

Universidade Federal do Rio de Janeiro

RETROANÁLISE DE RUPTURA PLANAR EM TALUDE  
RODOVIÁRIO – BR 101 RODOVIA RIO SANTOS

Thiago Brito de Mattos

2010



## RETROANÁLISE DE RUPTURA PLANAR EM TALUDE RODOVIÁRIO – BR 101 RODOVIA RIO SANTOS

Thiago Brito de Mattos

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

Orientador: Leonardo de Bona Becker

Rio de Janeiro  
Julho 2010

RETROANÁLISE DE RUPTURA PLANAR EM TALUDE  
RODOVIÁRIO – BR 101 RODOVIA RIO SANTOS

Thiago Brito de Mattos

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

Examinada por:

---

Prof. Leonardo De Bona Becker, DSc.

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, DSc.

---

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, PhD.

---

Prof. Ana Paula Fonseca Becker, DSc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

JULHO de 2010

Mattos, Thiago Brito de

Retroanálise de ruptura planar em talude rodoviário - BR 101 rodovia Rio Santos/ Thiago Brito de Mattos. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2010.

XVIII, 106 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Leonardo de Bona Becker

Projeto de Graduação UFRJ – Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil com ênfase em Mecânica dos Solos, 2010.

Referências Bibliográficas: p.

1. Estabilidade de taludes. 2. Solos residuais. 3. Análise de estabilidade. I. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. II. Título.

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho aos meus pais Edmundo e Valdira que o tornaram possível sempre me apoiando e aconselhando ao longo da minha vida.

## AGRADECIMENTOS

À minha irmã Karina por todas as conversas tecnológicas que tivemos;

À minha tia Ivone por todo seu carinho e apoio;

Às minhas primas Cintia e Elizabeth que sempre foram exemplos de dedicação e sucesso acadêmico;

Ao professor e orientador Leonardo por suas excelentes aulas e dedicação na orientação deste trabalho;

À grande amiga Raquel por muitas das fotos utilizadas neste trabalho, pelo auxílio e sempre agradável companhia durante a realização dos ensaios de laboratório.

## RESUMO

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

Retroanálise de ruptura planar em talude rodoviário – BR 101 Rodovia Rio Santos

Thiago Brito de Mattos

Julho/2010

Orientador: Leonardo De Bona Becker

Curso: Engenharia Civil

O estudo da estabilidade de taludes é fundamental para o sucesso de inúmeras obras de engenharia como barragens e rodovias. Em geotecnia é igualmente importante aprender com falhas ocorridas, identificando os problemas previamente não percebidos.

Neste trabalho será realizada uma análise da ruptura ocorrida em um talude rodoviário da BR 101 Rodovia Rio Santos durante as obras de duplicação da plataforma de rolagem da via.

Trata-se de uma ruptura planar ocorrida em um talude de solo residual jovem através de uma superfície de fraqueza reliquiar da rocha mãe.

Uma descrição do talude em estudo será apresentada, a partir da qual foram feitas análises de estabilidade em duas seções diferentes. Também serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados no solo do local: caracterização, cisalhamento direto e triaxial.

As comparações entre os parâmetros determinados através de ensaios de laboratório e os estimados pela retroanálise apresentaram discrepâncias significativas, sugerindo que os ensaios de laboratório não foram capazes de medir a resistência mínima do material, possivelmente em função da existência de planos de fraqueza reliquiares não representados nas amostras ensaiadas.

*Palavras chave:* Estabilidade de taludes, Solos residuais, Análise de estabilidade.

## ABSTRACT

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

Analysis of a slide along a planar surface in a road slope - BR 101 Rio-Santos Highway

Thiago Brito de Mattos

July/2010

Advisor: Leonardo De Bona Becker

Course: Civil Engineering

The study of slope stability is the key to success of many engineering works such as dams and highways. In geotechnical engineering it is also important to learn from failures occurred. This work presents the details of a planar slide occurred in an highway slope.

An analysis of the slide occurred on a slope at BR 101 Rio Santos, during the work of highway widening, is presented herein.

This work considers a slide along a planar surface occurred in a residual soil slope. The slip surface is a weak plane along a relict structure of the weathered rock.

A description of the slope under study will be presented along with a backanalysis of the slope's stability in two different cross sections. The results of laboratory tests will be presented: characterization, direct shear and triaxial compression. The shear resistance parameters estimated by backanalysis don't compare well with those estimated by laboratory tests, probably because the samples did not include the weakest relict plane.

*Keywords:* Slope stability, Residual soil, Analysis of stability, Relict Structures.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	21
1.1 OBJETIVO .....	21
1.2 METODOLOGIA .....	22
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	22
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	23
2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA.....	23
2.1.1 Escoamentos .....	23
2.1.2 Escorregamentos .....	25
2.1.2.1 <i>Escorregamentos rotacionais</i> .....	25
2.1.2.2 <i>Escorregamentos translacionais ou planares</i> .....	27
2.1.3 Queda de blocos .....	28
2.1.4 Queda de detritos.....	28
2.1.5 Outros movimentos .....	28
2.2 CAUSAS DOS MOVIMENTOS.....	29
2.2.1 Efeito de oscilação térmica (causa interna) .....	29
2.2.2 Diminuição dos parâmetros de resistência por intemperismo (causa interna) .....	30
2.2.3 Alterações na geometria do talude (causa externa).....	30
2.2.4 Vibração (causa externa) .....	30
2.2.5 Alterações de inclinação naturais (causa externa) .....	31
2.2.6 Elevação do nível d’água em maciços homogêneos (causa intermediária).....	31
2.2.7 Elevação da coluna d’água nas juntas de um maciço rochoso (causa intermediária) .....	32
2.2.8 Rápido rebaixamento do nível d’água (causa intermediária) .....	32
2.2.9 Retroerosão ou “piping” (causa intermediária).....	32
2.2.10 Redução do efeito da coesão aparente (causa intermediária) .....	33
2.2.11 Efeitos da cobertura vegetal.....	33
2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE RUPTURA .....	34
2.3.1 Métodos de equilíbrio limite .....	35
2.3.1.1 <i>Método de Fellenius</i> .....	38
2.3.1.2 <i>Método de Bishop Simplificado</i> .....	39
2.3.1.3 <i>Método de Morgenstern–Price</i> .....	41

<b>3 INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE O PROBLEMA .....</b>	<b>50</b>
<b>4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....</b>	<b>56</b>
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	57
4.1.1 Considerações gerais.....	57
4.1.2 Ensaio de caracterização.....	57
4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	59
4.2.1 Considerações gerais.....	59
4.2.2 Moldagem dos corpos de prova .....	60
4.2.3 Descrição do equipamento utilizado .....	62
4.2.4 Montagem do ensaio .....	62
4.2.5 Fases de adensamento e cisalhamento dos corpos de prova.....	64
4.2.6 Resultados.....	66
4.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL .....	72
4.3.1 Considerações gerais .....	72
4.3.2 Descrição dos equipamentos utilizados.....	74
4.3.3 Moldagem dos corpos de prova .....	75
4.3.4 Montagem do ensaio .....	79
4.3.5 Fases do ensaio – Saturação.....	81
4.3.6 Fases do ensaio – Adensamento.....	82
4.3.7 Fases do ensaio – Cisalhamento.....	82
4.3.8 Resultados.....	84
4.3.9 Análise dos Resultados.....	87
<b>5 ANÁLISES COMPUTACIONAIS .....</b>	<b>89</b>
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	89
5.2 ANÁLISE DA SEÇÃO A .....	90
5.2.1 Definição da seção A.....	90
5.2.2 Análise tipo I da seção A.....	91
5.2.3 Análise tipo II da seção A.....	95
5.3 ANÁLISE DA SEÇÃO B .....	98
5.3.1 Definição da seção B.....	98
5.3.2 Análise tipo I da seção B .....	99
5.3.3 Análise tipo II da seção B.....	103
<b>6 ANÁLISE DE EQUILÍBRIO DE CORPO LIVRE DO BLOCO INSTÁVEL..</b>	<b>106</b>

<b>7 CONCLUSÕES</b> .....	112
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	114

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Evidências de rastejo.....	24
Figura 2 - Prováveis superfícies de ruptura rotacional para solos homogêneos em função da geometria e parâmetros de resistência.....	26
Figura 3- Perfil esquemático de um escorregamento translacional.....	27
Figura 4 - Exemplos de modificação da geometria em taludes.....	30
Figura 5 - Esquema explicativo da retroerosão ( <i>piping</i> ).....	33
Figura 6 - Fatias genéricas, métodos suecos.....	36
Figura 7 - Fatia genérica do método de Fellenius.....	38
Figura 8 - Fatia genérica do método de Bishop Simplificado.....	40
Figura 9 - Algumas condições ilustrativas para a ocorrência de superfícies de ruptura não circulares.....	42
Figura 10 - (a) Possível material de movimentação; (b) Fatia infinitesimal com forças atuantes.....	43
Figura 11 - Vista superior da rodovia BR 101 (Rio Santos).....	50
Figura 12 - Vista superior da região do talude.....	51
Figura 13 - Vistas panorâmicas do talude rompido, logo após a ruptura e cerca de um ano após a ruptura.....	51
Figura 14 - Anisotropia do solo residual jovem.....	52
Figura 15 – Estruturas reliquiárias do solo residual.....	52
Figura 16 – Esquema da provável da evolução da obra.....	53
Figura 17 - inclinação do talude referente a torre de transmissão.....	54
Figura 18 - Estimativa da altura do talude referenciada a altura do veículo.....	55
Figura 19 - Estimativa da altura do talude referenciada a altura de uma pessoa.....	55
Figura 20 - Localização das amostras em campo.....	56
Figura 21 - Curvas granulométricas das amostras deformadas à esquerda e à direita ...	58
Figura 22 - Etapas da moldagem dos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto.....	61

Figura 23 - Detalhe da prensa de cisalhamento direto.....	62
Figura 24 - Sequência das partes componentes da caixa de cisalhamento .....	63
Figura 25 - Sequência da retirada do corpo de prova do molde.....	64
Figura 26 - Corpo de prova após ensaio de cisalhamento direto.....	66
Figura 27 - Tensão cisalhante (kPa) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado à umidade natural, bloco à esquerda.....	67
Figura 28 - Deslocamento vertical (cm) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado à umidade natural, bloco à esquerda.....	68
Figura 29 - Envoltórias de resistência para ensaio realizado à umidade natural, bloco à esquerda.....	69
Figura 30 - Tensão cisalhante (kPa) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado com corpo de prova inundado, bloco à esquerda.....	70
Figura 31 - Deslocamento vertical (cm) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado com corpo de prova inundado, bloco à esquerda.....	70
Figura 32 - Envoltórias de resistência para ensaio realizado com corpo de prova inundado, bloco à esquerda .....	71
Figura 33 - Prensas eletromecânicas utilizadas no ensaio de compressão triaxial e computador com aplicativo de aquisição .....	75
Figura 34 - Início do processo de moldagem do corpo de prova e medição do ângulo dos planos de bandamento com a horizontal .....	76
Figura 35 - Desbastes preliminares, início da moldagem do corpo de prova do ensaio de compressão triaxial .....	77
Figura 36 - Processo de desbaste e moldagem do corpo de prova para o ensaio triaxial	77
Figura 37 - Nivelamento refinado do topo e da base do corpo de prova do ensaio triaxial .....	78
Figura 38 - Sequencia de montagem do ensaio triaxial, colocação do CP no pedestal ..	79
Figura 39 - Sequencia de montagem do ensaio triaxial: encamisamento do CP.....	80
Figura 40 - Sequencia de montagem do ensaio triaxial, preparação da célula.....	81
Figura 41 - Corpos de prova rompidos .....	83
Figura 42 - Corpos de prova rompidos na estufa.....	83
Figura 43 - Tensão desviadora (kPa) x Deformação axial específica.....	85

Figura 44 - Excesso de poro-pressão (kPa) x Deformação axial específica .....	85
Figura 45 - Tensão axial normalizada x Deformação axial específica .....	86
Figura 46 - Tensão axial normalizada x Deformação axial específica .....	86
Figura 47 - Diagrama $p$ x $q$ e envoltórias (kPa) .....	87
Figura 48 - Definição da seção A .....	90
Figura 49 - Esquema com as dimensões da seção A .....	91
Figura 50 – Seção A, fator de segurança da superfície de menor resistência .....	92
Figura 51 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para coesão nula .....	92
Figura 52 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 5,0 (kPa) .....	93
Figura 53 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 10,0 (kPa).....	93
Figura 54 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual 15,0 (kPa).....	93
Figura 55 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 20,0 (kPa).....	94
Figura 56 – Seção A, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo I.....	95
Figura 57 – Seção A, fator de segurança para superfície plana com parâmetros de resistência do maciço .....	96
Figura 58 – Seção A, simulação com a superfície planar definida.....	96
Figura 59 – Seção A, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo II .....	97
Figura 60 - Definição da seção B .....	98
Figura 61 - Esquema com as dimensões da seção B.....	98
Figura 62 – Seção B, fator de segurança da superfície de menor resistência .....	99
Figura 63 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para coesão nula .....	100
Figura 64 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 5,0 (kPa).....	100
Figura 65 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 10,0 (kPa)....	100
Figura 67 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 20,0 (kPa)....	101
Figura 68 - Seção B, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 25,0 (kPa) ....	101
Figura 69 - Seção B, simulação da superfície de ruptura para $c'$ igual a 30,0 (kPa) ....	102

Figura 70 - Seção B, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo I.....	103
Figura 71 - Seção B, fator de segurança para superfície plana com parâmetros de resistência do maciço .....	103
Figura 72 – Seção B, simulação com a superfície planar definida.....	104
Figura 73 – Seção B, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo II .....	105
Figura 74 – Modelo de ruptura planar por infiltração de água em trincas verticais na superfície do talude.....	106
Figura 76 – Apresentação de superfície aproximadamente vertical entre a massa de solo rompido e intacto para a seção A.....	107
Figura 77 – Diagrama de corpo livre do bloco deslocável sem água .....	108
Figura 78 – Diagrama de corpo livre do bloco deslocável considerando o preenchimento da trinca com água .....	109
Figura 79 – Diagrama de corpo livre considerando o preenchimento da trinca com água em escala, para $F.S.=1,0$ . .....	111

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Inclinação do plano de ruptura em graus .....	54
Tabela 2 – Quadro resumo dos resultados da caracterização .....	58
Tabela 3 – Quadro resumo dos parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto .....	72
Tabela 4 – Valores dos índices físicos dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto .....	72
Tabela 5 – Localização de cada corpo de prova .....	84
Tabela 6 – Seção A, comparação dos pares $c'$ e $\phi'$ para os três métodos utilizados .....	94
Tabela 7 – Parâmetros de resistência obtidos em ensaios de laboratório .....	95
Tabela 8 – Seção A, resultados de pares $c'$ e $\phi'$ para as simulações com a superfície planar definida .....	97
Tabela 9 – Seção B, comparação dos pares $c'$ e $\phi'$ para os três métodos utilizados ...	102
Tabela 10 – Seção B, resultados de pares $c'$ e $\phi'$ para as simulações com a superfície planar definida .....	104

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Coefficiente angular da equação que descreve a superfície de ruptura linearizada, para o método de Morgenstern - Price;
$a$	Braço de alavanca da força normal efetiva em relação ao ponto mais a esquerda da base;
$A_b$	Área de contato na base do bloco para uma faixa de um metro de largura.
$A_r$	Área da seção transversal do bloco deslocável;
$B$	Coefficiente linear da equação que descreve a superfície de ruptura linearizada, para o método de Morgenstern - Price;
$b$	Braço de alavanca da componente horizontal do empuxo efetivo em relação ao ponto mais a esquerda da base;
$c'$	Intercepto coesivo efetivo;
$c'_{pico}$	Intercepto coesivo efetivo para a condição de pico;
$dh$	Deslocamento relativo horizontal para que a máxima tensão cisalhante seja mobilizada;
$dN'$	Pressão efetiva normal à base da fatia, para o método de Morgenstern - Price;
$dF_b$	Resultante da poro-pressão na base da fatia, para o método de Morgenstern - Price;
$dS'$	Força cisalhante atuante na base da fatia, para o método de Morgenstern - Price;
$dW$	Peso da fatia infinitesimal, para o método de Morgenstern - Price;
$E$	Empuxo horizontal total entre fatias, para o método de Morgenstern - Price;
$e_o$	Índice de vazios inicial, após a fase de adensamento;
$e_f$	Índice de vazios final, após a fase de cisalhamento;
$E'$	Empuxo lateral atuante entre fatias em termos de tensões efetivas;
$E'_n$	Empuxo lateral atuante à esquerda;
$E'_{n+1}$	Empuxo lateral atuante à direita;

$FS$	Fator de segurança quanto à ruptura por cisalhamento;
$g$	Braço de alavanca da resultante da poro-pressão atuante na base de cada fatia infinitesimal com relação ao centro da base da mesma fatia, para o método de Morgenstern - Price
$H$	Altura do talude
$h_{talude}$	Altura do talude por diferentes avaliações;
$h_{taludeADOT}$	Altura do talude adotada no trabalho;
$IP$	Índice de plasticidade;
$k$	Coefficiente angular da equação que aproxima linearmente a função $f(x)$ , para o método de Morgenstern – Price;
$l$	Comprimento da base de cada fatia ou bloco;
$LL$	Limite de liquidez;
$LP$	Limite de plasticidade;
$M$	Momento resultante até a $x$ -ésima fatia, para o método de Morgenstern - Price;
$m$	Coefficiente linear da equação que aproxima linearmente a função $f(x)$ , para o método de Morgenstern - Price;
$ML$	Silte de baixa compressibilidade, classificação unificada;
$M_n$	Momento resultante após a última fatia, para o método de Morgenstern - Price;
$n$	Fator de equivalência dependente das condições de contorno na equação que descreve a relação entre a função que da linha de ação do empuxo horizontal efetivo e àquelas que descrevem a superfície de ruptura e a superfície do talude, para o método de Morgenstern - Price;
$N'$	Força normal efetiva atuante na base de cada fatia ou bloco;
$n_d$	Fator que estabelece a relação entre a altura de um talude e a distância de seu topo à camada de material mais resistente;
$P$	Peso de uma fatia genérica;
$p$	Coefficiente angular da equação que descreve a variação do peso de cada fatia linearizada, para o método de Morgenstern - Price;
$P_w$	Resultante das pressões de água atuantes na face lateral da fatia (entre fatias), para o método de Morgenstern - Price;

$q$	Coeficiente linear da equação que descreve a variação do peso de cada fatia linearizada, para o método de Morgenstern - Price;
$R$	Raio da superfície circular de ruptura;
$r_u$	Taxa de variação da poro-pressão na base de cada fatia infinitesimal, para o método de Morgenstern - Price;
$s$	Resistência ao cisalhamento do solo;
$S_o$	Grau de saturação inicial, após a fase de adensamento;
$S_f$	Grau de saturação final, após a fase de cisalhamento;
$SM$	Areia siltosa, classificação unificada;
$T$	Força tangencial atuante (ou mobilizada) na base de cada fatia ou bloco;
$t_{100}$	Tempo para que uma amostra de solo esteja completamente adensada para um determinado nível de tensões;
$t_f$	Tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento considerando que seja aplicada a máxima velocidade para a qual as premissas do ensaio de cisalhamento direto sejam válidas;
$U$	Força resultante da pressão de água na base de cada fatia ou bloco;
$u$	Poro-pressão atuante na base de cada fatia;
$V$	Resultante das pressões de água atuantes na lateral do bloco deslocável;
$V_{adot.}$	Velocidade adotada no ensaio de cisalhamento direto;
$V_{max}$	Maior velocidade que pode ser aplicada no cisalhamento de um corpo de prova para que a condição drenada possa ser admitida;
$X$	Força vertical cisalhante atuante entre duas fatias;
$y = h(x)$	Equação da linha de ação das pressões de água, para o método de Morgenstern - Price;
$y = y(x)$	Equação da superfície de ruptura, para o método de Morgenstern - Price;
$y = y_c(x)$	Equação da linha de ação do empuxo horizontal total, para o método de Morgenstern - Price;
$y = y'_c(x)$	Equação da linha de ação do empuxo horizontal efetivo, para o método de Morgenstern - Price;
$y = z(x)$	Equação da superfície do talude, para o método de Morgenstern - Price;
$W$	Peso do bloco deslocável;
$w_i$	Umidade inicial;

$w_f$	Umidade final, após a fase de cisalhamento;
$z_w$	Altura da coluna d'água na trinca vertical.
$\alpha$	Inclinação da base da fatia com respeito à horizontal, para o método de Morgenstern - Price;
$\alpha_{\text{plano de ruptura}}$	Ângulo de inclinação do plano de ruptura com relação à horizontal;
$\alpha_{\text{talude}}$ ou $\beta$	Ângulo de inclinação do talude com relação à horizontal;
$\gamma_d$	Peso específico seco, após a fase de adensamento;
$\gamma_{\text{nat}}$	Peso específico natural do solo;
$\Delta x$	Largura da fatia;
$\theta$	Ângulo que a direção normal a base das fatias faz com a vertical;
$\vartheta$	Ângulo da direção dos planos reliquiores de bandamento dos corpos de prova dos ensaios triaxiais com respeito à horizontal;
$\lambda.f(x)$	Produto de funções que relacionam o empuxo efetivo e força cisalhante atuante entre fatias, para o método de Morgenstern - Price;
$\sigma'$	Tensão normal efetiva;
$\sigma'_x$	Tensão normal efetiva num elemento infinitesimal quadrado na direção do eixo x na interface entre fatias, para o método de Morgenstern - Price;
$\sigma_n$	Tensão normal;
$\sum M = 0$	Somatório de momentos com relação ao centro da base de cada fatia infinitesimal, para o método de Morgenstern - Price;
$\sum M^{(O)}$	Somatório dos momentos atuantes em relação ao ponto O, centro do arco de círculo que representa a superfície provável de ruptura;
$\tau$	Tensão cisalhante atuante ou mobilizada;
$\tau'_{xy}$	Tensão cisalhante efetiva num elemento infinitesimal quadrado no plano xy na interface de entre fatias, para o método de Morgenstern - Price;
$\phi'$	Ângulo de atrito interno;
$\phi'_{\text{pico}}$	Ângulo de atrito interno efetivo para a condição de pico;
$\phi'_{\text{volume constante}}$	Ângulo de atrito efetivo para a condição pós pico com volume constante;
$\psi_f$	Ângulo de inclinação do talude com a horizontal;

$\psi_p$ 

Ângulo da superfície de ruptura com a horizontal;

# 1 INTRODUÇÃO

O homem em sua interação com a natureza, quase sempre necessita interferir na sua lógica e conformação, seja pela necessidade de implantar uma edificação em determinada área, passar o alinhamento de uma rodovia por uma encosta e etc., seja ainda, pela simples necessidade de conviver com fenômenos naturais que ocorreriam mesmo sem a sua interferência.

A habilidade humana de identificar problemas, observá-los e propor formulações que possam ser expandidas para outros casos semelhantes, prevendo o seu comportamento e assegurando a segurança, nos faz pensar na importância do estudo de determinados assuntos, vidas podem ser salvas, trabalhos facilitados, custos reduzidos, ou seja, muitos benefícios podem ser obtidos.

Em geotecnia uma das áreas de grande interesse é a estabilidade de taludes, sejam eles naturais ou construídos pelo homem. Barragens, rodovias, ferrovias e muitas outras obras de engenharia têm a estabilidade de taludes como um grande fator interveniente e de vital importância para o sucesso final do empreendimento.

Este trabalho apresentará um estudo de caso referente à ruptura de um talude escavado para a duplicação da rodovia BR 101 (Rio – Santos), no trecho de 26 quilômetros entre Santa-Cruz (Rio de Janeiro – RJ) e Itacuruçá (Mangaratiba – RJ).

## 1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é retroanalisar a ruptura ocorrida no talude citado acima, com base em parâmetros coletados em campo, obtidos em laboratório e análises mecânicas. Pretende-se estabelecer as prováveis causas da ruptura e o mecanismo em que ela se processou, promovendo também a documentação do caso.

## 1.2 METODOLOGIA

Para atingir o objetivo estabelecido, neste trabalho foram realizadas as etapas abaixo:

- Revisão bibliográfica sucinta de tópicos importantes do conhecimento relacionados ao problema em estudo;
- Visita ao local da ruptura para a avaliação do problema, realização de medições e retiradas de blocos indeformados para análises de laboratório;
- Ensaios de laboratório com a finalidade de caracterizar os materiais envolvidos na ruptura e determinar seus parâmetros de resistência;
- Análise computacional por métodos de equilíbrio limite com intuito de estabelecer as condições em que se promoveu a ruptura;
- Análise dos resultados obtidos e redação do trabalho.

## 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O capítulo 2 é a revisão bibliográfica que discorre acerca das fundamentações teóricas relacionadas ao tema, passando pelos tipos de ruptura, principais causas das rupturas e métodos de análise de estabilidade.

No capítulo 3 são apresentadas as características do talude e informações gerais sobre a ruptura.

No capítulo 4 serão descritos todos os ensaios de laboratório realizados, bem como as atividades que os precederam, ou seja, a locação dos pontos de retirada de blocos, a extração de corpos de prova dos blocos em laboratório, a execução dos ensaios e a apresentação dos resultados.

O capítulo 5 apresentará a análise computacional e os seus resultados.

O capítulo 6 apresentará as conclusões.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentadas algumas definições, classificações e características de movimentos de massa e métodos de análise de estabilidade de taludes.

### 2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

Um dos sistemas de classificação mais difundidos no Brasil é o sistema de Magalhães Freire (1965 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983) que sintetiza uma série de observações e proposições de outros autores, e suas próprias, em um sistema de classificação. Esta classificação leva em conta fatores como a velocidade do movimento e a forma da ruptura. Desta forma, os movimentos de massas são subdivididos do modo como segue.

#### 2.1.1 Escoamentos

Escoamentos são movimentos de massa que se caracterizam por sua continuidade, apresentando ou não uma superfície de ruptura definida ao longo da qual a movimentação ocorra, podendo acontecer tanto de forma lenta quanto rápida.

Os escoamentos podem ser de dois tipos, os rastejos e as corridas.

Os rastejos são definidos como movimentos de massa muito lentos e contínuos cujos limites são pouco determinados, podem englobar grandes volumes de material e usualmente não há diferenciação entre o material em movimento e aquele imóvel.

São provocados principalmente pela ação da gravidade, tendo grande influência das variações de temperatura e de umidade.

Embora, como dito, os rastejos não necessariamente apresentem uma superfície de ruptura definida algumas evidências de sua ocorrência podem ser observadas na superfície dos terrenos como se pode notar na Figura 1.

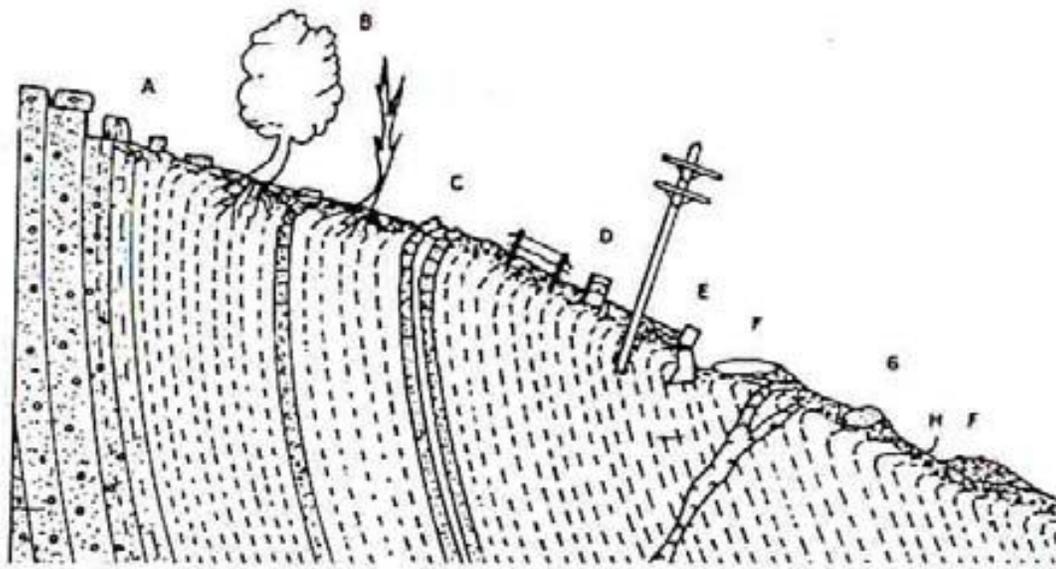


Figura 1 - Evidências de rastejo: (A) blocos deslocados de sua posição inicial, (B) árvores inclinadas ou com troncos recurvados, (C) estratos e camadas rochosas sofrendo variações bruscas encosta abaixo ou presença de xistosidade, (D) deslocamentos de postes e cercas, (E) trincas e rupturas em elementos rígidos, como muretas, muros ou paredes, (F) eixos de estradas e ferrovias sofrendo inflexões no alinhamento, (G) matacões arredondados, (H) linhas de seixo recobertas por regolito em movimentação de rastejo  
 Fonte: Sharpe (1938 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

As corridas são escoamentos de velocidade de desenvolvimento rápida e fundamentadas em fenômenos hidro-dinâmicos, quase sempre se desenvolvem pela perda de resistência devido a elevação da poro-pressão.

