

**Dissertação de Mestrado**

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE E  
DEFORMAÇÃO DE TALUDE E TÚNEL  
FERROVIÁRIO EM LIBERDADE/MG**



**AUTOR: RENATO DUQUE RIBEIRO**

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar**

**MESTRADO PROFISSIONAL EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFOP**

**OURO PRETO – NOVEMBRO DE 2017**

R484a

Ribeiro, Renato Duque.

Análise da estabilidade e deformação de talude e túnel ferroviário em  
Liberdade/MG [manuscrito] / Renato Duque Ribeiro. - 2018.

170f.: il.: color; grafs; tabs; mapas.

Orientador: Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar.

Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo Pereira de Almeida.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de  
Minas. Núcleo de Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.  
Área de Concentração: Engenharia Geotécnica.

1. Análise Probabilística. 2. Estabilidade. 3. Taludes. 4. Deformabilidade. I.  
Bacellar, Luis de Almeida Prado. II. Almeida, Rodrigo Pereira de. III.  
Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624.13

# ANÁLISE DA ESTABILIDADE E DEFORMAÇÃO DE TALUDE E TÚNEL FERROVIÁRIO EM LIBERDADE/MG

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Geotécnica**, área de concentração em *Gestão de Riscos em Geotecnia e Desastres Naturais*.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 22 de Fevereiro de 2018, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar (Orientador – UFOP)



Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira (UFOP)



Prof. Dr. Gian Franco Napa Garcia (ITV VALE)

“As dificuldades são como as montanhas. Elas só se aplainam quando avançamos sobre elas.”

Provérbio japonês

## DEDICATÓRIA

Dedico esta dissertação, aos meus pais, João Batista e Ivete, sempre me apoiando e guiando nos momentos mais adversos, assim como a vela e o mastro para um veleiro. E ao meu filho, João Renato, meu maior presente de Deus; sempre terá em mim o seu porto seguro.

# AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus, pelo dom da vida, pela dádiva de ter um filho e poder repassá-lo todos os princípios aprendidos com meus pais, por todas as oportunidades e capacidade de transpor obstáculos.

Ao meu filho, João Renato, por sempre ser essa criança repleta de luz e energia radiante. Aos meus pais, João Batista e Ivete, irmãos, André e Fabrício, e sobrinhos, sem essa família unida, nenhuma conquista seria possível. À Anna Elise, pessoa maravilhosa que deu um novo sentido à minha vida e apoio irrestrito.

À família de amigos, do Sr. Jair e Sra. Britez, e filhos, por sempre me receberem muito bem, principalmente na Vivenda de Ouro Preto, onde me recolhia ao final de cada dia de estudo. Amizade eterna!

À VLI - FCA, pela oportunidade de trabalho, desenvolvimento pessoal e profissional que jamais imaginei. Juntos vamos transformar a logística do Brasil.

Ao meu gerente Engenheiro Jean Espíndola, aos meus supervisores Engenheiro Cleriston Santos e Engenheiro Wesley Brito, por me incentivarem a fazer o mestrado, permitindo a sua continuidade, sem prejuízo dos projetos desenvolvidos na VLI-FCA. A todos meus colegas de trabalho.

Ao Prof. Dr, Romero Gomes, ao conceber o projeto NUGEO e nos momentos únicos de aprendizado durante as aulas ministradas. Aos Profs. Drs. Eleonardo Pereira e Lucas Deleon por conceder o laboratório do NUGEO na execução dos ensaios primordiais para o estudo.

Agradeço especialmente ao Eng. Dr. Rodrigo Pereira de Almeida, co-orientador, sempre disponível compartilhando seu vasto conhecimento em geotecnia, por acompanhar o desenvolvimento do mestrado e incentivar sempre que os obstáculos pareciam intransponíveis.

E enfim, agradeço especialmente ao Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar, pelo aprendizado, orientação e contribuição técnica, paciência, correção de rotas e disponibilidade para inspecionar ao local de estudo, determinantes para uma condução de alta qualidade no desenvolvimento desta dissertação.

## RESUMO

A ampliação de um túnel, próximo ao município de Liberdade (MG), promoveu um agravamento em uma deformação pré-existente na parede lateral da estrutura. A solução adotada para continuidade do tráfego ferroviário, foi a construção de uma variante para desvio do traçado original. Houve uma escavação de 243500 m<sup>3</sup>, executada em corte no relevo, com reforço do talude em solo grampeado na região contígua ao túnel. De acordo com as investigações geotécnicas de campo e laboratório, o solo superficial, residual maduro, composto por argila arenosa, e o solo das cotas inferiores, residual jovem, é basicamente arenoso, mal graduado com silte e traços de argila. A correlação entre os valores de resistência à penetração, dos dois métodos de sondagem utilizados, SPT e DPL, indicou uma equação específica para o solo residual jovem, por meio de uma regressão linear. Através destes dados e por correlações para solos tropicais, foi possível estimar os parâmetros de resistência e deformabilidade das unidades de solo presente no entorno do túnel. A coesão obtida para solo está entre 9 e 16 kN/m<sup>2</sup> e ângulos de atrito interno em torno de 32°. A análise de estabilidade, que considerou 4 modelos conhecidos, indicou uma região localizada acima da berma da estrada com superfícies potenciais de ruptura com FS inferiores a 1,30, abaixo do exigido por norma. A aplicação do solo grampeado nos taludes entre a ferrovia e a berma da estrada promoveu um acréscimo de 20% no FS, entretanto, não houve alteração do nível de segurança nos taludes localizados acima da berma da estrada. A análise de deformação foi realizada em 5 pontos no entorno do túnel, onde foram verificadas alterações entre 3 e 33 milímetros. Estas deformações são devidas ao alívio de carga ou acomodação na nova geometria do talude. A maior variação foi medida no segundo talude acima da estrada, naquela região com FS abaixo do necessário. Tais deformações foram comparadas com o monitoramento feito por extensômetros e medição da distância entre as paredes por trena a laser, apontando diferenças de ordem centimétrica. Para todos os extensômetros, as deformações verificadas estão abaixo de 5cm.

Palavras chave: Análise Probabilística. Estabilidade. Taludes. Deformabilidade.

## ***ABSTRACT***

*The expansion of a tunnel, next to the city of Liberdade (MG), increased the deformation at the side of the structure. The solution adopted for the continuity of rail traffic, was the construction of a deviation from the original track. There was an excavation of 243.500 m<sup>3</sup>, executed in relief cut near of the tunnel. According to the geotechnical field investigations and laboratory essays, the mature residual soil on the top of the field profile is composed of sandy clay, and the soil below it is young residual, classified as sandy, poorly graded with silt and traces of clay. The comparison between the results of penetration resistance values, of the two in situ tests, SPT and DPL, indicated through a linear regression, a specific equation to the young residual soil. Through these data and correlations for tropical soils, it was possible to estimate the strength and deformability parameters of the soils in the ground profile around the tunnel. The cohesion obtained to the soils varies from 9 to 16 kN/m<sup>2</sup> and the angle internal friction around 32°. The stability analysis considered four models and a probabilistic analysis by the method of Monte Carlo. A region located above the shoulder of the road with potential FS fracture surfaces below 1,30 was indicated, below that required by regulatory standards. The application of stapled soil on the slopes between the railroad and the roadside promoted an increase of 20% in FS, however, there was no change in the level of safety on the slopes above the roadside. The deformation analysis performed at 5 points around the tunnel, detected alterations between 3 and 33 millimeters were verified. These deformations are due to load relief or accommodation in the new slope geometry. The maximum variation was measured at the second slope above the road, in that region with FS below that required. These deformations were compared with the monitoring by extensometers and the measurement of the distance between the walls by laser, pointing out centimeter differences. For all extensometers, the deformations verified are below 5 cm.*

*Key Words: Probabilistic analysis. Stability. Slope. Deformability*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Anomalias estruturais encontradas no túnel. ....	2
Figura 1-2: Mapa topográfico da área do túnel (adaptado de BRITO e FONSECA-2013). ....	3
Figura 1-3: Imagens do local durante a escavação. (a) Escavação após movimentação do talude; (b) Vista frontal da área afetada; (c) Escavação em rocha no talude onde posteriormente foi executado o solo grampeado; (d) vista geral apresentado a etapa final de escavação da variante.	4
Figura 2-1: Mapa de Localização da área. (Google Earth, 2017) .....	6
Figura 2-2: Mapa geológico com indicação da atitude das foliações indicando dobramentos. (Rodrigues, 2003). ....	7
Figura 2-3: Mapa geológico regional. (CPRM, 2003). ....	8
Figura 2-4: Estereograma para análise cinemática do talude. (FUTAI, 2014). ....	9
Figura 2-5: Detalhe dos extensômetros instalados .....	10
Figura 2-6: Vista geral da variante e da área de aplicação do solo grampeado. ....	11
Figura 2-7: Imagens da execução do solo grampeado. ....	11
Figura 3-1: Vista em planta de todas as sondagens e obtenção de amostras executadas. ....	13
Figura 3-2: Indicação da localização das sondagens e coleta de amostras executadas após a escavação da área. ....	14
Figura 3-3: Locais de ocorrência de movimentação e instalação dos extensômetros. ....	14
Figura 3-4: Gabarito metálico utilizado para extração das amostras. ....	15
Figura 3-5: Local de extração das amostras AD1 e AI-1 de solo residual maduro. ....	16
Figura 3-6: Itens do DPL Nilsson. ....	18
Figura 3-7: Equipamento de cisalhamento direto. ....	22
Figura 3-8: Localização das sondagens mistas (SM) e DPL. (Google Earth, 2016). ....	24
Figura 3-9: Ábaco de Mitchell et al.(1978, apud Schnaid e Odebrecht,2012). ....	27
Figura 3-10: Seção considerada no cenário 1. ....	34

Figura 3-11: Seção considerada no cenário 2. ....	35
Figura 3-12: Coeficientes de segurança para uma distribuição probabilística normal (modificado de HARR, 1987) .....	37
Figura 3-13: Reprodução da Tabela 1 da NBR 11682 (ABNT, 1991).....	40
Figura 4-1: Foto da região de corte, da porção superior ao eixo do túnel, com indicação dos locais de coleta de amostras (FUTAI, 2014).....	42
Figura 4-2: Foto da escavação em andamento (lado oposto).....	43
Figura 4-3: Talude oposto. Notar continuidade dos dobramentos. ....	43
Figura 4-4: Localização das sondagens mistas, com delimitação dos topos dos horizontes dos solos numa vista em planta. ....	43
Figura 4-5: Delimitação das unidades de solo de 1 a 5 em 3 dimensões. (A) vista frontal; (B) vista lateral. ....	44
Figura 4-6: Modelo conceitual do talude com representação da estrutura sinformal em vista frontal.....	45
Figura 4-7: Modelo conceitual do perfil do talude. (1 – Solo residual maduro; 2 – Areia; 3 – Silte arenoso; 4 – Saprolito; 5 – Rocha alterada (Gnaiss). ....	45
Figura 4-8: Indicação do eixo do dobramento, oblíquo ao eixo da ferrovia e seção A-B.....	46
Figura 4-9: Imagens do local com o eixo do dobramento principal.....	46
Figura 4-10: Pontos de coleta das amostras deformadas.....	48
Figura 4-11: Execução de sondagens DPL. ....	50
Figura 4-12: N10, Força de atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_p$ ) em função da profundidade – DPL 1.....	50
Figura 4-13: N10, Força de atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_p$ ) em função da profundidade – DPL2.....	51
Figura 4-14: Regressão linear entre os valores de resistência à penetração da SM4 e DPL1. ....	52
Figura 4-15: Tensão de Cisalhamento x Tensão Normal Unidade 1. ....	55

Figura 4-16: Tensão de Cisalhamento x Tensão Normal Unidade 3. ....	55
Figura 4-17: Valores de $\phi'$ obtidos através do ábaco de Mitchell et. al. (1978, apud Schnaid e Odebrecht, 2012).....	59
Figura 4-18: Parâmetros de resistência e elásticos do maciço rochoso obtido no software Roclab v1.031 (Rocscience, 2007).....	60
Figura 5-1: Superfícies de ruptura crítica e maior probabilidade – Cenário 1. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma. ....	65
Figura 5-2: Superfícies com FS 1,0 a 1,3 – Cenário 1. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma. ....	66
Figura 5-3: Superfícies com FS 1,3 a 2,0 – Cenário 1. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma. ....	67
Figura 5-4: Análise probabilística – Morgenstern-Price: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS.....	68
Figura 5-5: Análise probabilística – Spencer: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS. ....	69
Figura 5-6: Análise probabilística – Janbu: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS. ....	70
Figura 5-7: Análise probabilística– Sarma: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS. ....	70
Figura 5-8: Superfícies de ruptura crítica e maior probabilidade – Cenário 2. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma. ....	73
Figura 5-9: Superfícies FS 1,0 a 1,3 – Cenário 2. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu Generalizada; (d) Sarma.....	74
Figura 5-10: Superfícies FS 1,3 – 2,0 – Cenário 2. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma. ....	75

Figura 5-11: Análise probabilística – Morgenstern-Price: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.....	76
Figura 5-12: Análise probabilística – Spencer: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.....	77
Figura 5-13: Análise probabilística– Janbu: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.....	77
Figura 5-14: Análise probabilística – Sarma: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.....	78
Figura 5-15: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Morgenstern-Price: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.....	80
Figura 5-16: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Spencer: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.....	80
Figura 5-17: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Janbu: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.....	81
Figura 5-18: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Sarma: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.....	81
Figura 6-1: Estado de tensões sigma 1 (kPa) iniciais, sem escavação, no cenário 0.....	83
Figura 6-2: Estado de tensões sigma 1 (KPa) iniciais no entorno do túnel.....	84
Figura 6-3: Distância relativa x Tensão de Cisalhamento (kPa). ....	85
Figura 6-4: Distribuição das tensões sigma 1 no solo após a escavação.....	86
Figura 6-5: Estado de tensões sigma 1 (kPa) no entorno do túnel e nos taludes próximos após escavação. ....	86
Figura 6-6: Variação da Tensão de Cisalhamento entre Cenário 1 e Cenário 2. ....	87
Figura 6-7: Deformação superficial com taxa de ampliação de 3.....	88
Figura 6-8: Detalhe da Figura 6-7 com indicação das deformações no entorno do túnel.....	89
Figura 6-9: Distribuição das tensões sigma 1 no solo considerando o reforço. ....	90

Figura 6-10: Estado de tensões sigma 1 no entorno do túnel considerando o reforço em solo grampeado. ....	91
Figura 6-11: Variação da Tensão de Cisalhamento entre Cenários 0, 1 e 2.....	91
Figura 6-12: Pontos de verificações das deformações com a influência do solo grampeado. ....	92
Figura 7-1: Localização dos 12 extensômetros. ....	94
Figura 7-2: Indicação das seções de monitoramento no emboque do túnel. ....	95
Figura 7-3: Pontos de monitoramento do interior do túnel. ....	96
Figura 7-4: Variação das medições dos extensômetros. ....	97

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1: Pontos de coleta das amostras deformadas e indeformadas.....	16
Tabela 3-2: Pontos de coleta das sondagens mistas e DPL com descrição dos locais. ....	19
Tabela 3-3: Comparações dos dados técnicos entre SPT e DPL. (Nilsson, 2011).....	25
Tabela 3-4: Correlações entre SPT e DPL por tipo de solo. (Nilsson, 2011) .....	25
Tabela 3-5: Correlação empírica para coeficiente $\alpha$ . ....	28
Tabela 3-6: Correlação empírica para coeficiente K.....	28
Tabela 3-7: Correlação empírica para estimativa do coeficiente de Poisson proposto por Teixeira & Godoy (Cintra <i>et al</i> , 2003).....	29
Tabela 3-8: Faixa de valores de $v$ por tipo de rocha. (Rocha, 1981).....	30
Tabela 3-9: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (NBR 11682 (ABNT, 2009)). ....	32
Tabela 3-10: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. (NBR 11682 (ABNT, 2009)). ....	32
Tabela 3-11: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11682 (ABNT, 2009)).	33
Tabela 3-12: Características técnicas do solo grampeado para os taludes 1, inferior, e 2, superior. (Hoesken, 2014).....	35
Tabela 4-1: Resultados dos ensaios de laboratório - Classificação.....	47
Tabela 4-2: Valores de N10 obtidos na sondagem DPL1 .....	49
Tabela 4-3: Valores de N10 obtidos na sondagem DPL2. ....	49
Tabela 4-4: Unidades de solo com os respectivos valores de N30 (SPT) e N10 (DPL). ....	53
Tabela 4-5: Valores de N10 (DPL) corrigidos para N30 equivalente. ....	54
Tabela 4-8: Valores de $\sigma'$ obtidos por correlações para solos granulares. ....	58
Tabela 4-9: Estimativa dos parâmetros elásticos do solo.....	59
Tabela 4-10: Estimativa do coeficiente de empuxo das unidades de solo. ....	59

Tabela 4-11: Dados das unidades de solo residual jovem (SRJ), maduro (SRM) e rocha considerados na análise de estabilidade. ....	62
Tabela 4-12: Parâmetros elásticos do solo e rocha. ....	63
Tabela 5-1: Dados probabilísticos para as superfícies críticas do cenário 1. ....	71
Tabela 5-2: Dados probabilísticos para as superfícies críticas para o cenário 2. ....	79
Tabela 5-3: menor FS e probabilidade de falha para os cenários 1 e 2. ....	82
Tabela 6-1: Dados dos elementos de reforço do solo grampeado. ....	90
Tabela 7-1: Dados de monitoramento da variação das deformações das seções 1 a 4. ....	96
Tabela 7-2: Medições dos extensômetros por mês. ....	97
Tabela 7-3: Valores iniciais e finais de deformação para cada extensômetro, com comparação das medições no Sigma. ....	99

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AD: Amostra Deformada

AI: Amostra Indeformada

*ASTM: American Society for Testing and Materials*

c: coesão

CPRM: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

CSN: Companhia Siderúrgica Nacional

CWB: Clima tropical de altitude segundo classificação climática de Koppen – Geiger

DHP: Dreno Horizontal Profundo

*DP: Design Point*

*DPL: Dynamic Probing Light*

E: Módulo de Elasticidade

EMBRAPA: Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

$f_s$ : Força de atrito lateral

FS: Fator de Segurança

FUSP: Fundação de Apoio à Universidade de São Paulo

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IP: Índice de Plasticidade

$K_0$ : Coeficiente de empuxo passivo

kN: Kilo Newton

kPa: Kilo Pascal

MPa: Mega Pascal

N10: Número de golpes necessários para penetrar no solo pelo DPL

N30: Número de golpes necessários para penetrar no solo pelo SPT

NBR: Norma Brasileira

$\emptyset$  : ângulo de atrito interno

Pf: Probabilidade de Falha ou Ruptura

pH: potencial de hidrogeniônico de um meio

$q_p$ : Resistência de ponta

$Q_s$ : carga de atrito lateral suportada da estaca com solo

RMR: *Rock Mass Rating*

RQD: *Rock Quality Designation*

SC-SM: Areia Argilo-Siltosa

SM: Sondagem Mista

*SPT: Standard Penetration Test*

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

VLI: Valor da Logística Integrada

$\beta$ : Índice de confiabilidade

$\nu$ : Coeficiente de Poisson

$\Phi$  = função de densidade acumulada da distribuição normal padrão.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	OBJETIVOS .....	5
2	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL .....	6
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	12
3.1	Coleta de amostras de solo deformadas e indeformadas .....	15
3.2	Investigação geotécnica .....	17
3.3	Caracterização do solo e maciço rochoso .....	20
3.3.1	Caracterização física do solo.....	20
3.3.2	Determinação dos parâmetros de resistência do solo.....	21
3.3.3	Correlações com dados de campo .....	23
3.4	Análise de estabilidade.....	30
3.4.1	Análise Probabilística .....	35
3.5	Análise de deformação .....	38
4	RESULTADOS .....	42
4.1	Geologia .....	42
4.2	Caracterização do solo .....	47
4.3	Dados das sondagens .....	48
4.3.1	Correlação entre sondagens SPT x DPL .....	51
4.4	Parâmetros de resistência .....	55
4.5	Determinação indireta do ângulo de atrito interno e parâmetros elásticos do solo .....	56
4.6	Determinação indireta dos parâmetros de resistência e elásticos do maciço rochoso .....	60
4.7	Discussão sobre a definição dos parâmetros de resistência e elásticos do solo e rocha.....	61
5	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	64

5.1	Cenário 1.....	64
5.2	Cenário 2.....	71
6	ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO.....	83
6.1	Cenário 0.....	83
6.2	Cenário 1.....	85
6.3	Cenário 2.....	89
7	MONITORAMENTO DAS DEFORMAÇÕES.....	94
8	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	100
	REFERÊNCIAS.....	105

## 1 INTRODUÇÃO

O túnel ferroviário existente no Km 184+300, entre as estações Augusto Pestana e Carvão do Corredor Minas Rio, trecho este, atualmente, sob concessão da FCA - Ferrovia Centro Atlântica, uma empresa da VLI (Valor Logística Integrada), foi construído por volta de 1914 durante a implantação da EFOM - Estrada de Ferro Oeste de Minas. Está localizado sob as coordenadas geográficas 22° 5'53.60"S 44° 16'28.46"W, próximo à comunidade de Augusto Pestana, distrito de Liberdade – MG, pertencente à mesorregião sul / sudoeste de Minas e microrregião de Andrelândia (IBGE/2008).

O túnel apresenta desenvolvimento planimétrico em tangente, altimetria em rampa da ordem de 2%, e extensão de 135 m. Foi escavado em solo proveniente de rocha composta de quartzo e feldspato moderadamente intemperizada. Devido à sua data de construção, evidenciada em números lapidados no portal de outro túnel similar distante aproximadamente 2 quilômetros, presume-se que foi construído pelo método Belga. O revestimento interno é composto por blocos de gnaiss em toda a sua extensão.

Segundo BRITO e FONSECA (2013), a estrutura do túnel apresentava patologias no revestimento advindas de infiltrações que agredem as juntas de alvenaria de revestimento, promovendo a desarticulação dos blocos de pedra. A presença de deformações, trincas e fissuras evidenciam a perda da função de resistência da parede lateral do túnel.

Em agosto 2013, foram iniciadas as obras de rebaixamento do túnel, de forma a proporcionar a passagem e aumento na segurança de locomotivas que foram direcionadas para aquele corredor ferroviário. Essas locomotivas possuem dimensões maiores do que as máquinas que operavam no trecho até aquele momento.

O rebaixamento consistia na remoção de 40 cm de solo/rocha em toda a extensão do túnel. Também nas saídas dos dois emboques, de forma gradual até atingir o nível do greide da plataforma, numa extensão de 100m para cada lado, totalizando 340m aproximadamente.

Em dezembro do mesmo ano, a obra foi paralisada devido à evolução das anomalias existentes na parede do túnel, próximo ao emboque, no sentido Estação Augusto Pestana.

As anomalias encontradas durante inspeção detalhada e durante obra de rebaixamento do piso túnel são fortes indícios de perda da resistência em relação às pressões aplicadas pelo extradorso e falhas do sistema de fundação da estrutura. Segundo BRITO e FONSECA (2013), o revestimento do túnel em alvenaria em blocos de rocha impõe um comportamento mecânico frágil. Tal condição possibilita a ocorrência de colapsos progressivos em função do surgimento de deslocamentos milimétricos que geram esforços de flexotração.

As imagens da Figura 1-1 apresentam exemplos de trincas encontradas: (a) Trincas com desprendimento de pequenos blocos do revestimento; (b) Trincas na base da parede lateral; (c) Trincas na região de transição da parede com o teto; (d) Direção de movimentação da parede lateral.



Figura 1-1: Anomalias estruturais encontradas no túnel.

Mediante a constatação das anomalias descritas, decidiu-se construir uma variante ferroviária, ao lado do túnel existente. O reforço estrutural do túnel iria demandar intervenções em seu interior impactando de forma significativa e negativa no tráfego ferroviário e a interrupção de transporte de calcário para a siderúrgica CSN em Barra Mansa/RJ. A topografia local com a localização do túnel antes da intervenção, a projeção

dos cortes necessários e o eixo ferroviário da variante projetado, estão representados na Figura 1-2.

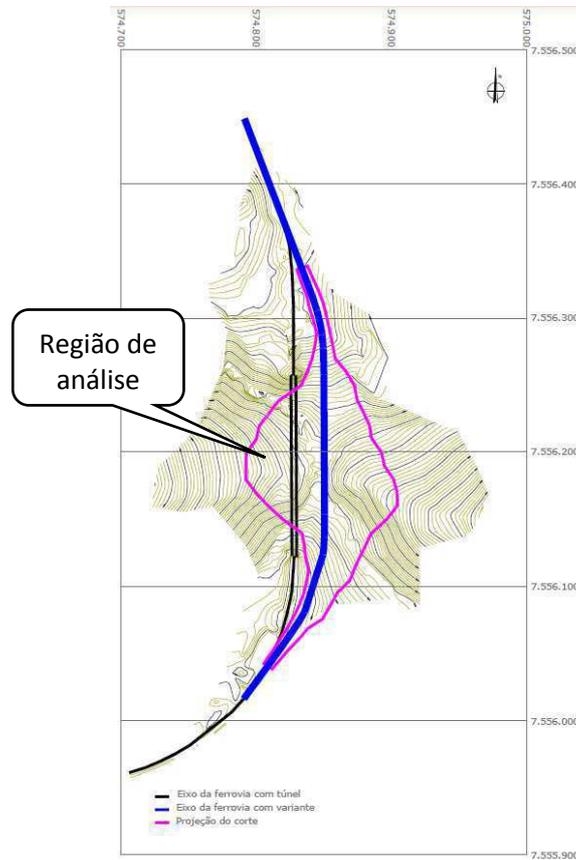


Figura 1-2: Mapa topográfico da área do túnel (adaptado de BRITO e FONSECA-2013).

Durante a execução das escavações da variante, foi presenciada a desestabilização e alguns movimentos de massa do tipo translacional ocorridos nos taludes em solo e rocha alterada. Algumas rupturas de taludes demandaram a movimentação de grandes quantidades de solo, devido às dimensões da área instável e geometria dos nos novos taludes após sua estabilização (Figura 1-3). Estas movimentações foram observadas nos dois lados do eixo da via projetada.

Foram necessárias algumas alterações no projeto de terraplenagem, devido a esses movimentos de massa do tipo translacional, além da construção de sistemas de contenção em solo grampeado e drenos sub-horizontais profundos, DHP. No projeto do solo grampeado foi considerada a construção de chumbadores verticais na região da estrada.

No Anexo I, estão detalhadas as intervenções e estruturas previstas, assim como as modificações propostas indicadas nas notas do projeto.

Com o objetivo de se monitorar possíveis movimentações do maciço composto pelo solo grampeado e estrutura do túnel, foram projetados 20 extensômetros distribuídos em 10 seções, conforme página 5 do Anexo I. Devido a questões de segurança do trabalho, optou-se por reduzir o número de seções para 04. Definidas nos pontos onde foram observadas as movimentações mais expressivas, sobre as cicatrizes dos movimentos translacionais ocorridos.

O solo grampeado foi construído nos taludes próximos ao túnel, no lado oeste da via, até a cota da segunda berma. No lado leste da via apenas em um pequeno trecho logo abaixo da região apresentada nas Figura 1-3a e b.

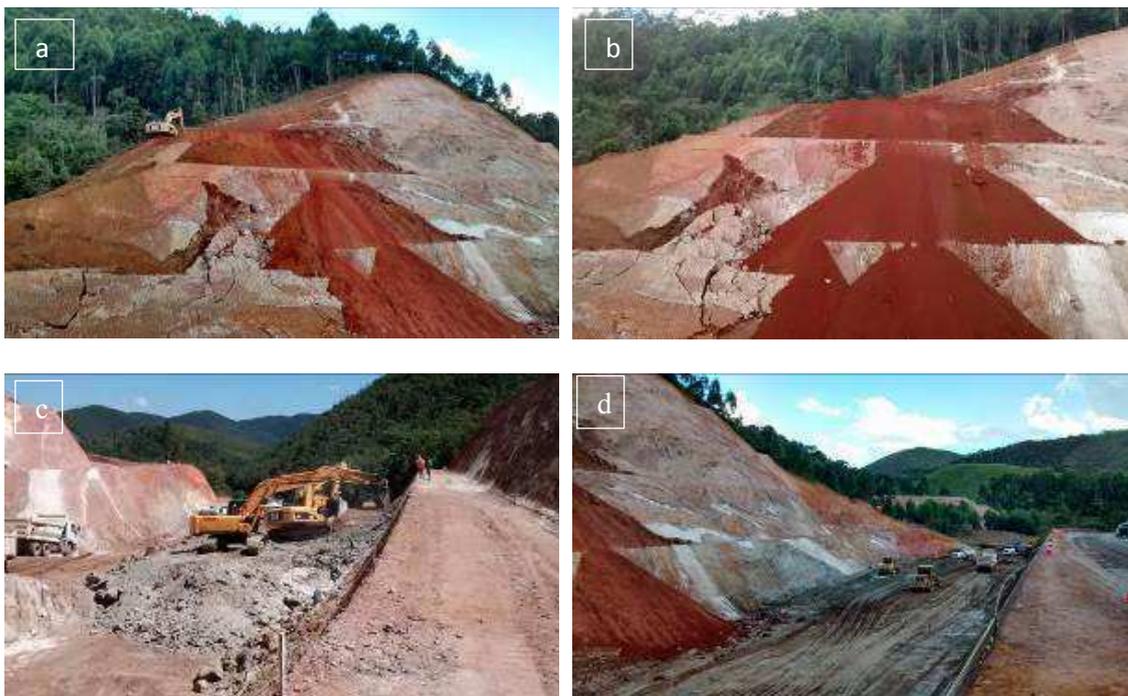


Figura 1-3: Imagens do local durante a escavação. (a) Escavação após movimentação do talude; (b) Vista frontal da área afetada; (c) Escavação em rocha no talude onde posteriormente foi executado o solo grampeado; (d) vista geral apresentado a etapa final de escavação da variante.

## 1.1 OBJETIVOS

Nesta dissertação, pretendeu-se realizar, a análise de estabilidade da estrutura composta por túnel associado a talude de corte, reforçado com solo grampeado. Com os dados obtidos em ensaios de campo e de laboratório, determinou-se o fator de segurança por equilíbrio-limite, associado com análise probabilística através do método de simulação estatística de Monte Carlo.

Também foi analisado o comportamento da estrutura quanto à deformação sob determinadas tensões, comparando-se os resultados com o monitoramento de deformação em campo. Constituem objetivos específicos:

- Caracterizar o solo local através dos ensaios de laboratório;
- Determinar a correlação entre as sondagens SPT e DPL para o solo local;
- Analisar e comparar a estabilidade do talude por métodos determinísticos e probabilísticos;
- Apresentar estudos sobre a deformação do talude.

## 2 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL.

O clima local é o Cwb, segundo classificação de Köppen (1948), tropical de altitude com inverno seco e verão ameno, típico das regiões de altitudes elevadas. As precipitações médias são da ordem de 1850 mm/ano com as maiores concentrações no período de dezembro a janeiro (Embrapa, 2010). As temperaturas mínimas e máxima são em torno de 12,5° e 30°, respectivamente.

Está inserido dentro dos limites da Área de Proteção Ambiental da Serra da Mantiqueira. O Bioma é o da Mata Atlântica, com presença de remanescentes da cobertura vegetal original. O relevo é composto por cadeias de serras e morros entremeados por vales e talvegues íngremes que formam a rede de drenagem natural da bacia do rio Grande. Esta região faz fronteira com a bacia do rio Paraíba do Sul. A Figura 2-1 apresenta a região de entorno do túnel.

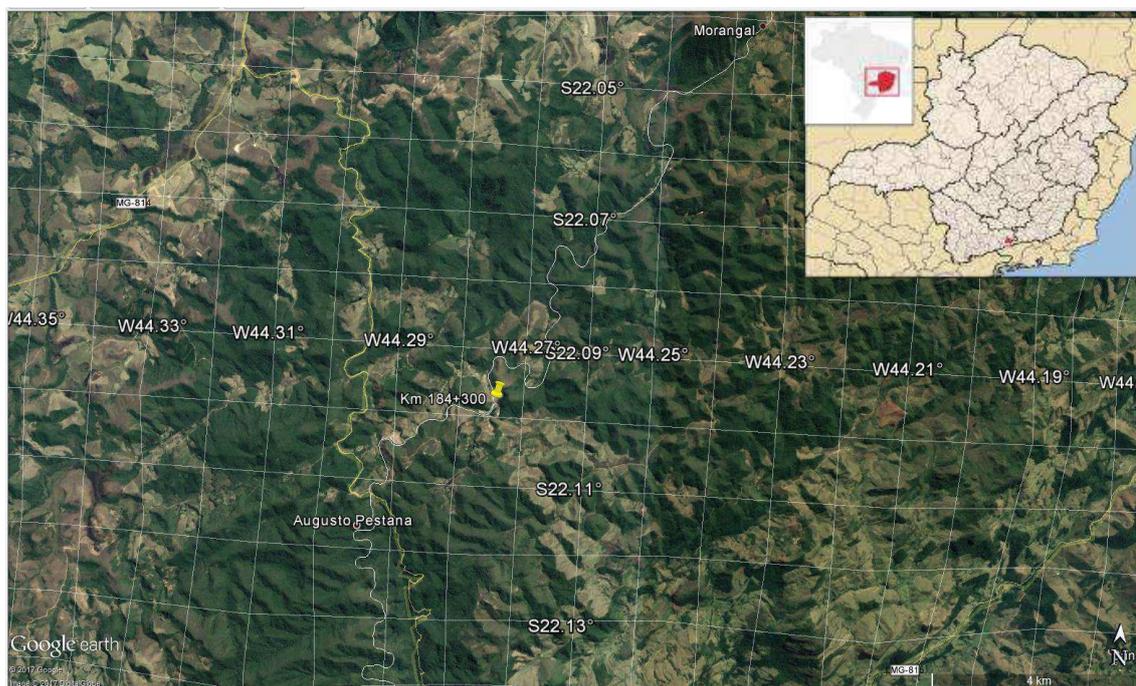


Figura 2-1: Mapa de Localização da área. (Google Earth, 2017)

De acordo com (Trouw *et al*, 2000 b), as principais unidades litológicas mapeadas na região apresentam direção NE-SW, com formas alongadas e sigmoidais, sendo associadas a dois domínios tectônicos distintos, o Domínio Imbricado da Zona de Cisalhamento

Liberdade (DIZCL) e a Nappe Aiuruoca-Andrelândia (NAA), com ocorrência de três conjuntos principais de associações litológicas, as rochas metassedimentares, migmatitos e granitos.

Vilas (1993) considera que a região de estudo está inserida no Complexo de Augusto Pestana, consistindo de rochas gnáissicas ricas em biotita e em silimanita, nas quais se intercalam camadas anfibolíticas, todas pertencentes à fácies almandina-anfibolítica. Nessas rochas a migmatização se manifesta principalmente através da associação com material granitoide.

A Figura 2-2 apresenta o mapa geológico adaptado de Rodrigues (2003), conforme descrições acima. Nele está indicada a direção e mergulho da foliação, próximos ao local do túnel.

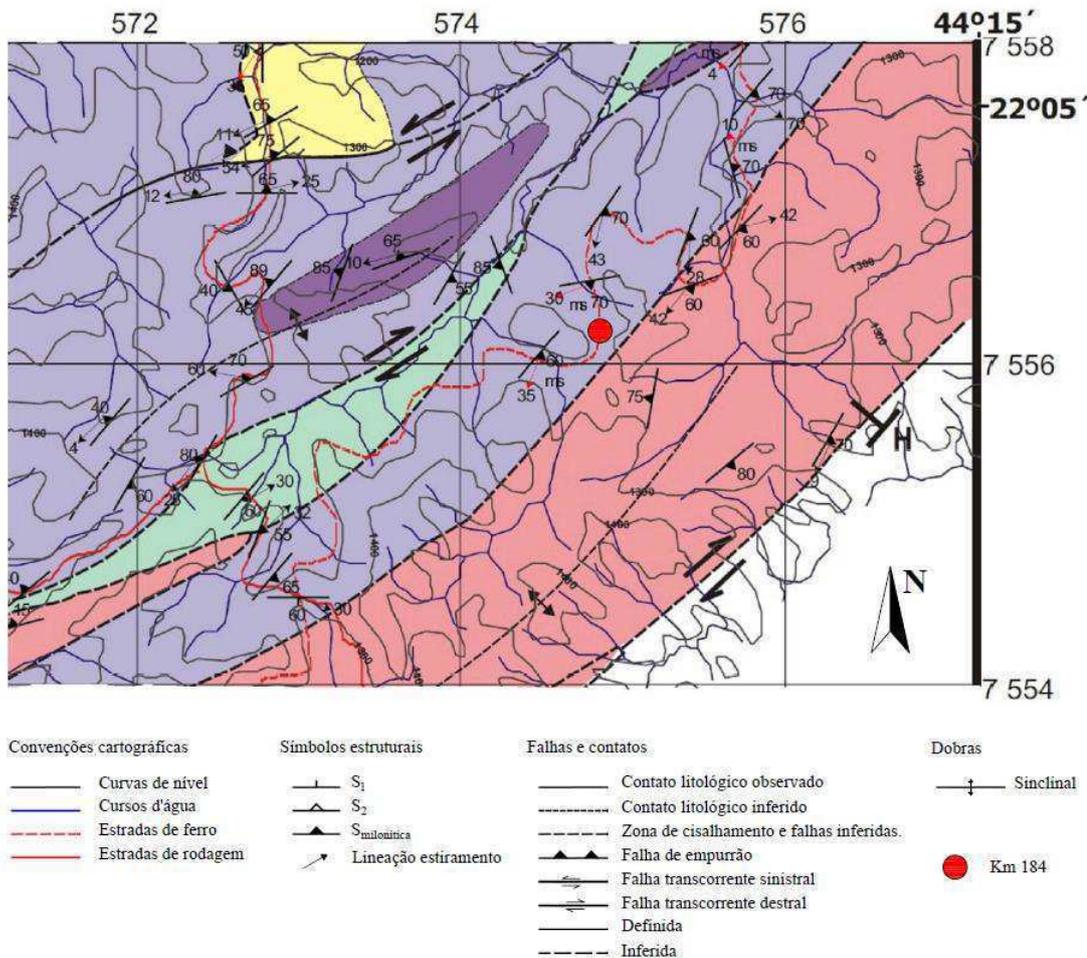


Figura 2-2: Mapa geológico com indicação da atitude das foliações indicando dobramentos. ( Rodrigues, 2003).

A Figura 2-3 apresenta o mapa geológico da região de Liberdade em escala de 1:100.000 e as litologias notáveis. É possível verificar a localização do ponto do túnel entre duas falhas geológicas de empurrão, cuja representação geomorfológica é denominada Serra da Cuba ou Guinilha. A formação geológica local é o Complexo da Mantiqueira 2, composto por Hornblenda-biotita gnaiss migmatítico, ou Hornblenda-biotita ortognaiss estomatóliticos a graníticos (CPRM, 2003).

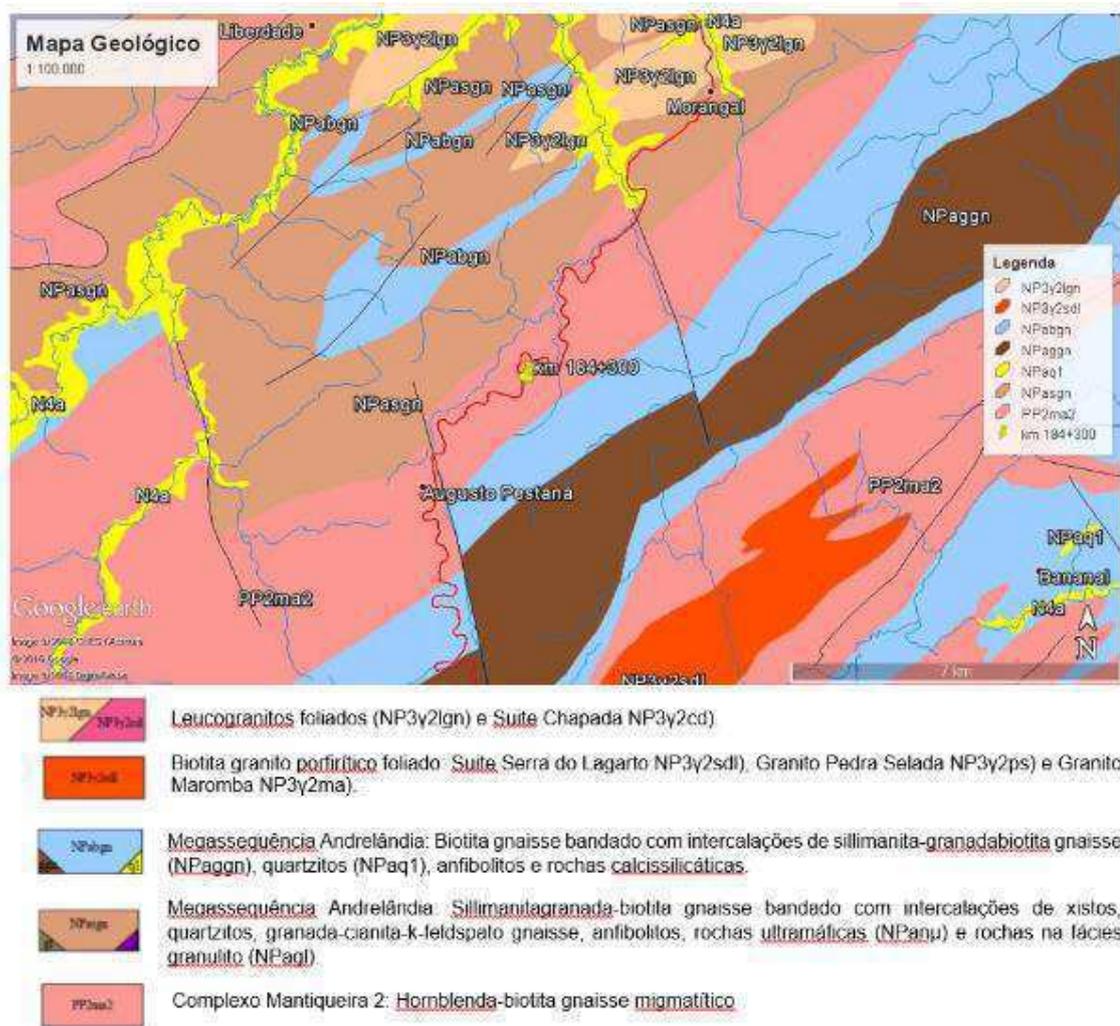


Figura 2-3: Mapa geológico regional. (CPRM, 2003).

Comparando os dois mapas, é possível observar pequenas divergências, porém em um contexto geológico regional as informações presentes são similares. De acordo com Rodrigues (2013), a região está localizada no Complexo Orogênico Mantiqueira, na Faixa Ribeira Central no domínio da zona de cisalhamento Liberdade. Esse terreno possui uma



Mediante o conjunto dessas análises foi verificada a necessidade de construção de solo grampeado e instalação de 12 extensômetros para monitoramento nos taludes posicionados sobre o túnel. O projeto foi elaborado pela Hosken Consultoria de Fundações e Mecânica dos Solos (Hosken, 2014), apresentado no Anexo I.

Algumas alterações foram propostas pela equipe de projetos da Supervisão de Infraestrutura da Gerência de Engenharia da VLI, no intuito de aumentar a segurança dos funcionários, expostos a riscos operacionais devido às atividades de perfuração com trabalho em altura. A Figura 2-5 apresenta o detalhe dos extensômetros instalados.

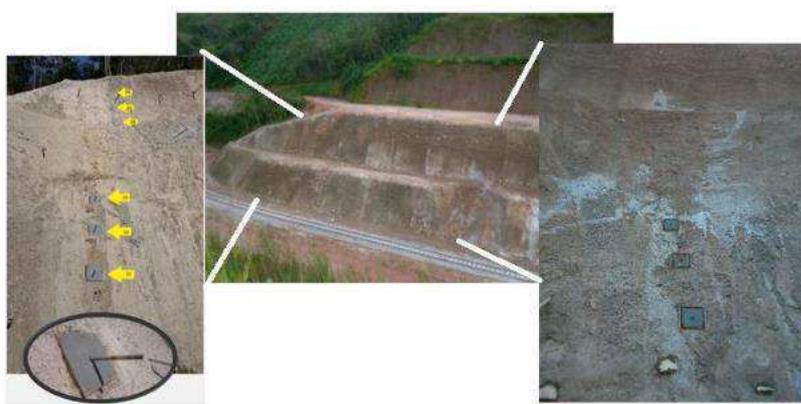


Figura 2-5: Detalhe dos extensômetros instalados

O solo grampeado foi executado no período de agosto e dezembro 2014 e a instalação dos extensômetros ocorreu entre novembro e dezembro do mesmo ano (Figura 2-6). Nesta imagem também são indicadas as áreas com movimentação de solo, representadas como cicatrizes de escorregamentos. Estas ocorreram durante a escavação do desvio e antes da etapa de finalização da superestrutura, conforme indicado na Figura 1-3.

Durante inspeção realizada em períodos posteriores à obra, foi verificado que a injeção de calda de cimento, para concretagem dos tirantes, ultrapassou a região do bulbo previsto em projeto (Figura 2-7). A calda atingiu a área do teto do túnel, chegando a vazar em alguns pontos no seu interior, escorrendo pelas paredes até o piso. Este vazamento provocou o enrijecimento dessas áreas.



Figura 2-6: Vista geral da variante e da área de aplicação do solo grampeado.

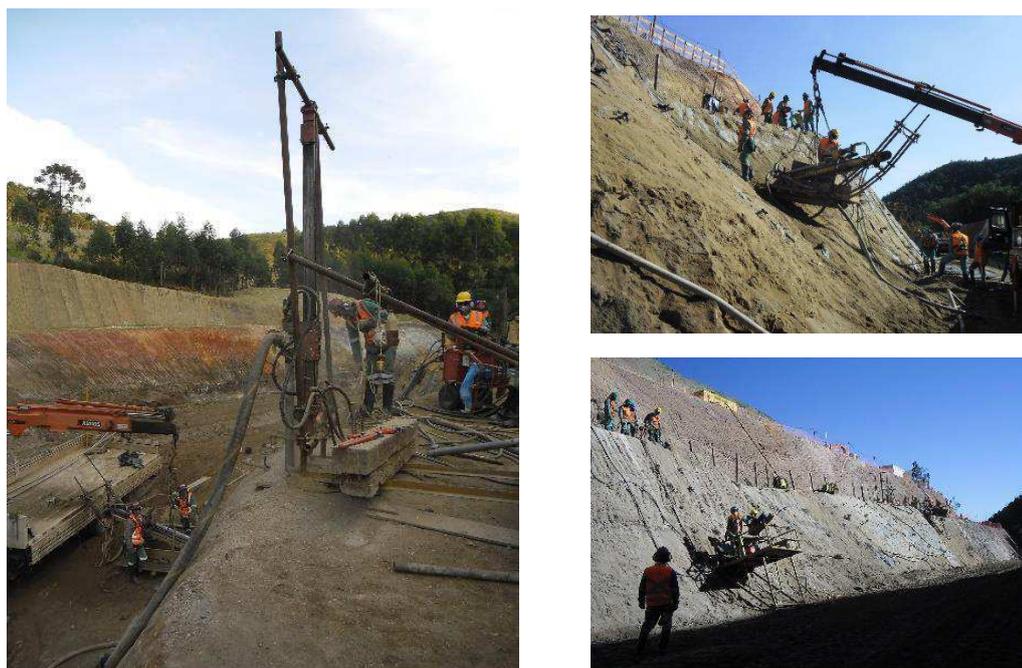


Figura 2-7: Imagens da execução do solo grampeado.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

As investigações geotécnicas envolvem análises geológicas e geotécnicas, e devem ser realizadas de forma entrosada para que atinjam o objetivo da pesquisa de acordo com o tipo de intervenção a ser realizado.

Para este estudo, a finalidade principal das investigações geotécnicas é possibilitar uma análise litológica, com dados fornecidos pelas sondagens, e a caracterização geológica-geotécnica e geomorfológica, embasadas de observações em campo. Com esses dados é possível levantar informações do tipo de material na área de escavação da variante ferroviária e no entorno do túnel.

Foram retiradas amostras deformadas e indeformadas de solo e executadas sondagens SPT – *Standard Penetration Test* e DPL Nilsson – *Dynamic Probe Light*. As atividades desenvolvidas tiveram como documento orientativo as seguintes normas e documento técnico:

- NBR 9604 (ABNT, 1986): Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas;
- NBR 6484 (ABNT, 2001): Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio;
- DIN 4094-1 (2002): *Cone penetration tests*.
- ISSMFE (1989): *TC-16 with Reference Test Procedures*.

Com as amostras de solo coletadas em campo foram realizadas as análises laboratoriais com o objetivo de se obter as características físicas do solo e sua resistência ao cisalhamento.

Para uma melhor visualização do local e cada tipo de coleta ou sondagem realizadas foi elaborada a Figura 3-1 e Anexo II. Nela é apresentada uma vista da área foco de estudo, contendo o local de coleta de amostras indeformadas, deformadas e as sondagens mistas e DPL, assim como as áreas onde ocorreram movimentações de solo durante a escavação.

Em segundo plano está projetada a topografia da escavação e indicação das áreas onde ocorreram as movimentações de solo.

