro patamar do talude do campo experimental, de modo a avaliar o comportamento da resistência elétrica com o arranjo nos dois sentidos. A seção 2-8, é com o eletrodo teste próximo a sondagem SP-02 (FIGURA 4.26).

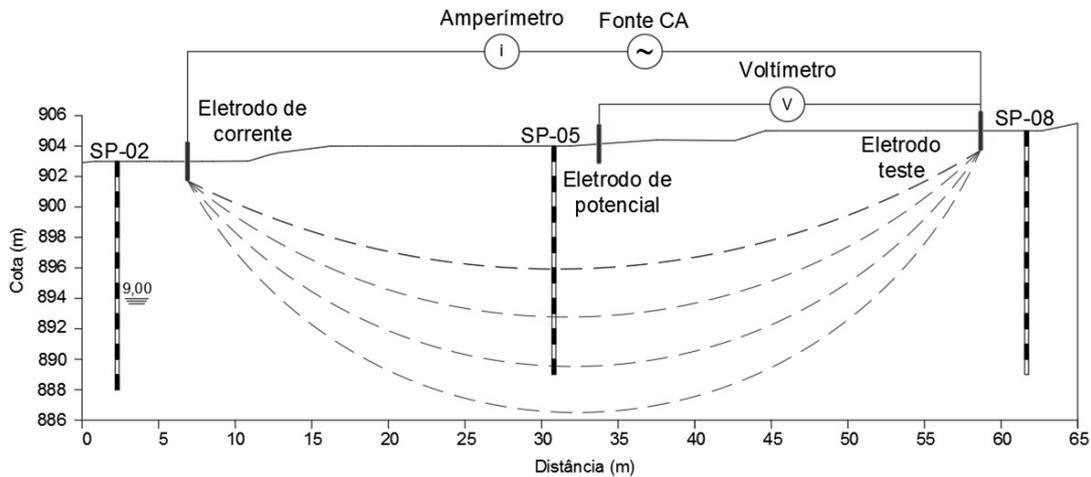
FIGURA 4.26 - MEDIÇÃO DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DA SEÇÃO 2-8



Acredita-se que a medição da resistência elétrica ocorra aproximadamente entre o eletrodo teste e o eletrodo de potencial, coincidentes com as seções intermediárias 1-2 e

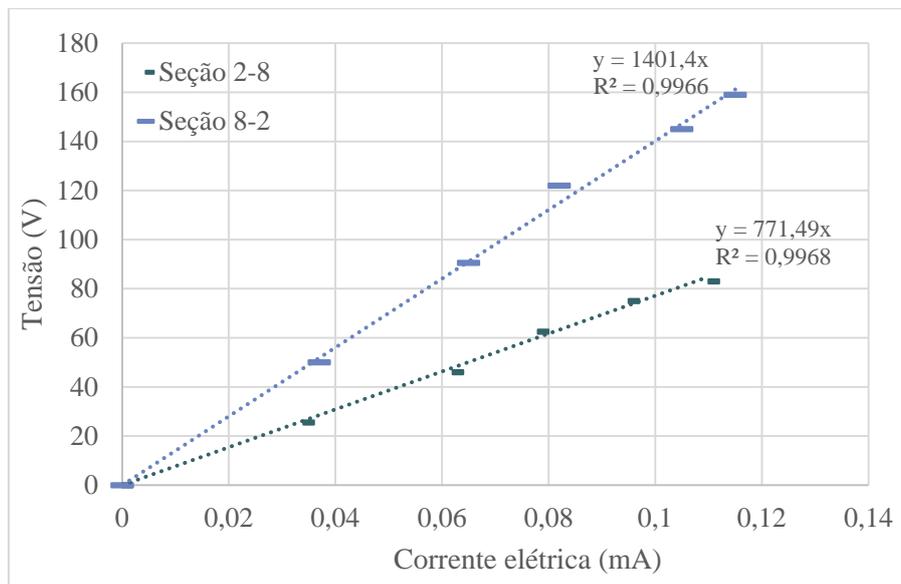
2-3. Para a verificação dos valores de campo, a mesma seção foi testada no sentido em que o eletrodo teste fica próximo à SP-08, como indica a FIGURA 4.27.

FIGURA 4.27 – MEDIÇÃO DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DA SEÇÃO 8-2



As medidas de tensão e corrente para as seções 2-8 e 8-2 são indicadas na FIGURA 4.28

FIGURA 4.28 – MEDIDAS DE TENSÃO E CORRENTE ELÉTRICA NA SEÇÃO TRANSVERSAL



Os valores de resistência elétrica foram menores para medição com o eletrodo teste próximo à sondagem SP-02, quando comparados com a medida na direção contrária, próximo a SP-08. Condizentes com os resultados obtidos nas demais seções.

Considerando a seção 1 como ponto zero, e a distância horizontal como a distâncias entre as seções medidas pelo eletrodo teste, na base do talude, são encontrados os valores de resistência apresentados na TABELA 4.12. Cabe salientar que as medidas

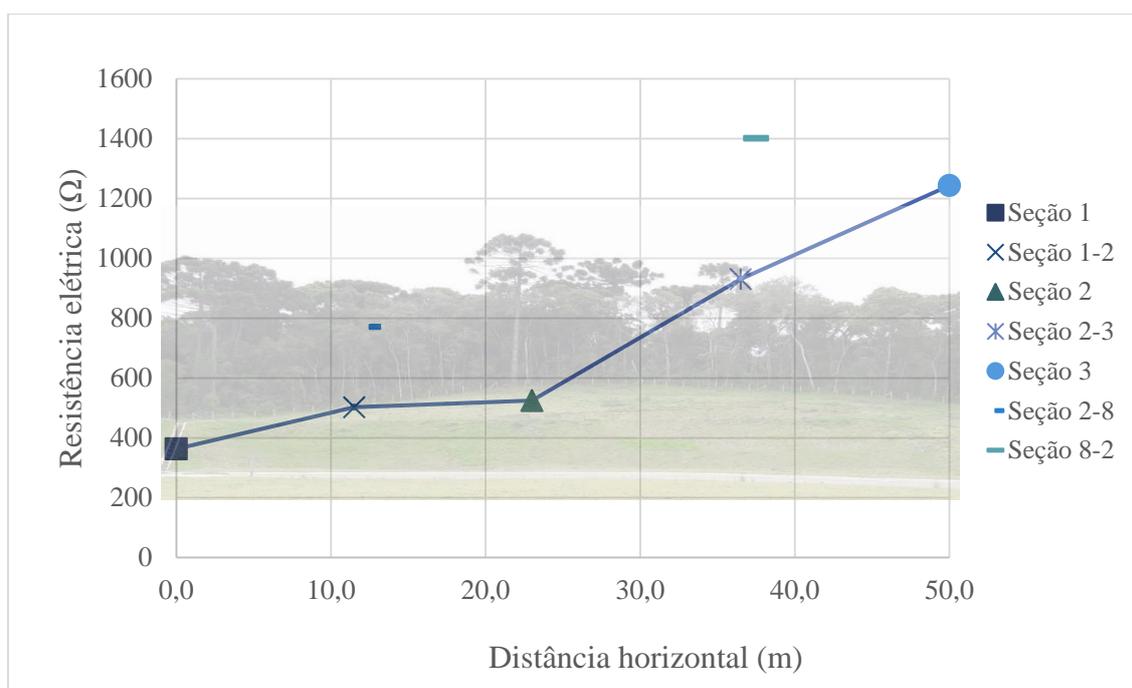
obtidas na seção transversal provavelmente são obtidas próximas às distâncias horizontais das seções intermediárias 1-2 e 2-3. Os valores são um pouco maiores, porque os eletrodos ficaram à 2 m da seção 1-1.

TABELA 4.12 – VALORES DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO CAMPO EXPERIMENTAL

Seção	Distância horizontal (m)	Resistência elétrica (Ω)
1	0	363,37
1-2	11,5	502,59
2	23	524,96
2-3	36,5	930,66
3	50	1.243,40
2-8	12,5	771,49
8-2	37,5	1.401,40

A variação lateral da resistência elétrica é apresentada na FIGURA 4.29.

FIGURA 4.29 – RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO CAMPO EXPERIMENTAL



Cabe salientar que o objetivo do presente trabalho não é comparar os resultados de laboratório com os obtidos em campo, pois resistência elétrica do solo é bastante influenciada pela sua estrutura, como já visto anteriormente.

Considerando a FIGURA 4.8, pode-se perceber que o solo presente próximo a escada hidráulica (SP-02) é predominantemente arenoso, no entanto, apresenta nível de lençol freático a 9 m de profundidade, e o eletrodo teste, localizado na base do talude também pode ser influenciado pelo nível d'água, reduzindo a resistência elétrica da seção.

De acordo com os resultados obtidos em laboratório, para solos mais arenosos e com menor índice de liquidez, a resistência elétrica é maior, quando comparado com solos siltosos com comportamento mais plástico. No entanto, apresenta nível de lençol freático, indicando a existência de solo saturado. Sabendo que a saturação é 100%, com a umidade média de campo de 23% e com o peso específico real dos grãos de $2,65 \text{ g/cm}^3$, é possível obter o índice de vazios da camada saturada igual à 0,6. Ou seja, para todas as demais camadas o índice de vazios provavelmente é maior, pois a umidade e o peso específico real são semelhantes, e a saturação é menor que 100%. Logo, a resistência menor nessa seção pode justificada por haver nível de lençol freático e areia compacta, com menor índice de vazios.

As camadas ensaiadas da SP-05, apresentaram solo silto-arenoso e limites de consistência que reduzem com a profundidade. A média da umidade natural do furo é 23%, mesma umidade da parte saturada da sondagem SP-02, no entanto como não foi encontrado nível d'água, a saturação é inferior a 100%, logo o índice de vazios é maior. Desse modo, essa seção apresenta um solo mais siltoso, que deveria apresentar valor menor quando comparado com a seção 1, no entanto o índice de vazios é maior, o que também é refletido por valores inferiores de N_{SPT} em maiores profundidades.

A seção 3 apresenta um solo superficial siltoso, e em profundidade solo arenoso. Provavelmente a corrente elétrica passe por camadas mais profundas. Como a areia não está saturada, e a umidade média é em torno de 15%, a tendência é o aumento na resistência elétrica.

Os valores obtidos nas seções intermediárias 1-2 e 2-3 apresentaram valores entre as seções principais. Pode-se perceber que as seções 1, 1-2 e 2, apresentam pouca variação de resistência, no entanto, as próximas seções indicaram um aumento considerável da resistência em direção à seção 3.