Os principais fatores que levam um solo ou uma composição de solo e rocha a atingir um grau de fluidez que permita que ele flua como um líquido são: a simples adição de água, o efeito vibracional e, ainda, o efeito de amolgamento em argilas muito sensíveis.

As corridas também podem ser subdivididas, considerando-se para isso o grau de fluidez, o tipo de material movimentado e as características gerais do movimento.

As corridas de terra ocorrem com menor grau de fluidez associadas a condições topográficas e de relevo específicas. São provocadas, geralmente, por efeito do encharcamento do material a montante em decorrência de chuvas. Assim como os outros tipos de corrida, envolvem grandes quantidades de material e desta forma adquirem grande alcance e poder destrutivo.

As corridas de lama (*mud flow*) são caracterizadas principalmente pela sua elevada fluidez, ocorrem basicamente pela lavagem e remoção dos grãos do solo por cursos d'água durante grandes chuvas ou enchentes.

A avalanche de detritos (*debris flow*) é a forma de corrida com maior potencial de devastação, pois envolve a movimentação brusca de um material que pode conter desde partículas finas até matacões e blocos de rocha, e que devido as elevadas inclinações das encostas onde ocorrem desenvolvem grandes velocidades. Geralmente envolvem grandes volumes de material e atingem grandes distâncias. A ruptura, em geral, se inicia como um escorregamento, mas que ganha velocidade e mobiliza cada vez mais material como uma reação em cadeia, de modo bastante semelhante a uma avalanche de neve.

### 2.1.2 Escorregamentos

São movimentos de massa geralmente rápidos e que usualmente ocorrem ao longo de uma superfície preferencial de ruptura definida, portanto, com um volume bem definido. Ocorrem quando, ao longo desta superfície, a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo torna-se menor que as tensões impostas.

Os escorregamentos também podem ser subdivididos segundo a forma da superfície de ruptura em rotacionais e translacionais ou planares.

#### 2.1.2.1 *Escorregamentos rotacionais*

Ocorre quando a interseção da superfície de ruptura com o plano vertical transversal é aproximadamente circular e o material se desloca rotacionando ao redor de um ponto.

A análise de rupturas do tipo rotacional leva em conta algumas simplificações que na maior parte dos casos são aceitáveis, e suas implicações não prejudicam o resultado das análises, sendo elas:

- Aproximar a superfície de ruptura por um cilindro cuja geratriz seja um arco de circunferência e que todas as seções transversais sejam idênticas, o que permite a análise da situação como um problema bidimensional em estado plano de deformações;
- Supor que a mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura é uniforme, o que implica dizer que o fator de segurança não varia ao longo desta superfície.

Este tipo de ruptura é usual em maciços de solo homogêneos e uniformes, podendo-se considerar três posições básicas para a curva representativa, em seção, da superfície de ruptura, como apresentado na Figura 2.

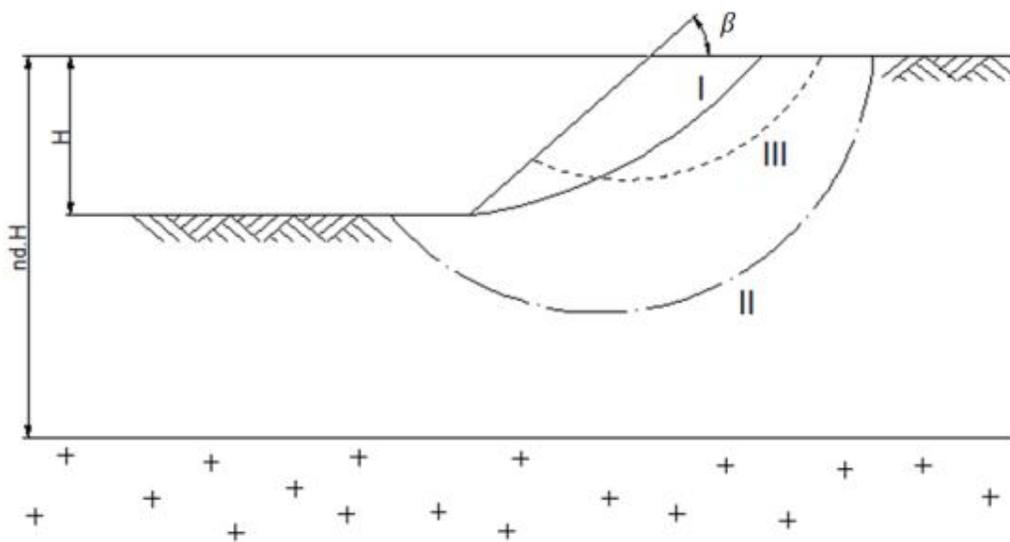


Figura 2 - Prováveis superfícies de ruptura rotacional para solos homogêneos em função da geometria e parâmetros de resistência  
Fonte: TERZAGHI e PECK (1967).

Segundo Terzaghi e Peck (1967) a ocorrência de cada um dos tipos de curva apresentadas está associada a parâmetros geométricos e de resistência. Desta forma, superfícies do tipo I (ruptura pelo pé) ocorrerão sempre que o ângulo de atrito do solo for superior a  $3^\circ$  para quaisquer inclinações de talude. Se, no entanto o ângulo de atrito for aproximadamente igual a  $0^\circ$  ocorrerão rupturas do tipo I (rupturas pelo pé) quando a inclinação do talude ( $\beta$ ) for superior  $53^\circ$ . Quando a inclinação do talude ( $\beta$ ) for inferior a  $53^\circ$  ocorrerão rupturas do tipo II ou III se  $n_{cs}$  for pequeno e rupturas do tipo II se  $n_{cs}$  for elevado. Onde  $n_{cs}$  é um fator que estabelece a relação entre a espessura da camada de solo homogêneo e a altura do talude.

### 2.1.2.2 Escorregamentos translacionais ou planares

Esta forma de escorregamento ocorre quando a superfície de ruptura formada é aproximadamente plana.

Superfícies de ruptura planas surgem quando o deslocamento ocorre ao longo de uma junta plana em um maciço rochoso, ao longo de um plano preferencial reliquiar em um maciço de solo residual jovem, ou ao longo de uma camada de transição entre dois solos ou entre solo e rocha, sendo a camada inferior mais resistente.

Os escorregamentos translacionais podem ser divididos de acordo com o material movimentado, a saber: escorregamentos translacionais de rocha, escorregamentos translacionais de solo e escorregamentos translacionais de solo e rocha.

Os escorregamentos translacionais de rocha são movimentos que ocorrem através das discontinuidades (ou juntas) dos maciços ou através de planos de fraqueza pré-existentes provenientes de sua formação geológica.

Segundo Guidicini e Nieble (1983), para escorregamentos translacionais de solo, a superfície de ruptura, geralmente, surge gradativamente a partir do topo com um formato aproximadamente circular, como se fosse formar uma cunha rotacional, até encontrar um plano de fraqueza, uma camada fortemente anisotrópica ou de resistência superior. A partir daí, a superfície passa então a seguir este plano preferencial, promovendo o deslocamento translacional, como mostrado na figura 3.

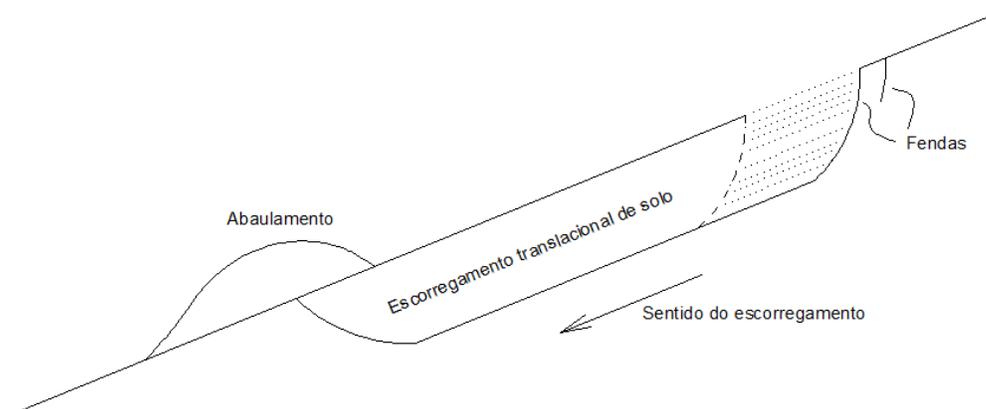


Figura 3- Perfil esquemático de um escorregamento translacional  
 Fonte: Krynine e Judd (1957 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Um escorregamento de solo pode mobilizar também uma grande quantidade de blocos de rocha, e quando esta parcela em massa for representativa pode-se dizer que ocorre um escorregamento translacional de solo e rocha. Estes escorregamentos são comuns em corpos de talus.

### 2.1.3 Queda de blocos

Quedas de blocos ocorrem quando blocos de rocha se desprendem do maciço, sem que haja uma superfície de deslocamento, caindo pela ação da gravidade. Tal desprendimento se dá principalmente pela ação do intemperismo. As quedas de blocos ocorrem geralmente em taludes íngremes e é um dos mecanismos formadores de corpos de talus.

### 2.1.4 Queda de detritos

Movimento semelhante ao anterior, mas agora com partículas de menores dimensões, consistindo assim num movimento intermediário entre a queda de blocos e os escorregamentos.

### 2.1.5 Outros movimentos

Além dos movimentos descritos acima, podemos relatar as subsidências, que são movimentos predominantemente verticais, ou seja, a componente horizontal do movimento é aproximadamente nula. Neste tipo de movimento usualmente o elemento antrópico é determinante. São pouco relacionados à estabilidade de taludes.

## 2.2 CAUSAS DOS MOVIMENTOS

Será utilizada aqui a consideração proposta por Terzaghi (apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983) para uma divisão didática das principais causas dos movimentos de massa, sendo divididas, assim, em causas internas, externas e intermediárias. As causas internas são aquelas que atuam sem que haja alterações perceptíveis da geometria do talude levando ao colapso do material pela redução da resistência ao cisalhamento do solo. As causas externas são aquelas que atuam aumentando as tensões de cisalhamento sem a redução da resistência oferecida pelo material. As causas intermediárias são aquelas em que o agente causador é externo, portanto eleva as tensões de cisalhamento, mas atua internamente ao talude e sem apresentar sinais em sua geometria até bem próximo da ruptura.

### 2.2.1 Efeito de oscilação térmica (causa interna)

As oscilações de temperatura, que podem ser diárias ou sazonais, geram variações volumétricas no material. Tal variação volumétrica induz tensões tangenciais, que em taludes (superfícies inclinadas) são diferenciais e podem ser instabilizantes. Em maciços rochosos a ação da variação térmica pode desencadear a queda de blocos, que pela variação volumétrica se desprendem do maciço. Em maciços de solo e de solo e rocha, a variação térmica gera pequenos deslocamentos (movimentos de contração e dilatação) que por sua vez geram alterações na resistência. Se neste processo as tensões permanecerem inferiores a tensão de fluência nada ocorre, se as tensões atingirem a tensão de fluência se desencadeará um processo de rastejo, e se as tensões atingirem a tensão de resistência ao cisalhamento se desencadeará um processo de escorregamento.

### 2.2.2 Diminuição dos parâmetros de resistência por intemperismo (causa interna)

A ação do intemperismo, seja físico ou químico, reduz de modo geral os parâmetros de resistência do maciço (de solo, rocha ou solo e rocha), seus efeitos são a perda de algum elemento mineral constituinte, a redução do efeito cimentante entre as partículas e a indução de microfissuras.

### 2.2.3 Alterações na geometria do talude (causa externa)

Modificando a geometria do talude, pode-se ter como efeito uma ação estabilizante quando se reduz a sobrecarga ou ao aumentar a superfície reativa à movimentação; ou uma ação instabilizante quando ao contrário se gera sobrecarga e/ou se reduz a superfície resistente, como é apresentado na Figura 4.



Figura 4 - Exemplos de modificação da geometria em taludes, cortes de mesmo volume de material: (a) corte instabilizante, (b) corte estabilizante.

A ação da modificação da geometria pode ser observada na mudança de inclinação do talude.

### 2.2.4 Vibração (causa externa)

Vibrações induzem no sistema do terreno ações dinâmicas que podem elevar o nível de tensões acima daqueles resistidos pelo terreno desencadeando assim a ruptura por efeito dinâmico.

Os esforços dinâmicos nem sempre estão associados a cargas externas de grandes proporções, mas podem ser cíclicos, levando a ruptura por fadiga; e ainda de

grandes intensidades, induzindo com isso tensões elevadas, mesmo que momentâneas, ao terreno, desencadeando o processo de ruptura.

Tais causas podem ser observadas em rodovias com a passagem de veículos, na cravação de estacas e em terremotos.

#### 2.2.5 Alterações de inclinação naturais (causa externa)

Em alguns maciços, devido a processos tectônicos, ocorrem elevações de inclinação que como visto constituem uma alteração na geometria desfavorável à estabilidade, mas neste caso ocorrendo de forma natural.

#### 2.2.6 Elevação do nível d'água em maciços homogêneos (causa intermediária)

Fundamentado no princípio das tensões efetivas de Terzaghi, uma elevação da poro-pressão reduz a tensão efetiva no maciço e assim a resistência ao cisalhamento do maciço, podendo ocasionar a ruptura.

A elevação do nível d'água é comum quando por algum fator climático a taxa de recarga da bacia hidrográfica aumenta, em outras palavras, quando chove demasiadamente; seja numa consideração a longo prazo (levantamento lento do lençol freático), seja numa consideração a curto prazo, como no caso de enxurradas (levantamento rápido do lençol freático).

A ação antrópica também pode modificar as condições do nível do lençol freático, obras de barragens, desvios de curso de rios e até mesmo uma tubulação de água vazando podem elevar o nível do lençol a patamares relevantes sob o aspecto da estabilidade de taludes.

### 2.2.7 Elevação da coluna d'água nas juntas de um maciço rochoso (causa intermediária)

De modo semelhante ao anterior a elevação no nível d'água nas juntas de um maciço rochoso gera a ação de uma pressão de água nas paredes que reduz a tensão de contato entre os blocos, reduzindo a resistência ao cisalhamento da junta.

### 2.2.8 Rápido rebaixamento do nível d'água (causa intermediária)

Importante fator causal para taludes que estiveram submersos e foram submetidos a um rápido rebaixamento do nível d'água, ou seja, o nível d'água foi abaixado mais rapidamente que a capacidade de drenagem do solo. No solo saturado do talude surge uma linha piezométrica curva e fluxo de água de dentro do talude para fora. O fluxo de água implica em uma força de percolação que pelo sentido do fluxo atua em oposição à reação da resistência ao cisalhamento do solo, sendo, portanto, instabilizante e podendo levar a ruptura.

### 2.2.9 Retroerosão ou “piping” (causa intermediária)

Ao percolar por um solo a água pode carrear os grãos mais finos do solo aumentando o seu índice de vazios e elevando a velocidade de percolação, permitindo assim que partículas cada vez maiores possam ser carregadas, criando, deste modo um ciclo que ocasiona a abertura de verdadeiros tubos (*piping*) dentro do solo, podendo culminar na ruptura do talude.

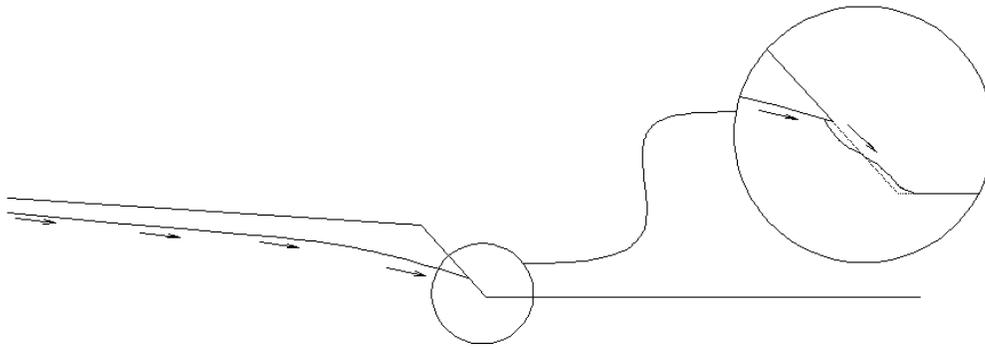


Figura 5 - Esquema explicativo da retroerosão (*piping*)

#### 2.2.10 Redução do efeito da coesão aparente (causa intermediária)

Alguns taludes mantêm-se estáveis apenas pelo efeito da coesão aparente, que é uma parcela de resistência devida à tensão superficial da água atuando nos grãos do solo, pela formação de meniscos capilares. Para que a coesão aparente possa existir o solo deve estar parcialmente saturado.

A infiltração de águas de chuva ou provenientes de vazamentos em tubulações construídas pelo homem ocasiona um aumento do grau de saturação e, portanto, uma redução da sucção ou coesão aparente. Este fenômeno ocorre mesmo antes da elevação do lençol freático.

#### 2.2.11 Efeitos da cobertura vegetal

Até a presente data não há meios de quantificar o efeito da cobertura vegetal na estabilidade de taludes. Entretanto, a cobertura vegetal geralmente atua de forma positiva, estando os principais aspectos listados abaixo.

Durante as precipitações parte da água é retida nas copas e na cobertura rasteira (pequenos arbustos, gramináceos e depósitos sucessivos de folhas caídas), reduzindo a parcela de água de infiltração e assim a zona de saturação; elevando a parcela de escoamento superficial, mas protegendo a superfície dos efeitos erosivos do

escoamento; e ainda, elevando o tempo de retenção da bacia evitando enxurradas e favorecendo a evaporação após as chuvas.

Além da evaporação da água retida superficialmente, parte da água de infiltração é coletada pelas raízes e retirada do solo através da transpiração dos vegetais, chamada de evapotranspiração.

As raízes produzem uma rede que funciona de forma semelhante a uma *armação* ao solo, atuando de forma mecânica no sentido de elevar a resistência do maciço.

### 2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE RUPTURA

Os métodos atualmente em uso para a análise da estabilidade de taludes baseiam-se, na hipótese de que as massas de solo encontram-se em equilíbrio e comportam-se como um corpo rígido-plástico na iminência de entrar em movimento (escorregamento), desta forma, basta-se analisar as equações para a situação limite; por isso, são chamados de *métodos de equilíbrio limite*.

O desenvolvimento dos primeiros métodos contou com muita observação de escorregamentos ocorridos na natureza. Os suecos, pioneiros neste tipo de análise, constataram que para os escorregamentos por eles observados, a linha de ruptura era praticamente circular e que a massa de solo rompida se fragmentava em fatias cujas faces eram aproximadamente verticais (MASSAD, 2003). Desta forma os principais métodos consideram uma superfície de ruptura circular e uma divisão em fatias com faces verticais.

Ainda para os casos em que a superfície de ruptura se apresentar planar, embora haja soluções específicas, em alguns casos as soluções apresentadas a seguir para superfícies circulares, podem ser válidas, bastando considerar que o raio da superfície circular de ruptura seja tão grande que ela possa ser aproximada a uma reta para as dimensões do talude em estudo.

Com isso, define-se o fator de segurança na análise de estabilidade de taludes ao longo de uma linha de ruptura, como sendo a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante (mobilizada):

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad \text{Eq.2.1}$$

Onde:

$FS$  é o fator de segurança quanto a ruptura;

$s$  é a resistência ao cisalhamento do solo;

$\tau$  é a tensão cisalhante atuante ou mobilizada.

Considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

$$s = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\phi' ; \quad \text{Eq.2.2}$$

Onde:

$c'$  é o intercepto coesivo efetivo;

$\sigma'$  é a tensão normal efetiva;

$\phi'$  é o ângulo de atrito interno efetivo.

A superfície de ruptura suposta que apresentar o menor fator de segurança é chamada de superfície crítica e sua busca é feita por tentativas.

### 2.3.1 Métodos de equilíbrio limite

Os métodos de equilíbrio limite baseiam-se em algumas premissas que devem ser assumidas para a sua validade, sendo elas:

- O solo romperá de forma brusca e sem se deformar (material rígido-plástico);
- Embora o processo de ruptura seja na realidade dinâmico, considerar-se-á que as equações de equilíbrio estático mantêm-se válidas até a iminência da ruptura (movimento);
- O fator de segurança é único em toda a superfície provável de ruptura para cada momento, com isso não se considera a possibilidade de ocorrer uma ruptura progressiva.

Algumas hipóteses simplificadoras devem ser assumidas para permitir a utilização dos métodos de equilíbrio limite. Deve-se considerar que as superfícies de ruptura sejam circulares (à exceção do método de Morgenstern-Price que permite a utilização de qualquer superfície potencial de ruptura), e que a massa de solo possa ser

dividida em fatias com faces verticais seguindo intuitivamente o fraturamento que surgiria durante o processo de ruptura.

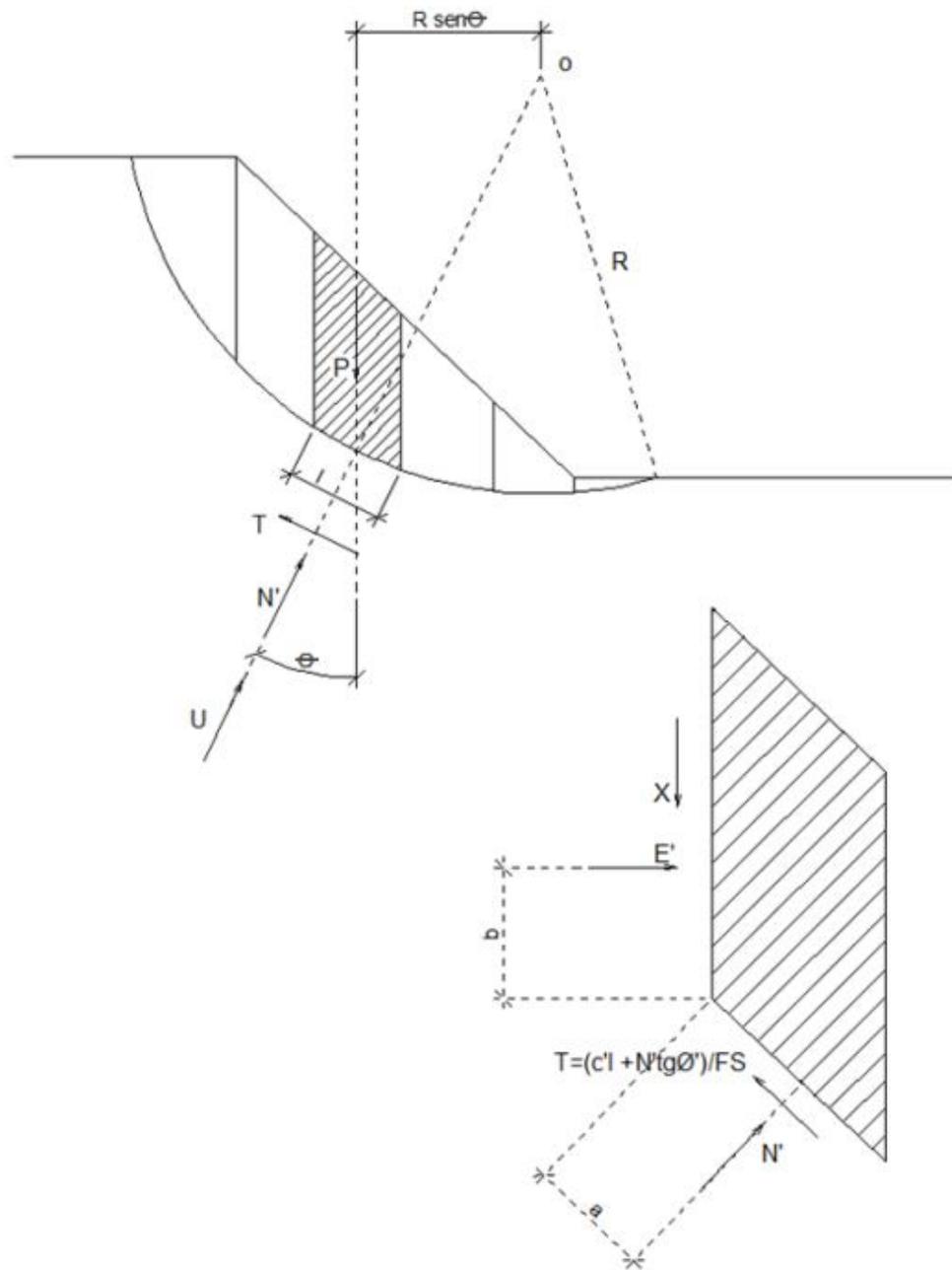


Figura 6 - Fatias genéricas, métodos suecos  
Fonte: Massad (2003).

Para cada uma das fatias escrevem-se as equações de equilíbrio, que devem contar: de um lado as forças atuantes (peso da fatia, as forças resultantes de pressão de água na base e nas faces e as duas componentes de empuxo atuantes nas faces devido à

interação entre as fatias) e de outro as forças resistentes (tangencial ou cisalhante mobilizada e normal efetiva).

Considerando a **Eq.2.1** e o comprimento da base da fatia.

$$T = \tau \cdot l = \frac{1}{FS} \cdot s \cdot l \quad \text{Eq.2.3}$$

Onde:

$l$  é o comprimento da base de cada fatia;

$T$  é a força resistente tangencial ou resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura;

E os demais símbolos já foram definidos.

Considerando agora a **Eq.2.2** obtêm-se:

$$T = \frac{1}{FS} \cdot (c' \cdot l + \sigma' \cdot l \cdot \text{tg}\phi') = \frac{1}{FS} \cdot (c' \cdot l + N' \cdot \text{tg}\phi') \quad \text{Eq.2.4}$$

Onde:

$N'$  é a resultante da tensão normal efetiva atuante na base da fatia.

Sendo escrito desta forma o problema é estaticamente indeterminado, ou seja, existem mais incógnitas do que equações. Para resolver o problema são adotadas diferentes simplificações no sistema de forças, que justamente diferenciam os diversos métodos de equilíbrio limite. A inclusão de tal simplificação introduz no desenvolvimento do problema um erro que para fins práticos é quase sempre aceitável.

Antes de dedicar a atenção a simplificação adotada pelos três métodos utilizados neste trabalho, será deduzida a expressão genérica do coeficiente de segurança quanto à ruptura de um talude, muito útil para os dois primeiros métodos (Fellenius e Bishop Simplificado), pois para o terceiro (Morgenstern-Price) será feita a dedução como proposta no trabalho original dos autores.

$$\sum M^{(O)} = 0$$

$$\sum (P \cdot R \cdot \text{sen}\theta) = \sum (T \cdot R) \quad \text{Eq.2.5}$$

Onde:

$$\sum M^{(O)}$$

é o somatório de momentos em relação ao ponto (O);

$R$  é o raio da superfície provável de ruptura escolhida (circular);

$P$  é o peso de uma fatia;

$T$  é a resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada na base de uma fatia;

$\theta$  é o ângulo de inclinação da base de uma fatia com respeito a horizontal.

Como:

$$R = \text{constante};$$

$$T = \frac{1}{FS} \cdot (c' \cdot l + N' \cdot \text{tg}\phi')$$

$$\sum P \cdot \text{sen}\theta = \sum \left( \frac{1}{FS} \cdot (c' \cdot l + N' \cdot \text{tg}\phi') \right) \quad \text{Eq.2.6}$$

Como:

$FS = \text{constante}$  (premissa do método):

$$\sum P \cdot \text{sen}\theta = \frac{1}{FS} \sum [(c' \cdot l + N' \cdot \text{tg}\phi')] \quad \text{Eq.2.7}$$

$$FS = \frac{\sum (c' \cdot l + N' \cdot \text{tg}\phi')}{\sum (P \cdot \text{sen}\theta)} \quad \text{Eq.2.8}$$

O equilíbrio de forças é feito de acordo com as hipóteses de cada método e quando combinado com a expressão acima permite obter um valor para o fator de segurança.

### 2.3.1.1 Método de Fellenius

O método de Fellenius considera que as forças que atuam nos lados da fatia são paralelas à sua base e realiza o equilíbrio de forças normal à base de cada fatia, ou seja, na direção do raio do círculo que descreve a superfície de ruptura.

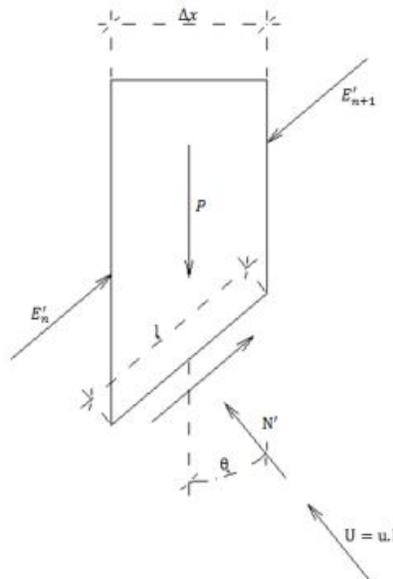


Figura 7 - Fatia genérica do método de Fellenius  
Fonte: Massad (2003).

Assim escreve-se a equação de equilíbrio de forças na direção normal a base de cada fatia.