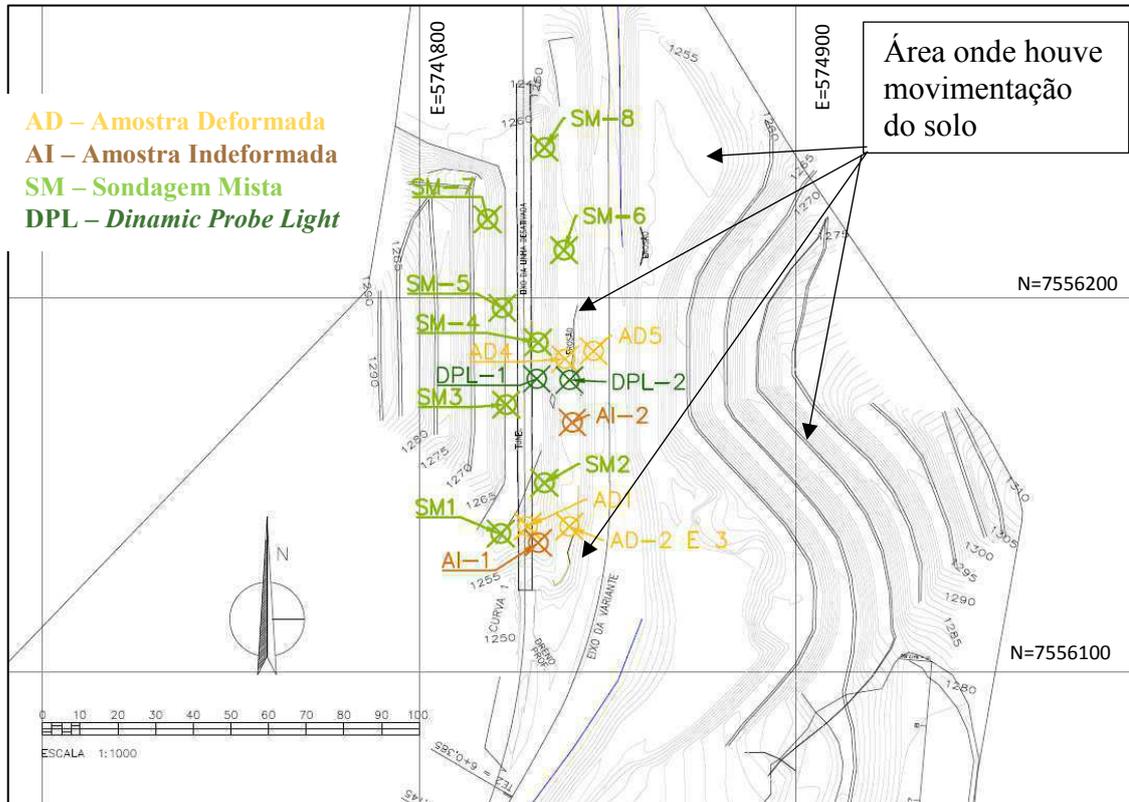


Figura 3-1: Vista em planta de todas as sondagens e obtenção de amostras executadas.

O mapa geral da obra, em planta pode ser visualizado nos Anexos I e II. As sondagens mistas foram executadas na condição natural do terreno, para caracterização do solo a ser escavado. As demais sondagens e coletas de amostras foram feitas após a execução das obras de terraplenagem e podem ser visualizadas na Figura 3-2. Cada atividade de investigação de campo será detalhada nos tópicos seguintes.

O monitoramento das movimentações da estrutura foi feito através da leitura das alterações de altura das extremidades dos 12 extensômetros, conforme indicado no Anexo I e Figura 3-2. Nesta figura também estão indicados alguns pontos de ocorrência de movimentação de solo, a Figura 3-3 evidência a extensão da erosão e a posição dos extensômetros.

A seção do interior do túnel, que apresentava indícios de movimentação, também foi monitorada com a medição da distância entre as paredes e evolução das trincas existentes. As medições foram feitas com treina a laser com precisão milimétrica.

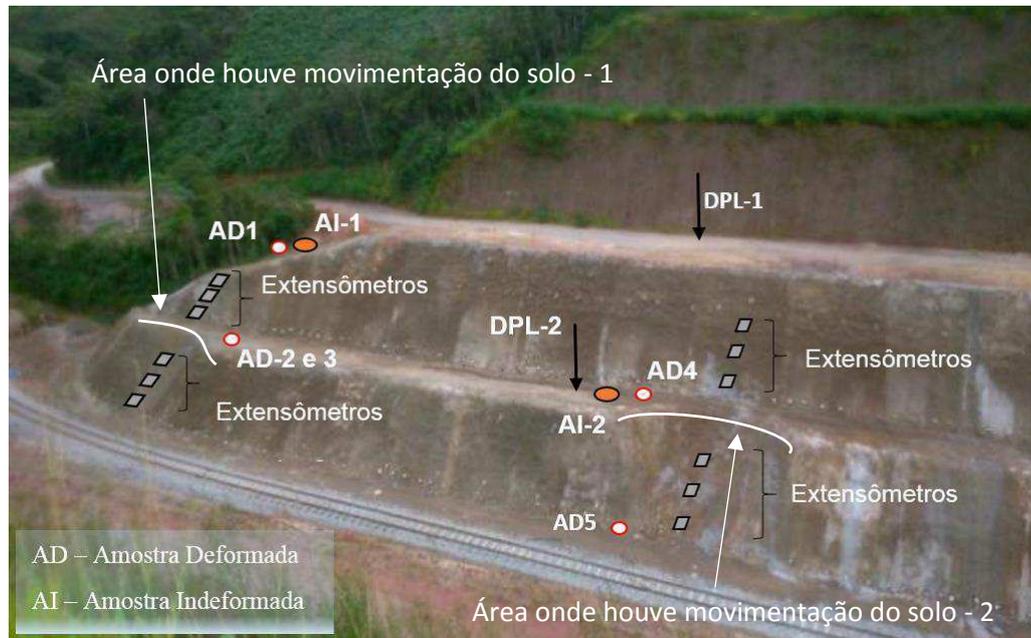


Figura 3-2: Indicação da localização das sondagens e coleta de amostras executadas após a escavação da área.

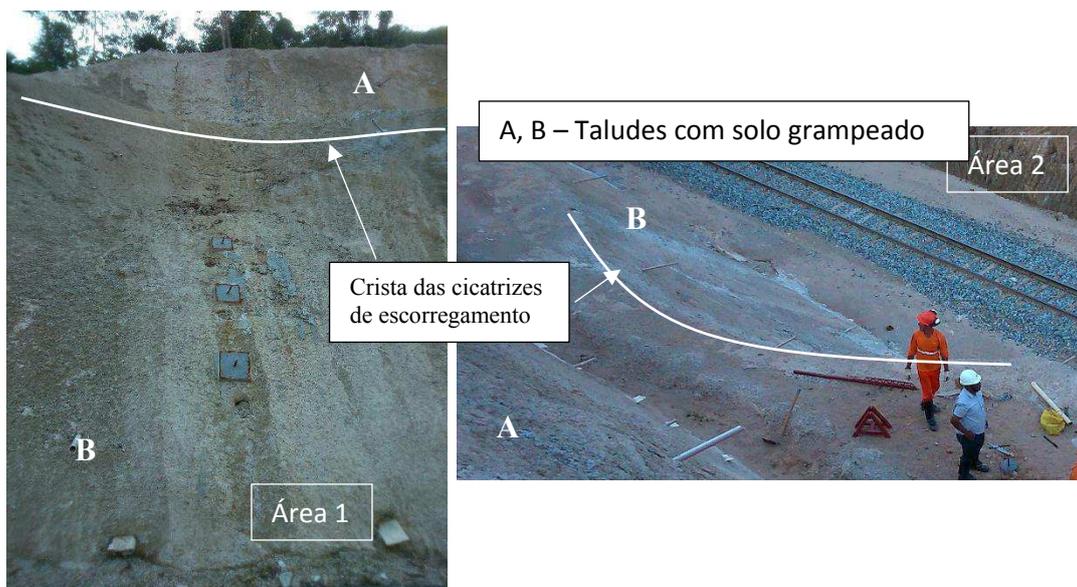


Figura 3-3: Locais de ocorrência de movimentação e instalação dos extensômetros.

### 3.1 Coleta de amostras de solo deformadas e indeformadas

As amostras indeformadas envolveram a extração por raspagem ou escavação, implicando na destruição da estrutura e na alteração das condições de compacidade e consistências naturais. Os locais de extração das amostras foram escolhidos de acordo com os perfis de solo observados durante as atividades de escavação da variante. Também foi levado em consideração as regiões mais representativas do maciço e locais com condições seguras de acesso. Os locais definidos para coleta das amostras estão apresentados nas Figuras 3-2, 3-5 e na Tabela 3-1.

A extração do material foi feita após a remoção da camada superficial do solo. Devido às amostras estarem posicionadas em áreas anteriormente escavadas, não foi necessário abrir trincheira ou poço, conforme prescrição da norma NBR 9604 (ABNT, 1986). As amostras foram obtidas através da aplicação de uma pressão do molde da caixa cisalhante, de dimensões iguais a 10 x 10 x 2 cm, sobre a área do solo delimitada após raspagem de 10 cm de camada superficial (Figura 3-4). Após extração do corpo de prova, o solo foi preservado, ainda com o molde, envolvido em embalagem hermética e protegida contra choques e vibrações, de forma a retratar as condições do material no local de origem.



Figura 3-4: Gabarito metálico utilizado para extração das amostras.

As amostras 2 e 3 foram coletadas no mesmo furo devido à mudança brusca da textura e cor do solo. As coordenadas geográficas das amostras e as cotas são apresentadas na Tabela 3-1.

A escolha do local para extração das amostras indeformadas de solo teve como premissa a proximidade aos locais de instalação dos extensômetros e à representatividade do perfil do solo. A Figura 3-5 indica os locais de coleta das amostras AD-1, amostra deformada, e AI-1, amostra indeformada.



Figura 3-5: Local de extração das amostras AD1 e AI-1 de solo residual maduro.

Tabela 3-1: Pontos de coleta das amostras deformadas e indeformadas

Nº	Coordenadas	Cota (m)	Descrição do local
<b>AD1</b>	574827.95 mE 7556135.25 mS	1259,05	Residual maduro. Borda do talude sobre o emboque do túnel. Na face da encosta previamente existente.
<b>AD2</b>	574839.41 mE 7556135.19 mS	1254,00	Residual jovem. Na primeira berma na região da lateral do túnel sobre área onde houve um escorregamento rotacional.
<b>AD3</b>	574839.41 mE 7556135.19 mS	1253,06	Residual jovem. Em profundidade de 0,40m abaixo da AD-02, no mesmo furo.
<b>AD4</b>	574836.74 mE 7556175.18 mS	1253,08	Residual jovem. Na primeira berma em local próximo à metade da extensão da área de corte, próxima à anomalia estrutural da parede do túnel (Figura 3-5).
<b>AD5</b>	574841.01 mE 7556173.57 mS	1248,00	Residual jovem. Na mesma região do AD-04, porém na mesma cota da plataforma ferroviária e no pé do talude. Nesta região do talude houve um escorregamento rotacional
<b>AI-1</b>	574827.07 mE 7556130.02 mS	1260,23	Residual maduro. Ao lado da amostra AD1.
<b>AI-2</b>	574845.02 mE 7556168.99 mS	1253,04	Residual jovem. Ao lado da amostra AD4

AD = Amostra Deformada; AI = Amostra Indeformada;

### 3.2 Investigação geotécnica

Com o objetivo de se determinar as características do solo e rocha do local foram executadas sondagens mistas a trado e ensaios com o DPL, *Dynamic Probe Light* ou Penetrômetro Dinâmico Leve. A variabilidade das estruturas geológicas é fator determinante para o comportamento do maciço rochoso e influencia na elaboração do modelo conceitual.

As sondagens mistas foram executadas antes das atividades de escavação, com confirmação das características dos materiais. Através da sondagem a trado foi possível determinar a variação dos horizontes de solo com análise tátil visual, suas espessuras e a posição do nível d'água na época de sua execução. As amostras deformadas e indeformadas foram retiradas a cada horizonte identificado e por critérios definidos de acordo com o tipo de investigação desejada.

Com a sondagem a percussão, SPT, pôde-se obter os índices de resistência do solo à penetração de um amostrador padrão com golpes sucessivos de um peso de 65 kg em queda livre.

A sondagem rotativa foi utilizada onde não foi possível a avaliação do subsolo através das sondagens a trado ou percussão. Foi realizada através de sondas rotativas, providas de hastes, coroa de corte e barrilete amostrador.

O DPL NILSSON é um equipamento de sondagem com características de penetrômetro portátil, o qual utiliza um martelo de 10 kg, que por queda livre introduz uma ponteira com 35,7 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento. Estas dimensões representa uma superfície de contato até 12 vezes menor que a ponteira do SPT. O peso total do equipamento se aproxima de 100 kg, podendo ser transportado em módulos, possibilitando a investigação em locais de difícil acesso.

De acordo com o desenvolvedor do DPL NILSSON, através do ensaio é possível obter a estratigrafia do solo e o nível de água, porém, na prática verificou-se que a definição da estratigrafia não é plausível. O seu principal diferencial é a avaliação da resistência da

ponta e o atrito lateral, em solos moles até rijos, até uma profundidade de 12 metros. É possível o seu transporte para locais de difícil acesso e sua operação não precisa de água, nem de fonte de energia. O método baseia-se do conceito europeu DP, que possui um histórico conhecido em sondagens e ensaios, abrangendo e normatizando penetrômetros de portes leve, médio e pesado (NILSSON, 2004).

O boletim de ensaio do DPL fornece os números de golpes,  $N_{10}$ , necessários para que o cone, ou ponteira, vença 10 cm sequenciais e os momentos de torque máximo e residual. O ensaio à percussão é iniciado por um pré-furo de 15 cm de diâmetro e profundidade de 30 cm. É inserida uma haste com a ponteira montada na plataforma niveladora, e em seguida, é aparafusado o conjunto batente/guia na haste. Após esta etapa é instalada mais uma haste com acoplamento do martelo, o qual deve ser içado manualmente e solto a uma altura de 50 cm. A Figura 3-6 apresenta os itens do equipamento de sondagem.

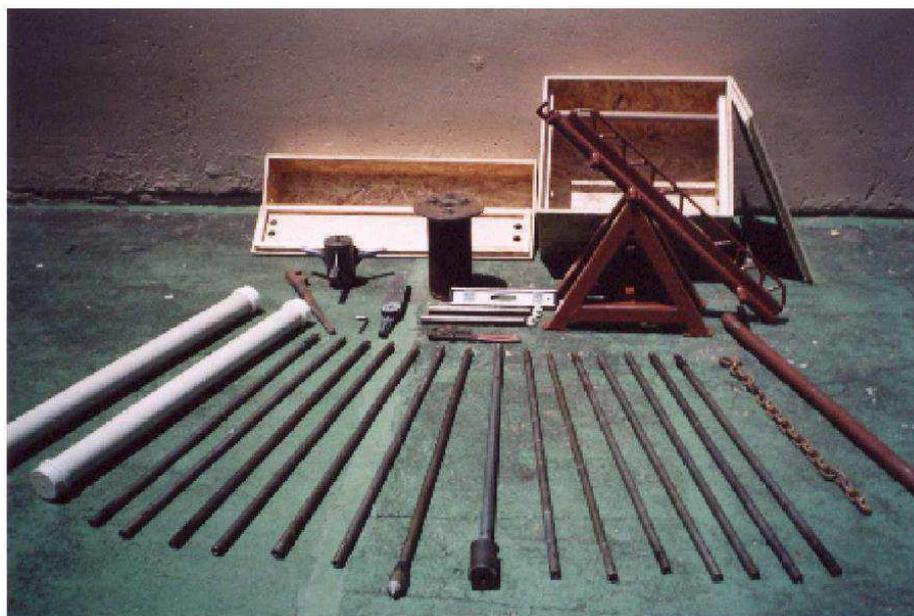


Figura 3-6: Itens do DPL Nilsson.

O procedimento de soltura do martelo é repetido ao longo do avanço das hastes e os números de golpes para avanço a cada 10 cm é anotado em planilha, definido como  $N_{10}$ . Após a finalização do furo, conforme critérios de paralização definido pelo método, é feita a conexão do torquímetro girando-o a uma velocidade de  $360^\circ/\text{min}$ . Todos os valores são anotados em planilha de campo específica para este tipo de ensaio (NILSSON, 2004).

A interpretação dos resultados é feita através da estimativa da resistência de ponta,  $q_d$ , obtida em função da área da ponteira e atrito lateral exercido durante a cravação. Os valores de torque máximo e residual entre a ponteira e o solo são obtidos ao girar a ponteira sobre seu próprio eixo. O valor da resistência de atrito lateral,  $f_s$ , é estimada em função dos valores de torque dividido pela superfície de contato da ponteira com o solo. Os gráficos resultantes do ensaio apresentam, em função da profundidade, os golpes N10, a resistência de ponta,  $q_d$  em MPa, e a força de atrito lateral,  $f_s$  em KPa.

A Tabela 3-2 apresenta as coordenadas geográficas, as cotas e descrição do local de cada sondagem executada. A disposição das sondagens pode ser verificada na Figura 3-2.

Tabela 3-2: Pontos de coleta das sondagens mistas e DPL com descrição dos locais.

Sondagem	Coordenadas	Cota (m)	Descrição
<b>SM 01</b>	574.821,62 mE 7.556.137,00 mS	1.260,83	Amostras coletadas ao longo do eixo da variante ferroviária, em posições alternadas e acompanhando o relevo do morro pré-existente.
<b>SM 02</b>	574.833,22 mE 7.556.150,55 mS	1.264,98	
<b>SM 03</b>	574.823,09 mE 7.556.171,50 mS	1.279,46	
<b>SM 04</b>	574.833,94 mE 7.556.181,93 mS	1.275,68	
<b>SM 05</b>	574.822,03 mE 7.556.197,41 mS	1.277,22	
<b>SM 06</b>	574.838,45 mE 7.556.212,88 mS	1.271,61	
<b>SM 07</b>	574.818,15 mE 7.556.221,17 mS	1.273,62	
<b>SM 08</b>	574.833,27 mE 7.556.240,34 mS	1.264,45	
<b>DPL-1</b>	574839.89 mE 7556178.12 mS	1261,43	Na berma da estrada, na direção de onde houve um pequeno escorregamento.
<b>DPL-2</b>	574831.21 mE 7556178.41 mS	1253,00	Na primeira berma, próximo à metade da extensão total do corte. Próxima à AD4 e AI-2.

Através da análise dos dados das sondagens mistas e DPL, de forma complementar, foi possível fazer uma caracterização mais detalhada do solo. Os dados obtidos nas sondagens DPL foram necessários para verificação do comportamento do solo após a escavação e aplicação do solo grampeado.

### **3.3 Caracterização do solo e maciço rochoso**

#### **3.3.1 Caracterização física do solo**

As amostras coletadas em campo foram analisadas no laboratório do NUGEO – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Os equipamentos utilizados estavam em perfeito estado de operação, com a manutenção e calibração em dia.

A classificação do solo foi feita em duas etapas. Durante os serviços de escavação, com análise táctil-visual e outra após a execução do solo grampeado, com análise granulométrica e seguindo o SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos. A segunda etapa teve como objetivo a complementação da primeira.

Os ensaios foram determinados de acordo com o tipo de análise e executados de acordo com as normas vigentes. A análise granulométrica foi feita conforme a norma NBR 7181 (ABNT, 2017).

Através da curva de distribuição granulométrica foi determinado os seguintes parâmetros: Diâmetro efetivo (D<sub>10</sub>); Coeficiente de Uniformidade (Cu); Coeficiente de Curvatura (Cc). Para a definição dos Limites de Atterberg, sendo eles o Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Liquidez (LL), foram seguidos os procedimentos das normas ABNT NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016). A Massa Específica dos Grãos (Gs) foi determinada de acordo com a ABNT NBR 6458 (ABNT, 2017). As amostras de solo foram classificadas segundo o SUCS, o qual leva em conta a granulometria e os limites de Atterberg.

A classificação qualitativa da agressividade do solo às estruturas de contenção é feita através da análise de parâmetros físico-químicos e biológicos do solo, denominada agressividade específica. Esta classificação também pode ser feita por fatores que possam interferir no processo corrosivo da estrutura, denominado agressividade relativa (SILVA *et. al*, 2007).

Neste estudo será feita análise somente da agressividade específica, podendo estar relacionada à resistividade elétrica, teor de umidade, acidez ou alcalinidade, permeabilidade, presença de sais solúveis e microrganismos. A proposta deste estudo é classificar qualitativamente a agressividade do meio através da determinação do pH do meio.

Na análise química foi feito ensaio de pH do solo, cujo objetivo é determinar a quantidade de íons de hidrogênio na umidade do solo. A ocorrência destes íons na água do lençol freático, proveniente da rocha matriz do solo, provoca a alteração do pH, tornando a água básica ou ácida. Neste último caso o grau de agressividade do conjunto solo-água pode ser elevado (SILVA *et. al*, 2007).

Os ensaios para definição do pH foram feitos nas unidades de solo maduro e jovem, utilizando água destilada misturada ao solo. O procedimento deste ensaio seguiu as definições do manual de métodos de análise da EMBRAPA SOLOS (1997). A classificação do grau de agressividade do meio foi feita de acordo com o Anexo B da NBR 5629 (ABNT, 2006).

A umidade natural do solo foi definida seguindo os procedimentos do anexo da norma NBR 6457 (ABNT, 1986).

### **3.3.2 Determinação dos parâmetros de resistência do solo.**

Os parâmetros de resistência do solo foram determinados com ensaio de cisalhamento direto, seguindo a norma D3080 / D3080M (ASTM, 2011). Foi realizado em um equipamento analógico, do laboratório de ensaios especiais do NUGEO (Figura 3-7).



Figura 3-7: Equipamento de cisalhamento direto.

Os ensaios de cisalhamento foram executados na condição drenada e rápida, utilizando a velocidade de 0,180 mm/min.

A amostra do ponto 1, AI-1, representa a porção mais superficial, composta por material argilo-arenoso, indicado como Unidade 1, solo residual maduro.

A amostra do ponto 2, AI-2, representa o material da unidade de solo intermediária do talude de corte, composto basicamente por solo arenoso, indicado como Unidade 3, solo residual jovem (Figura 3-2).

### ***3.3.2.1 Parâmetros de resistência do solo***

Um carregamento externo aplicado à superfície, o alívio de tensões em escavações e até a própria geometria da superfície da massa de solo, são situações onde ocorre o desenvolvimento de tensões tangenciais ou de cisalhamento. Quando estas tensões chegam a valores nos quais o solo apresenta a ruptura da sua estrutura, são denominadas tensões cisalhantes máximas. Neste nível ocorre a máxima resistência do solo aos esforços cisalhantes.

A análise de resistência ao cisalhamento do solo local foi feita através do ensaio de cisalhamento direto de acordo com a norma americana *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions* (ASTM D3080, 2011). Os ensaios foram feitos nas amostras indeformadas coletadas.

Através da análise dos dados obtidos no ensaio de cisalhamento direto determinaram-se a coesão (C) e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) do solo.

### **3.3.3 Correlações com dados de campo**

As correlações utilizadas visam à complementação dos ensaios de laboratório, a verificação das características do talude na região sob influência do solo grampeado. Desta forma, pretendeu-se utilizar parâmetros mais representativos à situação do talude após as intervenções executadas.

Para a confirmação do ângulo de atrito interno, a serem adotados na análise de estabilidade e do comportamento de tensão x deformação do talude, foram feitas correlações entre os dados obtidos nas sondagens DPL e SPT (item 3.2).

Os resultados complementaram os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto nas unidades de solo não contempladas por este ensaio. Tal confirmação foi necessária devido às alterações nas condições de solo imprimidos pela escavação, como o alívio de tensões, alteração do nível do lençol freático e injeções de caldas de cimentos do solo grampeado.

Primeiramente, foi feita a análise da localização das sondagens, selecionando os furos mais próximos para que as correlações tenham como resultados valores coerentes. A Figura 3-8 apresenta a localização das sondagens. As sondagens mais próximas são a sondagem mista SM-04 e os DPL 1 e 2. Os dados de resistência à penetração de cada tipo de sondagem foram comparados tendo como referência a cota de início de cada uma e, conseqüentemente, as unidades do solo.

Para os valores do  $N_{SPT}$  da SM-04, foram feitas conversões dos valores fracionados nos trechos onde não foram vencidos os 30 cm inteiros, conforme boletim de sondagem. Nota-se que, no relatório da sondagem SM-4 do Anexo III, na profundidade de 19 metros, o boletim não apresenta os valores de resistência à penetração. Nas análises seguintes os dados referentes a esta profundidade foram desconsiderados.



Figura 3-8: Localização das sondagens mistas (SM) e DPL. (Google Earth, 2016)

### 3.3.3.1 Conversão do DPL para o SPT equivalente

Através dos dados de resistência à penetração do DPL,  $N_{10}$ , foi feita uma média aritmética por metro sondado, de forma a comparar estes valores com o  $N_{SPT}$  e permitindo, assim, a determinação de correlações.

As comparações entre os dados técnicos das sondagens, sugeridas por Nilsson (2011), são apresentadas nas Tabelas 3-3 e 3-4. Para a correlação entre os índices de resistência à penetração da sondagem DPL e SPT,  $N_{10}$  e  $N_{30}$ , respectivamente, foram utilizados os dados das sondagens do DPL1 e SM-04, por estarem próximas, a cerca de 10 metros.

Tabela 3-3: Comparações dos dados técnicos entre SPT e DPL. (Nilsson, 2011)

		SPT	DPL	
<b>Características do equipamento</b>	Energia (Martelo)	482 J	50 J	
	Barrilete (Ponteira)	Comprimento	533 mm	100 mm
		Diâmetro	50,8 mm	35,7mm
	Registros durante ensaio	45% do trecho sondado	Contínuo	
	Profundidade (m)	De acordo com o projeto	Limitado a 12	
	Parâmetro de penetração	N30	N10	
	Critérios de impenetrabilidade	-Quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão; -Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador padrão; -Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão.	a) N10 = 100 b) N10 = 80 (3 x seguidas) c) N10 = 60 (5 x seguidas)	

Tabela 3-4: Correlações entre SPT e DPL por tipo de solo. (Nilsson, 2011)

CORRELAÇÕES SPT x DPL		
<b>TESTES DE CAMPO</b>	Argila orgânica arenosa, muito mole. A partir de 5,80m, silte argiloso, de consistência progressiva com a profundidade. Formação Guabirotuba.	$N_{10} = 6 \cdot N_{30}$
	Argila siltosa, a partir de 3,20m misturado com areia. Formação Guabirotuba.	$N_{10} = 3,14 \cdot N_{30}$
	Argila siltosa mole com areia, a partir de 6m, silte arenoso. Embasamento migmatito.	$N_{10} = 6 \cdot N_{30}$
	Argila siltosa vermelha. Formação Guabirotuba. O solo é homogêneo.	$N_{10} = 7,5 \cdot N_{30} - 30$
	Argila siltosa porosa com areia, cor vermelha até 6,50m, seguido por silte argiloso com areia.	$N_{10} = 2,5 \cdot N_{30}$
	Argila siltosa porosa, vermelha.	$N_{10} = 0,54 \cdot N + 4,50$
	Argila siltosa porosa, vermelha escura mole a média, a partir de 9m média a rija	$N_{10} = N_{30}$

### 3.3.3.2 Estimativa de parâmetros de resistência do solo e maciço rochoso.

O valor do ângulo de atrito interno,  $\phi$ , pôde ser estimado através de correlações empíricas, para solos granulares, com o uso do índice de resistência à penetração ao SPT, ou do DPL Nilsson nas cotas onde estas foram executadas, como as apresentadas nas Equações 3-1 (Teixeira e Godoy, 1996, *apud* Cintra *et al.*, 2003), 3-2 (Terzaghi, 1936, *apud* Custódio, 2003), 3-3 (Muromachi *et al.*, 1974, *apud* Custódio, 2003).

É prática comum utilizar o valor do  $N_{SPT,60}$  e a compacidade relativa,  $D_r$ , como apresentado nas Equações 3-4 (Hatanaka e Uchida, 1996, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012), 3-5 (Mello, V.F.B. 1971, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) e 3-5-1. Todas são aplicáveis para solos residuais jovens.

$$\phi' = 28 + 0,4 * N_{30} \quad (3-1)$$

$$\phi' = 15 + \sqrt{20 * N_{30}} \quad (3-2)$$

$$\phi' = 20 + 3,5 * \sqrt{N_{30}} \quad (3-3)$$

$$\phi' = 20 + \sqrt{15,4 * N_{SPT,60}} \quad (3-4)$$

$$(1,49 - D_r) * \tan \phi' = 0,712 \quad (3-5)$$

Sendo,

$$D_r = \sqrt{\left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28 * \sigma'_{v0} + 27}\right)} \quad (3-5-1)$$

(Skempton, 1986 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012)

Ainda, para solos granulares, o ângulo de atrito pode ser obtido pelo ábaco de Mitchell et al (1978, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012), Figura 3-9.

Para solos tropicais também é possível estimar o ângulo de atrito interno conforme Equação 3-6 (Salih, 2012), através da percentagem de argila.

$$\phi' = 0,14 * (234,5 - \% \text{ argila}) \quad (3-6)$$

As estimativas foram embasadas em correlações empíricas, as quais foram utilizadas com ressalva, uma vez que podem haver variações no que tange à execução de ensaios de sondagem.

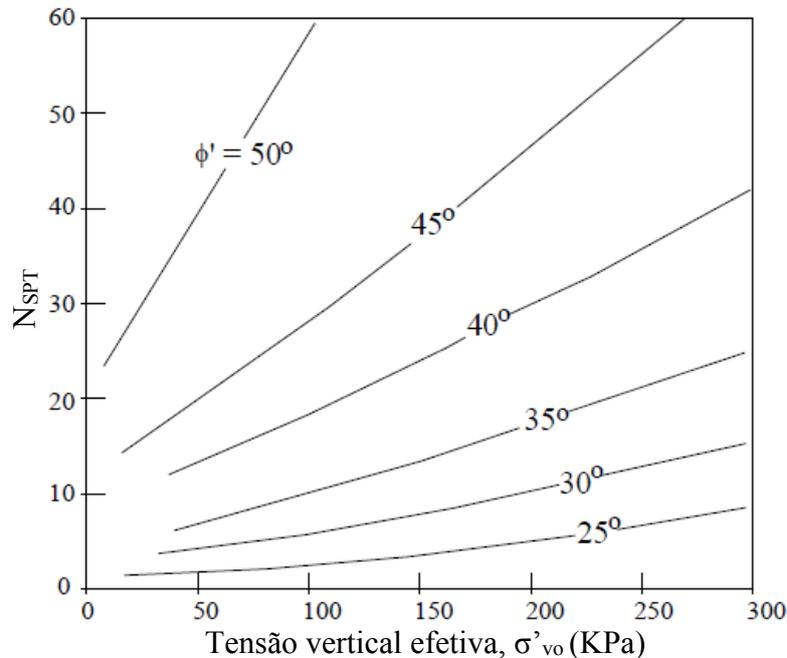


Figura 3-9: Ábaco de Mitchell *et al.*(1978, *apud* Schnaid e Odebrecht,2012)

Na estimativa dos parâmetros do maciço rochoso, foi utilizado o sistema de classificação denominado GSI, *Geological Strength Index* ou Índice de Resistência Geológica. Este parâmetro varia entre 0 e 100 e é correspondente a uma redução da resistência do maciço em diferentes condições geológicas (Hoek, E. et al., 1998). Através desta análise é feita a estimativa da coesão (c) e ângulo de atrito interno (φ), representativos para todo o maciço. Para esta estimativa foi utilizado o software Rocklab v1.031 (Rockscience, 2007).

A estimativa dos parâmetros de resistência foi feita através da atribuição de valores baseados em índices e características do maciço rochoso. É feita através da análise visual do talude, verificação do tipo de rocha matriz, grau de faturamento, disposição de famílias de discontinuidades e as condições das superfícies das discontinuidades.

A determinação dos valores dos parâmetros de resistência foi feita através da atribuição de valores baseados em índices e parâmetros existentes no *software* Rocklab v1.031 (Rockscience, 2007).

### 3.3.3.3 Estimativa dos parâmetros elásticos do solo e maciço rochoso

Para a estimativa dos parâmetros elásticos do solo, nos locais onde não foram coletadas amostras indeformadas, foram considerados os valores de resistência à penetração do SPT, e do DPL Nilsson. A correlação foi obtida pela Equação 3-7 (Teixeira e Godoy, 1996 *apud* Cintra *et al.*, 2003):

$$E = \alpha * K * N \quad (3-7)$$

Onde,

E = Módulo de Elasticidade (MPa);

N = Resistência à penetração ao SPT;

K = Coeficiente proposto por Teixeira & Godoy (Cintra *et al.*, 2003):

$\alpha$  = Coeficiente proposto por Teixeira & Godoy (Cintra *et al.*, 2003):

Tabela 3-5: Correlação empírica para coeficiente  $\alpha$ .

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 3-6: Correlação empírica para coeficiente K.

Solo	K (Mpa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

As Tabelas 3-5 e 3-6 apresentam as correlações para os coeficientes  $\alpha$  e  $K$ .

Para a estimativa do coeficiente de Poisson,  $\nu$ , foi utilizada uma correlação empírica diretamente relacionada ao tipo de solo (Tabela 3-7).

Tabela 3-7: Correlação empírica para estimativa do coeficiente de Poisson proposto por Teixeira & Godoy (Cintra *et al*, 2003).

Solo	$\nu$
Areia pouco compacta	0.2
Areia compacta	0.4
Silte	0.3 – 0.5
Argila saturada	0.4 – 0.5
Argila não saturada	0.1 – 0.3

Para o maciço rochoso, a estimativa do módulo de elasticidade foi obtida no *software* Rocklab v1.031 (Rockscience, 2007). A estimativa dos parâmetros elásticos foi feita através da atribuição de valores baseados em índices e características do maciço rochoso, assim como para os parâmetros de resistência.

A determinação do coeficiente de empuxo em repouso para solos,  $K_0$ , será feita a partir da relação empírica com o ângulo de atrito interno efetivo (Equação 3-8).

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \quad \text{Jaky (1944).} \quad (3-8)$$

Para o maciço rochoso, a determinação dos parâmetros elásticos, também foi feita através da atribuição de valores baseados em índices e parâmetros do maciço disponíveis no *software* Rocklab v1.031 (Rockscience, 2007). Este software adota o critério de Hoek e Diederichs (2006).

Quanto ao coeficiente de Poisson da rocha, serão consideradas as faixas de valores indicados na literatura (Rocha, 1981) para o tipo de rocha existente (Tabela 3-8).

Tabela 3-8: Faixa de valores de  $v$  por tipo de rocha. (Rocha, 1981)

Tipo de Rocha	$v$
Granito são	0,21
Granito alterado	0,10
Granito muito alterado	0,09
Granodiorito	0,23
Basalto	0,27
Pórfiro	0,26
Gnaisse	0,22
Gnaisse alterado	0,09
Xisto (Paralelo à xistosidade)	0,20 – 0,21
Xisto (Normal à xistosidade)	0,14
Micaxisto	0,23
Ardósia	0,14
Quartzito	0,26
Calcário	0,23
Gesso	0,23
Cré	0,22
Grés	0,25
Conglomerado	0,20

### 3.4 Análise de estabilidade

A análise do fator de segurança, foi precedida pelas seguintes etapas executadas no software AUTOCAD CIVIL 3D:

- Elaboração do projeto *As Built* da obra de escavação da variante ferroviária com modelo de elevação do terreno;
- Definição da seção do talude a ser estudado;
- Elaboração do perfil do talude em escala;

As análises de estabilidade foram executadas no software GEOSLOPE, embasado no perfil obtido no AUTOCAD. Foram adotados alguns métodos de análise da estabilidade, dentre eles os métodos de Morgenstern & Price, Janbu Generalizado, Spencer e Sarma (GERSCOVICH, 2009).

Todos os métodos são considerados rigorosos por atenderem todas as equações de equilíbrio de forças e de momentos, exceto para Janbu Generalizado (SANDOVAL, 2012; LIMA, 2002).

Com os resultados obtidos nas análises baseadas nos métodos propostos acima é possível identificar as faixas de valores dos fatores de segurança em um determinado setor da estrutura a ser estudada.

Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009), as estruturas projetadas exigem um certo nível de segurança dependendo dos riscos envolvidos, podendo ser enquadradas seguindo uma classificação definida a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas, Tabela 3-9, e danos materiais e ambientais, Tabela 3-10, cruzando esses dois dados é possível definir fatores de segurança mínimos para cada situação.

De acordo com os critérios descritos e com as características do local é possível definir níveis de segurança desejados como baixo, tanto para perda de vidas humanas como para danos materiais e ambientais.

Preliminarmente, o fator de segurança mínimo para deslizamentos, conforme Tabela 3-11, é igual a 1,2. Porém, adotando o critério da Nota 1, para uma grande variabilidade dos ensaios geotécnicos, justificada pela alta heterogeneidade das unidades de solo, aplicou-se uma majoração em 10% no FS. Portanto, o fator de segurança mínimo considerado na análise foi de 1,3.

Tabela 3-9: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (NBR 11682 (ABNT, 2009)).

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

Tabela 3-10: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. (NBR 11682 (ABNT, 2009)).

Nível de Segurança	Critérios
<b>Alto</b>	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais.
<b>Médio</b>	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
<b>Baixo</b>	Danos materiais locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Tabela 3-11: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11682 (ABNT, 2009)).

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

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança devem ser majorados em 10%.

As análises foram desenvolvidas utilizando o *software* Geoslope (Geostudio, 2016). Foram considerados dois cenários com o intuito de conduzir as análises de forma didática e clara, apresentado as condições de estabilidade da obra de escavação. Os cenários abordados são:

- **Cenário 1:** Condição real do talude da variante escavada e com o túnel. Neste cenário não foi considerado o solo grampeado, portanto o objetivo foi avaliar as condições de estabilidade do talude sem nenhum reforço.
- **Cenário 2:** Condição atual do talude da variante escavada, com o túnel e com a aplicação do solo grampeado. O objetivo para este cenário foi avaliar a estabilidade global do talude, considerando os reforços aplicados.

É necessário frisar que, no cenário 2, não foi possível considerar os chumbadores verticais executados conforme projeto, devido à impossibilidade de análise em conjunto com os sub-horizontais. Portanto, os valores de fator de segurança obtidos estarão subestimados.

As Figuras 3-10 e 3-11 apresentam a seção para as modelagens no *software*, com a geometria e unidades de solo consideradas nos cenários 1 e 2, respectivamente. A superfície piezométrica adotada foi estimada com base nos dados das sondagens,

considerando uma variação de 1 metro e um rebaixamento do nível d'água após a escavação executada, devido à execução dos DHP's.

Para os dois cenários foi considerado um acréscimo de carga de 5KN/m<sup>2</sup> na berma correspondente à localização da estrada vicinal e uma superfície freática acompanhando a orientação das unidades de solo e aflorando no pé do talude. As possíveis superfícies de escorregamento foram avaliadas mediante a definição dos trechos de entrada e saída na crista, face e pé do talude.

Para o cenário 2, há a inclusão do solo grampeado nos dois primeiros taludes, ao lado da ferrovia e abaixo da berma da estrada. As características do reforço estão descritas na Tabela 3-12. O *software* utilizado assume que a estrutura é toda interligada na face pela camada de concreto.

No cenário 2 foram adotadas duas regiões diferentes para análise, A na porção superior sem reforço e B na porção inferior do corte, com reforço. Desta forma é possível verificar o efeito do reforço do solo no aumento do fator de segurança e identificar as áreas mais frágeis (Figura 3-11).

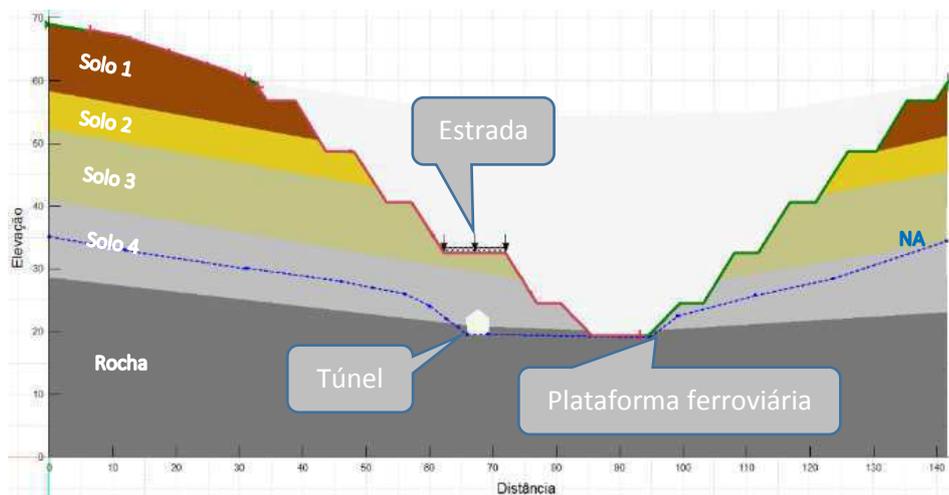


Figura 3-10: Seção considerada no cenário 1.

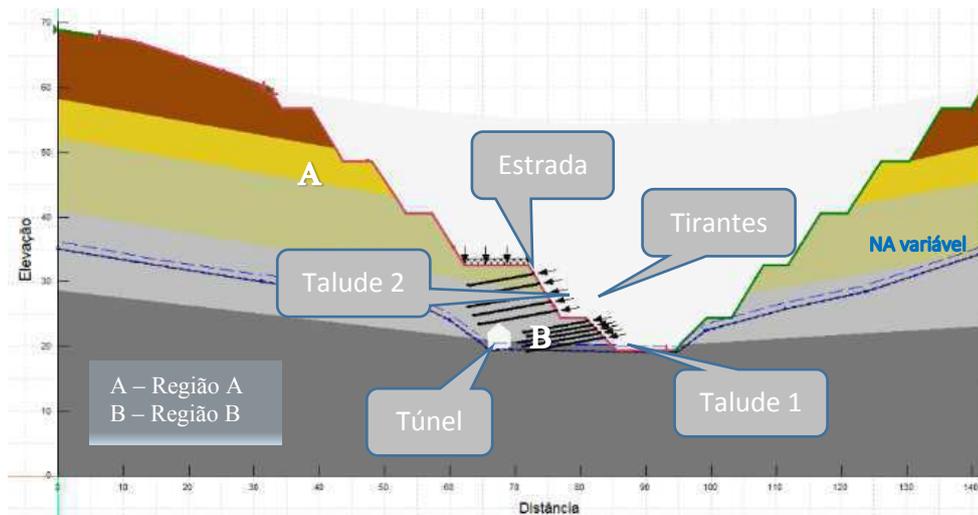


Figura 3-11: Seção considerada no cenário 2.

Tabela 3-12: Características técnicas do solo grampeado para os taludes 1, inferior, e 2, superior. (Hoesken, 2014)

	<b>Taludes</b>			
	<b>1</b>		<b>2</b>	
<b>Tipo</b>	Passivo		Passivo	
<b>Espaçamento (m x m)</b>	2 x 1		2 x 1.86	
<b>Resistência à tração (KN)</b>	110		110	
<b>Resistência ao cisalhamento (KN)</b>	400		400	
<b>Qs (kPa)</b>	280		280	
<b>Comprimento</b>	10	12	10	12
<b>Tirantes</b>	1 e 2	3, 4 e 5	1 e 2	3, 4 e 5

qs= resistência ao arrancamento do tirante

### 3.4.1 Análise Probabilística

De acordo com YORIYAS (2009), para que a simulação seja fiel ao fenômeno estudado, é criado um modelo que representa o sistema real de interesse. Em seguida são realizadas as simulações das realizações com este modelo por meio de amostragens aleatórias das funções de Probabilidade x Densidade, ou PDF, *Probability Density Functions*, que caracterizam o processo físico. Neste contexto, à medida que o número de simulações

aumenta, conseqüentemente a qualidade de representação do sistema é incrementada, caracterizado pela redução das incertezas estatísticas das grandezas de interesse.

Neste método não é obtida a solução exata do problema analisado, porém, tem-se como resultado uma boa estimativa do valor exato à medida que o número de amostragens suficientemente grande é processado (YORIYAS 2009).

Segundo MACHADO e RIBEIRO (2001) e EL-RAMLY (2001), é considerado um método semi-probabilístico, utilizando a variabilidade dos parâmetros de entrada, neste caso, a coesão e o ângulo de atrito interno. É feita a seleção do modelo determinístico de base para a função de desempenho, em seguida, define-se quais parâmetros irão ser modelados bem como as funções de distribuição das variáveis de entrada. É feita uma estimativa dos parâmetros de entrada utilizando a distribuição normal de frequência de Gauss, através de um gerador de números aleatórios que seleciona um valor para cada variável de entrada baseado na distribuição de probabilidades. Usa-se esses valores para resolver a função de desempenho, calculando o fator de segurança (COSTA, 2005).

A construção da distribuição de frequências da variável de desempenho, Fator de Segurança, é feita através de várias repetições desse processo, de onde se obtém as principais características de variação, o FS médio e probabilidade de falha do talude, Pf.

Na simulação de Monte Carlo, durante a amostragem de valores de forma aleatória das distribuições probabilidades de entrada, é formado um conjunto para cada amostra. Cada conjunto de amostra é chamado de iteração. O número de iterações é definido como o número suficiente de vezes para que a distribuição da probabilidade da variável dependente esteja estabilizada. (HARR, 1987). A Equação 3-9 apresenta a fórmula para definição do número de iterações.

$$N = \left( \frac{h_{\sim\alpha/2}^2}{4\varepsilon^2} \right)^m \quad (3-9)$$

Onde,

N = número de iterações

$h_{\sim\alpha/2}$  = coeficiente de confiança (considerar Figura 3-12)

$\varepsilon$  = máximo erro permitido

m = número de variáveis independentes

Nível de Confiança (%) ( $1 - \tilde{\alpha}$ )	$h_{\tilde{\alpha}/2}$
85	1,44
90	1,64
95	1,96
95,45	2,00
98	2,33
99	2,58
99,5	2,81
99,73	3,00
99,9	3,29
99,99	3,89
99,994	4,00

Figura 3-12: Coeficientes de segurança para uma distribuição probabilística normal (modificado de HARR, 1987)

Segundo Silva (2015), no *software* utilizado na análise, a probabilidade de falha ( $P_f$ ) é medida pelo número de análises que resultam em fator de segurança menor que 1, dividido pelo número total de análises, conforme Equação 3-10.

$$P_f = \frac{\text{número de análises } FS < 1}{\text{número total de análises}} \times 100\% \quad (3-10)$$

Segundo Hasofer e Lind (1974), o índice de confiabilidade,  $\beta$ , é a menor distância euclidiana entre a origem do Espaço Gaussiano e a superfície de estado limite. Pode ser definido ainda como o módulo vetor posição do ponto de projeto, ou DP – Design Point, no Espaço Gaussiano (García, 2015). Pode ser considerada numericamente conforme a Equação 3-11.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3-11)$$

Onde,

$\beta$  = Índice de confiabilidade;

$\Phi$  = função de densidade acumulada da distribuição normal padrão.

$P_f$  = Probabilidade de falha.

A alta variabilidade das características do solo do local de estudo justifica a utilização de um método probabilístico nas simulações da determinação do Fator de Segurança. Tal variação dos dados de *input* são lançados no *software* de análise, considerando uma variação dos dados em uma distribuição do tipo normal.

A estabilidade foi investigada também por meio de uma otimização com análise probabilística, utilizando o método de Monte Carlo, cujo *software* Geoslope permite tal análise. Na análise probabilística foram consideradas as duas variáveis aleatórias que mais contribuíram na variância do fator de segurança, ou seja, a coesão e ângulo de atrito interno. Para estas variáveis adotou-se a distribuição normal, pois estes parâmetros tendem a ter uma distribuição deste tipo. Também foi considerada uma variação da superfície freática da ordem de 1m para uma cota acima da cota inicial.

### **3.5 Análise de deformação**

Na modelagem numérica por elementos finitos foram considerados alguns aspectos principais como a discretização dos elementos ou malha, as propriedades do material, as condições de contorno, o tipo de análise adotada para cada etapa da obra e os efeitos da água subterrânea sobre o estado de deformação do maciço.

O estudo foi executado com o software Sigma/W (Geostudio, 2016), que utiliza o método de elementos finitos para análise de modelos matemáticos de problemas físicos em meios contínuos, feita através de equações diferenciais ou integrais.

O método de elementos finitos está fundamentado na divisão do domínio de integração em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos finitos. Essa divisão do meio contínuo para o discreto é representada por uma malha com vários pontos de uma determinada seção de estudo. Quanto maior o número de pontos, maior será a discretização do meio e mais detalhada será a análise.

As propriedades elásticas do solo e rocha são essenciais para a condução da análise e foram determinadas através de ensaios de campo, laboratório e devidas correlações quando necessário, conforme será demonstrado nos tópicos seguintes.

As condições de contorno foram definidas conforme a topografia local e adotando uma geometria simplificada da situação real. A distância das bordas externas à região a ser estudada foi definida de tal forma que as extremidades não sofram influência das tensões e deformações possíveis. São considerados elementos que influenciam e são influenciados no comportamento da estrutura, como escavações, estruturas de contenção, ondulações do terreno, presença de corpo d'água. As concentrações ou distribuições de cargas também são elementos inseridos na análise, pois contribuem diretamente no estado de tensões da estrutura.

