

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

BIANCA PENTEADO DE ALMEIDA TONUS

**ESTABILIDADE DE TALUDES:  
AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE APLICADOS A  
UMA ENCOSTA COLUVIONAR E RESIDUAL DA SERRA DO MAR  
PARANAENSE**

CURITIBA  
2009

BIANCA PENTEADO DE ALMEIDA TONUS

**ESTABILIDADE DE TALUDES:  
AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE APLICADOS A  
UMA ENCOSTA COLUVIONAR E RESIDUAL DA SERRA DO MAR  
PARANAENSE**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de mestre em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Professor Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann

CURITIBA  
2009

## TERMO DE APROVAÇÃO

BIANCA PENTEADO DE ALMEIDA TONUS

ESTABILIDADE DE TALUDES:

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE APLICADOS A UMA  
ENCOSTA COLUVIONAR E RESIDUAL DA SERRA DO MAR PARANAENSE

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

Orientador:

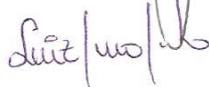


Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann  
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR



Prof. Dr.ª Andrea Sell Dyminski

Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR



Prof. Dr. Luiz Russo Neto

Departamento de Engenharia Civil da PUC-PR



M.Sc. Hudson Régis Oliveira

TRANSPETRO - São Francisco do Sul-SC

Curitiba, 31 de março de 2009

*A todos àqueles que acreditam na  
educação e na pesquisa para a  
construção de um mundo melhor.*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus pela vida, benção e proteção.

Ao professor Alessandro Christopher Morales Kormann, pela orientação, confiança, exemplo de dedicação, amor ao trabalho e compreensão do ser humano.

Aos professores Paulo Roberto Chamecki e Marcos Antonio Marino, pelos quais tenho grande admiração e carinho, e que sempre acreditaram em mim desde a graduação.

Aos professores do mestrado Andrea Sell Dyminski, Eduardo Dell'Avanzi, Ney Augusto Nascimento e José Marques Filho, sempre dispostos a ajudar e ensinar.

A UFPR – Universidade Federal do Paraná, presente em todas as etapas da minha formação acadêmica.

Ao LAME – Laboratório de Materiais e Estruturas, unidade do LACTEC – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, pelo suporte fundamental no primeiro ano do mestrado. Em especial à determinada, competente e sempre disposta equipe de engenheiros formada por Roberta Bomfim Boszczowski, Elisangela do Prado Oliveira, Laryssa Petry Ligocki e Luiz Alkimin de Lacerda.

A Intertechne Consultores Associados, em especial aos engenheiros Carlos Guilherme Mota Magalhães e Roberto Eugenio Bertol, pela oportunidade de trabalho, incentivo e compreensão. Aos engenheiros Henrique Alves Tartaglia Nogueira, Sílvia Delattre Levis e Bruno Sech Silva, pelo auxílio prestado no desenvolvimento da dissertação. E aos demais colegas da Intertechne que sempre me incentivaram.

Aos amigos e colegas de mestrado, em especial a Neile Cristina Andraos, Charles Henrique Borges do Canto, Pablo Fernando Sanchez e Luiz Henrique Felipe Olavo, pelos momentos de alegrias e tristezas compartilhados. A todos os meus amigos, que compreenderam a minha ausência e me incentivaram sempre.

Aos meus pais, Elaine de Cássia e Marco Antonio Penteado de Almeida, por todo o apoio recebido em todas as fases do meu desenvolvimento, responsáveis por tudo que sou hoje. Aos meus irmãos, Marina e Juliano Penteado de Almeida, e todos os meus familiares que sempre me apoiaram a seguir em frente.

Ao meu marido, Rodrigo Tonus, pelo apoio incondicional, sem nunca demonstrar qualquer sinal de desagrado pelo convívio roubado logo no primeiro ano de casamento. Sem o qual a concretização desse trabalho teria sido muito mais difícil.

## RESUMO

O Brasil possui aproximadamente 14.000km de dutos em todo o seu território para transporte de gás natural e derivados de petróleo. Grande parte desses dutos atravessa regiões serranas, como a Serra do Mar. Esse fato evidencia a necessidade de monitorar a estabilidade das encostas, a fim de se evitar acidentes com graves conseqüências ambientais, sociais e econômicas. O procedimento de cálculo mais utilizado para estabilidade de taludes é o método de equilíbrio limite, que define um fator de segurança para a encosta através da relação entre a força resistente e a força cisalhante do solo. É um método simplificado, que utiliza valores médios para os parâmetros de resistência do solo, tais como coesão e ângulo de atrito. Para considerar a variação desses parâmetros é possível realizar análises probabilísticas, que incluem o desvio padrão de cada variável e fornecem a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade da encosta. Neste trabalho foi analisado um talude da Serra do Mar paranaense, no município de Guaratuba, pelo qual passam dois oledutos, um gasoduto, uma linha de transmissão de energia e, ao seu pé, uma rodovia federal. Essa encosta, que possui aproximadamente 100m de altura, já apresentou sinais de instabilidade, razão pela qual foram instalados dispositivos de drenagem como canaletas superficiais e drenos sub-horizontais profundos, além da realização de obras de contenção em dois pontos da sua superfície. O objetivo dessa pesquisa foi analisar métodos bastante utilizados de equilíbrio limite, como Fellenius, Janbu, Bishop, Morgenstern & Price e Spencer, paralelamente a um vasto estudo dos parâmetros de resistência do solo mais adequados à região e à verificação da eficiência dos sistemas de ancoragem e drenagem instalados. Para tanto, análises determinísticas e probabilísticas foram realizadas em diversos trechos da encosta, utilizando-se o programa Slope-W da Geo Slope. Essas análises abordaram dois cenários de parâmetros de resistência do solo, um otimista e outro pessimista, e consideraram uma variação do nível d'água para avaliar a eficiência do sistema de drenagem. Verificou-se que métodos mais simplificados, como Janbu e Fellenius, apresentam resultados semelhantes aos de métodos mais rigorosos, como Morgenstern & Price e Spencer, apenas em situações que envolvam solo homogêneo sem intervenção de nível d'água ou de qualquer dispositivo de contenção. O método de Bishop fornece resultados semelhantes aos dos métodos rigorosos em qualquer situação. É de extrema importância a manutenção do sistema de drenagem da encosta para garantir sua estabilidade, pois os fatores de segurança obtidos com o nível d'água elevado são menores, principalmente em seu trecho superior. As análises probabilísticas indicaram baixa probabilidade de ruptura para trechos da encosta com fatores de segurança entre 1,2 e 1,5, que segundo a NBR 11.682/1991 deveriam ser considerados instáveis por serem menores que 1,5, fator de segurança estipulado para regiões com alto grau de segurança.

Palavras-chave: Estabilidade de talude. Método de equilíbrio limite. Análise determinística. Análise Probabilística.

## ABSTRACT

Brazil has nearly 14,000km of pipelines in all its territory for transportation of natural gas and petroleum derivatives. Great part of these pipelines crosses ridge regions, like Serra do Mar. This fact shows the necessity of monitoring the slopes stability, to avoid accidents with serious environmental, social and economical consequences. The desing procedure more used for slope stability is the limit equilibrium method, that defines a safety factor for the slope through the relation between the resistance force and the shear force of the soil. It is a simplified method, which uses average values for the soil resistance parameters, like cohesion and friction angle. In order to consider the variation of these parameters it is possible to carry out probabilistic analysis, that includes the standard deviator of each variable and gives the failure probability and reliability index of the slope. In this work it was analyzed a slope of Paraná's Serra do Mar, in Guaratuba city, where are located two petroleum pipelines, a natural gas pipeline, a energy transmission line and a federal road. This slope, that is nearly 100m height, has already shown signals of instability, reason that motivated the installation of a drainage system involving superficial gutters and deep sub-horizontal drains, and retaining structures in two points of its surface. The aim of this research was to analyze the more used limit equilibrium methods, like Fellenius, Janbu, Bishop, Morgestern & Price and Spencer, in connection with a wide study of the soil resistance parameters more appropriate for the local conditions and the verification of the installed anchorage and drainage systems efficiency. Deterministic and probabilistic analysis were carried out and several stretches of the slope, using the program Slope-W, by Geo Slope. These analyses involved two scenarios of soil resistance parameters, one optimistic and another pessimistic, and considered a variation of the water level to evaluate the draining efficiency. It was verified that more simplified methods, like Janbu and Fellenius, show similar results to the more rigorous methods, like Morgestern & Price and Spencer, only in situation that involves homogeneous soil without intervention of water level or any retaining wall. Bishop method gives similar results to the rigorous method in any situation. The maintenance of the drainage system is extremely important to guarantee the stability because the safety factors obtained with higher water levels are small, mainly in the upper stretch. The probabilistic analyzes indicated low failure probability for stretches with safety factors between 1.2 and 1.5, which according to NBR 11.682/1991 should be considered unstable, because they are lower than 1.5, safety factor defined for regions with high safety level.

Key-words: Slope stability. Limit equilibrium method. Deterministic analysis. Probabilistic analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - (a) Traçado dos dutos operados pela TRANSPETRO no Brasil (b) Traçado dos oleodutos operados pela TRANSPETRO na região sul, juntamente com suas refinarias e terminais.....	22
Figura 1.2 - Traçado do gasoduto Bolívia-Brasil operado pela TBG .....	22
Figura 1.3 - Localização da encosta em estudo .....	23
Figura 1.4 - (a) Encosta em estudo, à direita da rodovia BR-376 (b) Vista aérea da encosta com a indicação da plataforma dos dutos e da rodovia .....	23
Figura 2.1 - Desagregação do megacontinente conhecido como Pangea .....	29
Figura 2.2 - Principais unidades geológicas do estado do Paraná.....	30
Figura 2.3 - Perfil típico esquemático de solos em encosta retilínea da serra do Mar .....	33
Figura 2.4 - Precipitação total anual, em milímetros, no período de 1931 a 1960.....	35
Figura 2.5 - Classificação climática do Brasil segundo Köppen .....	36
Figura 2.6 - Esquema de um escorregamento rotacional.....	39
Figura 2.7 - Formas de superfícies de ruptura .....	42
Figura 2.8 - Forças aplicadas em uma fatia típica através do Método das Fatias.....	44
Figura 2.9 - Fatia genérica e forças do Método de Fellenius .....	46
Figura 2.10 - Fatia genérica e forças do Método de Bishop Simplificado.....	47
Figura 2.11 - Gráfico para obtenção do fator de correção ( $f_0$ ) para o Método de Janbu Simplificado .....	48
Figura 2.12 - Forças aplicadas em uma fatia típica no Método de Morgenstern e Price .....	50
Figura 2.13 - Função densidade de probabilidade da distribuição normal .....	54
Figura 2.14 - Variação da probabilidade de ruptura em função do índice de confiabilidade para distribuição normal do fator de segurança.....	55
Figura 3.1 - Seção transversal da encosta em estudo .....	57
Figura 3.2 - Muro de concreto ciclópico logo após o seu rompimento em 1997 .....	58
Figura 3.3 - Árvore situada a meia encosta, entre o oleoduto e o muro rompido, seccionada longitudinalmente pelo movimento da massa coluvionar .....	59
Figura 3.4 - Esquema representando as fendas que surgiram ao longo da encosta após o rompimento do muro.....	59

Figura 3.5 - Seção transversal ao talude após execução das obras de estabilização .....	61
Figura 3.6 - Cortina atirantada atual construída no pé do colúvio .....	61
Figura 3.7 - Ancoragem executada abaixo da plataforma dos oleodutos (a) Placas concretadas e ancoradas no solo (b) Placas concretadas unidas por concreto projetado .....	62
Figura 3.8 - Dispositivos de drenagem (a) Canaleta de concreto de seção trapezoidal, que constitui a drenagem superficial da encosta (b) Extremidade dos drenos sub-horizontais profundos .....	62
Figura 3.9 - Representação gráfica das leituras obtidas de três piezômetros, enfatizando os períodos em que essas leituras não foram realizadas .....	64
Figura 3.10 - Distribuição ao longo da seção transversal das sondagens utilizadas na obtenção do perfil geotécnico.....	66
Figura 3.11 - Perfil geotécnico utilizado nas análises de estabilidade.....	67
Figura 3.12 - Localização instrumentação, sondagens e seção transversal .....	69
Figura 3.13 - Localização dispositivos de drenagem.....	70
Figura 3.14 - Localização dos piezômetros utilizados e nível d'água estimado .....	72
Figura 4.1 - Divisão da encosta em 5 trechos para realização da análise de estabilidade .....	82
Figura 4.2 - Perfil da encosta utilizado pelo programa Slope/W nas análises de estabilidade com o nível d'água original.....	83
Figura 4.3 - Perfil da encosta utilizado pelo programa Slope/W nas análises de estabilidade com o nível d'água elevado.....	83
Figura 4.4 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e sem tirantes .....	85
Figura 4.5 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e sem tirantes .....	85
Figura 4.6 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água original e sem tirantes..	85
Figura 4.7 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água elevado e sem tirantes.	86
Figura 4.8 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e com tirantes .....	86

Figura 4.9 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e com tirantes .....	86
Figura 4.10 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água original e com tirantes..	87
Figura 4.11 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água elevado e com tirantes.	87
Figura 4.12 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água original .....	88
Figura 4.13 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água elevado .....	89
Figura 4.14 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> e nível d'água original .....	89
Figura 4.15 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> e nível d'água elevado .....	89
Figura 4.16 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água original .....	90
Figura 4.17 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água elevado .....	91
Figura 4.18 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> e nível d'água original .....	91
Figura 4.19 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> e nível d'água elevado .....	91
Figura 4.20 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e sem tirantes .....	92
Figura 4.21 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e sem tirantes .....	93
Figura 4.22 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água original e sem tirantes..	93
Figura 4.23 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água elevado e sem tirantes.	93
Figura 4.24 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e com tirantes .....	94
Figura 4.25 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e com tirantes .....	94

Figura 4.26 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água original e com tirantes..	94
Figura 4.27 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> , nível d'água elevado e com tirantes.	95
Figura 4.28 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água original .....	96
Figura 4.29 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água elevado .....	96
Figura 4.30 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> e nível d'água original .....	97
Figura 4.31 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m <sup>2</sup> e nível d'água elevado .....	97
Figura 4.32 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água original e sem tirantes.....	98
Figura 4.33 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e sem tirantes.....	98
Figura 4.34 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água original e com tirantes.....	99
Figura 4.35 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e com tirantes.....	99
Figura 4.36 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros otimistas e nível d'água original .....	100
Figura 4.37 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros otimistas e nível d'água elevado .....	100
Figura 4.38 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros otimistas e nível d'água original .....	101
Figura 4.39 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros otimistas e nível d'água elevado .....	101
Figura 4.40 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água original e sem tirantes.....	102
Figura 4.41 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e sem tirantes.....	102
Figura 4.42 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água original e com tirantes.....	103

Figura 4.43 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e com tirantes.....	103
Figura 4.44 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros otimistas e nível d'água original .....	104
Figura 4.45 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros otimistas e nível d'água elevado .....	104
Figura 5.1 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos .....	108
Figura 5.2 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos .....	108
Figura 5.3 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos .....	109
Figura 5.4 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos .....	109
Figura 5.5 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos .....	110
Figura 5.6 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos .....	111
Figura 5.7 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos .....	112
Figura 5.8 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos .....	112
Figura 5.9 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos .....	113
Figura 5.10 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos .....	113

Figura 5.11 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos .....	114
Figura 5.12 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos .....	115
Figura 5.13 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos.....	116
Figura 5.14 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos.....	117
Figura 5.15 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos.....	118
Figura 5.16 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos.....	118
Figura 5.17 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios .....	120
Figura 5.18 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios .....	120
Figura 5.19 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios .....	121
Figura 5.20 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios .....	121
Figura 5.21 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios.....	122
Figura 5.22 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios.....	123
Figura 5.23 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios .....	124
Figura 5.24 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios .....	124

Figura 5.25 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios .....	125
Figura 5.26 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios .....	125
Figura 5.27 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios.....	126
Figura 5.28 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios.....	127
Figura 5.29 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios.....	128
Figura 5.30 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios.....	129
Figura 5.31 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios.....	130
Figura 5.32 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios.....	130
Figura 6.1 - Análises determinísticas realizadas .....	132
Figura 6.2 - Análises probabilísticas realizadas .....	132

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Escala dos tempos geológicos.....	29
Tabela 2.2 - Características dos métodos de equilíbrio limite .....	45
Tabela 2.3 - Índices de confiabilidade típicos.....	55
Tabela 2.4 - Índices de confiabilidade em função do tipo de obra.....	56
Tabela 3.1 - Trabalhos desenvolvidos com base nos dados de piezometria .....	64
Tabela 3.2 - Trabalhos desenvolvidos sobre estabilidade de taludes .....	65
Tabela 3.3 - Sondagens utilizadas na interpretação do perfil geotécnico .....	71
Tabela 3.4 - Leituras piezométricas .....	72
Tabela 4.1 - Estimativa do valor do ângulo de atrito para diferentes correlações .....	76
Tabela 4.2 - Parâmetros geotécnicos obtidos na literatura .....	78
Tabela 4.3 - Análises estatísticas dos dados apresentados na literatura .....	79
Tabela 4.4 - Parâmetros utilizados no projeto de estabilização da encosta.....	79
Tabela 4.5 - Análise estatística dos parâmetros da encosta .....	80
Tabela 4.6 - Definição dos parâmetros geotécnicos para os cenários pessimista e otimista.....	81
Tabela 4.7 - Valores do peso específico de cada camada.....	81
Tabela 4.8 - Parâmetros geotécnicos do cenário pessimista .....	84
Tabela 4.9 - Parâmetros geotécnicos do cenário otimista.....	98
Tabela 5.1 - Valores típicos do coeficiente de variação .....	105
Tabela 5.2 - Coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos .....	106
Tabela 5.3 - Parâmetros pessimistas utilizados nas análises probabilísticas .....	107
Tabela 5.4 - Parâmetros otimistas utilizados nas análises probabilísticas .....	115
Tabela 5.5 - Parâmetros pessimistas utilizados nas análises probabilísticas .....	119
Tabela 5.6 - Parâmetros otimistas utilizados nas análises probabilísticas .....	128
Tabela 6.1 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 1...	133
Tabela 6.2 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 2...	133
Tabela 6.3 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 3...	133
Tabela 6.4 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 4...	133
Tabela 6.5 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 5...	133
Tabela 6.6 - Resultados das análises de estabilidade para as situações que apresentaram fator de segurança menor que 1,5 .....	135

## LISTA DE SIGLAS

ANP = Agência Nacional do Petróleo

CID = Ensaio triaxial axi-simétrico, consolidado isotropicamente, cisalhamento drenado

CILAMCE = Congresso Ibero-Latino Americano de Métodos Computacionais

CNPq = Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico

CIU = Ensaio triaxial axi-simétrico, consolidado isotropicamente, cisalhamento não drenado

DHP = Dreno sub-horizontal profundo

DINELPAR = Dinâmica de Encostas Litorâneas do Paraná e Implicações em Obras de Engenharia

DS = Ensaio de cisalhamento direto

GASBOL = Gasoduto Bolívia- Brasil

GEOSUL = Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul

INFOGEO = Simpósio de Aplicações de Informática em Geotecnia

MINEROPAR = Minerais do Paraná S/A

OLAPA = Oleoduto Araucária - Paranaguá

OPASC = Oleoduto Paraná - Santa Catarina

OSPAR = Oleoduto Santa Catarina - Paraná

PETROBRAS = Petróleo Brasileiro S/A

PRONEX = Programa de Apoio a Núcleo de Excelência

PUC-PR = Pontifícia Universidade Católica do Paraná

PUC-Rio = Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

REPAR = Refinaria Presidente Getúlio Vargas

RS = Ensaio em equipamento “ring shear”

SPT = Standart Penetration Test (ensaio de penetração padrão – sondagem)

TBG = Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil

TRANSPETRO = PETROBRAS Transporte S/A

UFPR = Universidade Federal do Paraná

USACE = The United States Army Corps of Engineers

UTFPR = Universidade Tecnológica Federal do Paraná

## LISTA DE SÍMBOLOS

$c$  = coesão em termos de tensão total

$c'$  = coesão em termos de tensão efetiva

$c_u$  = coesão não drenada

CV = coeficiente de variação

$dP_b$  = resultante das pressões neutras na base da fatia no método de Morgenstern e Price

$dN$  = força normal à base da fatia no método de Morgenstern e Price

DP = desvio padrão

$D_r$  = densidade relativa

$dS$  = força cisalhante mobilizada na base da fatia no método de Morgenstern e Price

$dW$  = peso da fatia no método de Morgenstern e Price

$dx$  = espessura da fatia no método de Morgenstern e Price

$E$  = forças laterais à fatia; esperança matemática

$f_0$  = fator de correção no método de Janbu Simplificado

FS = fator de segurança

$l_{Df}$  = domínio de falha

$l$  = comprimento da base da fatia

$N$  = força normal à base da fatia; número de tiragens aleatórias

$N_{60}$  = número de golpes da sondagem corrigido em função da energia de cravação igual a 60% (padrão americano)

$N_{70}$  = número de golpes da sondagem corrigido em função da energia de cravação igual a 70%

$N_{SPT}$  = número de golpes da sondagem (energia de cravação igual a 66% - padrão brasileiro)

$P$  = peso da fatia

$P_f$  = probabilidade de falha

$\tilde{P}_f$  = estimativa de probabilidade de falha

PR = probabilidade de ruptura

$P_w$  = pressões neutras nas laterais da fatia no método de Morgenstern e Price

$s$  = resistência ao cisalhamento do solo

$T$  = força tangencial entre as fatias no método de Morgenstern e Price

$u$  = poropressão

$X$  = forças verticais entre as fatias

$\alpha$  = inclinação da base da fatia no método de Morgenstern e Price

$\beta$  = índice de confiabilidade

$\Delta x$  = espessura da fatia

$\phi$  = ângulo de atrito em termos de tensão total

$\phi'$  = ângulo de atrito em termos de tensão efetiva

$\gamma$  = peso específico natural

$\gamma_{\text{sat}}$  = peso específico saturado

$\lambda$  = parâmetro adimensional no método de Morgenstern e Price

$\mu$  = média

$\theta$  = inclinação da base da fatia

$\tau$  = tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada

$\sigma$  = tensão total normal ao plano de ruptura; desvio padrão

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	21
1.1 OBJETIVO DA PESQUISA .....	26
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	27
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	28
2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA SERRA DO MAR .....	28
2.2 MECANISMOS DE RUPTURA DE TALUDES .....	36
2.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES .....	40
2.3.1 Método de Fellenius ou Método Ordinário das Fatias .....	45
2.3.2 Método de Bishop Simplificado.....	46
2.3.3 Método de Janbu Simplificado.....	48
2.3.4 Método de Morgenstern e Price.....	49
2.3.5 Método de Spencer .....	51
2.4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	51
3. HISTÓRICO, ESTUDOS E DADOS DA ENCOSTA.....	57
3.1 ESTUDOS DESENVOLVIDOS NA REGIÃO .....	63
3.2 DADOS UTILIZADOS NO ESTUDO .....	66
4. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS .....	74
4.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	74
4.2 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA .....	82
4.2.1 Cenário de parâmetros pessimistas .....	84
4.2.2 Cenário de parâmetros otimistas .....	97
5. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS.....	105
5.1 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS COM COEFICIENTES DE VARIAÇÃO MÁXIMOS.....	107
5.1.1 Cenário de parâmetros pessimistas .....	107
5.1.2 Cenário de parâmetros otimistas .....	115
5.2 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS COM COEFICIENTES DE VARIAÇÃO MÉDIOS.....	119
5.2.1 Cenário de parâmetros pessimistas .....	119
5.2.2 Cenário de parâmetros otimistas .....	127

6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	132
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	139
7.1 CONCLUSÕES .....	139
7.2 SUGESTÕES.....	141
REFERÊNCIAS.....	142

## 1. INTRODUÇÃO

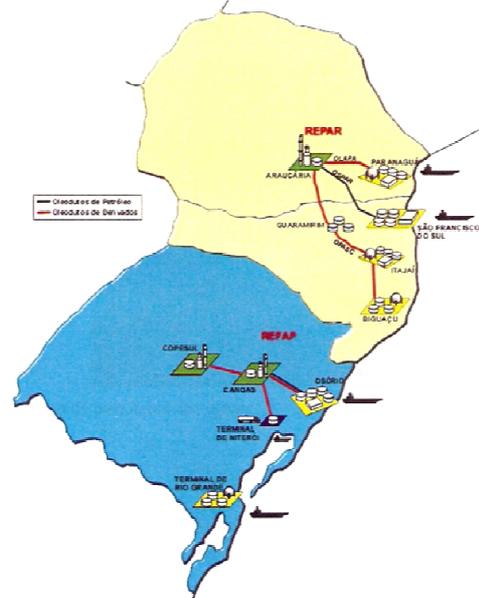
Dutovias, rodovias e linhas de transmissão são classificadas como obras lineares, pois possuem uma de suas dimensões significativamente maior que as demais. Devido à grande extensão dessas obras, principalmente em um país continental como o Brasil, elas atravessam diversas condições de relevo, solo e hidrologia. Essas condições têm que ser estudadas e consideradas no projeto de cada trecho de um empreendimento.