**Eq.2.9**

$$N' + U = P \cdot \cos\theta$$

Onde:

$U$  é a força resultante devida a poro pressão na base de cada fatia.

$$N' = P \cdot \cos\theta - u \cdot l$$

Onde:

$u$  é a poro pressão na base de cada fatia;

$$N' = P \cdot \cos\theta - \frac{1}{\cos\theta} \cdot u \cdot \Delta x$$

Onde:

$\Delta x$  é a largura de cada fatia.

$$N' = P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta$$

**Eq.2.10**

Substituindo a força normal da **Eq.2.10** na expressão do fator de segurança, **Eq.2.8**, obtêm-se a expressão do fator de segurança quanto à ruptura do talude por este método.

$$FS = \frac{\sum(c' \cdot l + (P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta) \cdot \operatorname{tg}\phi')}{\sum(P \cdot \operatorname{sen}\theta)}$$

**Eq.2.11**

Vale notar que o método de Fellenius desconsidera a pressão de água entre as fatias, o que pode gerar elevados erros quando a ação da água for preponderante para a ruptura. Além disto, como a inclinação da base das fatias varia, percebe-se que os empuxos laterais não podem ser sempre paralelos à base.

### 2.3.1.2 Método de Bishop Simplificado

A simplificação proposta pelo método de Bishop Simplificado consiste em considerar que as forças que atuam nas faces da fatia são horizontais e realizar o equilíbrio de forças na vertical, ou seja, as resultantes de empuxo entre as fatias são horizontais e se anulam.

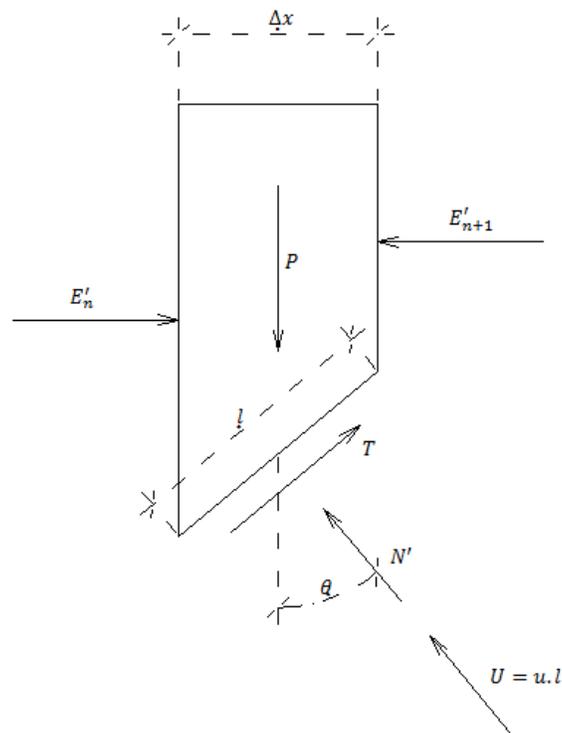


Figura 8 - Fatia genérica do método de Bishop Simplificado  
Fonte: Massad (2003).

Desta forma:

$$N' \cdot \cos\theta + U \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta = P$$

Eq.2.12

Como:

$$T = \frac{1}{FS} \cdot (c' \cdot l + N' \cdot \operatorname{tg}\phi')$$

$$U = u \cdot l = u \cdot \Delta x \cdot \frac{1}{\cos\theta}$$

Substituindo na Eq.2.12.

$$N' \cdot \cos\theta = P - u \cdot \Delta x \cdot \frac{1}{\cos\theta} \cdot \cos\theta - \frac{(c' \cdot l + N' \cdot \operatorname{tg}\phi') \cdot \sin\theta}{FS}$$

$$N' \cdot \cos\theta = P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot l \cdot \sin\theta}{FS} - \frac{N' \cdot \operatorname{tg}\phi' \cdot \sin\theta}{FS}$$

$$N' \cdot \cos\theta + \frac{N' \cdot \operatorname{tg}\phi' \cdot \sin\theta}{FS} = P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \frac{1}{\cos\theta} \cdot \sin\theta}{FS}$$

$$N' \cdot \left( \cos\theta + \frac{\operatorname{tg}\phi' \cdot \sin\theta}{FS} \right) = P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg}\theta}{FS}$$

$$N' = \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg}\theta}{FS}}{\cos\theta + \frac{\operatorname{tg}\phi' \cdot \sin\theta}{FS}}$$

Eq.2.13

Da mesma forma substitui-se a expressão da força normal *Eq.2.13* naquela genérica para o fator de segurança estabelecida a partir do equilíbrio de momentos, *Eq.2.8*, assim:

$$FS = \frac{\sum \left[ c'.l + \left( \frac{P - u.\Delta x - \frac{c'.\Delta x.tg\theta}{FS}}{\cos\theta + \frac{tg\phi'.sen\theta}{FS}} \right) .tg\phi' \right]}{\sum(P.sen\theta)} \quad Eq.2.14$$

A expressão acima não fornece um valor direto para o fator de segurança quanto à ruptura, sendo necessário para a sua determinação um cálculo iterativo. Este é um método mais acurado que o de Fellenius e que tem apresentado bons resultados na prática geotécnica.

### 2.3.1.3 Método de Morgenstern-Price

Fundamentado em observações de campo nas quais, embora tenham sido relatados casos de rupturas rotacionais cujas superfícies fossem circulares, a maioria dos casos conduziu a superfícies que não poderiam ser aproximadas para um arco de círculo. Em outras palavras, ficava evidente neste momento que uma superfície de ruptura potencial circular, por mais bem escolhida que fosse, poderia não representar aquela mais crítica ao problema, evidenciando uma superestimativa dos fatores de segurança obtidos através dos métodos usuais. O método de Morgenstern-Price apresenta uma solução para tornar o sistema de equações de equilíbrio estático determinado, que viabiliza a determinação de um fator de segurança para qualquer superfície potencial de ruptura.

Superfícies de ruptura como as citadas (diferentes das usuais circulares e planas), podem ocorrer segundo os autores do método, N. R. Morgenstern e V. E. Price (1965), quando:

- Houver uma camada de material bem menos resistente na fundação do talude, ou seja, sob o talude, que dite o caminho que a superfície de ruptura seguirá;

- Houver a presença de diferentes camadas intercaladas de diferentes tipos de solo e/ou solo e rocha, cada uma com diferentes parâmetros de resistência fazendo com que a superfície de ruptura potencial varie de direção, inclinação e curvatura a cada camada atravessada;
- Camadas drenantes forem interpostas às de solo (em taludes construídos, como os de barragens) para facilitar a drenagem.

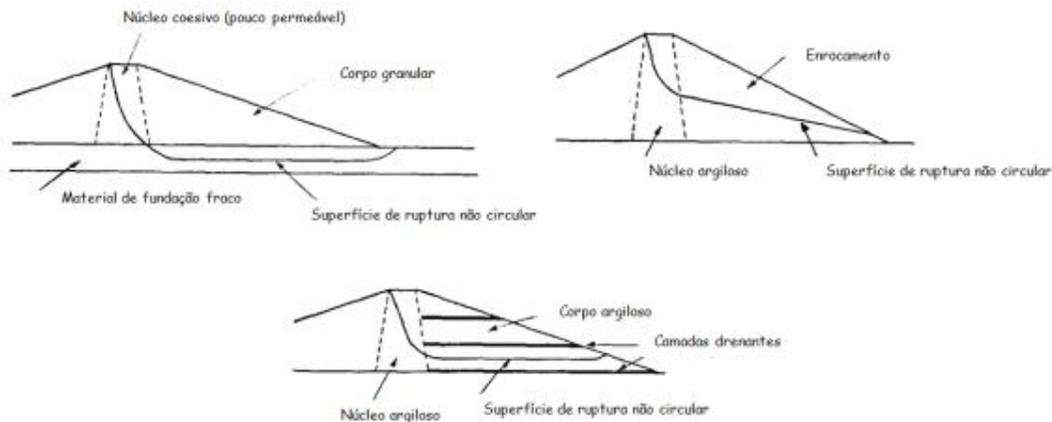


Figura 9 - Algumas condições ilustrativas para a ocorrência de superfícies de ruptura não circulares

Fonte: N. R. Morgenstern e V. E. Price (1965).

Para os casos de maciços rochosos também é evidente que a superfície de ruptura seguirá o caminho menos resistente ao longo das juntas do maciço.

E além destes casos citados encontram-se ainda maciços de solos homogêneos para os quais a superfície potencial de ruptura com o menor fator de segurança não seja circular, observando-se nestes casos desvios menores.

O método propriamente dito é definido a partir do artigo original, N. R. Morgenstern e V. E. Price (1965), da seguinte forma.

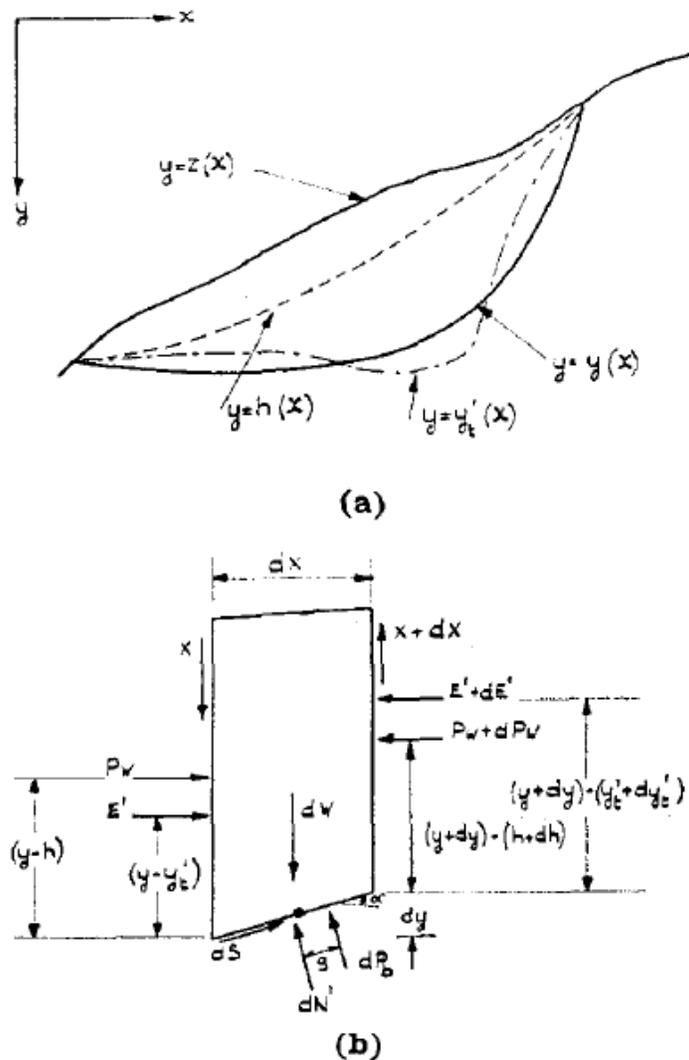


Figura 10 - (a) Possível material de movimentação; (b) Fatia infinitesimal com forças atuantes  
 Fonte: N. R. Morgenstern e V. E. Price (1965).

Considerando-se as seguintes equações:

$y = y(x)$  - equação da superfície de ruptura;

$y = z(x)$  - equação da superfície do talude;

$y = y'_t(x)$  - equação da linha de ação do empuxo horizontal efetivo;

$y = h(x)$  - equação da linha de ação das pressões de água.

Seguindo o sistema de coordenadas indicado na Figura 10, que também apresenta a representação de uma fatia infinitesimal com as forças atuantes sobre ela, a saber:

$E'$  - Empuxo lateral atuante entre fatias em termos de tensões efetivas;

$X$  - Força vertical cisalhante atuante entre fatias;

$dW$  - Peso da fatia infinitesimal;

$P_w$  - Resultante das pressões de água atuantes na face lateral da fatia (entre fatias);

$dP_b$  - Resultante da poro-pressão na base da fatia;

$dN'$  - Pressão efetiva normal à base da fatia;

$dS$  - Força cisalhante atuante na base da fatia;

$\alpha$  - Inclinação da base da fatia com respeito à horizontal.

Fazendo o somatório de momentos com relação ao centro da base da fatia:

$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} E' \cdot \left[ (y - y'_z) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] + P_w \cdot \left[ (y - h) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] \\ - (E' + dE') \cdot \left[ y + dy - y'_z - dy'_z + \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] - X \cdot \frac{dx}{2} - (X + dX) \cdot \frac{dx}{2} \\ - (P_w + dP_w) \cdot \left[ (y + dy) - (h + dh) - \frac{dy}{2} \right] - dP_b \cdot g = 0 \end{aligned} \quad \text{Eq.2.15}$$

Onde:

$g$  é o braço de alavanca da resultante da poro-pressão atuante na base da fatia.

Desenvolvendo a equação e fazendo  $dx \rightarrow 0$ , uma vez que a espessura considerada de cada fatia é infinitesimal:

$$X = \frac{d}{dx} (E' \cdot y'_z) - y \cdot \frac{dE'}{dx} + \frac{d}{dx} (P_w \cdot h) - y \frac{dP_w}{dx} \quad \text{Eq.2.16}$$

Trabalhando, agora, no equilíbrio de forças na direção normal (direção de  $N'$ ):

$$dN' + dP_b = dW \cdot \cos\alpha - dX \cdot \cos\alpha - dE' \cdot \sin\alpha - dP_w \cdot \sin\alpha \quad \text{Eq.2.17}$$

E para concluir o sistema de equações, na direção tangencial à base (direção de

S):

$$dS = dE' \cdot \cos\alpha + dP_w \cdot \cos\alpha - dX \cdot \sin\alpha + dW \sin\alpha \quad \text{Eq.2.18}$$

E assim como feito para os métodos anteriores, utilizando o critério de ruptura de Mohr-Colulomb, podemos definir a força cisalhante na base da fatia como:

$$dS = \frac{1}{FS} \cdot \left[ c' \cdot dx \cdot \frac{1}{\cos\alpha} + (dN') \tan\phi' \right] \quad \text{Eq.2.19}$$

Substituindo  $dS$  como descrito na Eq.2.19 na Eq.2.18.

$$\frac{1}{FS} \cdot \left[ c' \cdot dx \cdot \sec\alpha + (dN') \tan\phi' \right] = dE' \cdot \cos\alpha + dP_w \cdot \cos\alpha - dX \cdot \sin\alpha + dW \sin\alpha \quad \text{Eq.2.20}$$

Associando a Eq.2.17 com a Eq.2.20 para eliminar  $dN'$  e dividindo todos os termos por  $dx \cdot \cos\alpha$  pode-se escrever:

$$\frac{\sigma'}{FS} \cdot \sec^2 \alpha + \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \cdot \left[ \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} + \frac{dE'}{dx} \cdot \text{tg} \alpha + \frac{dP_w}{dx} \cdot \text{tg} \alpha + \frac{dP_b}{dx} \cdot \sec \alpha \right] = \frac{dE'}{dx} + \frac{dP_w}{dx} + \frac{dX}{dx} \cdot \text{tg} \alpha + \frac{dW}{dx} \cdot \text{tg} \alpha \quad \text{Eq.2.21}$$

Utilizando um sistema específico de coordenadas, onde  $\text{tg} \alpha = -\frac{dy}{dx}$ , a Eq.2.21 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{\sigma'}{FS} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \cdot \left\{ \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} + \frac{dE'}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{dP_w}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} - r_u \cdot \frac{dW}{dx} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right\} = \frac{dE'}{dx} + \frac{dP_w}{dx} + \frac{dX}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} - \frac{dW}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} \quad \text{Eq.2.22}$$

Onde:

$r_u$  é a taxa de variação da poro-pressão na base de cada fatia infinitesimal.

E pode-se definir:

$$dP_b = r_u \cdot dW \cdot \sec \alpha \quad \text{Eq.2.23}$$

Assim define-se um sistema de duas equações diferenciais, a saber:

$$\begin{cases} X = \frac{d}{dx} (E' \cdot y' \cdot z) - y \cdot \frac{dE'}{dx} + \frac{d}{dx} (P_w \cdot h) - y \cdot \frac{dP_w}{dx} \\ \frac{dE'}{dx} \cdot \left[ 1 - \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \cdot \frac{dy}{dx} \right] + \frac{dX}{dx} \cdot \left[ \frac{\text{tg} \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right] = \frac{\sigma'}{FS} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dP_w}{dx} \cdot \left[ \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \cdot \frac{dy}{dx} - 1 \right] + \frac{dW}{dx} \cdot \left[ \frac{\text{tg} \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} - r_u \cdot \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right] \cdot \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{Eq.2.16r} \\ \text{Eq.2.24} \end{matrix}$$

A indeterminação se dá pelo fato de  $y'$  ser uma função de  $x'$  e, portanto termos três funções desconhecidas, a saber,  $E'$ ,  $X$  e  $y'$  e apenas duas equações de equilíbrio. Se pudéssemos determinar as tensões atuantes durante a ruptura poderíamos através de um modelo tensão-deformação estabelecer as deformações ao longo do processo de ruptura e assim a indeterminação estaria resolvida, pois se poderiam definir as três funções, entretanto não é tão simples estabelecer as tensões atuantes durante o processo de ruptura, desta forma é necessário estabelecer algumas hipóteses simplificadoras, apresentadas a seguir.

Embora a pressão normal possa ser considerada na análise, este método a exclui das equações de equilíbrio e, portanto assume que as forças internas permanecerão indeterminadas.

Pode-se estabelecer uma relação entre a função que descreve a linha de ação do empuxo horizontal efetivo e àquelas que descrevem a superfície de ruptura e a superfície do talude. Como a que segue:

$$y - y' z = n(y - z) \quad \text{Eq.2.25}$$

Onde:

$n$  é um fator de equivalência dependente das condições de contorno.

Assim a equação de equilíbrio de momentos se torna:

$$X = E \frac{dy}{dx} - n \frac{d}{dx} [E(y - z)] \quad \text{Eq.2.26}$$

Desta forma a *Eq.2.26* combinada com a *Eq.2.24* forma um sistema de equações diferenciais estaticamente determinado, onde  $F$  e  $n$  podem ser estabelecidos utilizando as condições de contorno apropriadas. Nota-se que o fator  $n$  deve ser estabelecido como parte da solução.

Algumas considerações podem, ainda ser feitas acerca da relação entre as funções  $E'$  e  $X$ , assumindo um elemento infinitesimal na interface entre duas fatias.

Para uma geometria e superfície potencial de ruptura específicas as forças internas são determinadas por:

$$E' = \int_z^y \sigma_x'(y) dy \quad \text{Eq.2.27}$$

$$X = \int_z^y \tau_{xy}(y) dy \quad \text{Eq.2.28}$$

Assumindo assim:

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E' \quad \text{Eq.2.29}$$

Se  $f(x)$  for especificado, o problema torna-se estaticamente determinado e,  $\lambda$  e  $F$  podem ser encontrados pela solução das equações diferenciais satisfazendo a apropriadas condições de contorno. A função  $f(x)$  pode, a princípio, assumir qualquer forma, entretanto o comportamento do solo impõe certas condições à escolha desta função, de forma que apenas algumas funções se apresentam como alternativas razoáveis a solução na prática. Estimativas para estas funções podem ser feitas a partir da teoria da elasticidade.

Para introduzir uma simplificação nos cálculos utiliza-se o produto  $\lambda \cdot f(x)$  associado ao empuxo lateral horizontal total ( $E$ ), em detrimento ao efetivo ( $E'$ ) até aqui apresentado. Desta forma;

$$E = E' + P_w \quad \text{Eq.2.30}$$

Onde:

$E$  é o empuxo lateral horizontal total.

Considerando os respectivos pontos de aplicação:

$$E \cdot y_e = E' \cdot y_e' + P_w \cdot h \quad \text{Eq.2.31}$$

Onde:

$y_e$  é a função de  $x$  que descreva a linha de ação do empuxo lateral horizontal total.

Assim em substituição a *Eq.2.29* obtém-se:

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad \text{Eq.2.32}$$

Para investigar a estabilidade de uma massa de solo em um talude e suas propriedades, supõe-se que a superfície potencial de ruptura possa ser dividida em um número finito de fatias com lados verticais de coordenadas  $x_0, x_1, x_2, \dots, x_n$ . Com isso a superfície potencial de ruptura é suposta linear para cada fatia, bem como a interface entre diferentes tipos de solo e diferentes zonas de poro-pressão; também a função  $f(x)$  passa a ser linearmente dependente de  $x$ .

Desta forma:

$$y = Ax + B \quad \text{Eq.2.33}$$

Onde:

$A$  e  $B$  são respectivamente os coeficientes angular e linear da equação que descreve a superfície de ruptura linearizada como definido.

$$\frac{dw}{dx} = px + q$$

Eq.2.34

Onde:

$p$  e  $q$  são respectivamente os coeficientes angular e linear da equação que descreve a variação do peso de cada fatia linearizada como definido.

$$f = kx + m \quad \text{Eq.2.35}$$

Onde:

$k$  e  $m$  são respectivamente os coeficientes angular e linear da equação que aproxima linearmente a função  $f(x)$  como definido.

As *Eq.2.33* e *Eq.2.34* permitem que superfícies de qualquer forma possam ser escolhidas, enquanto a *Eq.2.35* assume que a taxa de variação das forças internas é linear ao longo de um segmento do corpo provável de ruptura, o que não representa uma hipótese restritiva, uma vez que os coeficientes  $k$  e  $m$  podem ser escolhidos de forma

a variar com cada segmento e qualquer distribuição contínua de forças internas pode ser aproximada desta forma.

Assim as equações de equilíbrio *Eq.2.16* e *Eq.2.24* tornam-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{d}{dx}(E \cdot y_z) - y \cdot \frac{dE}{dx} \\ (Kx + L) \cdot \frac{dE}{dx} + K \cdot E = N \cdot x + P \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Eq.2.36} \\ \text{Eq.2.37} \end{array}$$

Onde:

$$K = \lambda k \left( \frac{tg\phi'}{FS} + A \right) \quad \text{Eq.2.38}$$

$$L = \lambda m \left( \frac{tg\phi'}{FS} + A \right) + 1 - A \frac{tg\phi'}{FS} \quad \text{Eq.2.39}$$

$$N = p \left[ \frac{tg\phi'}{FS} + A - r_{\alpha}(1 + A^2) \frac{tg\phi'}{FS} \right] \quad \text{Eq.2.40}$$

$$P = \frac{c'}{FS}(1 + A^2) + q \left[ \frac{tg\phi'}{FS} + A - r_{\alpha}(1 + A^2) \frac{tg\phi'}{FS} \right] \quad \text{Eq.2.41}$$

A *Eq.2.39* pode ser integrada ao longo de cada fatia começando por aquela para a qual  $E = 0$  no início da superfície de ruptura. Se para cada fatia  $x$  é medido a partir do início da fatia a solução deve satisfazer:

$$E = E_r \Rightarrow \text{para } x = 0 \quad \text{Eq.2.42}$$

Onde:

$$E = \frac{1}{L + Kx} \left[ E_r \cdot L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \quad \text{Eq.2.43}$$

O valor de  $E$  no final de uma fatia é determinado e, é idêntico ao valor inicial da fatia subsequente, a exceção da última fatia correspondente ao final da superfície de ruptura, onde a condição de contorno a ser satisfeita é:

$$E = E_{r_2} \Rightarrow \text{para } x = x_{r_2} \quad \text{Eq.2.44}$$

Onde:

$E_{r_2}$  é normalmente nulo.

Satisfazer somente a *Eq.2.43* e as condições de contorno a ela associadas não é suficiente para garantir o equilíbrio, uma vez que a *Eq.2.37* também deve ser satisfeita. Isto pode ser feito determinando  $y_z$  a partir dos valores de  $E$  encontrados pela resolução da *Eq.2.43*. Desta forma satisfazendo a seguinte condição necessária e pela integração da *Eq.2.36*.

$$M = E(y_t - y) = \int_{x_e}^{\infty} \left( X - E \frac{dy}{dx} \right) dx \quad \text{Eq.2.45}$$

Contando que, geralmente,  $M = 0$  quando  $x = x_n$ :

$$M_n = \int_{x_e}^{x_n} \left( X - E \frac{dy}{dx} \right) dx = 0 \quad \text{Eq.2.46}$$

Se a *Eq.2.46* puder ser satisfeita, valores para  $y_t$  podem ser obtidos na *Eq.2.45* de modo a garantir o equilíbrio de momentos em cada fatia.

Desta forma, a fim de obter valores para  $\lambda$  e  $F$  tais que todas as equações sejam satisfeitas, inicia-se um processo iterativo com valores arbitrários para  $\lambda$  e  $F$  que são integrados ao longo das fatias obtendo valores de  $E_n$  e  $M_n$  que em geral, inicialmente não são nulos, então outros valores são escolhidos até que  $E_n$  e  $M_n$  possam ser considerados nulos.

Diante da dimensão dos cálculos iterativos envolvidos utiliza-se, comumente, uma rotina de computador para executá-los, havendo atualmente alguns aplicativos disponíveis no mercado para tanto.

### 3 INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE O PROBLEMA

Trata-se de um escorregamento ocorrido na obra de duplicação e implantação de melhorias na rodovia BR-101 (Rio – Santos), no trecho de 26 quilômetros entre Santa-Cruz (Rio de Janeiro – RJ) e Itacuruçá (Mangaratiba – RJ). A Figura 11 apresenta uma vista global da rodovia, a Figura 12 um detalhe da região do talude, e a Figura 13 vistas panorâmicas do talude pouco tempo após a ruptura e cerca de um ano após a ruptura.

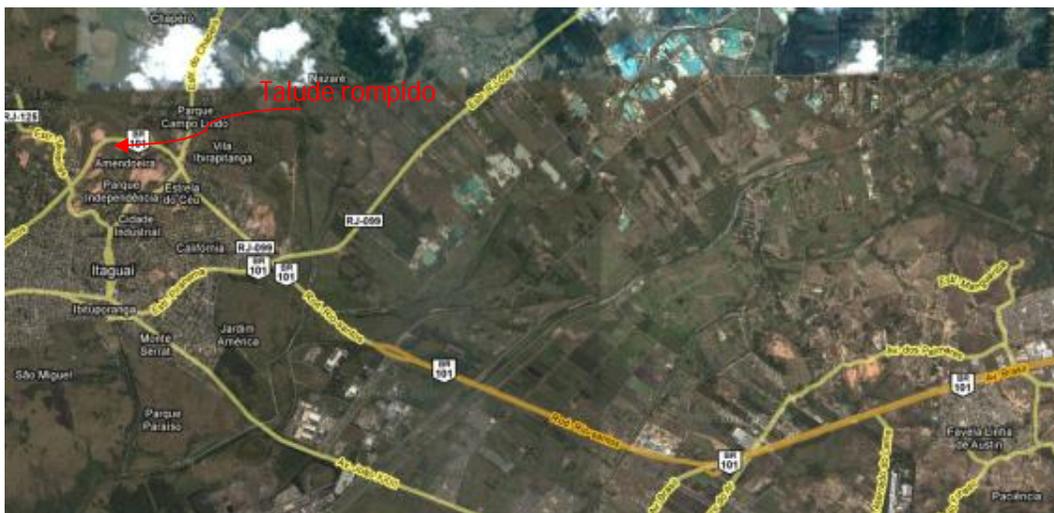


Figura 11 - Vista superior da rodovia BR 101 (Rio Santos)  
Fonte: Googlemaps.com



Figura 12 - Vista superior da região do talude

Fonte: Googlemaps.com

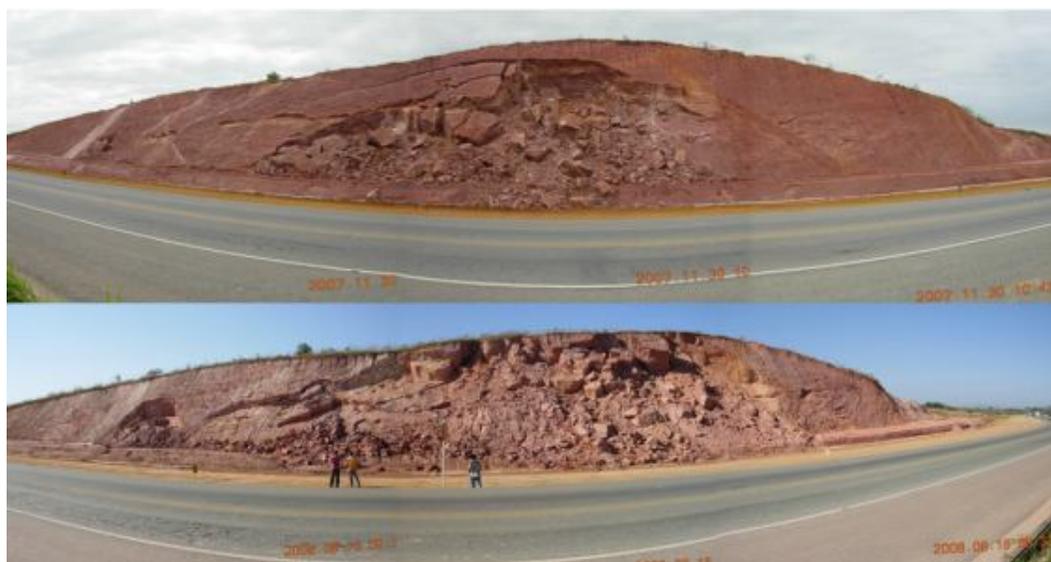


Figura 13 - Vistas panorâmicas do talude rompido, logo após a ruptura e cerca de um ano após a ruptura

O talude foi cortado em uma massa de solo residual jovem de gnaisse, conforme pode ser visto nas Figuras 14 e Figura 15.