As medições realizadas no primeiro patamar do talude foram proporcionais as medidas obtidas nas seções intermediárias. Essa medição foi realizada de modo a avaliar a configuração do arranjo dos eletrodos, e indica que a corrente elétrica passa em camadas profundas, pois as linhas equipotenciais são semelhantes às redes de fluxo utilizadas na geotecnia, ou seja, devem fazer 90° com as linhas de corrente. Desse modo, se as linhas de correntes fossem superficiais a medição ocorreria logo abaixo do eletrodo de potencial e deveria se obter valores praticamente iguais para ambos os arranjos.

5. CONCLUSÕES

O solo do campo experimental apresentou características semelhantes ao complexo Gnáissico-Migmatítico, presente na área de estudo, pois consiste em um solo residual derivado de uma rocha metamórfica. Provavelmente é um solo jovem com baixo grau de intemperismo, pois não apresenta solo argiloso em sua constituição. Por isso, apresenta várias lentes, com grande variabilidade lateral, traduzindo-se em um solo heterogêneo. Essas características também foram verificadas através dos laudos de sondagem SPT, das amostras coletadas e dos ensaios de laboratório.

As sondagens SPT constataram que na parte superior do talude existe um horizonte impenetrável ao ensaio, que indica ser fragmento de rocha. O nível do lençol freático foi encontrado em apenas duas sondagens, na seção A-A', e pode ser considerado de modo geral, como solo não saturado. Com o aumento da profundidade o N_{SPT} tende a crescer e a umidade a diminuir. A caracterização geotécnica verificou que o solo em sua grande maioria é formado por areia siltosa e silte arenoso, não estabelecendo horizontes bem definidos. Os limites de Atterberg indicam que mesmo com o baixo teor de argila das camadas, o solo apresenta material fino com comportamento plástico. Mesmo com as distinções entre as características, o solo se mostra semelhante em relação a parâmetros médios.

Os ensaios de laboratório para determinação da resistência e resistividade elétrica são simples e podem ser realizados tanto em amostras deformadas, como indeformadas. No presente trabalho foram utilizadas amostra deformadas, de modo a avaliar como é o comportamento da resistência elétrica com a variação dos parâmetros de umidade e índice de vazios do solo. Para um índice de vazios constante igual a um, o aumento do teor de umidade da amostra originou um decréscimo da resistência elétrica, até atingir um patamar em que a resistência permanece constante, denominada resistência residual, pois a corrente elétrica passa principalmente através da água nos poros do solo.

Os solos com maior limite de liquidez (48 e 55%) apresentaram comportamento de solos argilosos, em que baixos teores de umidade de até 10%, obtiveram resistência elétrica muito alta, devido a descontinuidade de água nos poros do solo, que está adsorvida. Com o acréscimo de água, a resistência elétrica sofre grande redução, com valores de resistência residual inferior ao de solos mais arenosos, pois a água passa a permanecer nos poros.

As amostras com maior teor de areia apresentaram menores variações de resistência elétrica, e a resistência residual foi maior quando comparado com os solos mais finos. Isso ocorre devido aos diâmetros dos grãos serem maiores, o que reduz a condutividade elétrica do solo. A resistência elétrica residual do solo do campo experimental apresentou correlação direta com o limite de liquidez.

As camadas também foram avaliadas para valores de índices de vazios superiores e inferiores à um, com teor de umidade constante em 20%. É possível perceber um aumento considerável da resistência elétrica com o aumento do índice de vazios, que pode ser explicado pela maior presença de vazios no solo, reduzindo a passagem de corrente elétrica e aumentando a resistência obtida. Para índices de vazios menores de um, a redução da resistência elétrica não foi tão acentuada quando comparada para índices superiores. Cabe ressaltar que a norma NBR 16254-1 leva em consideração somente a umidade da amostra, mas a maneira que o solo é disposto na caixa padrão do ensaio, bem como o grau de compactação apresentam uma variação significativa de resistência e resistividade elétrica.

Em relação a resistividade elétrica, as camadas ensaiadas apresentaram valores condizentes com os apresentados na literatura. Cabe salientar que a resistividade para solos não saturados apresenta uma grande faixa de variação. Com o aumento da umidade do solo, a saturação também aumenta, logo, a resistência residual permite obter a resistividade elétrica para solos saturados, uma vez que esse valor tende a permanecer constante, mesmo com acréscimo de água.

Os resultados preliminares de resistência elétrica indicaram que esta varia lateralmente no campo experimental, o que pode ser justificado pela presença de nível de lençol freático, que reduz a resistência, e pela heterogeneidade do solo encontrado em campo. Essa variação deve ser levada em consideração na realização dos ensaios futuros nos grampos da contenção experimental.

Algumas variáveis não controláveis devem ser avaliadas de modo a reduzir erros, como por exemplo a precisão do equipamento, que afeta diretamente nos resultados obtidos, e também as condições de manutenção dos eletrodos, dos fios e dos grampos de ligação com a barra. É importante avaliar se as medições foram realizadas em dias secos ou chuvosos, pois a umidade, como mostraram os ensaios interfere significativamente nos resultados. De modo geral, os ensaios realizados em campo foram simples e rápidos.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A utilização de métodos não destrutivos em contenções é pouco conhecida em âmbito nacional, o que gera muitas dúvidas em relação à procedimentos, equipamentos e interpretação de resultados. Essas questões geradas durante o estudo, permitem identificar caminhos que podem contribuir e dar continuidade a pesquisa realizada. Desse modo, são sugeridas algumas ideias para trabalhos futuros:

- Realizar sondagem geofísica de eletrorresistividade com caminhamento elétrico dipolo-dipolo ao longo de todo o talude e sondagem elétrica vertical (SEV) no patamar intermediário próximo as sondagens.
- Coletar amostras indeformadas para obtenção de parâmetros de campo como índice de vazios e umidade natural, além de realizar ensaios complementares de permeabilidade e resistência ao cisalhamento.
- Obter valores de resistência e resistividade elétrica com ensaios de laboratório em amostras indeformadas e deformadas, para avaliar a estrutura do solo.
- Realizar medições de resistência elétrica em campo após concepção do solo grampeado experimental em dias secos e chuvosos, a fim de comparar com os valores de resistência elétrica preliminares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABU-HASSANEIN, Z. S., BENSON, C. H., BLOTZ, L. R. – Electrical Resistivity of Compacted Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5): 397- 406, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13133: Execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15749. Medição de resistência de aterramento e de potenciais na superfície do solo em sistemas de aterramento. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16254-1: Materiais para sistemas de aterramento. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5882-07: Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations. ASTM: West Conshohocken, PA, USA. 2007.

ANTT – AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. Manual de monitoração de rodovias sob concessão. Volume 5. Manual de monitoração dos terraplenos e estruturas de contenção. Rio de Janeiro: 2008.

BASTOS, I. G.; WOLLE, C. M. E; FUTAI, M. M. Estabilização de Encostas Através de Drenagem Profunda. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, GO, Brasil: 2014.

BELTANI, J. M. Medição de malha de terra em subestações energizadas. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista. Métodos Geométricos Aplicados à Hidrogeologia. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. São Paulo, 2007.

BOSZCZOWSKI, R. B. Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: 2008.

BOSZCZOWSKI, R. B.; LIGOCKI, L. P. Características geotécnicas dos solos residuais de Curitiba e RMC. In: NEGRO, A.; NAMBA, M.; SANCHES, V. L.; DYMINSKI, A. S.; KORMANN, A. C. M. Seminário *Twin Cities*: Solos da Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. ABMS. D'Livros. São Paulo: 2012.

BRAGA, A. C. O. Métodos da eletrorresistividade e polarização induzida aplicados nos estudos da captação e contaminação de águas subterrâneas: uma abordagem metodológica e prática. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista. Rio Claro: 2006.

CAETANO, C. C., ROEDEL, L., MIKOS, A. P., FARO, V. P., SESTREM, L. P. Drenagem em Obras de Contenções Viárias. XVIII COBRAMSEG. Belo Horizonte, 2016.

CARTZ, L. Nondestructive Testing: radiography, ultrasonics, liquid penetrant, magnetic particle, eddy current. ASM International. Milwaukee WI USA, 1995.

CLIMATE-DATA. Clima: São José dos Pinhais. Disponível em <<https://pt.climate-data.org/location/4495/>>. Acesso em: 12 dez 2016.

CHEUNG, W. M. Non-destructive tests for determining the lengths of installed steel soil nails. Geo Report 133. Geotechnical engineering office. Civil engineering department. Hong Kong: 2003.

CHEUNG, W. M. Use of Time Domain Reflectometry to determine the length of steel soil nails with pre-installed wires. GEO Report 198. Geotechnical engineering office. Civil engineering and development department. Hong Kong: 2006.

CHEUNG, W. M.; LO, D. O. K. Interim report on non-destructive tests for checking the integrity of cement grout sleeve of installed soil nails. Geo Report 176. Geotechnical engineering office. Civil engineering and development department. Hong Kong: 2005.

CHEUNG, W. M. LO, D. O. K. Use of time-domain reflectometry for quality control of soil-nailing works. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Hong Kong: 2011.

CHIOSSI, N. J. Geologia Aplicada a Engenharia. Grêmio Politécnico. São Paulo: 1979.

CIOLKO, A. T., TATABAI, H. Nondestructive methods for condition evaluation of prestressing steel strands in concrete bridges. Final Report. National Cooperative Highway Research Program. Illinois. Março: 1999.

CLOUTERRE. French National Research Project Clouterre. Recommendations Clouterre – 1991 for designing, calculating, constructing and inspecting Earth support systems using soil mailing. 302 p. Paris: 1991.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. Mapa Geodiversidade da Folha Curitiba. Programa Mapeamento Geológico e de Recursos Minerais em Áreas de Fronteira. SG. 22. Disponível em: < http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/14720/geodiversidade_curitiba.pdf?sequence=1>. Acesso em: 10 jan 2017. São Paulo, 2010.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. Mapa Geodiversidade do Estado do Paraná. Disponível em: < <http://www.cprm.gov.br/publique/Gestao-Territorial/Geodiversidade/Mapas-de-Geodiversidade-Estaduais-1339.html>>. Acesso em: 12 jan 2017. São Paulo, 2006.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Anuário CNT do Transporte – Estatísticas consolidadas. Brasil: 2016.