Fenômenos de origem natural, tais como inundações, erosões, deslizamentos de terra, terremotos, maremotos e furacões podem ameaçar a estabilidade desses empreendimentos e trazer graves conseqüências sociais, ambientais e econômicas.

O Brasil possui aproximadamente 14.000km de dutos em todo o seu território. Os dutos para transporte de gás natural e derivados de petróleo são regulados pela Agência Nacional do Petróleo (ANP) e as maiores operadoras desses dutos são a TRANSPETRO, empresa subsidiária da PETROBRAS, e a Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil (TBG).

A Figura 1.1 apresenta um mapa com a localização dos dutos operados pela TRANSPETRO no Brasil, que totalizam aproximadamente 11.000km de extensão, e a localização dos oleodutos na região sul, juntamente com suas refinarias e terminais.

A Figura 1.2 apresenta o traçado do gasoduto Bolívia-Brasil, operado pela TBG, que é o maior da América Latina, possuindo 3.150km de extensão, sendo que 2.593km estão em território brasileiro.



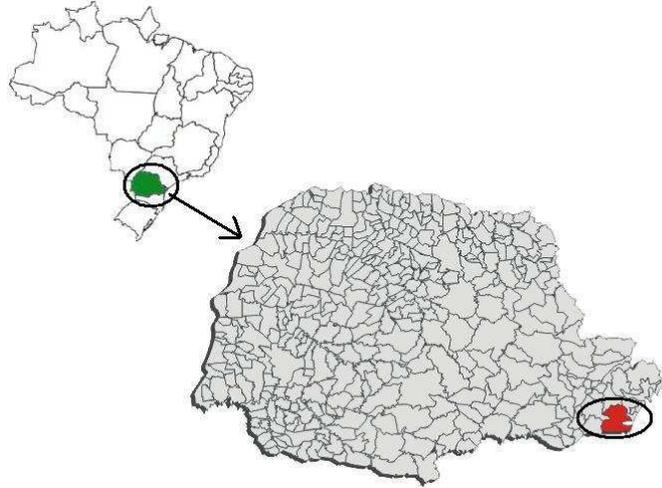
(a) (b)  
**Figura 1.1 - (a) Traçado dos dutos operados pela TRANSPETRO no Brasil (b) Traçado dos oleodutos operados pela TRANSPETRO na região sul, juntamente com suas refinarias e terminais**  
**FONTE: TRANSPETRO (2009)**



**Figura 1.2 - Traçado do gasoduto Bolívia-Brasil operado pela TBG**  
**FONTE: TBG (2009)**

Percebe-se nas Figuras 1.1 e 1.2 a grande densidade de dutos localizados na região sul do Brasil e na Serra do Mar, que pelo seu histórico de ocorrência de movimentos de massa, determina a necessidade da realização de estudos geotécnicos nesses locais, a fim de se verificar a estabilidade das encostas por onde passam os dutos, de modo a evitar acidentes.

A encosta objeto deste estudo de caso localiza-se na Serra do Mar paranaense, no município de Guaratuba, ao longo da rodovia BR-376 e próxima ao Km 673, vide Figura 1.3.



**Figura 1.3 - Localização da encosta em estudo**

A encosta, apresentada na Figura 1.4, possui aproximadamente 100m de altura, na qual encontram-se dois oleodutos (OSPAR e OPASC), que ligam a Refinaria de Araucária (REPAR) a terminais em São Francisco do Sul, Guaramirim, Itajaí e Biguaçu. Há, também, o gasoduto Brasil-Bolívia (GASBOL) e uma linha de transmissão de energia elétrica de alta tensão. No pé do talude, localiza-se ainda a rodovia BR-376.



(a)



(b)

**Figura 1.4 - (a) Encosta em estudo, à direita da rodovia BR-376 (b) Vista aérea da encosta com a indicação da plataforma dos dutos e da rodovia**

**FONTE: (a) DINELPAR (2004) (b) Adaptado de PETROBRAS (1997)**

Nessa região, a ocorrência de um deslizamento de terra pode gerar um arraste dos dutos, que podem romper e causar vazamento de óleo e/ou gás na região. No caso do gasoduto, há risco de explosão com perdas de vidas humanas e,

para o oleoduto, o risco é a contaminação ambiental. Além da poluição do ar e do solo e da possível contaminação de seres humanos, animais e plantas, o óleo resultado de um vazamento atingiria facilmente o Rio São João e, conseqüentemente, alcançaria o mar, causando um grande dano ecológico à região.

Em 2001, o oleoduto OLAPA de 93km, que liga a Refinaria Presidente Getúlio Vargas (REPAR), em Araucária, até o Terminal de Paranaguá, rompeu, devido a uma movimentação de solo, e cerca de 50 mil litros de óleo diesel vazaram na Serra do Mar, na região de Morretes, atingindo quatro rios.

Segundo Farah (2003), o valor do patrimônio material destruído por instabilizações em encostas pode ser estimado na casa dos bilhões de dólares anuais em todo o mundo.

Os gastos financeiros gerados a partir de um deslizamento de terra incluem desde o custo da tentativa de resgate de eventuais sobreviventes soterrados até os altos investimentos em obras emergenciais para refrear novos escorregamentos e posterior recuperação e estabilização da encosta.

Nessa encosta específica, os prejuízos econômicos podem ser ainda maiores, devido à possível interrupção do transporte pela rodovia, que liga dois importantes portos da região; interrupção da transmissão de energia elétrica pelas linhas situadas no topo do talude e vazamento de gás natural e óleo, que são transportados pelos dutos que atravessam a encosta.

O crescimento desordenado das cidades contribui para o aumento no número de mortes causadas por deslizamentos, devido à ocupação de regiões com elevado risco geotécnico, sem a realização de nenhuma intervenção técnica para torná-las seguras.

Um maior conhecimento das características e do comportamento do solo da região, através de critérios de projeto mais confiáveis, em paralelo com um maior controle pela prefeitura local das regiões habitadas, diminuiriam transtornos sociais como a paralisação de atividades realizadas na área atingida, a remoção de habitantes dos locais afetados e a perda de vidas humanas.

A encosta em estudo apresentou a primeira movimentação de massas de solo no ano de 1995 durante a duplicação da rodovia BR-376, devido à escavação da base do talude. A faixa dos dutos não foi atingida, porém os vários escorregamentos deixaram cicatrizes (trincas) ao longo do talude. E no início de 1997, durante um período de fortes chuvas, novas movimentações ocorreram,

desencadeando uma série de escorregamentos sucessivos e formando diversas trincas em toda a extensão da encosta, inclusive na faixa dos dutos (GEOPROJETOS, 1997).

A encosta sofreu diversas obras de estabilização e hoje possui uma cortina atirantada junto à rodovia, tirantes abaixo da plataforma dos dutos, drenos superficiais e drenos sub-horizontais profundos, além de instrumentos como piezômetros e inclinômetros que monitoram as condições de estabilidade.

Em 2004, foi criado o projeto “Dinâmica de Encostas Litorâneas do Paraná e Implicações em Obras de Engenharia (DINELPAR)”, no qual está inserido o presente trabalho, que incluiu a análise da situação atual de estabilidade da encosta.

Na engenharia, o método de cálculo já consagrado para a verificação da estabilidade de talude é conhecido como método de equilíbrio limite. Esse método calcula um fator de segurança para a encosta, através do equilíbrio de uma massa de solo tomada como corpo rígido, na iminência de entrar em processo de escorregamento.

Existem diversos métodos de equilíbrio limite, que diferem quanto à consideração da forma da superfície de ruptura e às hipóteses simplificadoras adotadas para a solução do problema.

Uma das limitações desses métodos, por serem determinísticos, é a adoção de valores médios para os parâmetros de resistência do solo, não considerando a sua variação.

O resultado de uma análise de estabilidade na forma de um único número, o fator de segurança determinístico, acima do qual a encosta encontra-se estável e abaixo não, é bastante questionável em algumas situações, principalmente ao se trabalhar com encostas naturais, cujo comportamento satisfatório nem sempre obedece às relações matemáticas de um modelo simplificado.

Para casos como esses, há uma ferramenta alternativa para avaliação da estabilidade de taludes, que são as análises probabilísticas, as quais consideram a variação dos parâmetros do solo e tendem a ser cada vez mais utilizadas na engenharia geotécnica. Para isso são utilizados coeficientes de variação para os parâmetros envolvidos no cálculo e curvas de distribuição para cada variável, comumente, curva de distribuição normal. Ressalta-se que é necessário possuir quantidade mínima de dados do solo para poder considerar a variação de seus parâmetros.

A análise probabilística quantifica incertezas inerentes ao fator de segurança determinístico através do cálculo da probabilidade de ruptura e do índice de confiabilidade da encosta, permitindo ao engenheiro geotécnico tomar decisões mais seguras frente a taludes que possuam fator de segurança menor que o recomendável, porém não apresentem risco iminente.

A estatística está sendo usada cada vez mais na engenharia geotécnica, principalmente para a verificação de riscos e confiabilidade. Porém, como as normas de estabilidade de taludes ainda não a consideram nos procedimentos de cálculo, ainda há a necessidade da realização de estudos para a determinação de faixas de valores que possam ser considerados seguros.

Segundo Whitman (2000), apenas quando o custo de uma obra é extremamente alto o cliente se interessa em discutir os riscos do empreendimento, o que é um empecilho para o uso dessa ferramenta.

O mapeamento do risco de acidentes geotécnicos de regiões como a Serra do Mar é uma maneira de se antecipar às catástrofes e de facilitar a tomada de decisões quando situações mais críticas venham a ocorrer. Como por exemplo, em novembro de 2008, quando choveu três vezes mais que a média mensal no estado de Santa Catarina, e diversos deslizamentos de terra foram provocados.

## **1.1 OBJETIVO DA PESQUISA**

Pelo exposto, o principal objetivo deste trabalho é:

- Avaliar e comparar resultados de métodos de equilíbrio limite na análise de estabilidade de taludes, com abordagem determinística e probabilística, com características geológico-geotécnicas similares à região da Serra do Mar.

Para que esse objetivo seja atingido os seguintes objetivos específicos devem ser cumpridos:

- Coletar e consolidar parâmetros de resistência do solo, já utilizados em análises anteriores, condizentes com a região da Serra do Mar;

- Aplicar análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade da encosta;
- Definir valores admissíveis para o resultado de análises probabilísticas, que balizem as respostas obtidas.

## **1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O capítulo 2 apresenta a caracterização física da Serra do Mar, através de conceitos de geologia, relevo, pluviometria e vegetação. Os métodos de equilíbrio limite utilizados para a verificação da estabilidade de taludes também são contemplados, bem como os mecanismos de ruptura de taludes e a abordagem probabilística das análises de estabilidade.

O capítulo 3 mostra um histórico dos acontecimentos na encosta, desde o primeiro movimento de terra ocorrido, e os diversos estudos já desenvolvidos na região. Além de apresentar os dados utilizados nas presentes análises, como topografia da encosta, boletins de sondagens e dados piezométricos.

O capítulo 4 apresenta um estudo sobre os parâmetros geotécnicos dos solos a serem utilizados nas análises de estabilidade e as análises determinísticas realizadas.

O capítulo 5 apresenta as análises probabilísticas e define coeficientes de variação para os parâmetros geotécnicos envolvidos.

Os capítulos finais, 6 e 7, apresentam a discussão dos resultados obtidos e as conclusões do trabalho realizado, respectivamente.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA SERRA DO MAR

A Serra do Mar é uma cadeia montanhosa do relevo brasileiro que se estende por aproximadamente 1.500km ao longo do litoral do país, desde o estado do Espírito Santo até o sul do estado de Santa Catarina. A Serra exibe características fisiográficas singulares e bem diferenciadas, que apresentam pouquíssimas e pequenas variações locais, ao longo de toda a sua extensão (SANTOS, 2004).

A seguir são descritas as principais características físicas da Serra do Mar, as quais interferem em qualquer estudo de engenharia que se realize na região.

As caracterizações geológico-geotécnicas são fundamentais tanto nos estudos de viabilidade e nos projetos de implantação de obras como naqueles de previsão, prevenção ou correção dos efeitos danosos de processos naturais, por exemplo, os escorregamentos. O tratamento destas informações deve considerar aspectos peculiares, como o ambiente de formação e a história evolutiva, os quais têm grande influência no comportamento ante os processos intempéricos e erosivos (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

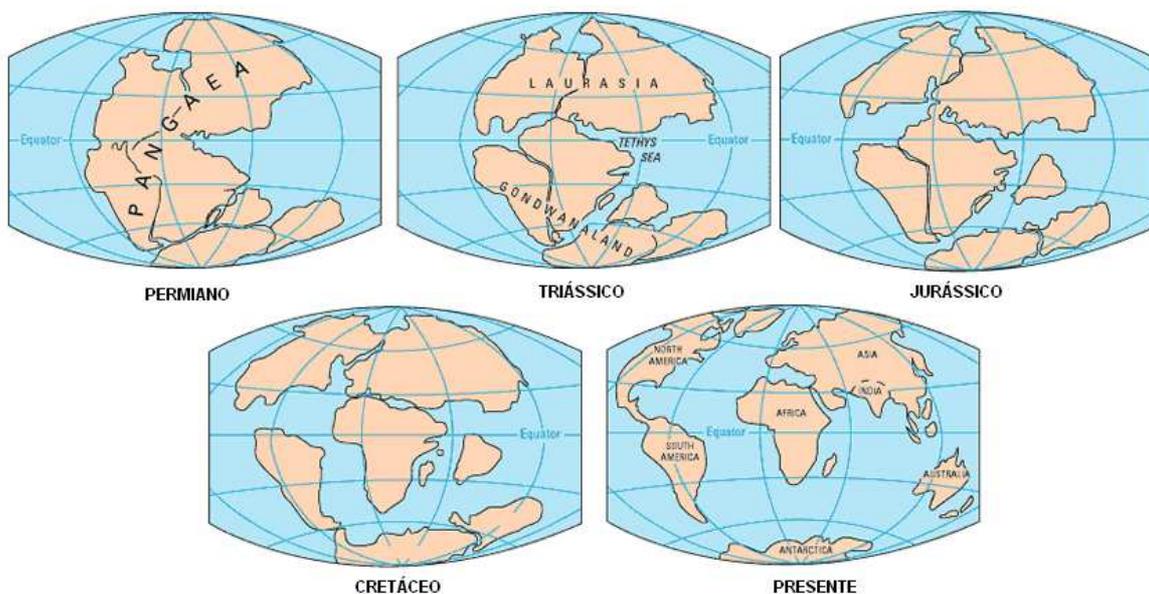
Em relação à história evolutiva do território brasileiro, a distribuição geográfica dos diferentes tipos de rochas é consequência de processos tectônicos que agiram na crosta terrestre, desde os primórdios da história geológica da Terra, no Arqueano até o presente (BARTORELLI & HARALYI, 1998). A Tabela 2.1 apresenta a escala dos tempos geológicos.

Em todo o território brasileiro, antigos núcleos ou placas aglutinados por sucessivas colisões limitam-se por meio de zonas de fraqueza crustal, conhecidas por geossuturas ou, simplesmente, suturas. Ao longo dessas suturas ocorreram sucessivas rupturas, no decorrer do Proterozóico, que causaram desagregação parcial do megacontinente primitivo conhecido como Pangea (vide Figura 2.1). Estes processos colisionais e desagregacionais perduram até hoje, sendo que no Mesozóico iniciou-se um processo de desagregação da deriva continental que

resultou na atual distribuição dos continentes no nosso planeta (BARTORELLI & HARALYI, 1998).

**Tabela 2.1 - Escala dos tempos geológicos**  
**FONTE: BARTORELLI & HARALYI (1998)**

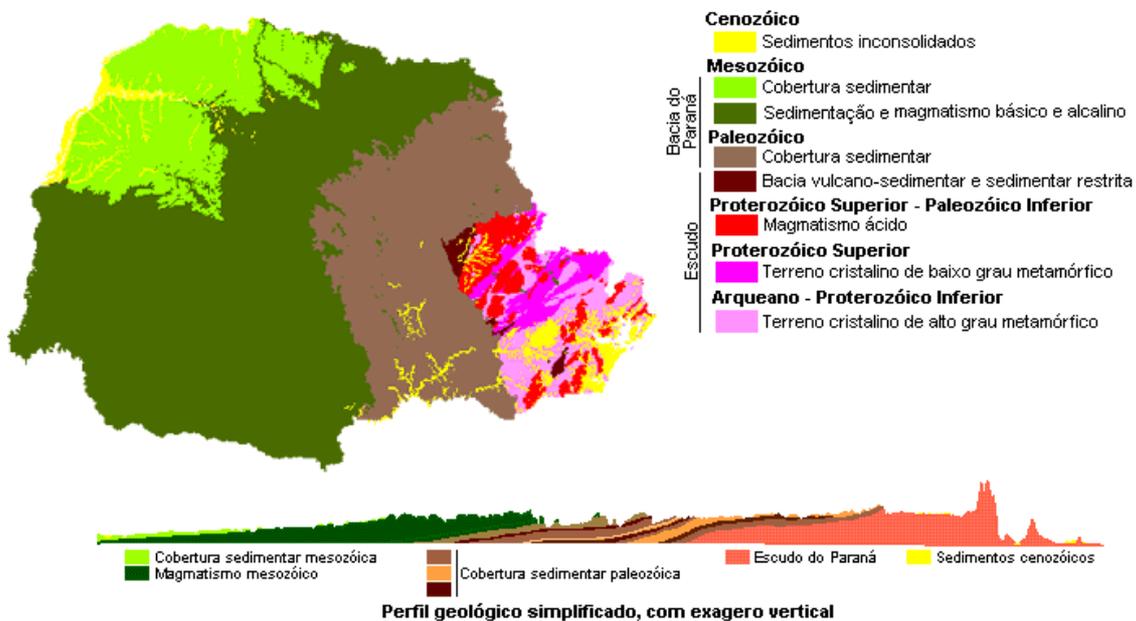
EON	ERA	PERÍODO	MILHÕES DE ANOS
Fanerozóico	Cenozóico	Quaternário	1,6
		Terciário	64,4
	Mesozóico	Cretáceo	140
		Jurássico	205
		Triássico	250
	Paleozóico	Permiano	290
		Carbonífero	355
		Devoniano	410
		Siluriano	438
		Ordoviciano	510
		Cambriano	540 (570)
Proterozóico	Neoproterozóico		1.000
	Mesoproterozóico		1.600
	Paleoproterozóico		2.500
Arqueano			4.500



**Figura 2.1 - Desagregação do megacontinente conhecido como Pangea**  
**FONTE: Geology.com (2008)**

Como consequência desse conjunto de fenômenos, rochas pré-cambrianas do embasamento cristalino consolidaram-se, servindo de substrato para a acumulação e deposição das rochas fanerozóicas nas bacias sedimentares. Isso resultou na existência de duas grandes províncias geotectônicas no Brasil, o embasamento cristalino ou pré-cambriano e as bacias sedimentares, que ocupam mais de 50% do território nacional (BARTORELLI & HARALYI, 1998).

O registro geológico no Estado do Paraná, ainda que descontínuo, representa um intervalo de idades mais antigas que 2.800 milhões de anos até o presente. O embasamento cristalino, também conhecido como escudo, é formado por rochas magmáticas e metamórficas mais antigas que 570 milhões de anos e é recoberto pelas rochas vulcânicas e sedimentares paleozóicas e mesozóicas que constituem a Bacia do Paraná. Esta cobertura foi posteriormente erodida, devido ao soerguimento da crosta continental a leste, expondo o embasamento. Sedimentos recentes com idades inferiores a 1,8 milhões de anos recobrem parcialmente as rochas da Bacia e do Escudo (MINEROPAR, 2008). As principais unidades geológicas do Paraná são mostradas na Figura 2.2.