O tipo de análise adotada está diretamente relacionado à etapa da obra. Para um cenário considerado como inicial, adota-se o tipo “*in situ*”. Já na etapa de escavação, adota-se o tipo tensão-deformação quando são considerados os alívios de tensões devido à remoção do material e aplicação de tensões quando da inclusão de determinada carga concentrada ou distribuída em determinada área. Nesta etapa da análise foi incluído o período de tempo necessário para a sua execução, sendo que na escavação foram necessários 123 dias e no reforço 240 dias. Na etapa seguinte de reforço e acomodação do maciço é considerado o tipo de análise de redistribuição de tensões, quando será feita a verificação das deformações totais considerando todas as intervenções executadas.

Com os dados de deformações obtidos, foi feita uma comparação com o critério de definição do grau de risco do processo de movimento de massa, em função do valor da movimentação da NBR 11682 (ABNT, 1991). Nesta análise, foi utilizada a Tabela 1 da versão de 1991, a qual não está presente na revisão de 2009 (Figura

Com o objetivo de sistematizar a análise de tensão pela deformação do talude da variante ferroviária, foram adotados 3 cenários que retratam os passos da sua execução desde a escavação até a conclusão do solo grampeado. Nestes cenários foram atribuídos valores do período de cada etapa em segundos e o tipo de análise, conforme metodologia adotada no software SIGMA (Geostudio, 2016).

**Tabela 1 - Movimentos de massa - Grau de risco do processo em função do valor da movimentação**

Grau de risco	Deslocamento característico		Velocidade característica média	
	horizontal cm	vertical cm	horizontal mm/dia	vertical mm/dia
alto	> 20	> 10	> 20	> 20
médio	5 a 20	2 a 10	1 a 20	1 a 20
baixo	< 5	< 2	< 1	< 1

Notas: a) Os valores indicados devem ser adaptados em função da experiência regional ou do projetista.

b) O grau de segurança necessário ao local condicionará os padrões de avaliação e tipos de controle necessários, durante e após a execução da obra.

c) O grau de risco do problema condicionará basicamente as características do controle, durante e após a execução da obra.

Figura 3-13: Reprodução da Tabela 1 da NBR 11682 (ABNT, 1991).

Este método visa simular a evolução da obra, considerando os alívios e aplicações de tensões ao longo do tempo, com a verificação das deformações decorrentes destas variações e a contribuição dos reforços. Os cenários e tempos decorridos de cada etapa são apresentados em seguida. Os dados utilizados nas análises estão apresentados na Tabela 4-10.

**Cenário 0:** condição inicial da área antes da escavação. Foi feita uma extrapolação aproximada das unidades de solo e rocha pela tendência natural da topografia original.

- Tempo decorrido na etapa: Foi adotado 0 segundos, por se tratar da condição inicial, ou seja, será o ponto de partida da análise.
- Tipo de análise no Sigma: *In Situ*, com cálculo das tensões no solo para a condição inicial.

**Cenário 1:** Condição do solo escavado. Nesta etapa foi simulado o processo de escavação da variante ferroviária. Portanto, neste cenário, há um alívio de tensões devido à remoção da massa de solo.

- Tempo decorrido na etapa: 10.627.200 segundos (123 dias).
- Tipo de análise no Sigma: *Load / Deformation*, quando são obtidas as possíveis deformações na massa de solo.

**Cenário 2:** Condição do talude escavado com o solo grampeado. Nesta etapa foi simulado o processo de aplicação do solo grampeado. Portanto, há um reforço na face do talude devido à construção do solo grampeado, atuando com contribuição das forças resistentes, com o objetivo de conter as deformações observadas na etapa anterior.

- Tempo decorrido na etapa: 20.736.000 segundos (240 dias).
- Tipo de análise do Sigma: *Stress Redistribution*, quando são obtidas as possíveis deformações da massa do solo com a construção do reforço do solo.

As condições de contorno para os três cenários foram definidas como fixas nas laterais e na porção inferior do croqui de simulação. Na parte superior do croqui não foi definida uma condição de contorno, deixando essa região livre para deformações.

No cenário 3 foi inserida uma sobrecarga distribuída de 5kPa sobre a estrada para simular o esforço exercido por veículos, baseada no valor da carga máxima de um veículo correspondente ao tipo TB-240, conforme norma NBR 7188 (ABNT, 2013)

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Geologia

O modelo conceitual foi elaborado baseado em trabalhos de campo e pelo registro fotográfico obtido durante a fase final da escavação do corte. Isto porque a superfície atual do talude está obscurecida pelas obras de estabilização e vegetação. Pelas Figuras 4;1, 4;2 e 4;3 é possível observar que as bandas mais ou menos ricas em quartzo do gnaiss alterado e do solo residual jovem estão dispostas de acordo com um grande dobramento, sinforme, no talude que envolve o túnel.

No talude leste verifica-se o mesmo sinforme, seguido de um antiforme, indicando que toda área foi submetida a dobramentos. No talude oeste, no qual se encontra o túnel ferroviário, as unidades mergulham suavemente para sudoeste, indicando que o eixo do dobramento é levemente inclinado para este sentido.

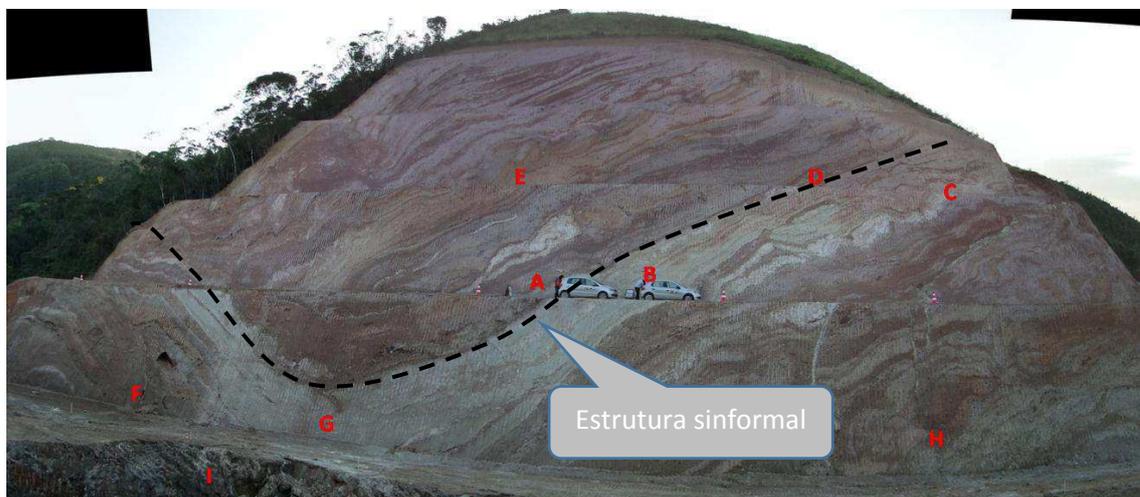


Figura 4-1: Foto da região de corte, da porção superior ao eixo do túnel, com indicação dos locais de coleta de amostras (FUTAI, 2014).

Para elaboração do modelo conceitual do talude, foi feita uma análise dos resultados das sondagens mistas, executadas antes da escavação dos taludes de corte. Devido à alta

heterogeneidade do bandamento do gnaise alterado e saprolito, o estudo se baseou na composição do solo de acordo com os valores obtidos de NSPT (Figura 4-4).



Figura 4-2: Foto da escavação em andamento (lado oposto)



Figura 4-3: Talude oposto. Notar continuidade dos dobramentos.

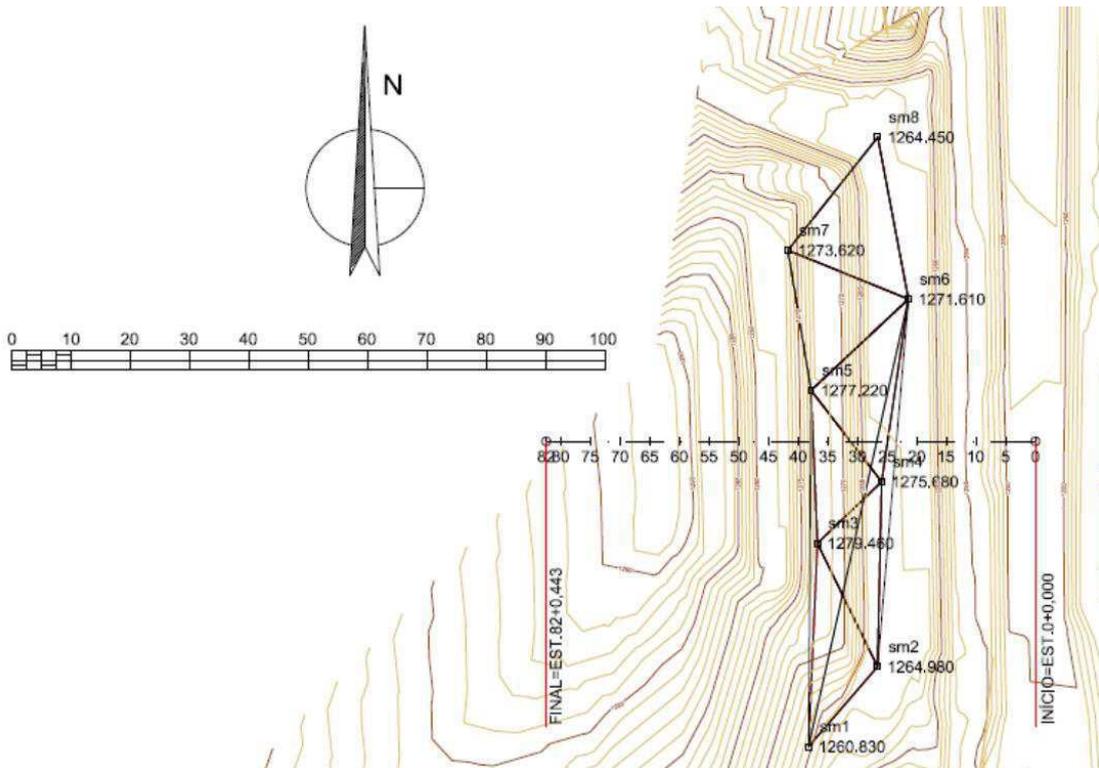


Figura 4-4: Localização das sondagens mistas, com delimitação dos topos dos horizontes dos solos numa vista em planta.

Os topos das unidades de solo foram plotados em 3 dimensões para visualização de sua distribuição espacial. As superfícies apresentadas na Figura 4-5 A e B indicam o limite

do topo dos horizontes de unidades de solo saprolítico. Os espaços entre as superfícies são preenchidos pelas unidades de solo principais identificadas.

Mediante esta análise e comparação com a Figura 4-1, foi elaborado um modelo conceitual do talude da Figura 4-6 e selecionada a seção do talude a ser utilizada na análise de estabilidade, com uma indicação dos mergulhos das unidades de solo residual e rocha (Figura 4-7). O relatório das sondagens mistas é apresentado no Anexo IV.

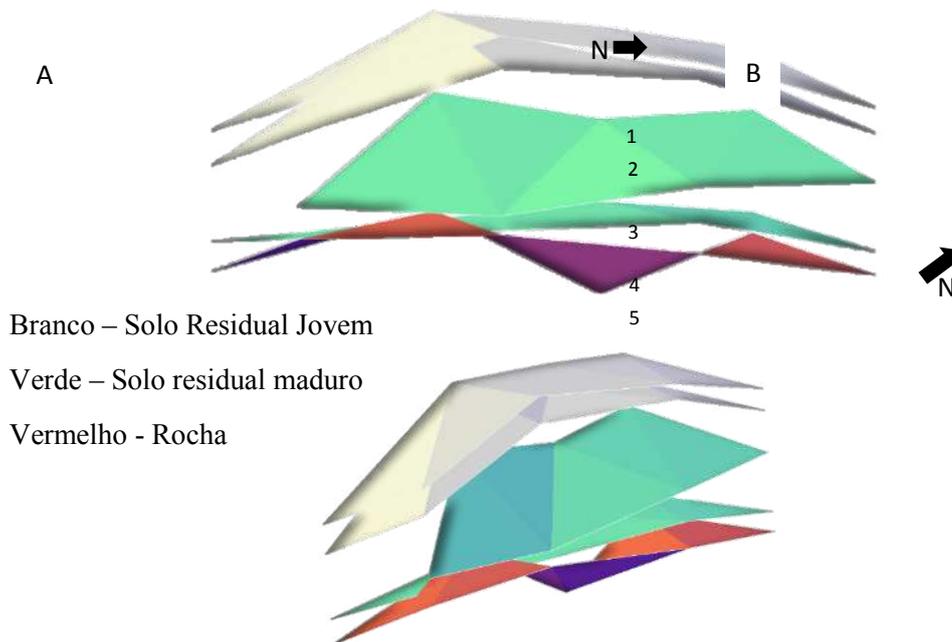


Figura 4-5: Delimitação das unidades de solo de 1 a 5 em 3 dimensões. (A) vista frontal; (B) vista lateral.

Foram definidas quatro unidades principais de solo sobre a rocha alterada, sendo elas: na região mais superficial do relevo ocorre o solo residual maduro, com textura argilo arenosa, unidade 1. Logo abaixo ocorre o solo saprolítico arenoso, unidade 2, em seguida, solo saprolítico silto arenoso, unidade 3. Este é sotoposto por saprolito com blocos de rocha e areia grossa, unidade 4, e por fim, a rocha alterada, unidade 5.

As unidades identificadas apresentam um mergulho para sudoeste com variações significativas de suas espessuras. No campo, confirmou-se que o dobramento apresenta eixo oblíquo ao eixo de ferrovia, mergulhando para sudoeste (Figura 4-8 e Figura 4-9).

A ocorrência deste dobramento, um sinforme com eixo nordeste – sudoeste, parece condicionar os escorregamentos nos dois lados da via, que estão posicionados seguindo esta mesma orientação. A movimentação da parede interna do túnel, apresentada na Figura 1-1d, está posicionada ao longo da mesma linha de direção do eixo dos dobramentos, sugerindo uma zona de fraqueza potencializada pelo formato sinclinal, que tende a concentrar água na transição do solo residual para a rocha alterada.

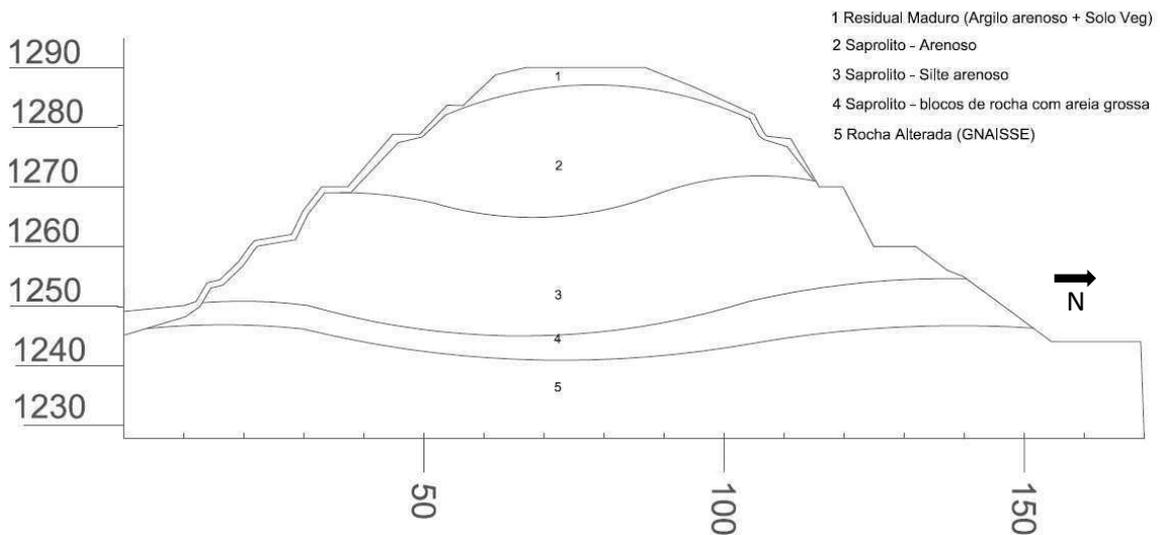


Figura 4-6: Modelo conceitual do talude com representação da estrutura sinformal em vista frontal.

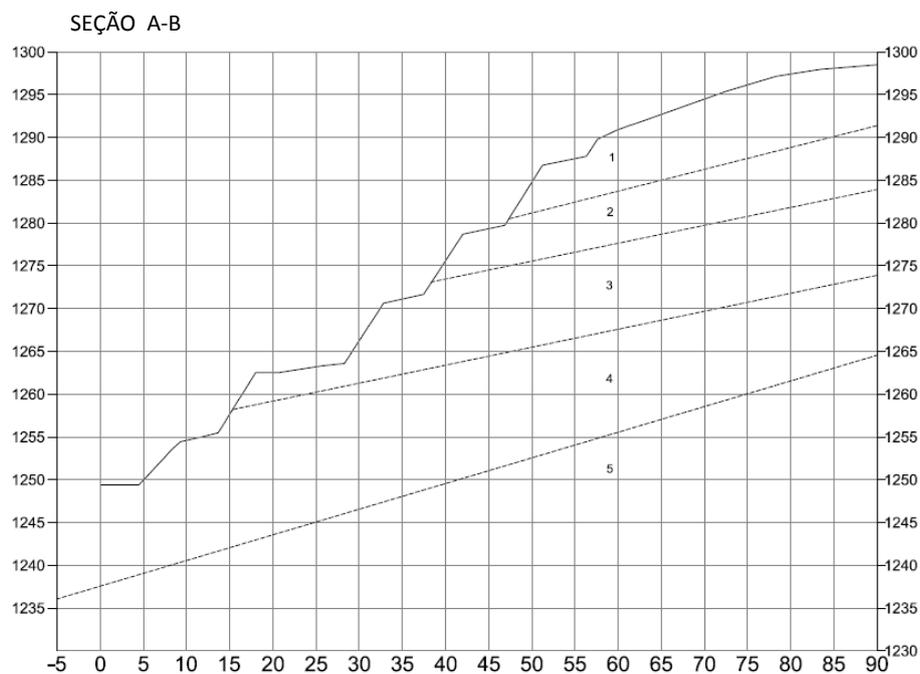


Figura 4-7: Modelo conceitual do perfil do talude. (1 – Solo residual maduro; 2 – Areia; 3 – Silte arenoso; 4 – Saprolito; 5 – Rocha alterada (Gnaisse).

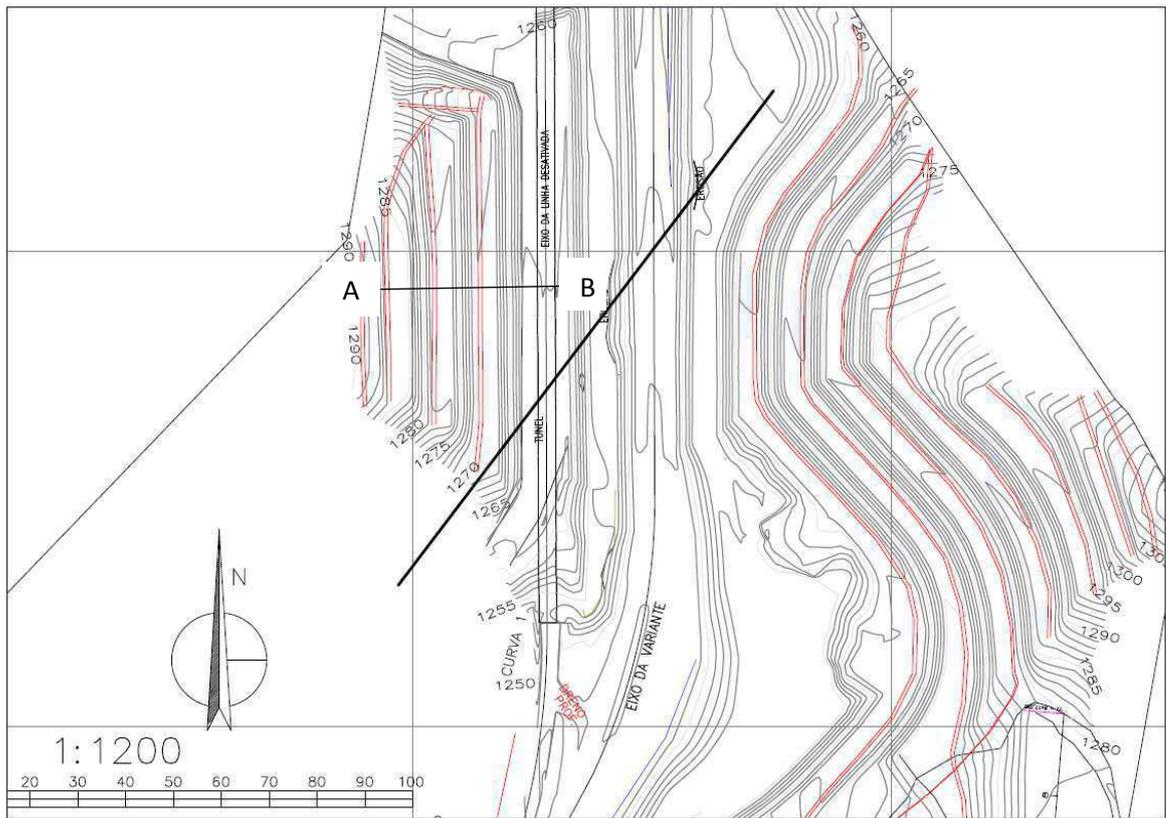


Figura 4-8: Indicação do eixo do dobramento, oblíquo ao eixo da ferrovia e seção A-B.



Figura 4-9: Imagens do local com o eixo do dobramento principal.

## 4.2 Caracterização do solo

O solo local é composto basicamente por areia fina a grossa com presença de silte e cor variando entre marrom, marrom claro, branca e cinza claro. Na análise com auxílio de lupa foi identificada a presença de quartzo, mica, feldspato e biotita.

Os locais de coleta das amostras estão apresentados na Figura 4-10. Nas amostras de solo para caracterização em laboratório foram obtidos os dados apresentados e consolidados na Tabela 5-1. Os resultados completos dos ensaios de laboratório estão no Anexo IV.

Tabela 4-1: Resultados dos ensaios de laboratório - Classificação.

Amostras	AD1	AD2	AD3	AD4	AD5
<b>Descrição</b>	Residual Maduro, Unidade 1	Residual Jovem, Unidade 2	Residual Jovem, Unidade 3	Residual Jovem, Unidade 3	Residual Jovem, Unidade 4
<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	-	0,007	0,002	0,028	0,047
<b>D<sub>30</sub> (mm)</b>	0,021	0,062	0,090	0,101	0,200
<b>D<sub>60</sub> (mm)</b>	0,260	0,350	0,360	0,260	0,460
<b>Cu</b>	-	50,00	21,18	9,29	9,79
<b>Cc</b>	-	1,60	1,32	1,40	1,85
<b>LL (%)</b>	37,3	31,7	28,7	-	27,3
<b>LP (%)</b>	27,8	24,5	-	-	-
<b>IP</b>	9,5	7,2	0	0	0
<b>GS</b>	2,820	3,030	3,032	2,959	2,941
<b>Sigla SUCS</b>	SC-SM	SC-SM	SM	SM	SM
<b>pH</b>	4,38	4,22	4,30	6,65	7,77

Quanto ao ensaio de pH, o solo residual maduro apresentou um valor igual a 4,38, mesma faixa para os solos das unidades 2 e 3, residuais jovens, que apresentaram o pH igual a 4,22 e 4,30, respectivamente. Esses valores são correspondentes a um meio muito agressivo conforme classificação da NBR 5629 (ABNT, 2009).



Figura 4-10: Pontos de coleta das amostras deformadas.

### 4.3 Dados das sondagens

O relatório completo das sondagens mistas está disponível no Anexo IV. A Figura 4-11 apresenta a execução da sondagem DPL2.

Nas Figuras 4-12 e 4-13 e Tabelas 4-2 e 4-3 são apresentados os gráficos e dados do N10, força de atrito lateral,  $f$ , e resistência de ponta,  $q_d$ , em função da profundidade para cada profundidade, para as sondagens DPL1 e DPL2, respectivamente. Os valores de torque máximo e residual foram obtidos a cada metro sondado.

A sondagem DPL1 foi executada na cota 1261 e avançou até a profundidade de 5,7 metros. De acordo com o critério de interrupção do DPL Nilsson, esta sondagem foi paralisada aos 5,7 metros atingindo 100 golpes. A sondagem DPL2 foi executada na cota 1253 até a profundidade de 3,3 metros com 108 golpes.

Tabela 4-2: Valores de N10 obtidos na sondagem DPL1

z(m)	N10										
0,1		1,1	23	2,1	27	3,1	23	4,1	35	5,1	41
0,2		1,2	23	2,2	26	3,2	23	4,2	37	5,2	39
0,3		1,3	23	2,3	28	3,3	38	4,3	33	5,3	31
0,4	23	1,4	22	2,4	31	3,4	24	4,4	29	5,4	32
0,5	23	1,5	21	2,5	31	3,5	17	4,5	22	5,5	49
0,6	23	1,6	21	2,6	31	3,6	19	4,6	23	5,6	47
0,7	10	1,7	21	2,7	20	3,7	32	4,7	27	5,7	100
0,8	23	1,8	21	2,8	17	3,8	30	4,8	39	5,8	
0,9	23	1,9	21	2,9	26	3,9	33	4,9	25	5,9	
1	23	2	25	3	25	4	35	5	41	6	
<b>M</b>	<b>2,9</b>	<b>M</b>	<b>2,9</b>	<b>M</b>	<b>4,0</b>	<b>M</b>	<b>4,1</b>	<b>M</b>	<b>2,5</b>	<b>M</b>	<b>4,3</b>
<b>m</b>	<b>2,0</b>	<b>m</b>	<b>2,0</b>	<b>m</b>	<b>3,5</b>	<b>m</b>	<b>3,5</b>	<b>m</b>	<b>1,8</b>	<b>m</b>	<b>3,5</b>

M = momento máximo; m = momento residual

Tabela 4-3: Valores de N10 obtidos na sondagem DPL2.

z(m)	N10	z(m)	N10	z(m)	N10	z(m)	N10
0,1		1,1	27	2,1	27	3,1	38
0,2		1,2	33	2,2	27	3,2	96
0,3		1,3	29	2,3	49	3,3	108
0,4	10	1,4	22	2,4	64	3,4	
0,5	19	1,5	26	2,5	66	3,5	
0,6	55	1,6	35	2,6	53	3,6	
0,7	36	1,7	35	2,7	61	3,7	
0,8	57	1,8	32	2,8	43	3,8	
0,9	35	1,9	60	2,9	32	3,9	
1	29	2	22	3	32	4	
<b>M</b>	<b>3,4</b>	<b>M</b>	<b>2,0</b>	<b>M</b>	<b>3,8</b>	<b>M</b>	<b>4,6</b>
<b>m</b>	<b>2,2</b>	<b>m</b>	<b>1,0</b>	<b>m</b>	<b>2,7</b>	<b>m</b>	<b>4,3</b>

M = momento máximo; m = momento residual



Figura 4-11: Execução de sondagens DPL.

Observando os dados dos gráficos das Figuras 4-12 e 4-13, é possível identificar uma tendência de relação inversamente proporcional entre  $f$  e  $q_d$  comparados com os valores de  $N_{10}$ . Esta tendência é observada para os dados do DPL1 e DPL2. As planilhas de resultados da sondagem DPL podem ser visualizadas no Anexo V.

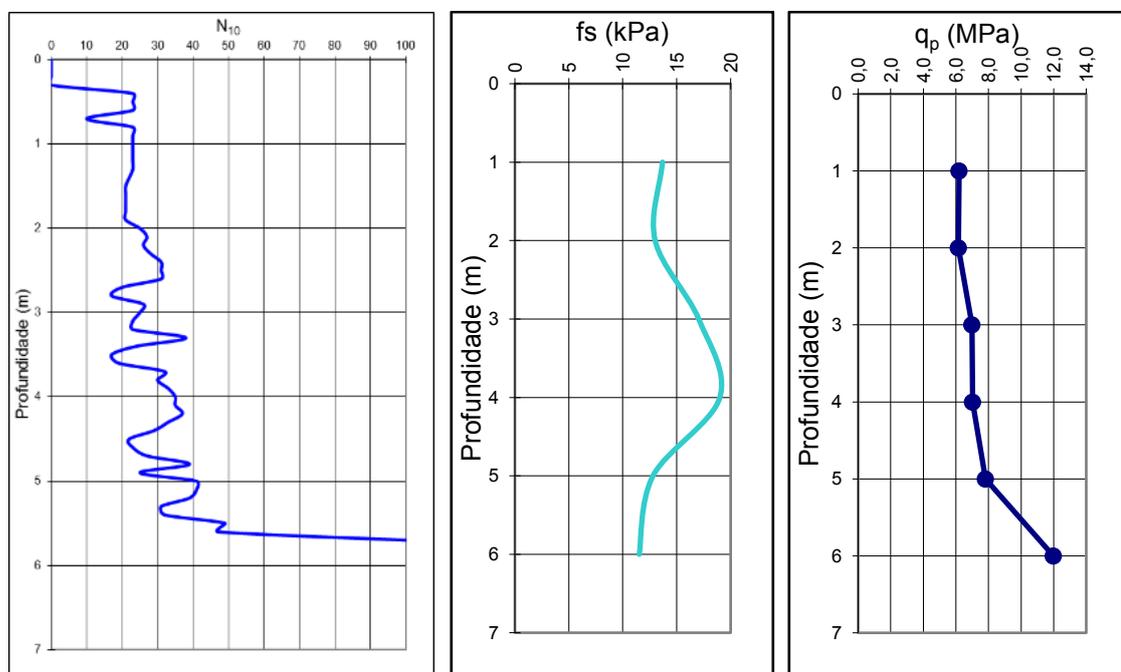


Figura 4-12:  $N_{10}$ , Força de atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_p$ ) em função da profundidade – DPL 1.

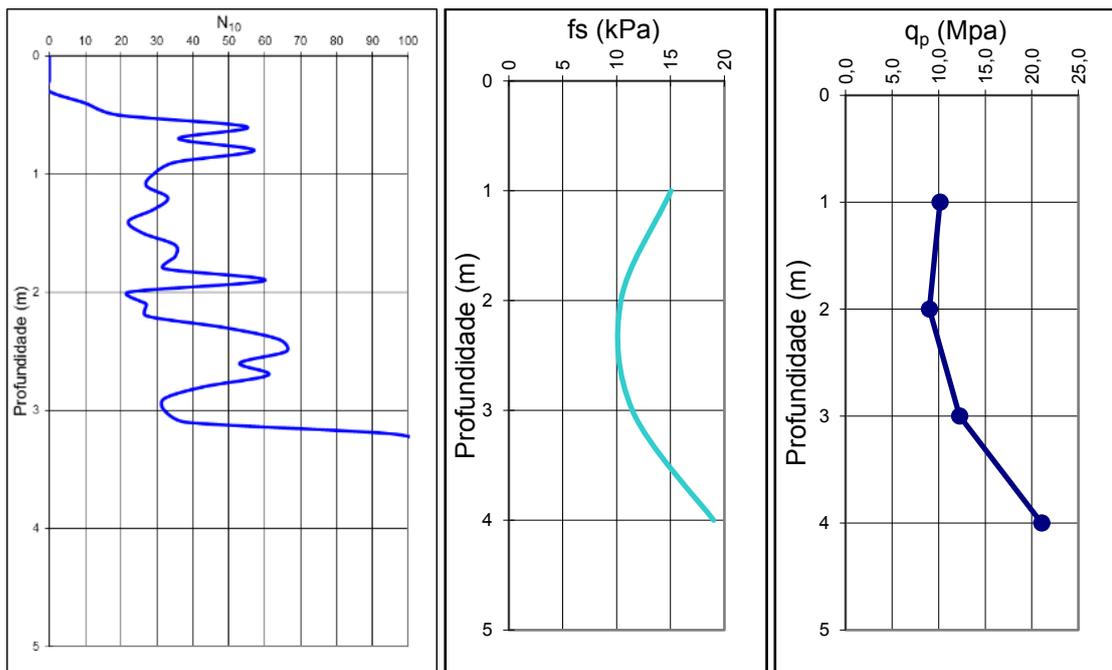


Figura 4-13:  $N_{10}$ , Força de atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_p$ ) em função da profundidade – DPL2.

### 4.3.1 Correlação entre sondagens SPT x DPL

A Tabela 4-4 apresenta a comparação entre a sondagem mista SM4 e os DPL 1 e 2, contendo os valores de resistência à penetração  $N_{30}$  e  $N_{10}$ , respectivamente.

Para se atingir uma correlação satisfatória entre os valores de resistência à penetração para cada método, foram feitas análises de regressão objetivando definir a melhor linha de tendência.

Em uma primeira simulação, consideraram-se os dados em conjunto do DPL1 e DPL2, Tabela 4-4, de acordo com as cotas de cada uma. Nesta simulação encontrou-se um coeficiente de determinação,  $R^2$ , igual a 0,71 para uma linha de tendência exponencial, Equação (4-1).

$$y = 6,7449 * e^{0,024*x} \quad (4-1)$$

Em seguida, considerou-se apenas os dados do DPL1 com os respectivos valores de resistência do SPT. Nesta simulação encontrou-se o  $R^2$  igual a 0,90 para uma linha de tendência linear, Equação (4-2).

$$y = 0,6337 * x - 12,021 \quad (4-2)$$

Enfim, procedeu-se com a mesma análise considerando apenas os dados do DPL2 e os valores do SPT para a cota equivalente. Para esta simulação encontrou-se o  $R^2$  igual a 0,86 para uma linha de tendência linear, Equação (4-3), assim como no DPL1.

$$y = 1,3416 * x - 43,677 \quad (4-3)$$

Analisando as três simulações apresentadas anteriormente, e comparando com as equações lineares propostas por Nilsson na Tabela 3-4, é possível definir que a melhor correlação encontrada é a referente ao DPL1, por apresentar o valor do coeficiente de determinação,  $R^2$ , mais próximo de 1 (Figura 4-14).

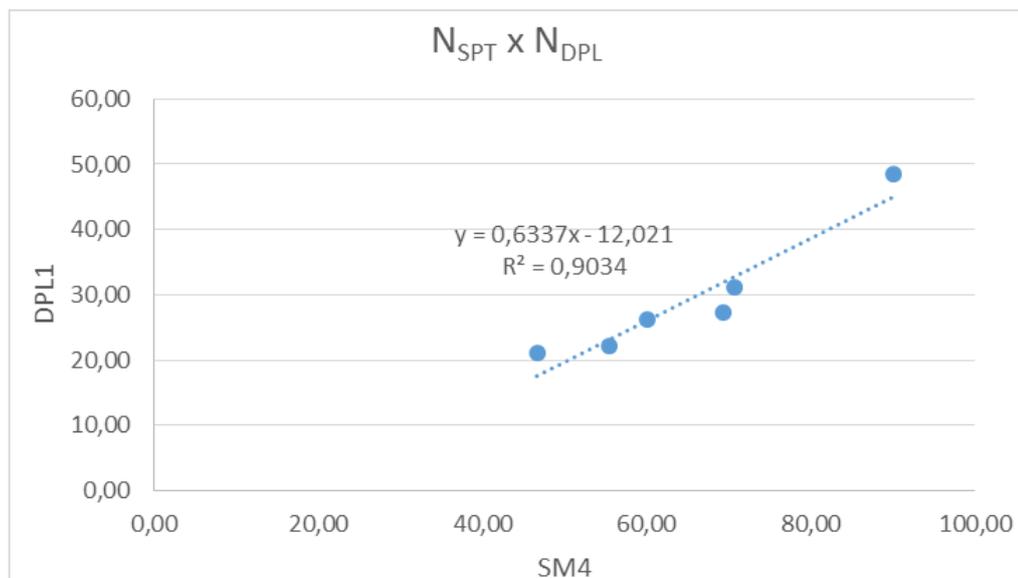


Figura 4-14: Regressão linear entre os valores de resistência à penetração da SM4 e DPL1.

Tabela 4-4: Unidades de solo com os respectivos valores de N30 (SPT) e N10 (DPL).

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Prof.</b>	<b>N30 (SM4)</b>	<b>N10 (DPL1 e 2)</b>
<b>UNIDADE 1</b> <b>Residual maduro</b> <b>(Solo argiloso + Solo vegetal)</b>	1	3	
	2	3 / 31	
	3	5 / 27	
	4	7	
	5	30	
<b>UNIDADE 2</b> <b>Residual Jovem</b> <b>Saprolito areno-siltoso</b>	6	31	
	7	34	
	8	34	
	9	31	
	10	31	
	11	36	
<b>UNIDADE 3</b> <b>Residual Jovem</b> <b>Saprolito silto-arenoso</b>	12	42/25	
	13	42/27	21,14*
	14	37/20	22,10*
	15	30/15	26,20*
	16	30/13	27,40*
	17	33/14	31,10*
	18	33/11	48,43*
	19	30/15	33,22**
	20	43/25	32,10**
	21	37/15	45,40**
	22	32/11	80,67**
	23	28/15	
24	30/15		
25	34/20		
26	36/26		
27	36/25		
28	50 / 20		
<b>UNIDADE 4</b> <b>Saprolito - Blocos de rocha</b> <b>com areia grossa</b>	29	34 / 13	
	30	30 / 15	
	31	31/ 12	

\* = DPL1; \*\* = DPL2

Desta forma, será adotada a Equação 4-4 para determinação do valor corrigido da resistência à penetração. Sendo assim, foi utilizada esta correlação para os trechos sondados pelo DPL. Os valores corrigidos são apresentados na Tabela 4-5.

$$N_{10} = 0,6337 * N_{30} - 12,021 \quad (4-4)$$

Tabela 4-5: Valores de N10 (DPL) corrigidos para N30 equivalente.

Tipo de Solo	Prof.	N30 (SM4)	N10 (DPL1 e 2)	N30 equivalente
<b>UNIDADE 3</b> <b>Saprolito silto-arenoso</b>	13	42/27	21,14	52,33
	14	37/20	22,10	53,84
	15	30/15	26,20	60,31
	16	30/13	27,40	62,21
	17	33/14	31,10	68,05
	18	33/11	48,43	95,39
	19	-	33,22	50,10
	20	43/25	32,10	51,60
	21	37/15	45,40	74,00
	22	32/11	80,67	87,27

Para as comparações entre os dois métodos de sondagem apresentados neste estudo, foi identificada uma diferença de 12 metros entre as cotas de topo entre a SM-4 e o DPL1 e de 19 metros entre a SM-4 e o DPL2. Desta forma, os valores da resistência à penetração do DPL, podem ter sofrido influência devido ao alívio de tensões proveniente das escavações. Contudo, este fato não invalida a equação encontrada, uma vez que o objetivo foi comparar a resistência do solo antes e depois da escavação.

Os altos valores de  $N_{spt}$  obtidos na SM-4, a partir da profundidade de 12 metro, são devido ao tipo de solo, saprolítico, e presença de pedregulhos. As correlações com as sondagens DPL foram feitas nessa faixa de solo. Não foram identificadas análises de comparação do SPT com DPL para valores muito alto de  $N_{spt}$  para balisar a comparação feita neste estudo.

#### 4.4 Parâmetros de resistência

A análise dos dados obtidos no ensaio de cisalhamento direto, através do gráfico de resistência, indicou um intercepto coesivo inferior a 20 kPa e ângulo de atrito interno entre 30° e 40° ( Figuras 4-15 e 4-16).

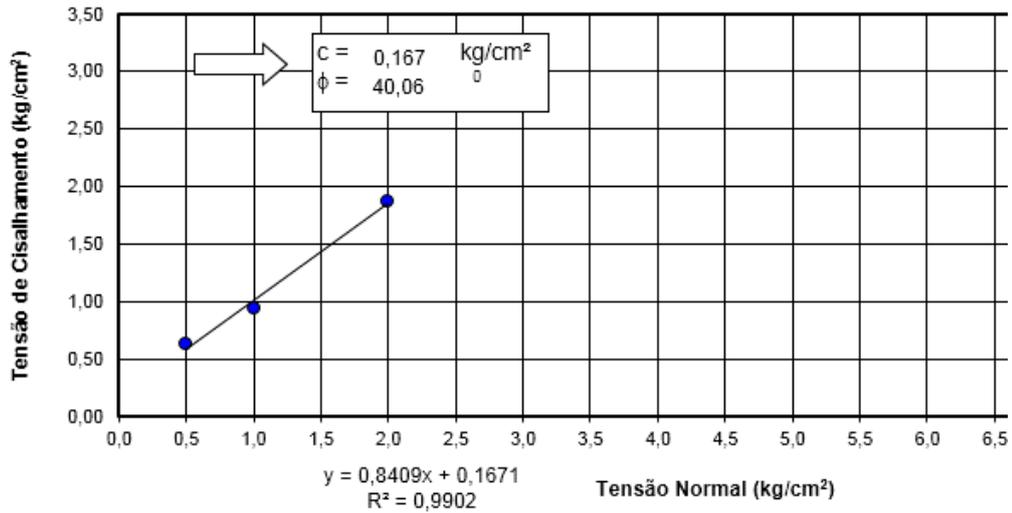


Figura 4-15: Tensão de Cisalhamento x Tensão Normal Unidade 1.

Para a amostra da Unidade 1 foram obtidos os seguintes parâmetros de resistência:

- coesão (C): 0,167 kg/cm<sup>2</sup> ou 16,38 kPa
- Ângulo de Atrito Interno ( $\phi$ ): 40,06°

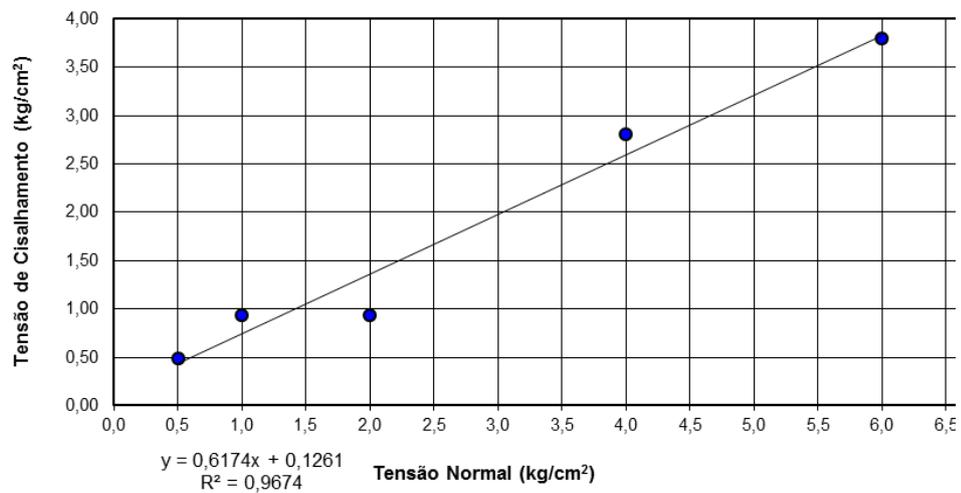


Figura 4-16: Tensão de Cisalhamento x Tensão Normal Unidade 3.

Para a Unidade 3 foram obtidos os seguintes parâmetros de resistência:

- coesão (C): 0,096 kg/cm<sup>2</sup> ou 9,41 kPa
- Ângulo de Atrito Interno ( $\phi$ ): 32,55°

Quanto à análise da coesão, é preciso abordar alguns conceitos intrínsecos das areias. Estas, normalmente apresentam a envoltória de resistência com intercepto nulo, ou seja, coesão real igual a zero, sendo considerada um material não coesivo. Este fato é constatado pela impossibilidade de se moldar um corpo de prova de uma areia seca ou saturada, podendo ocorrer em um material úmido devido à tensão capilar provocada pelas interfaces água-ar. De acordo PINTO (2006), em situações sem tensões confinantes a tensão efetiva é positiva e numericamente igual à tensão capilar, justificando sua resistência e coesão aparente.

Para areias, os parâmetros de resistência são definidos em termos de tensões e ângulos de atrito interno efetivos, pelo fato das areias serem bastante permeáveis, e nos carregamentos a que elas são submetidas, ocorre a dissipação das poro-pressões (PINTO, 2006).

Conforme os dados apresentados nos ensaios granulométricos, os solos das unidades 2 a 4 são basicamente arenosos. Os perfis geotécnicos das sondagens corroboram tal classificação, com uma transição da rocha matriz para a alterada, sotoposto por solo saprolítico arenoso.

#### **4.5 Determinação indireta do ângulo de atrito interno e parâmetros elásticos do solo.**

A determinação indireta do ângulo de atrito interno foi realizada utilizando os valores de resistência das sondagens SPT e DPL assim como as correlações indicadas anteriormente (Tabela 5-8).

As colunas A até F representam as correlações na seguinte ordem por autor. A coluna 1 proposta por Teixeira e Godoy (1996, *apud* Cintra *et al.*, 2003), coluna 2 por Terzaghi

(1936, *apud* Custódio, 2003), coluna 3 por Muromachi *et al.* (1974, *apud* Custódio, 2003), coluna 4 por Hatanaka e Uchida (1996, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012), coluna 5 por De Mello (1971, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012) e a coluna 6 por Salih (2012). Esta última é específica para solos tropicais.

Em seguida, no ábaco de Mitchell, Guzikowski e Vilet (1978, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012), são plotados os pontos conforme o N30 e tensão vertical efetiva,  $\sigma'_{vo}$  (Figura 4-17).

Analisando os dados obtidos pelas correlações adotadas, observa-se que os valores das colunas 1 até 6, da unidade 1, apresentam uma variação similar, com média em torno de 29°. É possível inferir que para o solo residual maduro, todas as correlações apresentam-se inadequadas para estimativa do ângulo de atrito interno desta unidade de solo, uma vez que o ensaio de laboratório indicou um valor de 40°.

Nas unidades de solo de 2 a 4 verifica-se que os valores de  $\phi$  apresentados nas colunas de 1 até 6 possuem um valor médio de 45°, valores normalmente atribuídos para areias muito compactadas ou solos saprolíticos. Os valores da coluna 4 foram desconsiderados por se apresentarem ângulos muito elevados, indicando que a Equação 3-4 não é adequada para aquele tipo de solo.

O mesmo comportamento não é observado na coluna 6, a correlação apresenta valores próximos de 32°, bem inferior se comparado com os resultados das demais colunas, porém, igual ao obtido no ensaio de cisalhamento direto da unidade 4.

Analisando as correlações adotadas é possível verificar que, para as equações de 1 a 5, os resultados estão numa faixa bem superior à observada no ensaio de cisalhamento direto. Tal discrepância nos resultados invalidam a utilização das correlações apresentadas por estas equações. A correlação da coluna 6, adotada para solos tropicais, apresentou resultados bem próximos do valor observado no ensaio de cisalhamento direto, portanto, foi adotada para as unidades de solo onde não houve o ensaio de laboratório.

Tabela 4-6: Valores de  $\phi'$  obtidos por correlações para solos granulares.

Solo	Prof. (m)	N30	$\phi'$ (°)					
			1	2	3	4	5	6
<b>Un. 1</b> <b>Residual</b> <b>maduro</b>	1	3	29,2	22,7	26,1	29,6	31,4	30,4
	2	3	29,2	22,6	26,0	29,5	30,8	
	3	6	30,2	25,5	28,2	33,1	32,7	
	4	7	30,8	26,8	29,3	34,7	33,3	
<b>Un. 2</b> <b>Residual</b> <b>jovem</b>	5	30	40,0	39,5	39,2	50,4	45,9	32,4
	6	31	40,4	39,9	39,5	50,9	45,1	
	7	34	41,6	41,1	40,4	52,4	45,2	
	8	34	41,6	41,1	40,4	52,4	44,1	
	9	31	40,4	39,9	39,5	50,9	41,8	
	10	31	40,4	39,9	39,5	50,9	41,0	
<b>Un. 3</b> <b>Residual</b> <b>jovem</b>	11	36	42,4	41,8	41,0	53,3	42,1	32,5
	12	50	48,2	46,7	44,8	59,4	46,6	
	13	52*	48,9	45,6	43,9	57,9	46,3	
	14	54*	49,5	48,3	46,1	61,3	45,9	
	15	60*	52,1	49,6	47,1	63,0	47,0	
	16	62*	52,9	52,2	49,1	66,2	46,7	
	17	68*	55,2	52,6	49,4	66,7	47,5	
	18	95*	66,2	57,4	53,2	72,6	53,9	
	19	50*	48,0	49,6	47,1	63,0	41,7	
	20	52*	48,6	47,1	45,1	59,9	41,5	
	21	74*	57,6	53,5	50,1	67,7	46,2	
	22	87*	62,9	56,8	52,7	71,8	48,5	
	23	56	50,4	48,5	46,2	61,5	41,2	
	24	60	52,0	49,6	47,1	63,0	41,6	
25	51	48,4	46,9	45,0	59,6	39,4		
26	42	44,6	43,8	42,6	55,8	37,3		
27	43	45,3	44,4	43,0	56,5	37,3		
<b>Un. 4</b> <b>Residual</b> <b>Jovem</b>	28	75	58,0	53,7	50,3	68,1	42,9	32,5
	29	79	59,4	54,6	51,0	69,2	42,9	
	30	60	52,0	49,6	47,1	63,0	39,4	
	31	77	59,0	54,4	50,8	68,9	42,0	

\*Valores de N10 convertidos para N30. Legenda: 1 - Equação (3-1), 2 - Equação (3-2), 3 - Equação (3-3), 4 - Equações (3-4), 5 - Equação (3-5); 6 - Equação 4-8.

A Tabela 4-7 apresenta os valores obtidos para o módulo de elasticidade, E, e o coeficiente de Poisson,  $\nu$ , obtidos de acordo com o tipo de solo.

Tabela 4-7: Estimativa dos parâmetros elásticos do solo.