CORDEC. Método RIMT®. Disponível em: <<http://www.cordecdobrasil.com.br/servicos/metodo-himt.php>>. Acesso em: 25 nov 2015.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 093. Solos – Determinação da Densidade Real. Norma Rodoviária. Métodos de Ensaio. 1994.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. Sistema Rodoviário Estadual – 2015 revisado. Secretaria de Estado de Infraestruturas e Logística. Paraná: 2016.
- FIORI, A. P.; SALAMUNI, E. Geologia de Curitiba e Arredores. In: NEGRO, A.; NAMBA, M.; SANCHES, V. L.; DYMINSKI, A. S.; KORMANN, A. C. M. Seminário *Twin Cities*: Solos da Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. ABMS. D’Livros.São Paulo: 2012.
- FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade de taludes. Curitiba: Editora UFPR, 2016.
- FUKUE, M., MINATO, T., HORIBE, H., & TAYA, N. The micro-structures of clay given by resistivity measurements. *Engineering geology*, 54(1), 43-53. 1999.
- FUNDESTAC. Parecer geotécnico. Fundestac Engenharia de Fundações Ltda. São José dos Pinhais: 2016. Relatório técnico.
- GEROLLA, G. Terra Firme. Técnica, São Paulo. Edição 123. Junho de 2007. Editora PINI. Disponível em: < [http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/123/artigo285379 - 6.aspx](http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/123/artigo285379-6.aspx)>. Acesso em: 15 mar 2016.
- GERSCOVICH, Denise Maria Soares. Estabilidade de taludes. Universidade Estadual do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.
- GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Editora Universidade de São Paulo, 1984.
- GUIMARÃES NETO, J.M. Estudo de Metodologias Adotadas no Cálculo de Estruturas de Contenção com Solos Grampeados (Soil Nailing) Com a Apresentação de um Estudo de Caso. Trabalho Final de Curso, Feira de Santana, BA, Bahia: 2008.
- HOLA, J., SCHABOWICZ, K. State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures – anticipated development trends. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. Vol. X. No. 3. 2010.
- IBGE. Censo IBGE 2010. Disponível em:< <http://www.censo2010.ibge.gov.br/>>. Acesso em: 10 jan 2017.

INSPESIS. Análise do comportamento estrutural dos cabos protendidos longitudinais do elevado da Avenida Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Concessionária da Ponte Presidente Costa e Silva, 2006. Relatório técnico. Anexo 5.1.

JACKSON, P. D.; TAYLOR SMITH, D.; STANDFORDS, P. N. Resistivity-porosity-particle shape relationships for marine sand. Society of Exploration Geophysicists. Londres: 1978.

JAYAWICKRAMA, P. W.; TINKEY, Y.; GONG, J.; TURNER, J. Non-Destructive Evaluation of Installed Soil Nails. Report No. FHWA/TX 07-258 p. Texas: 2007.

LAZARTE, C. A., ROBINSON, H., GÓMEZ, J. E., BAXTER, A., CADDEN, A., & BERG, R. (2015). Soil Nail Walls Reference Manual (No. FHWA-NHI-14-007).

LEE, C. F. ARUP O. Review of Use of Non-Destructive Testing in Quality Control in Soil Nailing Works. GEO Report 219 Geotechnical engineering office. Civil engineering and development department. Hong Kong: 2007.

LIAO, S. T.; HUANG, C. K.; WANG, Chung-Yue. Sonic echo and impulse response tests for length evaluation of soil nails in various bonding mediums. Canadian Geotechnical Journal, v. 45, n. 7, p. 1025-1035, 2008.

LIU, W., HUNSPERGER, R. G., CHAJES, M. J., FOLLIARD, K. J., KUNZ, E. Corrosion detection of steel cables using Time Domain Reflectometry. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 14, n. 3, p. 217-223. 2002.

MANSUR, R. K. Estudo Teórico sobre os Métodos de Medição de Resistência e Resistividade de Aterramento. Monografia. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos: 2014.

MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de geotecnia. São Paulo: Editora Ofinina de Textos, 2ª edição, 2010.

MASSAD, F. Mecânica dos solos experimental. São Paulo: Editora Ofinina de Textos, 1ª edição, 2016.

MIKOS, A. P., ROEDEL, L., CAETANO, C. C., KORMANN, A. C. M., FARO, V. P., SESTREM, L. P., TEIXEIRA, S. H. C. Aplicabilidade de métodos não destrutivos em estruturas de contenção: cortinas atirantadas e solo grampeado. XVIII COBRAMSEG. Belo Horizonte, 2016.

MINEROPAR. Atlas Geológico do Estado do Paraná. Minerais do Paraná. Paraná: 2001.

MINEROPAR. Mapa geológico do Paraná. Folha de Curitiba. Paraná, 2005. Escala: 1:250.000.

ORTIGÃO, J. A. R., PALMEIRA, E. M., ZIRLIS, A. Experience with soil mailing in Brazil: 1970-1994. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering. London:1995.

PECCIN, A. S. Cortinas atirantadas: verificação da segurança estrutural após o rompimento de tirantes. Trabalho de Graduação. Bacharel em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

PINTO, C. de S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo: 2006.

PITTA, C. A., SOUZA, G. J. T., ZIRLIS, A. C., FERREIRA, J. F. C. Quanto tempo durarão as cortinas atirantadas executadas a partir da década de 70? 30 anos?. XIII COBRAMSEG. 2006.

PRESS, F., SIEVER, R., GROTZINGER, J., JORDAN, T. H. Para entender a Terra. Editora Book-man. Porto Alegre: 2006.

RINCENT. Método não-destrutivo de verificação de tirantes. Disponível em: < <http://www.rincent.com.br/Folders%20site/Folder%20Tirantes.pdf>>. Acesso em: 02 nov 2015.

SALAMUNI, E. Tectônica da bacia sedimentar de Curitiba (PR). Tese de Doutorado. UNESP. 214 p. Rio Claro, 1998.

SANTOS, G.A.F. (2014) Soluções de Pregagem para a Estabilização de Taludes: uma Contribuição para o seu Dimensionamento, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade Nova de Lisboa.

SCHIOCHET, F. BR-277 tem fluxo alto para as praias e no retorno para Curitiba. Gazeta do Povo. Paraná. 01 jan. 2016. Disponível em < <http://www.gazetadopovo.com.br/vida-e-cidadania/verao/br-277-tem-fluxo-alto-para-as-praias-e-no-retorno-para-curitiba-bbt9vcc76wovzrskywb2pkje>> Acesso em: 15 ago. 2016.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição. Oficina de Textos, 2012.

SIGA Jr, O; BASEI, M. A. S.; REIS NETO, J. M.; MARCHIAVELLI, A.; HARARA, O. M. O Complexo Atuba: um cinturão Paleoproterozóico intensamente retrabalhado no Neoproterozóico. Boletim do Instituto de Geociências, Série Científica, USP, v. 26, p. 69-98, 1995.

SHIU, Y. K.; CHEUNG, W. M. Long-term durability of steel soil nails. Geo Report 135. Geotechnical engineering office. Civil engineering and development department. Hong Kong: 2003.

SOLOTRAT. *Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat*. 5ª ed. São Paulo: 2015. 108 p.

SOUZA, G. J. T.; PITTA, C. A.; ZIRLIS, A. C. Solo grampeado – aspectos executivos do chumbador. IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas. Salvador: 2005.

SU-SJP. Secretaria de Urbanismo de São José dos Pinhais. Portal da História. Disponível em: <<http://historiandosjp.blogspot.com.br/2015/09/o-campo-e-cidade-se-integram-pelas-vias.html>>. Acesso em: 10 jan 2017.

TALAMINI NETO, E. Caracterização geotécnica do subsolo de Curitiba para o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo. Dissertação de Mestrado. São Carlos, USP, 2001.

TANG, C.S.C., CHENG, P.F.K. Use of Time Domain Reflectometry (TDR) with pre-installed wires to check the grout integrity of soil nail. GEO Report 304. Geotechnical engineering office. Civil engineering and development department. Hong Kong: 2014.

TANG, T., YEUNG, A.T. Full-Scale Field Testing of Surface Waves – TDR Technique in Integrity Evaluation of Large-Diameter Bored Piles, Proc. TDR 2006, Purdue University, West Lafayette, USA: 2006.

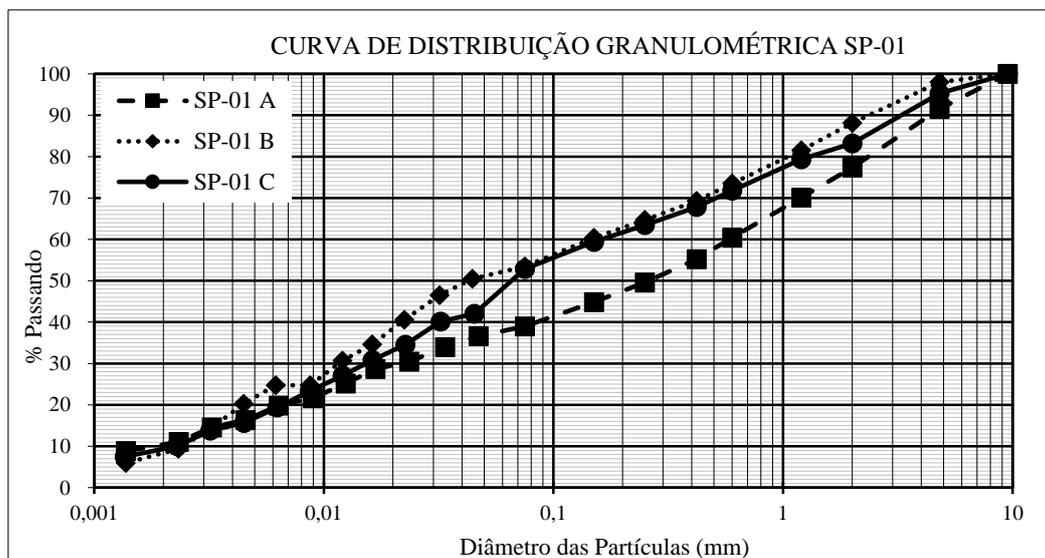
TURNER, M J. Trial soil nail wall using Permanail corrosion-free soil nails. Ground Engineering, 1999. pp. 46-50.

VAZ, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. In: Solos e Rochas. São Paulo: 1996.