**Figura 2.2 - Principais unidades geológicas do estado do Paraná**  
**FONTE: MINEROPAR (2008)**

Segundo Maack (2001), cinco paisagens principais naturais podem ser distinguidas no estado do Paraná, determinadas pela escarpa de falha e pela serra marginal do complexo cristalino, como também pelos degraus estruturais do

devoniano e do triássico-jurássico: litoral, serra do Mar, primeiro planalto ou planalto de Curitiba, segundo planalto ou planalto de Ponta Grossa e terceiro planalto ou planalto de Guarapuava.

A serra do Mar, objeto deste estudo, constitui a zona limítrofe entre o planalto meridional e a planície costeira. Além de representar um degrau (escarpa), forma serras marginais descontínuas, que se elevam de 500 a 1.000 metros acima do nível do planalto, no estado do Paraná. A serra marginal de borda de planalto é mais escarpada do lado Atlântico, do que do lado continental. É dotada de taludes íngremes e vertentes vigorosas, tanto em relação ao primeiro planalto, como em relação à zona pré-serra do Mar e planície costeira atlântica (BIGARELLA, 1978).

Rochas cristalinas pré-cambrianas constituem o embasamento da faixa litorânea, expondo-se, sobretudo na serrania que a delimita pelo lado interior e nas elevações que se salientam das áreas baixas, estas marcadas por coberturas sedimentares (HASSUI et al, 1994).

Os solos residuais, ou solos de alteração, que também cobrem grande parte das rochas na Serra do Mar, são solos de decomposição de rocha que permaneceram no próprio local de sua formação. O tipo de solo resultante depende da natureza da rocha matriz, do clima, da topografia, das condições de drenagem e dos processos orgânicos.

Segundo Massad (2003), nas regiões do pré-cambriano, como a região da Serra do Mar, ocorrem os solos residuais de gnaisses, micaxistos e granitos. Os granitos são constituídos pelos minerais quartzo, feldspato e mica e decompõe-se dando origem a solos micáceos, com partículas de argila (do feldspato) e grãos de areia (do quartzo). Os gnaisses e micaxistos geram solos predominantemente siltosos e micáceos.

O professor Milton Vargas, em 1977, propôs uma classificação para os solos residuais, subdividindo-os em três horizontes, em função da intensidade de intemperismo. O primeiro horizonte compreende os solos residuais maduros, que são os solos que perderam toda a estrutura original da rocha matriz e tornaram-se relativamente homogêneos. Os solos saprolíticos, ou solos residuais jovens, constituem o segundo horizonte e mantêm estruturas herdadas da rocha, como veios intrusivos, juntas preenchidas e xistosidades. Aparentam serem rochas, mas se desmancham com a pressão dos dedos ou com o uso de ferramentas pontiagudas. Os blocos em material alterado correspondem ao horizonte de rocha

alterada, em que a ação intempérica progrediu ao longo das fraturas ou zonas de menor resistência, deixando intactos grandes blocos da rocha original, envolvidos por solo. Trata-se de um material de transição entre solo e rocha (MASSAD, 2003).

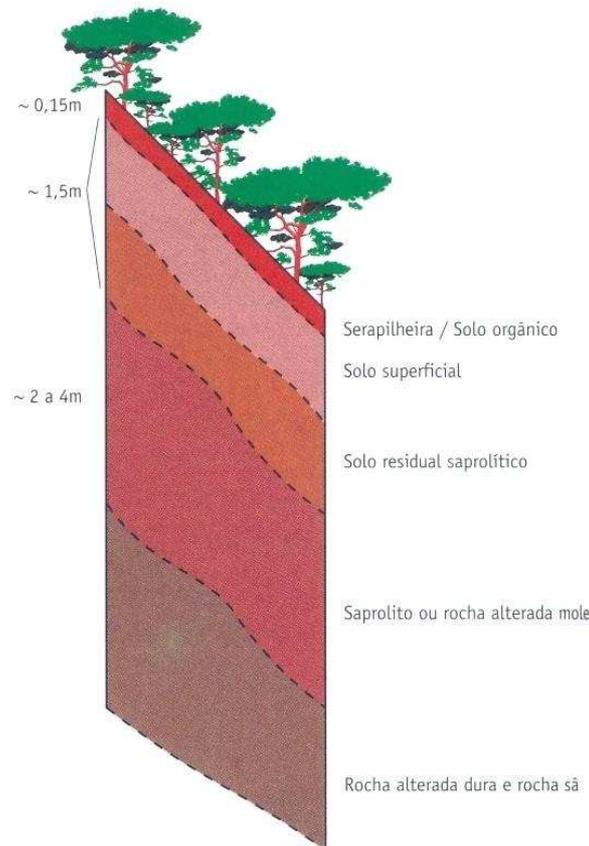
Segundo Santos (2004) e como pode ser visualizado na Figura 2.3, do ponto de vista da Geologia de Engenharia, são distinguidos os seguintes horizontes nas encostas abruptas da serra do Mar:

*Solo superficial:* constitui o horizonte superficial logo abaixo da serapilheira e do solo orgânico. Pode ser formado por um sub-horizonte superior transportado e por um horizonte residual. Apresenta intemperismo e pedogênese mais intenso e, portanto, uma maior expressão da fração argilosa, sendo por isso mais coesivo. É escavável por enxadão.

*Solo saprolítico ou solo de alteração de rocha:* trata-se de um horizonte de solo resultante do intemperismo químico sobre a rocha matriz, praticamente não submetido a processo pedogenético. Apresenta nítidos vestígios texturais da rocha matriz. Normalmente são silto-arenosos ou areno-siltosos, com fragmentos de rocha e pouca argila. É escavável por enxadão.

*Saprolito ou rocha alterada mole:* constitui um horizonte rochoso basicamente formado por blocos de rocha de vários tamanhos, separados por descontinuidades estruturais (diáclases, fraturas) e por zonas mineralógicas com maior alteração. É escavável por picareta e fogacho.

*Rocha alterada dura e rocha sã:* trata-se já do maciço rochoso pouco ou nada alterado pelo intemperismo. É escavável unicamente por explosivos.



**Figura 2.3 - Perfil típico esquemático de solos em encosta retilínea da serra do Mar**  
**FONTE: SANTOS (2004)**

Quando o solo residual é transportado pela ação da gravidade a distâncias relativamente pequenas, como nos escorregamentos, recebe o nome de solo coluvionar, coluvião ou tálus. Em geral esses solos encontram-se no pé das encostas naturais e podem ser constituídos de solos misturados com blocos de rocha (MASSAD, 2003).

Os corpos coluvionares normalmente apresentam espessuras em torno de um metro e têm composição argilo-silto-arenosa com presença de fragmentos de rocha. Os corpos de tálus podem atingir espessuras de algumas dezenas de metros, sendo invariavelmente constituídos de uma matriz argilo-silto-arenosa que envolve número considerável de fragmentos e blocos de rocha centimétricos a decimétricos (SANTOS, 2004).

Os solos residuais, principalmente os saprolíticos, possuem elevada resistência ao cisalhamento, porém baixa resistência à erosão e, por isso, precisam ser protegidos em obras que envolvem cortes e escavações em encostas naturais (MASSAD, 2003).

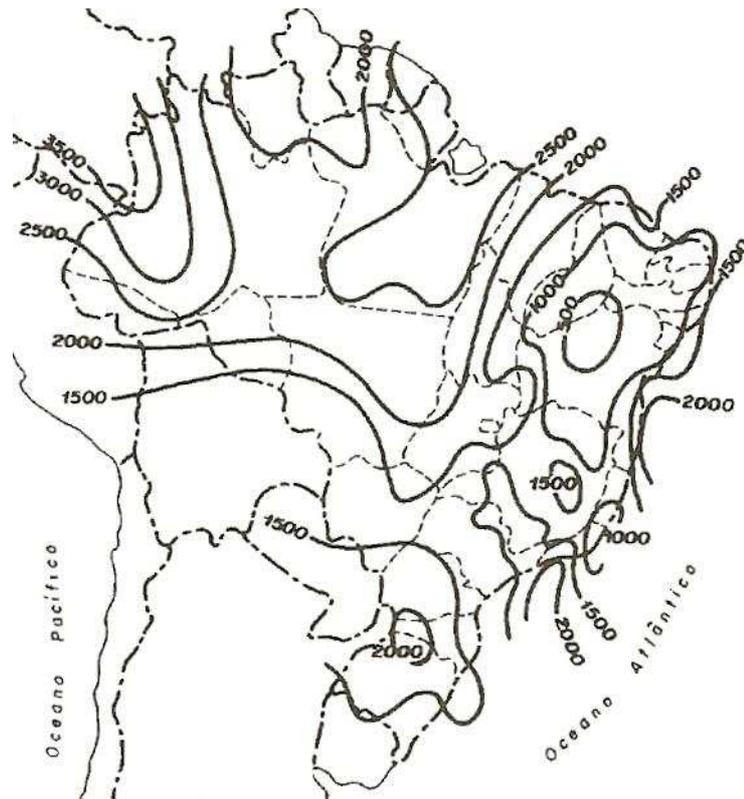
A velocidade de alteração das rochas ou intemperismo é fortemente condicionada pela temperatura e precipitação da região. A chuva também é um dos fatores condicionantes dos processos erosivos, atuando segundo sua intensidade, duração e distribuição ao longo do ano.

Uma chuva pouco intensa, de longa duração, provoca menos danos que uma chuva curta e muito intensa, embora o total das precipitações possa ser o mesmo. Precipitações durante a época seca podem, igualmente, provocar mais estragos no solo que precipitações durante a estação chuvosa, quando a vegetação já se recuperou e absorve parte do impacto das gotas sobre o solo. Ao contrário, as chuvas intensas, durante e ao final da estação chuvosa, quando os solos estão saturados, são decisivas para elevar as pressões nos poros acima de valores críticos e provocar escorregamentos (MOREIRA & PIRES NETO, 1998).

Inúmeros fatores de ordem natural ou humana podem desencadear escorregamento de talude, porém a chuva se distancia de qualquer fator em importância. Se não todos, a maioria dos escorregamentos registrados em nosso meio fisiográfico estão associados a episódios de elevada pluviosidade, de duração compreendida entre algumas poucas horas ou até alguns dias. A ocorrência de um elevado índice de pluviosidade é condição necessária, mas nem sempre é condição suficiente para o desencadeamento de escorregamentos (GUIDICINI & NIEBLE, 1984).

Em um estudo realizado por Guidicini e Nieble (1984), que reuniu 100 episódios de chuva intensa ocorridos em território brasileiro, independentemente de sua vinculação, ou não, a escorregamentos, conclui-se que somente há uma relação biunívoca entre chuvas e escorregamentos para índices de pluviosidade diários superiores a 250 – 300mm. Episódios de chuva desta intensidade parecem capazes de desencadear movimentos de massas praticamente em qualquer circunstância.

A variação espacial da distribuição das chuvas no Brasil está representada na Figura 2.4. Nota-se que os índices de precipitação variam entre 500 e 3.500mm em todo o território brasileiro e que a região da Serra do Mar paranaense recebe em torno de 1.500mm de chuva anualmente. Nery et al (2005) mostra, com base em dados pluviométricos entre 1966 e 1997, que a precipitação na região serrana paranaense pode ultrapassar 2.000mm por ano, valor influenciado pela orografia e maritimidade, sendo que os meses mais chuvosos são dezembro, janeiro e fevereiro.



**Figura 2.4 - Precipitação total anual, em milímetros, no período de 1931 a 1960**  
**FONTE: MOREIRA & PIRES NETO (1998) apud INEMET (1986)**

De acordo com a classificação de Köppen, que atualmente é considerada a melhor classificação climática por levar em conta fatores como relevo, regime de chuvas e temperatura, o clima da região serrana paranaense é do tipo Cfa, como pode ser visualizado na Figura 2.5. A letra “C” significa clima temperado quente, com a temperatura média do mês mais frio entre 18 e -3°C; “f” indica um clima sempre úmido com chuva em todos os meses do ano, sendo a precipitação média do mês mais seco superior a 60mm e “a” refere que a temperatura média do mês mais quente é superior a 22°C (BIGARELLA, 1978).



**Figura 2.5 - Classificação climática do Brasil segundo Köppen**  
**FONTE: Clima Brasileiro (2008)**

## 2.2 MECANISMOS DE RUPTURA DE TALUDES

Sob o nome genérico de taludes compreendem-se quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, casos das encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros.

Cada vez mais se torna necessário o estudo dos processos de instabilização de taludes e suas formas de contenção devido a desastrosas conseqüências que os escorregamentos acarretam (DYMINSKI, 2003). Pode-se dizer que a ocorrência dos mesmos deve aumentar, devido principalmente ao:

- Aumento da urbanização e do desenvolvimento de áreas sujeitas a escorregamentos;
- Desflorestamento contínuo destas áreas;
- Aumento das taxas de precipitação causadas pelas mudanças de clima.

O termo escorregamento tem sido comumente utilizado no sentido de abranger todo e qualquer movimento coletivo de materiais terrosos e/ou rochosos, independentemente da diversidade de processos, causas, velocidades, formas e demais características. Isso explica a dificuldade de análise e síntese desse assunto, que se manifesta na inexistência de um sistema classificador razoavelmente divulgado e aceito, conseqüência da própria falta de definições básicas dos

fenômenos envolvidos e da ausência de uma nomenclatura padronizada (GUIDICINI & NIEBLE, 1984).

Numerosas classificações já foram propostas, porém a classificação apresentada abaixo é de Magalhães Freire (1965) e procura unificar as noções essenciais contidas nas obras de diversos especialistas. Os movimentos coletivos de solo e de rocha são divididos em três grandes grupos: escoamentos, escorregamentos e subsidências (GUIDICINI & NIEBLE, 1984).

a) *Escoamentos*: Correspondem a uma deformação, ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de movimentação. Engloba movimentos lentos (rastejos) e rápidos (corridas).

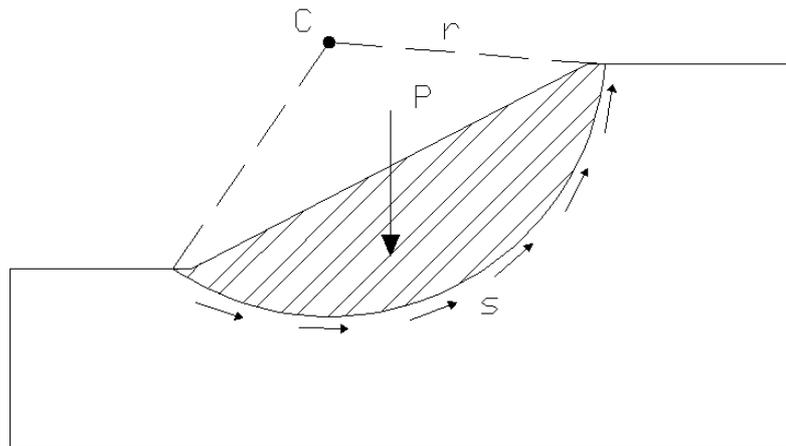
- Rastejos: Caracterizam-se por movimentos lentos e contínuos de material de encostas sem limites definidos. Podem envolver grandes massas de solo, como taludes de uma região inteira, sem que haja diferenciação entre material em movimento e material estacionário. É provocado pela ação da gravidade e por variações de temperatura e umidade. O mecanismo de deformação se assemelha ao de um líquido muito viscoso e se inicia quando o material atinge a tensão de fluência, a qual é menor que a tensão de cedência ao cisalhamento. Por exemplo, enquanto as tensões que agem no sentido de movimentar uma massa de solo estiverem abaixo da tensão de fluência, o talude permanecerá estável, quando excederem este valor, o terreno iniciará a movimentação num estado de rastejo e ao atingirem valores iguais aos de resistência máxima ao cisalhamento, terá início o escorregamento. A velocidade deste movimento não supera 0,30m em dez anos. Regiões como a Serra do Mar representam um meio ambiente ideal para a ocorrência de rastejos devido a sua cobertura generalizada de solos residuais e acumulações de tálus.

- Corridas: São formas rápidas de escoamento ocasionadas pela perda de atrito interno na presença de excesso de água, que destrói a estrutura do terreno. Diversos motivos fazem com que uma massa de solo ou rocha flua como um líquido, como a simples adição de água, o efeito de vibrações ou processo de amolgamento. As corridas dividem-se em função do material e do grau de fluidez em: corrida de terra, causada pelas condições topográficas e encharcamento do solo, possuem pequeno grau de fluidez; corrida de areia ou silte, resultado de liquefação espontânea; corrida de lama, com extrema

fluidez é produzida por lavagens ou tempestades; ou avalanche de detritos, forma mais catastrófica dos movimentos de massas, provenientes da acumulação de tálus.

*b) Escorregamentos:* Correspondem a movimentos rápidos de duração relativamente curta, ao longo de uma superfície definida de deslizamento. Sua velocidade chega a 0,30m por hora, porém varia com a inclinação do terreno, com a causa inicial do movimento e com a natureza do terreno. Para que ocorra um escorregamento é necessário que a relação entre resistência ao cisalhamento do solo ou rocha e as tensões de cisalhamento na superfície potencial de movimentação decresça a um valor igual ou inferior a um. No Brasil, os deslizamentos de taludes têm constituído em problemas de engenharia de grande importância, pois várias das maiores cidades brasileiras se situam nas encostas da Serra do Mar, em condições propícias para tais fenômenos. Os escorregamentos dividem-se em rotacionais e translacionais.

- Rotacionais: Neste escorregamento ocorre a separação de uma massa de solo de material do terreno, delimitada de um lado pelo talude e de outro lado por uma superfície contínua de ruptura, podendo ser feita a análise de estabilidade dessa cunha. A forma e posição da superfície de ruptura dependem da distribuição de pressões neutras e da variação da resistência ao cisalhamento. O colapso da massa ocorre por ruptura ao longo da superfície de escorregamento e rotação em torno do centro do arco (vide Figura 2.6). A força responsável pelo início da ruptura é o peso da cunha, enquanto a força resistente é a resistência ao cisalhamento ao longo do círculo de ruptura. O escorregamento rotacional de solo é um fenômeno verificado nas encostas brasileiras, mobilizando geralmente o manto de alteração. São movimentos catastróficos, causados pelo deslizamento súbito do solo residual que recobre a rocha, ao longo de uma superfície qualquer de ruptura, ou ao longo da própria superfície da rocha.



**Figura 2.6 - Esquema de um escorregamento rotacional**

- **Translacionais:** Os planos de escorregamentos translacionais são condicionados por anisotropias no interior das massas de solo ou rocha. A Serra do Mar, escarpa de constituição predominantemente granito-gnáissica, originada por processo de falhamento de caráter regional, apresenta efeitos dos movimentos de massa do manto de decomposição que resultaram nas atuais formas topográficas. Este tipo de escorregamento divide-se em função do material escorregado em: escorregamento translacional de rocha, de solo ou de solo e rocha. Há também os escorregamentos remontantes, que independem do material e se desenvolvem em etapas sucessivas rumo a montante da encosta. Em penhascos verticais ou taludes muito íngremes pode ainda ocorrer a queda de blocos, que constitui um dos mecanismos de formação de depósitos de tálus e a queda de detritos, com movimentos de fragmentos terrosos ou rochosos de menor magnitude.

c) *Subsidências:* Correspondem a movimentos onde não há frente livre e o deslocamento efetua-se quase que somente na vertical. Subsidiências não interferem de forma significativa na estabilidade de taludes naturais. Dividem-se em: subsidiências propriamente ditas, recalques e desabamentos.

- **Subsidiências propriamente ditas:** Resultado do efeito de adensamento ou afundamento de camadas, pela remoção de alguma fase sólida, líquida ou gasosa do substrato. Podem ser causadas pela ação erosiva de águas subterrâneas, bombeamento de águas subterrâneas, exploração de depósitos petrolíferos e de gás, trabalhos de mineração, efeito da alteração de

sedimentos turfosos em condições anaeróbias, efeito de fusão de massas de gelo enterradas, ação de vibrações sobre sedimentos inconsolidados.

- **Recalques:** Movimentos verticais de uma estrutura provocados pelo próprio peso ou pela deformação do solo por outro agente. Envolvem áreas menores que das subsidências propriamente ditas, que possuem edificações sujeitas a deformações verticais. Podem ser causados por remoção de confinamento lateral por escavações nas proximidades de estruturas, efeito de bombeamento de água em escavações próximas, efeito do rebaixamento generalizado do lençol freático.
- **Desabamentos:** São formas de subsidências bruscas, provocadas pela ruptura ou remoção total, ou parcial do substrato. Podem ser causados por trabalhos subterrâneos de mineração ou por processo natural de dissolução de rochas e substâncias como calcários, dolomitos, gipsita e sal.

Outra classificação bastante aceita para os movimentos de massa pode ser consultada em Varnes (1978), a qual é dividida para movimentos em rochas, detritos e solo.

### **2.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES**

A análise determinística de estabilidade de taludes divide-se em dois grandes grupos: métodos baseados em análise de deslocamentos e métodos baseados em estado de equilíbrio limite. O principal representante do primeiro é o método dos elementos finitos, que não está no escopo deste trabalho.

Os métodos de equilíbrio limite, utilizados para a análise de estabilidade de taludes, se baseiam na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência de entrar em processo de escorregamento. Esses métodos são amplamente utilizados, devido à facilidade de aplicação e a experiência acumulada ao longo dos anos.

Os procedimentos de análise de estabilidade de taludes se caracterizam pela definição de um fator de segurança, obtido pela relação entre a resistência ao cisalhamento do solo ( $s$ ) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada ( $\tau$ ) ao longo da superfície de ruptura, ou seja:

$$FS = \frac{S}{\tau} \quad (2.1)$$

Onde  $s$  pode ser dado em termos de tensão total:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2.2)$$

Onde:

$c$  e  $\phi$  = coesão e ângulo de atrito de Mohr-Coulomb, respectivamente, em termos de tensão total.

$\sigma$  = tensão total normal ao plano de ruptura.

Ou em termos de tensão efetiva:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.3)$$

Onde:

$c'$  e  $\phi'$  = coesão e ângulo de atrito de Mohr-Coulomb, respectivamente, em termos de tensão efetiva.