Figura 14 - Anisotropia do solo residual jovem



Figura 15 – Estruturas reliquiárias do solo residual

Os solos residuais jovens guardam algumas características da rocha mãe, que devem ser verificadas para execução de um projeto de corte. Dentre estas características podemos citar: a direção dos planos de xistosidade do solo provenientes da rocha, Figura 14; e a existência de solos muito diferentes em regiões próximas devido à possível existência de diques e veios na rocha mãe, Figura 15. Tais fatores podem ser favoráveis ou não ao projeto.

Obras de duplicação implicam no alargamento da plataforma da rodovia, assim, alguns trechos exigirão a ampliação de seus cortes, que é feita através da construção de novos taludes.

No caso em estudo, pouco tempo depois da construção o novo talude apresentou uma ruptura visivelmente planar e ao que parece sem contar com a ação desfavorável de excesso de água, pois segundo relatos não houve chuvas significativas a época da ruptura.

Tendo em vista estas características presume-se que a ruptura do talude tenha ocorrido devido a mudança de sua geometria. Ao cortar uma faixa da superfície do talude a equipe teria interceptado uma superfície aproximadamente plana mais frágil que as demais. Na conformação anterior esta superfície não representava risco, pois não era interceptada em nenhum momento por cortes, mergulhava abaixo da plataforma da rodovia e o trecho consiste em corte pleno, evitando que se processasse uma ruptura global por meio dela. Este mecanismo é apresentado pelo esquema da Figura 16.

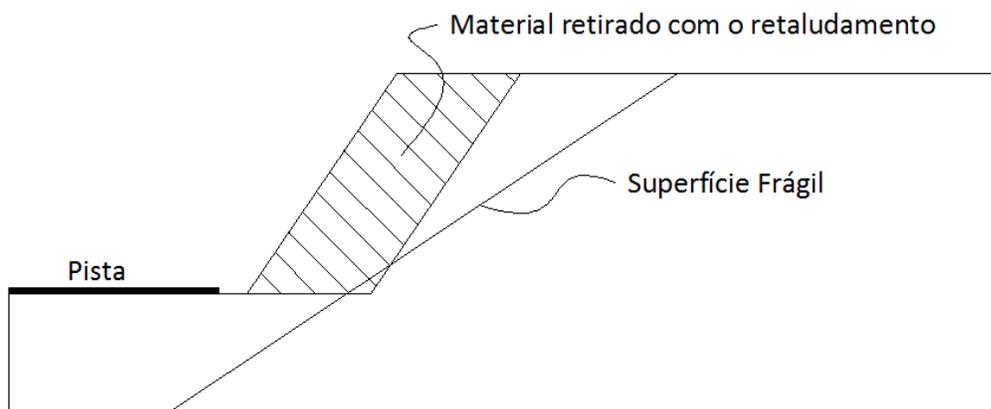


Figura 16 – Esquema da provável da evolução da obra

Observações feitas no local indicaram que esta superfície frágil apresentava umidade maior que a massa geral de solo, bem como um teor maior de argila, conforme comprovado na análise granulométrica.

Para estabelecer a geometria do talude foi realizada a medição da inclinação da superfície de ruptura em campo, e uma série de comparações a referenciais conhecidos, através de fotografias retiradas no local, para as demais medidas. Conforme apresentado a seguir:

### ***Inclinação do talude:***



Figura 17 - inclinação do talude referente a torre de transmissão

$$\alpha_{\text{talude}} = 56^{\circ}$$

### ***Inclinação do plano de ruptura:***

Foram feitas cinco medições com fio de prumo e transferidor, de acordo com a Tabela 1. Nesta Tabela, as designações *à direita* e *à esquerda* referem-se, respectivamente, a pontos de medição à direita e à esquerda de um observador frontal ao talude (Figura 20).

Tabela 1 - Inclinação do plano de ruptura em graus

$\alpha$ plano de ruptura	
À DIREITA	35
	36
	30
MED	33,7
À ESQUERDA	35
	32
	MED
MEDIA TOTAL	33,6

### ***Altura do talude***

A altura do talude foi estimada por meio de fotografias, conforme demonstrado nas Figuras 18 e 19.

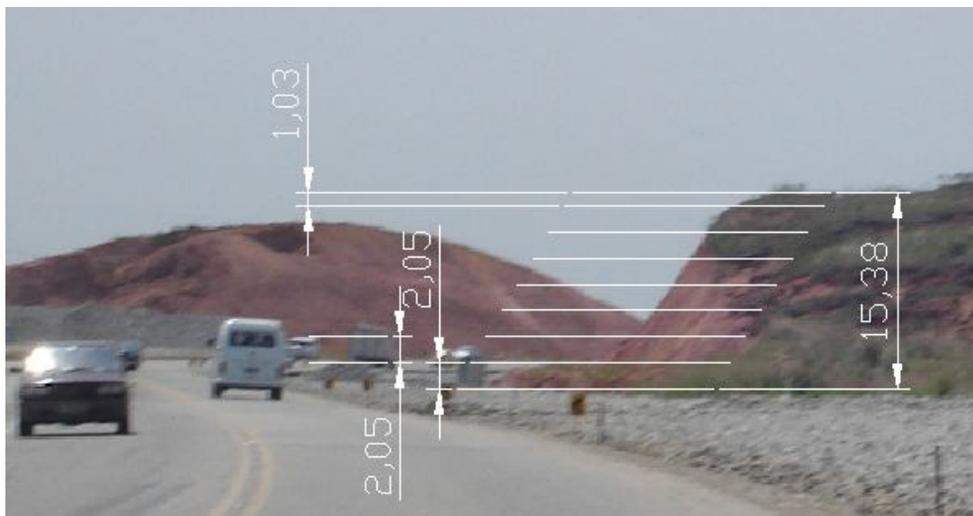


Figura 18 - Estimativa da altura do talude referenciada a altura do veículo

$$h_{\text{KOMBÍ}} = 2,05 \text{ m} \Rightarrow h_{\text{talude}} = 15,38 \text{ m}$$



Figura 19 - Estimativa da altura do talude referenciada a altura de uma pessoa

$$h_{\text{pessoa}} = 1,70 \text{ m} \Rightarrow h_{\text{talude}} = 15,37 \text{ m}$$

$$h_{\text{talude}_{\text{ADOT}}} = 15,40 \text{ m}$$

## 4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para a realização de ensaios de laboratório foram extraídos em campo dois blocos indeformados, e duas amostras de solo deformadas.

Os blocos indeformados destinaram-se ao provimento de corpos de prova para a realização de ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial.

A localização dos pontos onde foram retiradas as amostras é indicada na Figura 20.



Figura 20 - Localização das amostras em campo

O primeiro bloco indeformado foi extraído de uma massa de solo que havia deslizado, mas que se encontrava íntegra para a retirada de amostras. Com este bloco pretendia-se representar o maciço que compõe o talude. Este bloco será chamado de bloco indeformado à esquerda, por ter sido extraído de uma região à esquerda no talude. Figura 20.

O segundo bloco indeformado foi extraído de forma a conter a superfície de ruptura possibilitando a sua análise. Com este bloco pretendia-se obter os parâmetros de

resistência da superfície de ruptura. Este bloco será referido como bloco indeformado à direita, por ter sido extraído de uma região à direita no talude. Figura 20.

Durante a retirada de ambos os blocos indeformados também foram coletadas da mesma região do talude amostras deformadas que serão denominadas de forma análoga às indeformadas como: deformada à esquerda e deformada à direita. Estas amostras deformadas foram destinadas aos ensaios de caracterização.

## 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

### 4.1.1 Considerações gerais

Foi feita a caracterização a partir de ambas as amostras deformadas (à direita e à esquerda) com a finalidade de se determinar a densidade real dos grãos, os limites de Atterberg e a granulometria.

### 4.1.2 Ensaio de caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE e seguiram as recomendações estabelecidas pelas normas específicas da ABNT, a exceção da determinação da densidade real dos grãos para a qual se utilizou a norma ME 093/94 (DNIT), por ser este o procedimento usual adotado no laboratório. Deste modo, as amostras utilizadas foram obtidas e preparadas conforme o prescrito na NBR 6457/86, os limites de Atterberg foram estabelecidos em concordância com as NBR 6459/84 e NBR 7180/84 e finalmente, a granulometria conforme estabelecido na NBR 7181/84.

A tabela 2 apresenta um quadro resumo dos resultados dos ensaios de caracterização enquanto a Figura 21 as suas respectivas curvas granulométricas.

Tabela 2 - Quadro resumo dos resultados da caracterização

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)	Densidade real dos grãos	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação unificada
Deformada à esquerda	6	43	13	26	11	1	2,70	NL	NP	–	SM
Deformada à direita	16	45	22	14	3	0	2,73	NL	NP	–	ML

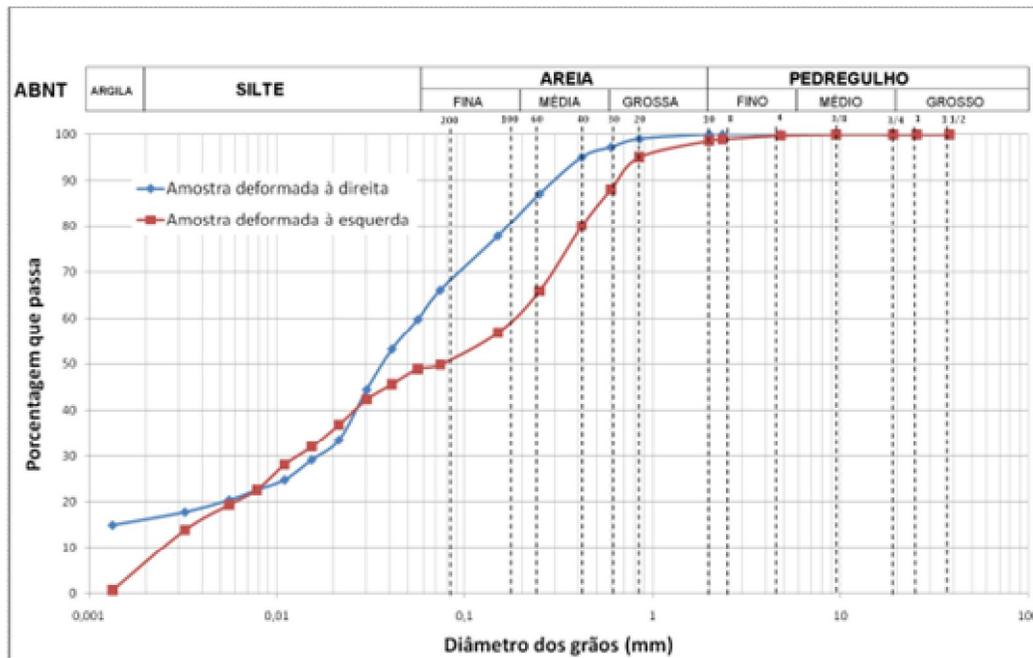


Figura 21 - Curvas granulométricas das amostras deformadas à esquerda e à direita

Tendo em vista os resultados apresentados, observa-se que a amostra coletada próxima a superfície de ruptura (amostra deformada à direita) apresentou maior teor de argila, confirmando as observações de campo.

Ambas as amostras não permitiram a realização dos ensaios de limites de Atterberg e foram classificadas no sistema unificado como: areia siltosa e silte de baixa compressibilidade, respectivamente para, amostra deformada à esquerda e à direita.

## 4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

### 4.2.1 Considerações gerais

Avaliar a resistência ao cisalhamento constitui fator importante em quaisquer obras de engenharia que envolvam diretamente a resistência à ruptura em solos ou rochas, sejam estes como suporte em fundações ou como o próprio material a ser transformado como é o caso de taludes rodoviários.

Basicamente, o ensaio de cisalhamento direto consiste em medir a resistência oferecida por um corpo de prova, quando forçado a cisalhar em um plano definido por meio da ação de uma força crescente, aplicada pelo deslocamento da parte inferior da caixa de cisalhamento do equipamento a uma velocidade constante. Realizando-se alguns ensaios sob diferentes tensões normais podem-se obter os parâmetros de resistência do solo: ângulo de atrito e coesão.

Pela simplicidade e facilidade de acesso ao equipamento, o ensaio de cisalhamento direto é bastante difundido no Brasil. Apesar disso, possui como principais limitações a não uniformidade na distribuição das tensões, a incapacidade de medir a poro-pressões ou de se controlar a drenagem nos corpos de prova.

Neste trabalho foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de  $5\text{ (cm)} \times 5\text{ (cm)} \times 2\text{ (cm)}$  seguindo basicamente o prescrito em Head (1982), dedicando especial atenção a determinação da velocidade do ensaio para se garantir que o seu processamento ocorresse com a amostra drenada. Estes ensaios foram feitos com os corpos de prova à umidade natural e inundados. A embebição dos corpos de prova destinados aos ensaios inundados foi feita por períodos que variaram de 20 a 24 horas antes da fase de cisalhamento. Foram realizados ensaios aplicando  $25\text{ (kPa)}$ ,  $50\text{ (kPa)}$ ,  $100\text{ (kPa)}$  e  $200\text{ (kPa)}$  de tensão normal em ambos os tipos de ensaio.

Inicialmente pretendia-se produzir corpos de prova suficientes para que ao término dos ensaios fosse possível descrever ao menos três envoltórias de resistência, duas que representariam a massa genérica de solo, para umidade natural e para o ensaio inundado; e uma terceira que fosse representativa da superfície de ruptura a umidade natural. Apesar desta intenção inicial, e de se ter extraído em campo um bloco contendo

a superfície de ruptura com este intuito, não foi possível em laboratório obter corpos de prova representativos desta superfície.

#### 4.2.2 Moldagem dos corpos de prova

Foram descartadas faixas de solo de aproximadamente  $1\text{ (cm)}$  de espessura nas superfícies extremas do bloco, visando reduzir as influências externas no material do bloco e permitindo assim a obtenção de corpos de prova representativos do solo do talude.

Tendo em vista a acentuada anisotropia do solo, optou-se por descartar o material da superfície superior do bloco por meio de raspagem até que esta se tornasse aproximadamente paralela aos planos de estratificação do solo, permitindo que a cravação do molde fosse feita de modo aproximadamente ortogonal a estes planos. Desta forma, os parâmetros de resistência obtidos são válidos para a direção paralela ao bandamento do solo.

A seguir foi feita a cravação do molde metálico à pressão da mão até que estivesse firme na superfície do bloco, com o auxílio de uma faca e sempre segurando firmemente o molde, o solo externo a este foi cortado permitindo a continuidade da cravação em avanços sucessivos milimétricos. Este procedimento foi repetido até que o topo do solo no interior do molde ultrapassasse em cerca de  $3\text{ (mm)}$  o molde. Então, utilizando a faca, o solo abaixo do molde foi cortado com movimentos cuidadosos de modo a produzir uma espécie de pirâmide invertida de solo, separando desta forma o molde e o material por ele envolvido do bloco.

Finalmente este solo excedente aos limites do molde foi arrasado no topo e na base constituindo desta forma o corpo de prova no interior do molde. Este processo é mostrado na Figura 22.



Figura 22 - Etapas da moldagem dos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto

No decorrer da moldagem dos corpos de prova, uma parcela do material desagregado pelo processo foi colocada em cápsulas de alumínio. Estas cápsulas haviam sido previamente limpas e pesadas, e o solo nelas depositados destinou-se a determinação da umidade do corpo de prova. Desta forma, foram pesadas após a coleta, levadas à estufa de 105°C a 110°C por cerca de 24 horas e novamente pesadas, no procedimento usual para determinação de umidade.

Como vários corpos de prova foram moldados na mesma ocasião de abertura do bloco, após a moldagem eles foram pesados, embalados em sacos plásticos e armazenados em caixa de isopor guardada no interior da câmara úmida do laboratório.

As tentativas de se obter corpos de prova que contivessem a superfície de ruptura real no plano de cisalhamento falharam, pois apesar dos cuidados que foram tomados, todas as amostras romperam-se durante a moldagem, exceto uma na qual infelizmente a superfície não coincidiu com o plano de cisalhamento.

#### 4.2.3 Descrição do equipamento utilizado

Foi utilizada uma prensa de cisalhamento direto com velocidade de deslocamento controlada, produzida pela ação de um motor elétrico ligado a um sistema de engrenagens e eixo com rosca sem-fim. O sistema de aplicação da tensão normal é manual e funciona por meio da ação da gravidade em pesos adicionados pelo operador ao pendural simples ou composto por braço de alavanca na relação 5:1.

Este equipamento possui caixa de cisalhamento para corpos de prova de  $25 \text{ (cm}^2\text{)}$  de seção ( $5 \text{ (cm)} \times 5 \text{ (cm)}$ ) conforme já citado, e foi produzido pela Indústria e Comércio Ronald Top Ltda. Esta prensa é mostrada na Figura 23.



Figura 23 - Detalhe da prensa de cisalhamento direto

Foram utilizadas duas pedras porosas previamente saturadas acima e abaixo do corpo de prova, com o objetivo de permitir a sua livre drenagem.

#### 4.2.4 Montagem do ensaio

A caixa de cisalhamento é montada obedecendo à seguinte sequência: inicialmente as duas partes são parafusadas e os parafusos de afastamento são posicionados; o fundo, a pedra porosa e a placa metálica ranhurada são colocadas nesta

sequência, cuidando para que as ranhuras fiquem direcionadas ortogonalmente a direção em que irá ocorrer o cisalhamento; sobre a placa ranhurada fica o corpo de prova; e sobre ele nova placa ranhurada e pedra porosa. As placas ranhuradas destinam-se a aumentar o atrito no contato com corpo de prova onde será aplicada a tensão normal.

O corpo de prova é sacado do molde por meio de um soquete de madeira de iguais dimensões. A Figura 24 mostra a sequência das partes componentes da caixa de cisalhamento, enquanto a Figura 25 apresenta o processo em que o corpo de prova é sacado do molde metálico.



Figura 24 - Sequência das partes componentes da caixa de cisalhamento

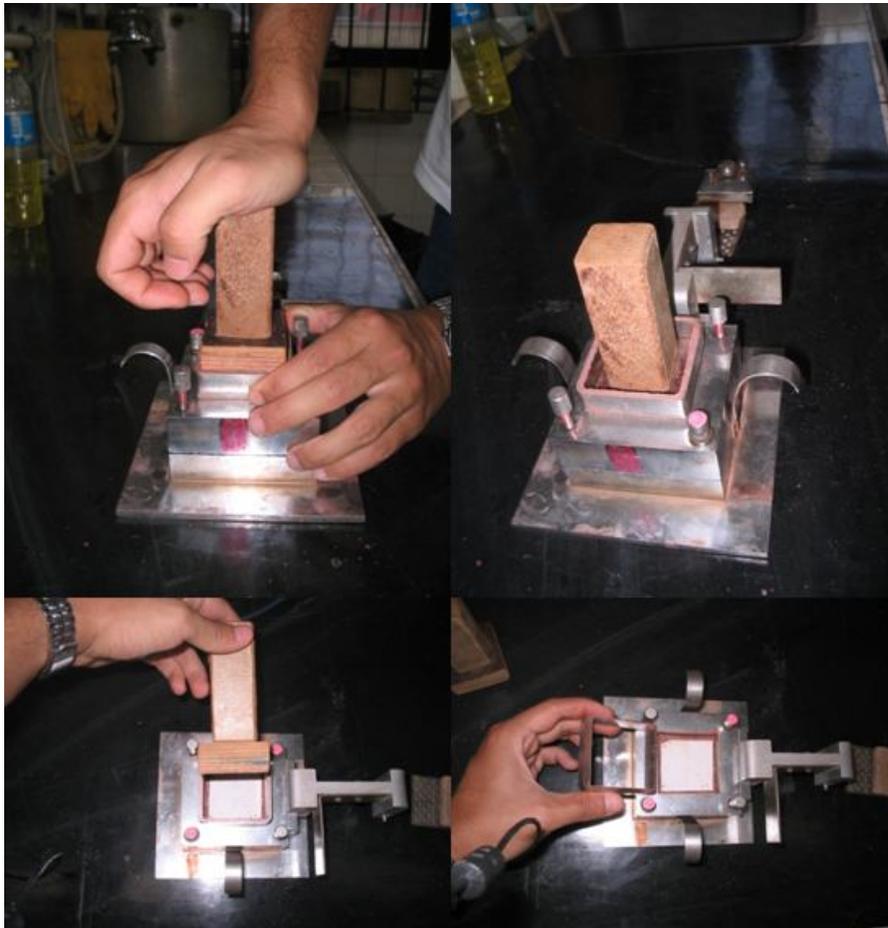


Figura 25 - Sequência da retirada do corpo de prova do molde

#### 4.2.5 Fases de adensamento e cisalhamento dos corpos de prova

As tensões normais de **25 (kPa)**, **50 (kPa)**, **100 (kPa)** e **200 (kPa)** foram aplicadas tanto para os ensaios realizados à umidade natural quanto para aqueles inundados. No caso dos ensaios inundados os corpos de prova permaneceram embebidos por períodos que variaram de 20 a 24 horas com o intuito de promover uma condição próxima da saturação antes do cisalhamento.

A velocidade de deslocamento aplicada a todos os corpos de prova foi estabelecida de modo a ser sempre inferior àquela para a qual o cisalhamento deixaria de ocorrer na condição drenada, ou seja, aconteceria geração de excesso de poro-pressão.

Para cada ensaio foi traçada a curva de adensamento ( $\sqrt{t}$  ( $\sqrt{\text{min}}$ ) x recalque do CP (mm)) correspondente a fase de adensamento do ensaio. Definindo-se para cada um dos ensaios o respectivo valor de  $t_{100}$  (pelo procedimento simplificado para ensaio de cisalhamento direto, Head (1982)).

Com o  $t_{100}$  (tempo decorrido para que um solo ou amostra adense completamente para um dado estado de tensões), obtêm-se o tempo necessário para que a amostra cisalhe pela fórmula empírica:

$$t_f = 12,7 \times t_{100} \text{ (min)} \quad \text{(Gibson e Henkel, 1954; apud Head, 1982).} \quad \text{Eq.4.1}$$

Onde:

$t_{100}$  é o tempo para que uma amostra de solo esteja completamente adensada para um determinado nível de tensões;

$t_f$  é o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento considerando que seja aplicada a máxima velocidade para a qual as premissas do ensaio sejam válidas;

Desta forma, a velocidade máxima que pode ser adotada para os ensaios pode ser expressa pela equação:

$$V_{max} = \frac{dh}{t_f} \quad \text{Eq.4.2}$$

Onde:

$V_{max}$  é a maior velocidade que pode ser aplicada no cisalhamento de um corpo de prova para que a condição drenada possa ser admitida;

$dh$  é o deslocamento relativo horizontal para que a máxima tensão cisalhante seja mobilizada.

Procurou-se então estabelecer uma velocidade que fosse inferior a esta independente da tensão normal aplicada e que também fosse conveniente às leituras, ou seja, uma velocidade de deslocamento que fosse única em todos os ensaios e que facilitasse a leitura dos extensômetros, uma vez que o equipamento utilizado era analógico.

$$V_{adot} = 0,15 \text{ (mm/min)} \quad \text{Eq.4.4}$$

Assim em todos os ensaios ajustaram-se as engrenagens do equipamento para esta velocidade. Retirou-se os parafusos fixadores e com auxílio dos parafusos

afastadores promoveu-se uma pequena separação entre as duas partes da caixa de cisalhamento para permitir o livre deslocamento.

Foram realizadas leituras iniciais em todos os extensômetros. Procurou-se cisalhar os corpos de prova a 10 mm de deslocamento horizontal ou até que ficasse evidente a estabilização da resistência ao cisalhamento.

Após a fase de cisalhamento os corpos de prova rompidos foram colocados em cápsulas de alumínio e levados à estufa para a determinação da umidade final.

As tensões as quais os corpos de prova foram submetidos durante os ensaios foram calculadas corrigindo-se a área do corpo de prova em função do deslocamento horizontal.

A Figura 26 apresenta um corpo de prova rompido no ensaio de cisalhamento direto.



Figura 26 - Corpo de prova após ensaio de cisalhamento direto

#### 4.2.6 Resultados

São apresentados os gráficos que relacionam a tensão cisalhante com o deslocamento horizontal, o deslocamento vertical com o deslocamento horizontal e a tensão cisalhante com a tensão normal, e neste a envoltória de resistência para valores de resistência de pico e residuais. E uma tabela que relaciona os índices vazios e grau de saturação dos corpos de prova ensaiados.

Todos os ensaios foram realizados com corpos de prova extraídos da amostra (bloco) à esquerda. As envoltórias de resistência de pico foram feitas com ajuste linear, enquanto para as envoltórias de resistência pós-pico foram feitos ajustes linear e polinomial de segundo grau.

Não foi possível moldar corpos de prova contendo a superfície de ruptura observada em campo, com amostras retiradas do bloco à direita. Infelizmente, apesar de todos os esforços e cuidados, todas as amostras partiram-se durante a moldagem.