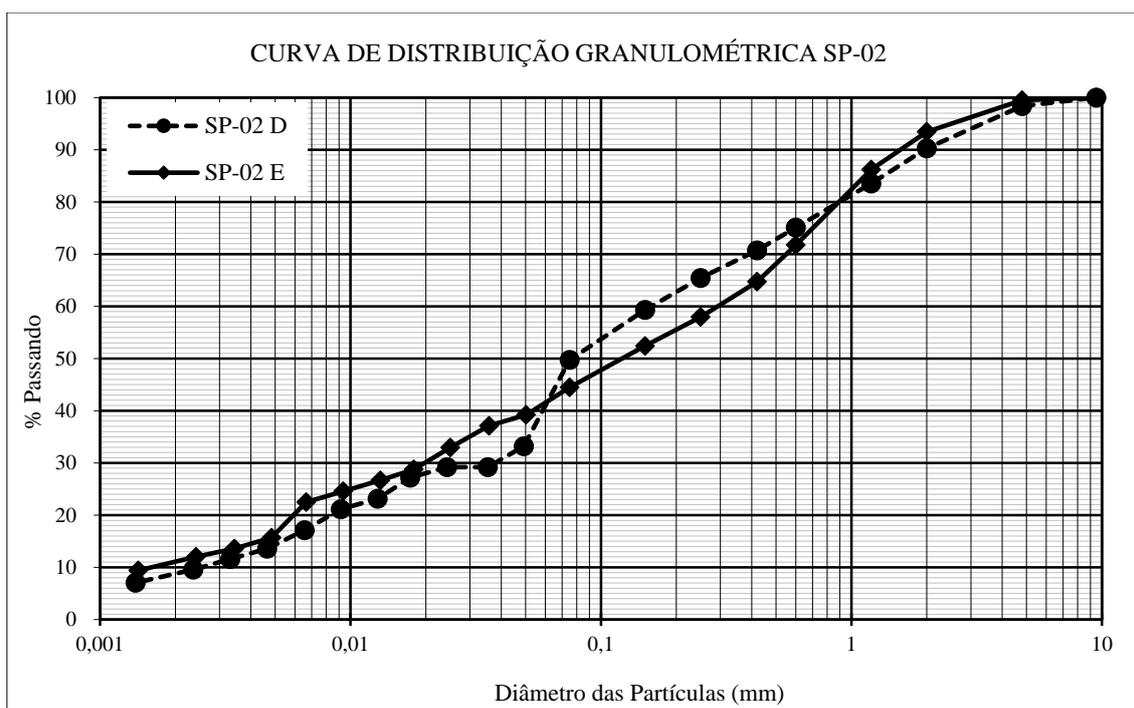
WAXMAN, M. H., SMITS, L. J. M. Electrical conductivities in oil-bearing shaly sands. Society of Petroleum Engineers Journal, 8(02), 107-122. 1968.

WITHIAM, J. L.; FISHMAN, K. L.; GAUS, M. P. (2001). Evaluation of metal-tensioned systems in geotechnical applications, Phase I. National Cooperative Highway Research Program. Illinois. 2001.

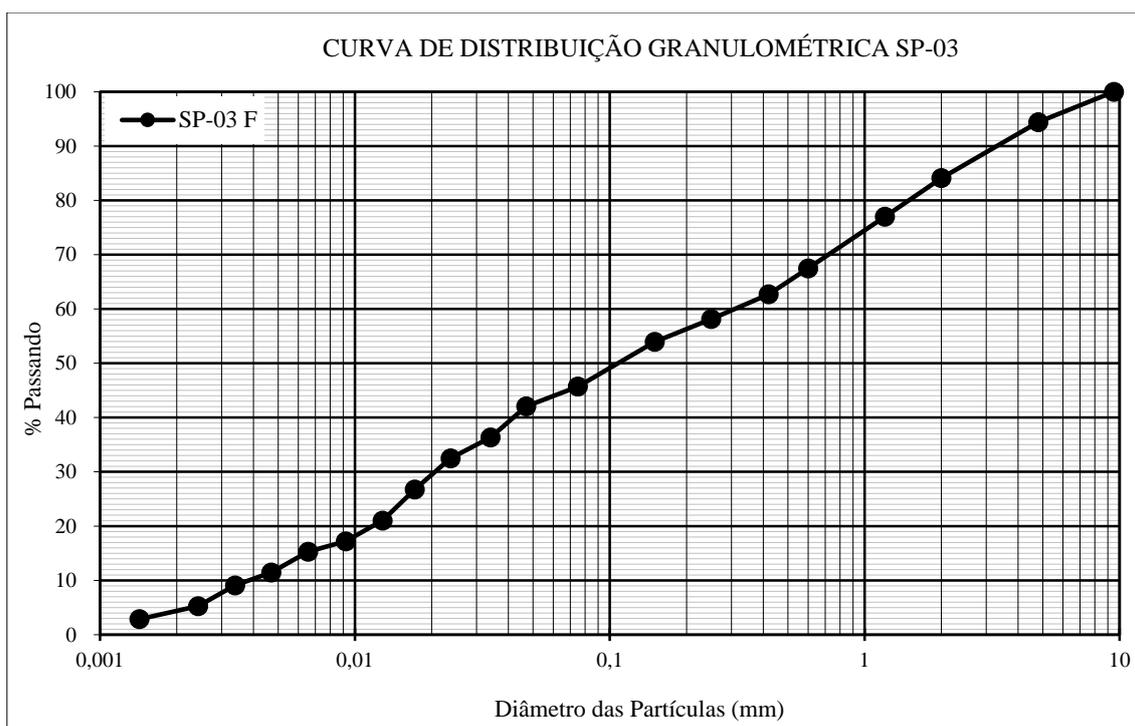
APÊNDICE 1 – GRANULOMETRIA



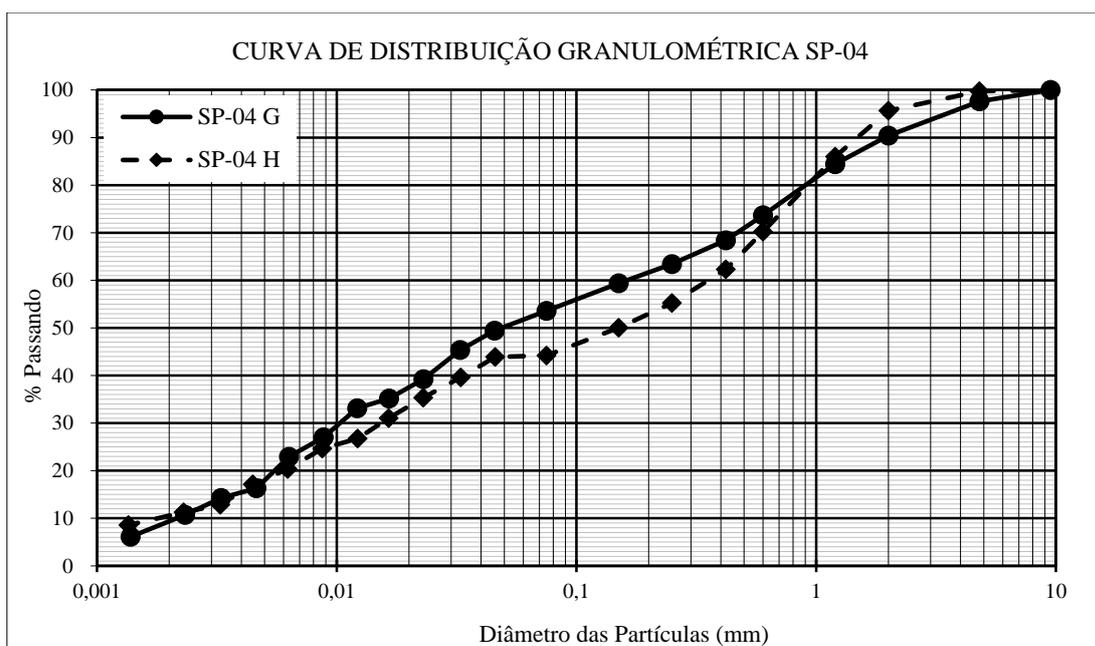
SP-01 A		SP-01 B		SP-01 C	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100,00	50	100,00
38	100,00	38	100,00	38	100,00
25	100,00	25	100,00	25	100,00
19	100,00	19	100,00	19	100,00
9,5	100,00	9,5	100,00	9,5	100,00
4,8	91,51	4,8	97,98	4,8	95,28
2	77,36	2	88,13	2	83,19
1,2	70,10	1,2	81,53	1,2	79,36
0,6	60,41	0,6	73,49	0,6	71,77
0,42	55,21	0,42	69,30	0,42	67,81
0,25	49,59	0,25	64,69	0,25	63,46
0,15	44,84	0,15	60,39	0,15	59,40
0,075	38,96	0,075	53,43	0,075	52,83
0,0471	36,62	0,0443	50,45	0,04518	42,02
0,0337	33,97	0,0319	46,49	0,03221	40,15
0,0235	30,44	0,0224	40,56	0,02264	34,55
0,0168	28,68	0,0162	34,62	0,01627	30,81
0,0124	25,15	0,0120	30,67	0,01207	27,08
0,0089	21,62	0,0087	24,73	0,00867	23,34
0,0064	19,86	0,0062	24,73	0,00626	19,37
0,0046	16,33	0,0045	20,28	0,00449	15,64
0,0033	14,56	0,0032	14,34	0,00320	13,77
0,0023	11,03	0,0023	9,40	0,00229	10,04
0,0014	8,82	0,0014	5,94	0,00136	7,47



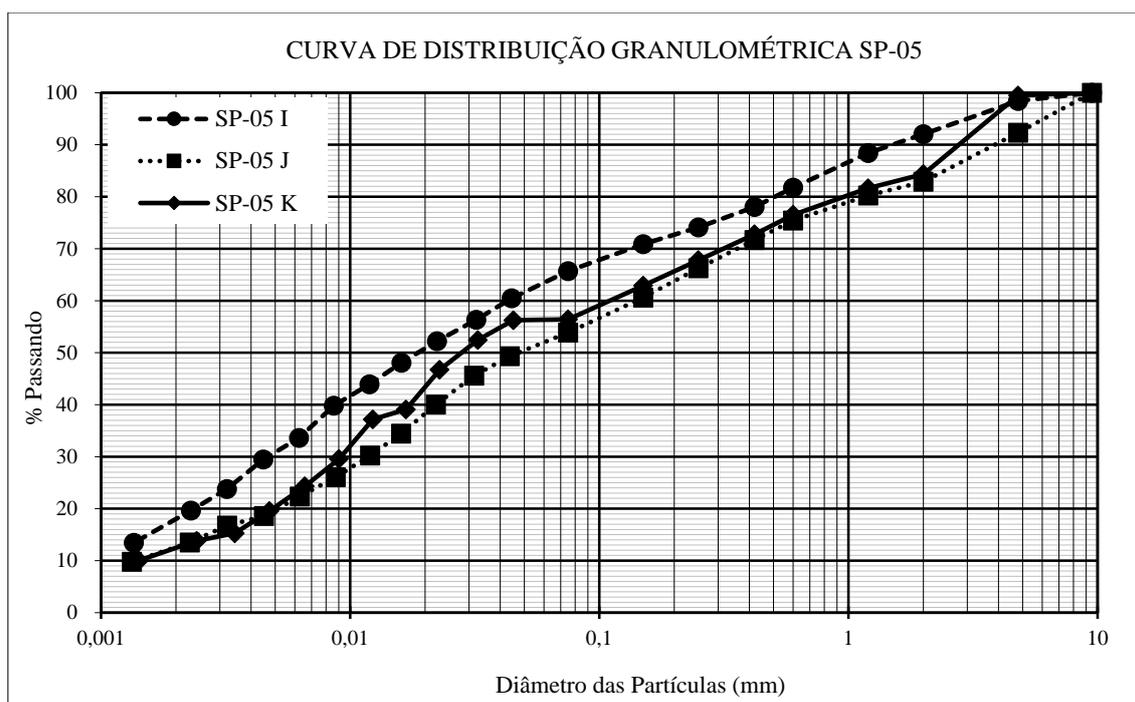
SP-02 D		SP-02 E	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100
38	100,00	38	100
25	100,00	25	100
19	100,00	19	100
9,5	100,00	9,5	100
4,8	98,36	4,8	99,50
2	90,28	2	93,44
1,2	83,53	1,2	86,20
0,6	75,09	0,6	71,75
0,42	70,74	0,42	64,72
0,25	65,43	0,25	57,96
0,15	59,32	0,15	52,41
0,075	49,75	0,075	44,48
0,04924	33,21	0,05025	39,22
0,03535	29,19	0,03574	37,13
0,02429	29,19	0,02502	32,95
0,01731	27,18	0,01790	28,76
0,01284	23,15	0,01315	26,67
0,00915	21,14	0,00935	24,58
0,00656	17,11	0,00665	22,49
0,00465	13,59	0,00484	15,69
0,00331	11,57	0,00344	13,60
0,00236	9,56	0,00242	12,03
0,00139	7,05	0,00142	9,41