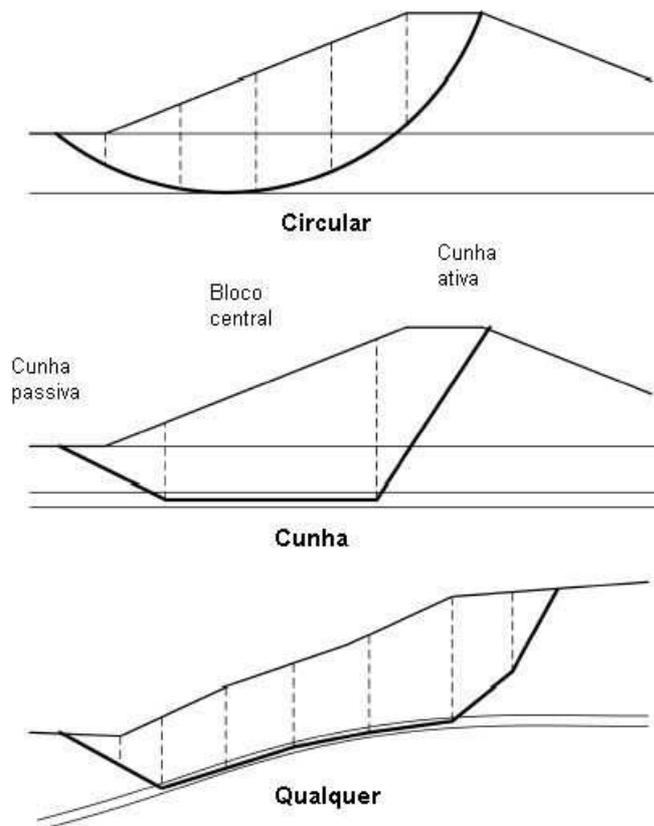
$u$  = poropressão;  $\sigma - u$  = tensão efetiva.

Analisar a estabilidade de taludes em termos de tensões totais ou efetivas é, teoricamente, equivalente. Considerando tensões efetivas, que é o mais correto conceitualmente, assume-se que as poropressões são conhecidas ao longo da superfície de ruptura, por ocasião da mesma. Já no procedimento com tensões totais admite-se que as poropressões desenvolvidas nos ensaios triaxiais, que tentam simular as condições de carregamento e drenagem de campo, são iguais às que existirão no maciço de terra (MASSAD, 2003).

A NBR 11.682/1991 estipula coeficientes de segurança de acordo com o grau de segurança necessário ao local. A encosta em estudo enquadra-se no alto grau de segurança devido à proximidade imediata de condutos (oleoduto e gasoduto) e linhas de transmissão de energia, devendo possuir um coeficiente de segurança igual ou superior a 1,5.

Independente do tratamento dado às tensões, a avaliação da resistência ao cisalhamento do solo, representada pelos parâmetros acima citados  $c$  e  $\phi$ , constitui uma das maiores dificuldades da engenharia geotécnica, devido ao seu grau de incerteza. Esse fato exige atenção especial dos engenheiros ao utilizar os métodos de equilíbrio limite.

Todos os métodos de equilíbrio limite adotam uma superfície de ruptura para o cálculo do coeficiente de segurança, o qual é repetido até que se encontre a superfície que dará o menor coeficiente de segurança. A forma da superfície de ruptura depende da geometria do problema, da estratigrafia, das características dos materiais envolvidos e dos métodos de cálculo disponíveis para a análise. Como pode ser visto na Figura 2.7, as superfícies podem ser circulares, em forma de cunha ou não-circulares (qualquer) (USACE, 2003).



**Figura 2.7 - Formas de superfícies de ruptura**  
**FONTE: Adaptado de USACE (2003)**

Superfícies circulares são geralmente utilizadas devido à facilidade de cálculo e são representativas em taludes homogêneos ou assentes em fundação com camadas de solo espessas. As superfícies em forma de cunha são definidas por três linhas retas que delimitam três regiões: cunha ativa, bloco central e cunha passiva; são usadas quando o maciço apresenta longos segmentos lineares de material mais fraco. As superfícies não-circulares ou quaisquer são definidas por várias linhas, com diferentes comprimentos e ângulos de inclinação; são indicadas para materiais anisotrópicos (USACE, 2003).

Métodos mais rigorosos, que utilizam superfícies de ruptura quaisquer, tornaram-se tecnicamente e economicamente viáveis após o advento e a disseminação da informática. São métodos muito utilizados para checar análises feitas por métodos mais simples.

Para que as análises de estabilidade realizadas por diferentes métodos sejam válidas, não se deve comparar coeficientes de segurança calculados por escolhas arbitrárias da superfície de ruptura. Isto porque diferentes métodos podem selecionar diferentes superfícies potenciais. Ao comparar coeficientes com escolha arbitrária da superfície de ruptura, o resultado da comparação depende da superfície escolhida e pode ser enganador (DUNCAN, 1996).

Segundo Massad (2003), os métodos de equilíbrio limite partem dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, ou seja, rompe bruscamente sem se deformar.
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando o processo passa a ser dinâmico.
- O coeficiente de segurança é constante ao longo da superfície de ruptura, o que só se verifica em solos de comportamento dúctil. Em solos de comportamento frágil, além do coeficiente de segurança não ser constante, é desprezado o eventual fenômeno de ruptura progressiva.

Com relação ao segundo pressuposto, o número de equações de equilíbrio estático disponível é menor que o número de incógnitas existentes em uma análise de estabilidade de taludes, tornando o problema estaticamente indeterminado. Portanto, todos os métodos de equilíbrio limite se propõem a torná-lo estaticamente determinado através da adoção de algumas hipóteses.

Nos métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio, as hipóteses adotadas não afetam de forma significativa o valor do coeficiente de segurança. Já nos métodos de equilíbrio de força, que satisfazem somente o equilíbrio de forças e não de momentos, o valor do coeficiente pode ser significativamente afetado. Isso confere um maior grau de acurácia aos métodos que satisfazem todas as equações de equilíbrio (DUNCAN, 1996).

A maioria dos métodos de equilíbrio limite divide a região de solo delimitada pela superfície de ruptura em diversas fatias verticais e aplica as equações de equilíbrio para cada fatia isoladamente. Esse processo caracteriza o Método das

Fatias, que possui diferentes abordagens dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer as condições de equilíbrio. As forças atuantes em cada fatia são apresentadas na Figura 2.8, onde:

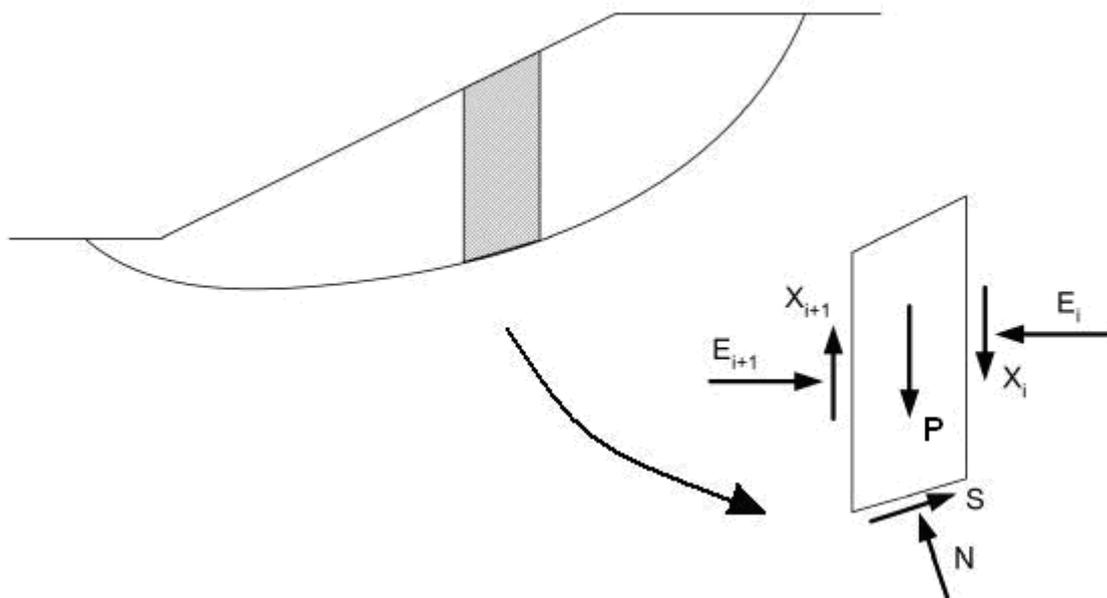
$P$  = peso da fatia

$E$  = forças laterais à fatia, que podem ser horizontais ou inclinadas, dependendo do método

$X$  = forças verticais entre as fatias

$N$  = força normal à base da fatia

$S$  = força de cisalhamento na base da fatia



**Figura 2.8 - Forças aplicadas em uma fatia típica através do Método das Fatias**  
**FONTE: Adaptado de USACE (2003)**

Com exceção do peso da fatia, todas as forças são desconhecidas e calculadas através dos métodos de equilíbrio limite.

A divisão do solo em fatias permite que a análise da estabilidade seja feita em taludes irregulares e não homogêneos, pois as fatias não precisam possuir a mesma espessura, o que permite dividi-las de forma que a base de cada uma permaneça em um tipo de solo (CHOWDHURY, 1978).

A Tabela 2.2 resume os métodos das fatias que serão abordados nesse trabalho, bem como suas características quanto à forma da superfície de ruptura e quanto às equações de equilíbrio estático satisfeitas.

Tabela 2.2 - Características dos métodos de equilíbrio limite

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

### 2.3.1 Método de Fellenius ou Método Ordinário das Fatias

Também conhecido como Método Ordinário das Fatias, o Método de Fellenius admite superfície de ruptura circular e satisfaz, para o cálculo do fator de segurança, apenas o equilíbrio de momentos em torno do centro da superfície de ruptura. O equilíbrio das forças é feito na direção normal à superfície de ruptura. É um método bastante simples, que negligencia as forças nas laterais das fatias, como pode ser visto no esquema da Figura 2.9. O fator de segurança é obtido através da seguinte fórmula:

$$FS = \frac{\sum [c'.l + (P.\cos\theta - u.l.\cos^2\theta)\tan\phi']}{\sum P.\sen\theta} \quad (2.4)$$

Onde:

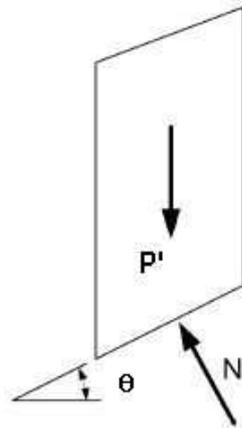
$c'$  e  $\phi'$  = coesão e ângulo de atrito para o centro da base da fatia

$P$  = peso da fatia

$\theta$  = inclinação da base da fatia

$u$  = poropressão no centro da base da fatia

$l$  = comprimento da base da fatia



**Figura 2.9 - Fatia genérica e forças do Método de Fellenius**  
**FONTE: Adaptado de USACE (2003)**

O método de Fellenius é bastante limitado por negligenciar as forças laterais das fatias e não satisfazer o equilíbrio de forças horizontais e nem verticais. Esses fatos o tornam, na maioria dos casos, um método bem conservador.

Fatores de segurança calculados pelo método de Fellenius podem diferir em até 20% dos valores de fatores calculados por métodos mais rigorosos (WHITMAN & BAILEY, 1967 *apud* USACE, 2003). Em casos extremos, como alta poropressão, esse percentual tende a ser ainda mais alto. Esse erro é geralmente a favor da segurança, mas erros dessa ordem podem inviabilizar economicamente alguns projetos. Entretanto, quando  $\phi = 0$ , o método produz fatores de segurança com valores próximos aos dos métodos mais rigorosos (USACE, 2003).

### 2.3.2 Método de Bishop Simplificado

O Método de Bishop Simplificado também admite superfície de ruptura circular e considera que as forças nas laterais das fatias são horizontais, desconsiderando as forças tangenciais entre elas. O equilíbrio das forças é feito na vertical, o que faz com que o método, além de satisfazer o equilíbrio de momentos, satisfaça a mais uma condição de equilíbrio, o equilíbrio das forças verticais.

O esquema das forças atuantes em uma fatia qualquer é apresentado na Figura 2.10 e o fator de segurança é dado pela equação 2.5:

$$FS = \frac{\left[ c'.l + \frac{P - u.\Delta x - c'.\Delta x.\tan\theta}{\cos\theta + \frac{\tan\phi'.\sin\theta}{FS}} \cdot \frac{\tan\phi'}{FS} \right]}{\sum (P.\sin\theta)} \quad (2.5)$$

Onde:

$c'$  e  $\phi'$  = coesão e ângulo de atrito para o centro da base da fatia

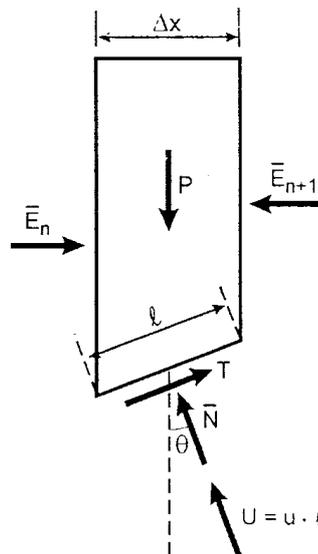
$l$  = comprimento da base da fatia

$P$  = peso da fatia

$u$  = poropressão no centro da base da fatia

$\Delta x$  = espessura da fatia

$\theta$  = inclinação da base da fatia



**Figura 2.10 - Fatia genérica e forças do Método de Bishop Simplificado**  
**FONTE: MASSAD (2003)**

Como o fator de segurança (FS) aparece nos dois membros da equação, o processo de cálculo para a sua obtenção deve ser iterativo. Em geral, três ciclos de iteração são suficientes, se for necessário atingir uma maior precisão pode-se utilizar o método de Newton-Raphson para acelerar o processo (MASSAD, 2003).

Além de não satisfazer o equilíbrio de forças horizontais, o método de Bishop Simplificado pode apresentar alguns problemas numéricos, os quais podem ser identificados ao aplicar o método de Fellenius para a mesma superfície de ruptura. Se o fator de segurança encontrado for maior que o do Bishop, conclui-se

que ocorreu algum problema numérico. Nesses casos, o método de Fellenius é mais indicado (DUNCAN, 1996).

### 2.3.3 Método de Janbu Simplificado

O método de Janbu Simplificado admite superfície de ruptura qualquer. Uma das maiores dificuldades da utilização de superfície não circular é encontrar um único ponto em que atuem todas as forças, para efetuar o equilíbrio de momentos. Esse motivo leva o método a considerar apenas o equilíbrio entre forças verticais e horizontais, constituindo-se em um método de equilíbrio de forças (CONNOLLY, 1997).

Assim como no método de Bishop Simplificado, o Método de Janbu Simplificado também considera que a resultante das forças entre as fatias age na horizontal e aplica um fator de correção ( $f_0$ ) ao coeficiente de segurança a fim de minimizar os erros gerados pelas hipóteses adotadas. O valor de  $f_0$  é obtido no gráfico da Figura 2.11 e depende do tipo de solo e da forma da superfície de deslizamento.

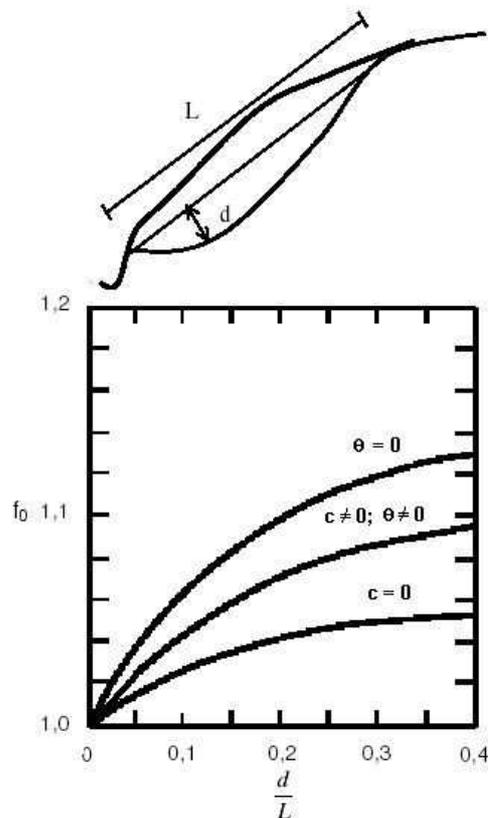


Figura 2.11 - Gráfico para obtenção do fator de correção ( $f_0$ ) para o Método de Janbu Simplificado

FONTE: Adaptado de FABRÍCIO (2006)

O fator de segurança é calculado por processo iterativo como no método de Bishop Simplificado, através da seguinte equação:

$$FS = \frac{f_0}{\sum P \cdot \tan \theta} \sum \frac{[c' \cdot \Delta x + (P - u \cdot \Delta x) \tan \phi']}{\cos \theta \cdot m_\theta} \quad (2.6)$$

$$m_\theta = \cos \theta \left[ \frac{1 + \tan \theta \cdot \tan \phi'}{FS} \right] \quad (2.7)$$

Onde:

$c'$  e  $\phi'$  = coesão e ângulo de atrito para o centro da base da fatia

$P$  = peso da fatia

$u$  = poropressão no centro da base da fatia

$\Delta x$  = espessura da fatia

$\theta$  = inclinação da base da fatia

$f_0$  = fator de correção

### 2.3.4 Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price é um método rigoroso de análise de estabilidade de taludes, que admite superfície de ruptura qualquer e satisfaz todas as condições de equilíbrio estático.

Nesse método, a massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e se faz necessário o uso de ferramenta computacional para execução dos cálculos (FABRÍCIO, 2006).

A Figura 2.12 apresenta todas as forças consideradas pelo método, inclusive a poropressão que é incluída nas forças entre as fatias.

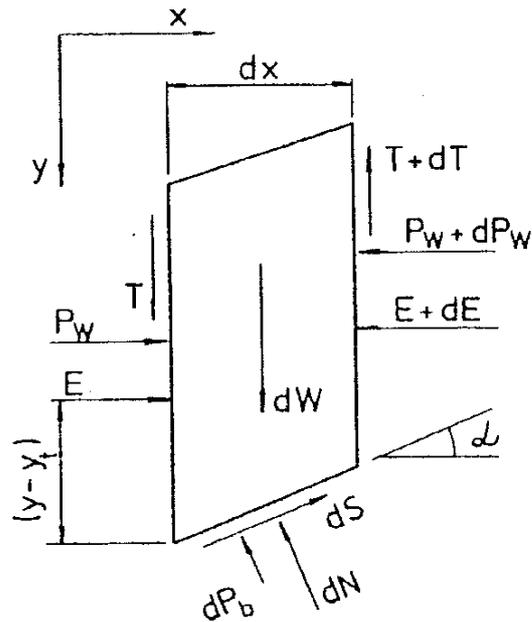


Figura 2.12 - Forças aplicadas em uma fatia típica no Método de Morgenstern e Price  
 FONTE: CHOWDHURY (1978)

Onde:

$dW$  = peso da fatia

$T$  = força tangencial entre as fatias

$E$  = força normal entre as fatias

$P_w$  = pressões neutras nas laterais da fatia

$dP_b$  = resultante das pressões neutras na base da fatia

$dN$  = força normal à base da fatia

$dS$  = força cisalhante mobilizada na base da fatia

$dx$  = espessura da fatia

$\alpha$  = inclinação da base da fatia

Para tornar o problema estaticamente determinado, a seguinte relação entre a força normal ( $E$ ) e tangencial ( $T$ ) entre as fatias deve ser adotada:

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (2.8)$$

Onde  $\lambda$  é um parâmetro determinado durante a solução e  $f(x)$  uma função qualquer que deve ser especificada, como por exemplo, a função seno.

### **2.3.5 Método de Spencer**

O Método de Spencer é um método rigoroso de análise de estabilidade de taludes, que foi desenvolvido para superfície de ruptura circular e, posteriormente, adaptado para superfície de ruptura qualquer.

Este método satisfaz todas as condições de equilíbrio estático e assume que as forças entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas são inclinadas de um mesmo ângulo. O valor desse ângulo não é adotado, mas sim calculado como parte da solução do problema.

O processo de cálculo é iterativo, onde são adotados valores para o fator de segurança e para a inclinação do talude. Os cálculos são repetidos por diversas vezes até que o equilíbrio de forças e momentos seja satisfeito para cada fatia. Esse procedimento requer o uso de ferramenta computacional (USACE, 2003).

## **2.4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES**

A análise probabilística de estabilidade de taludes permite considerar a variação dos parâmetros geotécnicos envolvidos, ao contrário da análise determinística, que adota um valor médio para cada parâmetro de resistência do solo. Além disso, através do enfoque probabilístico é possível calcular a probabilidade de ruptura e a confiabilidade do talude, que podem servir como dados auxiliares na execução de projetos geotécnicos.

Os métodos probabilísticos usados na engenharia geotécnica utilizam algum método determinístico em seus cálculos. A escolha desse método influencia nos resultados das análises probabilísticas.

Neste trabalho o método determinístico utilizado foi o de Morgenstern e Price, que obedece às três equações de equilíbrio estático, e o método probabilístico foi o Método de Simulação de Monte Carlo, que gera soluções determinísticas de forma repetida. Cada solução corresponde a um conjunto de valores fixados, obtidos de variáveis aleatórias de acordo com a correspondente distribuição de probabilidade.

O Método de Simulação de Monte Carlo foi escolhido por ser um dos métodos probabilísticos mais rigorosos, desde que seja feita uma grande quantidade

de simulações. Esse fato exige o uso de computadores e programas capazes de gerar simulações suficientes, o que muitas vezes o torna uma alternativa inviável.

O programa Slope-W, da Geo Slope, que foi utilizado nas análises de estabilidade, possui esse método e permite que o operador defina a quantidade de simulações a serem realizadas (GEO SLOPE, 2002).

O Método de Simulação de Monte Carlo calcula a probabilidade de falha (ruptura do talude) de uma situação através da seguinte fórmula (LEMAIRE *et al*, 2005):

$$P_f = E[I_{Df}] \approx \tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N I_{Df}^r \quad (2.9)$$

Onde:

$E$  = esperança matemática

$I_{Df}$  = domínio de falha

$$I_{Df} = 1 \text{ se } H_{(uk)} \leq 0 \quad (2.10)$$

$$0 \text{ se } H_{(uk)} > 0$$

$\tilde{P}_f$  = estimativa de  $P_f$

$N$  = número de tiragens aleatórias

Segundo Lemaire *et al* (2005), o número de simulações necessárias depende da probabilidade de falha, ou seja, para um probabilidade de  $10^{-n}$  são necessárias de  $10^{n+2}$  a  $10^{n+3}$  simulações.