Tipo de Solo	Módulo de Elasticidade				Coeficiente de Poisson
	$\alpha$	K	N30*	E	
SRJ (unidade 2)	3	0,7	33	68,95	0,2
SRJ (unidade 3)	5	0,45	31	69,39	0,3

\* = média aritmética dos valores de resistência à penetração; SRJ = Solo Residual Jovem

O coeficiente de empuxo em repouso,  $K_0$ , foi calculado através da Equação 3-8, para cada unidade de solo (Tabela 4-8).

Tabela 4-8: Estimativa do coeficiente de empuxo das unidades de solo.

Tipo de Solo	$\phi'$ (°)	$K_0$
SM (unidade 1)	40,1	0,36
SRJ (unidade 2)	27,4	0,54
SRJ (unidade 3)	34,9	0,43
SRJ (unidade 4)	32,5	0,46

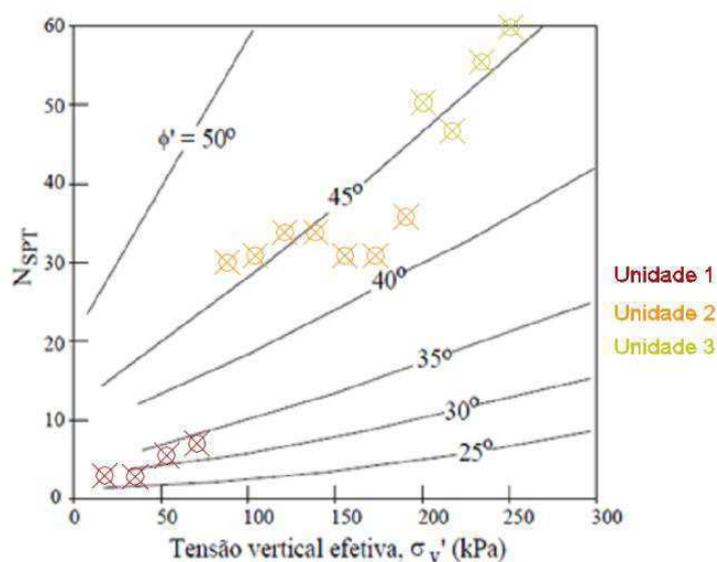


Figura 4-17: Valores de  $\phi'$  obtidos através do ábaco de Mitchell *et. al.* (1978, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012)

#### 4.6 Determinação indireta dos parâmetros de resistência e elásticos do maciço rochoso

Na Figura 4-18 estão apresentados os valores atribuídos ao maciço conforme critério de Hoek-Brown (Hoek *et. al.*, 2002) e os resultados obtidos, com a coesão igual a 0,855 MPa, o ângulo de atrito interno igual a 34,6° e módulo de elasticidade, E, igual a 7875 MPa. A Figura 4-18 é uma reprodução da tela do software Roclab v1.031 (Rocscience, 2007). Para o coeficiente de Poisson, foi atribuído o valor de 0,09, referente ao gnaissse alterado, conforme Tabela 3-8.

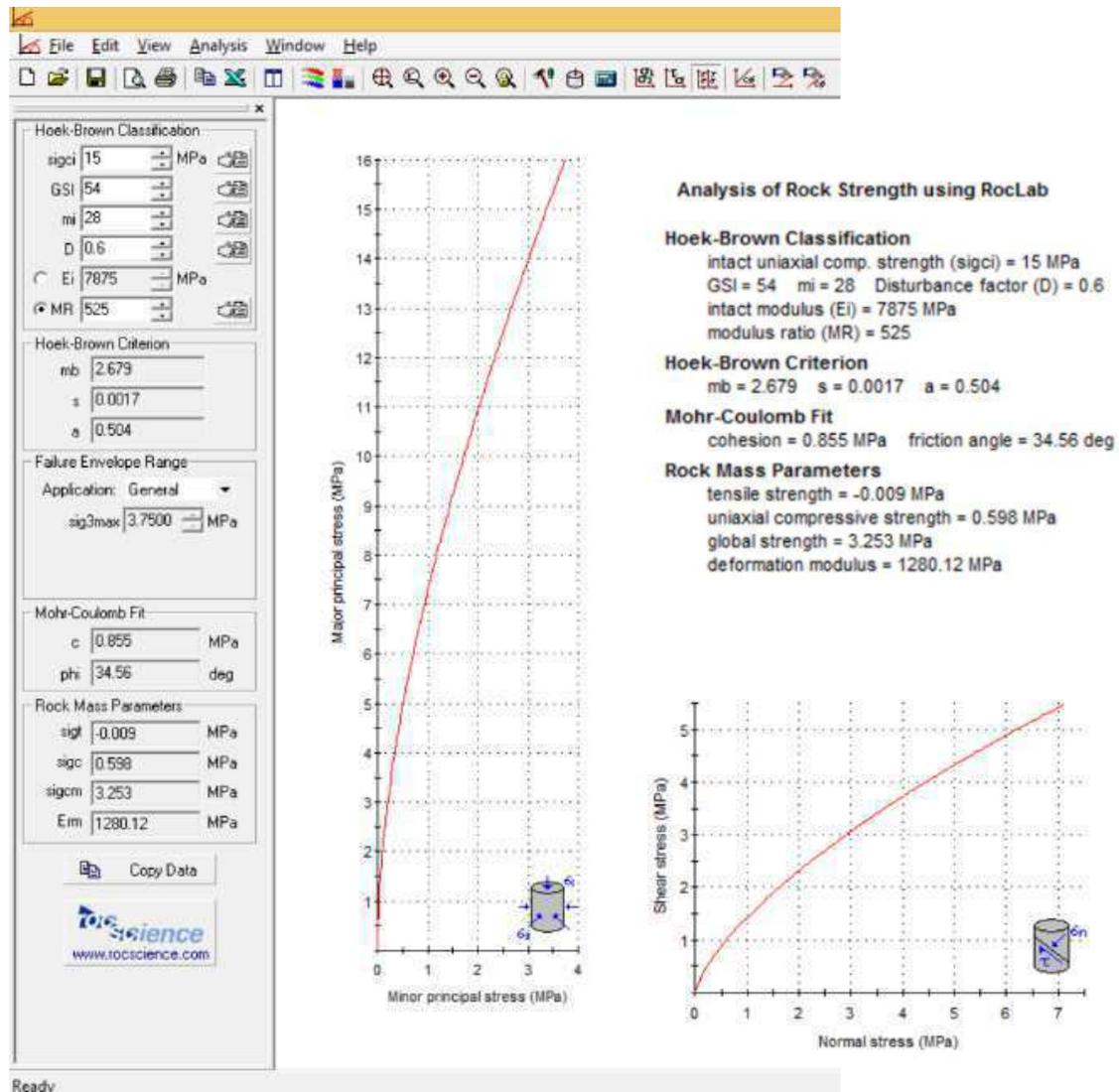


Figura 4-18: Parâmetros de resistência e elásticos do maciço rochoso obtido no software Roclab v1.031 (Rocscience, 2007)

#### **4.7 Discussão sobre a definição dos parâmetros de resistência e elásticos do solo e rocha.**

A escolha dos valores a serem adotados para os parâmetros de resistência e elásticos das unidades do solo foi conduzida de acordo com os dados obtidos em laboratório e mediante correlações com dados de campo apresentados nos itens anteriores.

Nas unidades 1 e 3, os dados necessários para determinação da coesão, foram obtidos através do ensaio de cisalhamento direto. Nas unidades 2 e 4, este parâmetro foi o mesmo adotado na unidade 3, por se mostrarem similares quanto à sua estrutura e por não ter sido encontrado na literatura tal relação para solos arenosos, referente à resistência ao cisalhamento drenado.

Quanto ao ângulo de atrito interno, na unidade 3 foi adotado o valor do ensaio de cisalhamento direto, o qual se apresentou igual ao obtido pela correlação da Equação 3-6. Nas unidades 1, 2 e 4 foi adotado o valor obtido por esta mesma equação, admitindo que por esta correlação ser válida para a unidade 3 pode, portanto, ser utilizado nas demais unidades de solo.

Apesar dos valores entre as unidades 2 a 4 serem praticamente idênticos, estas não foram consideradas como um único tipo de solo, por apresentarem faixas de valores de resistência à penetração bem distintos.

As demais correlações consideradas, Equações 3-1 e 3-5 e ábaco da Figura 3-9, apresentaram faixas de valores para o ângulo de atrito interno bem elevados, incompatíveis para solos. O universo amostral dos dados estatísticos foi utilizado para definir os valores de mínimo, máximo e desvio padrão ( $\Delta$ ) da análise probabilística.

No solo, a variação da coesão foi considerada desde valores nulos até o máximo observado nos ensaios. A variação do ângulo de atrito interno foi obtida considerando variações da percentagem de argila desde valores nulos até 50%.

A variação dos parâmetros da rocha foi obtida considerando valores de GSI dentro da classificação de maciços utilizada no *software* Roclab v1.031 (Rocscience, 2007).

A Tabela 4-9 apresenta os dados consolidados por unidade de solo, seguindo os critérios indicados neste tópico. A coluna denominada “Média” representa o dado dos parâmetros de resistência utilizados nas análises de estabilidade.

Os parâmetros elásticos das unidades de solo foram definidos através dos resultados de ensaio de cisalhamento direto, para as unidades 1 e 2.

Na amostra indeformada AI-1, referente à unidade de solo 1, foram feitos três ensaios com valores de tensão confinante diferentes resultando em três módulos de elasticidade diferentes, calculados pela inclinação da reta do gráfico de tensão x deformação. Foi adotado o menor valor encontrado.

Com os dados da deformação lateral e longitudinal, foi possível determinar o coeficiente de Poisson médio dentre os 3 ensaios realizados.

Tabela 4-9: Dados das unidades de solo residual jovem (SRJ), maduro (SRM) e rocha considerados na análise de estabilidade.

Tipo de Solo	$\gamma_n$ (KN/m <sup>3</sup> )	Coesão (Pa)				$\phi$ (°)			
		Média	Mín.	Máx.	$\Delta$	Média	Mín.	Máx.	$\Delta$
SM (un. 1)	17,6	<b>16,4</b>	10,0	25,0	7,5	<b>30,4</b>	22,7	30,9	5,8
SRJ (un. 2)	17,3	<b>9,4</b>	0,0	10,0	5,0	<b>32,4</b>	30,0	32,8	2,0
SRJ (un. 3)	16,7	<b>9,4</b>	0,0	10,0	5,0	<b>32,5</b>	30,0	40,8	7,6
SRJ (un. 4)	17,0	<b>9,4</b>	0,0	10,0	5,0	<b>32,5</b>	30,0	49,6	13,8
Rocha alterada (un. 5)	25,5	<b>855,0</b>	240,0	1201	538	<b>34,6</b>	30,7	43,2	8,8

$\Delta$  = Desvio Padrão; Valor = representa o dado utilizado na análise; SM = Solo Maduro; SRJ = Solo Residual Jovem

Na amostra AI-2, referente à unidade de solo 4, foi adotado o mesmo procedimento, porém, para 5 ensaios variando a tensão confinante. Adotando este critério o valor de

módulo de elasticidade fica mais coerente ao tipo de solo e localização da unidade no modelo estratigráfico do talude.

A determinação do coeficiente  $\alpha$  e coeficiente de empuxo em repouso,  $K_0$ , foi feita através da correlação empírica direta apresentada nas Tabelas 3-5 e 3-6 do item 3.3.3.3.

Nas unidades de solo 2 e 3, a estimativa do módulo de elasticidade, utilizou-se a correlação da Equação 3-7 do item 3.3.3.3, tendo como referência o valor médio da resistência à penetração ao SPT nas cotas referentes à unidade.

Para a estimativa do coeficiente de Poisson, nas unidades de solo, foi adotada a correlação direta da Tabela 3-7 (TEIXEIRA & GODOY, 1996) para as unidades 2 e 3. Nas unidades 1 e 4, foi adotado o valor de 0,49 para este parâmetro.

Na estimativa dos parâmetros elásticos do maciço rochoso, utilizando o a classificação GSI com o software Roclab v1.031 (Rocscience, 2007), foi obtido o módulo de elasticidade igual a 7875 MPa, e para o coeficiente de Poisson foi adotado, para o maciço, o valor indicado na literatura para gnaisse alterado, igual a 0,09 (Tabela 3-8).

Tabela 4-10: Parâmetros elásticos do solo e rocha.

Tipo de Solo	Módulo de Elasticidade				Coeficiente de Poisson $\nu$	$K_0$
	$\alpha$	K	N30*	E (MPa)		
<b>SM (unidade 1)</b>	-	0,30	-	45,72	0,49	0,36
<b>SRJ (unidade 2)</b>	3	0,7	33	68,95	0,20	0,54
<b>SRJ (unidade 3)</b>	5	0,45	31	69,39	0,30	0,43
<b>SRJ (unidade 4)</b>	-	1,10	-	73,83	0,49	0,46
<b>Rocha (unidade 5)</b>	-	-	-	7875,00	0,09	-

\* = média aritmética dos valores de resistência à penetração;

## 5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Neste tópico serão aplicados os conceitos de estabilidade e do comportamento tensão versus deformação detalhados nos itens 3.4 e 3.5.

### 5.1 Cenário 1

Para o Cenário 1, dentre os métodos utilizados, foram obtidas as superfícies de ruptura com o menor FS e as superfícies com maior probabilidade de falha. Os gráficos da Figura 5-1 apresentam 10 superfícies, representadas pelas linhas de cores vermelha e laranja, com os menores fatores de segurança para os métodos considerados no estudo.

A superfície com menor fator de segurança é representada pela curva branca, com a indicação das fatias consideradas nas análises. A superfície com maior probabilidade de falha, determinada por análise probabilística, apresentada a seguir, é representada pela área hachurada em listras pretas, e o ponto em vermelho indica o vértice da superfície de ruptura desta superfície para cada método. A representação das linhas segue a codificação da legenda indicada nas imagens.

Observa-se que as superfícies com menor FS para os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma são idênticas, entre a crista da área de corte até o pé do talude ao lado da estrada e ao lado da ferrovia, exceto para Janbu, cujas superfícies se distribuem nos três primeiros taludes e com uma concentração maior de superfícies passando no talude ao lado da ferrovia.

Na análise feita pelos métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma o menor Fator de Segurança verificado é igual a 1,08 e pelo método de Janbu igual a 1,15. As superfícies com maior probabilidade de falha são as mesmas que as de menor FS.

O volume unitário máximo de solo, representado pelas superfícies com maior probabilidade de falha e menor FS, é de aproximadamente 210 m<sup>3</sup>, para os métodos

Morgenstern-Price, Spencer e Sarma. No método de Janbu este volume unitário é de aproximadamente 221,9 m<sup>3</sup>.

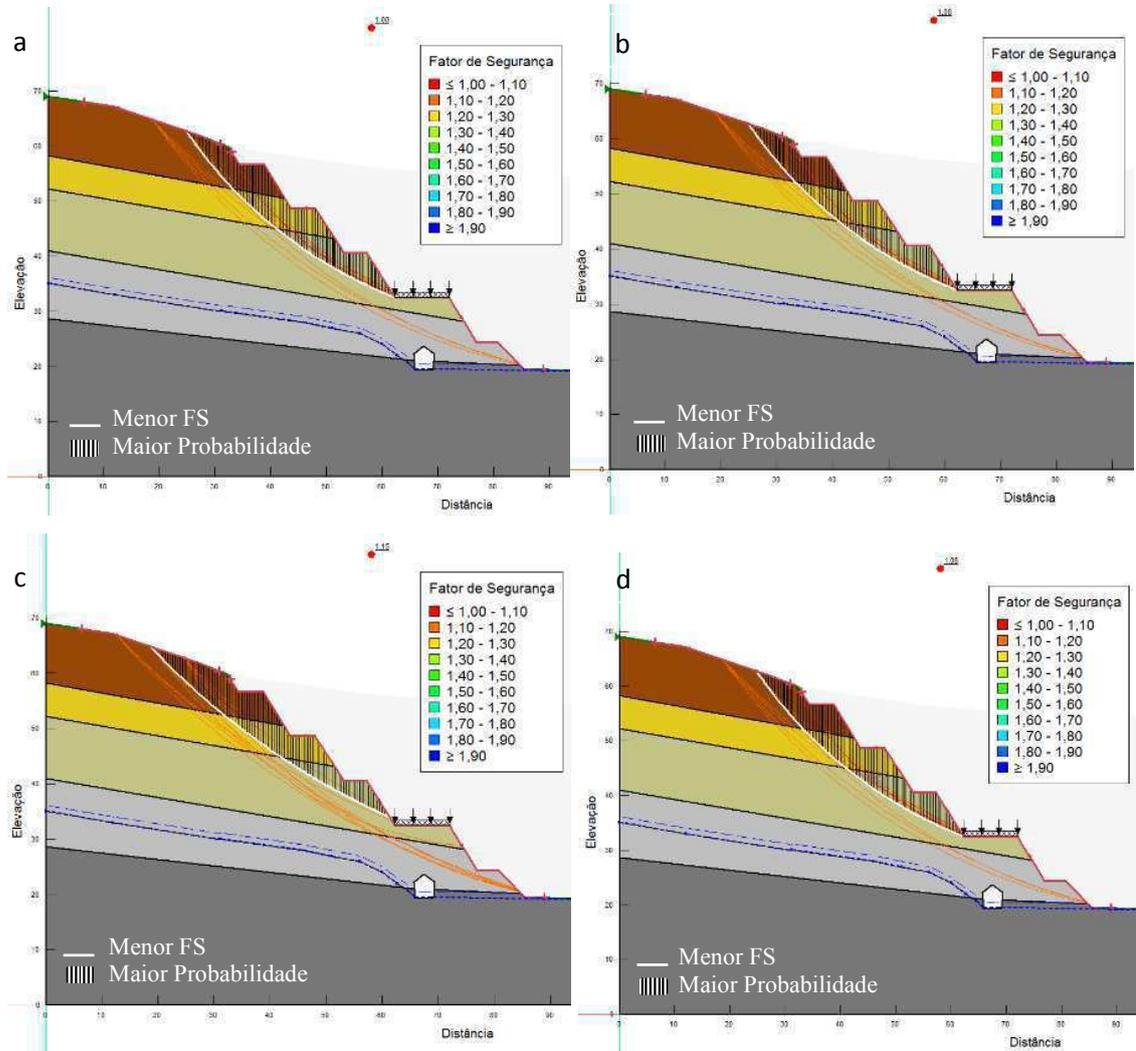


Figura 5-1: Superfícies de ruptura crítica e maior probabilidade – Cenário 1. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma.

Foi adotado um filtro do FS variando entre 1,00 e 1,30, para verificação das superfícies que estão com esse fator abaixo do nível de segurança desejado para o tipo de estrutura, conforme critério pré-estabelecido.

Os gráficos da Figura 5-2 apresentam as superfícies potenciais de ruptura para os mesmos métodos mencionados anteriormente, com um filtro para os Fatores de Segurança entre 1,0 e 1,3. As superfícies apresentadas são consideradas como potencialmente instáveis segundo o método de avaliação adotado. Observa-se uma concentração maior nos dois

primeiros taludes, ao lado da ferrovia e o logo abaixo da estrada. Nota-se uma quantidade menor de superfícies para o método de Janbu.

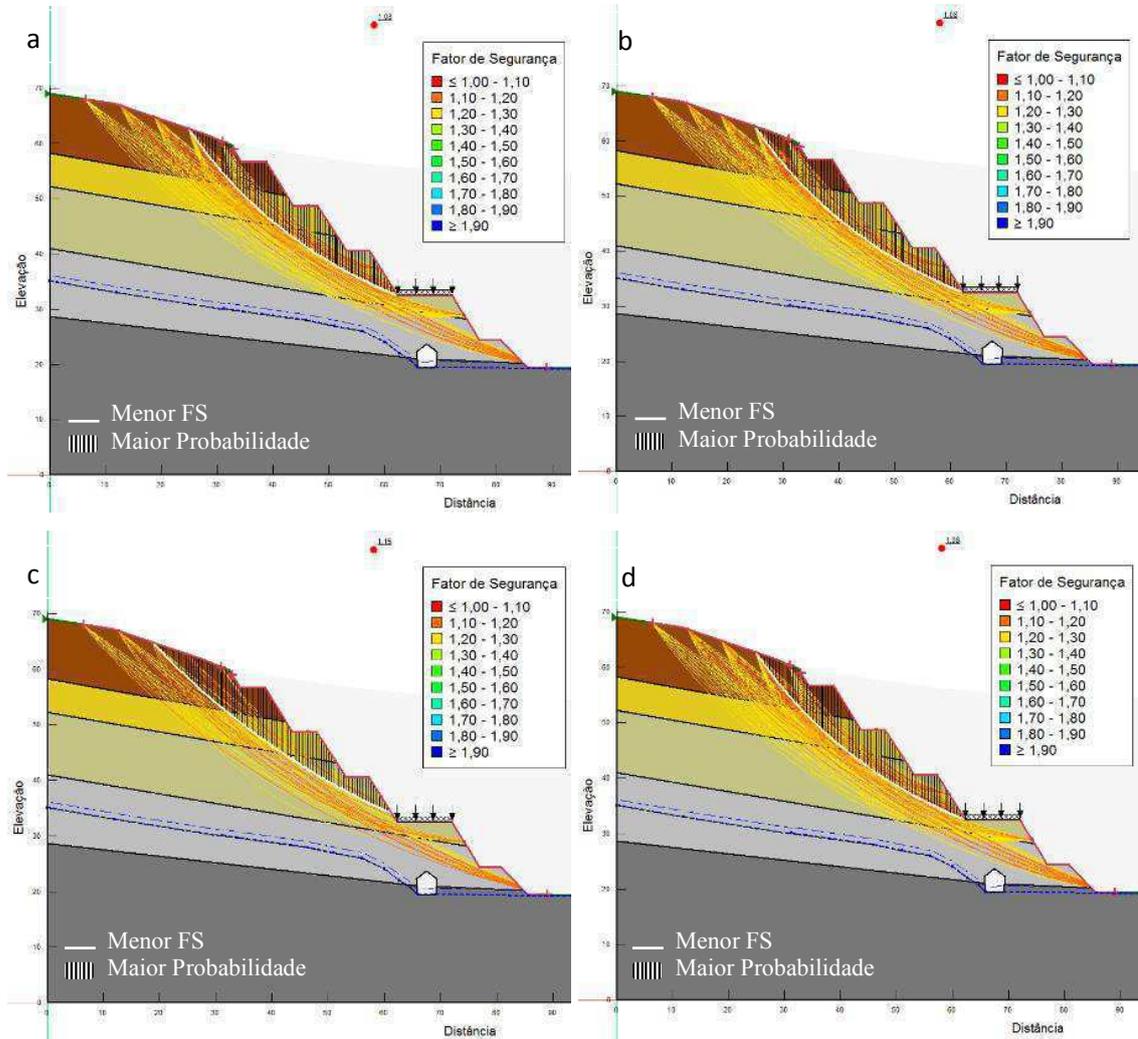


Figura 5-2: Superfícies com FS 1,0 a 1,3 – Cenário 1. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma.

Os gráficos da Figura 5-3 apresentam as superfícies potenciais de ruptura com um filtro aplicado para valores superiores a 1,3. Desta forma é possível observar as superfícies de ruptura nesta faixa de valores de FS definidas como estáveis pela NBR 11682 (ABNT, 2009), de acordo com o tipo de ocupação do terreno.

De uma forma geral, para os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, as superfícies apresentam um desenvolvimento circular bem definido iniciando na crista da área escavada até a face dos taludes existentes. Para o método de Janbu observa-se um

número menor de superfícies, em relação aos demais métodos, com desenvolvimento retilíneo desde a montante da área escavada até o segundo talude.

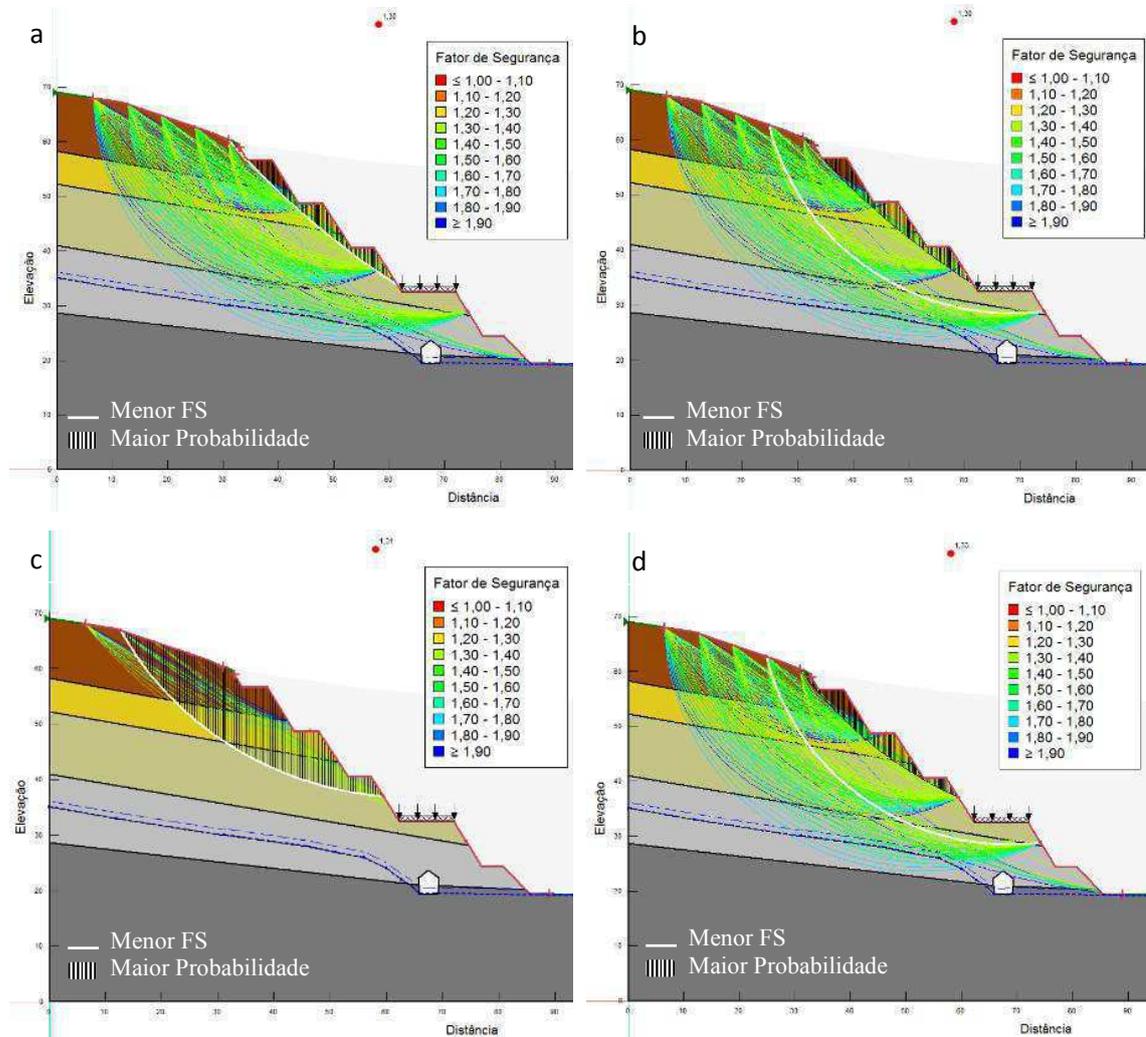


Figura 5-3: Superfícies com FS 1,3 a 2,0 – Cenário 1. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma.

As superfícies com menor FS, em branco, são iguais entre os métodos Spencer e Sarma, iniciando na crista do corte até a face do segundo talude. Estas superfícies possuem desenvolvimento circular, passando acima da abóbada do túnel. As superfícies com maior probabilidade de falha possuem um desenvolvimento retilíneo saindo da crista do corte até o talude ao lado da estrada.

Nos métodos de Morgenstern-Price e Janbu, as superfícies de menor FS e maior probabilidade coincidem, porém no primeiro método o desenvolvimento desta superfície

é retilíneo e rente às bermas, e no segundo é circular e vai até a face do talude ao lado da estrada.

Observa-se, nas Figuras 5-1 e 5-2, comparando com a Figura 5-3, uma maior concentração de superfícies com FS abaixo de 1,30 no entorno do túnel e abaixo da bermas da estrada, indicando ser esta uma região bastante frágil para um cenário sem reforço.

Nas Figuras 5-4 a 5-7 estão apresentadas as análises probabilísticas para cada método utilizado, para as superfícies com maior probabilidade de falha e menor fator de segurança.

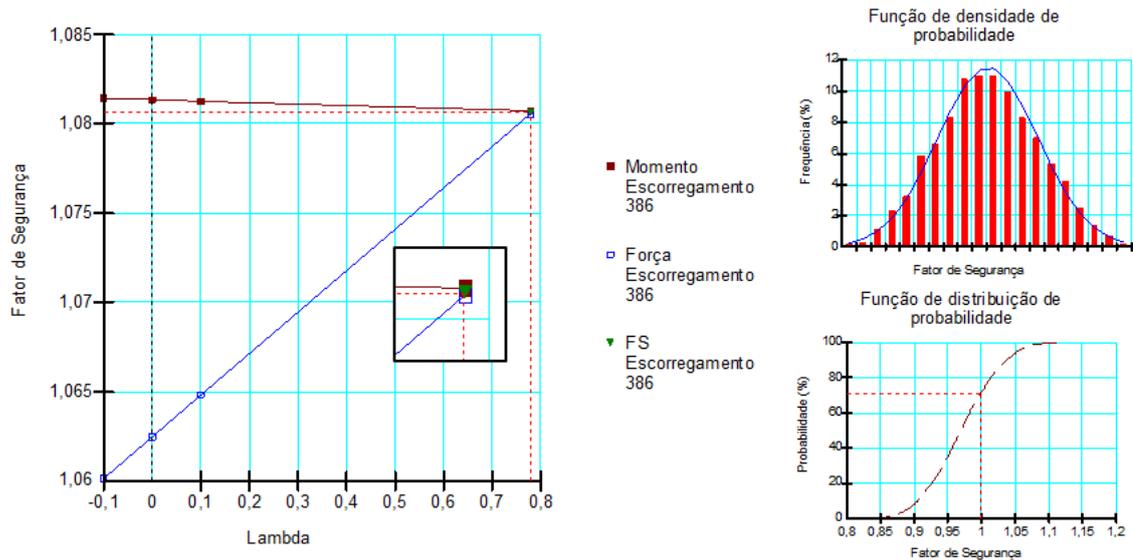


Figura 5-4: Análise probabilística – Morgenstern-Price: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS.

Nos gráficos são apresentadas as linhas de tendência dos valores de momentos e forças instabilizantes para o ponto de vértice correspondente à superfície de ruptura analisada. De acordo com a relação entre o Fator de Segurança e Lambda, nome atribuído no *software* aos valores de força de cisalhamento.

O encontro entre as linhas de tendência é correspondente ao fator de segurança analisado. Para cada FS, é feita uma análise de distribuição da probabilidade de falha e de densidade de probabilidade.

Para Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, verifica-se que para os fatores de segurança apresentados, as condições de equilíbrio limite para forças instabilizantes e momento são atendidas.

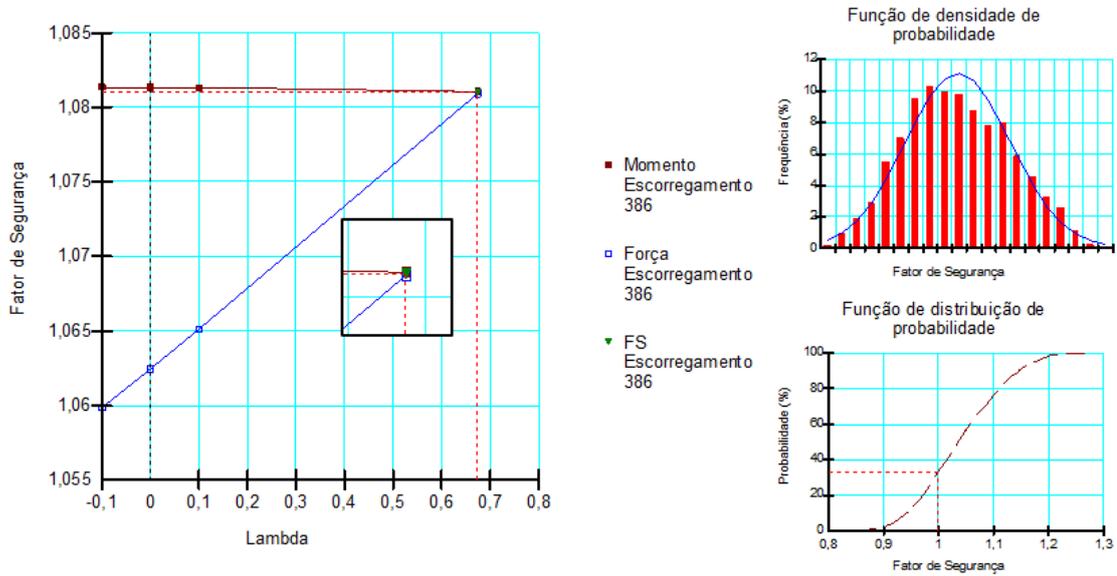


Figura 5-5: Análise probabilística – Spencer: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS.

Para o método de Janbu Generalizado, Figura 5-6, os gráficos de FS x Lambda não apresentam variação, mas um único ponto dentre as iterações executadas pelo *software*, pois o método considera somente o equilíbrio de forças.

Para os métodos de Morgenstern-Price, a superfíciies mais crítica apresentou uma variação do FS entre 1,08 a 1,30, com probabilidade de falha variando entre 71,1 a 0%, respectivamente, para Spencer as variações são entre 1,08 a 1,30 e probabilidade entre 32,5 a 0,3%, para Janbu as variações são entre 1,15 a 1,30 e 21 a 0,8 % e para Sarma as variações são entre 1,08 a 1,30 e probabilidade entre 32,2 a 1,9 %. Os gráficos de densidade de probabilidade indicam função do tipo log-normal.

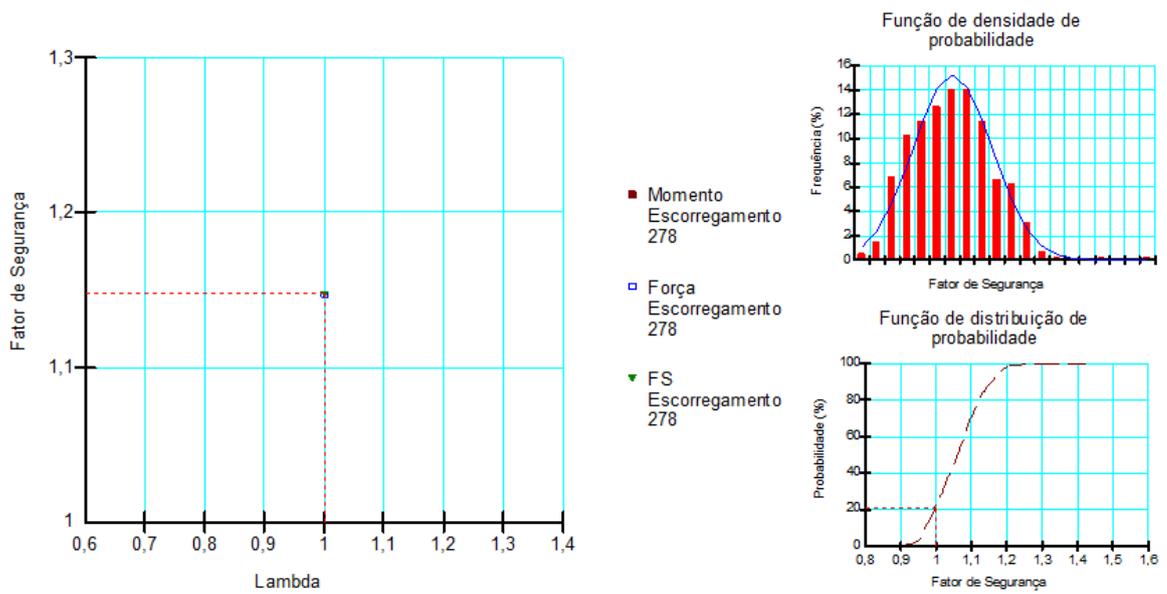


Figura 5-6: Análise probabilística – Janbu: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS.

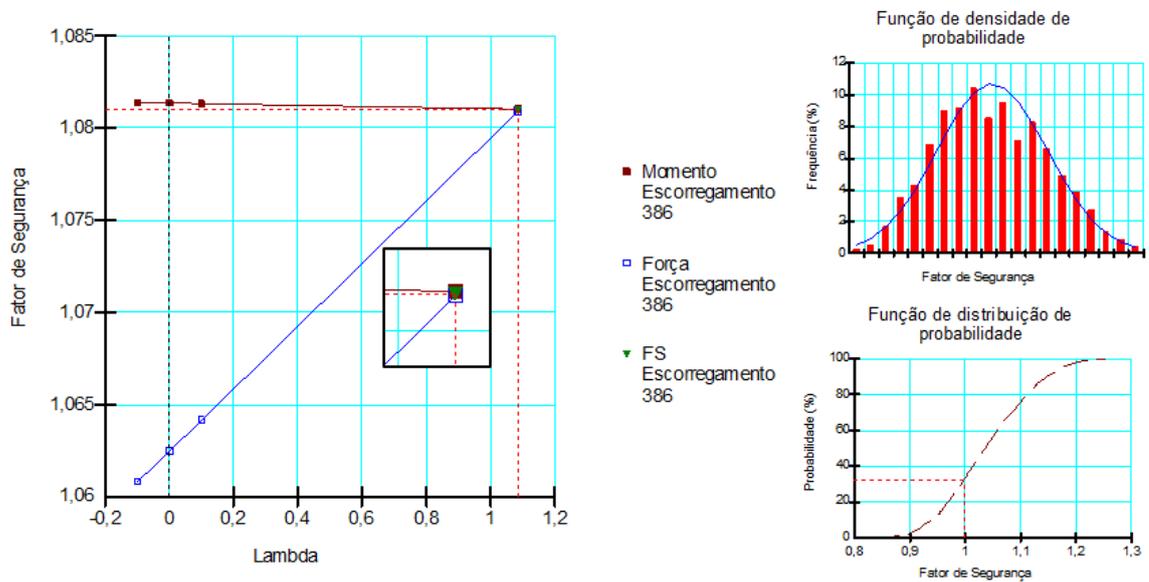


Figura 5-7: Análise probabilística– Sarma: Cenário 1. Superfície com maior probabilidade de falha e menor FS.

Os resultados da análise probabilística indicam uma probabilidade de falha maior para a superfície do método Morgenstern-Price, porém, esta apresenta um índice de

confiabilidade, IC, negativo. Portanto, deve ser desconsiderado. O maior IC é apresentado pelo método de Janbu, com valor muito próximo dos demais válidos.

Fazendo uma análise comparativa entre os métodos, pode-se afirmar que a superfície de ruptura mais crítica dentre todas, ou seja, com maior probabilidade de falha e índice de confiabilidade válido é aquele apresentado pelo método Morgenstern-Price (Tabela 5-1).

Tabela 5-1: Dados probabilísticos para as superfícies críticas do cenário 1.

<b>Método</b>	<b>FS</b>	<b>P<sub>f</sub> (%)</b>	<b>β</b>
<b>Morgenstern-Price</b>	1,08	71,1	- 0,6
<b>Spencer</b>	1,08	32,5	0,5
<b>Janbu</b>	1,15	21,0	0,9
<b>Sarma</b>	1,08	32,2	0,5

P<sub>f</sub> = Probabilidade de falha; β = Índice de Confiabilidade

## 5.2 Cenário 2

Para o Cenário 2, dentre os métodos utilizados, foram também obtidas as superfícies de ruptura mais críticas, ou seja, com o menor Fator de Segurança (FS) e as superfícies com maior probabilidade de falha. Os gráficos da Figura 5-8 apresentam as 10 superfícies, representadas pelas linhas de tom vermelho e laranja, com os menores fatores de segurança para os métodos considerados no estudo.

Observa-se que as superfícies com menor FS, representadas pela linha branca, apresentam geometria similares dentre os métodos considerados no estudo, exceto para Janbu com um desenvolvimento mais rente às bermas. As superfícies com maior probabilidade de falha, representadas pela área hachurada em linhas pretas, são as mesmas das com menor FS.

Na análise feita pelos métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, o menor Fator de Segurança verificado foi igual a 1,08, no método Janbu o valor encontrado foi de 1,19. O volume unitário de solo representado por essas superfícies é de aproximadamente 204 m<sup>3</sup>, para Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, e 130 m<sup>3</sup> para Janbu.

Verifica-se que a aplicação do solo grampeado nos taludes inferiores, região B, eliminou a presença de superfícies potenciais de ruptura naquela região, para o filtro considerado das 10 superfícies mais críticas na análise global de estabilidade, contendo a de menor fator de segurança e de maior probabilidade de falha (Figura 5-8).

Na região A, localizada acima da berma da estrada, não houve alteração nos valores de FS e superfícies potenciais de ruptura. Nota-se que a faixa dos valores do fator de segurança naquela região é bastante baixa, tendo em vista o nível de segurança que a estrutura exige. As superfícies de maior probabilidade de falha e menor fator de segurança se mantêm, quando comparada com o cenário 1, exceto para Janbu, que passou a apresentar FS igual 1,19 e 18% de probabilidade de falha.

Foi adotado um filtro do FS variando entre 1,00 e 1,30, para verificação das superfícies que estão com esse fator abaixo do nível de segurança necessário, conforme critério pré-estabelecido (Figura 5-9).

As superfícies potenciais de ruptura, usando o filtro proposto, apresentam uma geometria bem similar entre todos os métodos considerados, exceto para Janbu, com desenvolvimento mais raso e próximo às bermas. As superfícies com menor fator de segurança, assim como as de maior probabilidade, têm o início variando entre a crista e região, aproximadamente 7 metros à montante da crista, fazendo uma trajetória circular até atingir o pé do talude ao lado da estrada.

A região do talude acima da berma da estrada, região A, apresenta superfícies com valores de FS variando entre 1,08 e 1,27, para todos os métodos, exceto para Janbu cujos valores estão entre 1,19 e 1,27. As probabilidades de ruptura máximas verificadas são de 18 % para Janbu, 20 % para Morgenstern-Price, 33% para Sarma e 34% no método Spencer.

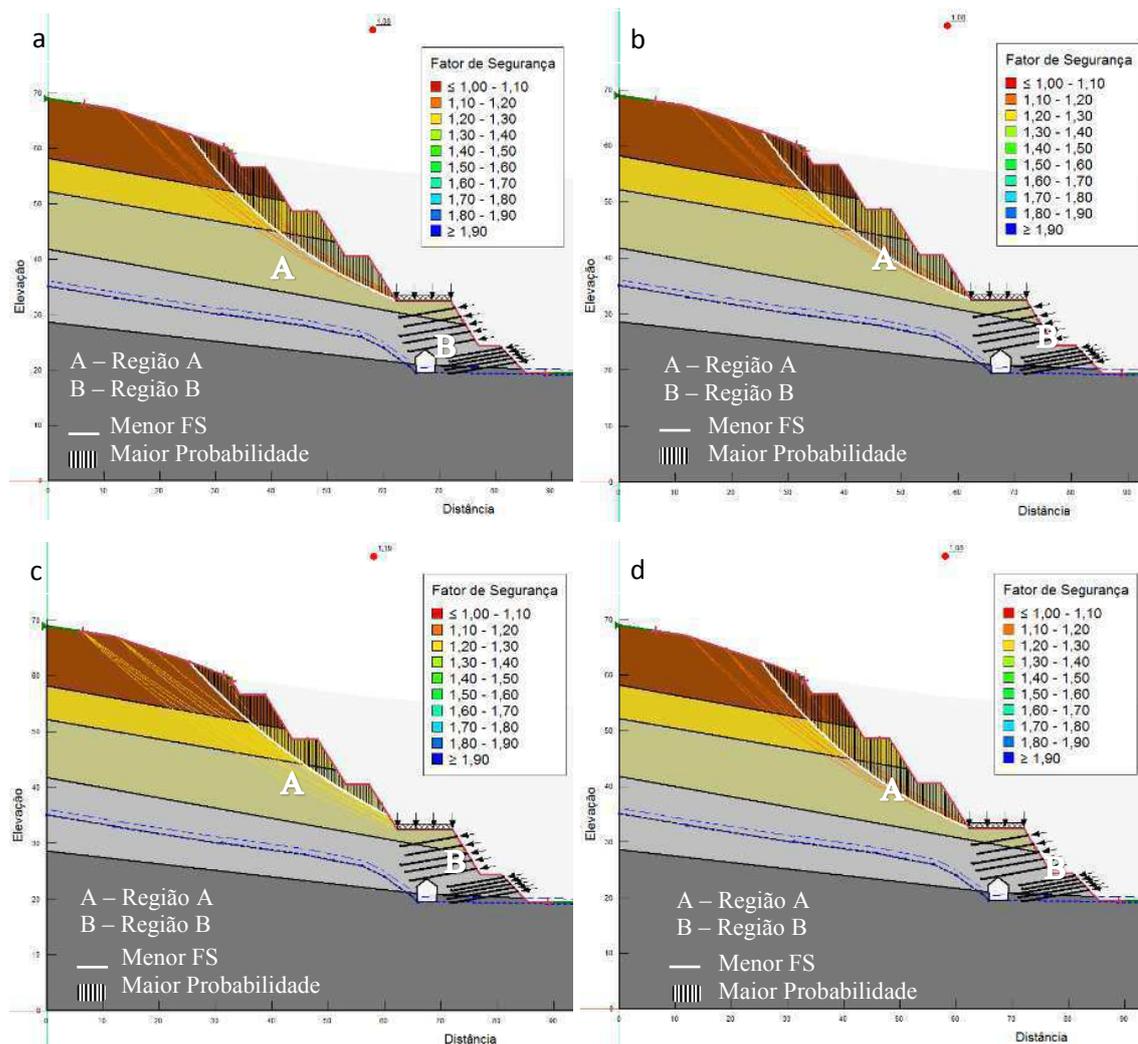


Figura 5-8: Superfícies de ruptura crítica e maior probabilidade – Cenário 2. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma.

Os taludes da região A são considerados instáveis, conforme critérios da NBR 11682 (ABNT, 2009), justificando um monitoramento das deformações naquela região. Caso as deformações a serem verificadas, tenham variações e velocidade críticas, deve haver reforço daquela região.

Para os métodos de Spencer e Sarma há um acréscimo da área limitada pela superfície representada pela linha branca, e conseqüentemente do volume unitário. No método de Janbu há uma redução na área ocupada pela superfície de menor FS e maior probabilidade de falha, com um desenvolvimento mais raso que a do cenário 1 e ponto de início da superfície em local mais próximo da crista.

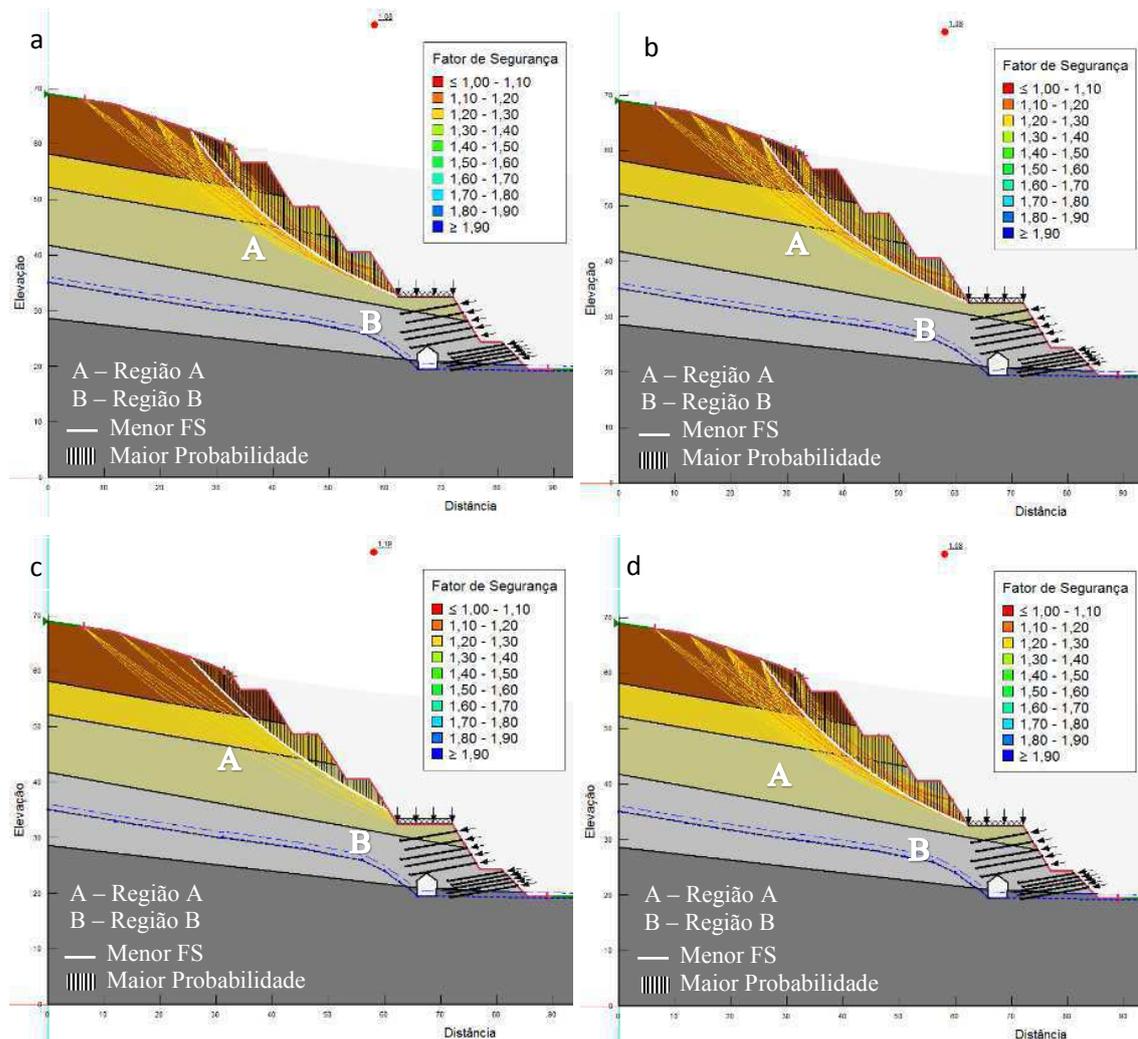


Figura 5-9: Superfícies FS 1,0 a 1,3 – Cenário 2. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu Generalizada; (d) Sarma.