Desta forma para os ensaios realizados à umidade natural:

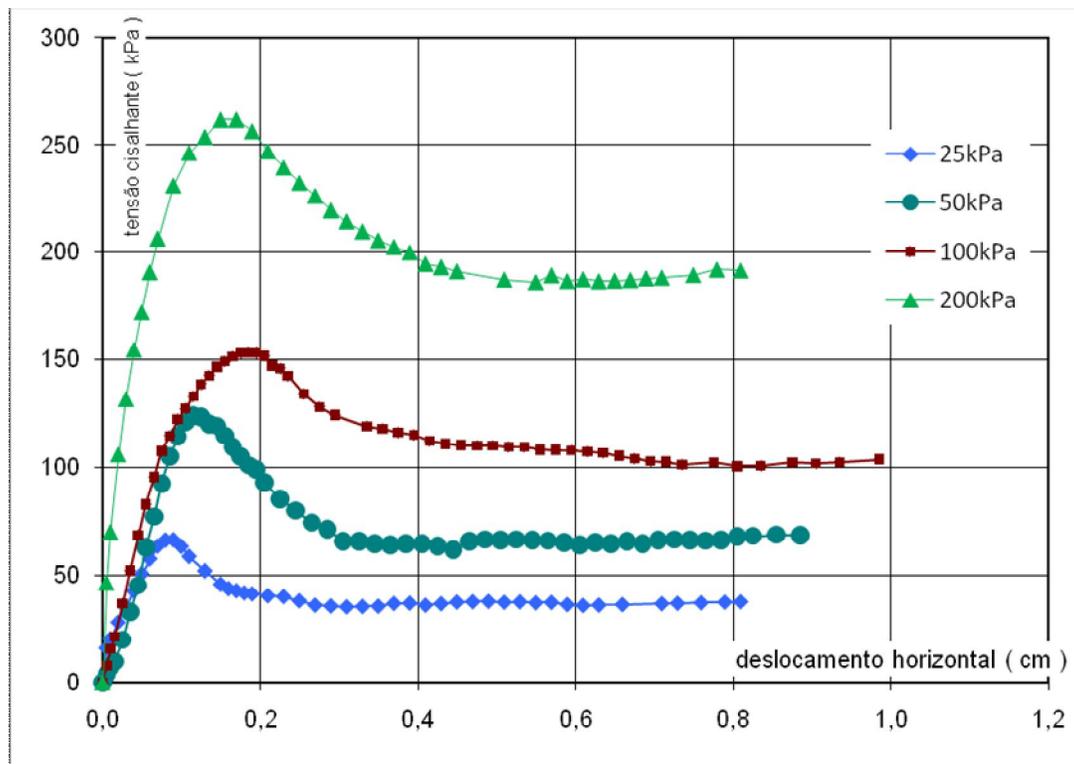


Figura 27 - Tensão cisalhante (kPa) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado à umidade natural, bloco à esquerda

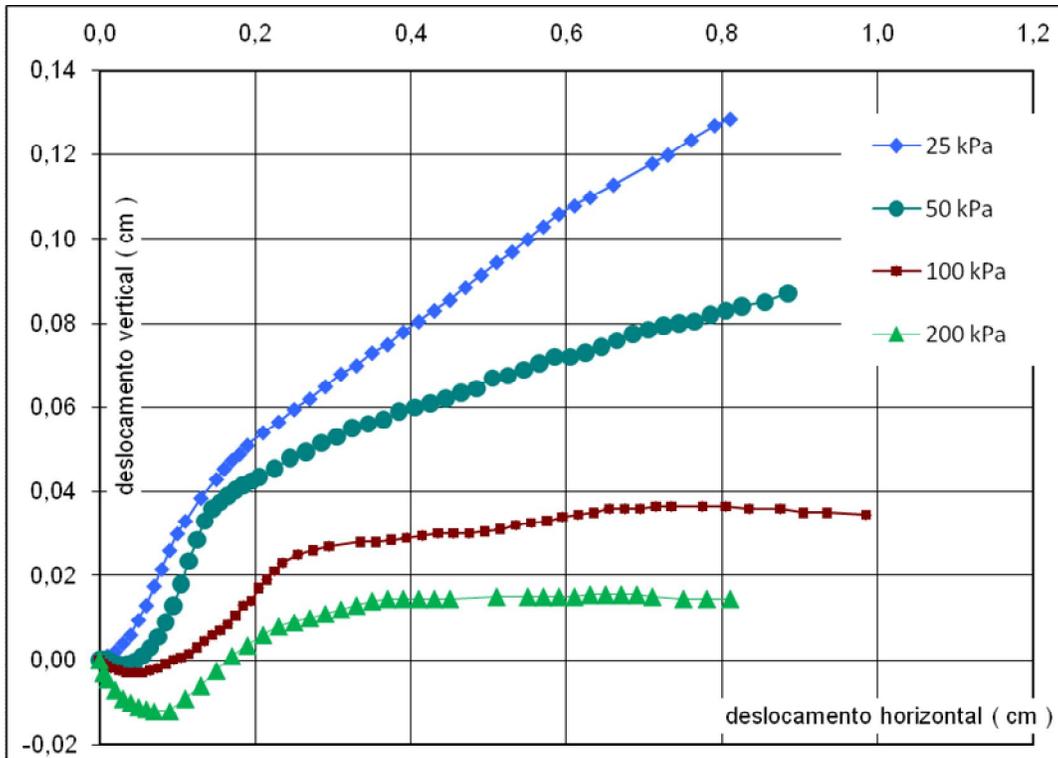


Figura 28 - Deslocamento vertical (cm) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado à umidade natural, bloco à esquerda

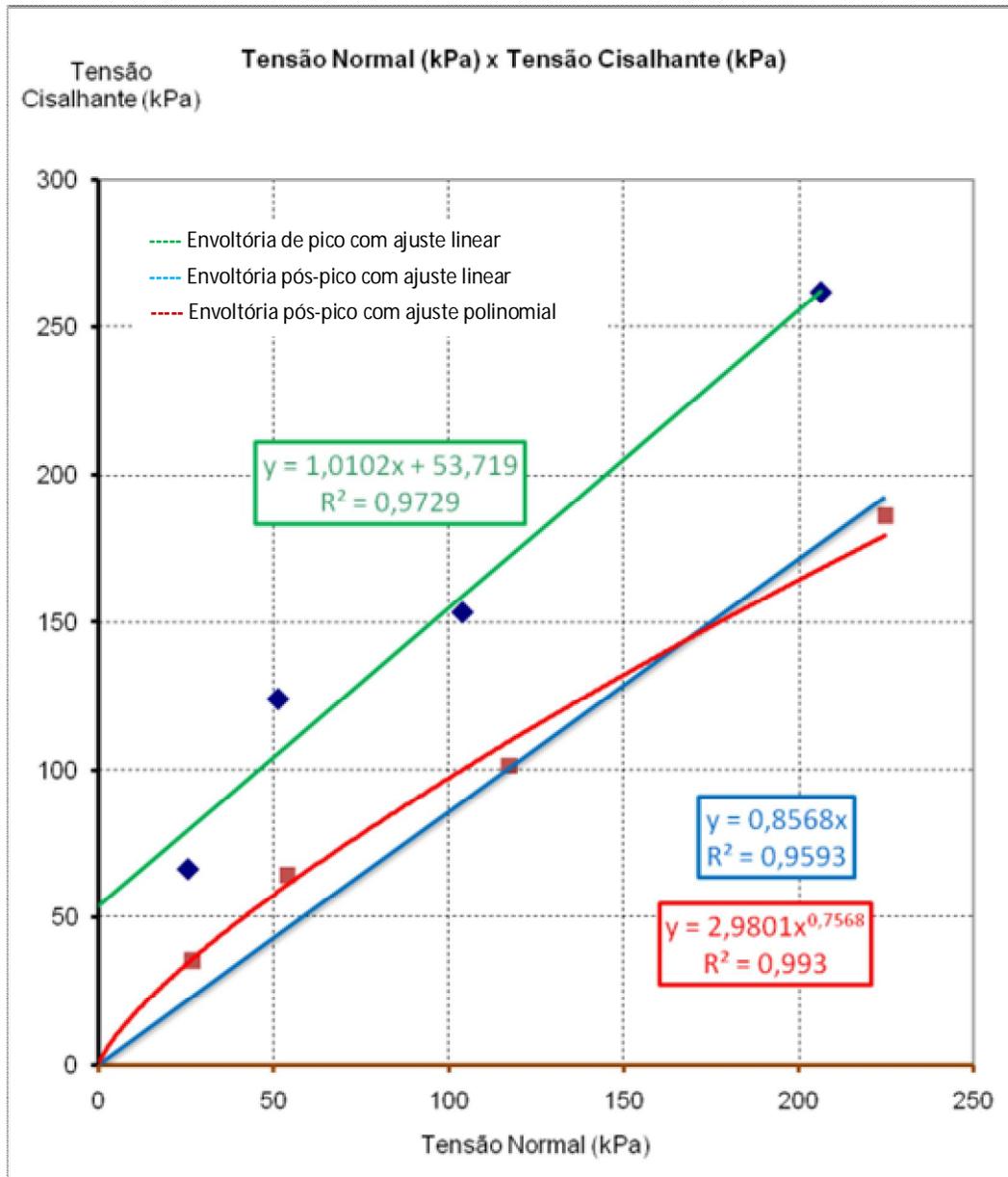


Figura 29 - Envoltórias de resistência para ensaio realizado à umidade natural, bloco à esquerda

Com isso, a solo em sua umidade natural apresentou:

$$\phi'_{pico} \cong 45,3^\circ$$

$$c'_{pico} \cong 53,7 \text{ (kPa)}$$

$$\phi'_{vol.constant} \cong 40,6^\circ$$

Os ensaios realizados com os corpos de prova inundados apresentaram os seguintes gráficos:

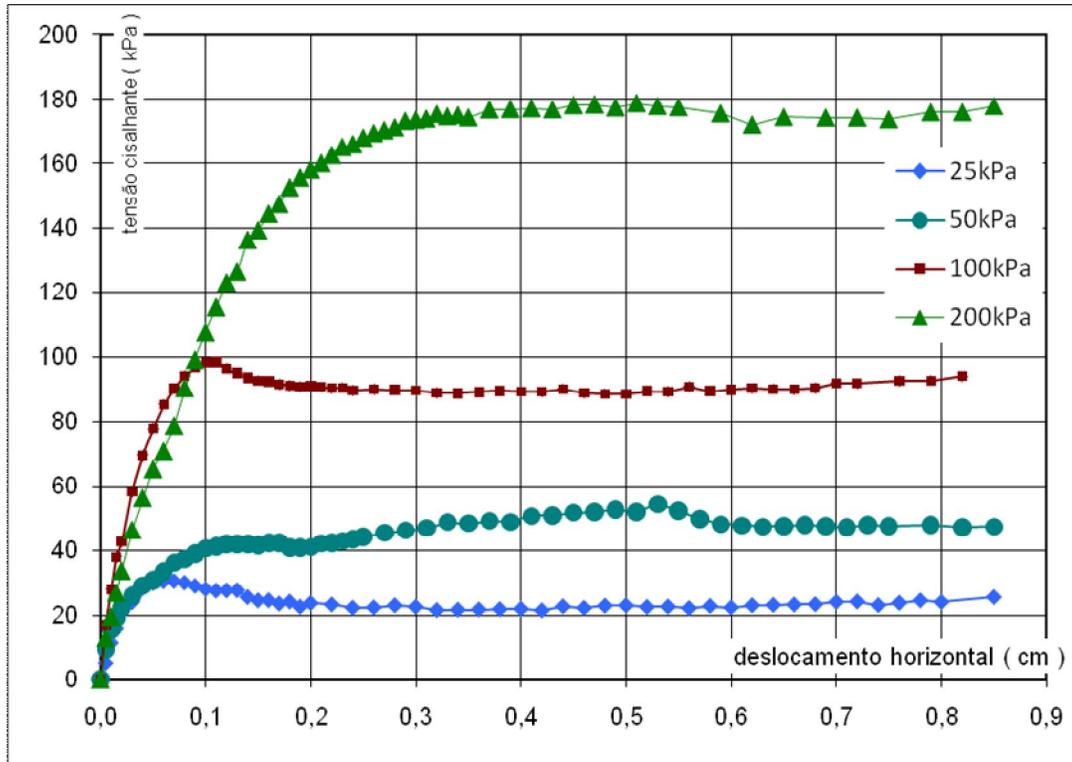


Figura 30 - Tensão cisalhante (kPa) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado com corpo de prova inundado, bloco à esquerda

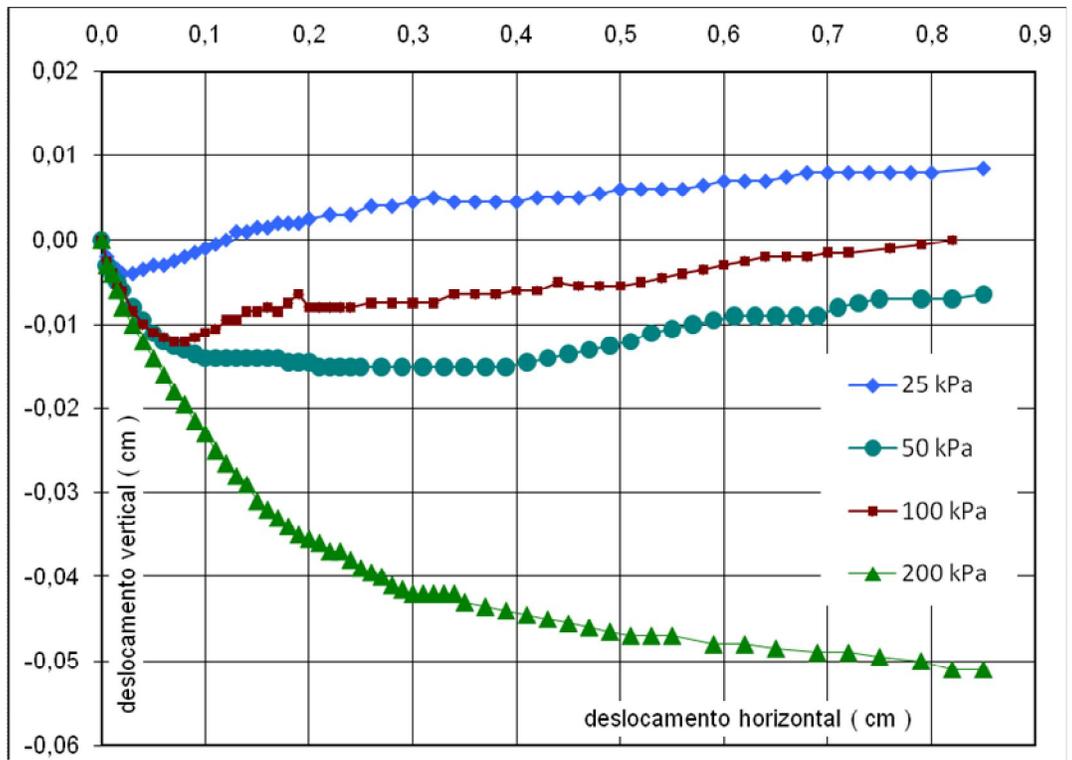


Figura 31 - Deslocamento vertical (cm) x Deslocamento horizontal (cm), ensaio realizado com corpo de prova inundado, bloco à esquerda

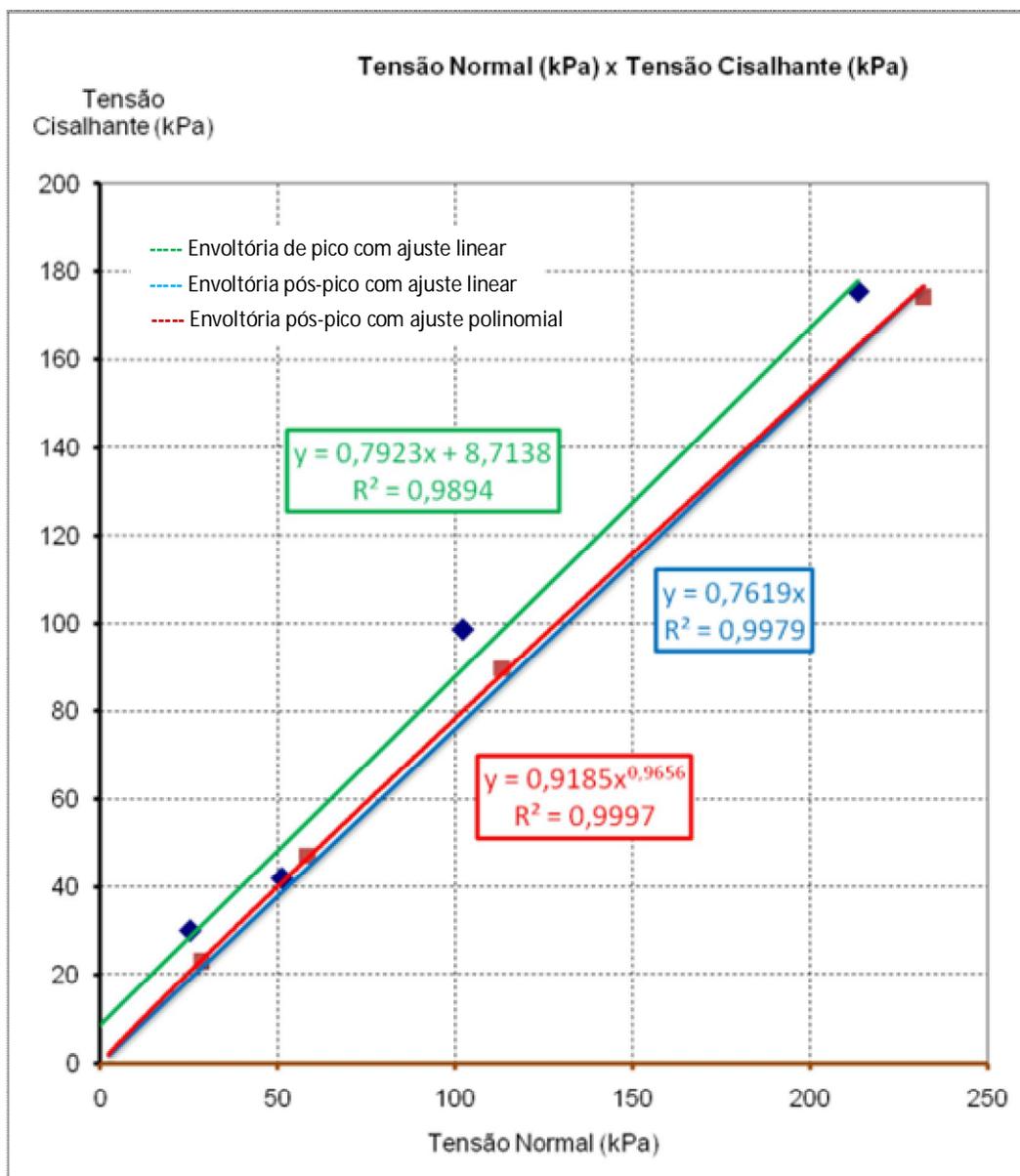


Figura 32 - Envoltórias de resistência para ensaio realizado com corpo de prova inundado, bloco à esquerda

Desta forma o solo quando inundado apresentou os seguintes parâmetros de resistência:

$$\phi'_{pico} \cong 38,4^\circ$$

$$c'_{pico} \cong 8,7 \text{ (kPa)}$$

$$\phi'_{volconstante} \cong 37,3^\circ$$

Os parâmetros de resistência obtidos em ambos os ensaios são novamente apresentados na Tabela 3

Tabela 3 - Quadro resumo dos parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto

		<i>Umidade natural</i>	<i>Inundado</i>
<b>Ângulo de atrito (graus)</b>	<b>Pico</b>	45,3	38,4
	<b>Vol. Constante</b>	40,6	37,3
<b>Coesão (kPa)</b>	<b>Pico</b>	53,7	8,7
	<b>Vol. Constante</b>	0	0

Tabela 4 – Valores dos índices físicos dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto

Condição	$\sigma_n$ (kPa)	$e_o$	$S_o$ (%)	$w_i$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_f$	$S_f$ (%)	$w_f$ (%)
Umidade natural	25,0	0,73	40	10,93	15,29	16,96	0,94	33	11,60
	50,0	0,69	39	10,20	15,72	17,32	0,76	39	11,18
	100,0	0,80	34	10,11	14,74	16,23	0,91	33	11,27
	200,0	0,64	43	10,42	16,19	17,88	0,65	-	-
Inundado	25,0	0,58	49	10,51	16,77	18,53	0,65	>100	28,99
	50,0	0,56	50	10,64	16,99	18,79	0,65	>100	32,94
	100,0	0,70	42	11,22	15,57	17,32	0,78	>100	32,71
	200,0	0,71	41	10,81	15,54	17,22	0,76	>100	33,61

O grau de saturação obtido para as amostras inundadas, após o cisalhamento foi maior que 100% e está indicado em itálico na Tabela 4. Este erro deve-se, provavelmente, à presença de água nas faces do corpo de prova, logo após o ensaio. Este peso adicional de água está fora dos vazios do solo, mas contribuiu para o peso de água considerado nos cálculos.

#### 4.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

##### 4.3.1 Considerações gerais

Ainda no intuito de estabelecer parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram realizados ensaios de compressão triaxial. Este ensaio provê melhor controle sobre as tensões atuantes ao longo nos corpos de prova, não induz um plano de ruptura específico e permite controle sobre as condições adensamento, saturação e drenagem.

Em virtude da dificuldade de medir a resistência ao longo do plano de ruptura do maciço de terra utilizando-se ensaios de cisalhamento direto, conforme citado

anteriormente, decidiu-se realizar ensaios triaxiais, para observar o comportamento do solo quando o plano de ruptura não é imposto pela máquina

Apesar disso, o ensaio é mais demorado e caro que o de cisalhamento direto, pois tem um processo de moldagem mais trabalhoso e exige cuidados com a saturação e adensamento até o seu cisalhamento.

Os ensaios de compressão triaxiais compreendem basicamente três fases: saturação, adensamento e cisalhamento. A forma como cada uma destas fases é realizada diferencia os tipos de ensaios de compressão triaxial, os principais tipos são:

- Ensaio adensado isotrópico drenado, quando é permitida a drenagem em todas as etapas do ensaio. Desta forma, em todas as fases o excesso de poro-pressão é praticamente nulo. A variação de volume pode ser medida pela quantidade de água que entra ou sai do corpo de prova com auxílio de buretas. Este tipo de ensaio é chamado CID, sigla em inglês para *Consolidated Isotropic Drained*, mas também pode ser referido como ensaio lento ou S (*Slow*), por ter que ser realizado a uma velocidade que impeça a geração de excessos de poro-pressão. Portanto, o tempo total do ensaio depende da permeabilidade do corpo de prova;
- Ensaio adensado isotrópico não-drenado, quando é permitida a drenagem na fase de adensamento, mas na de cisalhamento não. Com isso é permitido ao corpo de prova o adensamento para os níveis de tensão de interesse, mas durante o cisalhamento surgem excessos de poro-pressão no interior do corpo de prova que são devidamente medidas de modo a possibilitar, pela aplicação do princípio das tensões efetivas, o estabelecimento das tensões efetivas atuantes no corpo de prova. Neste ensaio, durante a fase de cisalhamento não há variação de volume. Este ensaio é chamado CIU, sigla em inglês para “*Consolidated Isotropic Undrained*” podendo ainda ser referido como ensaio pré-adensado rápido ou R.
- Ensaio não-adensado e não-drenado, quando em nenhum momento após uma possível saturação é permitida a saída ou entrada de água do corpo de prova. Neste ensaio não há variação de volume em nenhuma fase e a umidade é mantida constante ao longo do ensaio. Este ensaio é chamado UU, sigla em inglês para “*Unconsolidated Undrained*”, podendo ainda ser referido como ensaio rápido ou Q (*quick*).

Para este trabalho foram realizados cinco ensaios de compressão triaxial adensado isotrópico não-drenado (CIU). Com tensões confinantes de **25 (kPa)**, **50 (kPa)**, **100 (kPa)**, **200 (kPa)** e por não se ter obtido um resultado confiável em

virtude de uma falha no meio da fase de cisalhamento no ensaio com tensão confinante de 200 (kPa), foi feita uma repetição.

Os ensaios foram realizados conforme prescrito em Head (1982). Para todos os ensaios foi realizada a saturação do corpo de prova por contra pressão antes da fase de adensamento.

#### 4.3.2 Descrição dos equipamentos utilizados

Foram utilizadas duas prensas eletromecânicas com velocidade de deslocamento controlada e capacidade de carga de até uma tonelada, com células triaxiais usuais fabricadas pela Indústria e Comércio Ronald Top LTDA.

Foram utilizados transdutores de pressão marca *Wykeham Farrance* e extensômetros marca *Mitutoyo*.

As membranas de látex foram previamente testadas para cada ensaio quanto a furos.

O papel filtro utilizado tanto para facilitar a drenagem radial quanto de base e topo foi *Whatman 54*.

As fases de saturação e adensamento foram executadas com medições analógicas manuais com auxílio de um “*strain indicator*” tipo *Vishay* e uma associação de buretas que permitiu medições de volume de modo ilimitado (buretas sem fim).

A aquisição de dados na fase de cisalhamento foi feita através de transdutores de carga associados a um computador dotado de aplicativo de aquisição de dados desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

A Figura 33 apresenta as prensas e o equipamento de aquisição durante dois dos ensaios.



Figura 33 - Prensas eletromecânicas utilizadas no ensaio de compressão triaxial e computador com aplicativo de aquisição

#### 4.3.3 Moldagem dos corpos de prova

Pela evidente anisotropia apresentada pelo solo em estudo o plano mais susceptível à ruptura deveria coincidir com um dos planos de bandamento do solo. Para que a situação mais favorável a ruptura pudesse ser simulada no ensaio de compressão triaxial os planos de estratificação do solo deveriam fazer um ângulo  $\vartheta$  com o plano horizontal, onde:

$$\vartheta \cong 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad \text{Eq.4.5}$$

Para o estabelecimento do ângulo  $\vartheta$  utilizou-se o valor de  $\phi'$  obtido no ensaio de cisalhamento direto inundado (valor de pico). Desta forma:

$$\vartheta \cong 45^\circ + \frac{38,4^\circ}{2} = 64,2^\circ \quad \text{Eq.4.6}$$

Desta forma todos os corpos de prova foram moldados buscando-se o ângulo  $\theta$  como estabelecido na *Eq.4.6*. A Figura 34 apresenta um pequeno bloco de solo (início da moldagem do corpo de prova) com uma medição comparativa deste ângulo, onde a linha verde indica o ângulo  $\theta$  e a linha azul um plano do bandamento.

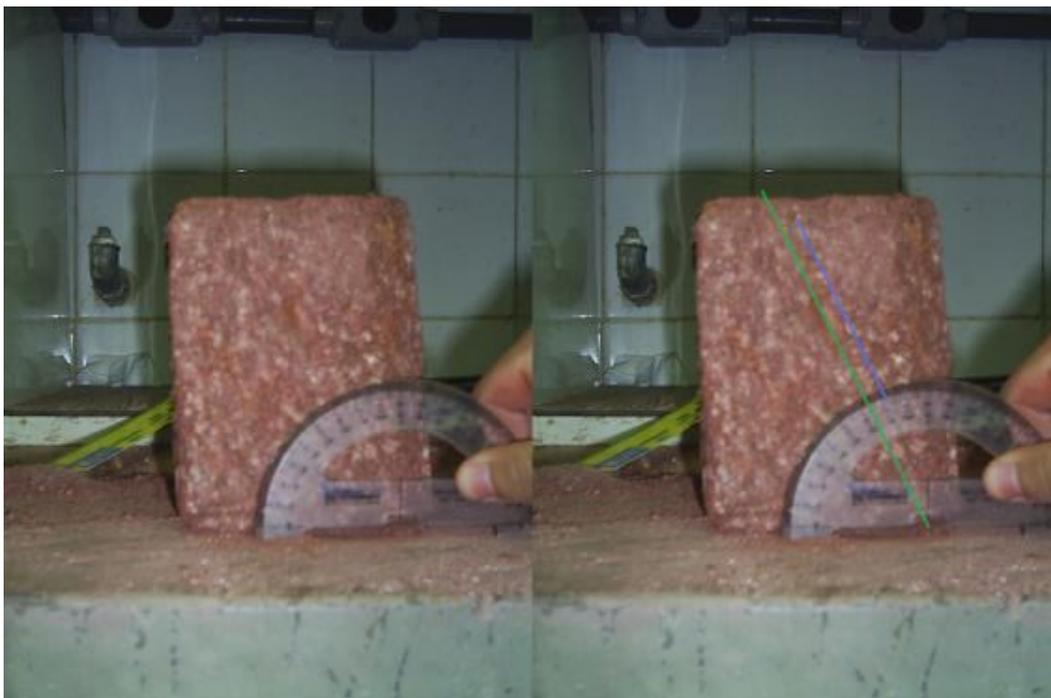


Figura 34 - Início do processo de moldagem do corpo de prova e medição do ângulo dos planos de bandamento com a horizontal

Respeitando-se a limitação imposta pelos planos de estratificação foram extraídos com auxílio de uma faca, paralelepípedos dos blocos indeformados, com aproximadamente 7 cm x 7 cm x 14 cm, para a partir destes moldar os corpos de prova.

Com auxílio de uma faca bem afiada, nivelou-se o topo e a base do paralelepípedo de solo, desbastou-se cuidadosamente de modo preliminar as laterais e arestas com o intuito de reduzir o volume de material desnecessário ao ensaio. A Figura 34 apresenta um paralelepípedo nivelado, e a Figura 35 um pequeno bloco após os desbastes preliminares.



Figura 35 - Desbastes preliminares, início da moldagem do corpo de prova do ensaio de compressão triaxial

Utilizando um torno manual e facas o pequeno bloco é desbastado até que se tenha produzido um cilindro de aproximadamente 5 cm de diâmetro. A Figura 36 apresenta o processo de desbaste e moldagem do corpo de prova no torno.



Figura 36 - Processo de desbaste e moldagem do corpo de prova para o ensaio triaxial

O corpo de prova desta forma moldado é levado a um berço metálico para que a sua base e topo sejam arrasadas, fazendo um nivelamento mais apurado e o aproximando da proporção de 2:1, altura:diâmetro, que é recomendada para ensaios triaxiais. A Figura 37 mostra o nivelamento da base e topo do corpo de prova.



Figura 37 - Nivelamento refinado do topo e da base do corpo de prova do ensaio triaxial

Ao término do processo de moldagem obtiveram-se corpos de prova com aproximadamente **10 cm** de altura e **5 cm** de diâmetro, com topo e base nivelados e aproximadamente paralelos, e cujos planos de estratificação faziam aproximadamente **64,2°** com a horizontal.

Parte do material desagregado durante o processo de moldagem foi destinado à determinação da umidade inicial do corpo de prova, em procedimento idêntico ao descrito para o ensaio de cisalhamento direto.

Após a moldagem os corpos de prova foram pesados em uma balança e medidos com a utilização de um paquímetro em ao menos cinco diâmetros e duas alturas, sendo adotada a média aritmética.

Por fim os corpos de prova foram embalados em sacos plásticos identificados, e guardados devidamente acomodados em uma embalagem de isopor armazenada na câmara úmida do laboratório até a sua utilização. O tempo entre a moldagem e o ensaio não ultrapassou uma semana para nenhum dos corpos de prova.

#### 4.3.4 Montagem do ensaio

Antes de iniciar a montagem do ensaio procedeu-se uma detalhada limpeza da célula triaxial, cuidando-se para que não houvesse obstrução alguma às torneiras de base e testando o seu livre fluxo.

Também foram selecionados os transdutores de pressão dentre aqueles devidamente calibrados.

As pedras porosas utilizadas também foram saturadas previamente a montagem do ensaio.

Com as torneiras de base saturadas e os transdutores instalados colocou-se sobre o pedestal, nesta sequencia: a pedra porosa, o papel filtro de base, o corpo de prova, o papel filtro de topo o “*top cap*” e o papel filtro radial envolvendo o corpo de prova. A Figura 38 mostra esta sequencia.



Figura 38 - Sequencia de montagem do ensaio triaxial, colocação do CP no pedestal

Utilizando um encamisador colocou-se uma membrana de látex envolta do corpo de prova para isolá-lo do restante da célula. No intuito de evitar a entrada de água pela base ou topo, colocaram-se elásticos também de látex em ambos os bordos, tomando-se o devido cuidado para que estes não atingissem os corpos de prova. A figura 39 apresenta estas duas etapas da montagem.



Figura 39 - Sequencia de montagem do ensaio triaxial: encamisamento do CP

Depois o corpo da célula triaxial foi colocado, com especial atenção ao encaixe do pistão ao “*top cap*”, as presilhas de fixação foram atarraxadas e a célula foi cheia de água por uma das torneiras de base. Por último a câmara de óleo que permite a lubrificação do pistão ao longo do ensaio foi cheia. A Figura 40 apresenta esta fase da montagem.