A probabilidade de falha é interpretada como a probabilidade de ruptura da encosta. Bressani e Costa (2005) citam, de outros autores, alguns valores limites de probabilidade de ruptura. Por exemplo, Whitman (1984) considera aceitável uma probabilidade de ruptura de  $10^{-2}$ , enquanto Fell (1994) acredita que para escorregamentos naturais com perda de vidas humanas esse valor deve ser reduzido para  $10^{-3}$ .

Nas análises probabilísticas de estabilidade, apresentadas no capítulo 5, foram realizadas 50.000 simulações de Monte Carlo, valor que está entre as probabilidades de ruptura de  $10^{-2}$  e  $10^{-3}$ . Isso significa que, para probabilidades de

ruptura menores que  $10^{-3}$ , o valor da probabilidade de falha está sujeito a um maior erro percentual.

Ang e Tang (1990) apresentam a seguinte equação para o cálculo do erro percentual da probabilidade de falha em função do número de simulações e da probabilidade de falha estimada.

$$\%ERRO = 200 \sqrt{\frac{1 - P_f}{N \cdot P_f}} \quad (2.11)$$

Para que a variação dos parâmetros geotécnicos envolvidos em uma análise probabilística seja possível, é necessário adotar uma distribuição estatística para definir a variação desses parâmetros. Existem muitos tipos de distribuições, como por exemplo, normal, lognormal, exponencial, beta, gama, etc.

Nesse trabalho, foi adotada a distribuição normal, que é a distribuição mais simples e que tem sido bastante empregada em problemas geotécnicos. Além disso, é a distribuição adotada pelo programa Slope-W, da GeoSlope, que foi utilizado para os cálculos de estabilidade.

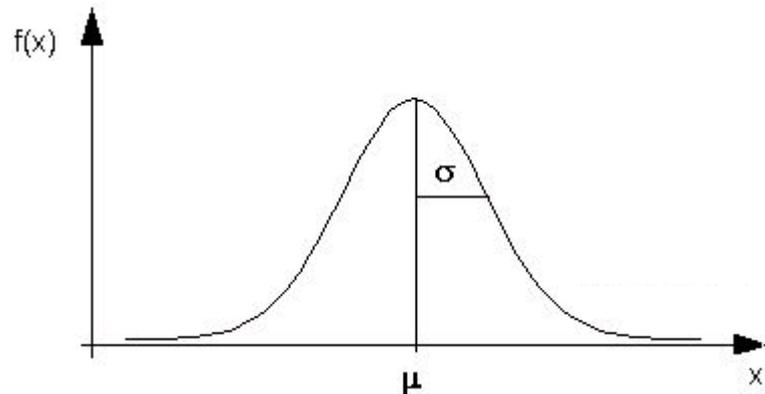
A distribuição normal, também conhecida como distribuição de Gauss ou gaussiana, é uma das mais importantes da estatística, pois descreve o comportamento de inúmeras variáveis tanto no campo físico como financeiro. Essa distribuição é descrita por apenas dois parâmetros, a média e o desvio padrão. Portanto, a partir desses parâmetros consegue-se determinar qualquer probabilidade em uma normal. A equação 2.12 descreve a função densidade de probabilidade da distribuição normal e a Figura 2.13 apresenta essa distribuição.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad -\infty < x < \infty \quad (2.12)$$

Onde:

$\mu$  = média

$\sigma$  = desvio padrão



**Figura 2.13 - Função densidade de probabilidade da distribuição normal**

Nas análises probabilísticas, tem-se como resposta a função densidade de probabilidade do fator de segurança da encosta. Sua probabilidade de ruptura se iguala à área abaixo da função e à esquerda da linha vertical que cruza o valor 1,0.

Ressalta-se aqui a diferença entre as análises determinísticas e probabilísticas. Na primeira, cada parâmetro geotécnico é representado por um valor médio de toda a encosta e na segunda, além do valor médio, cada parâmetro possui um desvio padrão, que permite sua variação ao longo da encosta.

Além da probabilidade de ruptura, nas análises probabilísticas obtém-se o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) da encosta, que é uma forma de quantificar a incerteza inerente ao fator de segurança. Esse índice é dado através da equação 2.13 e mede o número de desvios padrão que separam o fator de segurança médio do valor definido para a sua ruptura ( $FS = 1,0$ ).

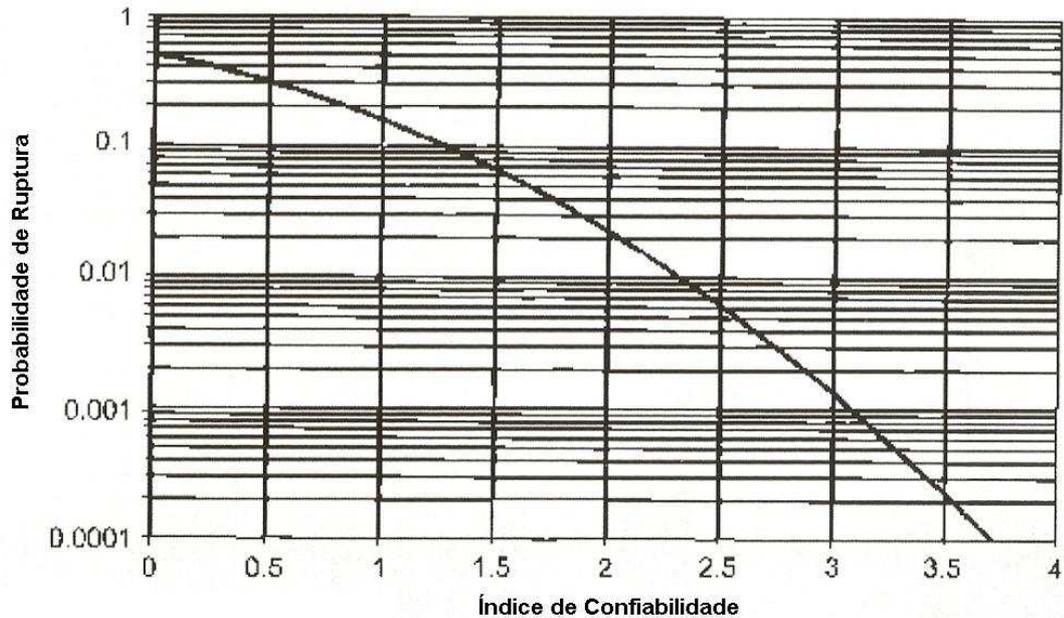
$$\beta = \frac{(\mu - 1,0)}{\sigma} \quad (2.13)$$

Onde:

$\mu$  = média

$\sigma$  = desvio padrão

A Figura 2.14 apresenta a variação do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruptura ao utilizar distribuição normal do fator de segurança.



**Figura 2.14 - Variação da probabilidade de ruptura em função do índice de confiabilidade para distribuição normal do fator de segurança**  
**FONTE: Adaptado de GEO-SLOPE (2002)**

Segundo Baecher e Christian (2003), como o índice de confiabilidade é obtido através da relação entre a carga resistente e a carga atuante, que são incertezas, esse índice também é uma incerteza. Portanto, a experiência do engenheiro geotécnico e as condições da obra, tais como custo envolvido e risco ambiental e/ou social, devem ser consideradas.

Ainda não há norma que especifique o valor adequado do índice de confiabilidade para cada tipo de obra, mas vários autores já propuseram alguns valores. A Tabela 2.3 apresenta índices de confiabilidade típicos propostos pelo USACE (1999) em função do nível de desempenho esperado.

**Tabela 2.3 - Índices de confiabilidade típicos**  
**FONTE: Adaptado de USACE (1999)**

Nível de desempenho esperado	Índice de Confiabilidade ( $\beta$ )	Probabilidade de desempenho insatisfatório
Elevado	5	0,000003
Bom	4	0,00003
Acima da média	3	0,001
Abaixo da média	2,5	0,006
Fraco	2,0	0,023
Insatisfatório	1,5	0,07
Arriscado	1,0	0,16

A Tabela 2.3 sugere que o índice de confiabilidade seja no mínimo 3,0 para que o desempenho da estrutura se encontre acima da média.

Dell'Avanzi e Sayão (1998) apresentaram valores para o índice de confiabilidade em função do tipo de obra analisado, vide Tabela 2.4.

**Tabela 2.4 - Índices de confiabilidade em função do tipo de obra**  
**FONTE: DELL'AVANZI E SAYÃO (1998)**

Caso	Índice de Confiabilidade ( $\beta$ )	Probabilidade de Ruptura
Fundações	2,3 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	$10^{-1}$ a $10^{-2}$
Barragens	3,5 a 5,0	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Estruturas de contenção	2,0 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$

A Tabela 2.4 não sugere índice de confiabilidade para encostas naturais, entretanto, para estruturas de contenção e barragens o índice varia de 2,0 a 5,0, o que indica a ordem de grandeza desse parâmetro.

Segundo Baecher e Christian (2003), um grande número de estudiosos sugere que o índice de confiabilidade varie de 2,5 a 3,5, o que corresponde a probabilidades de ruptura de  $10^{-2}$  a  $10^{-4}$ . Porém, os mesmos autores citam que, nos modernos códigos de fundações, a variação do índice de confiabilidade ocorre entre 2,0 e 3,0.

Rosenblueth e Esteva (1972) *apud* Baecher e Christian (2003) propõem uma relação entre a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade para variáveis com distribuição normal (equação 2.14).

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{460}{P_f}\right)}{4,3} \quad 10^{-1} \leq P_f \leq 10^{-9} \quad (2.14)$$

Aplicando a equação 2.14 para probabilidades de ruptura de  $10^{-2}$  e  $10^{-4}$ , obtêm-se índices de confiabilidade de 2,5 e 3,5, respectivamente.

Com base nessas informações, nota-se que o índice de confiabilidade mínimo aceitável está em torno de 2,0, mas que o valor ideal está entre 3,0 e 3,5. Contudo, a definição desse valor deve considerar os riscos envolvidos e o custo do empreendimento.

### 3. HISTÓRICO, ESTUDOS E DADOS DA ENCOSTA

A encosta objeto de estudo desse trabalho localiza-se na Serra do Mar paranaense, no município de Guaratuba, ao longo de um trecho da rodovia BR-376, próximo ao Km 673.

Nessa encosta, que possui aproximadamente 100m de altura, encontram-se dois oleodutos (OSPAR e OPASC), que ligam a Refinaria de Araucária (REPAR) a terminais em São Francisco do Sul, Guaramirim, Itajaí e Biguaçu. O trecho em estudo situa-se no Km 55 + 800m do oleoduto OSPAR. Há, também, o gasoduto Brasil-Bolívia (GASBOL) e uma linha de transmissão de energia elétrica de alta tensão. No pé do talude, localiza-se ainda a rodovia BR-376.

Os fatores acima mencionados indicam que a encosta apresenta grande importância ambiental, econômica e social para a região, pois um deslizamento de grandes proporções, além de comprometer o meio ambiente, afetaria a economia, impedindo o transporte pela rodovia e a transmissão de energia elétrica, e colocaria em risco vidas humanas.

Esse estudo é significativo também para outros pontos da Serra do Mar que apresentam depósitos típicos de encosta, com espessa camada de colúvio de baixa declividade. Na Figura 3.1 pode ser visualizada uma seção transversal ao talude, que possui aproximadamente 100m de altura, comprimento de 300m entre a rodovia e a plataforma dos oleodutos e aproximadamente 400m até a plataforma do gasoduto.

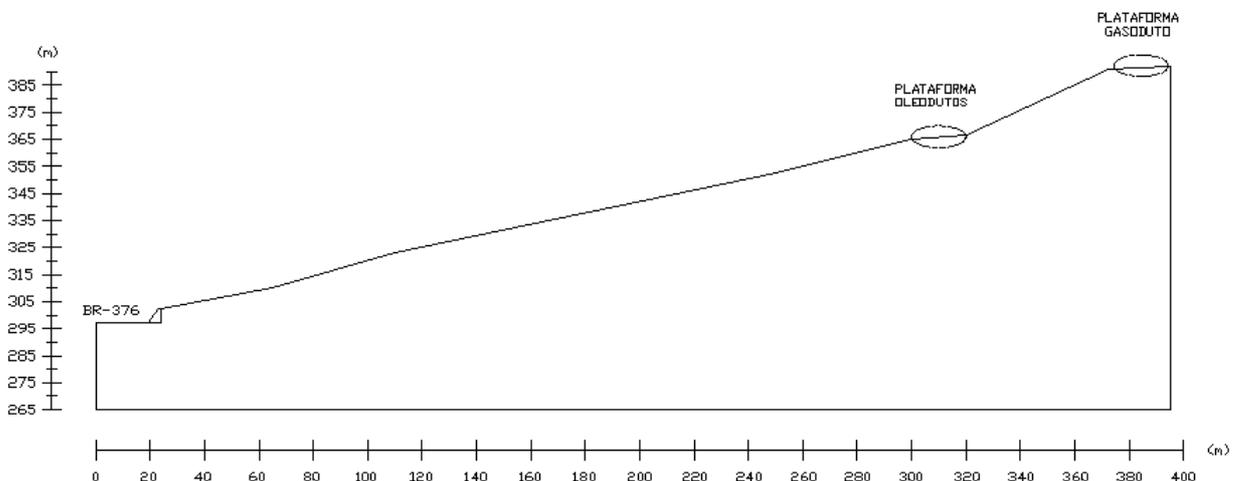


Figura 3.1 - Seção transversal da encosta em estudo

Em virtude dos motivos citados anteriormente, que reforçam a importância de manter essa encosta estável, muitos estudos já foram realizados no local. Alguns deles serão apresentados na seqüência, juntamente com o histórico dos acontecimentos.

Essa encosta começou a receber atenção em 1995, quando durante obras para a duplicação da BR-376, movimentos sucessivos de massa foram induzidos devido a escavação da base do talude. A plataforma dos dutos não foi atingida, porém os vários escorregamentos deixaram cicatrizes (trincas) ao longo do talude. A estabilização da encosta foi realizada através da construção de um muro de concreto ciclópico com cerca de 2m de altura e 50m de comprimento junto ao seu pé.

No início de 1997, durante um período de fortes chuvas, esse muro foi destruído por uma nova movimentação do colúvio, desencadeando uma série de escorregamentos sucessivos e formando diversas trincas em toda a extensão da encosta, inclusive na faixa dos dutos. Na Figura 3.2 pode ser visualizado o muro logo após a sua ruptura.



**Figura 3.2 - Muro de concreto ciclópico logo após o seu rompimento em 1997**  
**FONTE: PETROBRAS (1997)**

Devido ao acidente, uma empresa de engenharia do Rio de Janeiro foi contratada pela PETROBRAS para analisar a situação da encosta e posteriormente, se necessário, realizar projetos para a sua estabilização.

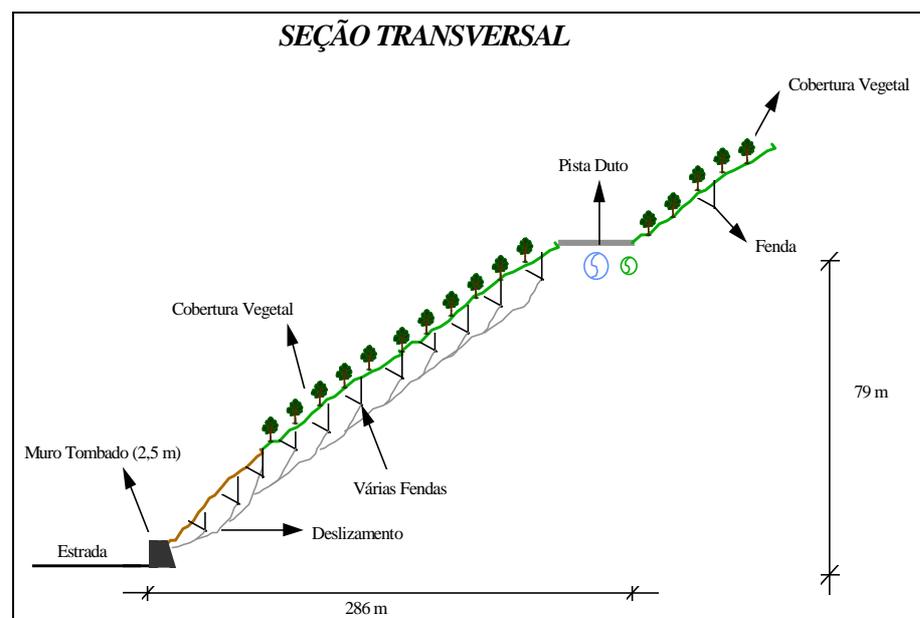
Em visita ao local, logo após o deslizamento, percorrendo o trecho da mata entre o muro rompido e a plataforma dos dutos, várias fendas abertas foram encontradas, com desníveis de até um metro (LACERDA, 2006). Uma dessas

fendas, como pode ser visualizada na Figura 3.3, chegou a seccionar longitudinalmente uma árvore.



**Figura 3.3 - Árvore situada a meia encosta, entre o oleoduto e o muro rompido, seccionada longitudinalmente pelo movimento da massa coluvionar**  
**FONTE: PETROBRAS (1997)**

Na Figura 3.4, são apresentadas, de forma esquemática, as fendas que surgiram ao longo da encosta na região coberta pela vegetação.



**Figura 3.4 - Esquema representando as fendas que surgiram ao longo da encosta após o rompimento do muro**  
**FONTE: PETROBRAS (1997)**

Constatou-se também, ao identificar a evolução no tamanho das trincas de um dia para o outro, que o movimento da massa de colúvio era contínuo e passível de ser acelerado por chuvas intensas com a subida do lençol d'água. Essa movimentação possibilitaria um deslocamento dos dutos, que poderiam romper e causar vazamento de óleo. Esse óleo atingiria facilmente o Rio São João e alcançaria o mar, causando um grande dano ecológico à região.

Esse tipo de ruptura pode ser caracterizado como um escorregamento rotacional raso, onde a força responsável pelo início do movimento é o próprio peso da cunha de solo, que ao deslizar deu origem a trincas de tração por toda a superfície.

O material escorregado foi acelerado devido ao descalçamento do pé do colúvio, fato que já ocorreu na Estação Intermediária de Itararé, próxima ao local. Outro fator instabilizante foi o esforço devido à percolação da água do lençol, que aumenta à medida que o seu nível se eleva (GEOPROJETOS, 1997).

A primeira intervenção para conter novos deslizamentos foi a instalação de drenagem superficial e drenos sub-horizontais, com 50 a 70m de comprimento, sob a plataforma atingida pelo movimento, para causar o rebaixamento do lençol.

Foram também realizadas sondagens no local e levantamento topográfico, juntamente com a instalação de piezômetros e inclinômetros. Essas medidas confirmaram a natureza do solo coluvionar, seu movimento no contato com o solo residual e a posição elevada do lençol, que aflorava na região central do movimento (LACERDA, 2006).

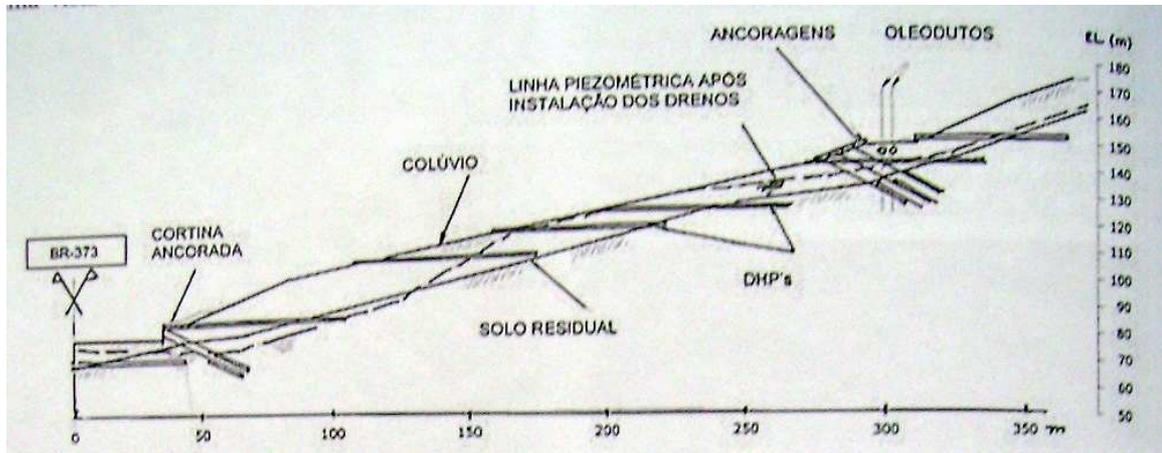
Essas atitudes foram tomadas pela PETROBRAS em caráter emergencial, de forma a minimizar os riscos de outros movimentos que pudessem comprometer a integridade dos dutos, porém não foram suficientes para elevar o coeficiente de segurança da encosta a valores aceitáveis. As informações obtidas nessas investigações permitiram a análise de estabilidade da encosta, bem como a escolha de uma alternativa para sua estabilização.

Como solução final, as seguintes intervenções foram realizadas:

- Implantação de linhas de DHP (drenos sub-horizontais profundos) ao longo de todo o talude e uma linha abaixo do nível da estrada, também em solo coluvionar.
- Cortina atirantada no pé do colúvio junto à estrada, com cerca de 5m de altura, com reaterro colocado sobre colchão drenante.