A Figura 5-10 apresenta as superfícies potenciais de ruptura com um filtro aplicado para valores acima de 1,3. Desta forma, é possível observar as superfícies de ruptura nesta faixa de valores de FS definidas como estáveis pela NBR 11682 (ABNT, 2009), de acordo com o tipo de uso do solo.

Para os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, as superfícies apresentam um desenvolvimento circular bem definido. Iniciam na crista da área de corte até a face dos taludes de forma distribuída. Estas alcançam regiões mais profundas no solo, com algumas passando próximas do túnel.

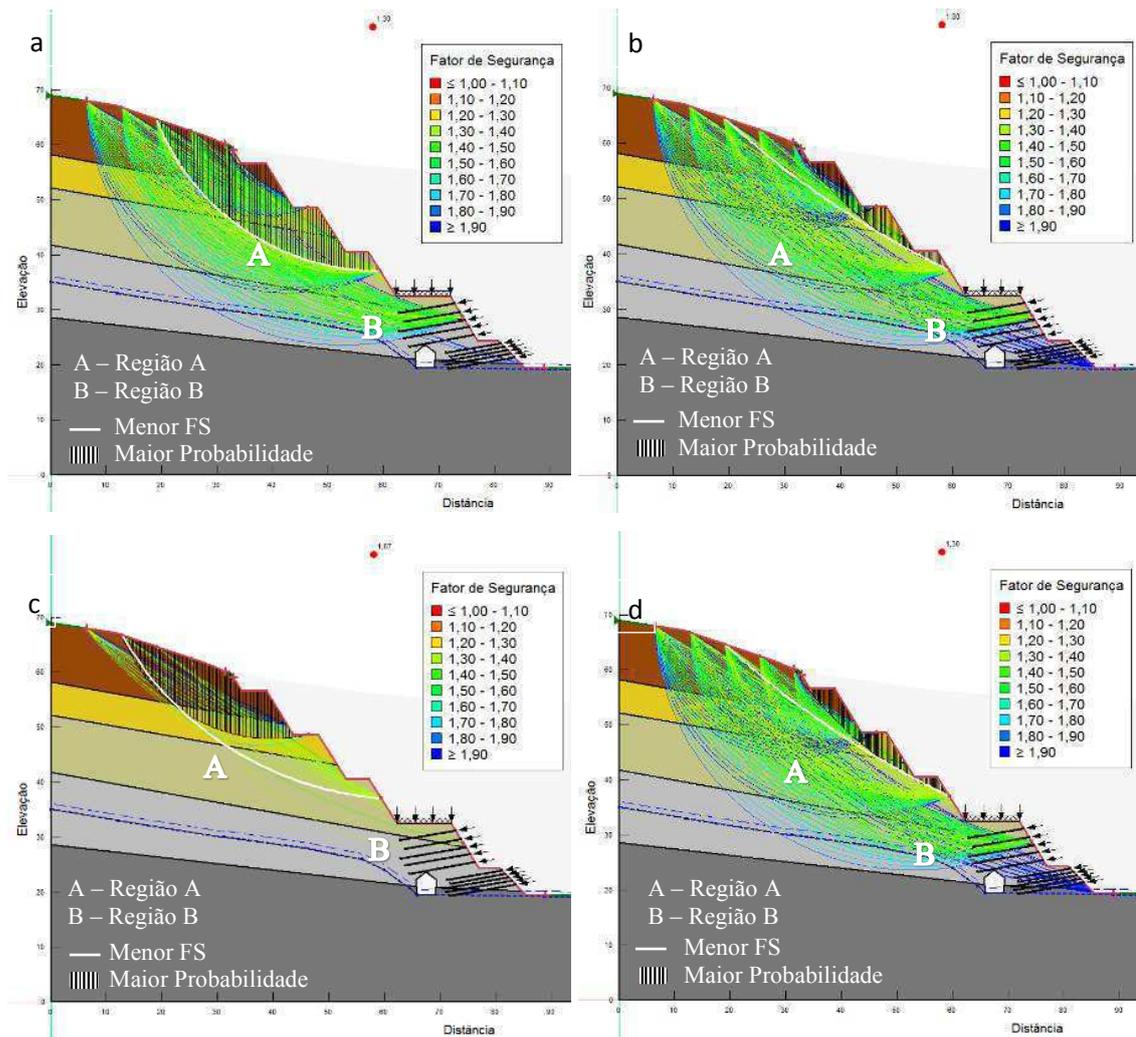


Figura 5-10: Superfícies FS 1,3 – 2,0 – Cenário 2. (a) Morgenstern-Price; (b) Spencer; (c) Janbu; (d) Sarma.

Para o método de Janbu, o número de superfícies assim como a distribuição ao longo do perfil do solo é bastante distinto dos demais métodos, com um número bem inferior, raios das superfícies passando em regiões mais rasas, no máximo até a porção superior do segundo talude reforçado.

As superfícies com menor fator de segurança, para este filtro, são iguais entre os métodos Spencer e Sarma, igual a 1,30. Passam entre a crista do corte e o meio da face do talude ao lado da estrada, com desenvolvimento rente às bermas. Estas são distintas dos demais métodos.

As superfícies de maior probabilidade de falha, hachuradas em linhas pretas, são iguais para os métodos Spencer e Sarma e com uma área menor em relação às de menor FS. Os valores de probabilidade calculados, para as superfícies consideradas estáveis, são de 4% aproximadamente, exceto para Janbu que apresentou um valor de 18%.

Nas Figuras 5-11, 5-12, 5-13 e 5-14 estão apresentadas as análises probabilísticas para cada método utilizado, para as mesmas superfícies, com maior probabilidade de falha e menor fator de segurança, analisadas no cenário 1. Para Morgenstern-Price, Spencer e Sarma verifica-se que nos FS apresentados, as condições de equilíbrio limite para forças instabilizantes e momento são atendidas. No método de Janbu é considerado somente o equilíbrio de forças, como indicado anteriormente.

Para os métodos de Morgenstern-Price, as superfícies mais críticas apresentaram uma variação do FS entre 1,08 a 1,29, com probabilidade de falha variando entre 20,3 a 0% respectivamente, para Spencer e Sarma as variações do FS são entre 1,08 a 1,30 e da probabilidade de falha entre 32,6 a 0% e para Janbu as variações são entre 1,19 e 1,27 e 17,9 a 5,6 %. Os gráficos de densidade de probabilidade indicam que a função do tipo log-normal é representativa para os dados analisados.

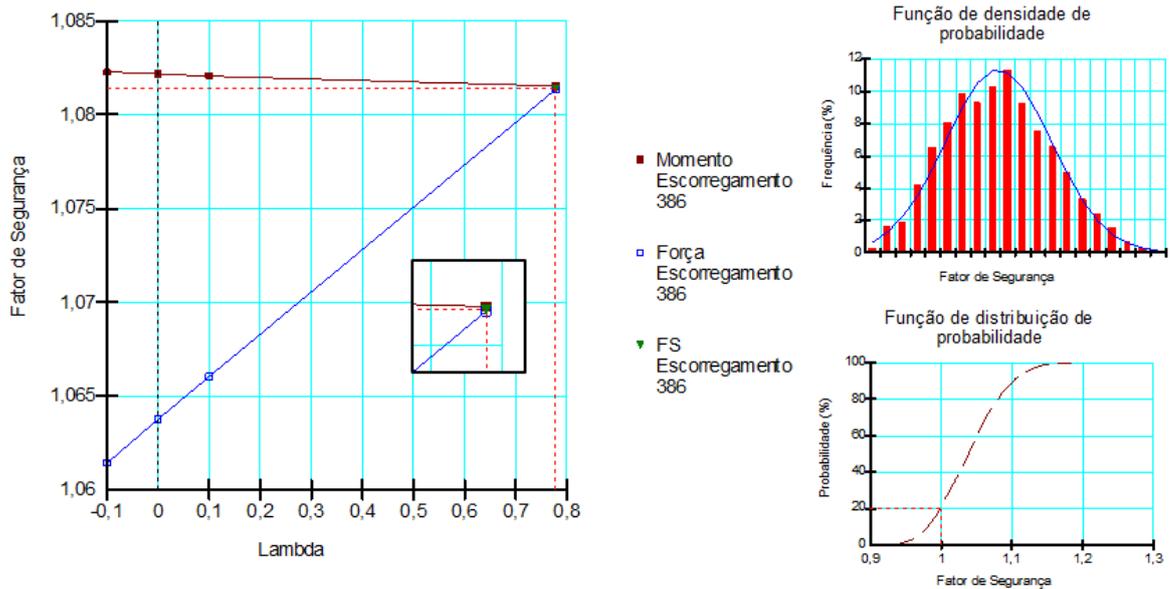


Figura 5-11: Análise probabilística – Morgenstern-Price: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.

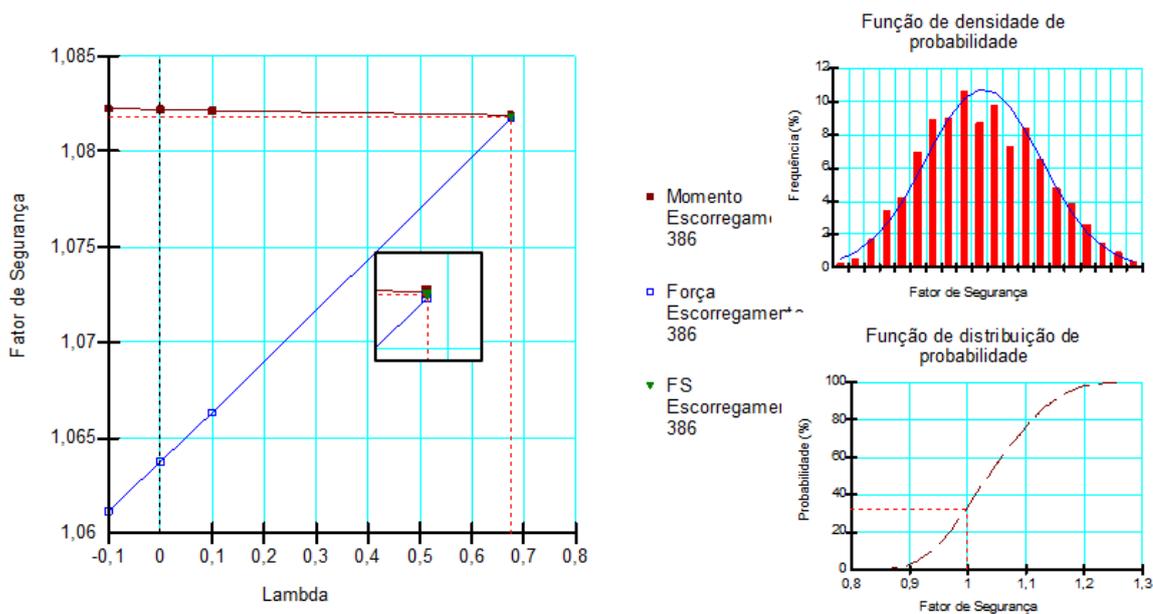


Figura 5-12: Análise probabilística – Spencer: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.

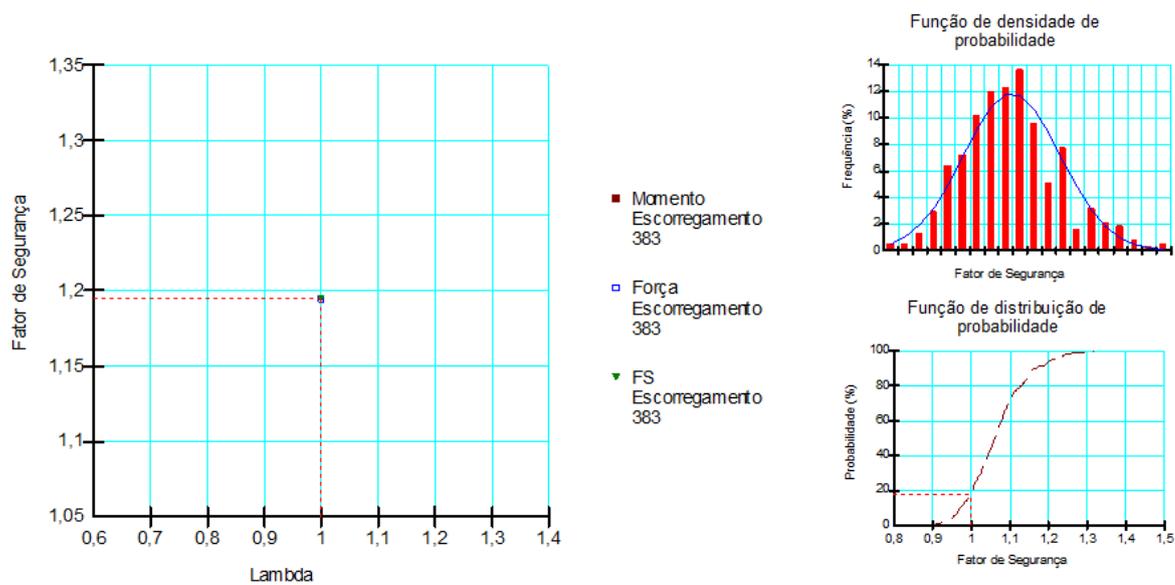


Figura 5-13: Análise probabilística– Janbu: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.

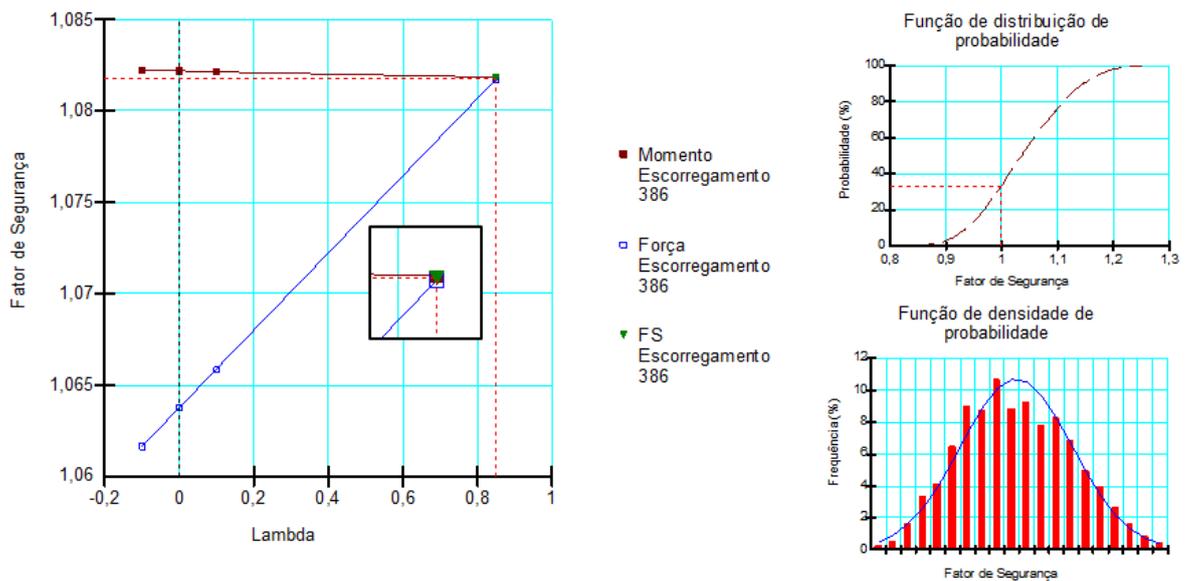


Figura 5-14: Análise probabilística – Sarma: Cenário 2. Superfície com maior probabilidade de falha = Superfície com menor FS.

Os dados da análise probabilísticas, do Cenário 2, para o menor fator de segurança e maior probabilidade de falha estão apresentados na Tabela 5-2 comparando-os com os do Cenário 1. Para o Cenário 2 o talude foi separado nas regiões A e B.

Observa-se que o entre o Cenário 1 e o Cenário 2, para o método de Morgenstern-Price as superfícies potencialmente mais críticas apresentam valores da Pf diferentes por se tratarem de superfícies distintas.

Comparando os dados dos dois cenários, observa-se que os valores das superfícies de menor FS se mantêm os mesmos, exceto para o método de Janbu, com um pequeno acréscimo neste fator. Para os métodos de Morgenstern-Price e Janbu houve uma redução significativa na probabilidade de falha, nos demais métodos esse valor se manteve praticamente o mesmo. O índice de confiabilidade destas análises também se manteve, exceto para Morgenstern-Price, que apresentava valores negativos no cenário 1 e passou a apresentar este índice próximo de 1.

Na região B o FS de segurança variou entre 1,38 e 1,39 e a probabilidade obtida para todos os métodos foi nula. Os valores do índice de confiabilidade apresentam-se bastante elevados em relação à região A nos cenários 1 e 2, estando entre 2,4 e 3,4.

É possível constatar que o reforço, por meio do solo grampeado, não exerceu uma influência no FS, na região localizada entre a berma da estrada e a crista da área de corte, região A, mas com redução da probabilidade de falha para 2 métodos. Portanto, não atende ao requisito mínimo de segurança indicado na NBR 11682 (ABNT, 2009).

Para as superfícies localizadas na região A também foi feita a análise probabilística das superfícies mais críticas, apresentadas nas Figura 5-15 a Figura 5-18.

Tabela 5-2: Dados probabilísticos para as superfícies críticas para o cenário 2.

Método	Cenário 1			Cenário 2					
				Região A			Região B		
	FS	P <sub>f</sub> (%)	β	FS	P <sub>f</sub> (%)	β	FS	P <sub>f</sub> (%)	β
<b>MP</b>	1,08	71,1	- 0,6	1,08	20,3	0,9	1,38	0	3,2
<b>Spencer</b>	1,08	32,5	0,5	1,08	32,4	0,5	1,38	0	3,4
<b>Janbu</b>	1,15	21,0	0,9	1,19	17,9	0,9	1,39	0	2,4
<b>Sarma</b>	1,08	32,2	0,5	1,08	32,6	0,5	1,38	0	3,1

P<sub>f</sub> = Probabilidade de falha; β = Índice de Confiabilidade

Os gráficos de densidade de probabilidade indicam que a função do tipo normal é representativa para os dados analisados por todos os métodos utilizados, exceto para Janbu para o cenário 2, cujos gráficos de distribuição da probabilidade e de densidade de probabilidade apresentam uma função não definida (Figura 5-17).

É possível verificar a ausência de superfícies com valores de FS inferior a 1,30 na região B. O reforço, por meio do solo grampeado, promoveu um acréscimo no FS de 1,15 para 1,38, considerando a menor variação dos menores valores observados nas análises dos Cenários 1 e 2.

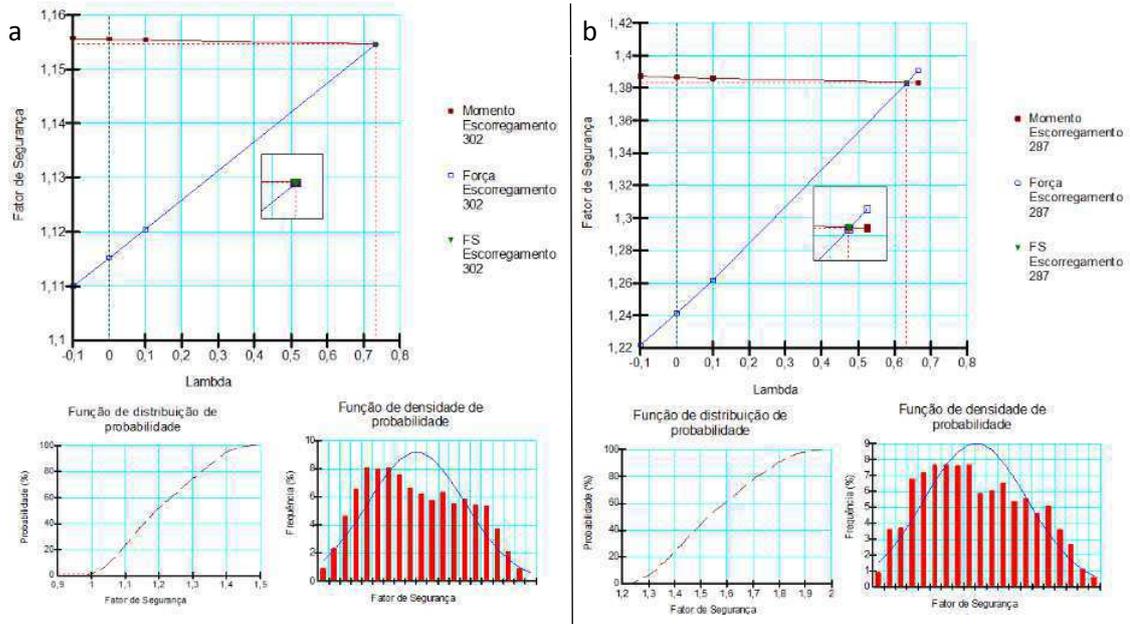


Figura 5-15: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Morgenstern-Price: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.

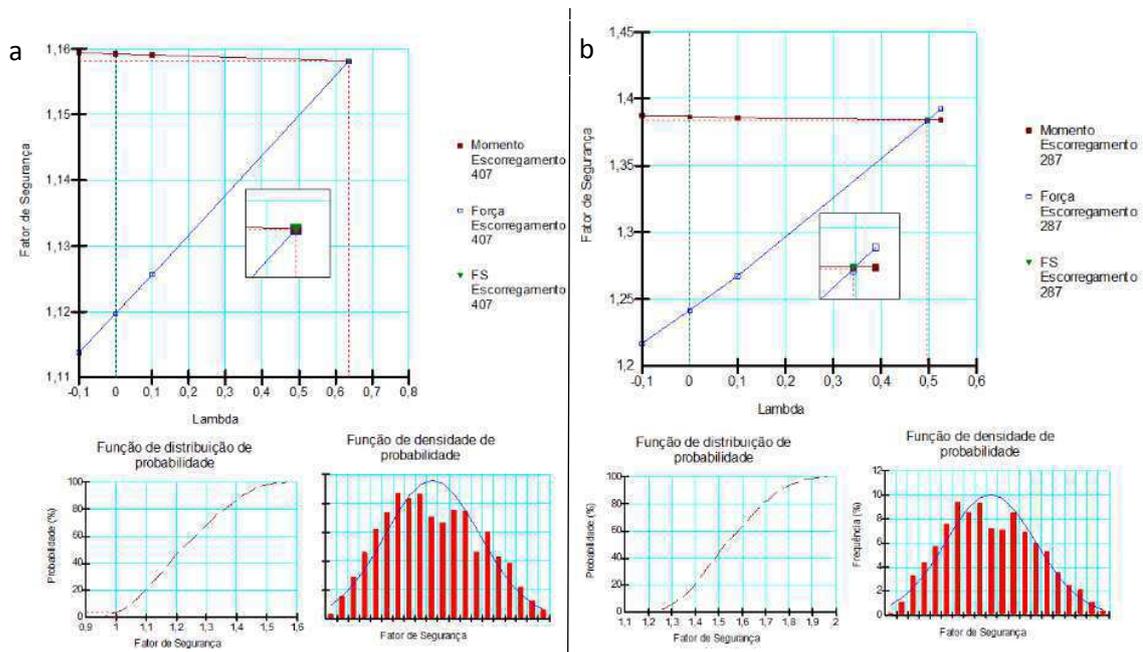


Figura 5-16: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Spencer: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.

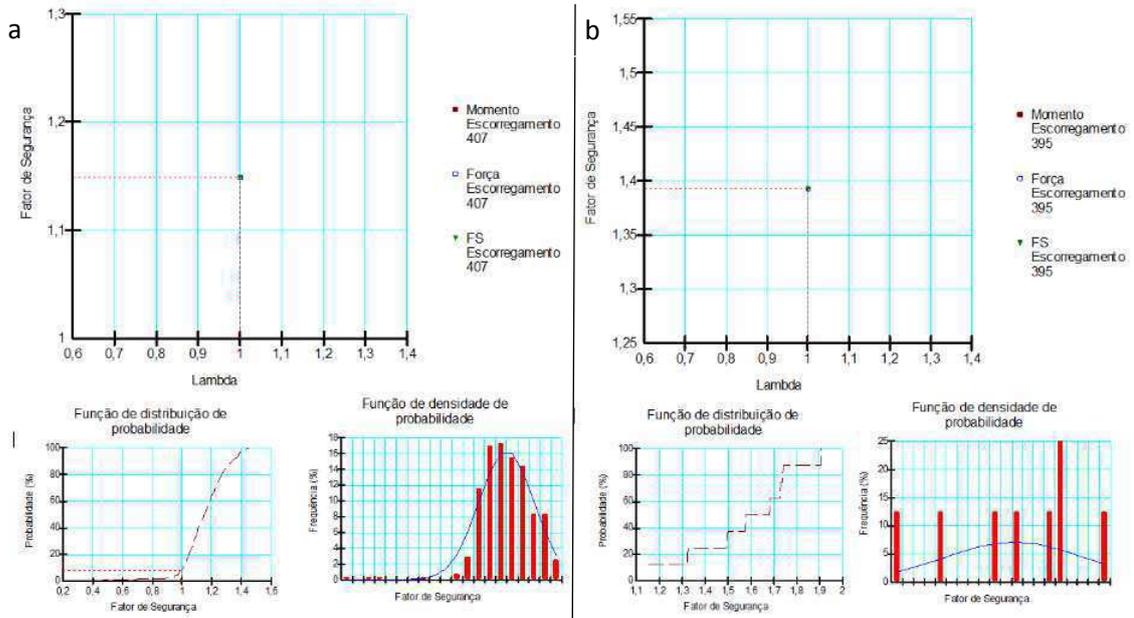


Figura 5-17: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Janbu: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.

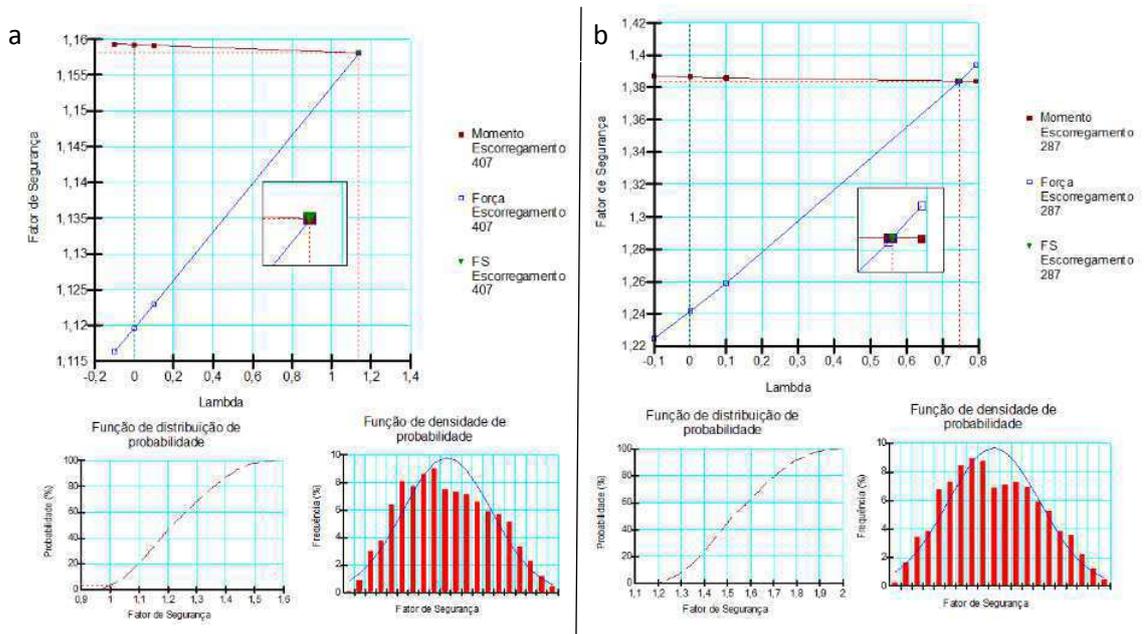


Figura 5-18: Análise probabilística da superfície mais crítica na região do túnel – Sarma: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2.

Tabela 5-3: menor FS e probabilidade de falha para os cenários 1 e 2.

**Região B**

Método	Cenário 1			Cenário 2		
	FS	P <sub>f</sub> (%)	β	FS	P <sub>f</sub> (%)	β
<b>Morgenstern-Price</b>	1,15	2,9	1,7	1,38	0	3,16
<b>Spencer</b>	1,16	3,4	1,7	1,38	0	3,41
<b>Janbu</b>	1,16	7,9	1,1	1,40	0	2,36
<b>Sarma</b>	1,16	3,1	1,7	1,38	0	3,13

P<sub>f</sub> = Probabilidade de falha; β = Índice de Confiabilidade

No cenário 2 estas superfícies apresentam probabilidade de falha nula, assim como o acréscimo significativo do índice de confiabilidade, quase o dobro em todos os métodos, confirmando a contribuição do reforço da estrutura no talude (Tabela 5-3).

Portanto, no entorno do túnel, o requisito mínimo de segurança foi atendido, logo, caracterizando essa região como estável, considerando os aspectos da norma vigente.

## 6 ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO

### 6.1 Cenário 0

Para o cenário 0 foram avaliadas as tensões no solo e rocha para a situação inicial da área, sem a escavação e com o túnel. Na Figura 6-1 é possível observar a distribuição das tensões sigma 1 por regiões bem delimitadas de acordo com a escala de cores indicadas na imagem.

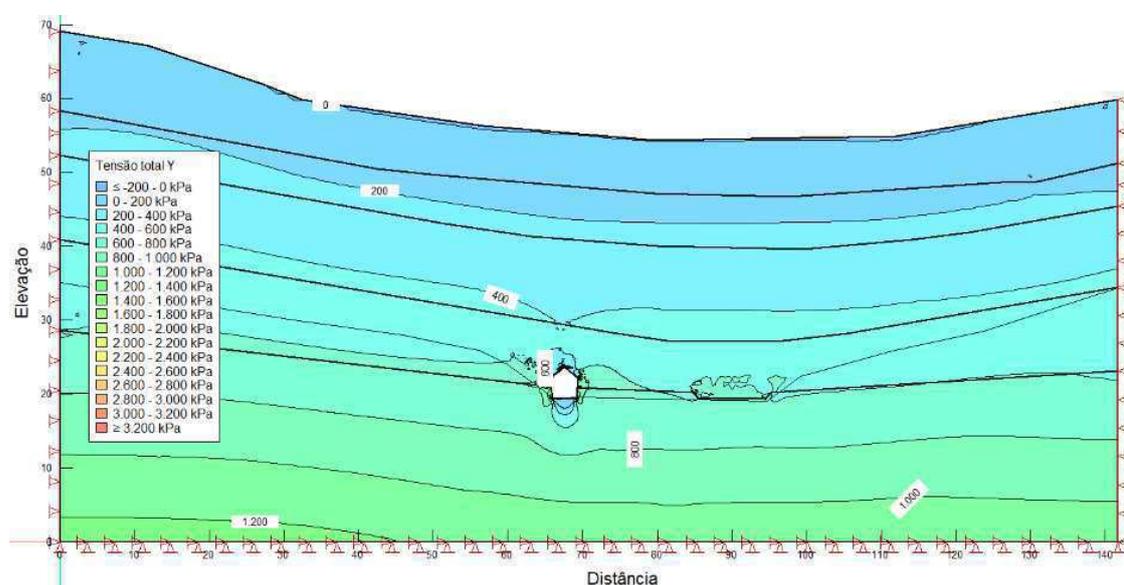


Figura 6-1: Estado de tensões sigma 1 (kPa) iniciais, sem escavação, no cenário 0.

As maiores tensões sigma 1 modeladas foram no ponto superior da abóbada do túnel e na interface da abóbada com a lateral direita. As tensões variaram entre 0 e 3400 KPa, com compressões diferenciais nas interfaces das laterais com a abóbada e pavimento. A região do meio da abóbada do túnel apresentou o valor de 3400 KPa, porém não representa a realidade, pois, devido à uma questão de escala. O contorno arredondado foi simplificado pelo software reduzindo o número de pontos e com representação triangular. A discretização nesta região também foi prejudicada. Desta forma, o valor real das tensões sigma 1 nas arestas do túnel estão superestimadas.

Na região da abóbada, os valores máximos da tensão sigma 1 ficou em torno de 3400 KPa. No canto superior esquerdo o valor registrado foi de 3200 KPa. Foram verificados alívios, com sigma 1 igual a zero, na metade das laterais e ao longo do pavimento. No canto inferior esquerdo o valor registrado foi de 2200 KPa e no direito 2000 KPa. (Figura 6-2).

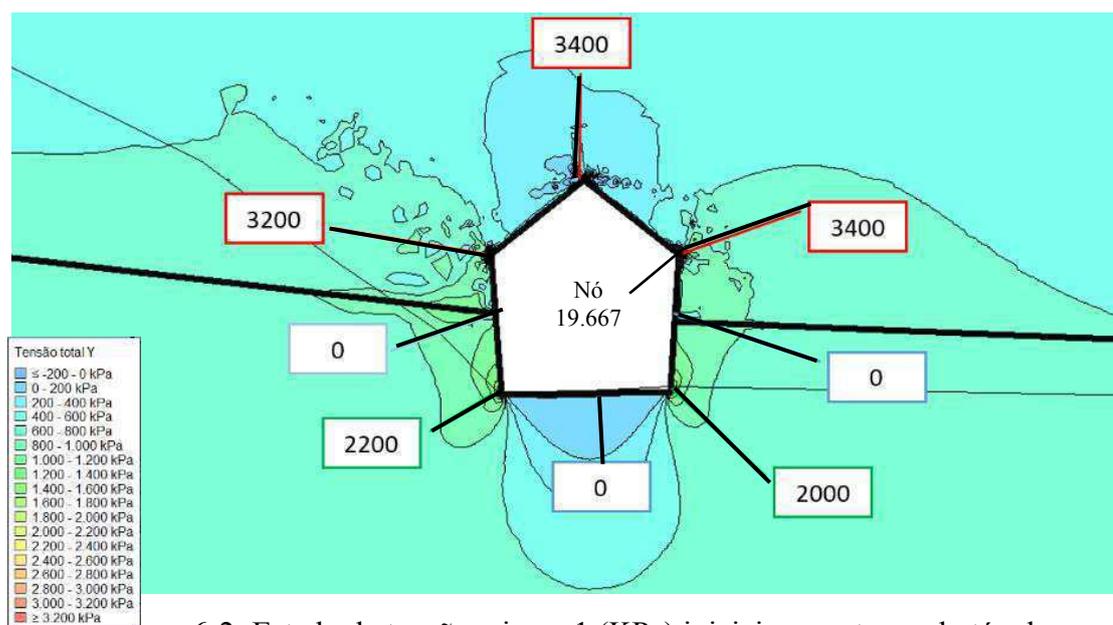


Figura 6-2: Estado de tensões sigma 1 (KPa) iniciais no entorno do túnel.

A análise gráfica para esse cenário, feita através da seleção da área de entorno do túnel, da tensão cisalhante em função da distância no eixo x, indica as tensões cisalhantes nas paredes laterais do túnel entre 0 e 1500 kPa, aproximadamente (Figura 6-3).

O gráfico apresenta a posição do túnel de forma invertida, devido aos valores crescentes das tensões cisalhantes no eixo y. O *software* não possui a opção de inverter o gráfico para uma melhor visualização, porém as regiões do túnel estão indicadas na Figura 6-3.

A região da abóbada apresenta os menores valores, entre 0 e 100 KPa, na porção inferior do gráfico, com uma elevação repentina no ponto 67,5 da seção analisada. Tal elevação pode ser justificada pela geometria angulosa, representando de forma inadequada a convexidade da abóbada. O pavimento é representado pelos pontos que forma uma região côncava do gráfico. As paredes estão posicionadas abaixo do ponto 66 e acima do 69.

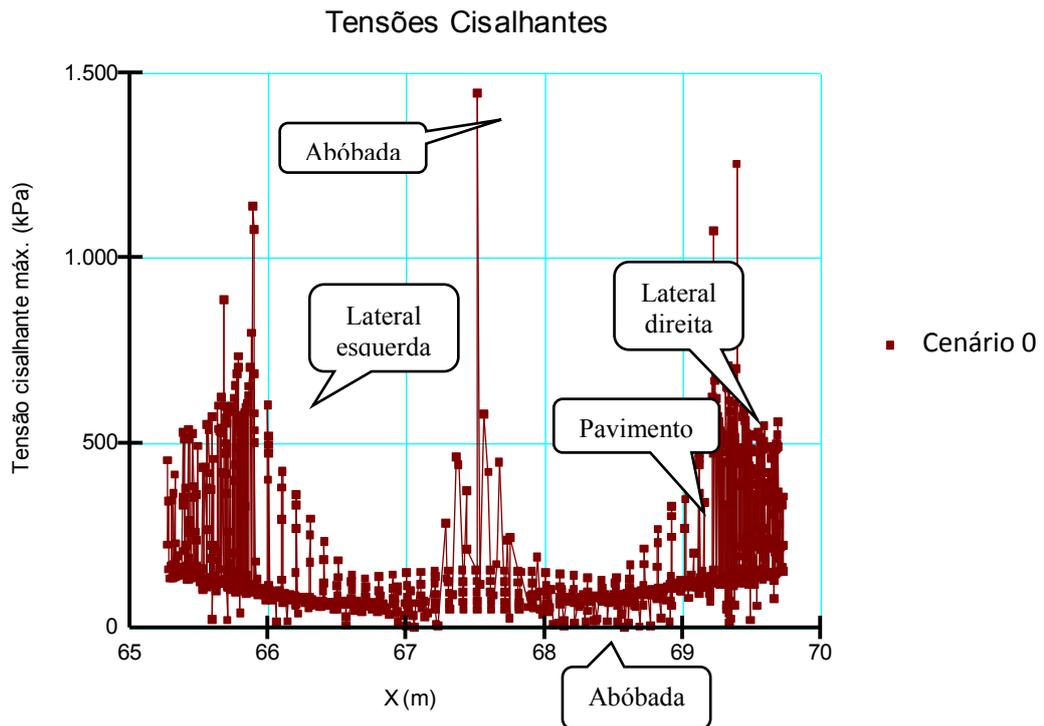


Figura 6-3: Distância relativa x Tensão de Cisalhamento (kPa).

## 6.2 Cenário 1

Para o cenário 1 foram avaliadas as tensões para a etapa de escavação da variante ferroviária, sem o solo grampeado (Figura 6-4). Comparando a distribuição das tensões sigma 1 entre o cenário 0 e 1, fica evidente o alívio das tensões, principalmente na região do túnel e nos taludes laterais à via férrea, onde ocorreram as maiores variações.

Tal variação é esperada para a intervenção realizada no local, porém a redução possui uma variação considerável, tendo influência negativa na estabilidade do túnel. A alteração do estado de tensões pode provocar a movimentação da estrutura do túnel. Tendo em vista que a estabilidade do túnel fica comprometida com a execução da escavação, torna-se necessária a avaliação das tensões existentes.

É possível verificar, também, uma redução na cota mais inferior da escavação, no talude ao lado da via férrea. Tal condição favorece à estabilidade do talude, uma vez que na presença de tensões sigma 1 nesses pontos são próximas do zero.

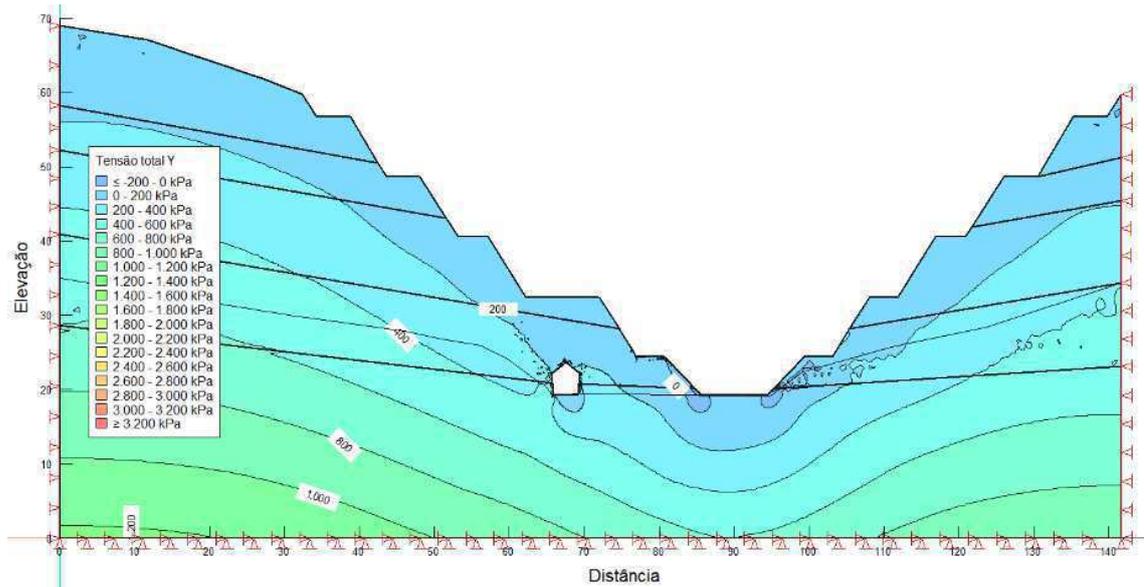


Figura 6-4: Distribuição das tensões sigma 1 no solo após a escavação.

A Figura 6-5 apresenta as tensões sigma 1 na região no entorno do túnel e nos taludes próximos com as tensões encontradas. Verifica-se que os níveis de tensão nesta região variaram de 0 a 3400 kPa, no cenário 0, para 0 a 2600 kPa no cenário 1. As maiores variações observadas foram na interface da lateral esquerda com a abóbada, com uma redução de 2600 kPa, e acréscimo de 1000 kPa na lateral direita. Variações consideráveis que podem promover o colapso da estrutura.

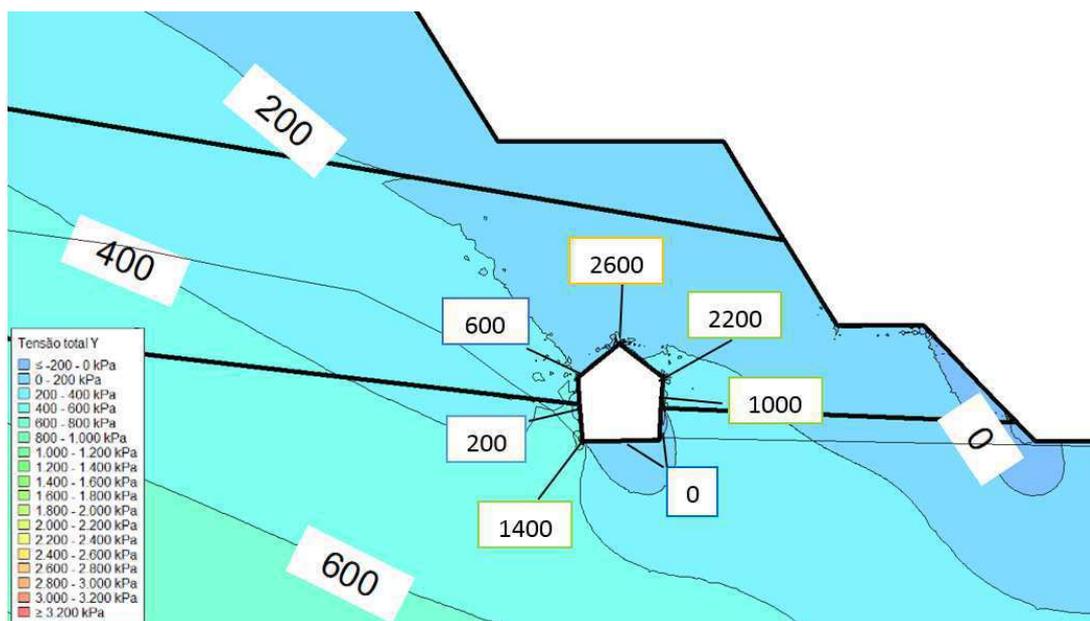


Figura 6-5: Estado de tensões sigma 1 (kPa) no entorno do túnel e nos taludes próximos após escavação.

A Figura 6-6 apresenta a variação das tensões de cisalhamento na nesta região do túnel. A curva em marrom representa as tensões para o Cenário 0, em 0 s, a curva em azul representa as tensões para o Cenário 2, com 10.627.200 s. É possível verificar a variação das tensões cisalhantes na região de entorno do túnel, com uma redução de 350 kPa na lateral esquerda e 210 kPa na lateral direita. Na abóbada foi verificada uma variação máxima da ordem de 550 kPa.

Portanto, a escavação condicionou uma redução das tensões cisalhantes nas laterais do túnel. Desta forma, a região com deformação na lateral direita teve uma redução dos esforços instabilizantes e redução do risco de agravamento deste local, porém houve um acréscimo do risco na região da abóbada.

A região da abóbada apresentou aumento nos esforços instabilizantes, justificando uma intervenção no sentido de aumentar os esforços estabilizantes, neste caso através da construção do solo grampeado nas faces dos taludes, assim como nas bermas.

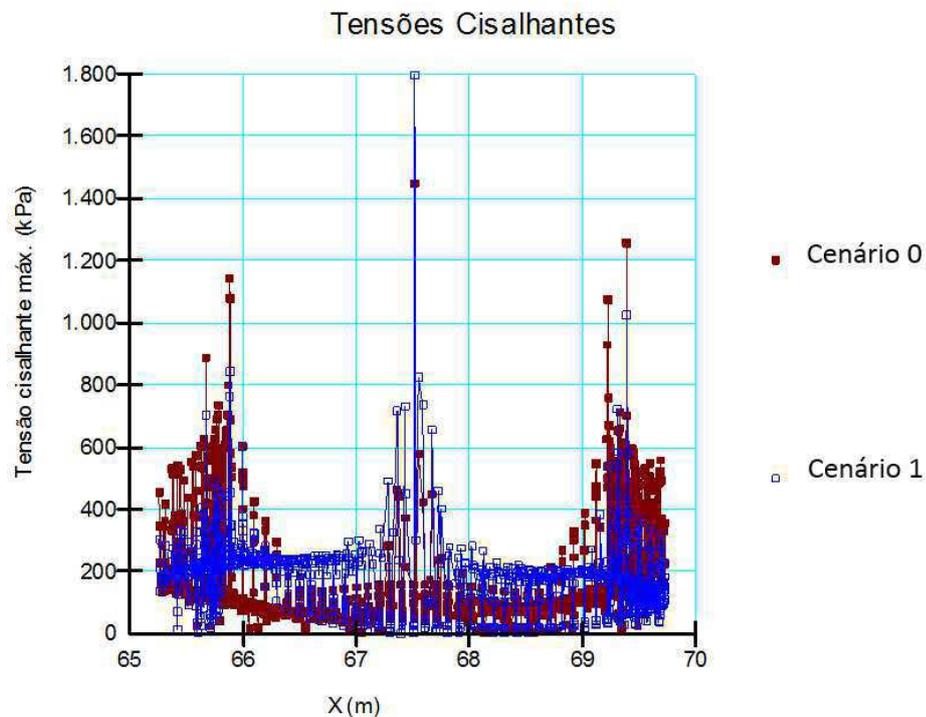


Figura 6-6: Variação da Tensão de Cisalhamento entre Cenário 1 e Cenário 2.

Complementando a análise deste cenário, foi avaliada a possível deformação do terreno devido à alteração no estado de tensões provocado pela remoção do material. Na Figura 6-7 é apresentada, de forma geral, a deformação superficial com taxa de ampliação igual a 30, para melhor visualização. A malha de pontos em vermelho representa a discretização da seção considerada na análise.

As deformações são apresentadas nas Figura 6-8, com a mesma taxa de ampliação. As variações medidas graficamente nos pontos indicados pelas setas azuis. A seta do ponto 1 indica o local de medição da deformação na face do quarto talude, contado a partir da plataforma ferroviária. A seta do ponto 2 indica o local na berma onde há a estrada, a seta do ponto 3 o local na face do segundo talude, a seta do ponto 4 o local na face do primeiro talude e a seta do ponto 5 o local na lateral do túnel.