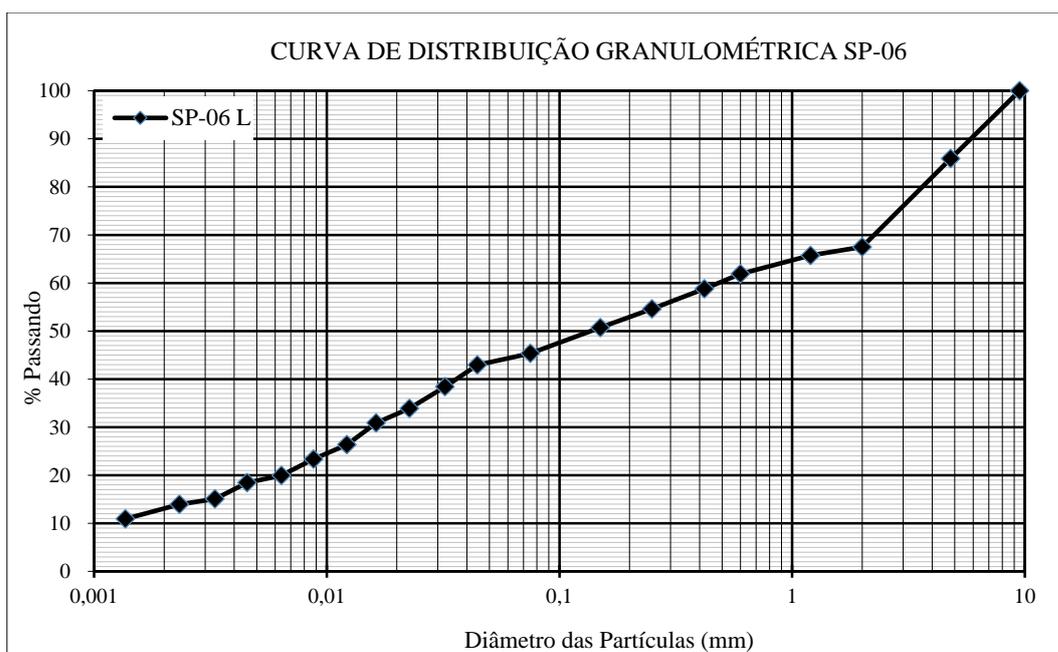
SP-03 F	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100
38	100
25	100
19	100
9,5	100
4,8	94,40
2	84,11
1,2	76,99
0,6	67,47
0,42	62,71
0,25	58,14
0,15	53,93
0,075	45,70
0,04700	42,05
0,03404	36,32
0,02374	32,50
0,01719	26,76
0,01284	21,03
0,00921	17,20
0,00656	15,29
0,00470	11,47
0,00339	9,08
0,00243	5,26
0,00143	2,87



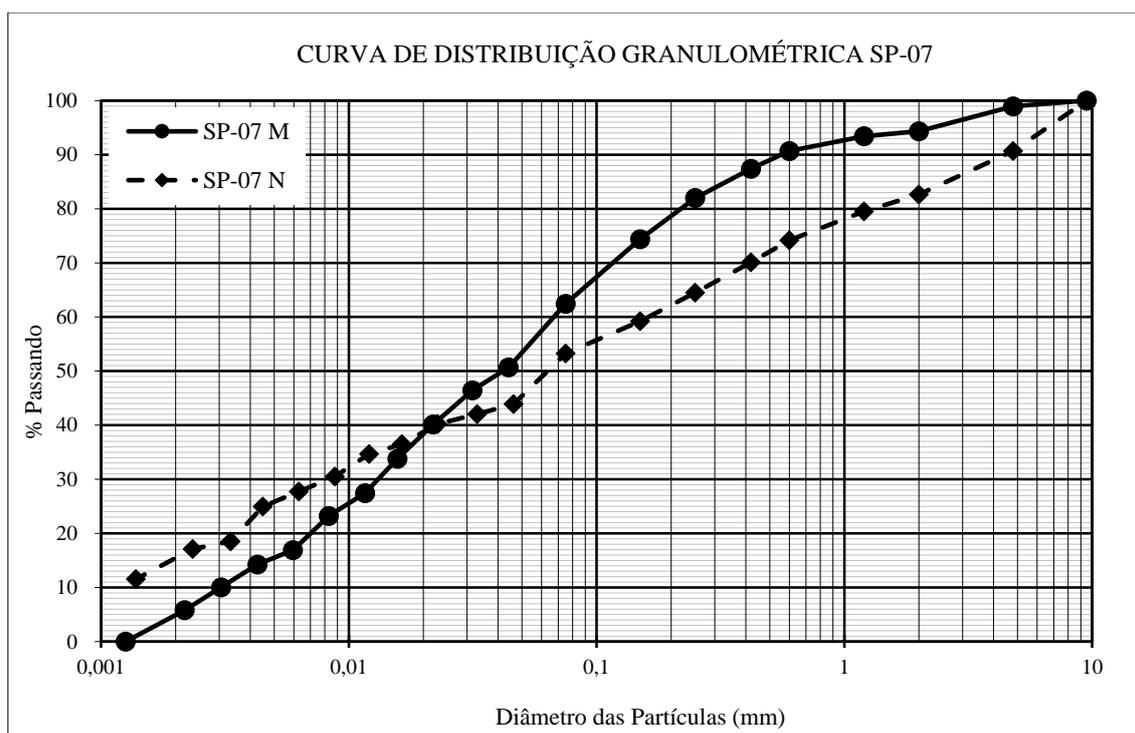
SP-04 G		SP-04 H	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100
38	100,00	38	100
25	100,00	25	100
19	100,00	19	100
9,5	100,00	9,5	100
4,8	97,62	4,8	99,76
2	90,41	2	95,66
1,2	84,43	1,2	86,00
0,6	73,67	0,6	70,23
0,42	68,43	0,42	62,32
0,25	63,42	0,25	55,22
0,15	59,38	0,15	50,02
0,075	53,60	0,075	44,20
0,04553	49,44	0,04579	43,90
0,03273	45,36	0,03289	39,62
0,02301	39,24	0,02295	35,33
0,01654	35,17	0,01648	31,05
0,01217	33,13	0,01222	26,77
0,00881	27,01	0,00871	24,63
0,00632	22,93	0,00625	20,34
0,00462	16,31	0,00447	17,13
0,00329	14,27	0,00327	12,85
0,00233	10,70	0,00230	11,24
0,00138	6,12	0,00135	8,57



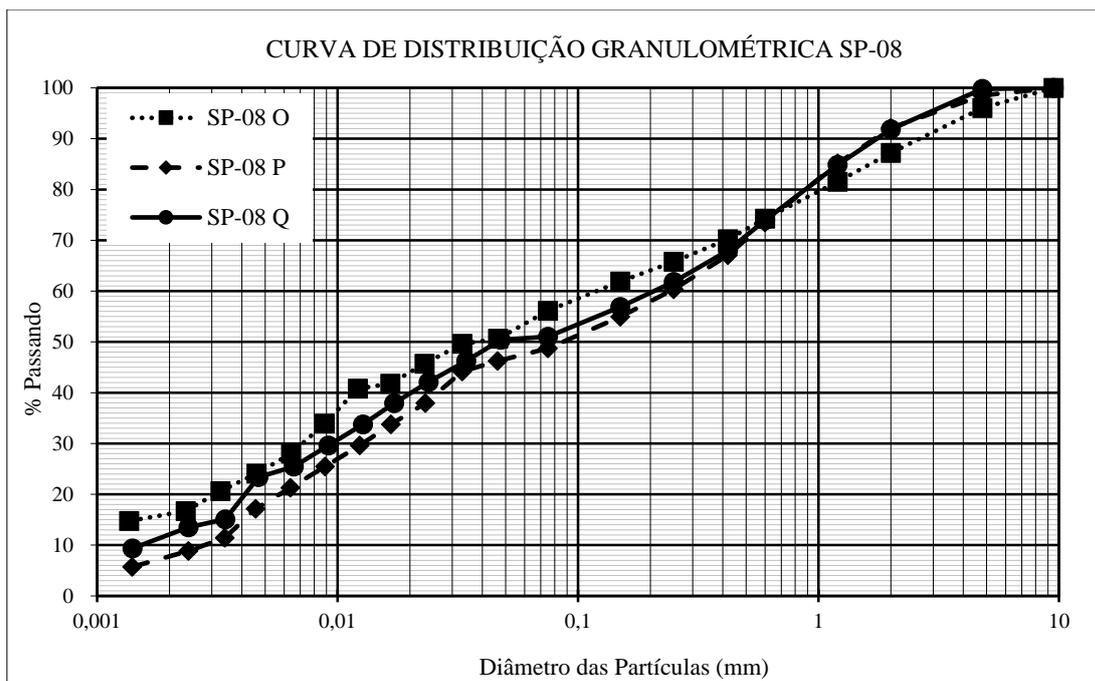
SP-05 I		SP-05 J		SP-05 K	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100,00	50	100,00
38	100,00	38	100,00	38	100,00
25	100,00	25	100,00	25	100,00
19	100,00	19	100,00	19	100,00
9,5	100,00	9,5	100,00	9,5	100,00
4,8	98,43	4,8	92,32	4,8	99,48
2	92,05	2	82,90	2	84,36
1,2	88,41	1,2	80,25	1,2	81,64
0,6	81,75	0,6	75,44	0,6	76,52
0,42	78,04	0,42	71,69	0,42	72,79
0,25	74,11	0,25	66,26	0,25	67,81
0,15	70,89	0,15	60,61	0,15	62,90
0,075	65,69	0,075	53,87	0,075	56,41
0,04449	60,48	0,0437	49,32	0,0452	56,25
0,03205	56,35	0,0314	45,60	0,0325	52,43
0,02231	52,21	0,0221	40,02	0,0229	46,71
0,01607	48,08	0,0160	34,43	0,0167	39,09
0,01195	43,94	0,0120	30,25	0,0123	37,18
0,00860	39,80	0,0087	26,06	0,0090	29,55
0,00623	33,60	0,0063	22,34	0,0066	24,31
0,00448	29,47	0,0045	18,61	0,0047	19,54
0,00320	23,78	0,0032	16,75	0,0034	15,25
0,00230	19,64	0,0023	13,49	0,0024	13,82
0,00135	13,44	0,0013	9,77	0,0014	10,01