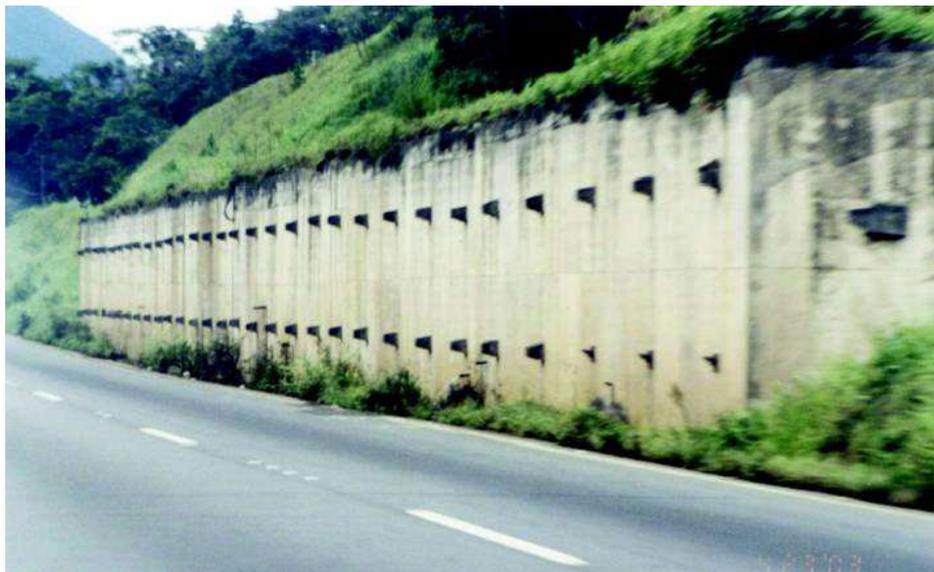
- Tirantes em placas unidas por concreto projetado sobre malha de aço no trecho do talude logo abaixo da plataforma dos oleodutos.

Na Figura 3.5 são apresentadas as soluções anteriormente descritas, através de uma seção transversal ao talude.



**Figura 3.5 - Seção transversal ao talude após execução das obras de estabilização**  
**FONTE: LACERDA (2006)**

A cortina atirantada, localizada no pé do talude, é mostrada na Figura 3.6 e a execução das ancoragens em placas unidas por concreto projetado, logo abaixo da plataforma dos oleodutos, pode ser vista na Figura 3.7. A Figura 3.8 apresenta detalhes dos dispositivos de drenagem instalados na encosta.



**Figura 3.6 - Cortina atirantada atual construída no pé do colúvio**  
**FONTE: ANDRIONI (2005)**



(a)



(b)

**Figura 3.7 - Ancoragem executada abaixo da plataforma dos oleodutos (a) Placas concretadas e ancoradas no solo (b) Placas concretadas unidas por concreto projetado**  
**FONTE: PETROBRAS (1997)**



(a)



(b)

**Figura 3.8 - Dispositivos de drenagem (a) Canaleta de concreto de seção trapezoidal, que constitui a drenagem superficial da encosta (b) Extremidade dos drenos sub-horizontais profundos**  
**FONTE: PETROBRAS (1997)**

### 3.1 ESTUDOS DESENVOLVIDOS NA REGIÃO

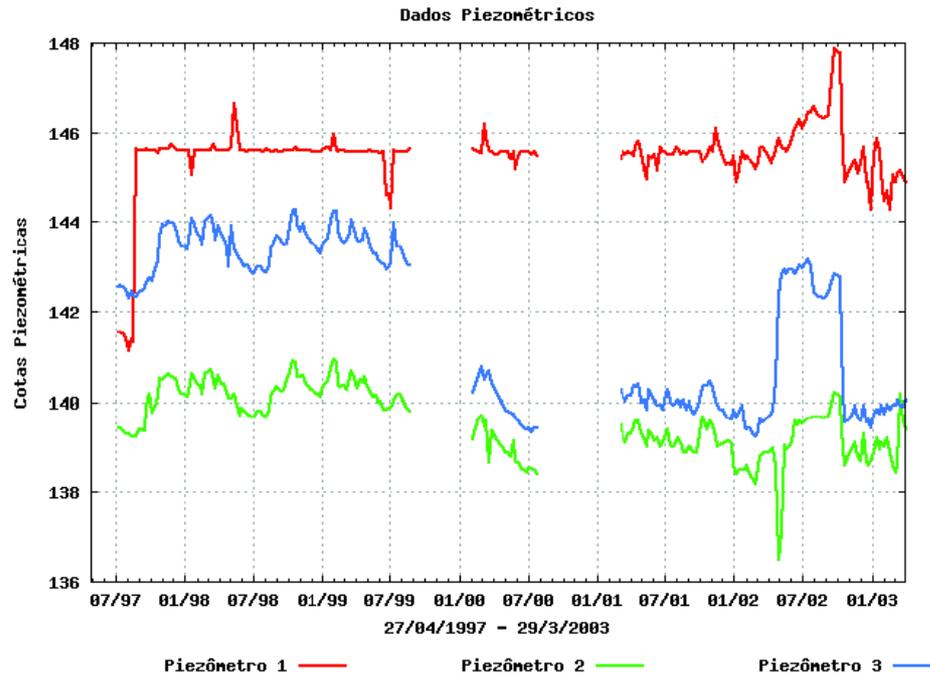
Devido à necessidade de monitoração constante da encosta após sua estabilização, a Transpetro iniciou, em 2002, o contato com a Universidade Federal do Paraná (UFPR). Nessa época começaram a ser desenvolvidos estudos em parceria com a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) sobre o comportamento estrutural de dutos enterrados, considerando-se a interação solo-estrutura.

Dois anos mais tarde, foi criado o projeto Dinâmica de Encostas Litorâneas do Paraná e Implicações em Obras de Engenharia (DINELPAR), no qual está inserido o presente trabalho, com o objetivo de avaliar o comportamento da encosta através da instrumentação instalada no talude. Esse projeto foi aprovado pelo Programa de Apoio a Núcleo de Excelência (PRONEX), com apoio da Fundação Araucária e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

O projeto DINELPAR foi desenvolvido em parceria com grupos de estudos da Universidade Federal do Paraná (UFPR), da Pontifícia Universidade Católica do Paraná (PUC-PR) e da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Tem caráter multidisciplinar envolvendo áreas como geologia, estatística, geotecnia, mecânica computacional e mecânica dos sólidos.

Muitos estudos de diversos níveis acadêmicos já foram gerados dentro do projeto, como trabalhos de iniciação científica, trabalhos de conclusão de curso, dissertações de mestrado, teses de doutorado e artigos publicados.

Na área geotécnica, um estudo de grande importância foi realizado na interpretação dos dados de instrumentação, em especial dados piezométricos. No talude, encontram-se instalados doze piezômetros do tipo Casagrande, cujas leituras foram iniciadas em 1997, tendo sido interrompidas por dois períodos de seis meses (DYMINSKI et al, 2004). Na Figura 3.9 é apresentada uma representação gráfica das leituras de três piezômetros, na qual podem ser visualizados os períodos com ausência de leituras.



**Figura 3.9 - Representação gráfica das leituras obtidas de três piezômetros, enfatizando os períodos em que essas leituras não foram realizadas**  
**FONTA: ANDRIONI (2005)**

Foram desenvolvidos estudos com o objetivo de preencher essas lacunas, baseados em modelos de previsão em séries temporais piezométricas através da metodologia de Box e Jenkis, considerada tradicional na estatística, e através de redes neurais artificiais, baseada em inteligência computacional (DYMINSKI et al, 2004). A Tabela 3.1 apresenta alguns desses estudos.

**Tabela 3.1 - Trabalhos desenvolvidos com base nos dados de piezometria**

ANO	AUTORES	TRABALHO	TÍTULO
2004	Dyminski, A. S.; Castagnoli, J. P.; Andrioni, M.	Artigo - CILAMCE 2004	Análise temporal e de correlação de dados piezométricos de um talude na Serra do Mar do Paraná.
2005	Dyminski, A. S.; Abreu, T.; Andrioni, M.; Chaves Neto, A.; Romanel, C.	Artigo - INFOGEO 2005	Análise temporal de leituras piezométricas de um talude através das metodologias Box e Jenkins e redes neurais.
2005	Andrioni, M.	Trabalho de Conclusão de Curso – UFPR	Redes neurais artificiais vs Métodos estatísticos Box&Jenkins na previsão de medidas piezométricas em um talude na Serra do Mar – PR.
2006	Dyminski, A. S.; Andrioni, M.; Chaves Neto, A.; Soares, H.; Romanel, C	Artigo – Solos e Rochas 2006	Modelos neurais de previsão de séries temporais piezométricas com acoplamento de dados pluviométricos

De modo geral esses trabalhos mostram a importância e aplicabilidade da previsão de dados na engenharia geotécnica, desde que existam informações suficientes para a execução das análises. Segundo os mesmos autores, a previsão de dados através de redes neurais mostrou-se mais indicada a curto prazo, dois a três meses. A longo prazo, a metodologia de Box e Jenkins apresentou melhores resultados.

Com relação à estabilidade de taludes, a Tabela 3.2 resume alguns dos principais trabalhos desenvolvidos na mesma região desse estudo.

**Tabela 3.2 - Trabalhos desenvolvidos sobre estabilidade de taludes**

<b>ANO</b>	<b>AUTORES</b>	<b>TRABALHO</b>	<b>TÍTULO</b>
2005	Freitas, G. S.	Trabalho de Iniciação Científica	Modelagem da dinâmica de taludes utilizando o método dos elementos finitos.
2007	Marchesini, I. A..	Trabalho de Conclusão de Curso – UFPR	Análise determinística, probabilística e de sensibilidade de um talude situado na serra do mar do Paraná.
2008	Yomura, D. M.	Trabalho de Conclusão de Curso – UFPR	Análise da estabilidade de talude coluvionar da Serra do Mar do Paraná considerando diferentes condições de fluxo no subsolo
2008	Teixeira, L. M.	Tese de doutorado - PUC-Rio	Análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encosta.
2008	Dyminski, A. S.; Dell'Avanzi, E.; Kormann, A. C. M.; Nascimento, N. A.	Artigo – GEOSUL	Encostas naturais: tendências atuais em análises de estabilidade e gerenciamento de riscos.

Deve-se notar que os trabalhos citados, com exceção do último, desconsideraram algumas intervenções realizadas na encosta, como a cortina atirantada no pé do talude e as ancoragens realizadas abaixo da plataforma dos dutos. Por esse motivo, essas análises, mesmo apontando regiões de instabilidade, não representam de forma fiel a situação atual da região.

No último trabalho citado, o perfil de solo analisado foi considerado homogêneo. Essa simplificação tende a não representar a complexidade geotécnica da encosta, a qual possui uma camada superficial de solo coluvionar assente sobre solo residual. Essa consideração levou ao aparecimento de superfícies de ruptura muito profundas, que não conferem com os escorregamentos já observados no local.

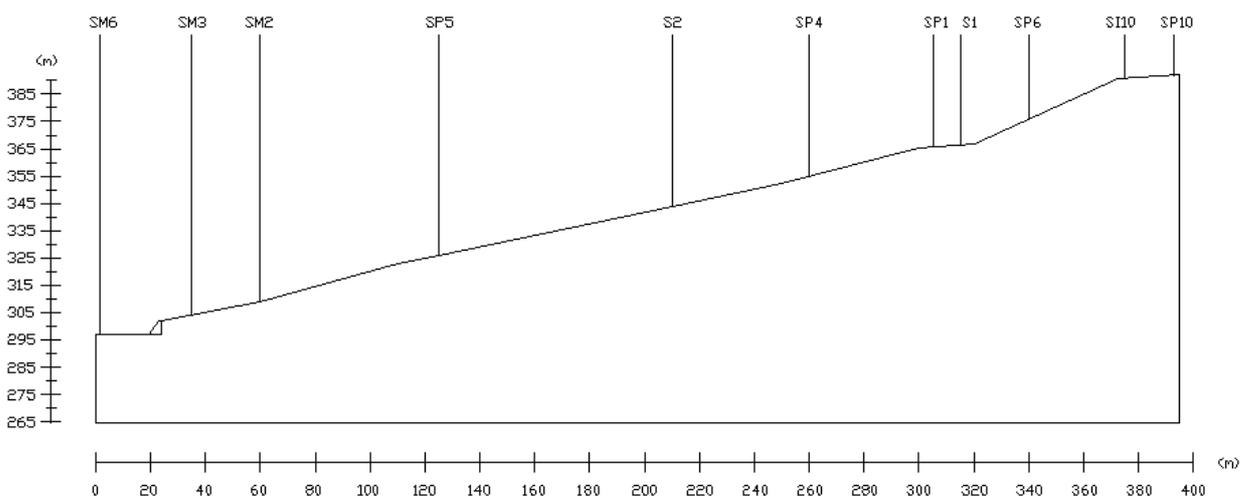
Neste trabalho pretende-se analisar a estabilidade do talude considerando a heterogeneidade do solo e todas as intervenções já realizadas no local.

### 3.2 DADOS UTILIZADOS NO ESTUDO

O perfil geotécnico do talude a ser analisado, bem como o seu nível d'água, foi definido a partir de dados topográficos, sondagens disponíveis e piezômetros instalados na região.

A Figura 3.12 apresenta a localização da instrumentação, das sondagens realizadas no talude e da seção transversal analisada. A localização dos dispositivos de drenagem pode ser visualizada na Figura 3.13.

Para a elaboração do perfil geotécnico da seção transversal apresentada na Figura 3.12, foram utilizadas as sondagens apresentadas na Tabela 3.3. A Figura 3.10 mostra essas sondagens distribuídas ao longo da seção.

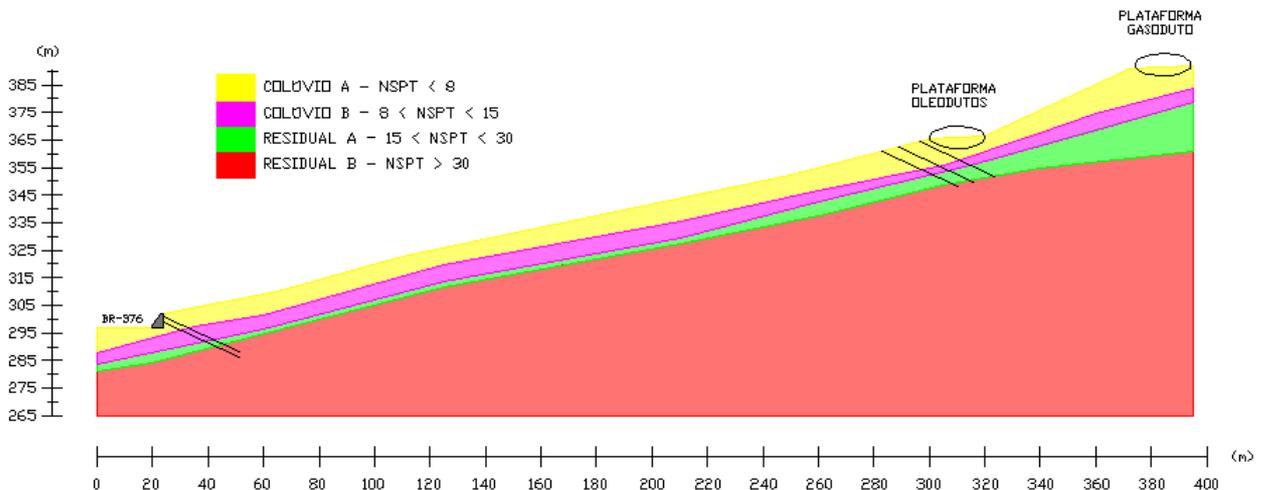


**Figura 3.10 - Distribuição ao longo da seção transversal das sondagens utilizadas na obtenção do perfil geotécnico**

As camadas de solo presentes no talude foram delimitadas através do número de golpes das sondagens a percussão (SPT). Segundo essas sondagens, o subsolo é constituído, predominantemente, por solos argilo-arenosos, areno-siltosos e areno-argilosos, classificados geologicamente como coluvionares, residuais e de alteração de rocha (GEOPROJETOS, 1997).

Optou-se em dividir o solo em duas camadas diferentes, solo coluvionar e solo residual, que são formações comuns nas regiões serranas. O primeiro consiste em um solo transportado e o segundo, é resultado da decomposição da rocha local, o que tende a lhe conferir maior resistência.

Com o objetivo de um maior refinamento dos parâmetros geotécnicos da encosta, as duas camadas iniciais foram subdivididas. O solo coluvionar foi dividido em Colúvio A, solo superficial com número de golpes na sondagem SPT menor que 8, e Colúvio B, com número de golpes entre 8 e 15. O solo residual foi dividido em Residual A, com número de golpes entre 15 e 30, e Residual B, com número de golpes maior que 30. A Figura 3.11 apresenta o perfil geotécnico obtido.



**Figura 3.11 - Perfil geotécnico utilizado nas análises de estabilidade**

O colúvio, com espessura da ordem de 12m, apresenta consistência muito mole à média e compactidade variando de fofa a medianamente compacta. Possui matacões de granito e gnaiss, característicos de regiões do período pré-cambriano, como a Serra do Mar.

O solo residual possui resistência mais elevada que o colúvio e apresenta índices de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) crescentes com a profundidade. As

sondagens levadas além do topo rochoso classificam os testemunhos como sendo gnaisse, diabásio, quartzito e granito (GEOPROJETOS, 1997).

Na Figura 3.11 também podem ser visualizadas as obras de estabilização já realizadas na encosta. Junto ao pé do talude há um muro atirantado, com duas linhas de tirantes de 30,0m cada, espaçadas de 2,0m na vertical e inclinadas 25° com relação à horizontal. Cada tirante possui carga de trabalho de 350kN.

Abaixo da plataforma dos oleodutos existem três linhas de ancoragem com 30,0m de comprimento cada, espaçadas de 2,5m na horizontal e 2,0m na vertical entre a barra intermediária e a superior e 1,5m, entre a intermediária e a inferior, também formam um ângulo de 25° com a horizontal. Os tirantes são de aço Diwidag ST85/105, com 32mm de diâmetro e carga de trabalho de 300kN. Foram executadas placas de concreto armado, de 1,0x1,0x0,25m, em cada tirante, que foram revestidas por concreto projetado com 0,10m de espessura, reforçado com tela metálica e dotado de drenos curtos (barbacãs) entre as placas.

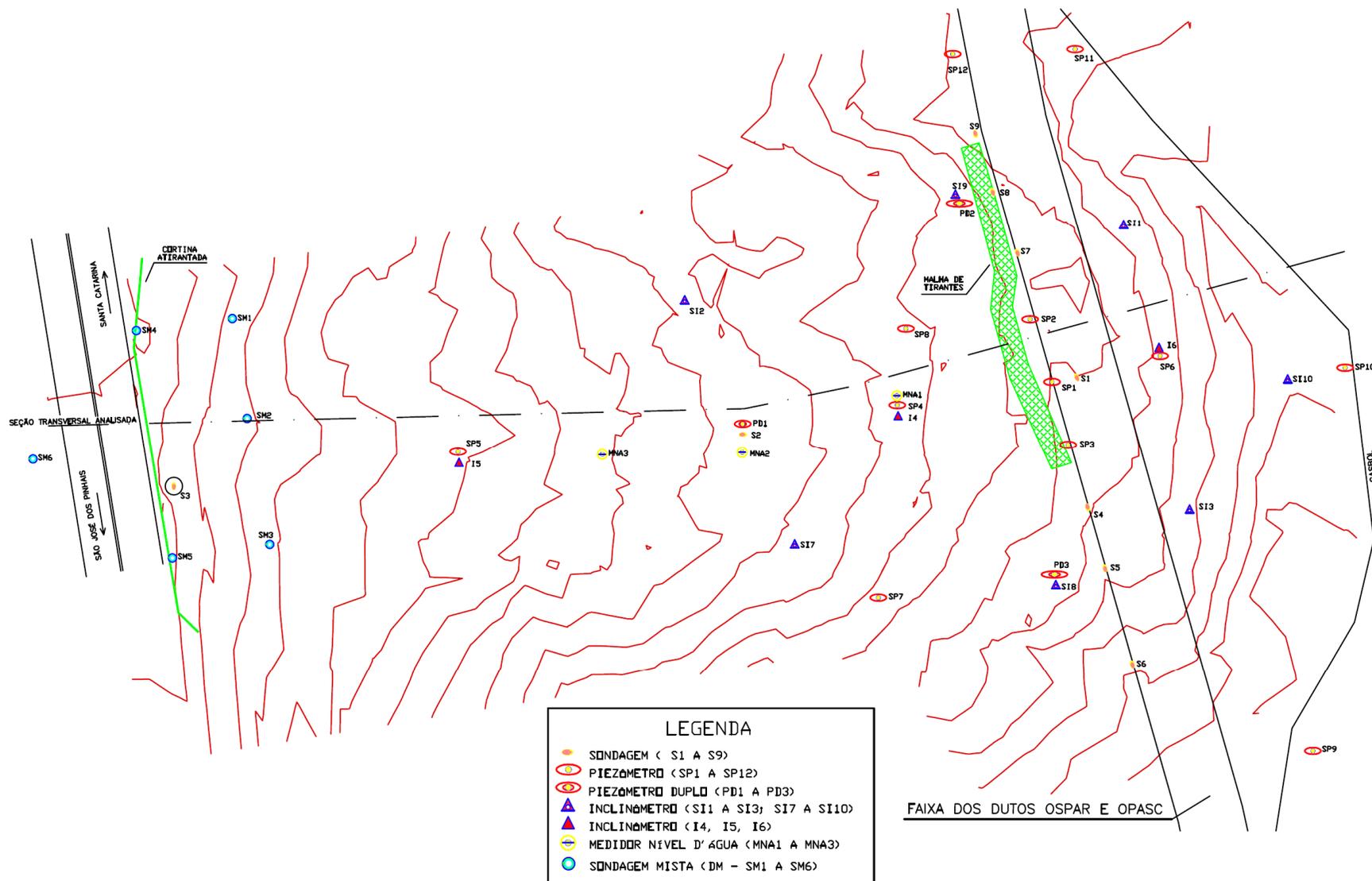
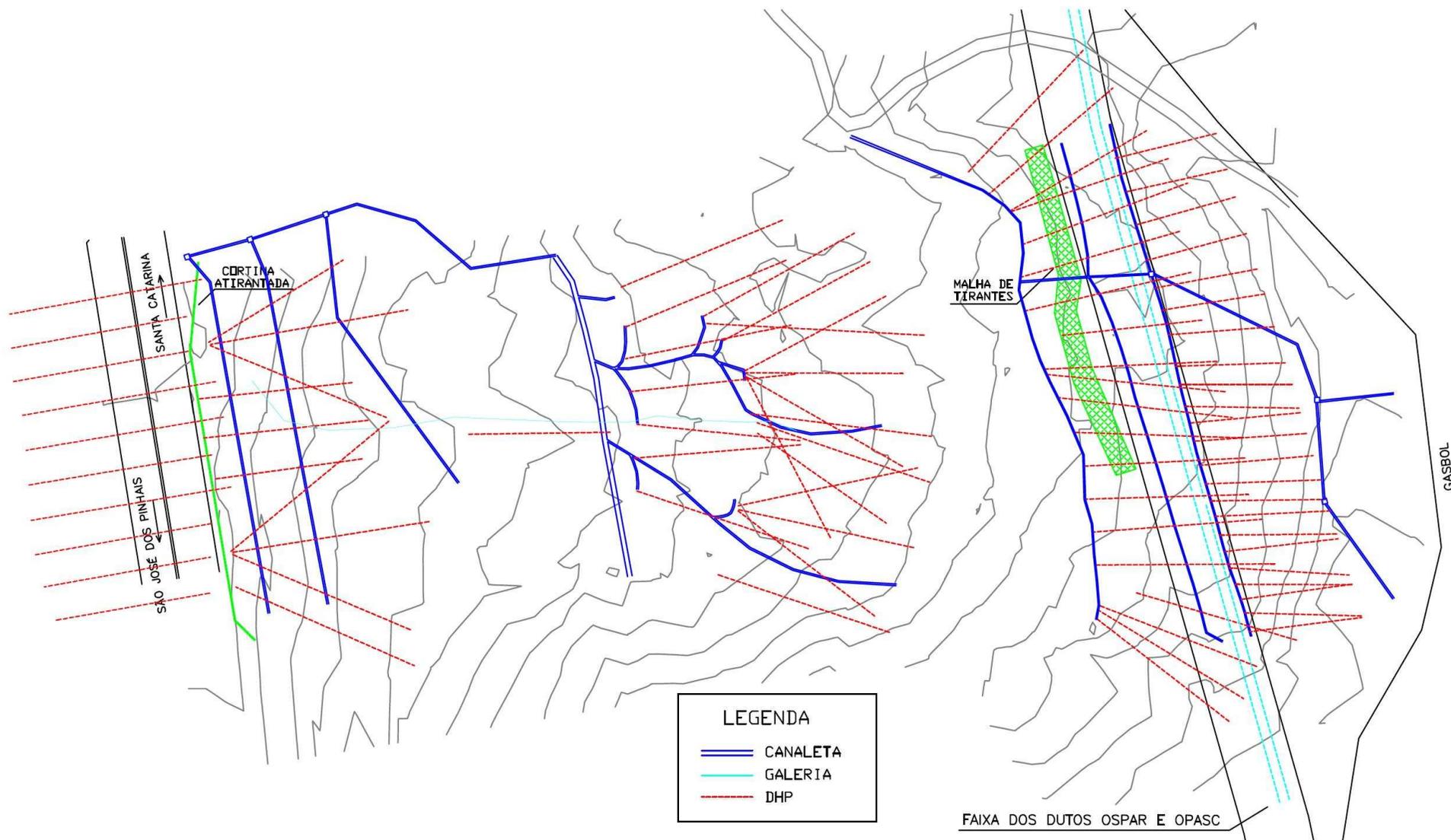