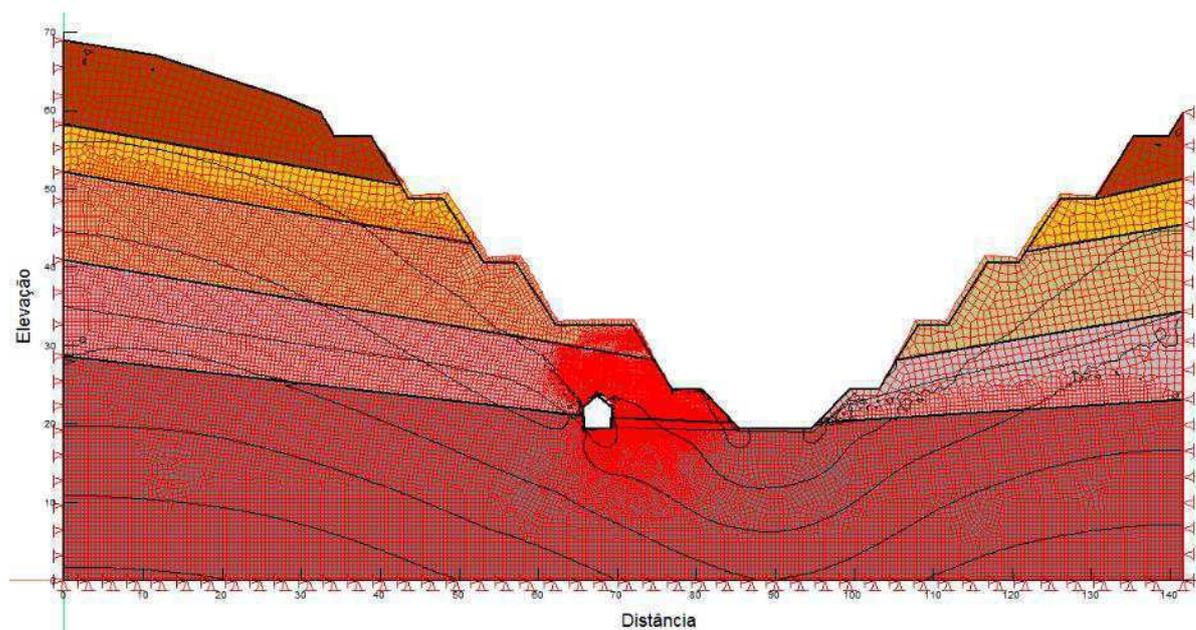


Figura 6-7: Deformação superficial com taxa de ampliação de 3.

No ponto 1, foi medido uma deformação da ordem de  $33 \times 10^{-3}$  m; no ponto 2 de  $28 \times 10^{-3}$  m; no ponto 3 de  $15 \times 10^{-3}$  m; no ponto 4 de  $-5 \times 10^{-3}$  m; e no ponto 5 de  $-3 \times 10^{-3}$  m. Estas deformações são devidas ao alívio de carga ou acomodação na nova geometria do talude.

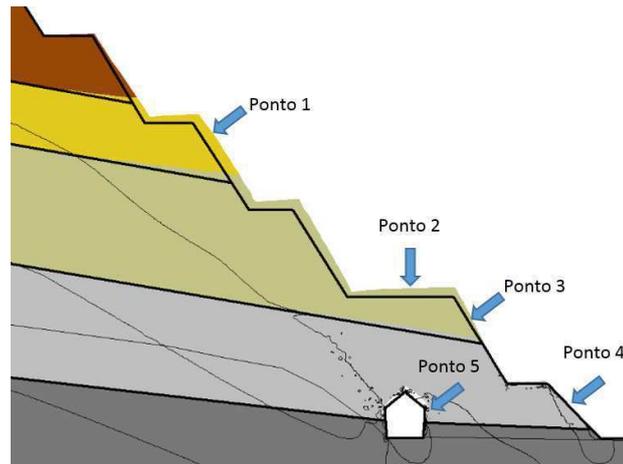


Figura 6-8: Detalhe da Figura 6-7 com indicação das deformações no entorno do túnel.

De acordo com as medidas, as maiores deformações observadas foram nos taludes localizados acima da berma da estrada. A retração identificada no ponto 4, será desconsiderada por se tratar de um comportamento do solo incoerente para a geometria avaliada, o tipo e etapa da obra.

### 6.3 Cenário 2

No cenário 2 foram inseridos os grampos e a camada resistente na face do talude representado pelo solo grampeado. Nesta etapa, analisou-se o estado de tensões com o objetivo de verificar as contribuições do reforço do solo nas deformações previstas no cenário 1.

Conforme método do software SIGMA da GEOSTUDIO, foi acrescentada uma etapa na árvore de análise adotando o método de análise *Stress Redistribution*. Foram acrescentadas as características dos grampos e da face resistente conforme dados da Tabela 6-1.

A Figura 6-9 apresenta o talude com os reforços aplicados, localizados entre a plataforma ferroviária e a estrada. Na imagem observa-se também o estado de tensões calculados pelo *software*. O alívio de tensões na região de entorno do túnel permanece.

Tabela 6-1: Dados dos elementos de reforço do solo grampeado.

Elemento	E (MPa)	Área da Seção (m <sup>2</sup> )	Momento de Inércia (m <sup>4</sup> )
<b>Grampo</b>	26.992	45,6x10 <sup>-4</sup>	1,65x10 <sup>-3</sup>
<b>Face resistente</b>	30.000	0,63	0

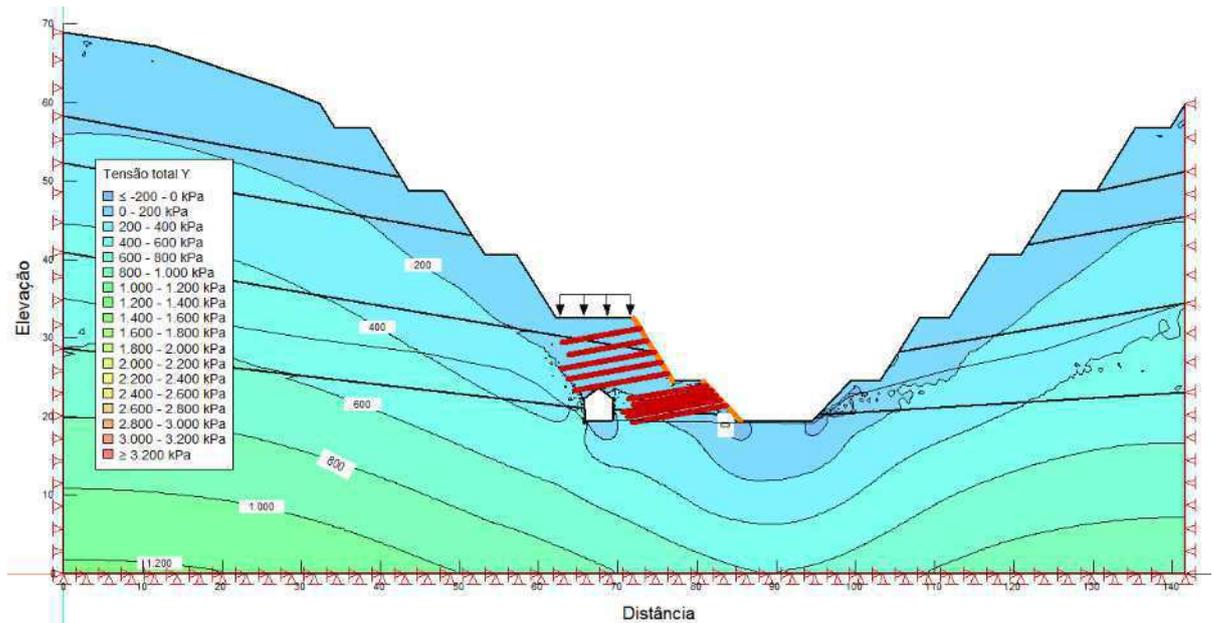


Figura 6-9: Distribuição das tensões sigma 1 no solo considerando o reforço.

Na Figura 6-10 é possível verificar, de forma detalhada, a região do túnel e taludes com a localização do solo grampeado representado pelos grampos, em vermelho, o concreto projetado, em laranja, e a tensão distribuída referente à estrada. Também estão apresentadas, de forma detalhada, as tensões sigma 1 no entorno do túnel, considerando a influência dos reforços.

As tensões sigma 1 na região do entorno do túnel permanecem as mesmas, quando comparadas ao cenário 1. Este é um comportamento esperado, pois o reforço foi construído após toda a etapa de escavação e pelo fato dos grampos serem passivos e não ativos. Neste caso o reforço contribuiu para que não houvesse acréscimo nas tensões sigma 1 após a sua instalação.

É válido reforçar que, para todos os cenários, a tensão no ponto superior da abóbada não é real, pois, o desenho não retrata a geometria real da estrutura naquela região do túnel.

O software não permite executar um desenho mais abaulado. Pode-se inferir que as tensões sigma 1 naquele ponto esteja entre 200 e 1500 kPa.

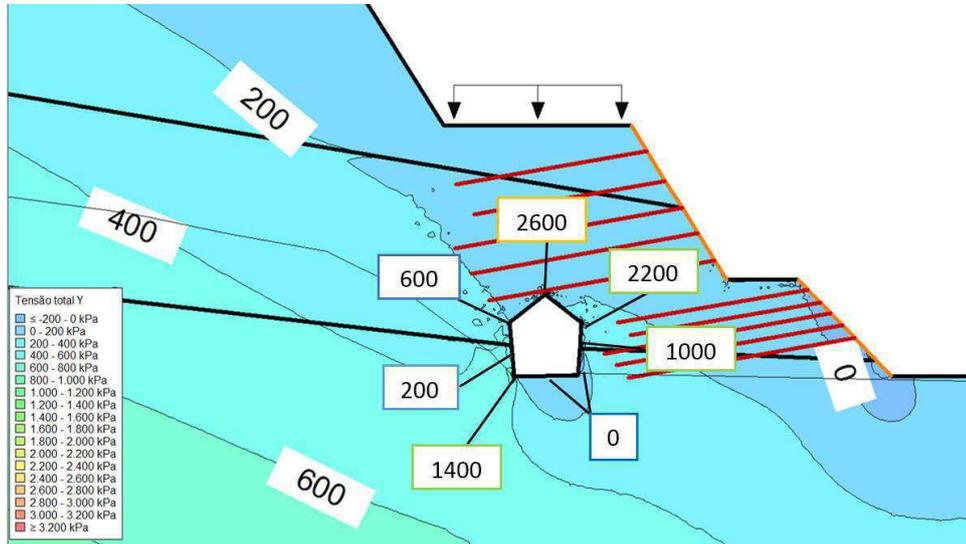


Figura 6-10: Estado de tensões sigma 1 no entorno do túnel considerando o reforço em solo grampeado.

Quanto às tensões cisalhantes, para o cenário 2 não houve variação em relação ao cenário 1. A curva verde está sobreposta à azul, com variação dos valores entre 0 e 1300 kPa nas paredes laterais do túnel, na abóbada entre 0 e 1450 kPa e no pavimento entre 0 e 200 kPa (Figura 6-11). O pico de tensão no meio da abóbada se deve à geometria angular, como já descrito anteriormente, não representa a geometria correta do local.

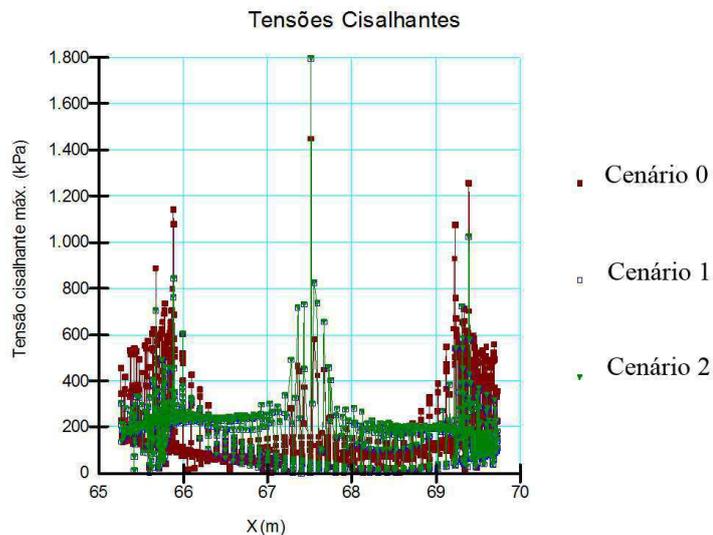


Figura 6-11: Variação da Tensão de Cisalhamento entre Cenários 0, 1 e 2.

Quanto às deformações, medidas nos mesmo 5 pontos indicados no cenário 1, verifica-se que não houve variação das medições par ao cenário 2, feitas de forma gráfica (Figura 6-12).

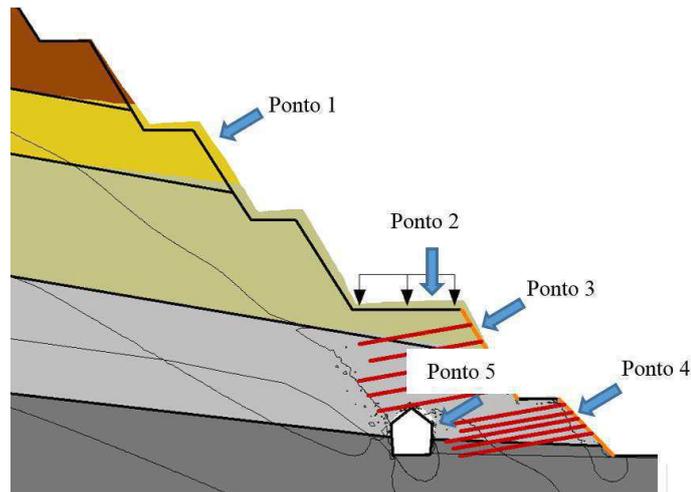


Figura 6-12: Pontos de verificações das deformações com a influência do solo grampeado.

A ausência de alterações nas deformações superficiais indica que todas as movimentações, devido à etapa de escavação, ocorreram antes da instalação do solo grampeado, de acordo com a simulação aqui apresentada.

Portanto, pode-se constatar que o solo grampeado cumpriu sua função, evitando as deformações nos locais de aplicação.

O fato da construção desta contenção ter ocorrido somente após a finalização de toda a escavação permitiu as deformações simuladas no cenário 1. Tais variações poderiam ter sido minimizadas caso o reforço do solo fosse executado em etapas, acompanhando a remoção do material.

Nota-se que na face do talude a deformação é pequena quando comparada à existente na berma da estrada, na Figura 6-12, representada na com taxa de ampliação igual a 30. Há uma expansão do solo naquele ponto, o que pode justificar a proposta de execução de grampos verticais na região da estrada, conforme projeto (Anexo I).

De acordo com o critério de definição do grau de risco de processos de movimento de massa da NBR 11682 (ABNT, 2009), pode-se concluir que a berma apresenta um deslocamento característico para um movimento de massa com grau de risco médio. Nas regiões da face do talude e parede direita do túnel, da seção analisada, os deslocamentos verificados apresentam grau de risco baixo.

## 7 MONITORAMENTO DAS DEFORMAÇÕES

O monitoramento das deformações foi realizado entre dezembro de 2014 até setembro de 2015, tendo o início logo após a finalização da construção do solo grampeado e dos extensômetros. A localização dos extensômetros pode ser observada na Figura 7-1. Ao todo foram instalados 12 tirantes, sendo que somente as pontas inseridas em furos de sondagem foram concretadas conforme projeto (Anexo I).

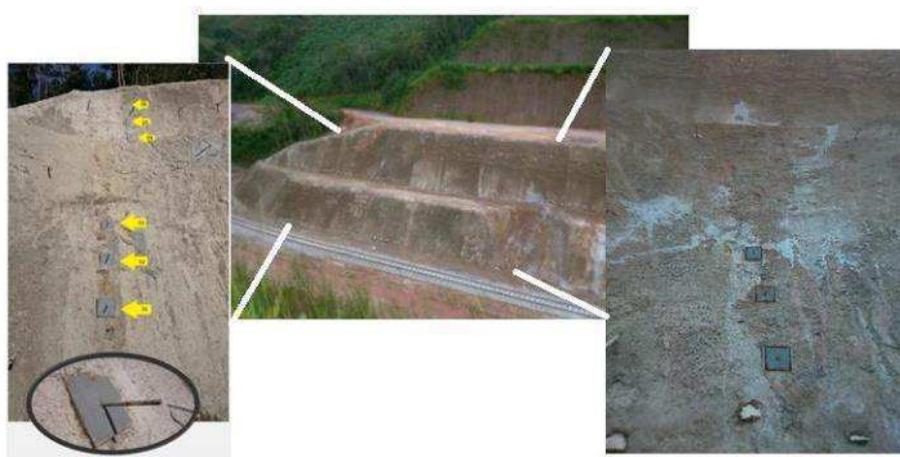


Figura 7-1: Localização dos 12 extensômetros.

O monitoramento do emboque do túnel envolveu medidas em três seções (Figura 7-3). Na seção 1 foi medido o deslocamento lateral da faixa branca, na seção 2 o deslocamento lateral do bloco intermediário entre a parede lateral e a abóbada e na seção 3 a abertura entre os blocos conforme indicado nas Figura 7-2 e Figura 7-3. A seção 4 foi definida como a região do interior do túnel onde há o deslocamento lateral da parede.

Também foram monitoradas as deformações nas proximidades do emboque sul e na parede onde foram identificadas alterações na geometria da parede lateral do túnel, com visível reativação de trincas (Figura 7-2).

Os resultados dos monitoramentos das variações das deformações das seções de 1 a 4 são apresentados na Tabela 7-1.

Na seção 1 não foram identificadas movimentações. Na seção 2 foram identificadas variações de  $3,4 \times 10^{-3}$  m, na seção 3 a variação de  $1,8 \times 10^{-3}$  m e na seção 4 da ordem de  $2,0 \times 10^{-2}$  m. As medições das seções 1 a 3 foram feitas com paquímetro e a seção 4 com trena a laser, justificando grandes variações milimétricas.

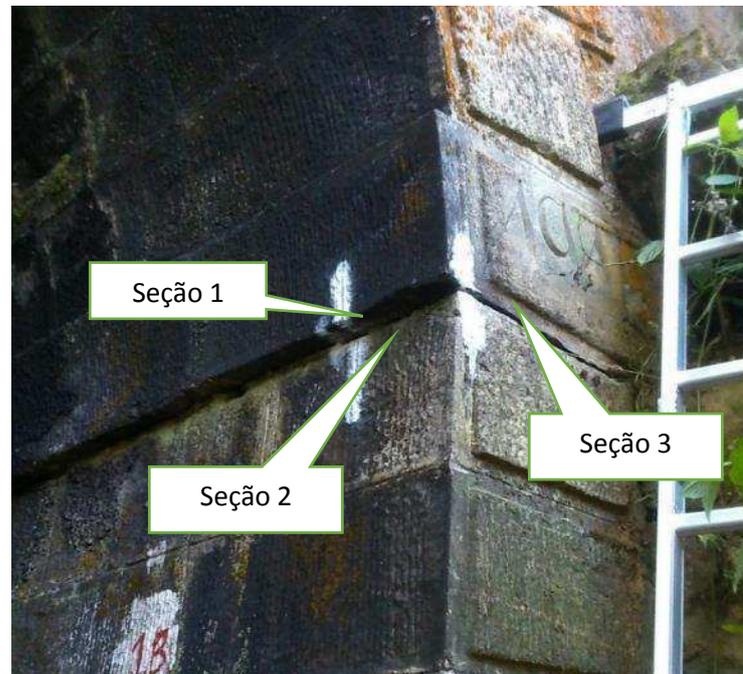


Figura 7-2: Indicação das seções de monitoramento no emboque do túnel.

Para a região do interior do túnel, verificou-se que as deformações foram próximas às simuladas no *software*, entre  $1,0 \times 10^{-2}$  e  $2,0 \times 10^{-2}$  m, considerando os cenários do talude escavado e com o solo grampeado, cenário 2.

A verificação das deformações no talude foi feita com medição dos extensômetros (Tabela 7-2 e Figura 7-4). Podem ser observadas variações de ordem centimétrica nos primeiros meses de monitoramento e uma tendência à estabilização nos últimos meses.



Figura 7-3: Pontos de monitoramento do interior do túnel.

Tabela 7-1: Dados de monitoramento da variação das deformações das seções 1 a 4.  
Seção\*

Período	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)
Dez/14	-	-	-	-
Jan/15	-	-	-	-
Fev. /15	-	-	-	-
Mar/15	0	0,0441	0,0089	3,2384
Abr./15	0	0,0408	0	3,2184
Mai/15	-	-	-	-
Jun./15	-	-	-	3,2372
Jul./15	0	0,0407	0,0071	3,2300
Ago. /15	0	0,0409	0,0077	3,2376

As células da tabela preenchidas por um hífen significam que não houve monitoramento

Tabela 7-2: Medições dos extensômetros por mês.

	Dez/14	Mar/15	Abr./15	Jun./15	Jul./15	Ago/15	Set/15	
Medições dos Extensômetros (m)	1	0,1912	0,1761	0,1716	0,1729	0,1735	0,1736	0,1713
	2	0,2413	0,2192	0,2177	0,2186	0,2171	0,2178	0,2179
	3	0,2095	0,1846	0,1846	0,1845	0,1852	0,1856	0,1845
	4	0,2150	0,1635	0,1820	0,1835	0,1816	0,1821	0,1822
	5	0,2304	0,1959	0,2160	0,2179	0,2177	0,2178	0,2161
	6	-	0,1742	0,2028	0,2033	0,2036	0,2038	0,2021
	7	0,1440	0,1342	0,1568	0,1600	0,1565	0,1606	0,1576
	8	0,1748	0,2827	0,1708	0,1683	0,1719	0,1716	0,1704
	9	0,1540	0,2064	0,1196	0,1197	0,1198	0,1197	0,1193
	10	0,2352	0,1785	0,2047	0,2047	0,2050	0,2050	0,2044
	11	0,1989	0,1791	0,1996	0,1997	0,1991	0,1986	0,1974
	12	-	0,1733	0,2040	0,2039	0,2036	0,2017	0,2003

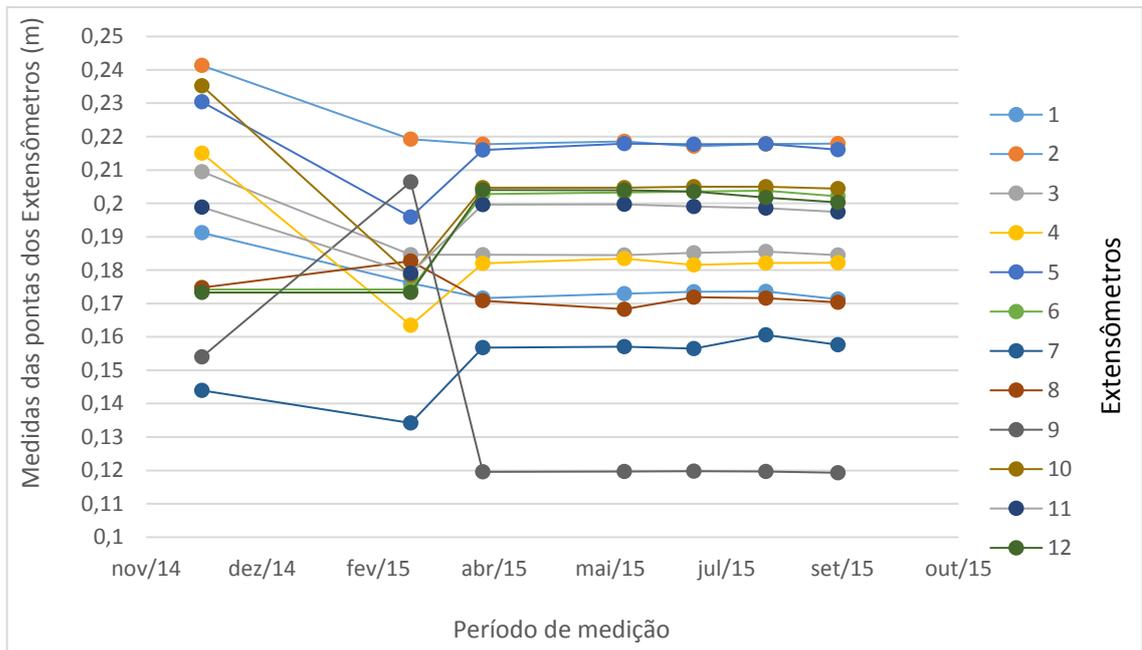


Figura 7-4: Variação das medições dos extensômetros.

A Tabela 7-3 apresenta as variações para cada extensômetro, considerando o início e fim do monitoramento. Os valores apresentam um sinal negativo, pois as medidas da haste foram reduzidas, indicando que a superfície do talude movimentou no sentido leste, em direção à plataforma ferroviária. O mesmo critério para o sentido de sinal de positivo ou

negativo foi adotado na simulação desenvolvida no *software* Sigma. Para sinais positivos a variação representa uma retração e para sinais negativos representa uma expansão do solo.

Observam-se variações entre  $1,5 \times 10^{-3} \text{m}$ , no extensômetro 11, a  $3,47 \times 10^{-2} \text{m}$  no extensômetro 9. A discrepância entre as variações pode ser explicada pela alta heterogeneidade das unidades de solos; por estarem na seção do talude onde ocorreu uma ruptura translacional do solo durante a escavação sendo, portanto, reflexos posteriores dos processos erosivos; por fim, devido à acomodação do solo motivado pelo alívio de tensões.

Ainda na Tabela 7-3, são apresentadas as medições feitas no SIGMA em pontos próximos aos extensômetros de 7 a 12, por estarem na seção com a simulação apresentada. A diferença entre a variação medida nos extensômetros e a medida no Sigma é considerável, entre  $8 \times 10^{-3} \text{ m}$  e  $43 \times 10^{-2} \text{ m}$ . O sentido de variação foi o mesmo nos extensômetros 7, 10 e 11, onde ocorreu uma expansão do solo, as diferenças foram de  $13 \times 10^{-3} \text{ m}$ ,  $28 \times 10^{-3} \text{ m}$  e  $8 \times 10^{-3} \text{ m}$ , respectivamente. Sendo que no extensômetro 11 a medição foi inferior à simulada no *software*.

Nos extensômetros 8, 9 e 12 o sentido das deformações medidas foram contrárias às da simulação. A medição dos extensômetros 8 e 9 indicou uma expansão e no software houve uma retração, com diferenças de  $6 \times 10^{-3} \text{ m}$  e  $38 \times 10^{-3} \text{ m}$ , respectivamente. Já no extensômetro 12, a medição indicou uma retração e na simulação uma expansão, com diferença de  $43 \times 10^{-3} \text{ m}$ .

Para todos os extensômetros, as deformações verificadas estão abaixo de 5cm. Conforme critério da norma NBR 11682 (ABNT, 1996), esse nível de deformação para deslocamentos horizontais é característico para movimento de massa com grau de risco baixo.

As diferenças encontradas são de ordem milimétrica, podendo ser justificada pela determinação de um modelo conceitual do talude inadequado. A definição de parâmetros

geomecânicos por meio de correlações e quantidade de ensaios restrita, também contribuem para as diferenças entre os dados da simulação e os observados em campo.

Tabela 7-3: Valores iniciais e finais de deformação para cada extensômetro, com comparação das medições no Sigma.

		<b>Inicial (m)</b>	<b>Final (m)</b>	<b>Variação (m)</b>	<b>Medição no Sigma* (m)</b>
<b>Extensômetro</b>	<b>1</b>	0,1912	0,1713	-0,0199	-
	<b>2</b>	0,2413	0,2179	-0,0234	-
	<b>3</b>	0,2095	0,1845	-0,0250	-
	<b>4</b>	0,2150	0,1822	-0,0328	-
	<b>5</b>	0,2304	0,2161	-0,0143	-
	<b>6</b>	0,1742	0,2021	-0,0279	-
	<b>7</b>	0,1440	0,1576	-0,0136	- 0,0010
	<b>8</b>	0,1748	0,1704	-0,0044	0,0013
	<b>9</b>	0,1540	0,1193	-0,0347	0,0032
	<b>10</b>	0,2352	0,2044	-0,0308	- 0,0033
	<b>11</b>	0,1733	0,1974	-0,0015	- 0,0090
	<b>12</b>	0,2040	0,1733	0,0270	- 0,0164

\*Nas células preenchidas por hífen indicam que não houve medição no sigma, por não estarem na seção estudada.

## 8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste estudo foi possível analisar as características do solo composto, basicamente, por areia argilo-siltosa na unidade de solo residual maduro e areia siltosa nas unidades de solo residual jovem.

Na definição do ângulo de atrito interno, a correlação que se apresentou mais adequada é embasada na percentagem de argila, definida por Salih (2012) para solos tropicais.

Foi confirmada a utilidade da sondagem DPL para ensaios em locais de difícil acesso e área restrita. A correlação linear encontrada com os valores de SPT pode ser utilizada para as unidades de solo sondadas, embora se recomende um refinamento com a execução de novos pontos de DPL próximas às demais sondagens SPT.

A análise de estabilidade de taludes indicou regiões instáveis para os dois cenários considerados na região do talude onde não foi feito o reforço em solo grampeado. Para os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma o valor encontrado foi igual a 1,08 e 1,15 para o método de Janbu.

O volume unitário de solo representado pelas superfícies de ruptura críticas no cenário 2 é de aproximadamente 204 m<sup>3</sup>, para Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, e 130 m<sup>3</sup> para Janbu. Comparando com o cenário 1 houve redução significativa no volume. Verificou-se que a distribuição dos valores de Fator de Segurança inferior a 1,30 apresentaram uma redução entre 41 e 64% em relação ao Cenário 1.

Na região de entorno do túnel, no Cenário 2, é possível verificar a ausência de superfícies com FS inferior a 1,30, pois o reforço por meio do solo grampeado promoveu um acréscimo no FS da ordem de 20%.

A região do talude acima da berma da estrada permanece com superfícies com valor de FS menor que 1,30, portanto, mesmo com o reforço essa área é ainda considerada instável, conforme critérios da NBR 11682 (ABNT, 2009). Portanto, é necessário o monitoramento de possíveis anomalias naquela região.

O estudo do comportamento de tensão pela deformação considerou todas as etapas de construção da variante ferroviária, desde a situação inicial, a etapa de escavação do solo, até a construção do solo grampeado e monitoramentos posteriores.

No cenário 1, pós escavação do talude, mas sem reforço, houve alterações no estado de tensões na região no entorno do túnel. Foram identificados alívios de sigma 1 variando entre 800 e 2600 KPa, sendo esta maior variação obtida na interface lateral esquerda com a abóbada. Estas alterações do estado de tensões podem ocasionar fissuras e agravamento das áreas já fragilizadas, porém tais anomalias não foram observadas nas estruturas.

Conforme análise realizada, as deformações estimadas foram na ordem de  $3 \times 10^{-3}$  m nas paredes do túnel e  $33 \times 10^{-3}$  m na face do talude. Há evidência que a deformação na parede do túnel já havia ocorrido antes das obras de rebaixamento do pavimento e construção da variante, porém com agravamento durante as escavações.

As tensões cisalhantes no entorno do túnel também apresentaram redução. Desta forma, a região com deformação na lateral direita teve uma redução dos esforços instabilizantes e redução do risco de agravamento deste local.

Para análise do cenário 2, pós escavação e com reforço, comparando com o cenário 1, as tensões sigma 1, assim como as tensões cisalhantes, na região do entorno do túnel permanecem as mesmas, quando comparadas ao cenário 1. Este é um comportamento esperado, pois o reforço foi construído após toda a etapa de escavação e pelo fato dos grampos serem passivos e não ativos.

De acordo com a simulação, as deformações nas laterais dos taludes e na lateral do túnel permaneceram iguais, em comparação com o cenário 1, confirmando a contribuição do solo grampeado na contenção da estrutura.

A deformação simulada na berma da estrada justifica a construção do solo grampeado nesta região também, como previsto no projeto inicial da estrutura de reforço. É necessário frisar, que tais deformações são estimativas, uma vez que a análise não

considerou os tirantes verticais e o excesso de calda de cimento injetada ao longo de todo o talude reforçado.

Nos estudos realizados entre dezembro de 2014 a setembro de 2015, foi feito o monitoramento das deformações no interior do túnel com a medição da sua geometria, através de paquímetro e trena a laser, e na estrutura dos taludes, através de extensômetros.

Na interface entre a parede leste e a abóbada no túnel foram identificadas variações de ordem centimétricas a milimétricas. Nas últimas medições realizadas os valores apresentaram-se estáveis.

No monitoramento dos extensômetros instalados nos taludes, observaram-se variações de ordem centimétricas a milimétricas. Na comparação entre a medição dos extensômetros e as obtidas nas simulações com o software SIGMA, foram verificadas diferenças milimétricas nos extensômetros 7 e 12. As deformações verificadas são classificadas como grau de risco baixo para movimentos de massa, conforme critério da norma NBR 11682 (ABNT, 1996).

As diferenças podem ser justificadas pela determinação de um modelo conceitual simplificado. A avaliação mais detalhada em tal situação demanda uma análise tridimensional de estabilidade, sendo, portanto, um possível estudo a ser conduzido. A definição de parâmetros geomecânicos por meio de correlações e quantidade de ensaios restrita, também contribuem para as diferenças entre os dados da simulação e os observados em campo.

É importante frisar que este estudo se embasou em correlações, número reduzido de ensaios e com algumas incertezas, oferecendo um subdimensionamento dos parâmetros de resistência e deformação do solo e rocha. Portanto os valores encontrados do grau de risco podem estar, conseqüentemente abaixo da realidade. Este fato justifica o estado atual do talude sem indícios de instabilização, principalmente para a região onde não foi aplicado o solo grampeado.

Com este estudo, confirma-se a necessidade de análises de estabilidade e de deformações de taludes de solo e rocha, especialmente para estruturas complexas como a apresentada.

Como próximos passos a serem conduzidos visando a segurança da operação ferroviária, nas regiões do talude sem solo grampeado, são necessárias inspeções detalhadas, semestrais, em um período de mínimo de 5 anos. Caso sejam identificadas anomalias como deformações com velocidades críticas, deve-se realizar nova análise de estabilidade com a atualização do cenário e verificar a necessidade de construção de reforço.

Contrastando esse fato já consolidado do conhecimento geotécnico, há uma necessidade cada vez maior de utilização de métodos de ensaios de campo, para estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade, aplicáveis para solos tropicais.

Essa necessidade mostra-se ainda maior para situações emergenciais, quando decisões referentes à execução de obras de terra devem ser tomadas em um período que não permite modelagens e análises muito aprofundadas.

Neste sentido, a sondagem DPL se mostrou como uma alternativa que atende alguns requisitos, como facilidade no transporte e na execução, mesmo que a análise dos dados seja similar à da sondagem SPT. Para a validação das correlações adotadas sugere-se a execução de novos ensaios DPL.

Como sugestão de pesquisas futuras, propõe-se a execução de um estudo detalhado das características da geologia estrutural das áreas, de forma a conduzir uma coleta de dados orientada e embasada na complexidade do talude. Este estudo pode englobar, também, o talude oposto ao apresentado neste documento, também suscetível a instabilizações.

Propõe-se a análise de outras seções do talude, espaçadas de acordo com a variabilidade do solo e confirmação dos fatores de segurança, estados de tensões e deformações previstas. Caso as deformações a serem verificadas tenham variações e velocidade críticas, deve haver reforço daquela região. É recomendada a execução de ensaios de resistência e deformabilidade das diferentes unidades identificadas neste estudo, para a obtenção de dados diretos e sem correlações.

Outro estudo a ser desenvolvido para obras similares, seria a melhoria do mapeamento geológico-geotécnico, detalhando as variações geométricas das unidades de solo, assim como as alterações das características de resistência e deformabilidade do material. Devido às crescentes demandas de aumento de capacidade de transporte das ferrovias nacionais, estes métodos poderiam otimizar a elaboração e execução destes tipos de projeto.

## REFERÊNCIAS

American Society for Testing and Materials. D3080 / D3080M: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 1991.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação de ensaios para compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização; Rio de Janeiro, 1956.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica,

da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016 Versão corrigida 2:2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

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

BASTOS, C. DM/FURG – Mecânica dos solos – Notas de aula.

BIENIAWSKI, Z. T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. 1º. s.l.: *Wiley-Interscience*, 1989. pp. 51-72. ISBN 0-471-60172-1.

BRESSANI, L.A.; BENETTI, E. Análise da estabilidade do corte ferroviário do Km 112 da Linha Cacequi – Rio Grande, RS e proposta de solução. Dissertação – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, novembro de 2003.

BRITO, W.; FONSECA, W. Análise das condições estruturais – Túnel Km 184+400 Supervisão Barra Mansa Corredor Minas Rio. Relatório Técnico. Valor da Logística Integrada. Belo Horizonte. 2013

CAMPOS NETO, M. C. O sul do Cráton do São Francisco quando da Aglutinação de Gondwana. Relatório FAPESP. 2000

CAMPOS, G.C.C.; GALAS; N.D. Uso da vegetação para contenção e combate à erosão em taludes. Monografia. Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2006.

CAMPOS, T.D.G. Análise do fator de segurança de um muro de solo grampeado. UFRJ / Escola Politécnica. 2015. 72p.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. Rio de Janeiro. LTC. 6a edição. 1988.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. Tensão admissível em fundações diretas. São Carlos: Rima Editora, 2003.

COELHO A.M. Gerenciamento de riscos geotécnicos em obras subterrâneas de túneis. Dissertação. Universidade Federal de Ouro Preto / Núcleo de Geotecnia. Ouro Preto. 2015. 158p.

COSTA, E. A. Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de pós-graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. RS. 2005.

CPRM COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS; COMPANHIA MINERADORA DE MINAS GERAIS. Mapa geológico e de ocorrências minerais do Estado de Minas Gerais. Escala 1:100.000. Belo Horizonte, 2003.

CRAIG, R. F. Mecânica dos solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2007. 365p.

CUSTÓDIO, G. S. Investigação e análise de parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e ensaios *in situ* (DMT, PMT, SPT, PDM). Tese. Universidade Federal de Viçosa. Abril de 2003.

DE CAMPOS, T.M.P, CARRILLO, C.W. *Direct Shear Testing on an Unsaturated Soil from Rio de Janeiro. Unsaturated Soils*, Alonso & Delage eds, pp. 31-38, 1995.

DIN 4094-1. (2002). *Subsoil - Field investigations - Part 1: Cone penetration tests. STANDARD by Deutsches Institut Fur Normung E.V. (German National Standard).*

EMBRAPA. Milho e Sorgo (Sete Lagoas, MG). Índices pluviométricos em Minas Gerais / Daniel Pereira Guimarães. ISSN 1679-0154;30

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Manual de métodos de análise de solo / Centro Nacional de Pesquisa de Solos. – 2. ed. rev. atual. – Rio de Janeiro, 1997. 212p.: il.

FERREIRA, J.L.F. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer. 2012. 121p. Dissertação – Universidade do Porto / Faculdade de Engenharia.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, I. Fundamentos de mecânica de solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes. Paraná: UFPR, 2011.

FUNDESP. Curso de sondagem à percussão de simples reconhecimento. ABPV. 2002.  
GEOSTUDIO: Geoslope – *software*. Disponível em: <<http://www.geoslope.com/support/downloads>>. Acessado em abril de 2016.

FUTAI, M. M. Estudo de dois túneis construídos em 1914: Descrição do solo das regiões dos túneis. Relatório Técnico. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2014.

GEOSTUDIO: Sigma – *software*. Disponível em: <<http://www.geoslope.com/support/downloads>>. Acessado em abril de 2016.

GERSCOVICH, D.M.S. Estabilidade de taludes. UERJ / Faculdade de Engenharia / Departamento de Estruturas e Fundações. 157p. 2009.

GOLDBACH, R. Análise da correlação entre a resistência ao arrancamento de grampos (qs) e o índice de resistência à penetração (Nspt) aplicada a um projeto de solo grampeado. Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2011. 73 p.

GONÇALVES, J.A.G. F. Estabilidade de fundações e taludes em maciços rochosos. 2013. 214p. Dissertação – Universidade de Lisboa / Faculdade de Ciências e Tecnologia  
GOOGLE EARTH. Mapa de localização da área. 2017.

HARR, M.E. (1987). *Reliability – Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 291p.

HATANAKA, M., UCHIDA, A. *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils*. Released February 29, 2008.

HOEK, E., Marinos, P., Benissi, M. *Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation*. Bull Eng. Geol. Env. 1998. 57: 151-160.

HOEK, E., CARRANZA\_TORRES, C., CORKUM, B. (2002) Hoek-Brown criterion – 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.

HOEK, E. e DIEDREICH, M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 43, pp. 203-2015.

HOSKEN. Projeto das contenções: solo grampeado. Santo André - SP: Hosken Consultoria de fundações e mecânica dos solos, 2014. Projeto Técnico 1:400.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Divisão Territorial do Brasil e Limites Territoriais. 1 de julho de 2008.

*ISSMFE, International reference test procedures for dynamic probing (DP). Report of the ISSMFE. Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures. Swedish Geotechnical Society, 1989.*

JAKY, K. *Natural Earth Pressure. Technical*, nº 9. 1944.

KÖPPEN, W. *Grundriss der Klimakunde*. Berlin: Walter de Gruyter, 1931. 390p.

LIMA, A.F.; Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação Barreiras na área urbana da cidade do Recife. Dissertação. Universidade Federal de Pernambuco. Abril de 2002.

MACHADO, A.X; MENDES, LC. Durabilidade e vida útil de estruturas de contenção de encosta situadas na cidade do Rio de Janeiro. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014. Rio de Janeiro. 10p.

MAIA, P.C.A.; SAYÃO, A.S.F.J.; SALLES, R.O. Aplicação de retro análise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes. *Vértices, Campo dos Goytacazes/RJ*, v. 12, n.1, p.43-52. Jan./abr. 2010.

MARANGON, M. Geotecnia de fundações. Capítulo 3: Parâmetros do solo para cálculo de fundações. Notas de aula. UFJF. 2009

MARANGON, M. Geotecnia de fundações. Unidade 5: Resistência ao cisalhamento dos solos. Notas de aula. UFJF. 2009

MELLO, V.F.B. *The standard penetration test. In: Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng*, 4, Porto Rico. Pro., v.1, p.1-87. 1971.

MITCHELL, J. K.; GUZIKOWSKI, F.; VILLET, W. C. B. *The measurement of soil properties in situ - present methods - their applicability and potential. US Dept. of Energy Report. Berkeley: Dept. of Civil Engineering, Univ. of California*, 1978.

MOREIRA, C.M.C. Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.

MUROMACHI, T., OGURO, I. AND MIYASHITA, T. *Penetration Testing in Japan. Proc European Symposium on Penetration Testing. Stockholm*, vol.1, p.193-200, 1974.

NETO, M.T.O.C.; ROCHA, A.M. R. Noções de prospecção e pesquisa mineral para técnicas de geologia e mineração. 1ed. Rio Grande do Norte. 2010.

NILSSON, T. Comparações entre *DPL NILSSON e SPT*. Geosul 2004 – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, ABMS, 310 p, 2004.

NILSSON, T. U. Correlações entre DPL Nilsson e SPT. Thomas Nilsson Geoconsultores Ltda. Curitiba/PR. 2011

NILSSON, T. U. O penetrômetro portátil DPL Nilsson. Thomas Nilsson Geoconsultores Ltda. Curitiba/PR. 2004

NILSSON, T. U. Shear resistance by the DPL Nilsson test. Thomas Nilsson Geoconsultores Ltda. Indatuba/SP. 2013

OLIVEIRA, C.M.M, et. al. Análise de Estabilidade de um talude de corte submetido a técnicas de bioengenharia. Artigo. Projeto PRONEX E-26/111.436/2010.

ORTIGÃO, J.A.R. Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. 3ª ed. Terratek 2007.

PATTON, F. D. e HENDRON JR., A. J. (1974) – *General report on mass movements. In: International Congress of the International Association of Engineering Geology, 2<sup>nd</sup>, Proceedings*. São Paulo, ABGE. Vol. 2, tema 5, pp. 1-57, il.

PINTO, C.S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3a ed.: São Paulo. Oficina de textos, 2006.

PITTA, C.A *et. al.* Alguns detalhes da prática de execução do solo grampeado. In: VI COBRAE, 2013, Angra dos Reis. 25p.

PUC RIO. Capítulo 2 - Solo Grampeado: definições, desenvolvimento e aplicações. Apostila.

RALPH MENNUCCI GIESBRECHT. Estações Ferroviárias do Brasil. Disponível em :<[http://www.estacoesferroviarias.com.br/rmv\\_efom/barbacena.htm](http://www.estacoesferroviarias.com.br/rmv_efom/barbacena.htm)>. Acesso em 12/01/2015

ROCHA, M. (1981). Mecânica das Rochas. LNEC, Lisboa.

ROCSCIENCE: Rocklab – *software*. Disponível em: <<http://www.geo-slope.com/support/downloads>>. V1.031, 2007. Acessado em 2007.

RODRIGUES, S.W. Contexto geológico e estrutural da Zona de Cisalhamento Liberdade (MG). FAPESP. 2003

SALIH, A. G. *Review on granitic residual soils' geotechnical properties*. *University Technology Malaysia*. Malásia. EJGE. 2012.

SANDOVAL, M.A.P.; Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes. Dissertação. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, julho de 2012.

SAYÃO, A.S.F.J.; RIBEIRO, R.C.H. Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tese. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, junho de 2008.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2 ed. São Paulo. Oficina de textos. 2012.

SERAFIM, J.L., PEREIRA, J.P. (1983). *Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski*. *Proc. Int. Symp on Eng. Geol. And Underground Construction*, Lisboa, Portugal. Vol. I (II): 33 – 44.

SILVA, J. M. et al. Influência da agressividade do solo na corrosão das linhas de transmissão do sistema elétrico paraguaio. 9ª COTEQ – Conferência Internacional sobre Tecnologia de Equipamentos. Bahia. 2007

SILVA, C. C. Análise de estabilidade de um talude da cava de Alegria utilizando abordagem probabilística. - Dissertação. UFOP. NUGEO. 2015.

TRAVAGIN, V.B. Subsídios para escolha do método construtivo de túneis. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Dissertação. Curitiba. 2012.

TEIXEIRA, A.H; GODOY, N.S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. 1996. In: HACHICH et. Al. Eds. Fundações Teoria e Prática. São Paulo, PINI. Cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, K. Theoretical soils mechanics. 1 ed. New York, John Willey & Sons. 1943.

TROUW, R. A. J. et al. *The central segment of the Ribeira Belt. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 31, 2000, Rio de Janeiro. Tectonic Evolution of South America.* Rio de Janeiro: SGB, 2000. p. 287-310. (IBGE/2008).

UFJF – Departamento de Física – Instituto de Ciências exatas Notas de aula.

VEIGA, J.M.G.C. Métodos de análise das incertezas na verificação da segurança estrutural em engenharia civil. Dissertação. Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia. Porto, julho de 2008.