Figura 40 - Sequencia de montagem do ensaio triaxial, preparação da célula

A célula triaxial foi então levada a uma bancada próxima a prensa para a execução das fases do ensaio.

#### 4.3.5 Fases do ensaio – Saturação

Em todos os corpos de prova foi feita a saturação por contra pressão em estágios até que se pudesse considerá-lo saturado pela aferição do parâmetro B que deveria ser maior ou igual a 0,96.

Com todas as torneiras fechadas foi ajustado o instrumento de leitura a zero (pressão atmosférica).

Ajustando as alturas e combinações de potes de água e lâmina de mercúrio (potes de mercúrio), um para a pressão confinante e outro para a contra pressão, aplicou-se ambas simultaneamente ao corpo de prova. Ao observar que não há mais variação de volume significativa, ou seja, que o nível indicado na bureta estabilizou foi medido o parâmetro B.

O processo foi repetido para tensões cada vez maiores até que o corpo de prova pudesse ser considerado saturado.

#### 4.3.6 Fases do ensaio – Adensamento

Para iniciar a fase de adensamento ajustou-se os potes de mercúrio e sua altura de modo a prover a tensão de adensamento desejada com as torneiras fechadas.

Então abrindo a torneira externa ao corpo de prova impôs-se a pressão confinante de adensamento, mas o adensamento apenas se iniciou quando a torneira interna, na base do pedestal, foi aberta. Neste momento, com o início do adensamento disparou-se um cronômetro a fim de permitir leituras de volume em intervalos padronizados.

A fase de adensamento foi concluída quando não houve mais variação significativa de volume.

#### 4.3.7 Fases do ensaio – Cisalhamento

O deslocamento da prensa foi feita a uma velocidade que permitiu a equalização das pressões neutras ao longo do ensaio.

Após o ajuste da prensa para a velocidade definida a célula triaxial foi colocada na prensa com cuidado no ajuste entre a prensa e o pistão por meio de uma esfera metálica.

A torneira interna ao corpo de prova foi fechada e os transdutores eletrônicos ligados ao equipamento de aquisição de dados.

Foi feito o ajuste do equipamento de aquisição de dados com a leitura inicial (leitura zero). A prensa foi acionada e o deslocamento iniciado.

Ao término do ensaio o aparato foi desmontado e limpo enquanto o corpo de prova foi levado à estufa para determinação da umidade final.

A Figura 41 apresenta dois corpos de prova rompidos, onde pode-se observar a inclinação da superfície mais fraca. Percebe-se que a inclinação da superfície de ruptura é de aproximadamente  $65^\circ$ , em concordância com o previsto pela **Eq.4.6**. A Figura 42 mostra corpos de prova na estufa.



Figura 41 - Corpos de prova rompidos



Figura 42 - Corpos de prova rompidos na estufa

#### 4.3.8 Resultados

Cabe ressaltar que durante a realização do primeiro ensaio com tensão confinante de **200 (kPa)** houve um vazamento e a pressão confinante foi reduzida indevidamente. Apesar disso a tendência inicialmente apresentada e uma situação próxima do pico como apresentada parecem coerentes.

Todos os ensaios foram realizados com material proveniente dos dois blocos indeformados com dimensões aproximadas de 30 cm x 30 cm x 30 cm que também proveram corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto. A Tabela 5 apresenta o posicionamento, em relação à superfície de ruptura, de onde cada um dos corpos de prova foi extraído.

Tabela 5 - Localização de cada corpo de prova

<i>Corpo de prova</i>	<i>Tensão confinante aplicada</i>	<i>Localização</i>
CP1	50 (kPa)	Material extraído abaixo da superfície de ruptura no bloco à <b>direita</b> .
CP2	100 (kPa)	Material extraído acima da superfície de ruptura no bloco à <b>esquerda</b> .
CP3 (rep)	200 (kPa)	Material extraído acima da superfície de ruptura no bloco à <b>esquerda</b> .
CP4	25 (kPa)	Material extraído acima da superfície de ruptura no bloco à <b>direita</b> .
CP5	200 (kPa)	Material extraído acima da superfície de ruptura no bloco à <b>direita</b> .

Não houve perdas de corpos de prova durante a moldagem e utilizou-se o material dos blocos com máximo aproveitamento, ainda assim só puderam ser moldados cinco corpos de prova. Pode-se observar ainda, que os dois ensaios realizados com pressão confinante de **200 (kPa)** utilizaram corpos de prova moldados a partir de blocos diferentes.

A Figura 43 apresenta um gráfico que relaciona a tensão desviadora e a deformação axial específica.

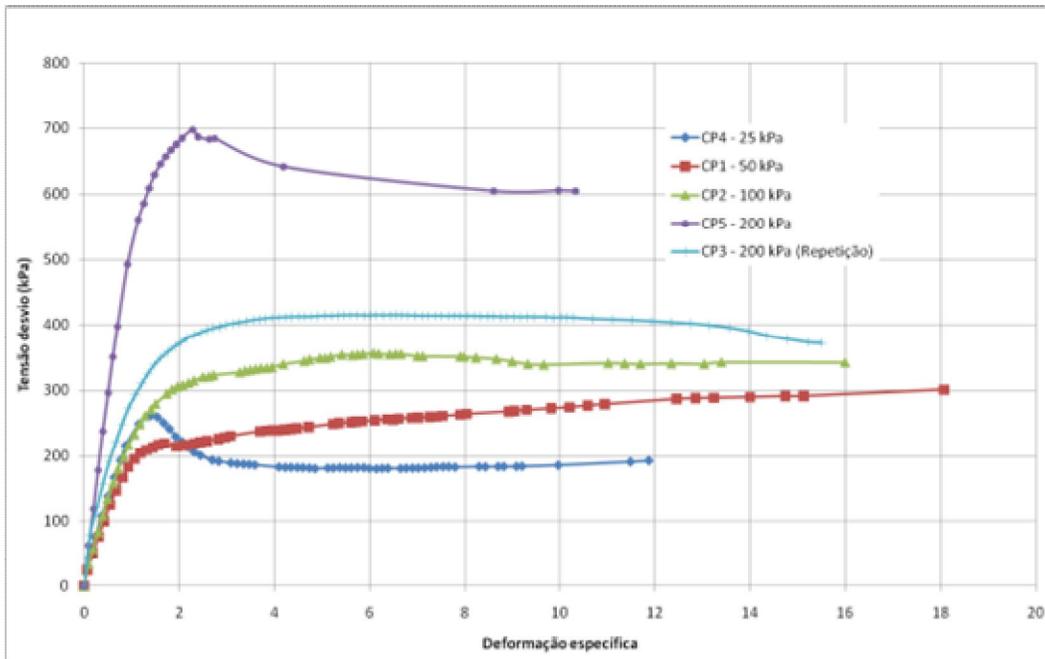


Figura 43 - Tensão desviadora (kPa) x Deformação axial específica

A Figura 44 mostra um gráfico que relaciona a poro-pressão com a deformação axial específica, pode-se observar o momento em que houve o desconfinamento durante o primeiro ensaio com tensão confinante de  $200 \text{ (kPa)}$  indicado pela linha tracejada (CP5).

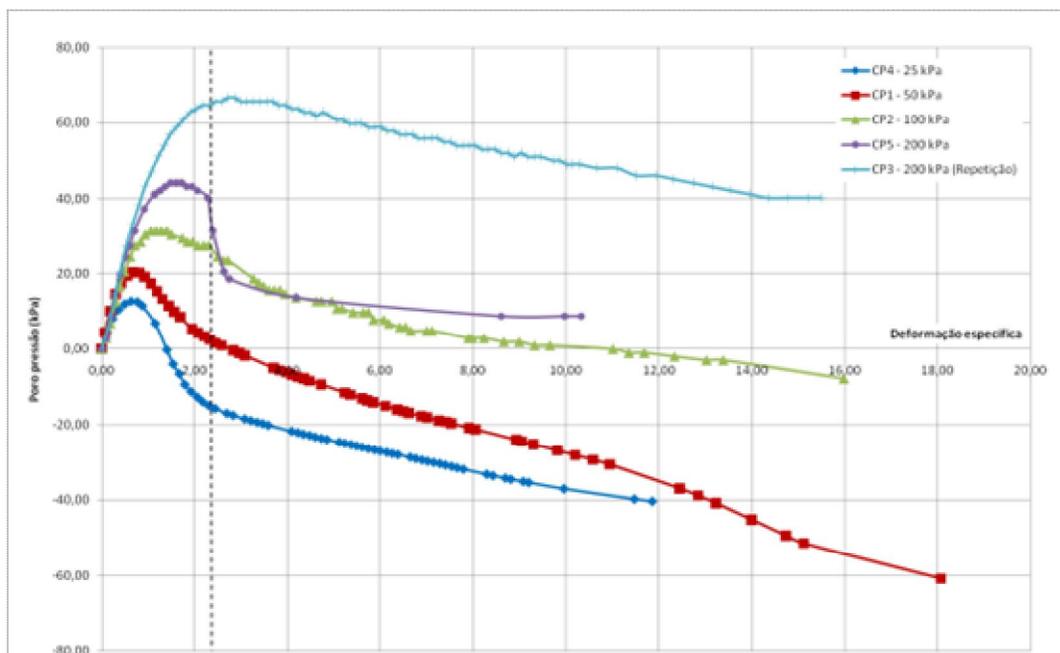


Figura 44 - Excesso de poro-pressão (kPa) x Deformação axial específica

Na Figura 45 é apresentado um gráfico da tensão principal maior em relação à deformação específica normalizada pela tensão principal menor.

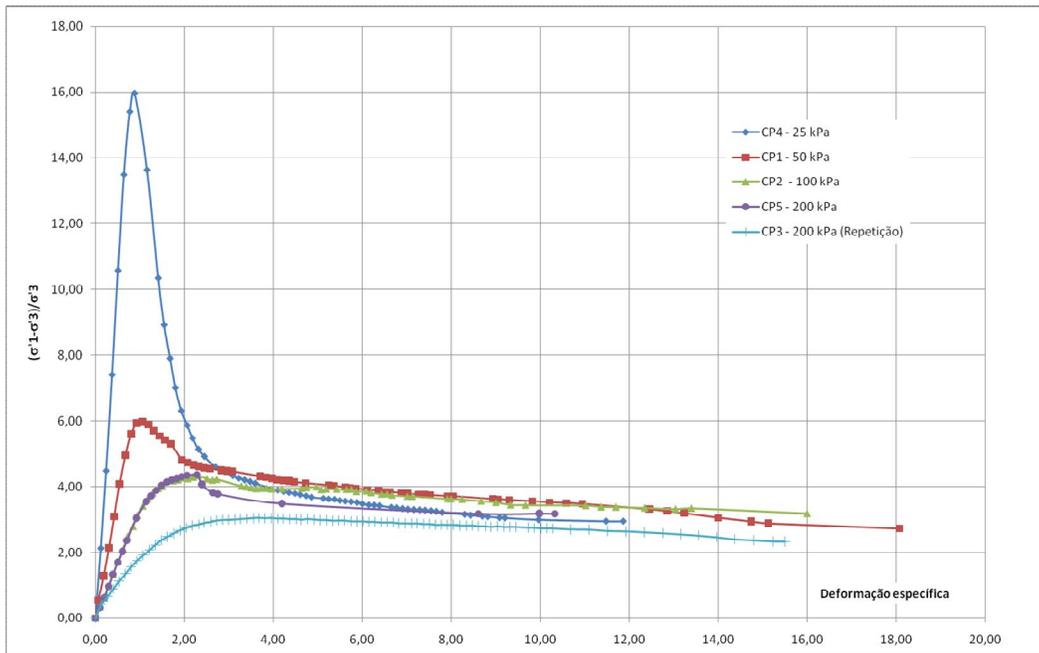


Figura 45 - Tensão axial normalizada x Deformação axial específica

A Figura 46 mostra a relação entre o parâmetro A ( $A = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_2}$ ) com a deformação específica.

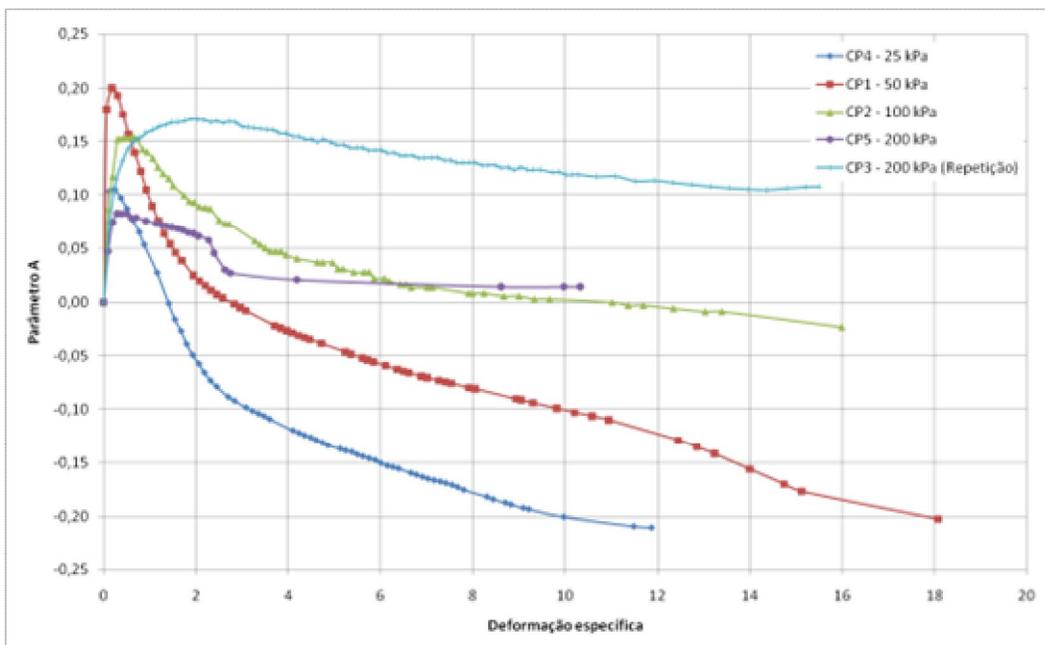


Figura 46 - Tensão axial normalizada x Deformação axial específica

Na Figura 47 são apresentadas as envoltórias de resistência considerando duas séries de dados, cada uma com um ensaio com tensão normal igual a **200 (kPa)**. As envoltórias foram traçadas com base nos diagramas  $p \times q$  (caminho de tensões), mas apresentam os parâmetros de resistência indicados, bem como seus respectivos coeficientes de correlação.

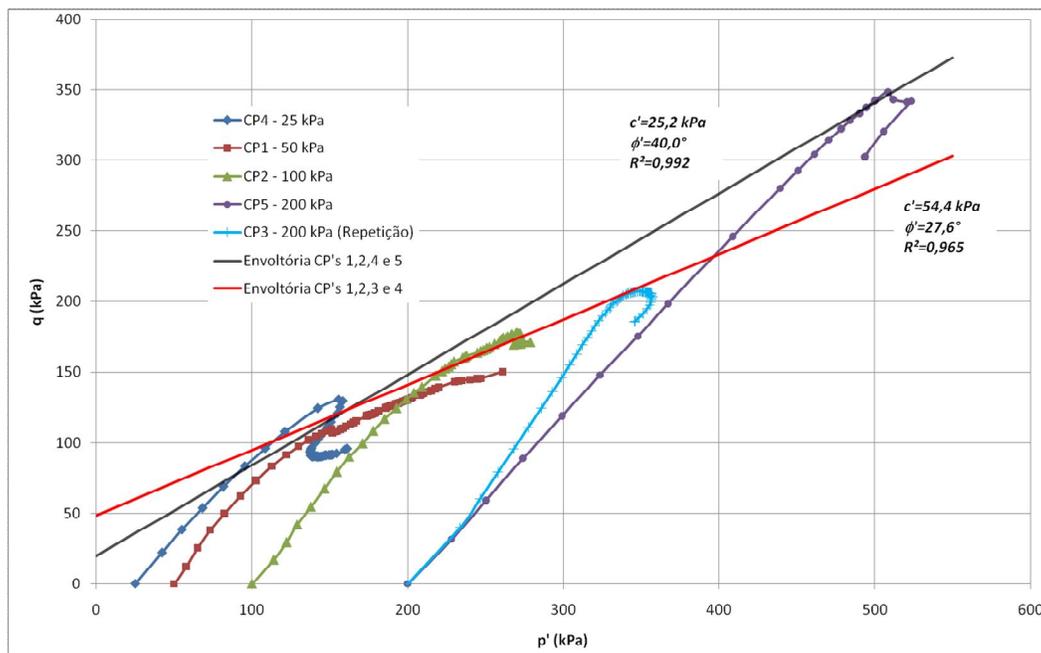


Figura 47 - Diagrama  $p \times q$  e envoltórias (kPa)

#### 4.3.9 Análise dos Resultados

Os resultados obtidos evidenciam a grande heterogeneidade do solo residual estudado, tendo em vista as marcantes diferenças de comportamento das amostras de ensaio triaxial obtidas de diferentes blocos ou mesmo de diferentes partes do mesmo bloco. Cabe ressaltar que se percebeu visualmente certa heterogeneidade nos blocos, por causa de mudanças de cor e textura do solo.

Outra hipótese importante para as diferenças de comportamento é que algumas amostras de ensaio triaxial pudiam conter um plano de fraqueza, pelo qual realmente passou a superfície de ruptura no ensaio. Nestas amostras, a resistência foi muito menor do que nas outras amostras que não continham o mesmo plano de ruptura.

Desta forma, em alguns ensaios mediu-se a resistência da massa principal do solo residual e em outras, a resistência de algum plano de fraqueza.

Nas amostras de cisalhamento direto a influência destes planos de fraqueza não foi percebida, por dois possíveis motivos: ou os planos de fraqueza não estavam presentes, em virtude das menores dimensões das amostras, ou não estavam alinhados com o plano de ruptura imposto pela máquina.

## 5 ANÁLISES COMPUTACIONAIS

### 5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As análises computacionais realizadas têm por objetivo estabelecer possíveis pares de parâmetros de resistência da superfície de ruptura e comparar com os resultados obtidos em laboratório para o material do maciço. Considerando para isso a geometria do problema em duas seções.

Quaisquer pares de parâmetros de resistência que possam representar a superfície de ruptura nas condições geométricas de qualquer seção devem estar relacionados a uma resistência ao cisalhamento inferior a obtida com os parâmetros de resistência dos ensaios representativos do solo genérico do maciço, corroborando que a superfície por onde ocorreu à ruptura era a menos resistente.

Para a realização das análises foi utilizado o aplicativo SLOPE/W<sup>®</sup> - GEOSTUDIO<sup>™</sup>2004, aplicando os métodos de Fellenius (Ordinário), Bishop Simplificado e Morgenstern-Price às duas seções.

As informações obtidas pelo Prof. Willy Lacerda com os construtores indicam que a ruptura ocorreu em época de clima seco, logo após o corte do talude. Por isso não foi considerada poro-pressão nestas primeiras análises.

Estas análises seguiram ainda duas diferentes premissas.

Na análise do tipo I foram definidos os pontos de entrada e saída da superfície de ruptura, deixando-se a forma da superfície livre. Os três métodos são aplicados e superfícies de ruptura circulares são descritas para parâmetros de resistência que representem fatores de segurança iguais a um.

Na análise do tipo II foi definido o plano da superfície de ruptura, e estabelecidos parâmetros de resistência correspondentes ao fator de segurança unitário. Neste caso não faz sentido levar em conta os fatores de segurança definidos pelos métodos de Fellenius (Ordinário) e Bishop Simplificado.

Em todas as análises foram considerados os parâmetros de resistência do solo (material genérico do maciço) obtidos nos ensaios triaxiais, o peso específico do solo foi considerado como a média daqueles estabelecidos nos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto.

## 5.2 ANÁLISE DA SEÇÃO A

### 5.2.1 Definição da seção A

O talude não possui altura constante em relação ao nível da pista, e a superfície de ruptura não intercepta a superfície do talude a uma mesma cota em todas as seções. Optou-se por considerar, além da seção de maior altura, uma seção de menor altura, a seção A foi definida como indicado na Figura 48.



Figura 48 - Definição da seção A

A Figura 49 apresenta um esquema com as dimensões da seção A.

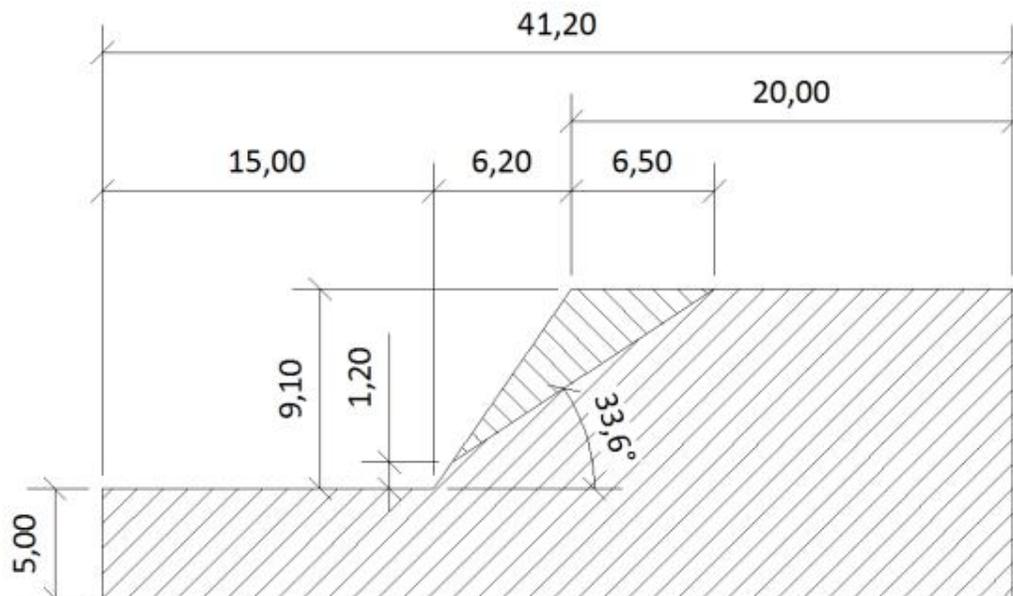


Figura 49 - Esquema com as dimensões da seção A

### 5.2.2 Análise tipo I da seção A

Esta análise leva em conta pontos de entrada e saída e mantém a liberdade na forma da superfície de ruptura.

Para referenciar as etapas seguintes realizou-se uma análise que apresenta a superfície de menor resistência para a seção A, considerando estes pontos de entrada e saída e desconsiderando a camada delgada e plana de um material menos resistente (superfície que realmente rompeu). Esta superfície e o fator de segurança a ela associado (pelo método de Morgenstern-Price) são apresentados na Figura 50. Pode-se observar que o fator de segurança nestas condições é de **2,515** e que, portanto, não ocorreria a ruptura.

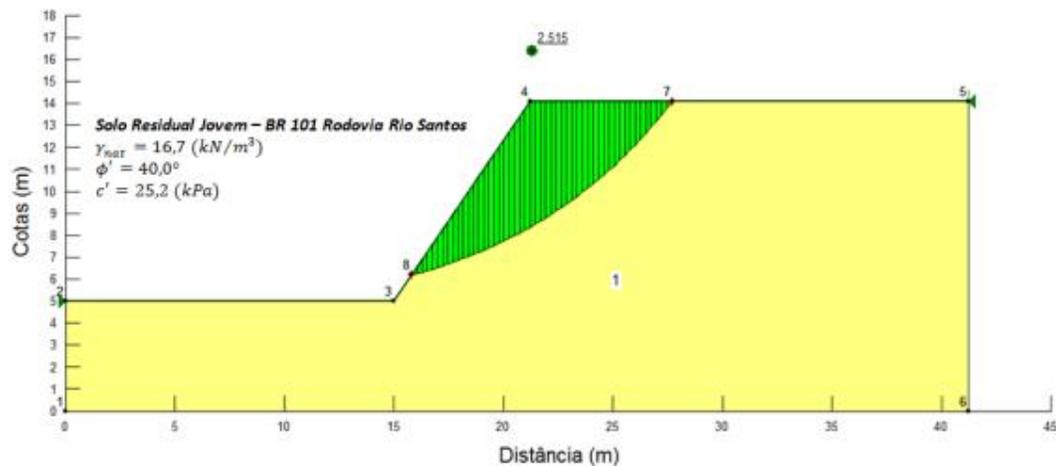


Figura 50 – Seção A, fator de segurança da superfície de menor resistência

Com os mesmos pontos de entrada e saída definidos pela geometria da ruptura, simularam-se superfícies para as quais o fator de segurança quanto a ruptura seriam iguais a um, variando a coesão em intervalos de **5 (kPa)** e ajustando o ângulo de atrito. Tais simulações são apresentadas na Figura 51, Figura 52, Figura 53, Figura 54 e Figura 55, para o método de Morgenstern-Price.

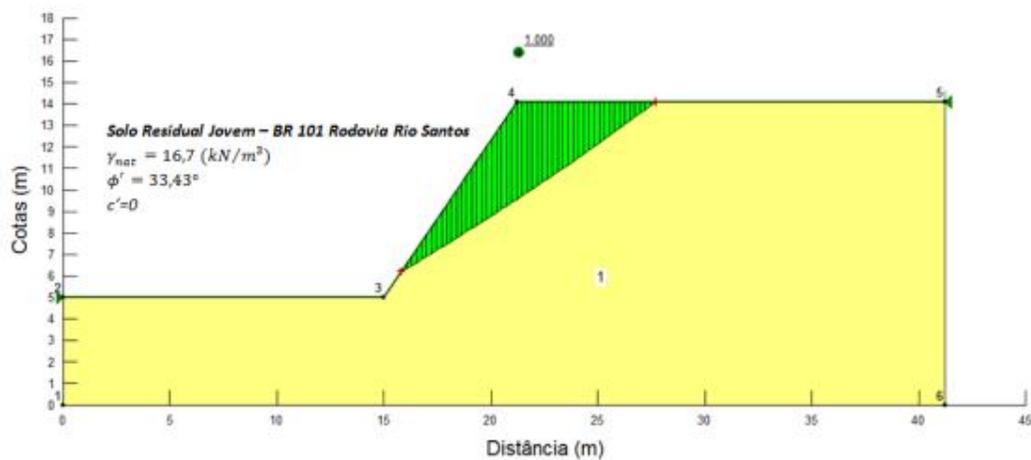


Figura 51 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para coesão nula

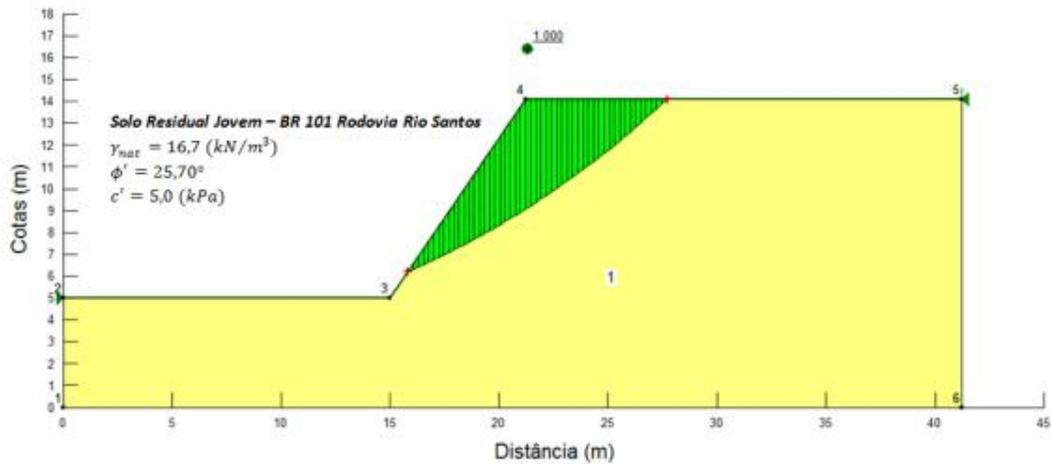


Figura 52 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 5,0 (kPa)

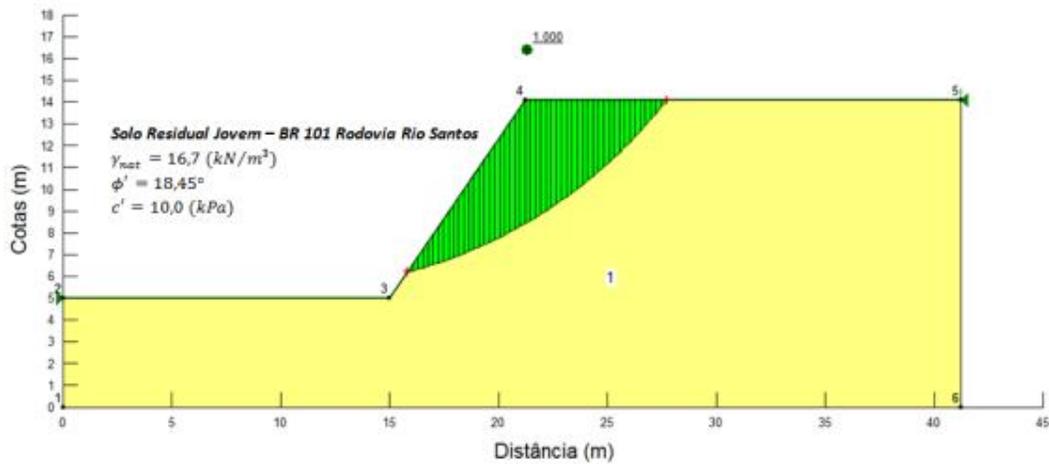


Figura 53 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 10,0 (kPa)