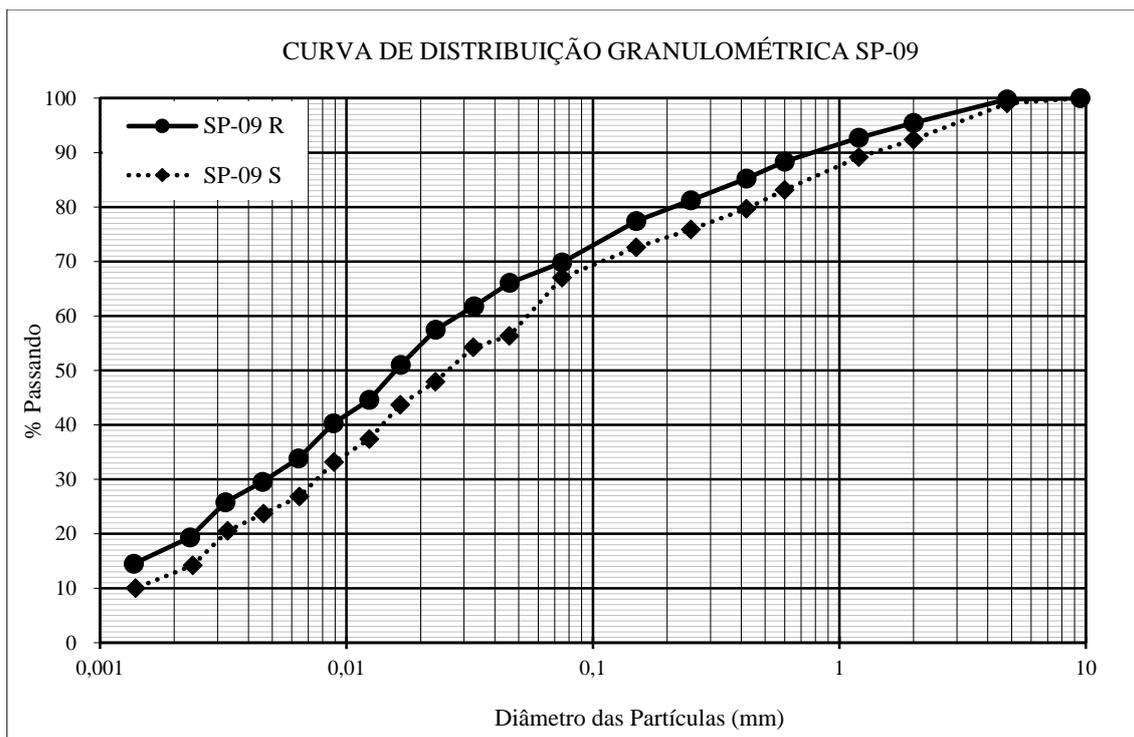
SP-06 L	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00
38	100,00
25	100,00
19	100,00
9,5	100,00
4,8	85,89
2	67,50
1,2	65,74
0,6	61,91
0,42	58,80
0,25	54,61
0,15	50,72
0,075	45,37
0,04435	42,94
0,03223	38,42
0,02265	33,90
0,01630	30,88
0,01221	26,36
0,00878	23,35
0,00638	19,96
0,00455	18,46
0,00331	15,07
0,00233	13,94
0,00136	10,92



SP-07 M		SP-07 N	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100
38	100,00	38	100
25	100,00	25	100
19	100,00	19	100
9,5	100,00	9,5	100
4,8	98,95	4,8	90,67
2	94,33	2	82,65
1,2	93,41	1,2	79,51
0,6	90,67	0,6	74,17
0,42	87,40	0,42	70,12
0,25	81,99	0,25	64,49
0,15	74,40	0,15	59,22
0,075	62,45	0,075	53,27
0,04417	50,68	0,04625	43,90
0,03153	46,45	0,03298	42,06
0,02188	40,12	0,02279	40,21
0,01570	33,78	0,01639	36,51
0,01163	27,45	0,01207	34,66
0,00830	23,23	0,00878	30,50
0,00595	16,89	0,00628	27,73
0,00428	14,25	0,00450	24,96
0,00305	10,03	0,00333	18,49
0,00218	5,81	0,00234	17,10
0,00126	0,00	0,00138	11,55



SP-08 O		SP-08 P		SP-08 Q	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100,00	50	100,00
38	100,00	38	100,00	38	100,00
25	100,00	25	100,00	25	100,00
19	100,00	19	100,00	19	100,00
9,5	100,00	9,5	100,00	9,5	100,00
4,8	96,04	4,8	98,52	4,8	99,81
2	87,21	2	92,11	2	91,86
1,2	81,53	1,2	85,14	1,2	84,85
0,6	74,26	0,6	73,50	0,6	73,98
0,42	70,22	0,42	67,07	0,42	67,99
0,25	65,77	0,25	60,36	0,25	61,82
0,15	61,89	0,15	54,94	0,15	56,89
0,075	56,14	0,075	48,73	0,075	51,02
0,0465	50,63	0,0463	46,25	0,04772	50,41
0,0331	49,64	0,0330	44,17	0,03432	46,25
0,0230	45,71	0,0232	37,93	0,02391	42,09
0,0166	41,78	0,0167	33,78	0,01720	37,94
0,0122	40,80	0,0124	29,62	0,01276	33,78
0,0088	33,91	0,0089	25,46	0,00917	29,62
0,0064	28,02	0,0064	21,30	0,00658	25,46
0,0046	24,08	0,0046	17,15	0,00469	23,39
0,0033	20,64	0,0034	11,43	0,00341	15,07
0,0023	16,71	0,0024	8,83	0,00240	13,51
0,0014	14,75	0,0014	5,72	0,00140	9,35



SP-09 R		SP-9 S	
DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO	DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
50	100,00	50	100,00
38	100,00	38	100,00
25	100,00	25	100,00
19	100,00	19	100,00
9,5	100,00	9,5	100,00
4,8	99,79	4,8	99,04
2	95,46	2	92,39
1,2	92,73	1,2	89,18
0,6	88,36	0,6	83,15
0,42	85,25	0,42	79,69
0,25	81,26	0,25	75,89
0,15	77,44	0,15	72,60
0,075	69,85	0,075	67,04
0,04596	66,09	0,04583	56,35
0,03295	61,79	0,03270	54,24
0,02303	57,49	0,02297	47,92
0,01662	51,04	0,01653	43,71
0,01238	44,60	0,01239	37,39
0,00886	40,30	0,00890	33,18
0,00638	33,85	0,00644	26,86
0,00457	29,55	0,00461	23,70
0,00323	25,79	0,00329	20,54
0,00232	19,34	0,00238	14,22
0,00137	14,51	0,00139	10,01

ANEXO 1 – LAUDOS DE SONDAGEM



SP-01

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A

Data: 02/07/16

Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte

Local: São José dos Pinhais - Paraná

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 02/07/16 : hs Coordenadas: N 7168127,891
 Cota : 904,90 m Nivel d'água Final : N.E. Data Final : 02/07/16 18:20 hs E 683841,057

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Grafico Nspt 2a.+ 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada	
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada						
0	1,00 m	2	2	2			Argila silto arenosa, marrom, consistência muito mole.	-0,75 m	
1	2,00 m	5	7	9			Silte argilo arenoso, marrom avermelhado, consistência média.	-2,00 m	
2	3,00 m	6	7	16			Silte arenoso, marrom avermelhado, compactação medianamente compacta.	-3,45 m	
3	4,00 m	8	11	27			Areia siltosa, marrom variegado, com presença de pedregulhos, compactação pouco compacta a medianamente compacta.	-5,87 m	
4	5,00 m	9	7	34			Areia siltosa, marrom variegado, compactação medianamente compacta.	-8,94 m	
5	6,00 m	9	9	43					
6	7,00 m	15	13	56			Silte argilo arenoso, marrom avermelhado, consistência dura.	-9,50 m	
7	8,00 m	13	14	70					
8	9,00 m	15	16	86			Areia siltosa, cinza variegado, com presença de mica, compactação compacta.	-11,80 m	
9	10,00 m	20	24	110					
10	11,00 m	22	26	136			Silte argilo arenoso, cinza variegado, consistência dura.	-13,83 m	
11	12,00 m	23	28	164					
12	13,00 m	26	30	194			Areia siltosa, cinza variegado, compactação compacta.	-14,15 m	
13	14,00 m	29	32	226					
14	15,00 m	30	***	***			Impenetrável ao Trépano de Lavagem possivelmente por presença de pedras soltas, rocha ou alteração de rocha. Recomendamos o item 8.4.4. (Uso do método de perfuração Rotativa), caso haja necessidade técnica de continuar a investigação do subsolo até a profundidades superiores à cota -14,15 m, alcançada atendendo as especificações do item		
15	16,00 m								
16	17,00 m								
17	18,00 m								
18	19,00 m								
19	20,00 m								
20	21,00 m								

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal da Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho
 Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Dímetro Revestimento = 63,50 mm	Avanço Trado Concha (TC):	-0,45 m	à	-1, m
Hastes diâmetro interno = 25,00 mm	Avanço Trado Helicoidal (TH):	-1,45 m	à	-14, m
Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm	Perfuração por percolação d'água (CA):	- m	à	- m
Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm	Avanço Barriete Amostrador (BA):	-14, m	à	-14,15 m
Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm	Prof. Revestimento:	- m	à	-2, m
Martelo com peso total = 65 Kg.	Uso de Lama Bentonítica:	- m	à	- m