Figura 3.12 - Localização instrumentação, sondagens e seção transversal  
 FONTE: Adaptado de SF (1997) e TOPOL (2005)



**Figura 3.13 - Localização dispositivos de drenagem**  
**FONTE: Adaptado de SF (1997) e TOPOL (2005)**



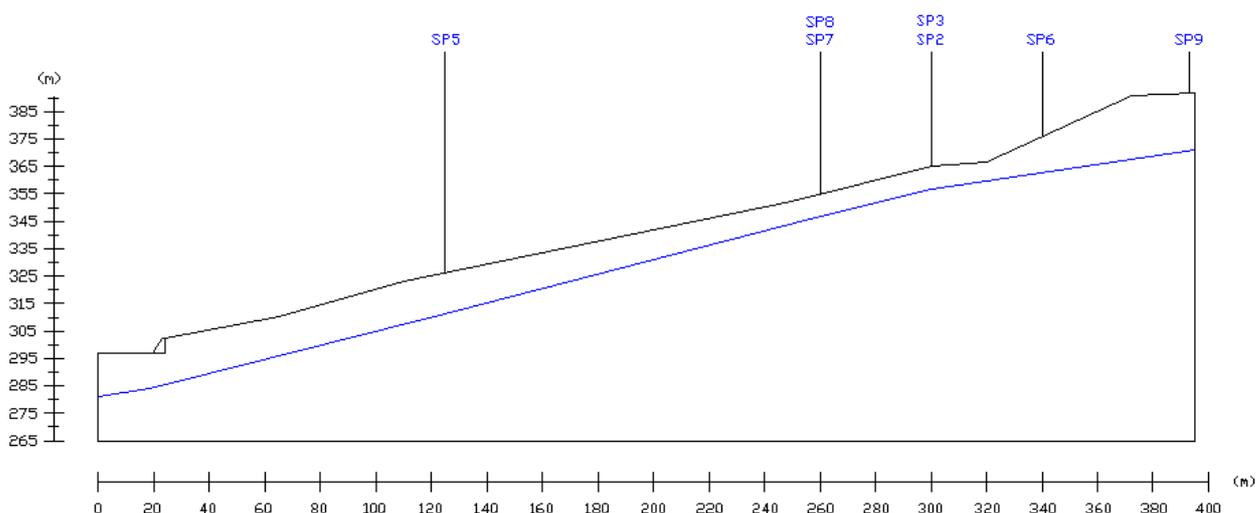
A definição da posição ou comportamento do nível d'água baseou-se nos estudos já citados sobre a instrumentação piezométrica instalada no talude. A Tabela 3.4 apresenta as leituras dos piezômetros utilizados (SP2, SP3, SP5 a SP9), no período compreendido entre junho de 1997 e março de 2003.

As leituras piezométricas foram obtidas de Andrioni (2005), que fornece a cota máxima e mínima para o período. O valor adotado corresponde à média desses dois valores e nos casos que há mais de um piezômetro no mesmo alinhamento fez-se ainda a média entre eles (SP2 e SP3, SP7 e SP8). O valor de cada cota foi acrescido de 216,60m, devido à diferença de referência utilizada em cada trabalho.

**Tabela 3.4 - Leituras piezométricas**  
**FONTE: Adaptado de ANDRIONI (2005)**

Piezômetro	Cota máxima (m)	Cota mínima (m)	Cota média (m)	Cota adotada (m)
2	357,55	355,86	356,71	358,31
3	360,91	358,92	359,92	358,31
5	312,44	309,36	310,90	310,90
6	363,61	361,67	362,64	362,64
7	350,63	349,59	350,11	348,69
8	347,83	346,69	347,26	348,69
9	388,89	385,20	387,05	387,05

A Figura 3.14 mostra a distribuição ao longo da encosta dos piezômetros utilizados e o nível d'água estimado.



**Figura 3.14 - Localização dos piezômetros utilizados e nível d'água estimado**

Percebe-se que os piezômetros utilizados concentram-se na parte mais alta do talude, de modo que a posição do nível d'água foi extrapolada para região próxima à rodovia. O pequeno rebaixamento do nível d'água nessa região se justifica pela grande quantidade de dispositivos de drenagem ali instalados.

Nas análises de estabilidade, além de se verificar o nível d'água apresentado na Figura 3.14, foi adotado um nível d'água mais alto, para avaliar a sua influência na estabilidade e a importância dos drenos ali instalados.

## 4. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

A análise determinística de estabilidade de taludes realizada neste trabalho baseia-se no método de equilíbrio limite. Serão utilizados diferentes métodos, citados no capítulo 2, sendo que todos eles dividem a massa rompida em fatias para o cálculo do equilíbrio.

Análises determinísticas são caracterizadas por utilizarem valores médios das variáveis envolvidas no problema, como coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo. Não consideram, portanto, a variação desses parâmetros e fornecem como resultado um valor de coeficiente de segurança. O talude é considerado estável quando esse coeficiente for maior que 1,0.

A NBR 11.682/1991 estipula coeficientes de segurança de acordo com o grau de segurança necessário ao local. A encosta em estudo enquadra-se no alto grau de segurança devido à proximidade imediata de condutos (oleoduto e gasoduto) e linhas de transmissão de energia, devendo possuir um coeficiente de segurança igual ou superior a 1,5.

A seguir serão definidos os parâmetros médios que serão utilizados nas análises de estabilidade.

### 4.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

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

Existem diversas correlações entre o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, principalmente o ângulo de atrito ( $\phi$ ). Devido ao fato dessas correlações serem obtidas de forma empírica, recomenda-se que os valores encontrados sejam verificados através da realização de outros ensaios de campo ou de laboratório e/ou através da comparação com parâmetros já disponíveis na literatura, que sugerem uma faixa de variação adequada para cada condição de subsolo.

Na seqüência, serão apresentadas e aplicadas ao solo da encosta algumas dessas correlações e, em seguida, as informações obtidas serão comparadas com dados já utilizados na região ou em regiões próximas.

Para solos arenosos, há correlações entre o  $N_{SPT}$  e a densidade relativa ( $D_r$ ) do solo, que são apresentadas na seqüência e podem ser utilizadas para encontrar o valor do ângulo de atrito ( $\phi$ ) através das seguintes formulações (SCHNAID, 2000):

$$D_r = \left( \frac{N_{60}}{0,23.\sigma'_{v0} + 16} \right)^{1/2} \quad \text{Gibbs \& Holtz (1957)} \quad (4.1)$$

$$D_r = \left( \frac{N_{60}}{0,28.\sigma'_{v0} + 27} \right)^{1/2} \quad \text{Skempton (1986)} \quad (4.2)$$

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad \text{Mello (1971)} \quad (4.3)$$

$$\phi' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln p') - 1]\} \quad \text{Bolton (1986)} \quad (4.4)$$

$$\phi' = 28 + 15.D_r \quad \text{Meyerhof (1959) apud Bowles (1996)} \quad (4.5)$$

Nas equações acima  $\sigma'_{v0}$  e  $p'$  são expressos em kN/m<sup>2</sup> e  $D_r$  em decimais. O valor de  $N_{60}$  representa o valor do  $N_{SPT}$  corrigido em função da energia de cravação para o padrão americano, através da fórmula 4.6:

$$N_{60} = \frac{(N_{SPT} \cdot \text{Energia Aplicada})}{0,60} \quad (4.6)$$

Um ensaio realizado no Brasil, segundo a Norma Brasileira, com acionamento manual do martelo, possui uma energia teórica de queda livre de 66%. Portanto, o valor a ser utilizado como energia aplicada, na equação 4.6, seria 0,66 (SCHNAID, 2000).

Bowles (1996) propõe uma correlação direta entre o ângulo de atrito e o  $N_{70}$ :

$$\phi = 0,45.N_{70} + 20 \quad (4.7)$$

$$N_{70} = \frac{(N_{SPT} \cdot \text{Energia Aplicada})}{0,70} \quad (4.8)$$

Na seqüência são apresentadas mais duas correlações entre o ângulo de atrito e o  $N_{SPT}$ :

$$\phi = 28^\circ + 0,4.N_{SPT} \quad \text{Godoy (1983) apud Cintra et al (2003)} \quad (4.9)$$

$$\phi = \sqrt{20.N_{SPT}} + 15^\circ \quad \text{Teixeira (1996)} \quad (4.10)$$

Todas as correlações citadas foram desenvolvidas para solos arenosos e, portanto, foram aplicadas apenas em regiões onde as sondagens indicaram areia ou silte, desconsiderando-se camadas com a predominância de solo fino. A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos através das diferentes estimativas, para as sondagens apresentadas no capítulo 3.

**Tabela 4.1 - Estimativa do valor do ângulo de atrito para diferentes correlações**

SOLO	Ângulo de Atrito – $\phi$ (°)					
	Mello	Bolton	Meyerhof	Bowles	Godoy	Teixeira
<b>Colúvio A</b>	34	38	34	23	31	26
<b>Colúvio B</b>	35	37	35	25	33	31
<b>Residual A</b>	38	38	37	30	38	37
<b>Residual B</b>	41	38	38	40	47	45

Percebe-se que há uma grande variação entre os valores de ângulo de atrito obtidos pelas diferentes correlações. Isso pode ser considerado normal por se tratarem de equações empíricas, que muitas vezes são desenvolvidas com uma quantidade insuficiente de amostras e/ou com solos específicos.

Em uma primeira análise, pode-se dizer que as correlações de Bowles e Teixeira apresentaram resultados mais condizentes com o solo do local, pois os demais valores mostraram-se bem elevados, principalmente para o colúvio.

Para a coesão, parâmetro de resistência ao cisalhamento característico das argilas, não existem tantas correlações disponíveis na literatura. Isso ocorre devido à dificuldade de, através de um ensaio simples como o SPT, se obter informações sobre fatores que influenciam o seu valor, como: história de tensões do solo, velocidade de carregamento e de dissipação do excesso de poropressão.

Teixeira e Godoy (1996) apud Cintra et al (2003) sugerem a seguinte correlação para a estimativa do valor da coesão não drenada ( $c_u$ ) com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ):

$$c_u = 10.N_{SPT} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.11)$$

Essa correlação não deve ser aplicada ao solo em estudo, pois se trata de coesão não drenada, resultando em valores mais altos que para coesão drenada, que representa a situação. Portanto, foram buscados na literatura

dados referentes à coesão das diferentes camadas de solo envolvidas no problema.

Dell'Avanzi et al (2007), em avaliação de uma encosta na Serra do Mar no município de Tijucas do Sul - PR, buscaram na literatura dados de solos residuais e coluvionares cujas descrições granulométricas fossem parecidas às observadas no solo local. A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos parâmetros encontrados para as diferentes unidades litoestratigráficas pertencentes às regiões de Santa Catarina, Paraná, São Paulo e Rio de Janeiro. Apresenta, também, a provável rocha mãe para o solo residual, o tipo de ensaio utilizado na obtenção dos parâmetros e a fonte bibliográfica.

**Tabela 4.2 - Parâmetros geotécnicos obtidos na literatura**  
**FONTE: Adaptado de DELL'AVANZI (2007)**

Solo	Rocha de Origem	Tipo de Ensaio	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	Referência
Colúvio 1	-	CID	18,5	-	0,0	35,0	Brugger et al (1997)
Colúvio 2	-	DS	18,9	-	45,0	31,0	
		CID	19,2	-	33,0	25,0	
Residual 1	Migmatito	CID	19,4	-	35,0	31,0	
Residual 2	Gnaisse	DS	18,7	-	36,0	27,0	Avelar e Lacerda (1997)
Colúvio Soberbo	-	CID	-	-	9,2	29,9	
Residual Soberbo	Migmatito	CID	-	-	22,3	26,4	Wolle e Carvalho (1994)
Colúvio Imigrantes	-	-	-	14,3	6,0	34,0	
Residual Jovem Imigrantes	-	-	17,1	-	1,0	34,0	
Residual Jovem Imigrantes	-	-	-	18	12,0	45,0	
Residual Gnaisse	Gnaisse	Cúbico	-	-	73,2	28,0	Reis e Azevedo (1998)
Residual Garuva	Granito	DS	17,5	-	16,3	29,2	Nascimento (2007)
		DS	-	16,8	35,0	29,2	
Colúvio Amarelo Vista Chinesa	-	DS	-	-	2,2	28,0	Rocha et al (1992)
Colúvio Vermelho Vista Chinesa	-	DS	-	-	5,2	25,0	
Residual Vista Chinesa	Pegmatito-Gnaisse	DS	-	-	8,1	26,0	
Colúvio Licurgo	-	DS	-	-	9,1	30,0	Clementino e Lacerda (1992)
		DS	-	-	42,9	19,0	
Residual Licurgo	Biotita Gnaisse	DS	-	-	20,2	30,0	
		DS	-	-	11,6	35,0	
		DS	-	-	42,6	51,0	
Colúvio Soberbo	-	DS	-	-	9,0	31,0	Lacerda e Silveira (1992)
		CIU	13,5	12,0	14,9	27,5	
Residual Soberbo	Migmatito	DS	17,2	13,1	35,0	26,7	
		CIU	-	-	8,0	26,3	
Residual Corcovado	Gnaisse Facoidal	DS	20,0	19,0	40,0	40,0	Lacerda e Lopes (1992)
		CID	20,0	19,0	20,0	32,0	
Residual	Leptinito	-	16,8	15,7	15,0	36,0	Bernardes et al (1992)
Colúvio Anchieta	-	DS	-	-	14,0	29,0	Rodrigues (1992)
		UU	-	-	25,0	12,0	
Colúvio Cactáreo	-	DS	-	-	4,3	32,0	Andrade et al (1992)
		CID	-	-	4,3	28,0	
Residual Cactáreo	Gnaisse / Leptinito	DS	-	-	7,3	28,0	
Residual Montebelo	Biotita-Gnaisse	DS	-	-	2,9	32,8	
Residual Soturno	Basalto	RS	-	-	0,0	24,7	Silveira et al (1997)
Colúvio Teotônia	-	DS	-	-	4,0	29,0	Bressani et al (1997)
Residual Teotônia	Basalto	DS	-	-	15,1	37,0	

Simbologia:

DS - ensaio de cisalhamento direto

CID - ensaio triaxial axi-simétrico, consolidado isotropicamente, cisalhamento drenado

CIU - ensaio triaxial axi-simétrico, consolidado isotropicamente, cisalhamento não drenado

RS - ensaio em equipamento "ring shear"

Cúbico - ensaio triaxial cúbico, consolidado isotropicamente, cisalhamento drenado

Com o objetivo de encontrar valores médios para a coesão e o ângulo de atrito, os dados apresentados na Tabela 4.2 foram divididos em solo residual e solo coluvionar e, em seguida, analisados com base em algumas ferramentas estatísticas. A Tabela 4.3 resume essas análises.

Tabela 4.3 - Análises estatísticas dos dados apresentados na literatura

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	SOLO RESIDUAL		COLÚVIO	
	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)
Média	21,07	32,33	13,47	28,20
Desvio Padrão	17,61	6,73	14,32	5,70
Coefficiente de Variação (%)	84	21	106	20
97,5% Probabilidade de Ocorrência	13 - 29	29 - 36	6 - 21	25 - 31
Valores a serem adotados	13	29	6	25

Percebe-se que o desvio padrão da coesão, para os dois tipos de solo, é bastante elevado. Isso gera um alto coeficiente de variação, o qual é proporcional à dispersão da amostra, ou seja, a coesão apresenta uma alta dispersão entre seus valores. Portanto, calculou-se um intervalo com a probabilidade de 97,5% de ocorrência, através do índice de confiança. Com base nesses dados, um solo similar aos utilizados possuiria uma probabilidade de 97,5% de estar dentro do intervalo apresentado. Considerou-se adequado adotar o valor inferior desse intervalo, de forma a trabalhar a favor da segurança.

Outra referência importante antes da definição dos parâmetros geotécnicos são os valores adotados, a partir da experiência da projetista, na realização do projeto de estabilização da encosta. A Tabela 4.4 apresenta esses valores.

Tabela 4.4 - Parâmetros utilizados no projeto de estabilização da encosta  
FONTE: GEOPROJETOS (1997)

Solo	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)
Colúvio	17,0	18,5	0	21
Residual	18,0	19,5	5	31

Têm-se, então, três referências distintas de parâmetros geotécnicos: as correlações com o N<sub>SPT</sub>, os parâmetros obtidos através da literatura e os valores utilizados no projeto de estabilização da encosta. Assim como foi feita uma avaliação estatística dos parâmetros da literatura, foi efetuada uma

avaliação comparando essas três fontes, de modo a obter um intervalo de valores para cada variável.

A correlação utilizada nessa avaliação foi a de Bowles por apresentar resultados mais próximos aos obtidos pelas outras duas referências, já que as demais correlações resultaram em valores altos para a região em estudo.

Como o valor do ângulo de atrito através das correlações foi obtido para as camadas A e B, nessa análise foi adotada a média desses valores, a fim de que se tenha apenas colúvio e solo residual. A Tabela 4.5 apresenta os valores dos parâmetros para cada uma das três referências e a análise estatística dos mesmos.

**Tabela 4.5 - Análise estatística dos parâmetros da encosta**

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	SOLO RESIDUAL		COLÚVIO	
	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)
<i>CORRELAÇÃO BOWLES</i>	-	35	-	24
<i>LITERATURA</i>	13	29	6	25
<i>GEOPROJETOS</i>	5	30	0	21
<b>Média</b>	9,00	32,33	3,00	23,33
<b>Desvio Padrão</b>	5,66	3,21	4,24	2,08
<b>Coefficiente de Variação (%)</b>	63	10	141	9
<b>97,5% Probabilidade de Ocorrência</b>	0 - 18	27 - 35	0 - 10	21 - 26

Percebe-se que o intervalo com 97,5% de probabilidade de ocorrência é bastante grande, principalmente para a coesão, que apresenta altos coeficientes de variação. A subdivisão das camadas coluvionares e residuais em A e B permite a utilização de mais de um valor do intervalo, refinando-se dessa maneira o perfil geotécnico.

Para que a variação desses valores possa ser considerada foram adotados dois cenários distintos, um cenário com parâmetros otimistas e outro, pessimistas. No cenário otimista, o valor do parâmetro para a camada A é aproximadamente a média do intervalo e para a camada B, é aproximadamente o valor máximo do intervalo. No cenário pessimista, o valor do parâmetro para

a camada A é aproximadamente o valor mínimo do intervalo e para a camada B, aproximadamente a média do intervalo. A Tabela 4.6 apresenta esses parâmetros para os dois cenários.

**Tabela 4.6 - Definição dos parâmetros geotécnicos para os cenários pessimista e otimista**

CAMADA	PESSIMISTA		OTIMISTA	
	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)
Colúvio A	0/2	21	5	24
Colúvio B	5	24	7	26
Residual A	7	27	9	31
Residual B	9	31	15	35

O valor adotado para a coesão do colúvio A no cenário pessimista pode variar com a saturação da camada superficial de solo, podendo assumir um valor maior que zero devido ao surgimento de coesão aparente induzida pela sucção matricial do solo. Para representar essa situação e verificar a sua influência na estabilidade da encosta, as análises para o cenário pessimista serão também realizadas para o valor de 2kN/m<sup>2</sup> de coesão para o colúvio A.

As análises estatísticas dos parâmetros geotécnicos não foram realizadas para o peso específico dos solos devido à sua pequena influência na estabilidade do talude. O valor dessa variável foi definido com base nos valores utilizados no projeto de estabilização da encosta e se manterá constante nos dois cenários a serem verificados. A Tabela 4.7 resume esses valores.