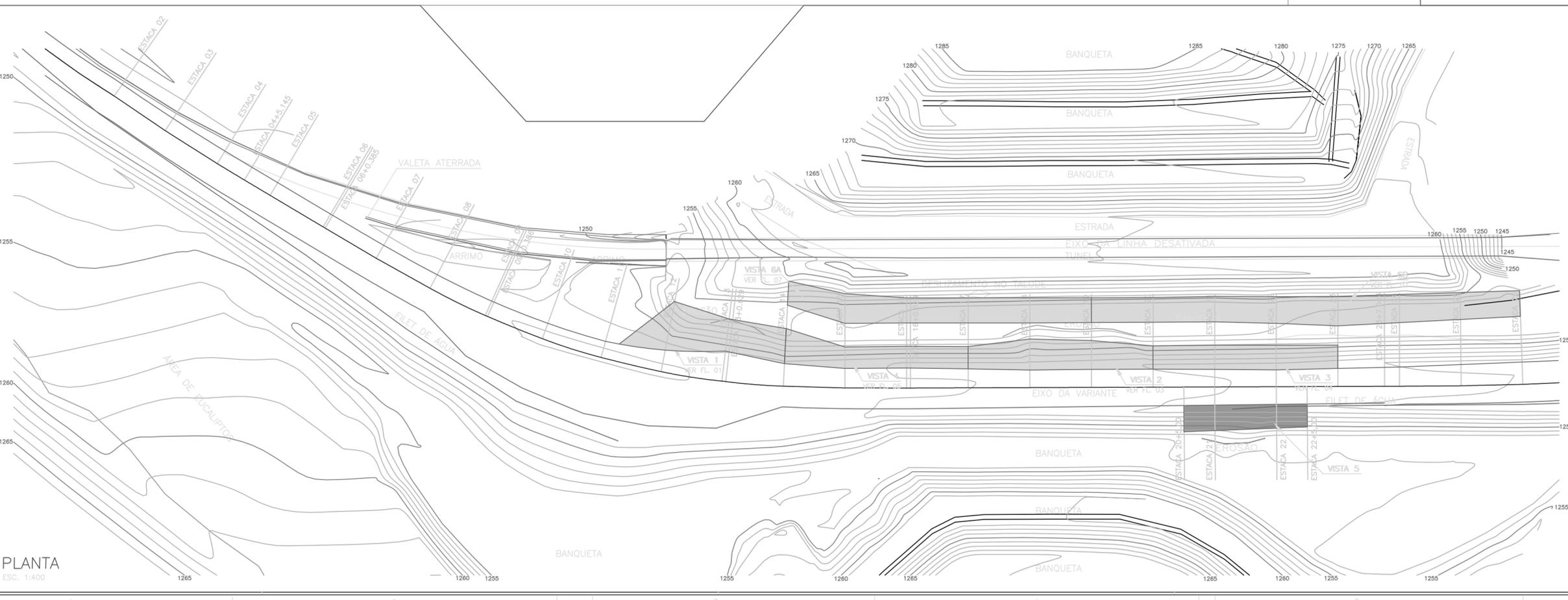
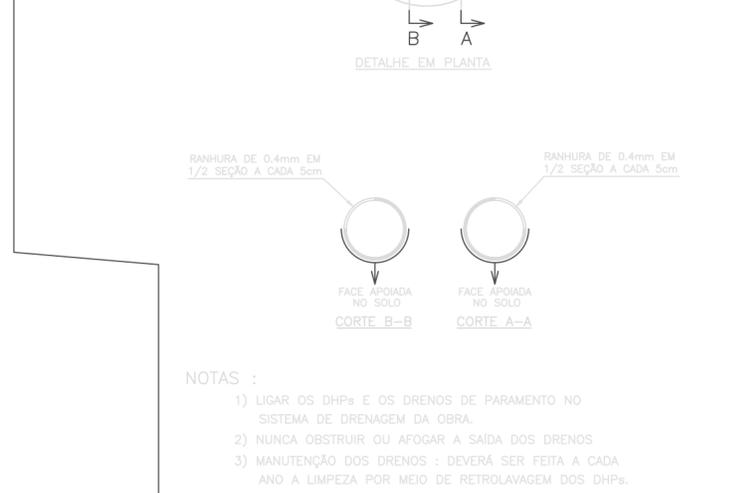
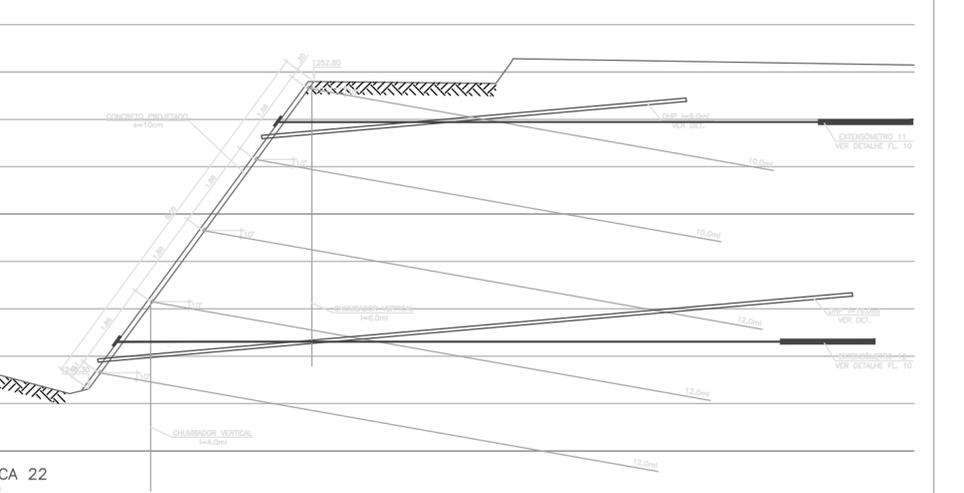
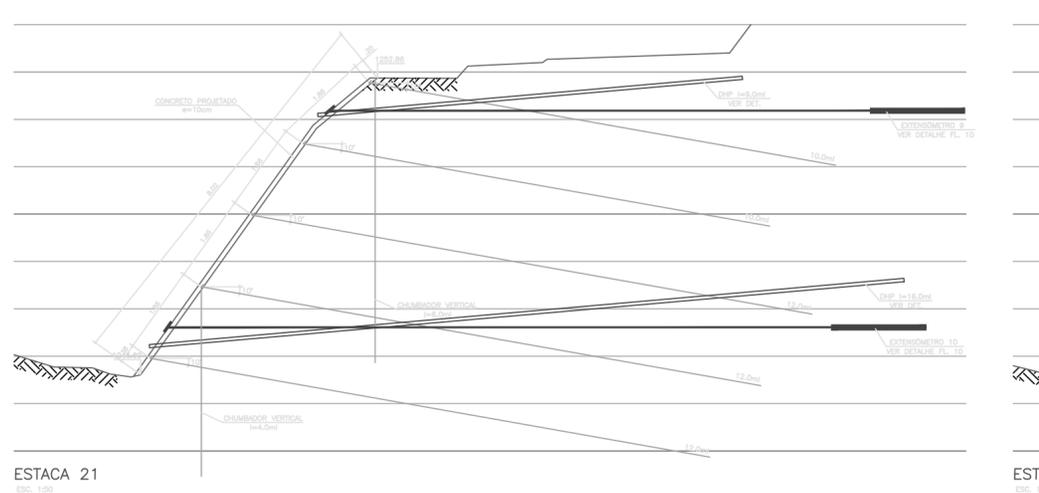
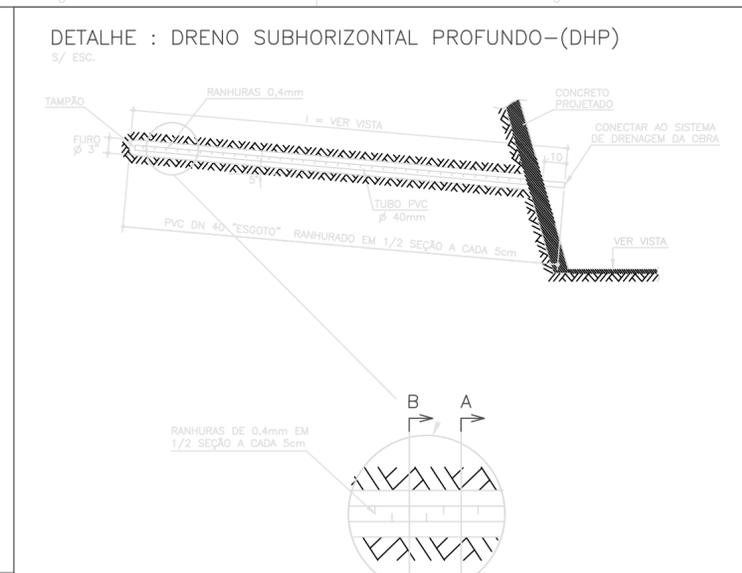
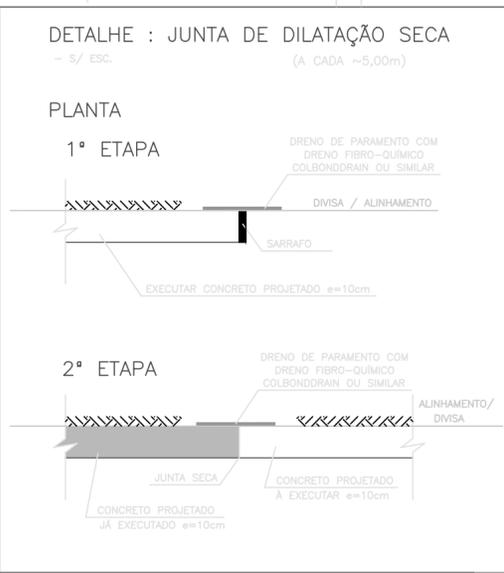
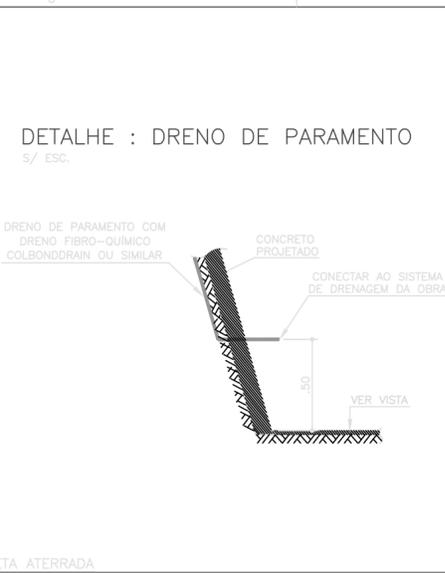
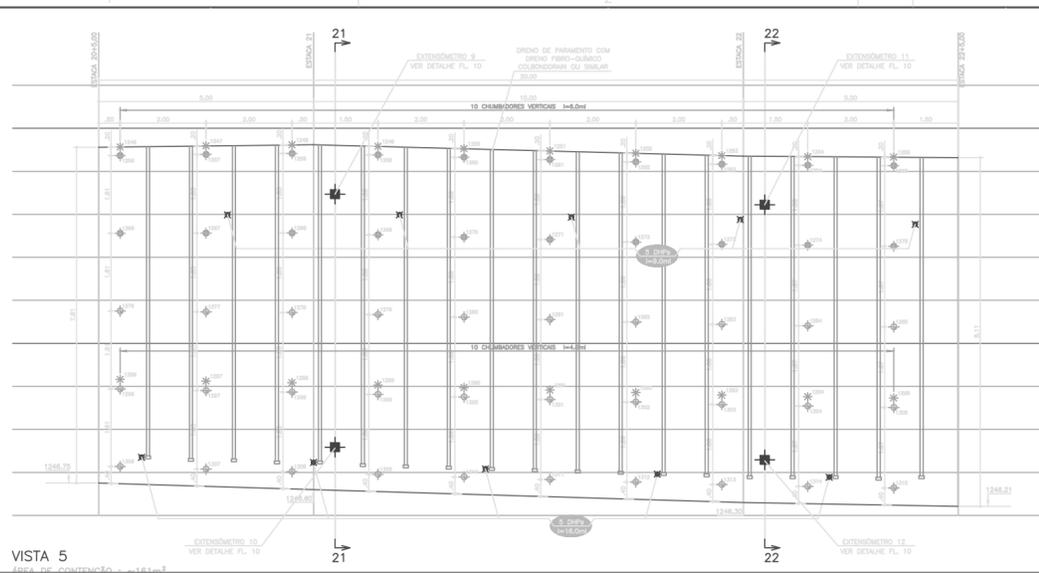
VILAS, Raimundo Netuno Nobre. Geologia e tectónica da quadrícula de Liberdade: Minas Gerais. *Anu. Inst. Geocienc.* 1993, vol.16, pp. 05-06. ISSN 0101-9759.

WELTER, M.L. Estudo comparativo entre modelos de obtenção de tensão admissível do solo e previsão de recalques de fundações superficiais baseados no  $N_{spt}$  e em parâmetros

de resistência e deformabilidade. 108p. Santa cruz do Sul: Universidade de Santa Cruz do Sul. 2014.

YORIYAS, H. Método de Monte Carlo: princípios e aplicações em física médica. Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares. São Paulo. Brasil. 2003.

## ANEXO I



**LEGENDA:-**

- PUNTO DE SONDAGEM
- 30 CHAMBELOS A 10º COM A HORIZONTAL e 2', COM COMPRIMENTO DE 1,32,00m
- 30 CHAMBELOS A 10º COM A HORIZONTAL e 2', COM COMPRIMENTO DE 1,32,00m
- 30 CHAMBELOS VERTICAIS A 90º, COM COMPRIMENTO DE 4,00 e 4,00m (VER VISTA)
- 10 DHPs PVC 80x80 COM COMPRIMENTO DE 8,00 e 16,00m (VER VISTA)

**NOTAS:-**

- 1) O PRESENTE PROJETO ELABORADO CONFORME ESPECIFICAÇÕES DA NORMA NBR 11.883, ESTABELECE AS CONDIÇÕES BÁSICAS PREVISIVAS PARA A EXECUÇÃO DA OBRA, POSSUINDO SUJEITAS ADAPTAÇÕES QUE VISAM CONFORMAR-SE AS CONDIÇÕES E PRECISANDO-SE LOCALS E OBSERVAÇÕES DURANTE O DESENVOLVIMENTO DA OBRA.
- 2) É NECESSÁRIO LEVANTAR TODAS AS POSSÍVEIS INTERFERÊNCIAS COM OS SERVIÇOS PÚBLICOS EXISTENTES NA ÁREA.
- 3) RECOMENDAMOS EXECUTAR AS DUAS PRIMEIRAS LINHAS DE CHAMBELOS HORIZONTAIS COM A UTILIZAÇÃO DE TRADO MANUAL, PARA EVITAR DANOS EM SERVIÇOS PÚBLICOS, CASO HAJA INTERFERÊNCIAS COM A POSIÇÃO DOS CHAMBELOS HORIZONTAIS.
- 4) TRADO DO CONCRETO PROJETADO: ( F 100 e 200 MPa )
  - ÁREA: 1.100 kg
  - ÁREA: 1.700 kg
  - CEMENTO: 400 kg
  - FAZENDA DE ADO (PREL-ET) OU SIMILAR (40 kg/m<sup>3</sup>) OU FIBRA POLIÉSTER (SIMILAR 0 kg/m<sup>3</sup>)
  - FAZENDA AÇA / CIMENTO: 1:0,8
- 5) NOS FUNDOS ONDE SE CONSTATAR PRESENÇA DE ÁGUA, PREVER ALGUEZOS COM SOLO CIMENTO.
- 6) EXECUÇÃO DE ACESSOS COM ABERTURA NA MARGEM DA OBRA.
- 7) É IMPRESCINDÍVEL O ACOMPANHAMENTO DA EXECUÇÃO POR PARTE DE ENGENHEIRO ESPECIALISTA EM FUNDAMENTOS.
- 8) EXECUTAR DRENOS SUB HORIZONTAIS CURTOS (4m) DE ETERO CONCRETIVO A MEDIDA QUE A ESCAVACÃO ATINGIR O NÍVEL D'ÁGUA ACIMA DA COTA DOS DRENOS SUBHORIZONTAIS PROFUNDOS.
- 9) AO REALIZAR FUNDOS E DEPNAR COM ROCHA SÁ, É INSTRUÍDO PERFORAR 1m DE ROCHA SÁ PARA OS DHPs E 2m EM CASO DE PERFORAÇÃO DE CHAMBELO.

**REVISÃO DE PROJEÇÃO:**

REVISÃO	INDICAÇÃO	DATA
1	REVISÃO CONFORME APL DE REVISÃO REALIZADA EM 05/06/2011	26/06/11
2	REVISÃO FINAL - CONFORMAÇÃO COM PROJETO DE EXECUÇÃO	14/07/14
3	PLURALMETRICO "IN BUILT" - VARIANTE DO ABR 104 - REVISÃO EM 05/06/2011	26/06/11

**ELABORADO POR:** JOSE EDUARDO MOELLER HOSKEN  
**PROJETO DE:** EDUARDO PELLEGRINI HOSKEN  
**PROJETO DE:** EDUARDO PELLEGRINI HOSKEN  
**PROJETO DE:** EDUARDO PELLEGRINI HOSKEN

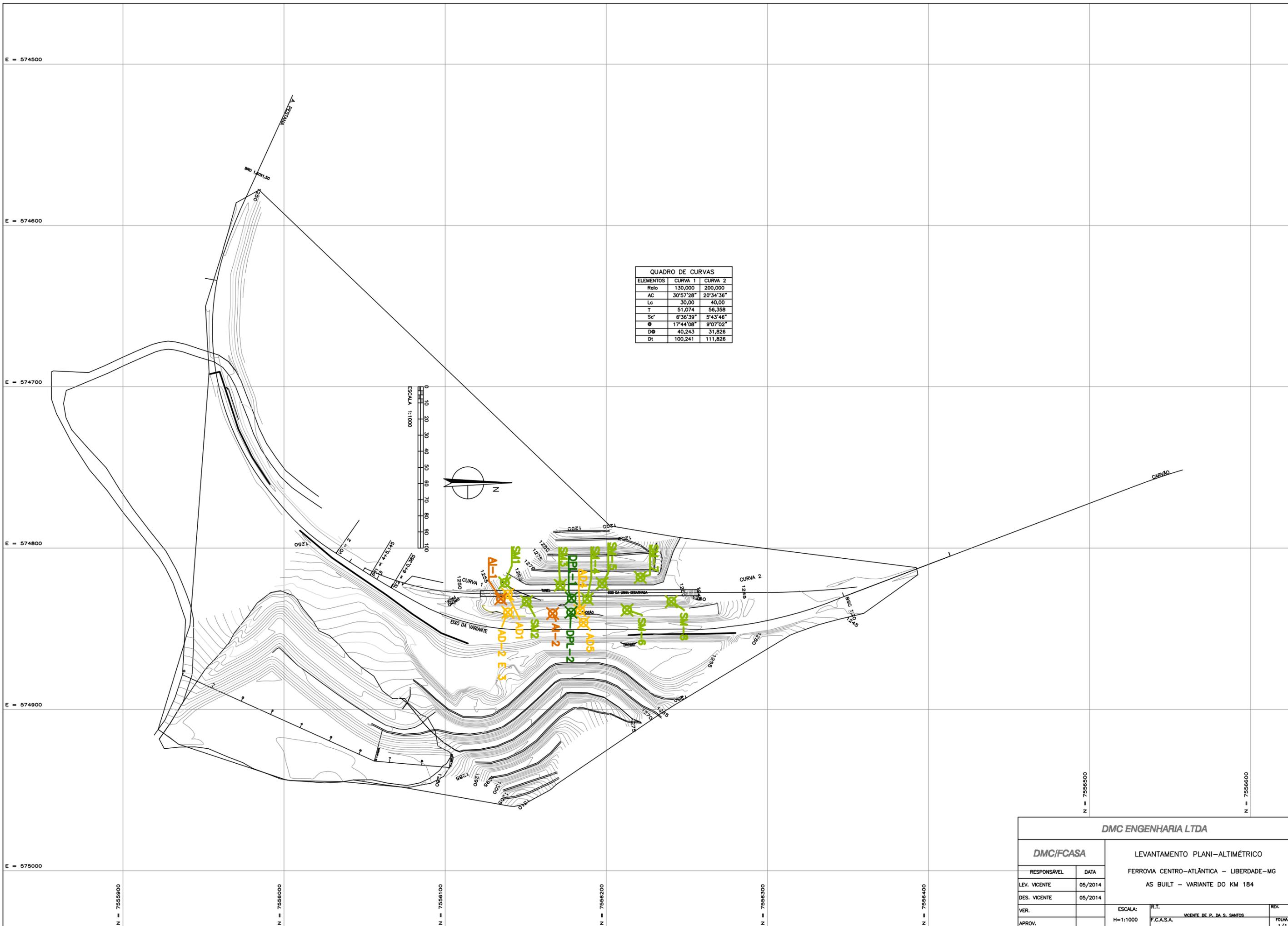
TEL/FAX: (11) 4992-3022

**FERRÓVIA CENTRO ATLÂNTICA S/A**  
 TÚNEL FERROVIÁRIO  
 PROJETO DAS CONTENÇÕES  
 SOLO GRAMPEADO-PLANTA, VISTA 5, ESTACAS 21 e 22

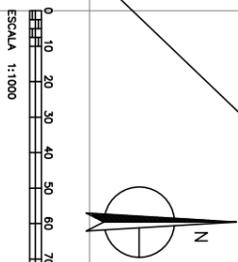
143038 - SG431

06 2

## ANEXO II



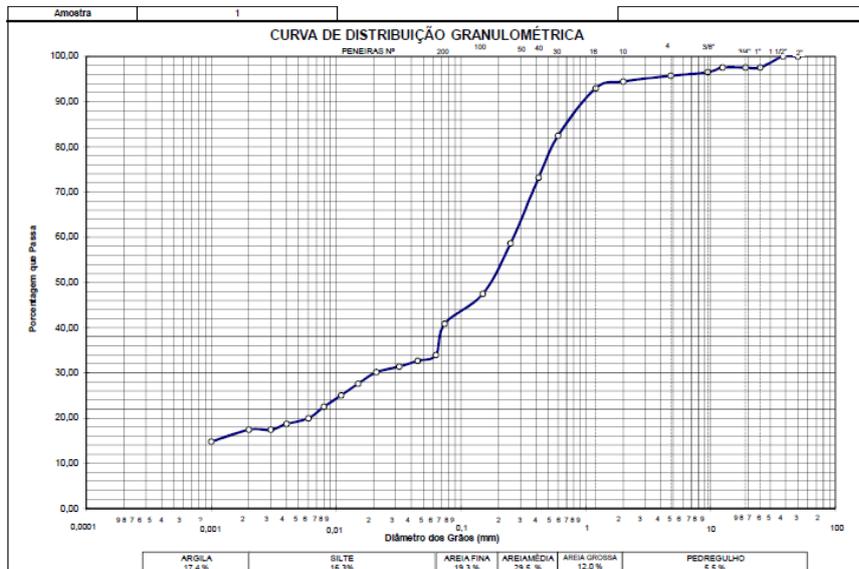
QUADRO DE CURVAS		
ELEMENTOS	CURVA 1	CURVA 2
Raio	130,000	200,000
AC	30°57'28"	20°34'36"
Lc	30,00	40,00
T	51,074	58,358
Sc	6°36'39"	5°43'46"
⊙	17°44'08"	9°07'02"
D⊙	40,243	31,826
Dt	100,241	111,826



<b>DMC ENGENHARIA LTDA</b>			
<b>DMC/FCASA</b>		LEVANTAMENTO PLANI-ALTIMÉTRICO	
RESPONSÁVEL		DATA	
LEV. VICENTE		05/2014	
DES. VICENTE		05/2014	
VER.		ESCALA:	
APROV.		H=1:1000	
R.T.		VICENTE DE P. DA S. SANTOS	
F.C.A.S.A.		REV.	
FOLHA		1/1	

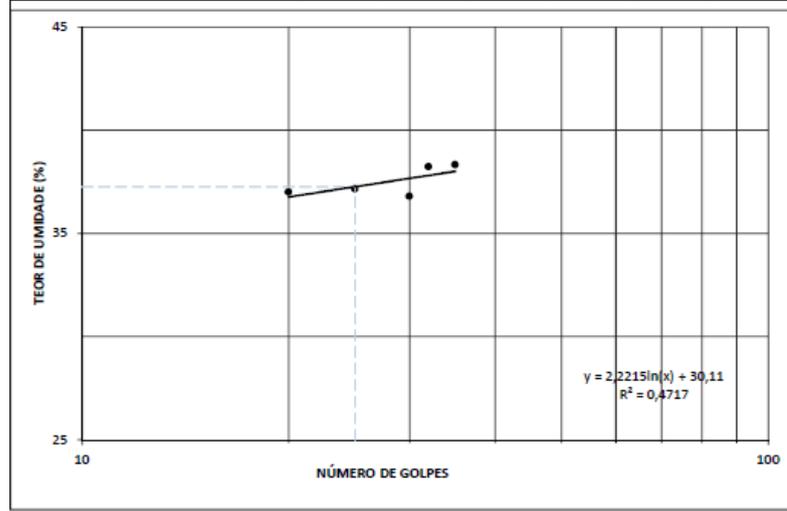
### ANEXO III

ENSAIO DE GRANULOMETRIA											
<b>AM-1</b>	NBR	7181/94		Data amostra:	28/04/2015		Data ensaio:	mai/15			
	Localização:	Km 184 - ponto 01 solo natural sobre o extradorso do túnel									
	Coordenadas:	22°05'53.2"S 44°16'28.5"W									
DADOS PARA CÁLCULO											
AMOSTRA TOTAL				DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)							
a) PESO ÚMIDO TOTAL (gr)	1812,84			$\theta = \sqrt{\frac{1800^2 \pi^2}{G - \gamma_{s2}} + \frac{h^2}{r^2}}$ <small>h=Altura queda (cm.) r=Tempo em segundo</small>							
b) PESO SECO RETIDO # 10 (gr)	84,17										
c) PESO ÚMIDO PASSADO # 10 (gr) : (a-b)	1707,38										
d) PESO SECO PASSADO # 10 (gr) : $\frac{a-b}{1 + w}$	1362,63										
e) PESO SECO TOTAL (gr) : (b+d)	1446,80										
				$Q = Q' \times Lc$ $Q = \frac{\alpha \cdot G}{(G-1) \cdot P \cdot F} = 2,543$							
UMIDADE HIGROSCÓPICA				PENEIRAMENTO GROSSO							
				PENEIRA		PESO RETIDO		PESO QUE PASSA DA		% QUE PASSA DA	
				Nº		ABERTURA (mm)		ACUMULADO		AMOSTRA TOTAL	
CAPSULA Nº	41	62	90								
PESO ÚMIDO + TARA (g)	14,27	17,99	18,03								
PESO SECO + TARA (g)	12,98	15,95	15,96	2"	50	0,00	0,00	1446,80	100,00		
PESO DA AGUA (g)	1,29	2,04	2,07	1 1/2"	38	0,00	0,00	1446,80	100,00		
TARA (g)	7,68	7,75	7,52	1"	25	35,78	35,78	1411,02	97,53		
PESO SOLO SECO (g)	5,30	8,20	6,44	3/4"	19	0,00	35,78	1411,02	97,53		
UMIDADE (%)	24,34	24,88	24,53	1/2"	12,5	0,00	35,78	1411,02	97,53		
UMIDADE MÉDIA (%)	24,58			3/8"	9,5	14,92	50,70	1396,10	96,50		
FATOR DE CORREÇÃO FC = 100/100-h				Nº 04	4,8	11,47	62,17	1384,63	95,70		
				Nº 10	2,0	18,05	80,22	1366,58	94,46		
PENEIRAMENTO FINO											
PENEIRA		AMOSTRA PARCIAL				% QUE PASSA DA AMOSTRA		AMOSTRA PARCIAL			
Nº	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO		PESO RETIDO ACUMULADO		PESO QUE PASSA					
						TOTAL					
16	1,20	1,67		1,67		56,63		92,96			
30	0,60	6,40		8,07		50,23		82,45			
40	0,42	5,63		13,70		44,60		73,21			
60	0,25	8,90		22,60		35,70		58,60			
100	0,15	6,79		29,39		28,91		47,46			
200	0,074	4,04		33,43		24,87		40,82			
SEDIMENTAÇÃO - DADOS GERAIS											
PESO DO SEDIMENTO ÚMIDO (g)				72,63		DENSIMETRO Nº		55			
PESO DO SEDIMENTO SECO (g)				58,30		PROVETA Nº		Satélite			
CORREÇÃO DO MENISCO						DEFLOCULANTE		Hexametáfosfato de sódio			
						DENSIDADE DOS GRÃOS		2,820			
SEDIMENTAÇÃO											
HORA	$\Delta t$ (min)	LEITURA L		TEMPER. (°C)	LEITURA CORRIGIDA MENISCO	DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)	CORREÇÃO C1	LEITURA CORRIGIDA	% FINOS TOTAIS		
10:20	15"	18,00	18,00	21,2	0,5	0,087	-3,16	15,34	39,01		
10:20	30"	16,00	16,00	21,2	0,5	0,063	-3,16	13,34	33,92		
10:21	1'	15,50	15,50	21,2	0,5	0,045	-3,16	12,84	32,65		
10:22	2'	15,00	15,00	21,2	0,5	0,032	-3,16	12,34	31,38		
10:24	4'	15,00		21,2		0,021	-3,16	11,84	30,11		
10:28	8'	14,00		21,2		0,015	-3,16	10,84	27,57		
10:35	15'	13,00		21,2		0,011	-3,16	9,84	25,02		
10:50	30'	12,00		21,2		0,008	-3,16	8,84	22,48		
11:20	1 h	11,00		21,2		0,006	-3,16	7,84	19,94		
12:20	2 h	10,50		21,2		0,004	-3,16	7,34	18,67		
14:20	4 h	10,00		21,2		0,003	-3,16	6,84	17,39		
18:20	8 h	10,00		21,2		0,002	-3,16	6,84	17,39		
10:20	24h	9,00		21,0		0,001	-3,20	5,80	14,75		



AM-01

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459/84						
CAPSULA	Nº	37	3	8	53	58
M s+w+c	(g)	14,01	13,71	13,98	14,05	15,80
M s+c	(g)	12,26	12,09	12,21	12,23	13,52
M w	(g)	1,75	1,62	1,77	1,82	2,28
M c	(g)	7,53	7,73	7,40	7,47	7,57
M s	(g)	4,73	4,36	4,81	4,76	5,95
w	(%)	37,00	37,16	36,80	38,24	38,32
NUMERO DE GOLPES		20	25	30	32	35



LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180/84							
CAPSULA	Nº	87	38	31	24	53	
M s+w+c	(g)	8,27	7,94	7,78	7,94	7,94	
M s+c	(g)	8,21	7,86	7,73	7,81	7,85	
M w	(g)	0,06	0,08	0,05	0,13	0,09	
M c	(g)	7,96	7,87	7,44	7,30	7,56	
M s	(g)	0,26	0,19	0,29	0,51	0,29	
w	(%)	23,1	42,1	17,2	25,5	31,0	
w MÉDIO	(%)						27,8
DESCRIÇÃO DO SOLO:						LL=	37,3 %
Material com Plasticidade Baixa						LP=	27,8 %
						L-LP=IP=	9,5 %

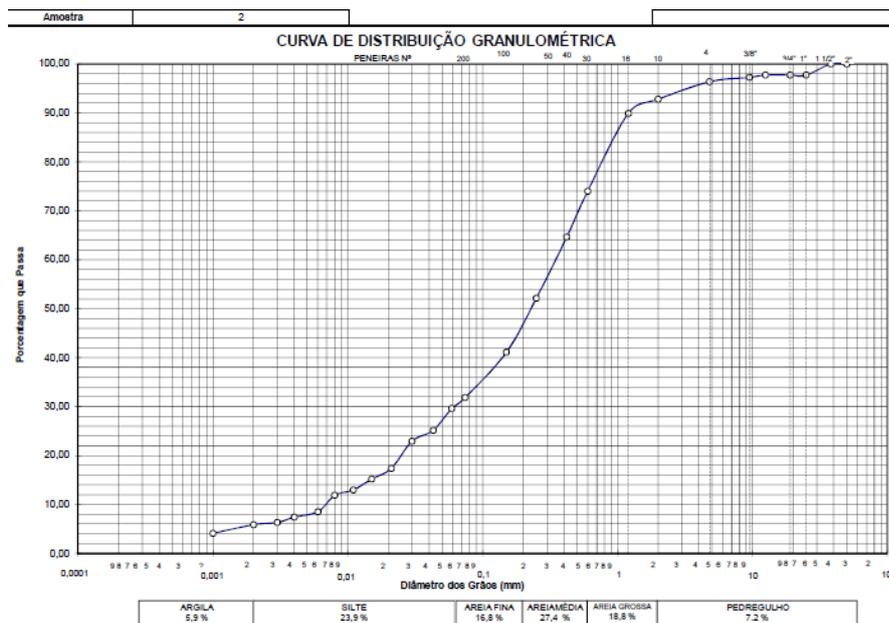
DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA - Gs			
GRÃOS DE SOLOS QUE PASSAM NA #4,8mm - NBR 6508/84	AMOSTRA:	1	
LOCALIZAÇÃO	Km 184 - ponto 01 solo natural sobre o extradorso do túnel		
Coordenadas	22°05'53.2"S 44°16'28.5"W		
DATA AMOSTRA:	28/04/2015	DATA ENSAIO:	30/06/2015

UMIDADE NATURAL				
Determinação Nº		1	2	3
Cápsula Nº		6	8	11
M <sub>cap</sub>	(g)	7,49	7,41	7,13
M <sub>cap+solo+água</sub>	(g)	22,63	25,98	29,31
M <sub>cap+solo</sub>	(g)	22,01	25,22	28,38
M <sub>solo</sub>	(g)	14,52	17,81	21,25
M <sub>água</sub>	(g)	0,62	0,76	0,93
Umidade	(%)	4,27%	4,27%	4,38%
Umidade média	(%)	4,30%		

OBSERVAÇÕES: umidade higroscópica

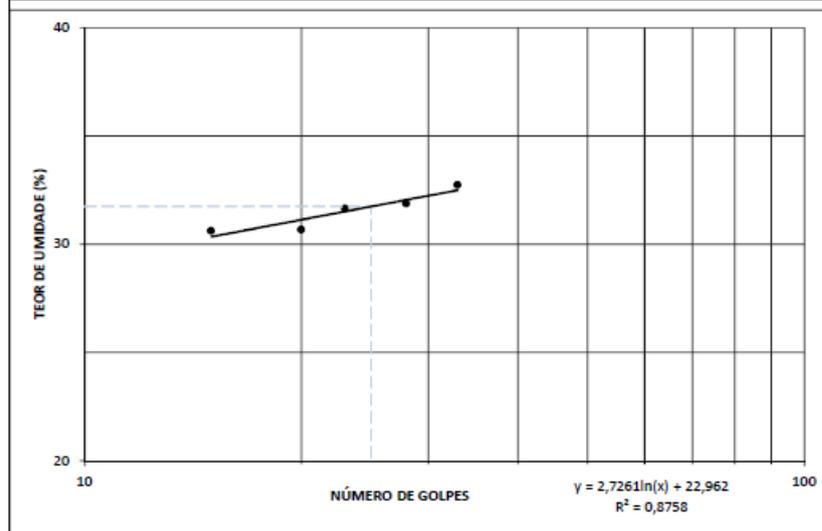
MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS				
Determinação nº	Unidade	1	2	
Picnômetro nº		42	43	
Solo umido (M1)	(g)	55,32	55,36	
M <sub>pic+sw</sub> (M2)	(g)	386,49	395,02	
Temperatura - T	(°C)	18,50	18,50	
M <sub>pic-w a T°C</sub> (M3)	(g)	350,72	359,33	
M <sub>pic</sub>	(g)	101,59	109,84	
Fator de correção	--	0,9985	0,9985	MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA A T°C (g/g)
M <sub>s</sub> (Seca)	(g)	52,94	52,98	
γ <sub>s</sub>	(g/cm³)	2,828	2,813	
Valor atende Norma (d±0,02)		S	S	
γ <sub>s</sub> (médio)	(g/cm³)	2,820		

ENSAIO DE GRANULOMETRIA									
AM-2	NBR	7181/94		Data amostra:	28/04/2015		Data ensaio:	mai/15	
	Localização:	Km 184 - na primeira bermas entre os taludes de solo grampeado - Emboque Pestana Prof. 10 cm. Próximo a seção dos extensômetros 1,2,3,4,5 e 6.							
	Coordenadas:	22°05'53.2"S 44°16'28.1"W							
DADOS PARA CÁLCULO									
AMOSTRA TOTAL				DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)					
a) PESO ÚMIDO TOTAL (gr)	1781,13			$\theta = \sqrt{\frac{1800^2 \cdot \eta \cdot h}{G \cdot \gamma_{sa} \cdot r^3}}$ <small>n=Viscosidade (tab.) h=Altura queda (cm.) r= tempo em segundos</small>					
b) PESO SECO RETIDO # 10 (gr)	120,08								
c) PESO ÚMIDO PASSADO # 10 (gr) : (a-b)	1642,29								
d) PESO SECO PASSADO # 10 (gr) : $\frac{a-b}{1 + \frac{w}{100}}$	1420,42								
e) PESO SECO TOTAL (gr) : (b+d)	1540,50								
				$Q = Q' \times Lc$					
				$\left(\frac{\alpha \cdot G}{(G-1)P_s}\right) = 2,217$					
UMIDADE HIGROSCÓPICA				PENEIRAMENTO GROSSO					
CAPSULA Nº	20	67	81	PENEIRA		PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA	% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL
PESO ÚMIDO + TARA (g)	21,94	23,18	20,23	Nº	ABERTURA (mm)				
PESO SECO + TARA (g)	19,98	20,98	18,46	2"	50	0,00	0,00	1540,50	100,00
PESO DA ÁGUA (g)	1,96	2,20	1,77	1 1/2"	38	0,00	0,00	1540,50	100,00
TARA (g)	7,66	7,41	7,78	1"	25	35,30	35,30	1505,20	97,71
PESO SOLO SECO (g)	12,32	13,57	10,68	3/4"	19	0,00	35,30	1505,20	97,71
UMIDADE (%)	15,91	16,21	16,57	1/2"	12,5	0,00	35,30	1505,20	97,71
UMIDADE MÉDIA (%)	16,23			3/8"	9,5	7,19	42,49	1498,01	97,24
FATOR DE CORREÇÃO FC = 100/100+u				Nº 04	4,8	13,66	56,15	1484,35	96,36
				Nº 10	2,0	55,12	111,27	1429,23	92,76
PENEIRAMENTO FINO									
PENEIRA		AMOSTRA PARCIAL				% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL		AMOSTRA PARCIAL	
Nº	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA					
16	1,20	4,36	4,36	60,52	89,88		PESO ÚMIDO (g)		
30	0,60	10,70	15,06	49,82	73,99		PESO SECO (g)		
40	0,42	6,29	21,35	43,53	64,65				
60	0,25	8,41	29,76	35,12	52,16				
100	0,15	7,47	37,23	27,65	41,07				
200	0,074	6,24	43,47	21,41	31,80				
SEDIMENTAÇÃO - DADOS GERAIS									
PESO DO SEDIMENTO ÚMIDO (g)				75,41		DENSIMETRO Nº		55	
PESO DO SEDIMENTO SECO (g)				64,88		PROVETA Nº		Satélite	
CORREÇÃO DO MENISCO						DEFLOCULANTE		Hexametáfosfato de sódio	
						DENSIDADE DOS GRÃOS		3,030	
SEDIMENTAÇÃO									
HORA	$\Delta t$ (min)	LEITURA L		TEMPER. (°C)	LEITURA CORRIGIDA MENISCO	DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)	CORREÇÃO CI	LEITURA CORRIGIDA	% FINOS TOTAIS
08:40	15"	17,00	17,00	21,2	0,005	0,083	-3,16	13,85	30,71
08:40	30"	16,00	16,00	21,2	0,5	0,059	-3,16	13,34	29,57
08:41	1'	14,00	14,00	21,2	0,5	0,043	-3,16	11,34	25,14
08:42	2'	13,00	13,00	21,2	0,5	0,030	-3,16	10,34	22,92
08:44	4'	11,00		21,2	0,5	0,021	-3,16	7,84	17,38
08:48	8'	10,00		21,2	0,5	0,015	-3,16	6,84	15,16
08:55	15'	9,00		21,2	0,5	0,011	-3,16	5,84	12,95
09:10	30'	8,50		21,2	0,5	0,008	-3,16	5,34	11,84
09:40	1 h	7,00		21,2	0,5	0,006	-3,16	3,84	8,51
10:40	2 h	6,50		21,2	0,5	0,004	-3,16	3,34	7,40
12:40	4 h	6,00		21,2	0,5	0,003	-3,16	2,84	6,30
16:40	8 h	5,80		21,2	0,5	0,002	-3,16	2,64	5,85
08:40	24h	5,00		21,2	0,5	0,001	-3,16	1,84	4,08



AM-02

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459/84						
CAPSULA	Nº	41	50	89	87	46
M <sub>s+w+c</sub>	(g)	12,98	11,58	11,62	12,56	12,13
M <sub>s+c</sub>	(g)	11,74	10,82	10,89	11,33	11,03
M <sub>w</sub>	(g)	1,24	0,96	0,93	1,23	1,10
M <sub>c</sub>	(g)	7,66	7,49	7,75	7,47	7,67
M <sub>s</sub>	(g)	4,05	3,13	2,94	3,86	3,36
w	(%)	30,82	30,67	31,63	31,87	32,74
NÚMERO DE GOLPES		15	20	23	28	33



LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180/84						
CAPSULA	Nº	16	29	10	54	56
M <sub>s+w+c</sub>	(g)	7,96	7,98	7,83	7,97	8,00
M <sub>s+c</sub>	(g)	7,91	7,89	7,78	7,90	7,89
M <sub>w</sub>	(g)	0,05	0,09	0,05	0,07	0,11
M <sub>c</sub>	(g)	7,66	7,60	7,55	7,63	7,43
M <sub>s</sub>	(g)	0,25	0,29	0,23	0,27	0,46
w	(%)	20,0	31,0	21,7	25,9	23,9
w MÉDIO	(%)	24,5				
DESCRIÇÃO DO SOLO:					LL=	31,7 %
					LP=	24,5 %
					L-LP=IP=	7,2 %

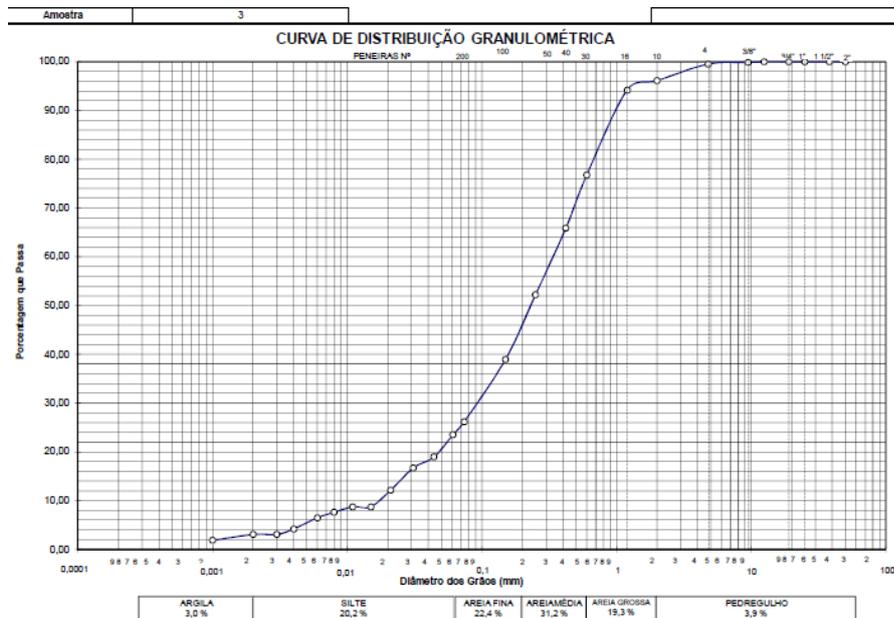
DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA - G <sub>s</sub>			
GRÃOS DE SOLOS QUE PASSAM NA #4,8mm - NBR 6508/84		AMOSTRA:	2
LOCALIZAÇÃO	Km 184 - na primeira bermá entre os taludes de solo grampeado - Emboque Pestana Prof: 10 cm. Próximo a seção dos extensômetros 1,2,3,4,5 e 6.		
Coordenadas	22°05'53.2"S 44°16'28.1"W		
DATA AMOSTRA:	28/04/2015	DATA ENSAIO:	30/06/2015

UMIDADE NATURAL				
Determinação Nº		1	2	3
	Cápsula Nº	16	19	37
M <sub>cap</sub>	(g)	7,66	7,33	7,54
M <sub>cap+solo+água</sub>	(g)	22,37	29,15	27,75
M <sub>cap+solo</sub>	(g)	22,16	28,80	27,44
M <sub>solo</sub>	(g)	14,50	21,47	19,90
M <sub>água</sub>	(g)	0,21	0,35	0,31
Umidade	(%)	1,45%	1,63%	1,56%
Umidade média	(%)	1,55%		

OBSERVAÇÕES: umidade higroscópica

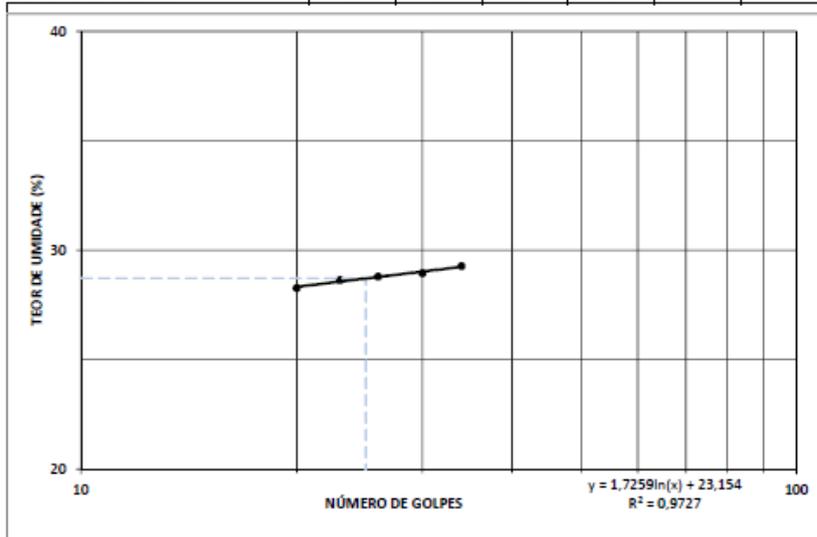
MASSA ESPECÍFICA DOS GRAOS				
Determinação nº	Unidade	1	2	
Pícnômetro nº				
		42	43	
Solo úmido (M1)	(g)	58,54	56,40	
M <sub>pic+w</sub> (M2)	(g)	388,60	397,01	
Temperatura - T	(°C)	20,20	20,00	
M <sub>pic+w</sub> a T°C (M3)	(g)	350,64	359,25	
M <sub>pic</sub>	(g)	101,59	109,84	
Fator de correção	--	0,9982	0,9982	MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA A T°C (g/cm³)
M <sub>s</sub> (Seca)	(g)	55,87	55,53	
r <sub>s</sub>	(g/cm³)	3,039	3,021	
Valor atende Norma (d±0,02)	S	S		
r <sub>s</sub> (média)	(g/cm³)	3,030		

ENSAIO DE GRANULOMETRIA									
AM-3	NBR	7181/94		Data amostra:	28/04/2015		Data ensaio:	mai/15	
	Localização:	Km 184 - na primeira bermá entre os taludes de solo grampeado - Emboque Pestana Prof: 40 cm. Próximo a seção dos extensômetros 1 a 6. Mesmo local AM-02							
	Coordenadas:	22°05'53.2" S 44°16'28.1" W							
DADOS PARA CÁLCULO									
AMOSTRA TOTAL				DIÁMETRO DOS GRÃOS (mm)					
a) PESO ÚMIDO TOTAL (gr)	1692,38			$\theta = \sqrt{\frac{1800 \cdot n \cdot h}{\delta - \gamma \cdot \alpha} \cdot \frac{h}{t}}$ <small>n=Viscosidade (St) / h=Altura queda (cm) / t=Tempo em segundo</small>					
b) PESO SECO RETIDO # 10 (gr)	65,35								
c) PESO ÚMIDO PASSADO # 10 (gr) : (a-b)	1618,27								
d) PESO SECO PASSADO # 10 (gr) : $\frac{c \cdot \alpha}{1 - \alpha}$	1427,05								
e) PESO SECO TOTAL (gr) : (b+d)	1492,40								
				$Q = Q' \times Lc$ $\frac{\alpha \cdot \delta}{(\delta - 1) P \gamma} = 2,271$					
UMIDADE HIGROSCÓPICA				PENEIRAMENTO GROSSO					
				FENEIRA					
CAPSULA Nº	07	37	71	Nº	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA	% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL
PESO ÚMIDO + TARA (g)	15,71	19,98	15,23	2"	50	0,00	0,00	1492,40	100,00
PESO SECO + TARA (g)	14,69	18,44	14,26	1 1/2"	38	0,00	0,00	1492,40	100,00
PESO DA AGUA (g)	1,02	1,54	0,97	1"	25	0,00	0,00	1492,40	100,00
TARA (g)	7,47	7,54	7,48	3/4"	19	0,00	0,00	1492,40	100,00
PESO SOLO SECO (g)	7,22	10,90	6,78	1/2"	12,5	0,00	0,00	1492,40	100,00
UMIDADE (%)	14,13	14,13	14,31	3/8"	9,5	2,49	2,49	1489,91	99,83
UMIDADE MÉDIA (%)	14,19			Nº 04	4,8	4,66	7,15	1485,25	99,52
FATOR DE CORREÇÃO FC = 100/100+h				Nº 10	2,0	50,89	58,04	1434,36	96,11
PENEIRAMENTO FINO									
FENEIRA		AMOSTRA PARCIAL				% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL		AMOSTRA PARCIAL	
Nº	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA	PESO ÚMIDO (g)				
16	1,20	3,50	3,50	61,88	94,19				
30	0,60	11,46	14,96	50,42	76,75				
40	0,42	7,16	22,12	43,26	65,85				
60	0,25	8,99	31,11	34,27	52,17				
100	0,15	8,67	39,78	25,60	38,97				
200	0,074	8,40	48,18	17,20	26,18				
SEDIMENTAÇÃO - DADOS GERAIS									
PESO DO SEDIMENTO ÚMIDO (g)		74,66		DENSÍMETRO Nº		55			
PESO DO SEDIMENTO SECO (g)		65,38		PROVETA Nº		Satélite			
CORREÇÃO DO MENISCO				DEFLOCULANTE		Hexametáfosfato de sódio			
				DENSIDADE DOS GRÃOS		3,032			
SEDIMENTAÇÃO									
HORA	$\Delta t$ (min)	LEITURA L		TEMPER. (°C)	LEITURA CORRIGIDA MENISCO	DIÁMETRO DOS GRÃOS (mm)	CORREÇÃO CI	LEITURA CORRIGIDA	% FINOS TOTAIS
08:40	15"	15,00	15,00	21,2	0,5	0,085	-3,16	12,34	28,02
08:40	30"	13,00	13,00	21,2	0,5	0,061	-3,16	10,34	23,48
08:41	1'	11,00	11,00	21,2	0,5	0,044	-3,16	8,34	18,94
08:42	2"	10,00	10,00	21,2	0,5	0,031	-3,16	7,34	16,67
08:44	4"	8,50	8,50	21,2	0,5	0,021	-3,16	5,34	12,13
08:48	8"	7,00	7,00	21,2	0,5	0,015	-3,16	3,84	8,72
08:55	15'	7,00	7,00	21,2	0,5	0,011	-3,16	3,84	8,72
09:10	30'	6,50	6,50	21,2	0,5	0,008	-3,16	3,34	7,59
09:40	1 h	6,00	6,00	21,2	0,5	0,006	-3,16	2,84	6,45
10:40	2 h	5,00	5,00	21,2	0,5	0,004	-3,16	1,84	4,18
12:40	4 h	4,50	4,50	21,2	0,5	0,003	-3,16	1,34	3,04
16:40	8 h	4,50	4,50	21,2	0,5	0,002	-3,16	1,34	3,04
08:40	24h	4,00	4,00	21,0	0,5	0,001	-3,20	0,80	1,82



## AM-03

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459/84						
CAPSULA	Nº	54	29	56	88	65
M s+w+c	(g)	14,46	10,33	10,66	13,69	12,05
M s+c	(g)	12,95	9,72	9,94	12,37	11,09
M w	(g)	1,51	0,61	0,72	1,32	0,96
M c	(g)	7,61	7,59	7,44	7,81	7,81
M s	(g)	5,34	2,13	2,50	4,56	3,28
w	(%)	28,28	28,64	28,80	28,95	29,27
NUMERO DE GOLPES		20	23	26	30	34



LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180/84						
CAPSULA	Nº					
M s+w+c	(g)					
M s+c	(g)					
M w	(g)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M c	(g)					
M s	(g)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
w	(%)	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
W meteo	(%)				#DIV/0!	
DESCRIÇÃO DO SOLO:	Não Plástico				LL=	28,7 %
				LP=	#DIV/0! %	
				L-LP= P=	#DIV/0! %	

DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA - G <sub>s</sub>			
GRÃOS DE SOLOS QUE PASSAM NA #4,8mm - NBR 6508/84	AMOSTRA:		3
LOCALIZAÇÃO	Km 184 - na primeira berma entre os taludes de solo grampeado - Emboque Pestana Prof: 40 cm. Próximo a seção dos extensômetros 1 a 6. Mesmo local AM-02		
Coordenadas	22°05'53,2"S 44°16'28,1"W		
DATA AMOSTRA:	26/04/2015	DATA ENSAIO:	30/06/2015

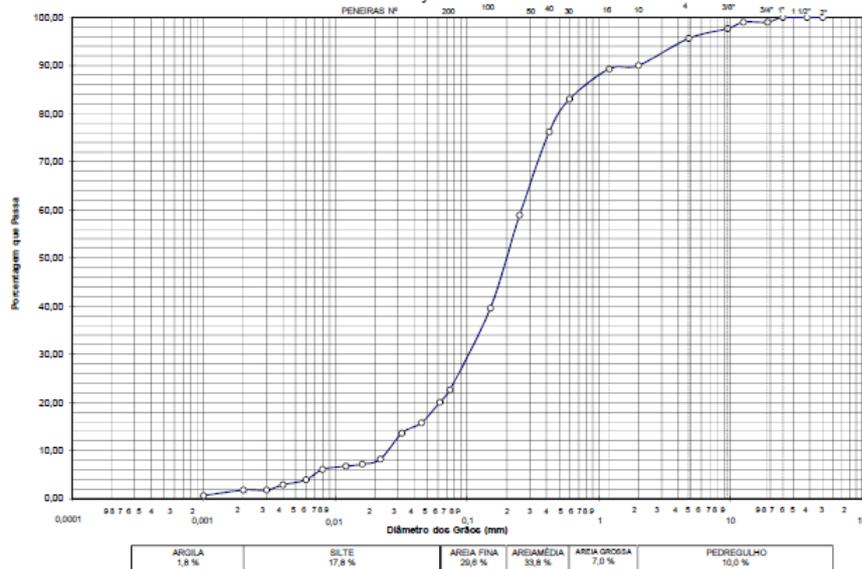
UMIDADE NATURAL				
Determinação Nº	Cápsula Nº	1	2	3
		M <sub>cap</sub>	(g)	7,66
M <sub>cap+solo+agua</sub>	(g)	29,60	30,68	29,30
M <sub>cap+solo</sub>	(g)	29,32	30,42	29,03
M <sub>solo</sub>	(g)	21,66	22,75	21,53
M <sub>agua</sub>	(g)	0,28	0,26	0,27
Umidade	(%)	1,29%	1,14%	1,25%
Umidade média	(%)	1,23%		

OBSERVAÇÕES: umidade higroscópica

MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS				
Determinação nº	Unidade	1	2	
Picnômetro nº		42	43	
Solo úmido (M1)	(g)	55,08	55,87	
M <sub>pic+w</sub> (M2)	(g)	387,67	396,75	
Temperatura - T	(°C)	18,80	18,90	
M <sub>pic+w a T°C</sub> (M3)	(g)	350,71	359,31	
M <sub>pic</sub>	(g)	101,59	109,84	
Fator de correção	--	0,9985	0,9985	MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA A T°C (g/cm³)
M <sub>s</sub> (Seca)	(g)	54,40	55,18	
f <sub>s</sub>	(g/cm³)	3,037	3,028	
Valor atende Norma (d±0,02)		S	S	
f <sub>s</sub> (medo)	(g/cm³)	3,032		

ENSAIO DE GRANULOMETRIA									
AM-4	NBR	7181/94	Data amostra:	28/04/2015	Data ensaio:	mai/15			
	Localização:	Km 184 - na primeira bermá entre os taludes de solo granpeado - Meio do corta. Próximo a seção dos extensômetros 7 a 12.							
	Coordenadas:	22°05'51.9"S 44°16'28.2"W							
DADOS PARA CÁLCULO									
AMOSTRA TOTAL					DIÁMETRO DOS GRÁOS (mm)				
a) PESO UMDO TOTAL (gr)	1641,39				$e = \sqrt{\frac{1800 \cdot P_L}{G - \gamma_{sat}} \cdot \frac{f_s}{r^3}}$ $Q' = Q' \times L_c \quad Q' = \frac{\alpha \cdot \delta}{(G - 1) P_L} = 2,148$				
b) PESO SECO RETIDO # 10 (gr)	152,53								
c) PESO UMDO PASSADO # 10 (gr) : (a-b)	1467,84								
d) PESO SECO PASSADO # 10 (gr) : $\frac{c \cdot \gamma_{sat}}{\gamma - \gamma_w}$	1290,07								
e) PESO SECO TOTAL (gr) : (b+d)	1442,60								
DETERMINAÇÃO DA UMIDADE HIGROSCÓPICA					PENEIRAMENTO DO SOLO GRAUDO				
CÁPSULA N°	24	25	57	PENEIRA		PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA	% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL
PESO UMDO + TARA (g)	16,95	19,12	22,15	N°	ABERTURA (mm)				
PESO SECO + TARA (g)	15,88	17,86	20,51	2"	50	0,00	0,00	1442,60	100,00
PESO DA ÁGUA (g)	1,07	1,26	1,64	1 1/2"	38	0,00	0,00	1442,60	100,00
TARA (g)	7,30	7,72	7,39	1"	25	0,00	0,00	1442,60	100,00
PESO SOLO SECO (g)	8,58	10,14	13,12	3/4"	19	14,45	14,45	1428,15	99,00
UMIDADE (%)	12,47	12,43	12,50	1/2"	12,5	0,00	14,45	1428,15	99,00
UMIDADE MÉDIA (%)	12,47			3/8"	9,5	19,30	33,75	1408,85	97,66
FATOR DE CORREÇÃO FC = 100/100+H				N° 04	4,8	29,69	63,34	1379,26	95,61
				N° 10	2,0	80,72	144,06	1298,54	90,01
PENEIRAMENTO DO SOLO MIUDO									
PENEIRA		AMOSTRA PARCIAL				PESO QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL		AMOSTRA PARCIAL	
N°	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA			PESO UMDO (g)		
16	1,20	4,44	4,44	62,78	89,29				
30	0,60	4,41	8,85	58,37	83,02				
40	0,42	4,79	13,64	53,58	76,21				
60	0,25	12,18	25,82	41,40	58,89				
100	0,15	13,57	39,39	27,83	39,58		PESO SECO (g)		
200	0,074	11,92	51,31	15,91	22,63				
SEDIMENTAÇÃO - DADOS GERAIS									
PESO DO SEDIMENTO UMDO (g)				75,60		DENSÍMETRO N°		55	
PESO DO SEDIMENTO SECO (g)				67,22		PROVETA N°		Satelic	
CORREÇÃO DO MENISCO						DEFLOCULANTE		Hexametáfosfato de sódio	
						DENSIDADE DOS GRÁOS		2,959	
SEDIMENTAÇÃO									
HORA	$\Delta t$ (min)	LEITURA L	TEMPER. (°C)	LEITURA CORRIGIDA MENISCO	DIÁMETRO DOS GRÁOS (mm)	CORREÇÃO C1	LEITURA CORRIGIDA	% FINOS TOTAIS	
12:54	15"	14,00	14,00	21,2	0,5	0,087	-3,16	11,34	24,36
12:54	30"	12,00	12,00	21,2	0,5	0,062	-3,16	9,34	20,06
12:55	1'	10,00	10,00	21,2	0,5	0,045	-3,16	7,34	15,77
12:56	2'	9,00	9,00	21,2	0,5	0,032	-3,16	6,34	13,62
12:58	4'	7,00	7,00	21,2	0,5	0,022	-3,16	3,84	8,25
13:02	8'	6,50	6,50	21,2	0,5	0,016	-3,16	3,34	7,17
13:09	15'	6,30	6,30	21,2	0,5	0,012	-3,16	3,14	6,74
13:24	30'	6,00	6,00	21,2	0,5	0,008	-3,16	2,84	6,10
13:54	1 h	5,00	5,00	21,2	0,5	0,006	-3,16	1,84	3,95
14:54	2 h	4,50	4,50	21,2	0,5	0,004	-3,16	1,34	2,88
16:54	4 h	4,00	4,00	21,2	0,5	0,003	-3,16	0,84	1,80
20:54	8 h	4,00	4,00	21,2	0,5	0,002	-3,16	0,84	1,80
12:54	24h	3,50	3,50	21,0	0,5	0,001	-3,20	0,30	0,64

CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

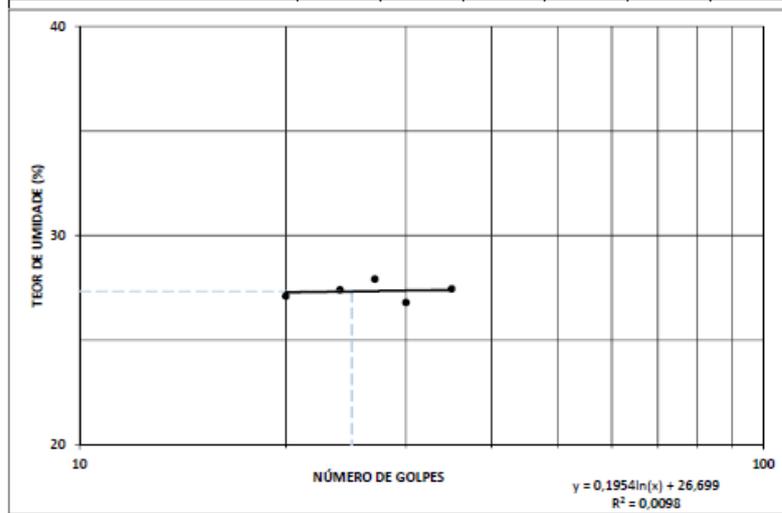


DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA - Gs				
GRÃOS DE SOLOS QUE PASSAM NA #4,8mm - NBR 6508/84		AMOSTRA:	4	
LOCALIZAÇÃO	Km 184 - na primeira bermá entre os taludes de solo grampeado - Meio do corte Próximo a seção dos extensômetros 7 a 12.			
Coordenadas	22°05'51.9"S 44°16'28.2"W			
DATA AMOSTRA:	28/04/2015	DATA ENSAIO:	30/06/2015	
UMIDADE NATURAL				
Determinação N°		1	2	3
	Cápsula N°	51	66	67
M <sub>cap</sub>	(g)	7,41	7,48	7,45
M <sub>cap+sol+água</sub>	(g)	28,64	29,26	30,80
M <sub>cap+grato</sub>	(g)	28,29	29,26	30,80
M <sub>solo</sub>	(g)	20,88	21,78	23,35
M <sub>água</sub>	(g)	0,35	0,00	0,00
Umidade	(%)	1,68%	0,00%	0,00%
Umidade média	(%)	0,56%		
OBSERVAÇÕES: umidade higroscópica				
MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS				
Determinação n°	Unidade	1	2	
Picnômetro n°		1	3	
Solo úmido (M1)	(g)	55,23	55,25	
M <sub>picnô+T</sub> (M2)	(g)	703,66	703,95	
Temperatura - T	(°C)	19,80	20,10	
M <sub>picnô+T</sub> a T°C (M3)	(g)	667,13	667,28	
M <sub>picnô</sub>	(g)	169,86	170,29	
Fator de correção	--	0,9982	0,9982	MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA A T°C (g)
M <sub>s</sub> (Seca)	(g)	54,82	54,94	
ρ <sub>s</sub>	(g/cm <sup>3</sup> )	2,95	2,97	
Valor atende Norma (d±0,02)		S	S	
ρ <sub>s</sub> (médio)	(g/cm <sup>3</sup> )	2,959		

ENSAIO DE GRANULOMETRIA											
AM-5	NBR	7181/94	Data amostra:	28/04/2015	Data ensaio:	mai/15					
	Localização:	Km 184 - na base do talude, próximo a seção dos extensômetros 7 a 9.									
	Coordenadas:	22°05'52.0"S 44°16'27.9"W									
DADOS PARA CÁLCULO											
AMOSTRA TOTAL					DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)						
a) PESO ÚMIDO TOTAL (gr)	1876,33				$e = \sqrt{\frac{1800 \cdot p_2}{G - \gamma_{sat}} + \frac{p_2}{t^2}}$ $Q = Q' \times Lc \quad Q' = \frac{\alpha \cdot \delta}{(\delta - 1) \cdot p_{2s}} = 2,196$						
b) PESO SECO RETIDO # 10 (gr)	57,02										
c) PESO ÚMIDO PASSADO # 10 (gr) : (a-b)	1812,68										
d) PESO SECO PASSADO # 10 (gr) : $\frac{c \cdot \alpha}{1 - \alpha}$	1623,68										
e) PESO SECO TOTAL (gr) : (b+d)	1680,70										
DETERMINAÇÃO DA UMIDADE HIGROSCÓPICA					PENEIRAMENTO DO SOLO GRAUDO						
CÁPSULA N°	13	54	89	N°	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA	% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL		
PESO ÚMIDO + TARA (g)	20,14	19,33	17,60	2"	50	0,00	0,00	1680,70	100,00		
PESO SECO + TARA (g)	18,92	18,24	16,66	1 1/2"	38	0,00	0,00	1680,70	100,00		
PESO DA ÁGUA (g)	1,22	1,09	0,92	1"	25	0,00	0,00	1680,70	100,00		
TARA (g)	7,37	7,61	7,74	3/4"	19	0,00	0,00	1680,70	100,00		
PESO SOLO SECO (g)	11,55	10,63	8,94	1/2"	12,5	0,00	0,00	1680,70	100,00		
UMIDADE (%)	10,56	10,25	10,29	3/8"	9,5	20,47	20,47	1660,23	98,78		
UMIDADE MÉDIA (%)	10,37			N° 04	4,8	13,69	34,16	1646,54	97,97		
FATOR DE CORREÇÃO FC = 100/100+h					N° 10	2,0	20,89	55,06	1625,65	96,72	
PENEIRAMENTO DO SOLO MIUDO											
PENEIRA		AMOSTRA PARCIAL				PESO QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL		AMOSTRA PARCIAL			
N°	ABERTURA (mm)	PESO RETIDO	PESO RETIDO ACUMULADO	PESO QUE PASSA			PESO ÚMIDO (g)				
16	1,20	2,42	2,42	65,17	94,46		PESO ÚMIDO (g)				
30	0,60	14,92	17,34	50,25	72,84			PESO SECO (g)			
40	0,42	11,72	29,06	38,53	55,85						
60	0,25	13,49	42,55	25,04	36,29						
100	0,15	8,91	51,46	16,13	23,38						
200	0,074	6,12	57,58	10,01	14,51						
SEDIMENTAÇÃO - DADOS GERAIS											
PESO DO SEDIMENTO ÚMIDO (g)				74,60	DENSÍMETRO N°				55		
PESO DO SEDIMENTO SECO (g)				67,59	PROVETA N°				Satelic		
CORREÇÃO DO MENISCO					DEFLOCULANTE				Hexametáfosfato de sódio		
					DENSIDADE DOS GRÃOS				2,941		
SEDIMENTAÇÃO											
HORA	$\Delta t$ (min)	LEITURA L		TEMPER. (°C)	LEITURA CORRIGIDA MENISCO	DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)	CORREÇÃO C1	LEITURA CORRIGIDA	% FINOS TOTAIS		
08:40	15"	10,00	10,00	21,2	0,5	0,090	-3,16	7,34	16,12		
08:40	30"	9,00	9,00	21,2	0,5	0,064	-3,16	6,34	13,92		
08:41	1'	7,00	7,00	21,2	0,5	0,046	-3,16	4,34	9,53		
08:42	2'	6,00	6,00	21,2	0,5	0,033	-3,16	3,34	7,33		
08:44	4'		5,70	21,2		0,023	-3,16	2,54	5,58		
08:48	8'		5,50	21,2		0,016	-3,16	2,34	5,14		
08:55	15'		5,00	21,2		0,012	-3,16	1,84	4,04		
09:10	30'		4,40	21,2		0,008	-3,16	1,24	2,72		
09:40	1 h		4,20	21,2		0,006	-3,16	1,04	2,28		
10:40	2 h		4,00	21,2		0,004	-3,16	0,84	1,84		
12:40	4 h		4,00	21,2		0,003	-3,16	0,84	1,84		
16:40	8 h		4,00	21,2		0,002	-3,16	0,84	1,84		
08:40	24h		3,50	21,0		0,001	-3,20	0,30	0,66		
CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA											
ARGILA 1,8 %		SILTE 11,1 %		AREIA FINA 16,9 %		AREIA MÉDIA 43,0 %		AREIA GROSSA 25,9 %		PEDREGULHO 5,3 %	

AM-05

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459/84						
CAPSULA	Nº	60	35	33	2	10
M s+w+c	(g)	13,19	14,81	14,18	12,45	13,13
M s+c	(g)	11,97	13,27	12,75	11,37	11,83
M w	(g)	1,22	1,54	1,43	1,08	1,20
M c	(g)	7,47	7,85	7,83	7,34	7,56
M s	(g)	4,50	5,62	5,12	4,03	4,37
w	(%)	27,11	27,40	27,83	26,80	27,46
NUMERO DE GOLPES		20	24	27	30	35



LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180/84						
CAPSULA	Nº					
M s+w+c	(g)					
M s+c	(g)					
M w	(g)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M c	(g)					
M s	(g)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
w	(%)	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
W médio	(%)					
DESCRIÇÃO DO SOLO:	Não Plástico					LL= 27,3 %
						LP= #DIV/0! %
						L-LP=IP= #DIV/0! %

DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA - Gs		
GRÃOS DE SOLOS QUE PASSAM NA #4,8mm - NBR 6508/84	AMOSTRA:	5
LOCALIZAÇÃO	Km 184 - na base do talude, próximo à seção dos extensômetros 7 a 9.	
Coordenadas	22°05'52,0"S 44°18'27,9"W	
DATA AMOSTRA:	28/04/2015	DATA ENSAIO: 30/06/2015

UMIDADE NATURAL				
Determinação Nº	Cápsula Nº	1	2	3
M <sub>cap</sub>	(g)	7,55	7,24	7,74
M <sub>cap+sol+água</sub>	(g)	31,06	34,93	34,73
M <sub>cap+solo</sub>	(g)	30,43	34,21	34,04
M <sub>solo</sub>	(g)	22,88	26,07	26,30
M <sub>água</sub>	(g)	0,83	0,72	0,69
Umidade	(%)	2,75%	2,67%	2,62%
Umidade média	(%)	2,68%		

OBSERVAÇÕES: umidade higroscópica

MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS				
Determinação nº	Unidade	1	2	
Picnômetro nº		42	43	
Solo úmido (M1)	(g)	55,85	56,06	
M <sub>picnômetro</sub> (M2)	(g)	387,49	398,33	
Temperatura - T	(°C)	19,80	20,00	
M <sub>picnômetro a T°C</sub> (M3)	(g)	350,66	359,25	
M <sub>pic</sub>	(g)	101,59	109,84	
Fator de correção	--	0,9983	0,9982	MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA A T°C (g/cm³)
M <sub>s</sub> (Seca)	(g)	54,35	54,56	
r <sub>s</sub>	(g/cm³)	2,933	2,949	
Valor atende Norma (d±0,02)		S	S	
r <sub>s</sub> (médio)	(g/cm³)	2,941		

## ANEXO IV



Campinas, 15 de janeiro de 2014.

**CLIENTE: FERROVIA CENTRO ATLÂNTICA S/A**

**O B R A : GE-12572**

Estudo geotécnico no entorno da Estação Ferroviária de Augusto Pestana  
Tuneis Ferroviários dos Km 182 e Km 184  
Liberdade - MG

**ASSUNTO: Sondagem de Reconhecimento (Percussão e Mista)**

## RELATÓRIO

### 1. INTRODUÇÃO

Estamos apresentando nosso relatório referente aos estudos geotécnico-geológicos realizados para obra em referência, conforme Proposta 474/13 e Termo de Prestação de Serviço assinado pelo cliente.

### 2. SERVIÇOS EXECUTADOS

TÚNEL FERROVIÁRIO - KM 182							
PERFURAÇÃO (m)					POSIÇÃO (UTM)		Cota (m)
Sondagem Nº	Percussão	Mista		TOTAL	Coordenadas		
		Solo	Rocha		N	E	
SP 01	14,45			14,45	10.867,680	61.785,469	1.035,75
SP 03	13,41			13,41	10.769,910	61.802,906	1.042,03
SP 04	16,27			16,27	10.675,838	61.759,846	1.042,45
SM 01		23,30		23,30	10.740,310	61.751,670	1.063,07
<b>TOTAL</b>	44,13	23,30		67,43			

TÚNEL FERROVIÁRIO - KM 184							
PERFURAÇÃO (m)				POSIÇÃO (UTM)			Cota (m)
Sondagem Nº	Solo	Rocha		TOTAL	Coordenadas		
		Ø HW	Ø NW		N	E	
SM 01	16,18	4,82		21,00	7.556.137,00	574.821,62	1.260,83
SM 02	21,11			21,11	7.556.150,55	574.833,22	1264,98
SM 03	31,15			31,15	7.556.171,50	574.823,09	1.279,46
SM 04	31,12			31,12	7.556.181,93	574.833,94	1.275,68
SM 05	27,40		3,72	31,12	7.556.197,41	574.822,03	1.277,22
SM 06	25,05		4,90	29,95	7.556.212,88	574.838,45	1.271,61
SM 07	20,95		7,78	28,73	7.556.221,17	574.818,15	1.273,62
SM 08	22,50		3,70	26,20	7.556.240,34	574.833,27	1.264,45
<b>TOTAL</b>	195,46	4,82	20,10	220,38			

### 3. SONDAGEM MISTA (Rotativa em solo e rocha) - (BOLETIM Nº 03 DA ABGE e Norma NBR 6484/2001 da ABNT).

Processo de investigação utilizado nos casos em que as características do terreno a ser investigado requeiram o uso dos equipamentos de sondagem a percussão e rotativa, alternadamente, a fim de se atingir o objetivo da investigação.

As perfurações são executadas com avanço seco, através de trado concha ou trado helicoidal, até a profundidade permitida pela resistência do terreno ou até encontrar o nível d'água e após, pelo processo de circulação de água, com utilização de sonda rotativa.

Nas camadas de solo, a extração das amostras foi feita com cravação de amostrador-padrão (SPT) de 34,9mm (1 3/8") de diâmetro interno e 50,8mm (2") de diâmetro externo.

A cravação do amostrador deu-se mediante golpes de um peso de 65 kg que cai em queda livre de uma altura de 75 cm. Anotou-se o número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30 (trinta) cm do amostrador descrito acima.

Nas camadas de rocha, para extração das amostras (testemunhos), foi utilizado barrilete duplo móvel com diâmetro NW e HW.



#### 4. PARÂMETROS E CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO.

A seguir, quadros de parâmetros para classificação de solos e rochas, de acordo com *Geologia de Engenharia*, 1998 da ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia) e NBR 6484:

##### 4.1. Parâmetros de CONSISTÊNCIA e COMPACIDADE dos solos

ENSAIOS DE SPT		
SOLO	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	NÚMERO DE GOLPES/30cm FINAIS
Areias e Siltes Arenosos	Fofa (o)	≤ 4
	Pouco Compacta (o)	5 a 8
	Medianamente compacta (o)	9 a 18
	Compacta (o)	19 a 40
	Muito Compacta (o)	> 40
Argilas e Siltes Argilosos	Muito mole	≤ 2
	Mole	3 a 5
	Média (o)	6 a 10
	Rija (o)	11 a 19
	Dura (o)	> 19

##### 4.2. Graus de COERÊNCIA de rochas

GRAU	DESCRIÇÃO	CARACTERÍSTICAS
C1	Coerente	a) Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. b) O fragmento possui bordas cortantes que resistem ao corte por lâmina de aço. c) Superfície dificilmente riscada por lâmina de aço. d) Somente escavável a fogo. e) Características mecânicas elevadas.
C2	Medianamente Coerente	a) Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. b) O fragmento possui bordas cortantes que podem ser abatidas pelo corte com lâmina de aço. c) Superfície riscável por lâmina de aço. d) Escavável a fogo. e) Características mecânicas boas.
C3	Pouco coerente	a) Quebra facilmente ao golpe do martelo. b) As bordas do fragmento podem ser quebradas pela pressão dos dedos. c) A lâmina de aço provoca um sulco acentuado na superfície do fragmento. d) Escarificável. e) Características mecânicas baixas.
C4	Incoerente ou Friável	a) Esfarela ao golpe do martelo. b) Desagrega pela pressão dos dedos. c) Friável e escavável com lâmina. d) Características mecânicas muito baixas.



4.3. Graus de ALTERAÇÃO de rochas

GRAU	TERMO	DESCRIÇÃO
A1	Rocha sã ou praticamente sã	Apresenta minerais primários sem vestígios de alterações ou com alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso, a rocha é ligeiramente descolorida
A2	Rocha medianament e alterada	Apresenta minerais medianamente alterados e a rocha é bastante descolorida
A3	Rocha muito alterada	Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis
A4	Rocha extremament e alterada	Apresenta minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, gradando para cores de solo

4.4.

Graus de FRATURAMENTO de rochas

DENOMINAÇÃO		NÚMERO DE FRATURAS POR METRO	
F1	Muito pouco fraturada	<1	
F2	Pouco fraturada	1 a 5	
F3	Medianamente fraturada	6 a 10	
F4	Muito fraturada	11 a 20	
F5	Extremamente fraturada	Em fragmentos ou > 20	
ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES			
H	Horizontal	descontinuidades horizontais	
SH	Sub-horizontal	com mergulho de 0° a 20°	
I1	Inclinada	com mergulho de 21° a 45°	
I2	Inclinada	com mergulho de 46° a 70°	
SV	Sub-vertical	com mergulho de 71° a 90°	
a	aberta		
f	fechada		
TIPOS DE SUPERFÍCIE E PREENCHIMENTO DAS DESCONTINUIDADES			
RUGOSIDADE			PREENCHIMENTO
R1	Rugosa	Superfícies irregulares, os testemunhos se encaixam naturalmente (fratura travada)	P1 Fraturas justapostas, com paredes sãs
R2	Estriada	Superfícies com estrias, o deslizamento é mais fácil em uma direção	P2 Fraturas preenchidas por materiais pétreos
R3	Plana	Superfícies planas, o deslizamento é fácil em qualquer direção	P3 Fraturas justapostas com alteração incipiente das paredes sem preenchimento
R4	Sedosa	Superfícies sedosas ou "talcosas" ao tato	P4 Fraturas com alteração milimétrica das paredes, justapostas ou não, sem preenchimento granular
			P5 Fraturas com paredes alteradas, com preenchimento: arg (argiloso), gr (granular)



RE: 9971/14  
Fis.: 05

#### 4.4. RQD (Rock Quality Designation)

RQD	
PORCENTAGEM	QUALIDADE DA ROCHA
100-91	Excelente
90-76	Boa
75-51	Regular
50-26	Pobre
25-0	Muito Pobre

### 5- CONSIDERAÇÕES FINAIS

- 5.1. A locação e o nivelamento dos furos de sondagem ficaram a cargo do cliente.
- 5.2. O critério de paralisação das sondagens foi definido pelo cliente.
- 5.3. Para uma maior precisão na determinação do nível d'água e suas variações, aconselhamos a execução de perfurações com maior diâmetro.
- 5.4. As amostras ficarão disponíveis na Sondosolo (Campinas/SP) até a data de **15.06.2014** e após este período as mesmas serão descartadas.
- 5.5. Revisão 01 = Alterações nos perfis das sondagens mistas SM.06 e SM.07.

### 6 – ANEXOS

- Des. 24445/24447 – Perfis geológico-geotécnicos individuais das sondagens a percussão.
- Des. 24448/24456 - Perfis geológico-geotécnicos individuais das sondagens mistas.
- Fotografias dos testemunhos de rochas.

À disposição para esclarecimentos adicionais porventura necessários, subscrevemo-nos.

Atenciosamente,

---

**SONDOSOLO – Geotecnia e Engenharia Ltda**

**José Veríssimo Nery Filho**

**Engº Civil - Crea nº 0600465083.**











 <b>CLIENTE: FERROVIA CENTRO ATLÂNTICA S/A</b> <b>OBRA: TÚNEL FERROVIÁRIO</b> <b>LOCAL: KM184 - LIBERDADE/MG</b>		INÍCIO: 11.12.2013	<b>COORDENADAS</b>		<b>SONDAGEM Nº: SM.04</b>		RESP. TEC.: JOSÉ VERÍSSIMO NERY FILHO																								
		TÉRMINO: 15.12.2013	N: 7.556.181,93	FOLHA: 2/2		DES: 24452		Crea nº 0600465083																							
		PROF.(m): 31,12	E: 574.833,94	<b>PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA</b>		Assinatura:																									
		DIR/INCL: VERTICAL	COTA DA BOCA (m) 1.275,68	INICIAL: Não foi determinado		PREFIXO: GE-12572																									
				FINAL: Não foi encontrado		Rev.: 0																									
ESCALA: 1:100 MÉTODO DE PERFORAÇÃO DIÂMETRO RESTRIÇÃO	COTAS (m) NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	MANOBRAS	PERFIL GEOLÓGICO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	ENSAIO PENETROMÉTRICO (GOLPES/cm)	SPT NÚMERO DE GOLPES (30 cm finais)	TRECHO (m)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO BARRILETE - SPT					ÍNDICE DE QUALIDADE DE ROCHA (R.Q.D) (%)	DESCRIÇÃO DAS DESCONTINUIDADES	TRECHO (m)	ALTERAÇÃO			COERÊNCIA			FRATURAMENTO			ENSAIO DE INFILTRAÇÃO					
									— ÚLTIMOS 30 cm								% DE RECUPERAÇÃO					A			C			F			COEFIC. PERMEAB. (cm/s)
									10	20	30	40	50	25	50	75	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	5		
		27,50			AREIA grossa, média e fina siltosa com pouca mica e fragmentos de rocha em decomposição, muito compacta, variegada (acinzentada). (Saprolito)	23/15 27/05	27/05	28,00 28,20																							
		29,80			AREIA fina e média muito siltosa, micácea, muito compacta, marrom com finas lentes cinzas. (Solo saprolítico)	34/13		29,99																							
		31,12			LIMITE DA SONDAGEM	30/15		30,99																							
					Obs.: 1) O critério de paralização da sondagem foi definido pela fiscalização. 2) Sondagem perfurada com sonda rotativa (lavagem) desde o início, conforme solicitação da fiscalização.	31/12		31,92																							

<b>PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO</b>  COERÊNCIA C1 ROCHA COERENTE C2 ROCHA MEDIANAMENTE COERENTE C3 ROCHA POUCO COERENTE C4 ROCHA INCOERENTE  R.Q.D. - ÍNDICE DE QUALIDADE DA ROCHA GRAU PORCENTAGEM QUALIDADE 1 76 - 100 BOM A EXCELENTE 2 51 - 75 REGULAR 3 26 - 50 POBRE 4 0 - 25 MUITO POBRE	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS		TIPOS DE SUPERFÍCIES E PREENCHIMENTO DAS FRATURAS				PERMEABILIDADE (K)									
	SOLO		S.P.T		DESIGNAÇÃO		COM CONTATO ROCHA x ROCHA		PREENCHIMENTO		CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA		PERDA D'ÁGUA ESPECÍFICA (l/min.m.kgf/cm2)		COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE "K" (cm/s)	
	AREIAS E SILTES		0 - 4		FOFA (O)		RUGOSA		P1= FRATURAS JUSTAPOSTAS COM PAREDES Sãs		IMPERMEÁVEL		K0		k < 10E-6	
	5 a 8		POUCO COMPACTA (O)		R1		SUPERFÍCIES IRREGULARES, OS TESTEMUNHOS SE ENCAIXAM NATURALMENTE (FRATURA TRAVADA).		P2= FRATURAS PREENCHIDAS POR MATERIAIS PÉTREOS		MUITO BAIXA		K1		10E-6 <= k < 10E-5	
	9 a 18		MED. COMPACTA (O)		R2		ESTRIADA		P3= FRATURAS JUSTAPOSTAS, COM ALTERAÇÃO INCIPIENTE DAS PAREDES, JUSTAPOSTAS OU NÃO, SEM PREENCHIMENTO.		BAIXA		K2		10E-5 <= k < 10E-4	
	19 a 40		COMPACTA (O)		R3		PLANA		P4= FRATURAS COM ALTERAÇÃO MILIMÉTRICA DAS PAREDES, JUSTAPOSTAS OU NÃO, SEM PREENCHIMENTO GRANULAR		MÉDIA		K3		10E-4 <= k <= 10E-3	
	>40		MUITO COMPACTA (O)		R4		SEDOSA		P5= FRATURAS COM PAREDES ALTERADAS COM PREENCHIMENTO: AG (ARGILOSO) GR (GRANULAR)		ALTA		K3*		k > 10E-3	
	0 a 2		MUITO MOLE		GRAU		DENOMINAÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES		LEGENDA		FRATURAMENTO		FRAT / m		DESCONTINUIDADES PRINCIPAIS	
	3 a 5		MOLE		SH		SUB-HORIZONTAL 0 a <20°		■ GRAU PREDOMINANTE		F1		MUITO POUCO FRAT.		0	
	6 a 10		MÉDIA		I1		INCLINADA 21° A <45°		■ GRAU SUBORDINADO		F2		POUCO FRATURADA		1 - 5	
11 a 19		RIJA		I2		INCLINADA 46° A <70°				F3		MEDIANAMENTE FRAT.		6 - 10		
>20		DURA		SV		SUB-VERTICAL 71° A 90°				F4		MUITO FRATURADA		11 - 20		
										F5		EXTREMAMENTE FRAT.		> 20		



 <b>CLIENTE: FERROVIA CENTRO ATLÂNTICA S/A</b> <b>OBRA: TÚNEL FERROVIÁRIO</b> <b>LOCAL: KM184 - LIBERDADE/MG</b>		INÍCIO: 04.01.2014	<b>COORDENADAS</b>		<b>SONDAGEM Nº: SM.05</b>		RESP. TEC.: JOSÉ VERÍSSIMO NERY FILHO						
		TÉRMINO: 06.01.2014	N: 7.556.197,41	FOLHA: 2/2		DES: 24453		Crea nº 0600465083					
		PROF.(m): 31,12	E: 574.822,03	<b>PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA</b>		Assinatura:		PREFIXO: <b>GE-12572</b> Rev.: <b>0</b>					
		DIR/INCL: VERTICAL	COTA DA BOCA (m) 1.277,22	INICIAL: Não foi determinado		FINAL: 26,00 m 08.01.2014							
ESCALA: 1:100 MÉTODO DE PERFORAÇÃO DIÂMETRO RESTRIÇÃO COTAS (m) NÍVEL D'ÁGUA PROFUNDIDADE (m) MANOBRAS PERFIL GEOLÓGICO	DIAMANTE Ø NW	DESCRÇÃO DO MATERIAL	ENSAIO PENETROMÉTRICO (GOLPES/cm)	SPT NÚMERO DE GOLPES (30 cm finais)	TRECHO (m)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO BARRILETE - SPT	ÍNDICE DE QUALIDADE DE ROCHA (R.Q.D) (%)	DESCRIÇÃO DAS DESCONTINUIDADES	TRECHO (m)	ALTERAÇÃO	COERÊNCIA	FRATURAMENTO	ENSAIO DE INFILTRAÇÃO
						ÚLTIMOS 30 cm							
27,40		GNAISSE, mesocrático, com granulação grossa. A rocha apresenta estrutura bandada e textura granolepidobástica. Pouco alterada e bastante fraturada.				97	0	10Sha, 3I2a R1/P3	27,40				
28,00						95	50	1Sha, 9I1a, 3I2a, 1I2f R1/P3	28,45				
29,50						97	75	7Sha, 1I2a R1/P3	29,63				
31,12		LIMITE DA SONDAGEM							31,12				
1245-		Obs.: 1) O critério de paralisação da sondagem foi definido pela fiscalização. 2) Sondagem perfurada com sonda rotativa (lavagem) desde o início, conforme solicitação da fiscalização.											

<b>PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO</b> COERÊNCIA C1 ROCHA COERENTE C2 ROCHA MEDIANAMENTE COERENTE C3 ROCHA POUCO COERENTE C4 ROCHA INCOERENTE R.Q.D. - ÍNDICE DE QUALIDADE DA ROCHA GRAU PORCENTAGEM QUALIDADE 1 76 - 100 BOM A EXCELENTE 2 51 - 75 REGULAR 3 26 - 50 POBRE 4 0 - 25 MUITO POBRE	<b>CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS</b> SOLO S.P.T DESIGNAÇÃO GRAU AREIAS E SILTES 0 - 4 FOFA (O) R1 5 a 8 POUCO COMPACTA (O) R2 9 a 18 MED. COMPACTA (O) R3 19 a 40 COMPACTA (O) R4 >40 MUITO COMPACTA (O) R4 ARGILAS 0 a 2 MUITO MOLE 3 a 5 MOLE 6 a 10 MÉDIA 11 a 19 RIJA >20 DURA	<b>TIPOS DE SUPERFÍCIES E PREENCHIMENTO DAS FRATURAS</b> COM CONTATO ROCHA x ROCHA PREENCHIMENTO RUGOSA SUPERFÍCIES IRREGULARES, OS TESTEMUNHOS SE ENCAIXAM NATURALMENTE (FRATURA TRAVADA). ESTRIADA SUPERFÍCIE COM ESTRIAS, O DESLIZAMENTO É MAIS FÁCIL EM UMA DIREÇÃO. PLANA SUPERFÍCIES PLANAS, O DESLIZAMENTO É FÁCIL EM QUALQUER DIREÇÃO. SEDOSA SUPERFÍCIES SEDOSAS OU "TALCOSAS" AO TATO.				<b>PERMEABILIDADE (K)</b> CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA ÍNDICE PERDA D'ÁGUA ESPECÍFICA (l/min.m.kgf/cm2) COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE "K" (cm/s) IMPERMEÁVEL K0 0 k < 10E-6 MUITO BAIXA K1 <0,1 10E-6 <= k < 10E-5 BAIXA K2 0,1 A 1 10E-5 <= k < 10E-4 MÉDIA K3 1<PE<=10 10E-4 <= k <= 10E-3 ALTA K3* >10 k > 10E-3		
		<b>FRATURAMENTO</b> GRAU DENOMINAÇÃO FRAT / m F1 MUITO POUCO FRAT. 0 TIPO SUPERFÍCIE F2 POUCO FRATURADA 1 - 5 J=JUNTA A=ABERTA F3 MEDIANAMENTE FRAT. 6 - 10 X=XIST. F=FECHADA F4 MUITO FRATURADA 11 - 20 F5 EXTREMAMENTE FRAT. > 20						
		<b>LEGENDA</b>  GRAU PREDOMINANTE  GRAU SUBORDINADO						

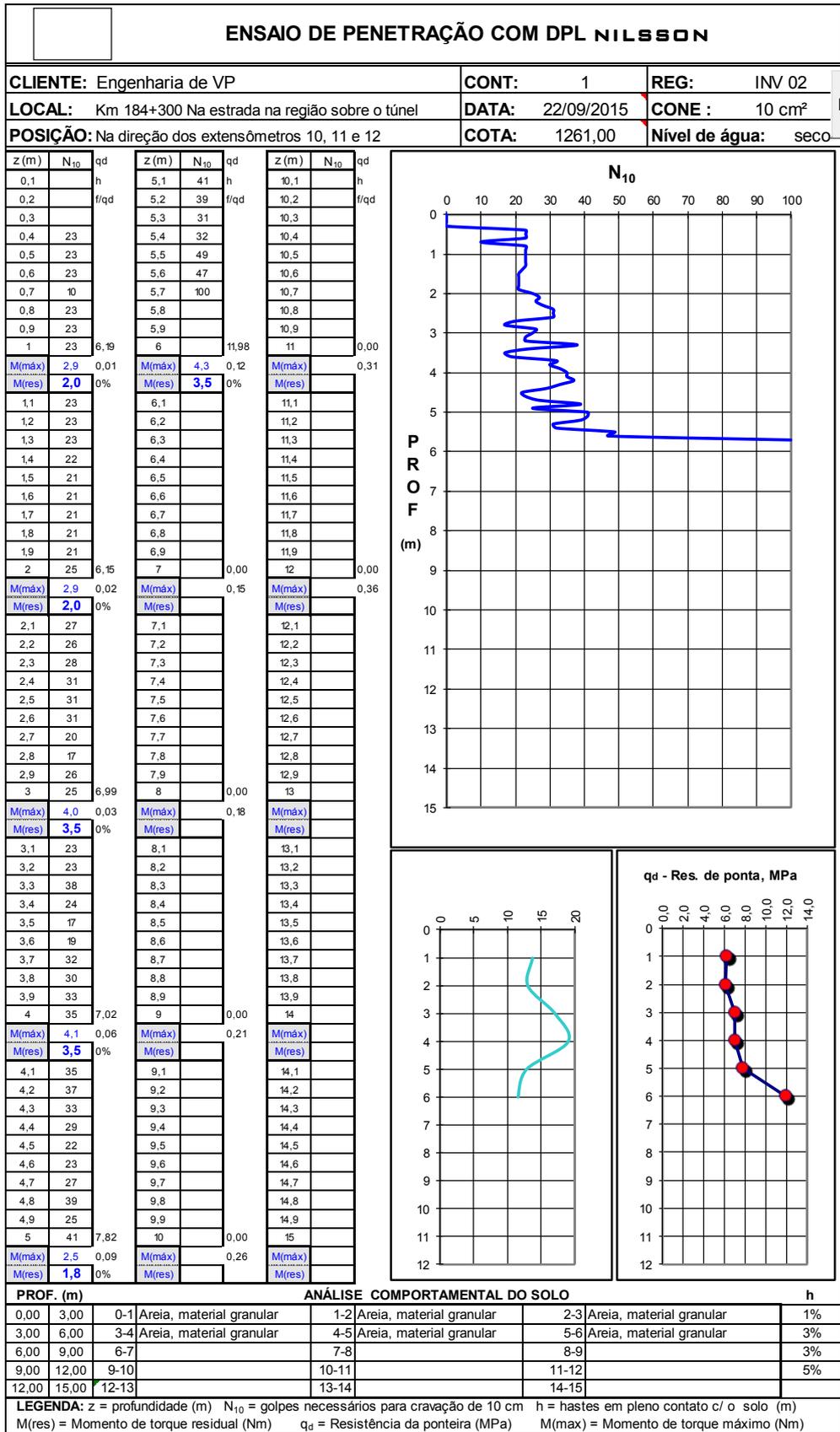








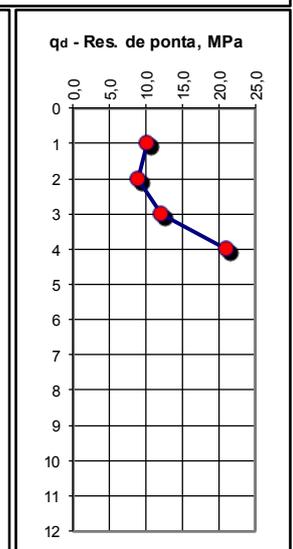
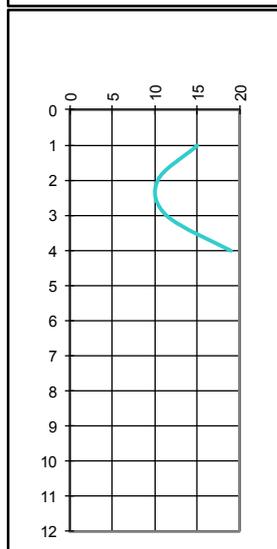
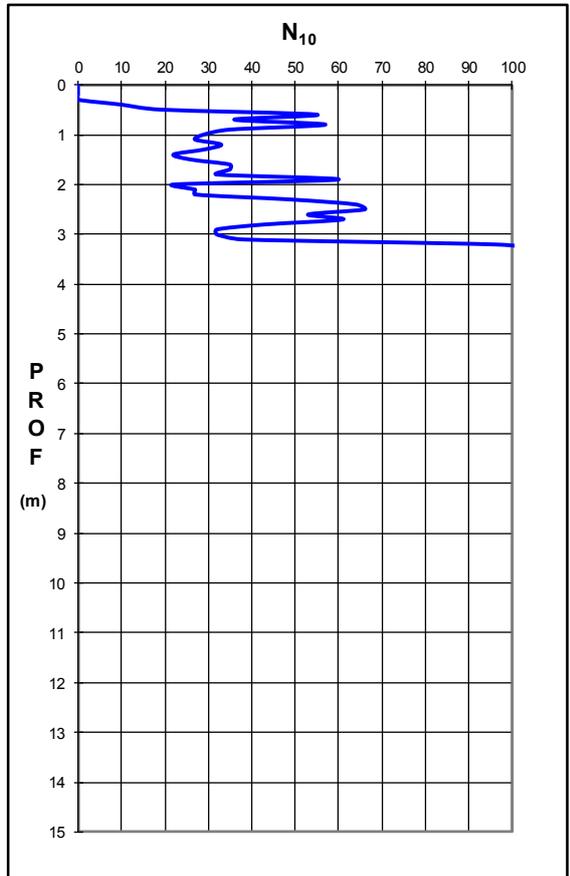
ANEXO V



## ENSAIO DE PENETRAÇÃO COM DPL NILSSON

<b>CLIENTE:</b> Engenharia de VP	<b>CONT:</b> 2	<b>REG:</b> INV 02
<b>LOCAL:</b> Km 184+300 - Berma entre a estrada e a ferrovia	<b>DATA:</b> 23/09/2015	<b>CONE :</b> 10 cm <sup>2</sup>
<b>POSIÇÃO:</b> Na direção dos extensômetros 7, 8 e 9	<b>COTA:</b> 1253,00	<b>Nível de água:</b> seco

z (m)	N <sub>10</sub>	qd	z (m)	N <sub>10</sub>	qd	z (m)	N <sub>10</sub>	qd
0,1		h	5,1		h	10,1		h
0,2		f/qd	5,2		f/qd	10,2		f/qd
0,3			5,3			10,3		
0,4	10		5,4			10,4		
0,5	19		5,5			10,5		
0,6	55		5,6			10,6		
0,7	36		5,7			10,7		
0,8	57		5,8			10,8		
0,9	35		5,9			10,9		
1	29	10,13	6	0,00		11	0,00	
M(máx)	3,4	0,01	M(máx)	0,12		M(máx)	0,31	
M(res)	2,2	0%	M(res)			M(res)		
1,1	27		6,1			11,1		
1,2	33		6,2			11,2		
1,3	29		6,3			11,3		
1,4	22		6,4			11,4		
1,5	26		6,5			11,5		
1,6	35		6,6			11,6		
1,7	35		6,7			11,7		
1,8	32		6,8			11,8		
1,9	60		6,9			11,9		
2	22	9,00	7	0,00		12	0,00	
M(máx)	2,0	0,02	M(máx)	0,15		M(máx)	0,36	
M(res)	1,0	0%	M(res)			M(res)		
2,1	27		7,1			12,1		
2,2	27		7,2			12,2		
2,3	49		7,3			12,3		
2,4	64		7,4			12,4		
2,5	66		7,5			12,5		
2,6	53		7,6			12,6		
2,7	61		7,7			12,7		
2,8	43		7,8			12,8		
2,9	32		7,9			12,9		
3	32	12,26	8	0,00		13		
M(máx)	3,8	0,03	M(máx)	0,18		M(máx)		
M(res)	2,7	0%	M(res)			M(res)		
3,1	38		8,1			13,1		
3,2	96		8,2			13,2		
3,3	108		8,3			13,3		
3,4			8,4			13,4		
3,5			8,5			13,5		
3,6			8,6			13,6		
3,7			8,7			13,7		
3,8			8,8			13,8		
3,9			8,9			13,9		
4		21,06	9	0,00		14		
M(máx)	4,6	0,06	M(máx)	0,21		M(máx)		
M(res)	4,3	0%	M(res)			M(res)		
4,1			9,1			14,1		
4,2			9,2			14,2		
4,3			9,3			14,3		
4,4			9,4			14,4		
4,5			9,5			14,5		
4,6			9,6			14,6		
4,7			9,7			14,7		
4,8			9,8			14,8		
4,9			9,9			14,9		
5		0,00	10	0,00		15		
M(máx)		0,09	M(máx)	0,26		M(máx)		
M(res)			M(res)			M(res)		



ANÁLISE COMPORTAMENTAL DO SOLO							h	
0,00	3,00	0-1	Areia, material granular	1-2	Areia, material granular	2-3	Areia, material granular	1%
3,00	6,00	3-4	Areia, material granular	4-5		5-6		3%
6,00	9,00	6-7		7-8		8-9		3%
9,00	12,00	9-10		10-11		11-12		5%
12,00	15,00	12-13		13-14		14-15		

**LEGENDA:** z = profundidade (m) N<sub>10</sub> = golpes necessários para cravação de 10 cm h = hastes em pleno contato c/ o solo (m)  
M(res) = Momento de torque residual (Nm) q<sub>d</sub> = Resistência da ponteira (MPa) M(max) = Momento de torque máximo (Nm)