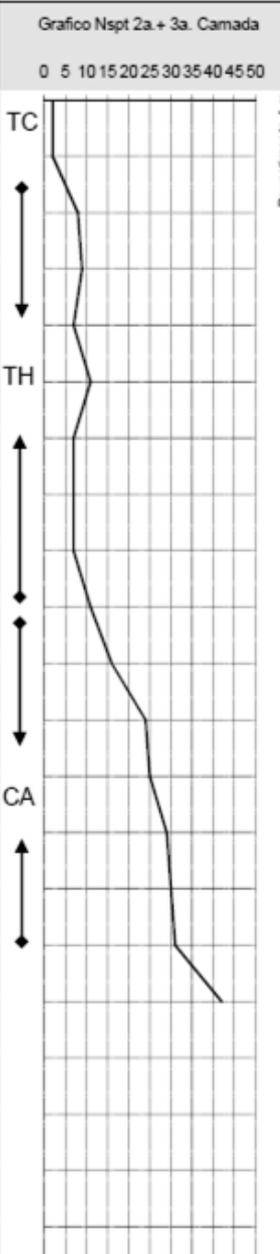
SP-02

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A
 Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte
 Local : São José dos Pinhais - Paraná

Data: 24/06/16

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: -8,70 m Data Inicial: 24/06/16 15:35 hs Coordenadas: N 7168112,69
 Cota : 903,00 m Nivel d'água Final : -9,00 m Data Final : 27/06/16 10:00 hs E 683630,277

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Gráfico Nspt 2a.+ 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada					
0	1,00 m	2/45	1/15	1			<p>Silte argilo arenoso, marrom claro, consistência muito mole a média.</p>	
1	2,00 m	5	8	9				
2	3,00 m	7	9	18				
3	4,00 m	6	7	25				
4	5,00 m	7	11	36				
5	6,00 m	6	7	43				
6	7,00 m	7	7	50				
7	8,00 m	6	7	57				
8	9,00 m	9	11	68				
9	10,00 m	12	16	84				
10	11,00 m	24	24	108				
11	12,00 m	23	25	133				
12	13,00 m	26	29	162				
13	14,00 m	27	30	192				
14	15,00 m	29	31	223				
15	16,00 m	33	35/25	***				
16	17,00 m							
17	18,00 m							
18	19,00 m							
19	20,00 m							
20	21,00 m							

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal de Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho
 Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm
 Hastes diâmetro interno = 25,00 mm
 Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm
 Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm
 Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm
 Martelo com peso total = 65 Kg.

Avanço Trado Concha (TC): -4,5 m à -1, m
 Avanço Trado Helicoidal (TH): -1,45 m à -9, m
 Perfuração por percolação d'água (CA): -9, m à -15, m
 Avanço Barrilete Amostrador (BA): -15, m à -15,4 m
 Prof. Revestimento: -, m à -4, m
 Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m



SP-03

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A

Data: 20/06/16

Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte

Local: São José dos Pinhais - Paraná

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: -1,70 m Data Inicial: 20/06/16 17:30 hs Coordenadas: N 7168101,789

Cota : 896,80 m Nivel d'água Final : 0,00 m Data Final : 00/01/00 : hs E 683622,545

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Gráfico Nspt 2a. + 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada																
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada																					
0	1,00 m	2/45	1	1			-0,80 m																	
1	2,00 m	9	9	10			<p>Areia siltosa, marrom, compactidade fofa.</p>																	
2	3,00 m	9	7	17				<p>Silte arenoso, marrom variegado, compactidade pouco compacta a medianamente compacta.</p>																
3	4,00 m	13	14	31					<p>Interrompida a cravação do amostrador tipo Raymond na cota -7,45 m, conforme solicitação do cliente, atendendo as especificações do item 6.4.2. da NBR 6484 - 2001.</p>															
4	5,00 m	13	15	46						<p>-7,45 m</p>														
5	6,00 m	12	15	61																				
6	7,00 m	13	16	77																				
7	8,00 m	14	17	94																				
8	9,00 m																							
9	10,00 m																							
10	11,00 m																							
11	12,00 m																							
12	13,00 m																							
13	14,00 m																							
14	15,00 m																							
15	16,00 m																							
16	17,00 m																							
17	18,00 m																							
18	19,00 m																							
19	20,00 m																							
20	21,00 m																							

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal de Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho

Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT.

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm

Hastes diâmetro interno = 25,00 mm

Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm

Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm

Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm

Martelo com peso total = 65 Kg.

Avanço Trado Concha (TC):	- m	à	- m
Avanço Trado Helicoidal (TH):	-45 m	à	-7, m
Perfuração por percolação d'água (CA):	- m	à	- m
Avanço Bartlele Amostrador (BA):	-7, m	à	-7,45 m
Prof. Revestimento:	- m	à	- m
Uso de Lama Bentonítica:	- m	à	- m

SP-04

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A

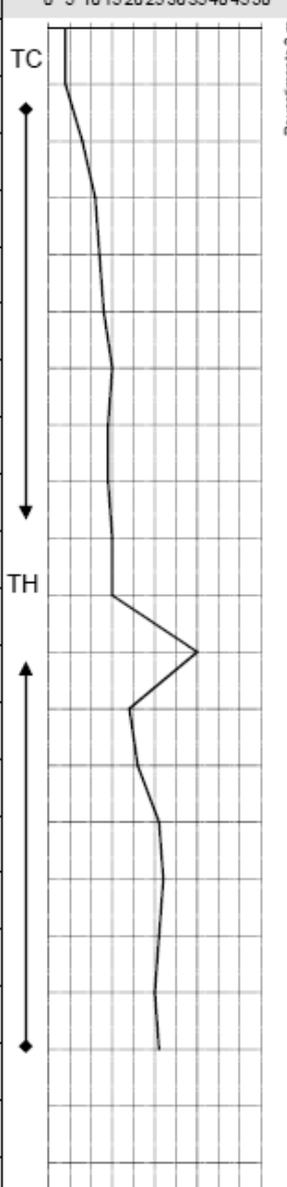
Data: 01/07/16

Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte

Local: São José dos Pinhais - Paraná

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nível d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 01/07/16 : hs Coordenadas: N 7168105,856
 Cota : 909,80 m Nível d'água Final : N.E. Data Final : 02/07/16 16:30 hs E 683664,963

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Grafico Nspt 2a.+ 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada		
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada							
0	1,00 m	3	4	4			Argila silto arenosa, marrom, consistência mole.	-0,80 m		
1	2,00 m	7	8	12			Silte argilo arenoso, marrom claro, consistência mole.	-1,02 m		
2	3,00 m	9	11	23			Silte argiloso, marrom avermelhado, consistência rija.	-2,00 m		
3	4,00 m	11	12	35			Areia siltosa, marrom claro, compactação medianamente compacta.	-3,50 m		
4	5,00 m	12	13	48			Silte argilo arenoso, marrom claro, consistência rija.	-4,78 m		
5	6,00 m	13	15	63			Areia siltosa, marrom claro, compactação medianamente compacta.	-7,80 m		
6	7,00 m	14	14	77						
7	8,00 m	13	14	91			Areia siltosa, marrom claro, com presença de mica, compactação medianamente compacta.	-8,90 m		
8	9,00 m	14	15	106						
9	10,00 m	13	15	121			Areia siltosa, marrom variegado, compactação medianamente compacta a compacta.	-13,80 m		
10	11,00 m	29	35	156						
11	12,00 m	22	19	175			Silte arenoso, cinza variegado, compactação compacta.	-14,07 m		
12	13,00 m	18	21	196						
13	14,00 m	21	26	222			Silte argilo arenoso, cinza variegado, consistência dura.	-17,45 m		
14	15,00 m	24	27	249						
15	16,00 m	34	26	275			Areia siltosa, cinza variegado, com presença de mica, compactação compacta.	-18,10 m		
16	17,00 m	31	25	300						
17	18,00 m	30	26	326			Impenetrável ao Trépano de Lavagem possivelmente por presença de pedras soltas, rocha ou alteração de rocha. Recomendamos o item 6.4.4. (Uso do método de perfuração Rotativa), caso haja necessidade técnica de continuar a Investigação do subsolo até a profundidades superiores a cota -16,10 m, alcançada atendendo as especificações do item 6.4.3.3. da NBR 6484 - 2001.			
18	19,00 m	30/25								
19	20,00 m									
20	21,00 m									

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal de Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho

Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm

Hastes diâmetro interno = 25,00 mm

Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm

Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm

Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm

Martelo com peso total = 65 Kg.

ENSAIO DE TREPANAÇÃO

10 min. 4 cm.

10 min. 3 cm.

10 min. 2 cm.

Avanço Trado Concha (TC): -45 m à -1, m

Avanço Trado Helicoidal (TH): -1,45 m à -18, m

Perfuração por percolação d'água (CA): -, m à -18,1 m

Avanço Barrilete Amostrador (BA): 18, m à -18,1 m

Prof. Revestimento: -, m à -2, m

Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m

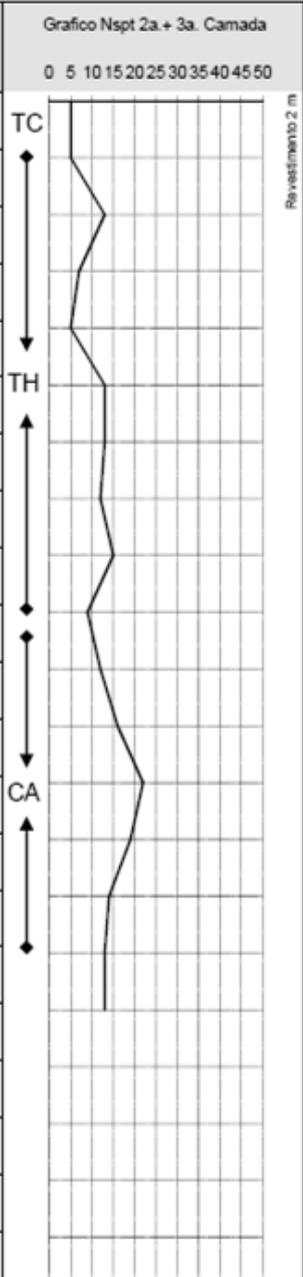
SP-05

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A
 Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte
 Local: São José dos Pinhais - Paraná

Data: 27/06/16

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nível d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 27/06/16 : hs Coordenadas: N 7168094,067
 Cota : 904,10 m Nível d'água Final : N.E. Data Final : 29/06/16 16:00 hs E 683651,407