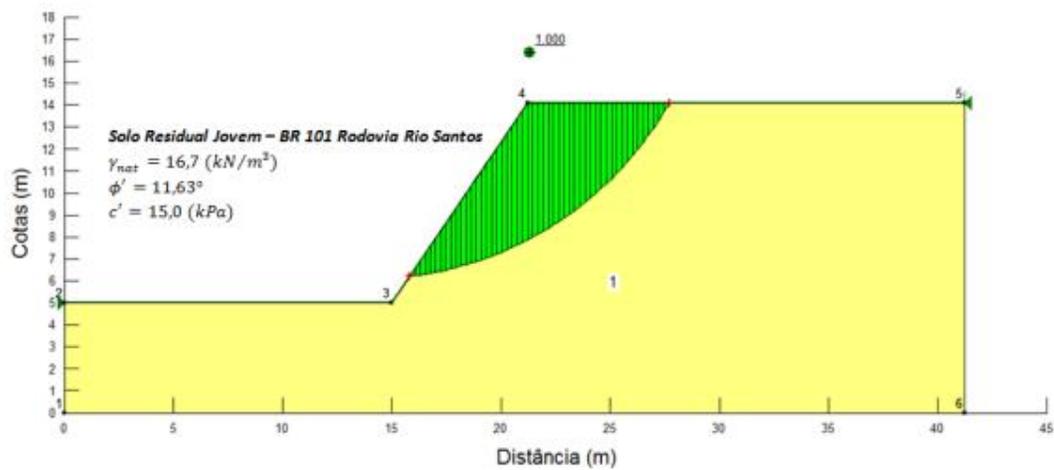


Figura 54 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual 15,0 (kPa)

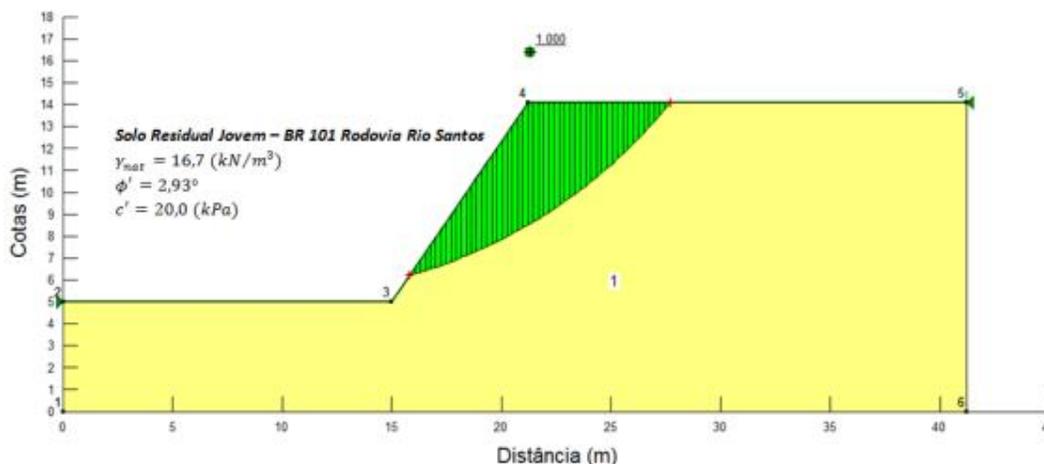


Figura 55 – Seção A, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 20,0 (kPa)

Os resultados obtidos para os demais métodos utilizados foram muito semelhantes e são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Seção A, comparação dos pares  $c'$  e  $\phi'$  para os três métodos utilizados

<b>Morgenstern-Price</b>		<b>Fellenius</b>		<b>Bishop Simplificado</b>	
<b>Superfície com F.S = 1,0</b>		<b>Superfície com F.S = 1,0</b>		<b>Superfície com F.S = 1,0</b>	
<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>
0,00	33,43	0,00	33,46	0,00	33,36
5,00	25,70	5,00	25,80	5,00	25,65
10,00	18,45	10,00	18,67	10,00	18,40
15,00	11,63	15,00	11,83	15,00	11,63
20,00	2,93	20,00	2,91	20,00	2,93

Comparando graficamente a resistência da superfície de ruptura, por extrapolação gráfica destas simulações; com os valores dos parâmetros de resistência do maciço de solo residual, obtidos pelos ensaios de laboratório, e novamente apresentados na Tabela 7; Pode-se observar que qualquer par de parâmetros de resistência que possa representar a superfície planar de ruptura é inferior a resistência do maciço, indicando que a ruptura nesta seção deveria ocorrer ao longo desta superfície. A Figura 56 apresenta esta comparação gráfica.

Tabela 7 - Parâmetros de resistência obtidos em ensaios de laboratório

<i>Triaxial</i>	
<i>Coesão (kN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>f</i>
25,20	40,00
54,40	27,60
<i>Cis. Direto umidade natural</i>	
<i>Coesão (kN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>f</i>
53,70	45,30
<i>Cis. Direto Inundado</i>	
<i>Coesão (kN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>f</i>
8,70	38,40

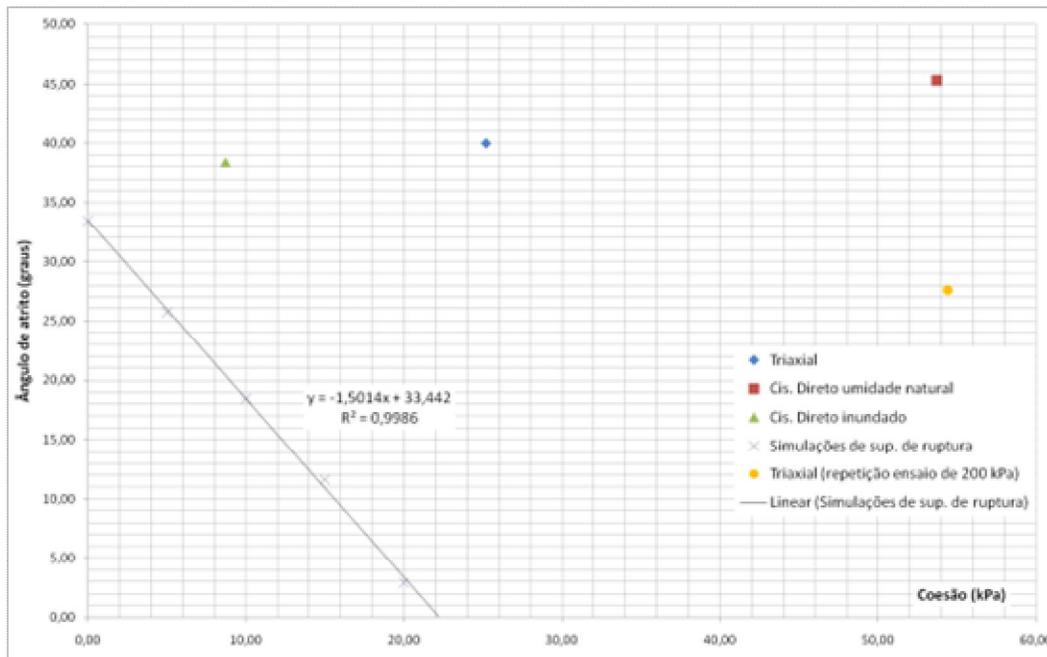


Figura 56 – Seção A, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo I

### 5.2.3 Análise tipo II da seção A

Nesta análise foi definida a superfície de ruptura planar, fazendo com que o procedimento seja mais direto. De modo análogo à análise do tipo I, foi feita análise de controle, na qual foram utilizados os parâmetros obtidos em laboratório e estabelecido o fator de segurança quanto à ruptura planar. Esta análise é apresentada na Figura 57, onde se pode observar que nestas condições o fator de segurança é 2,791.

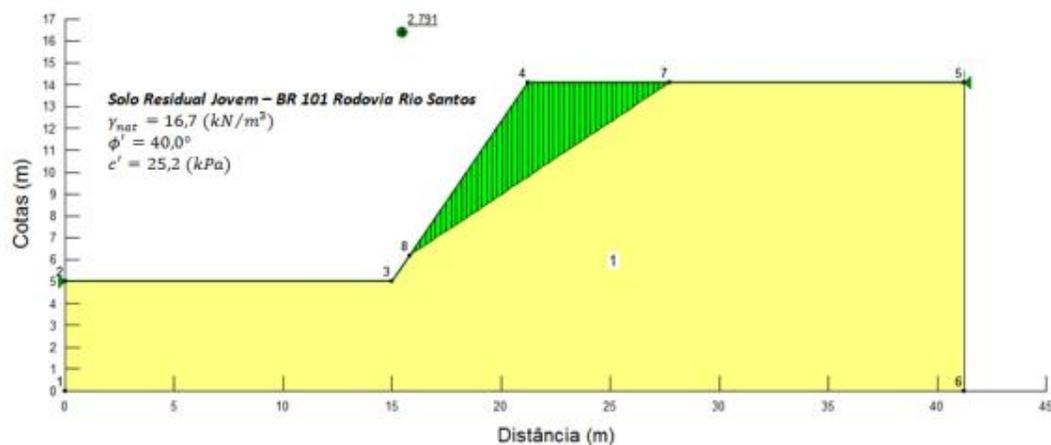


Figura 57 – Seção A, fator de segurança para superfície plana com parâmetros de resistência do maciço

Para a superfície assim descrita, variou-se os valores de coesão em intervalos de **5 (kPa)** ajustando o ângulo de atrito sempre para a condição da ruptura, ou seja, fator de segurança igual a um. A Figura 58 apresenta este tipo de análise.

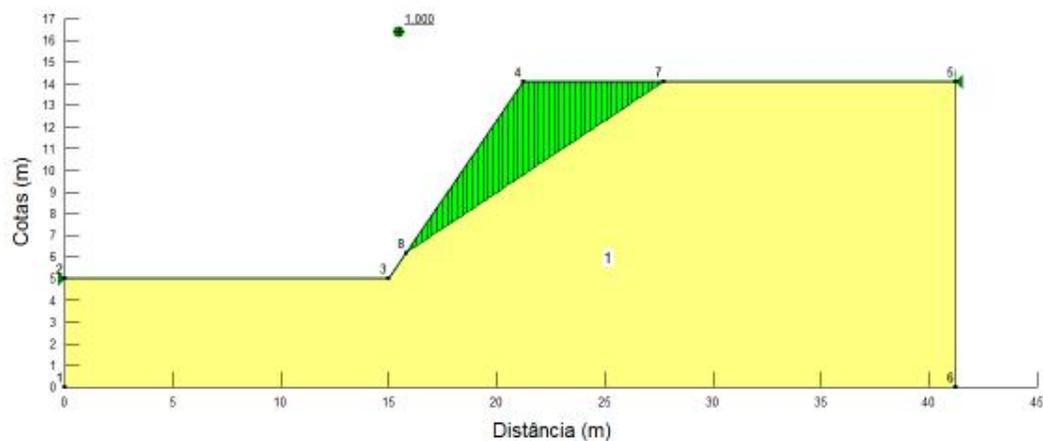


Figura 58 – Seção A, simulação com a superfície planar definida

Na Tabela 8 são apresentados os resultados deste tipo de análise.

Tabela 8 – Seção A, resultados de pares  $c'$  e  $\phi'$  para as simulações com a superfície planar definida

<b>Morgenstern-Price</b>	
<b>Superfície com <math>F.S = 1,0</math></b>	
<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>
0,00	33,56
5,00	24,95
10,00	14,92
15,00	3,50

A Figura 59 apresenta a comparação gráfica entre os resultados das simulações e os resultados dos ensaios de laboratório.

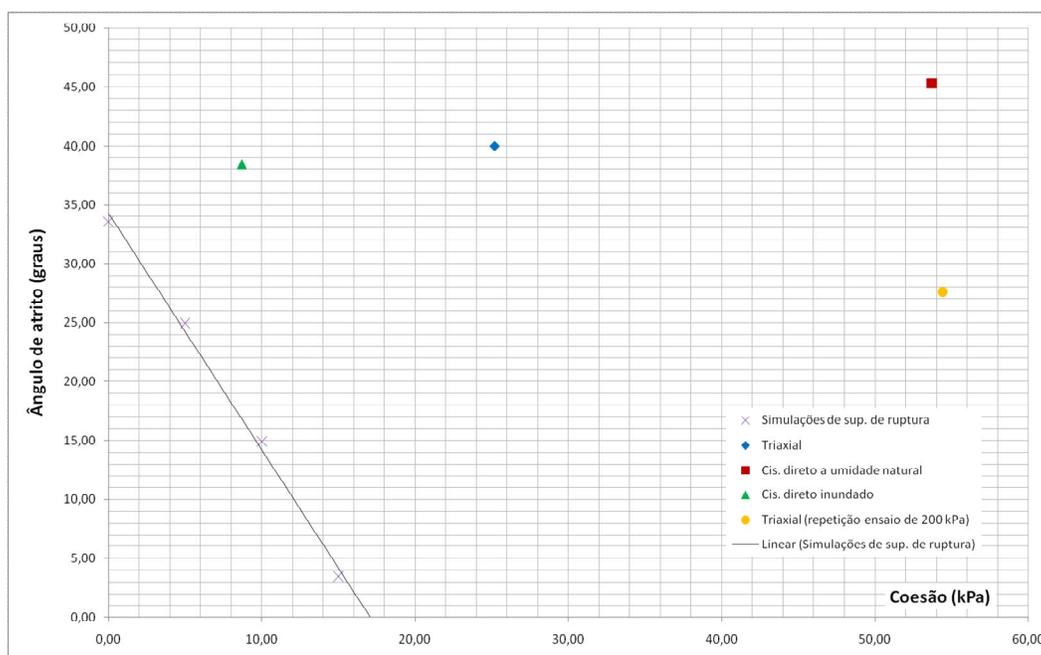


Figura 59 – Seção A, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo II

### 5.3 ANÁLISE DA SEÇÃO B

#### 5.3.1 Definição da seção B

A seção B foi definida como aquela que passa no ponto de maior altura do talude, e, é apresentada na Figura 60.

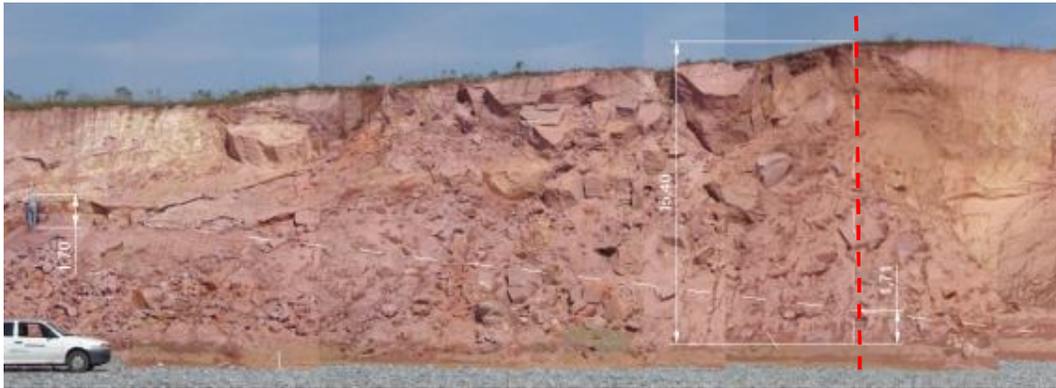


Figura 60 - Definição da seção B

A Figura 61 apresenta um esquema com as dimensões da seção B.

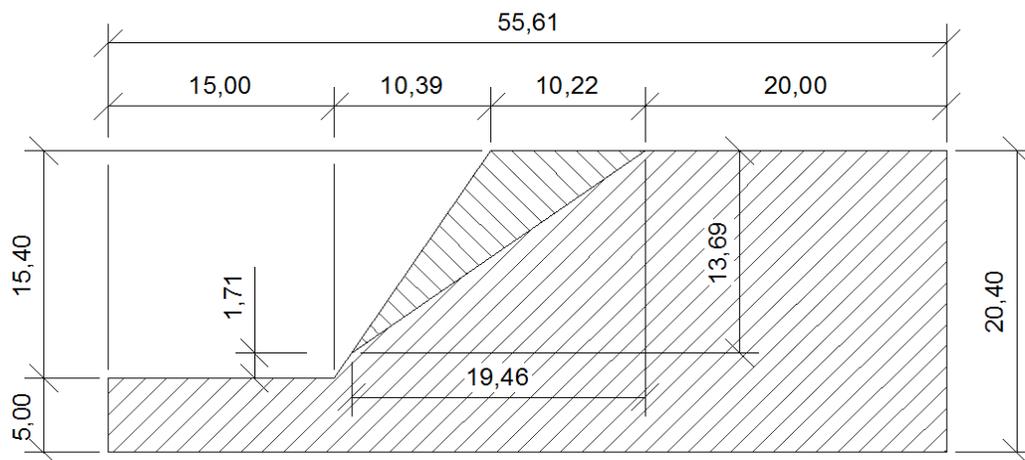


Figura 61 - Esquema com as dimensões da seção B

### 5.3.2 Análise tipo I da seção B

Esta análise leva em conta pontos de entrada e saída e mantém a liberdade na forma da superfície de ruptura.

De modo análogo a seção A, é apresentada na Figura 62 uma análise de controle que desconsidera a superfície menos resistente que rompeu. Pode-se observar que o fator de segurança é de 1,952 e que, portanto não ocorreria a ruptura.

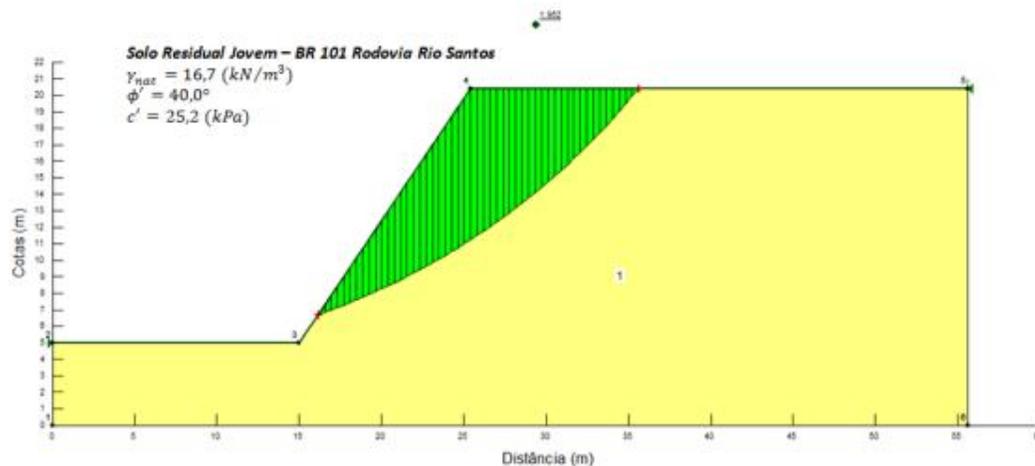


Figura 62 – Seção B, fator de segurança da superfície de menor resistência

Com os mesmos pontos de entrada e saída definidos pela geometria da ruptura, simulou-se, também para esta seção, superfícies para as quais o fator de segurança quanto a ruptura seriam iguais a um, variando a coesão em intervalos de **5 (kPa)** e ajustando o ângulo de atrito. Tais simulações são apresentadas na Figura 63, Figura 64, Figura 65, Figura 66, Figura 67, Figura 68 e Figura 69, para o método de Morgenstern-Price.

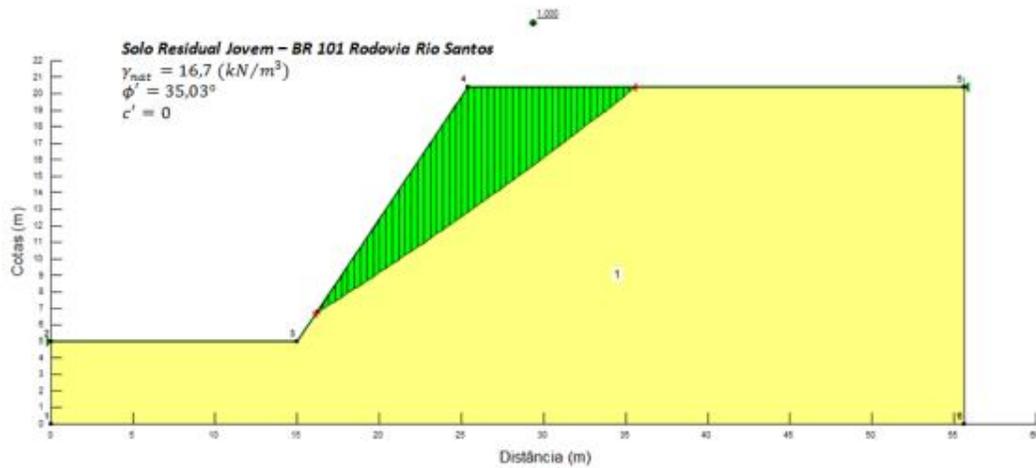


Figura 63 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para coesão nula

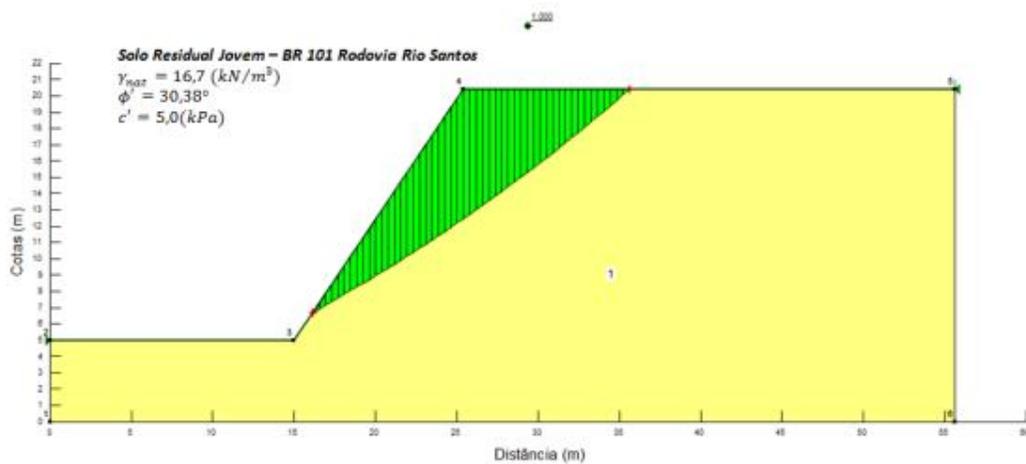


Figura 64 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 5,0 (kPa)



Figura 65 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 10,0 (kPa)

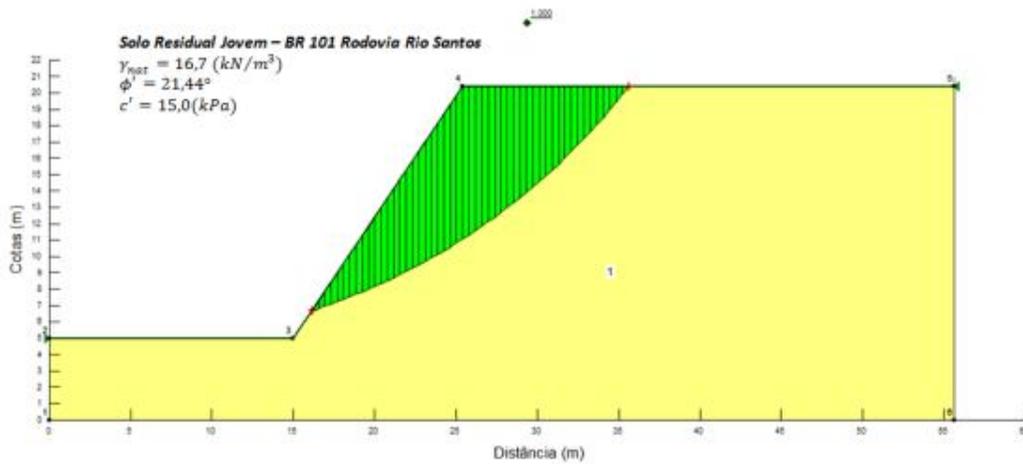


Figura 66 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual 15,0 (kPa)

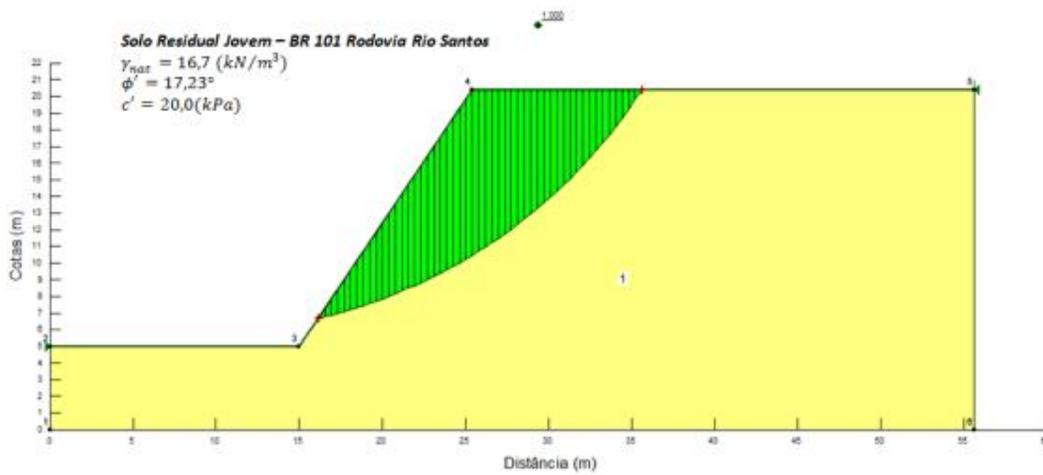


Figura 67 – Seção B, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 20,0 (kPa)



Figura 68 - Seção B, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 25,0 (kPa)

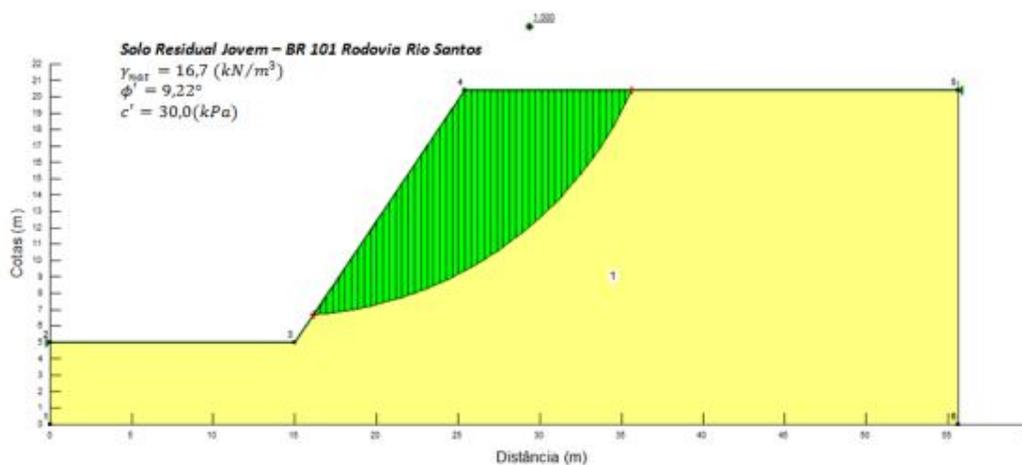


Figura 69 - Seção B, simulação da superfície de ruptura para  $c'$  igual a 30,0 (kPa)

Assim como para a seção A os resultados obtidos pelos outros métodos utilizados foram muito semelhantes, a Tabela 9 apresenta estes resultados.

Tabela 9 – Seção B, comparação dos pares  $c'$  e  $\phi'$  para os três métodos utilizados

<b>Morgenstern-Price</b>		<b>Fellenius</b>		<b>Bishop Simplificado</b>	
<b>Superfície com <math>F.S = 1,0</math></b>		<b>Superfície com <math>F.S = 1,0</math></b>		<b>Superfície com <math>F.S = 1,0</math></b>	
<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (graus)</b>
0,00	35,03	0,00	35,06	0,00	34,92
5,00	30,38	5,00	30,45	5,00	30,28
10,00	25,82	10,00	26,05	10,00	25,77
15,00	21,44	15,00	21,74	15,00	21,40
20,00	17,23	20,00	17,53	20,00	17,21
25,00	13,15	25,00	13,37	25,00	13,13
30,00	9,22	30,00	9,28	30,00	9,20

Realizando a mesma comparação gráfica entre os parâmetros obtidos nas simulações e aqueles determinados nos ensaios de laboratório. Como apresentado na Figura 70.