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Grafico Nspt 2a.+ 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada					
0	1,00 m	4	5	5			Siite argilo arenoso, marrom, consistência mole.	-0,78 m
1	2,00 m	11	13	18			Siite arenoso, marrom avermelhado, compactade pouco compacta.	-1,90 m
2	3,00 m	5	7	25			Siite argilo arenoso, marrom claro, consistência rija.	-3,07 m
3	4,00 m	4	5	30			Areia siltosa, marrom claro, com presença de mica e pedregulhos, compactade pouco compacta à	-4,80 m
4	5,00 m	7	13	43				
5	6,00 m	8	13	56			Siite argilo arenoso, marrom, consistência rija.	-4,20 m
6	7,00 m	12	12	68				
7	8,00 m	13	15	83			Areia siltosa, marrom claro, com presença de mica, compactade medianamente compacta.	-10,90 m
8	9,00 m	12	9	92				
9	10,00 m	12	12	104			Areia siltosa, marrom, compactade compacta à medianamente compacta.	-15,45 m
10	11,00 m	13	16	120				
11	12,00 m	18	22	142			<p>Interrompida a cravação do amostrador tipo Raymond na cota -15,45 m, conforme solicitação do cliente, atendendo as especificações do item 6.4.2. da NBR 6484 - 2001.</p>	
12	13,00 m	16	19	161				
13	14,00 m	13	14	175				
14	15,00 m	14	13	188				
15	16,00 m	13	13	201				
16	17,00 m							
17	18,00 m							
18	19,00 m							
19	20,00 m							
20	21,00 m							

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal de Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho

Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm

Hastes diâmetro interno = 25,00 mm

Trepano diâmetro nominal = 25,00 mm

Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm

Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm

Martelo com peso total = 65 Kg.

Avanço Trado Concha (TC): -0,45 m à -1, m
 Avanço Trado Helicoidal (TH): -1,45 m à -9, m
 Perfuração por percussão dagua (CA): -0,45 m à -15, m
 Avanço Barilete Amostrador (BA): -15, m à -15,45 m
 Prof. Revestimento: -, m à -2, m
 Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m



SP-06

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A
 Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte
 Local: São José dos Pinhais - Paraná

Data: 20/06/16

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 20/06/16 16:18 hs Coordenadas: N 7168084,898

Cota : 897,30 m Nivel d'água Final : 0,00 m Data Final : 00/01/00 : hs E 683640,901

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Gráfico Nspt 2a. + 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada					
0	1,00 m	1/45	1	1				
1	2,00 m	10	11	12				
2	3,00 m	12	13	25				
3	4,00 m	11	11	36				
4	5,00 m	11	12	48				
5	6,00 m	15	22	70				
6	7,00 m	24	26	96				
7	8,00 m	30	37	133				
8	9,00 m							
9	10,00 m							
10	11,00 m							
11	12,00 m							
12	13,00 m							
13	14,00 m							
14	15,00 m							
15	16,00 m							
16	17,00 m							
17	18,00 m							
18	19,00 m							
19	20,00 m							
20	21,00 m							

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal da Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho

Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT.

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm

Hastes diâmetro interno = 25,00 mm

Trepano diâmetro nominal = 25,00 mm

Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm

Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm

Martelo com peso total = 65 Kg.

Avanço Trado Concha (TC): -, m à -, m
 Avanço Trado Helicoidal (TH): -4,5 m à -7, m
 Perfuração por percolação água (CA): -, m à -, m
 Avanço Bartlete Amostrador (BA): -7, m à -7,45 m
 Prof. Revestimento: -, m à -, m
 Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m

SP-07

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A

Data: 30/06/16

Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte

Local: São José dos Pinhais - Paraná

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 30/06/16 : hs Coordenadas: N 7168072,606

Cota : 909,50 m Nivel d'água Final : N.E. Data Final : 01/07/16 16:00 hs E 683681,807

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Gráfico Nspt 2a.+ 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nível água	Classificação do Material	Cota mudança de camada
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada					
0	1,00 m	2	3	3			Argila silto arenosa, marrom, consistência mole.	-0,48 m
1	2,00 m	6	7	10			Silte arenoso, marrom avermelhado, compactidade pouco compacta.	-1,78 m
2	3,00 m	12	16	26			Silte argilo arenoso, marrom claro, consistência rija a dura.	-5,70 m
3	4,00 m	13	17	43				
4	5,00 m	21	28	71				
5	6,00 m	26	29	100			Silte argilo arenoso, cinza variegado, consistência dura.	-8,84 m
6	7,00 m	26	28	128				
7	8,00 m	20	20	148			Areia siltosa, cinza variegado, compactidade muito compacta.	-10,09 m
8	9,00 m	21	23	171				
9	10,00 m	12	27	198			Impenetrável ao Trépano de Lavagem possivelmente por presença de pedras soltas, rocha ou alteração de rocha. Recomendamos o item 6.4.4. (Uso do método de perfuração Rotativa), caso haja necessidade técnica de continuar a investigação do subsolo até a profundidades superiores à cota -10,09 m, alcançada atendendo as especificações do item	
10	11,00 m	30/24						
11	12,00 m							
12	13,00 m							
13	14,00 m							
14	15,00 m							
15	16,00 m							
16	17,00 m							
17	18,00 m							
18	19,00 m							
19	20,00 m							
20	21,00 m							

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal da Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho

Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm

Hastes diâmetro interno = 25,00 mm

Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm

Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm

Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm

Martelo com peso total = 65 Kg.

ENSAIO DE TREPANAÇÃO

10 min. cm.

10 min. cm.

10 min. cm.

Avanço Trado Concha (TC): -0,45 m à -1, m

Avanço Trado Helicoidal (TH): -1,45 m à -10, m

Perfuração por percolação d'água (CA): -, m à -, m

Avanço Barilete Amostrador (BA): 10, m à -10,09 m

Prof. Revestimento: -, m à -2, m

Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m



SP-08

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A
 Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte
 Local : São José dos Pinhais - Paraná

Data: 28/06/16

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 28/06/16 : hs Coordenada: N 7168067,649
 Cota : 905,00 m Nivel d'água Final : N.E. Data Final : 01/07/16 8:10 hs E 683665,737

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Grafico Nspt 2a.+ 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nivel água	Classificação do Material	Cota mudança de camada	
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada						
0	1,00 m	5	3	3		Revestimento 2 m	0,00 m		
1	2,00 m	6	6	9			Silte argilo arenoso, marrom, consistência mole.	-1,13 m	
2	3,00 m	7	9	18			Silte arenoso, marrom claro, compactidade pouco compacta à medianamente compacta.	-3,85 m	
3	4,00 m	7	9	27			Areia siltosa, branco variegado, com presença de mica, compactidade medianamente compacta.		
4	5,00 m	8	12	39			-4,45 m		
5	6,00 m	6	7	46				Areia siltosa, marrom claro, com presença de mica, compactidade pouco compacta à medianamente compacta.	
6	7,00 m	9	10	56			-6,60 m		
7	8,00 m	8	7	63				Silte arenoso, marrom, compactidade pouco compacta.	
8	9,00 m	8	10	73			-7,80 m		
9	10,00 m	10	12	85				Areia siltosa, marrom claro, com presença de mica, compactidade medianamente compacta à compacta.	
10	11,00 m	8	9	94			-14,15 m		
11	12,00 m	9	12	106				Areia siltosa, marrom, com presença de mica e pedregulhos, compactidade compacta.	
12	13,00 m	17	19	125			-15,45 m		
13	14,00 m	17	21	146				Interrompida a cravação do amostrador tipo Raymond na cota -15,45 m, conforme solicitação do cliente, atendendo as especificações do item 6.4.2. da NBR 6484 - 2001.	
14	15,00 m	19	24	170					
15	16,00 m	23	28	198					
16	17,00 m								
17	18,00 m								
18	19,00 m								
19	20,00 m								
20	21,00 m								

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal de Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho
 Parâmetros utilizado na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Sois-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm
 Hastes diâmetro interno = 25,00 mm
 Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm
 Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm
 Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm
 Martelo com peso total = 65 Kg.

Avanço Trado Concha (TC): -1,45 m à -1, m
 Avanço Trado Helicoidal (TH): -1,45 m à -9, m
 Perfuração por percolação d'água (CA): -0,45 m à -15, m
 Avanço Barilete Amostrador (BA): -15, m à -15,45 m
 Prof. Revestimento: -, m à -2, m
 Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m

SP-09

Cliente : Autopista Litoral Sul S/A
 Obra : BR 376/PR Km 617+420m - Pista Norte
 Local: São José dos Pinhais - Paraná

Data: 20/06/16

Referência: 02696-16

Escala: 1/100 Nivel d'água Inicial: N.E. Data Inicial: 20/06/16 12:00 hs Coordenadas: N 7168083,174

Cota : 897,40 m Nivel d'água Final : 0,00 m Data Final : 00/01/00 : hs O 683651,228

Número Amostra	Cota do Furo	Penetração/30 Cm		Acum. 2a.+3a. Camada	Gráfico Nspt 2a. + 3a. Camada 0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	Nivel água	Classificação do Material	Cota mudança de camada
		1ª + 2ª Camada	2ª + 3ª Camada					
0	1,00 m	3	4	4		-0,50 m -1,80 m -5,80 m -7,45 m		
1	2,00 m	10	13	17				
2	3,00 m	6	7	24				
3	4,00 m	5	8	32				
4	5,00 m	6	9	41				
5	6,00 m	7	10	51				
6	7,00 m	10	10	61				
7	8,00 m	10	11	72				
8	9,00 m							
9	10,00 m							
10	11,00 m							
11	12,00 m							
12	13,00 m							
13	14,00 m							
14	15,00 m							
15	16,00 m							
16	17,00 m							
17	18,00 m							
18	19,00 m							
19	20,00 m							
20	21,00 m							

Eng. Civil Resp.: SAMUEL LOPES Desenho: Bruno Henrique Lopes Fiscal de Obra: Marcos Marcelino Sondador: Avelino José Moreira Filho

Parâmetros utilizados na execução deste ensaio de acordo com NBR6484-Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT.

Diâmetro Revestimento = 63,50 mm

Hastes diâmetro interno = 25,00 mm

Trépano diâmetro nominal = 25,00 mm

Trado helicoidal diâmetro mínimo = 56,00 mm

Amostrador tipo Raymond diâmetro interno = 34,9 mm

Martelo com peso total = 65 Kg.

Avanço Trado Concha (TC): -, m à -, m

Avanço Trado Helicoidal (TH): -4,5 m à -7, m

Perfuração por percolação d'água (CA): -, m à -, m

Avanço Bartlete Amostrador (BA): -7, m à -7,45 m

Prof. Revestimento: -, m à -, m

Uso de Lama Bentonítica: -, m à -, m