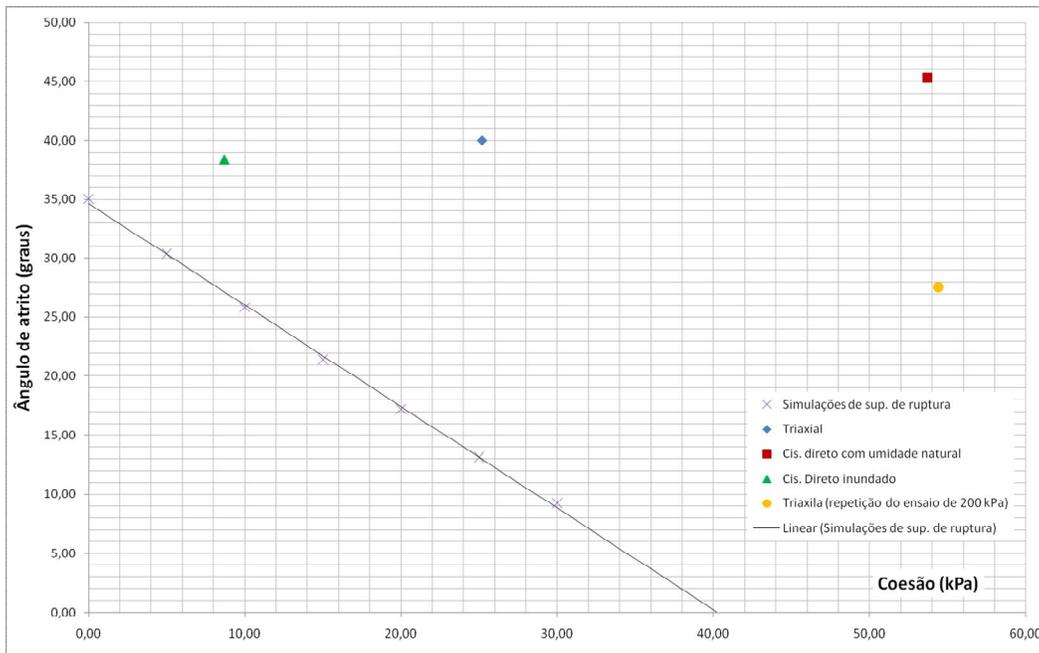


Figura 70 - Seção B, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo I

### 5.3.3 Análise tipo II da seção B

Para a seção B, definindo-se a superfície planar de ruptura, foi realizada uma análise de controle na qual se pode observar que o fator de segurança é 2,083, conforme apresentado na Figura 71.

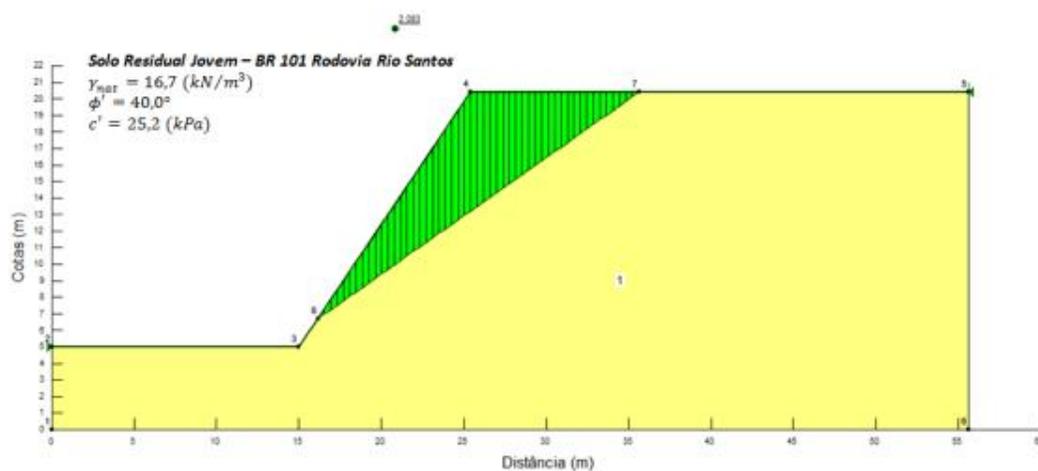


Figura 71 - Seção B, fator de segurança para superfície plana com parâmetros de resistência do maciço

Para esta mesma superfície, variou-se os valores de coesão em intervalos de 5 (kPa) ajustando o ângulo de atrito sempre para a condição da ruptura, ou seja, fator de segurança igual a um. A Figura 72 apresenta este tipo de análise.

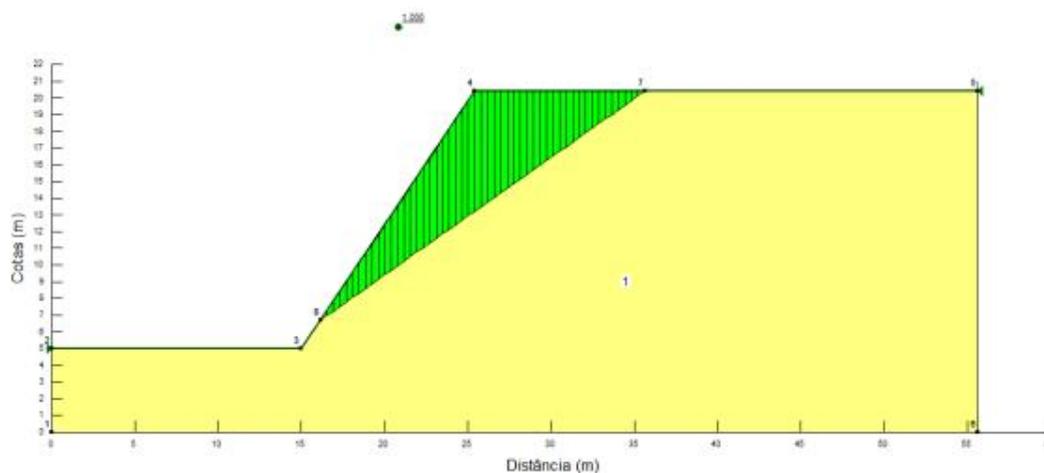


Figura 72 – Seção B, simulação com a superfície planar definida

Na Tabela 10 são apresentados os resultados destas análises.

Tabela 10 – Seção B, resultados de pares  $c'$  e  $\phi'$  para as simulações com a superfície planar definida

<i>Morgenstern-Price</i>	
<i>Superfície com F.S = 1,0</i>	
<i>c' (kPa)</i>	<i><math>\phi'</math> (graus)</i>
0,00	35,15
5,00	30,10
10,00	24,46
15,00	18,30
20,00	11,64
25,00	4,64

Na Figura 73 é apresentada a comparação gráfica entre os resultados das simulações e os resultados dos ensaios de laboratório.

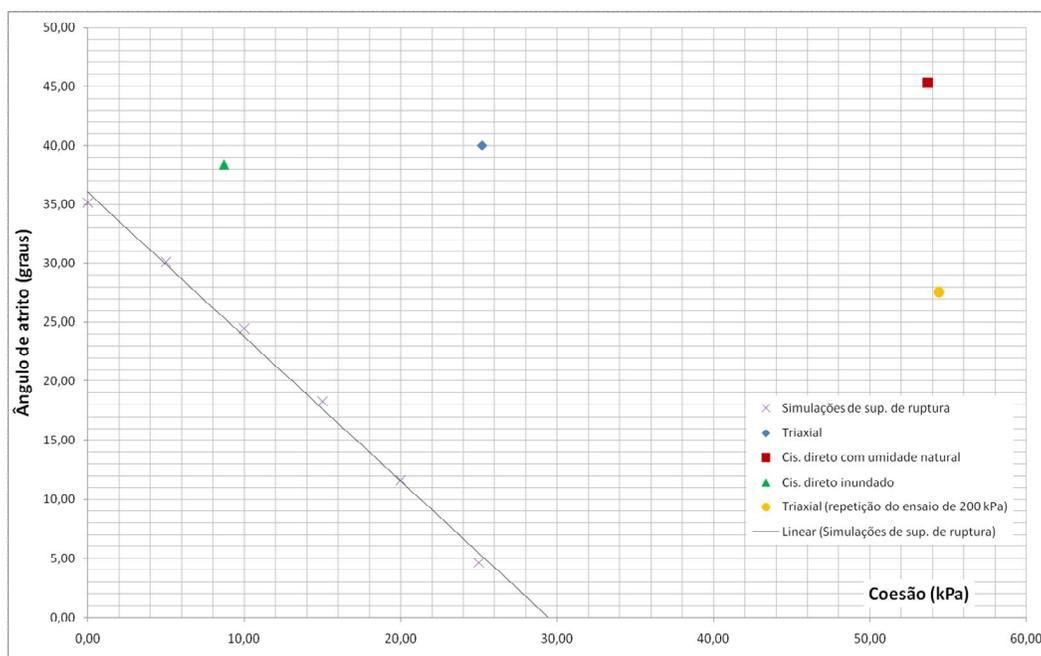


Figura 73 – Seção B, comparação gráfica dos resultados de simulação com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, para a análise do tipo II

## 6 ANÁLISE DE EQUILÍBRIO DE CORPO LIVRE DO BLOCO INSTÁVEL

Adicionalmente foi realizada uma análise que considerou a possibilidade de a ruptura se dever a ação de uma chuva rápida capaz de infiltrar água através de trincas verticais no talude.

Tal análise baseou-se no equilíbrio de corpo livre do bloco instável e foi realizada somente para a seção de A, de menor altura e portanto mais crítica sob aspecto da possibilidade de ruptura.

Seguiu-se o modelo apresentado na Figura 74.

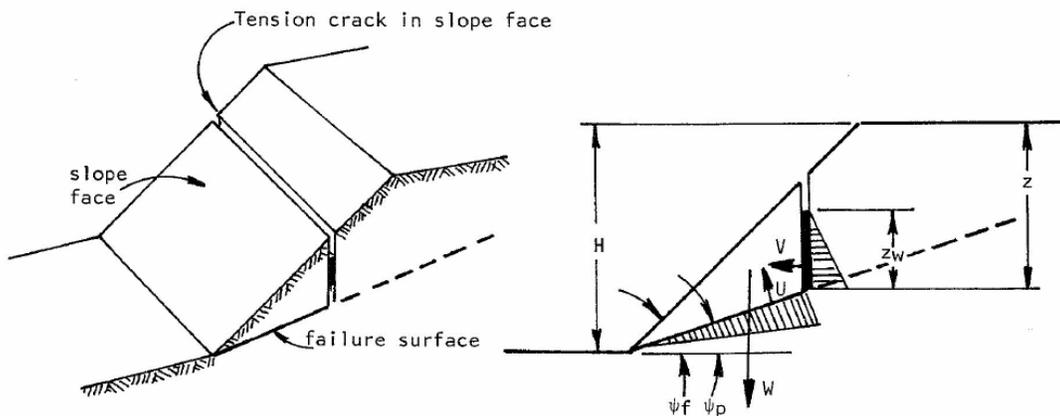


Figura 74 – Modelo de ruptura planar por infiltração de água em trincas verticais na superfície do talude.

Fonte: E. Hoek e J. W. Bray (1974).

Onde:

$\psi_f$  é o ângulo de inclinação do talude com a horizontal;

$\psi_p$  é o ângulo da superfície de ruptura com a horizontal;

$W$  é o peso do bloco à se deslocar;

$U$  é a resultante das pressões de água atuantes na base do bloco;

$V$  é a resultante das pressões de água atuantes na trinca vertical;

$z_w$  é a altura da coluna d'água na trinca vertical.

Desta forma a geometria estudada foi definida conforme a figura 75.

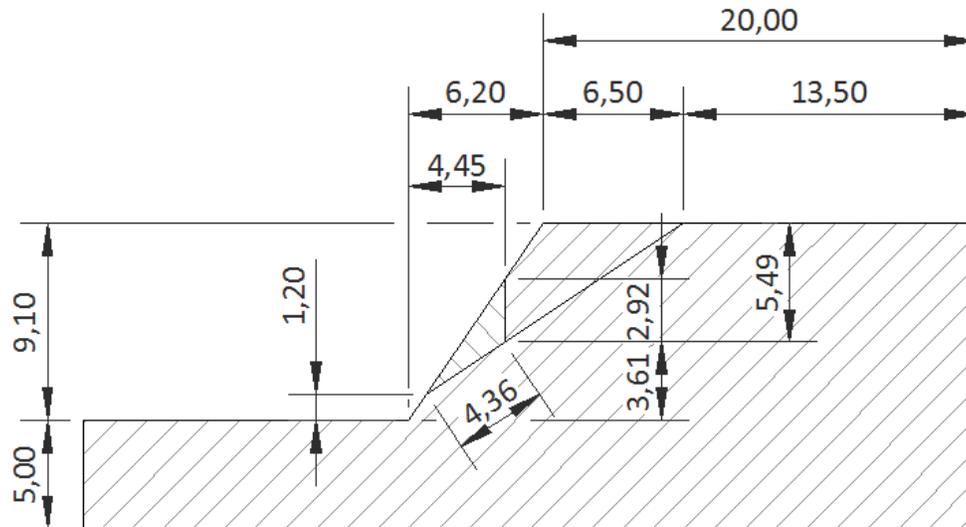


Figura 75 – Definição da geometria do bloco deslocável para a seção A

Optou-se por realizar esta análise, pois é clara a formação de superfícies verticais entre a massa de solo rompida e àquela intacta, como é apresentado na Figura 76.



Figura 76 – Apresentação de superfície aproximadamente vertical entre a massa de solo rompido e intacto para a seção A

A área da seção do bloco deslocável foi medida pelo desenho da geometria do problema.

$$A = 5,29 \text{ m}^2$$

Onde:

$A_r$  é a área da seção transversal do bloco deslocável.

Desta forma o peso do bloco deslocável é calculado como:

$$W = A_r \cdot \gamma_{\text{máx}} \cdot 1(m) = 5,29 (m^2) \cdot 16,6 (kN/m^3) \cdot 1 (m) = 87,8 (kN) \quad \text{Eq.6.1}$$

E as resultantes de pressão de água atuantes na base e lateral do bloco são definidas como:

$$U = \frac{\gamma_w \cdot z_w \cdot l}{2} = \frac{10 (kN/m^3) \cdot z_w \cdot 4,36 (m)}{2} \cong 21,8 \cdot z_w \quad \text{Eq.6.2}$$

$$V = \frac{\gamma_w \cdot z_w \cdot z_w}{2} = \frac{10 (kN/m^3) \cdot z_w^2}{2} \cong 5 \cdot z_w^2 \quad \text{Eq.6.3}$$

O diagrama de corpo livre para a condição da trinca sem a presença de água é apresentado na Figura 77.

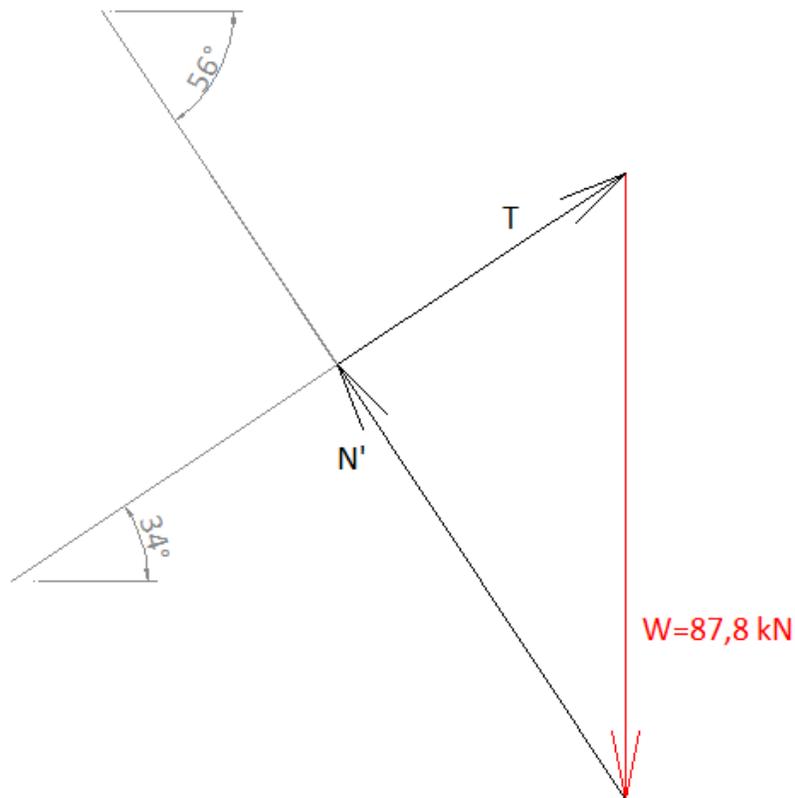


Figura 77 – Diagrama de corpo livre do bloco deslocável sem água

As forças  $N'$  e  $T$  atuam nas direções indicadas na Figura 76 e a sua magnitude pode ser estimada graficamente. Assim, medindo do diagrama:

$$N' = 73,1 (kN)$$

$$T = 48,6 (kN)$$

Sabe-se que:

$$\sigma_n = \frac{N'}{A_b} = \frac{73,1 \text{ (kN)}}{4,36 \text{ (m)} \cdot 1 \text{ (m)}} = 16,8 \text{ (kPa)} \quad \text{Eq.6.4}$$

Onde:

$A_b$  é a área de contato na base do bloco para uma faixa de um metro de largura.

$$\tau = \frac{T}{A_b} = \frac{48,6 \text{ (kN)}}{4,36 \text{ (m)} \cdot 1 \text{ (m)}} = 11,1 \text{ (kPa)} \quad \text{Eq.6.5}$$

Considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto inundado, obtêm-se:

$$s = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\phi' ;$$

$$s = 8,7 \text{ (kPa)} + 16,8 \text{ (kPa)} \cdot \text{tg}38,4^\circ = 22,0 \text{ (kPa)} \quad \text{Eq.6.6}$$

Desta forma, para trinca sem nível d'água definiu-se o fator de segurança quanto à ruptura:

$$F.S. = \frac{s}{\tau} = \frac{22,0 \text{ (kPa)}}{11,1 \text{ (kPa)}} = 1,98 \quad \text{Eq.6.7}$$

Assim, sem nível d'água na trinca, o talude encontra-se estável, ainda que se utilize os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento inundado.

De modo análogo, mas considerando a trinca preenchida com água, o problema teria quatro incógnitas:  $z_w$ ,  $N'$ ,  $T$  e  $F.S.$ , conforme apresentado na Figura 78.

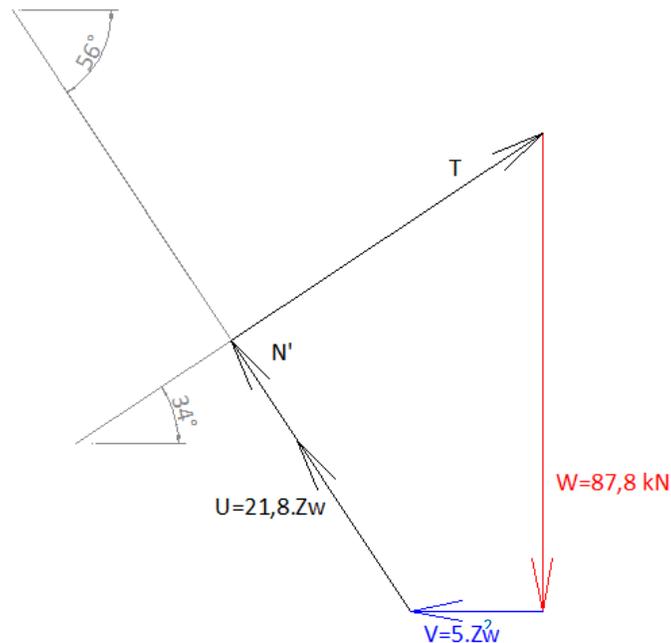


Figura 78 – Diagrama de corpo livre do bloco deslocável considerando o preenchimento da trinca com água

Entretanto, sabe-se que no caso em estudo a ruptura já ocorreu, portanto:

$$F.S. = 1,0$$

$$T = A_b.s = A_b.c' + A_b.\frac{N'}{A_b}.tg\phi' = A_b.c' + N'.tg\phi' \quad \text{Eq.6.8}$$

Fazendo então o equilíbrio de forças na direção horizontal.

$$\sum F_h = 0$$

$$V + U.\cos56^\circ + N'.\cos56^\circ = T.\cos34^\circ$$

$$5.z_w^2 + 21,8.z_w.\cos56^\circ + N'.(\cos56^\circ - tg\phi'.\cos34^\circ) - A_b.c'.\cos34^\circ = 0 \quad \text{Eq.6.9}$$

E o equilíbrio de forças na direção vertical.

$$\sum F_v = 0$$

$$W = U.\cos34^\circ + N.\cos34^\circ + T.\sen34^\circ$$

$$21,8.z_w.\cos34^\circ + N(\cos34^\circ + tg\phi'.\sen34^\circ) + A_b.c'.\sen34^\circ - W = 0 \quad \text{Eq.6.10}$$

Considerando os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto com o corpo de prova inundado, e montando o sistema de equações para as variáveis  $N$  e  $z_w$ , obtêm-se:

$$\begin{cases} 5.z_w^2 + 12,2.z_w - 0,098.N - 31,4 = 0 & \text{Eq.6.11} \\ 18,1.z_w + 1,27.N - 66,6 = 0 & \text{Eq.6.12} \end{cases}$$

Para o qual a solução é:

$$z_w = 1,67 \text{ (m)}$$

$$N = 28,5 \text{ (kN)}$$

Com estes valores é possível montar o diagrama de corpo livre em escala, conforme a Figura 79.

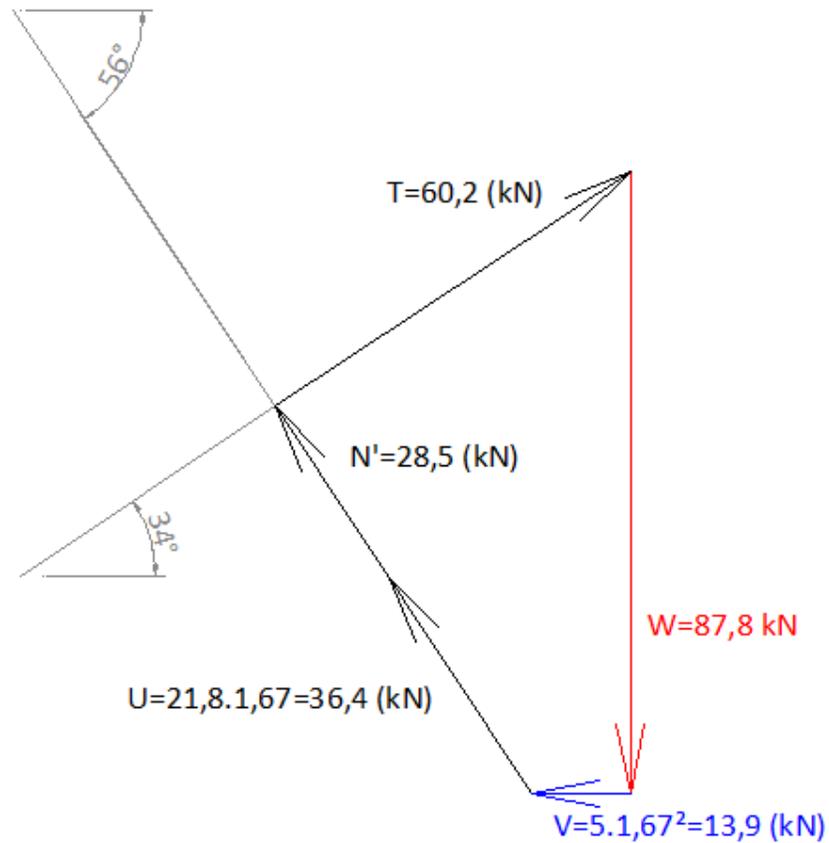


Figura 79 – Diagrama de corpo livre considerando o preenchimento da trinca com água em escala, para  $F.S.=1,0$ .

Isto significa afirmar que, considerando a hipótese de que a superfície de ruptura pudesse ter sido preenchida com água percolada através de uma trinca aproximadamente vertical na face do talude, bastariam 1,67 m de coluna de água no interior da trinca para ocasionar a ruptura.

## 7 CONCLUSÕES

Foi estudado um caso de ruptura de um talude de corte às margens da BR101, no município de Itaguaí, RJ. O corte do talude para o alargamento da rodovia expôs um solo residual jovem de gnaiss com bandamento reliquiar de atitude desfavorável. A ruptura foi do tipo translacional e deu-se ao longo do plano do bandamento.

Foram retirados dois blocos de solo indeformados do talude: o primeiro do lado esquerdo, contendo o solo residual intacto e o segundo do lado direito, contendo a superfície de ruptura no seu plano médio.

Não foi possível realizar ensaios de cisalhamento direto ao longo da superfície de ruptura presente no bloco indeformado retirado do lado direito, em função das dificuldades de moldagem.

Os ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras retiradas do maciço de solo residual (bloco indeformado retirado do lado esquerdo do talude rompido) apresentaram dispersão relativamente reduzida. As amostras foram moldadas de maneira que a direção do bandamento ficasse paralela à direção do plano de ruptura imposto pela máquina. Entretanto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento assim obtidos podem ser inadequados para análises de estabilidade, pois é possível que nenhum ensaio tenha atingido os planos de fraqueza do bandamento. A dispersão relativamente baixa pode ser um sintoma deste problema.

Os ensaios triaxiais foram realizados com solo proveniente dos dois blocos. Tomou-se o cuidado de alinhar os planos de bandamento com a direção prevista para ruptura das amostras. Os resultados apresentaram grande dispersão e comportamentos incoerentes, evidenciando a heterogeneidade do solo. É possível que em alguns ensaios a ruptura tenha passado por um plano de fraqueza do bandamento.

Foram realizadas diversas retro-análises no programa computacional Slope-W, pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price, utilizando-se a geometria do talude e da superfície de ruptura medidas *in loco*. As poro-pressões foram desconsideradas porque as informações verbais obtidas pelo Prof. Willy Lacerda junto aos construtores dão conta de que a ruptura ocorreu em época de clima seco, logo após o corte do talude.

As retro-análises indicaram que a ruptura somente seria possível com parâmetros de resistência bastante inferiores aos obtidos nos ensaios de cisalhamento

direto (tanto na umidade natural quanto inundado). Este fato indica que os ensaios de cisalhamento direto poderiam ser inadequados para fins de análises de estabilidade em solos com forte anisotropia e planos de fraqueza, devido à dificuldade de avaliar a resistência do plano de fraqueza por meio deles.

O ensaio triaxial reduz em parte este problema, por não impor um plano de ruptura à amostra. Mesmo assim, não é possível garantir *a priori* que os planos de fraqueza façam parte de todas as amostras e, portanto, também não se pode garantir que este ensaio forneça parâmetros adequados à análise de estabilidade de taludes em taludes de solos semelhantes ao estudado.

Por estas razões optou-se por realizar uma análise que simulasse a ação de uma chuva rápida percolando água por trincas verticais. Embora não houvesse relatos de chuvas à época da ruptura, esta pode ter ocorrido durante a noite e ter sido considerada irrelevante como agente causador da ruptura.

Esta análise demonstrou que considerando que a água percolada pela trinca fosse capaz de infiltrar através da superfície de ruptura, bastaria que a trinca vertical fosse preenchida até uma altura de 1,67 m para ocasionar a ruptura. Se observarmos que esta trinca em um maciço de solo deveria possuir uma espessura de ordem de grandeza milimétrica, não seria necessário um grande volume de chuva para a ruptura.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANÔNIMO (1984), *NBR 6459 – Solo: Determinação do Limite de Liquidez*, Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ANÔNIMO (1984), *NBR 7180 – Solo: Determinação do Limite de Plasticidade*, Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ANÔNIMO (1984), *NBR 7181 – Solo: Análise Granulométrica*, Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ANÔNIMO (1986), *NBR 6457 – Amostras de Solo: Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*, Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ANÔNIMO (1994), *ME 093– Determinação da Densidade Real dos Grãos*, Rio de Janeiro, DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- ANÔNIMO, *Imagens de satélite do estado do Rio de Janeiro*, 2008, Disponível em: <[www.googlemaps.com.br](http://www.googlemaps.com.br)>, Acessado em: 15 nov. 2008, 18:10.
- FREIRE, E. S. de M., 1965, “Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática”, *Construção*, n 8, pp. 10 – 18.
- GIBSON, R. E., HENKEL, D. J., 1954, “Influence of Duration of Tests on ‘drained’ strength”. *Géotechnique*, v.4, n 1, pp. 6 – 15.
- GUIDICINI, G., NIEBLE, C. M., 1983, *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*, 2ª ed. São Paulo, Edgard Blücher.
- HEAD, K. H., 1982, *Manual of Soil Laboratory Testing - vol.2*, 3th ed., London, Pentech Press Limited London.
- HOEK, E., BRAY, J. W., 1974, *Rock slope engineering*, 3th ed., New York, The Institution of Mining and Metallurgy .
- KRYNINE, D. P., JUDD, W. R., 1957, “Landslides and other crustal displacement”. In: *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, pp. 636 – 671, Tóquio.
- MASSAD, F., 2003, *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*, 1ª ed. São Paulo, Oficina de Textos.
- MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., 1965, “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”. *Géotechnique*, v.15, n 1, pp. 79 – 93.
- PINTO, C. de S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*, 3ª ed. São Paulo, Oficina de Textos.

SHARPE, C. F. S., 1938, *Landslides and Related Phenomena*, 1st ed., New York, Columbia University Press.

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