**Tabela 4.7 - Valores do peso específico de cada camada**

Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )			
Colúvio A	Colúvio B	Residual A	Residual B
16,5	17,0	18,0	18,5

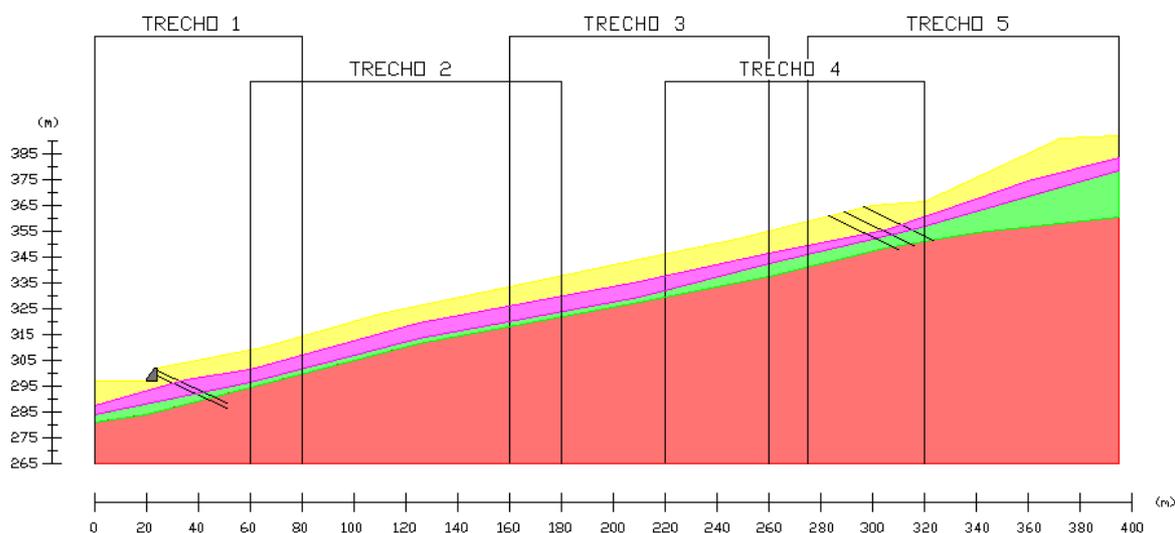
## 4.2 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

As análises de estabilidade da encosta foram realizadas no programa Slope/W da Geo-Slope (Versão 5), o qual, como a maioria dos programas computacionais disponíveis, simplifica os métodos que utilizam superfície de ruptura qualquer em superfície circular para facilitar a programação.

Os métodos de superfície qualquer continuam sendo mais rigorosos, apesar desta simplificação, pois obedecem as três equações de equilíbrio estático. Além disso, o programa permite que a superfície de ruptura seja definida por diversas linhas quando a estratigrafia exigir.

Devido à grande extensão da encosta, ela foi dividida em 5 trechos para a realização das análises de estabilidade. A Figura 4.1 apresenta essa divisão.

Nos trechos 1 e 4 as análises foram realizadas com e sem tirantes, pois estes só podem ser considerados se forem corretamente protendidos e receberem manutenção adequada. Caso contrário, perdem a sua função e a encosta passa a trabalhar como se eles não contribuíssem para a estabilização.



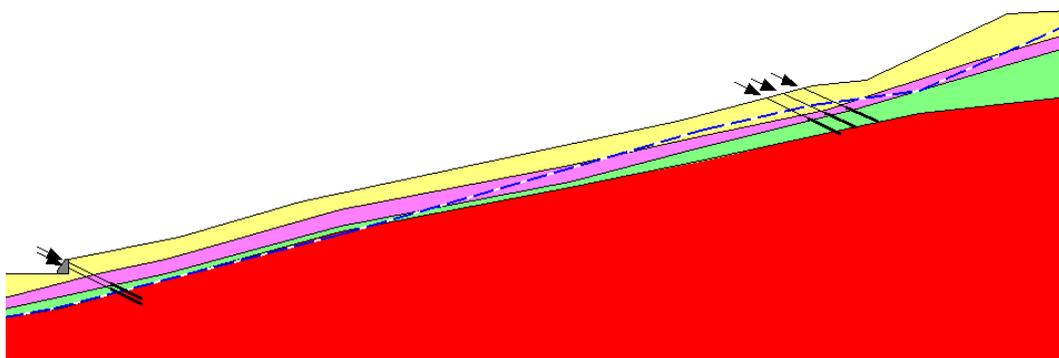
**Figura 4.1 - Divisão da encosta em 5 trechos para realização da análise de estabilidade**

As análises de estabilidade foram realizadas utilizando-se a posição do nível d'água obtido através das leituras piezométricas, conforme apresentado no capítulo 3. Esse nível d'água sofre a influência das drenagens instaladas na

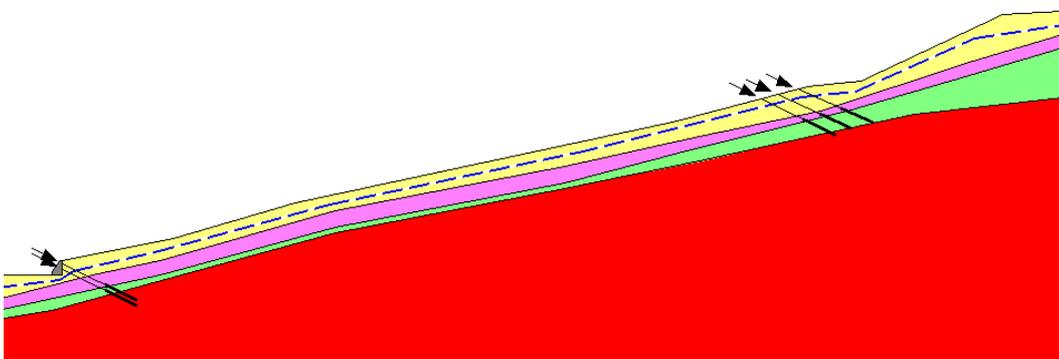
encosta, que causam o seu rebaixamento. Caso não seja realizada manutenção constante nos dispositivos de drenagem ou haja precipitação excessivamente maior que a precipitação média da região, esse nível tende a subir.

Portanto, as análises também foram feitas considerando uma elevação desse nível, o qual foi posicionado no meio da camada superficial, colúvio A. Essa posição de nível d'água foi adotada por ser representativa de condições com o lençol quase aflorando na superfície, que podem ser representativas de uma precipitação intensa na encosta ou no caso de ineficiência dos dispositivos de drenagem. As análises que consideram esse nível d'água são relevantes para verificar a influência do mesmo na estabilidade da encosta e a importância dos drenos nela instalados.

A Figura 4.2 apresenta o perfil da encosta, juntamente com o nível d'água interpretado pelas leituras piezométricas, chamado de nível d'água original, e a Figura 4.3 apresenta o mesmo perfil com a elevação do nível d'água, ambos foram utilizados pelo programa nas análises de estabilidade.



**Figura 4.2 - Perfil da encosta utilizado pelo programa Slope/W nas análises de estabilidade com o nível d'água original**



**Figura 4.3 - Perfil da encosta utilizado pelo programa Slope/W nas análises de estabilidade com o nível d'água elevado**

Na seqüência serão apresentadas as análises de estabilidade para o cenário de parâmetros pessimistas e otimistas, com os valores do fator de segurança obtidos para cada método utilizado, juntamente com a sua superfície de ruptura.

#### 4.2.1 Cenário de parâmetros pessimistas

Conforme já citado anteriormente, as análises de estabilidade com parâmetros pessimistas consideraram duas coesões diferentes para a camada de solo superficial, ou seja, foram feitas inicialmente com a coesão nula desta camada e, em seguida, utilizando-se 2kN/m<sup>2</sup> de coesão. A Tabela 4.8 resume os parâmetros utilizados para este cenário, que são os dados de entrada no programa Slope/W.

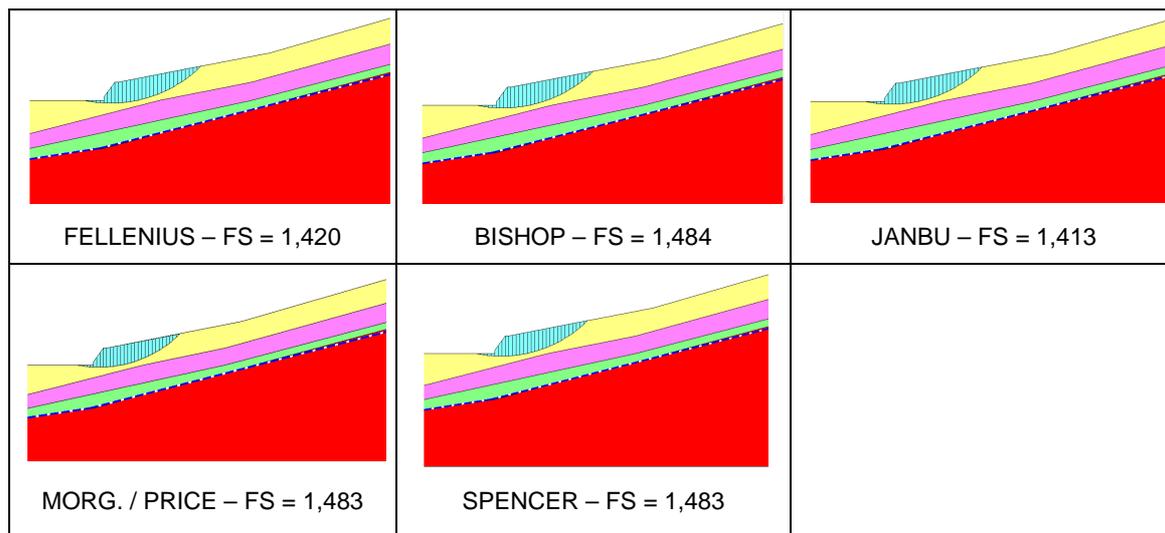
**Tabela 4.8 - Parâmetros geotécnicos do cenário pessimista**

<b>CAMADA</b>	<b><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>c (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
Colúvio A	16,5	0/2	21
Colúvio B	17,0	5	24
Residual A	18,0	7	27
Residual B	18,5	9	31

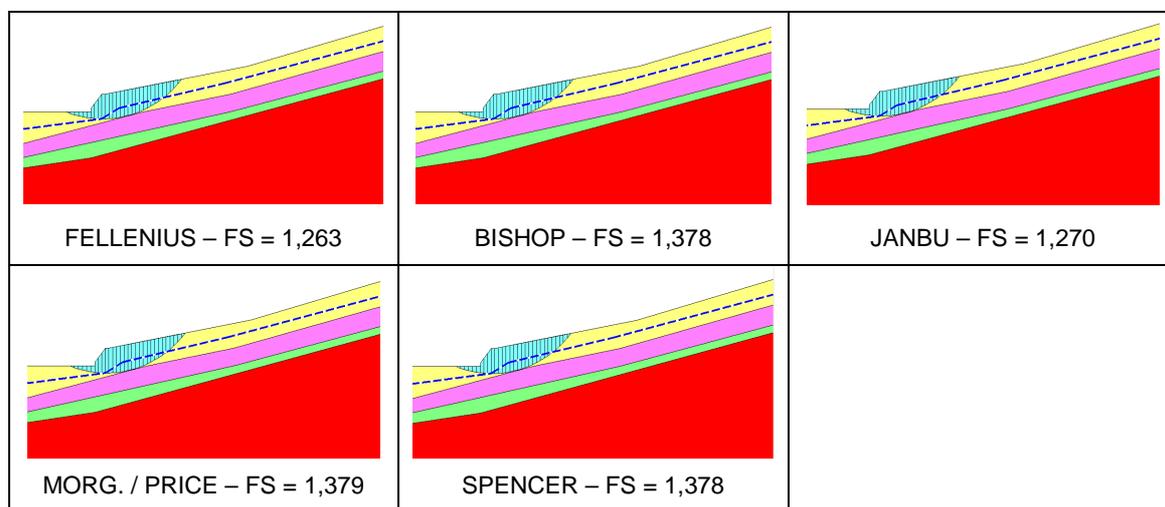
#### I. Trecho 1

A seguir, as Figuras 4.4 até 4.11 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para as diversas combinações de variáveis (tirantes, coesão da camada superficial e nível d'água) realizadas no trecho 1 com parâmetros pessimistas.

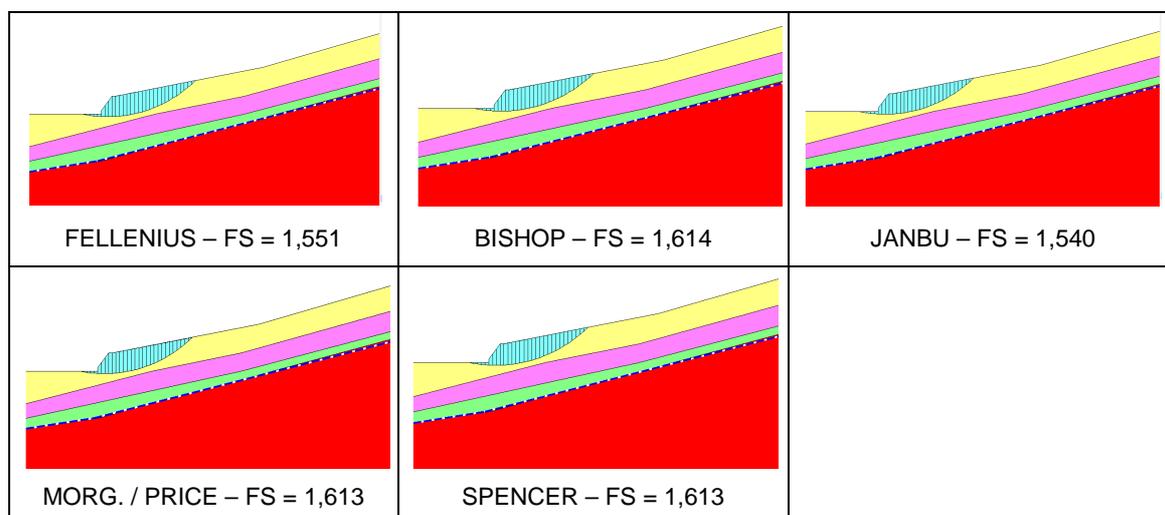
O menor fator de segurança obtido em cada método, utilizando-se coesão nula da camada superficial, foi resultado de superfícies de ruptura extremamente rasas. Esses fatores de segurança foram desprezados e analisou-se o segundo menor fator de segurança obtido.



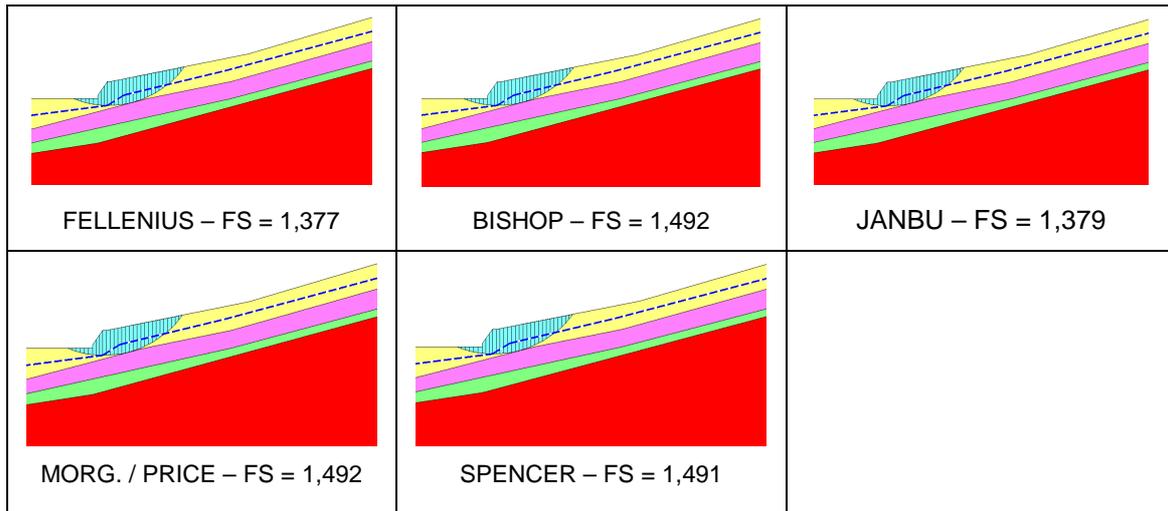
**Figura 4.4 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e sem tirantes**



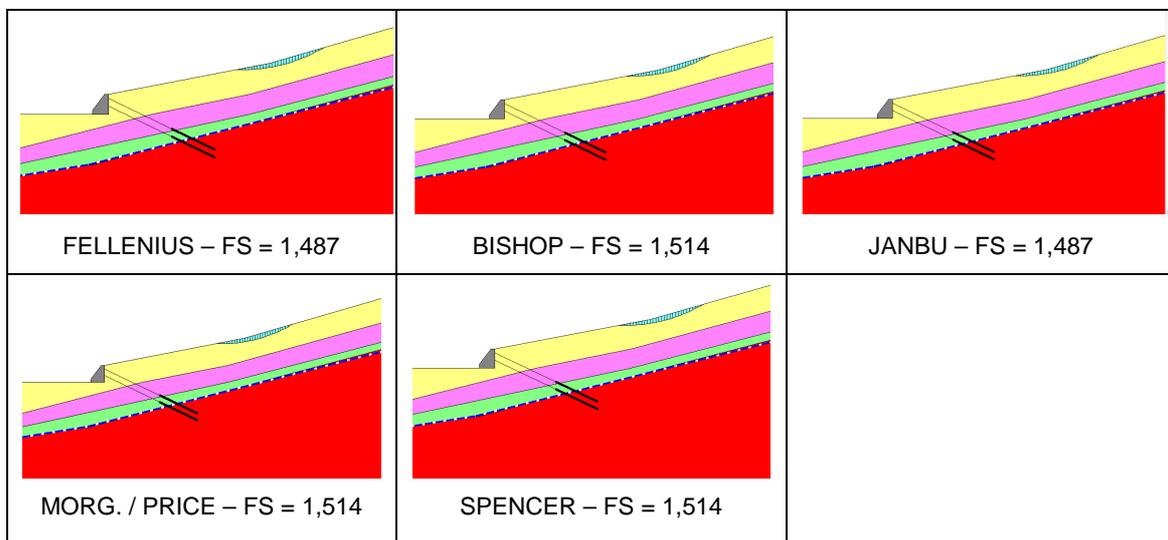
**Figura 4.5 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e sem tirantes**



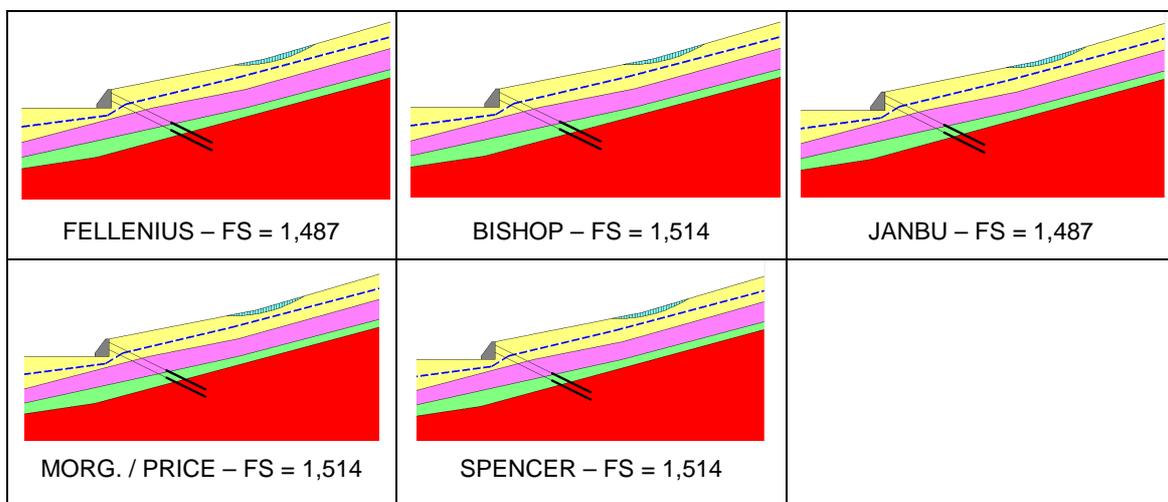
**Figura 4.6 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água original e sem tirantes**



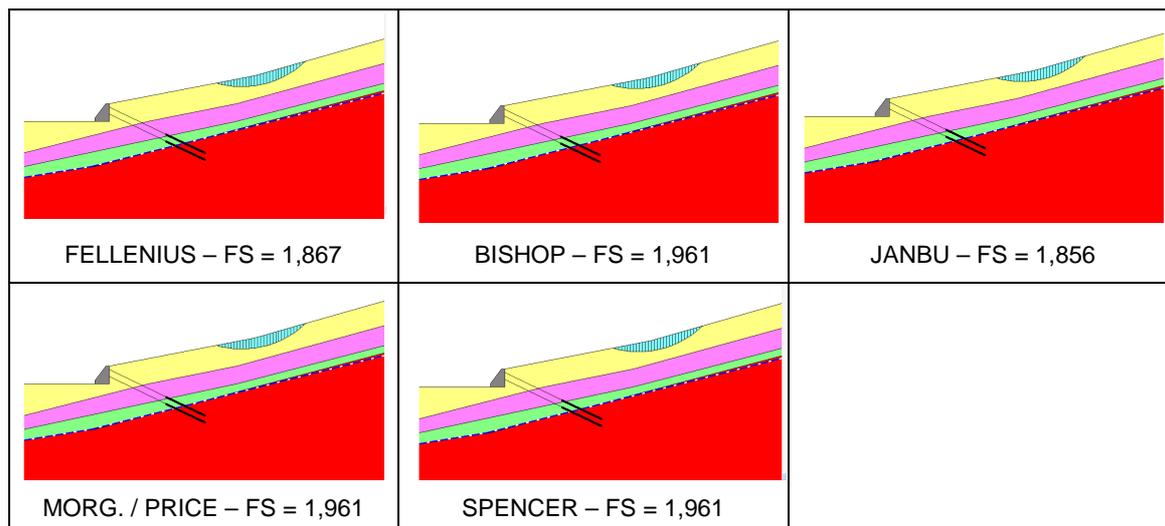
**Figura 4.7 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água elevado e sem tirantes**



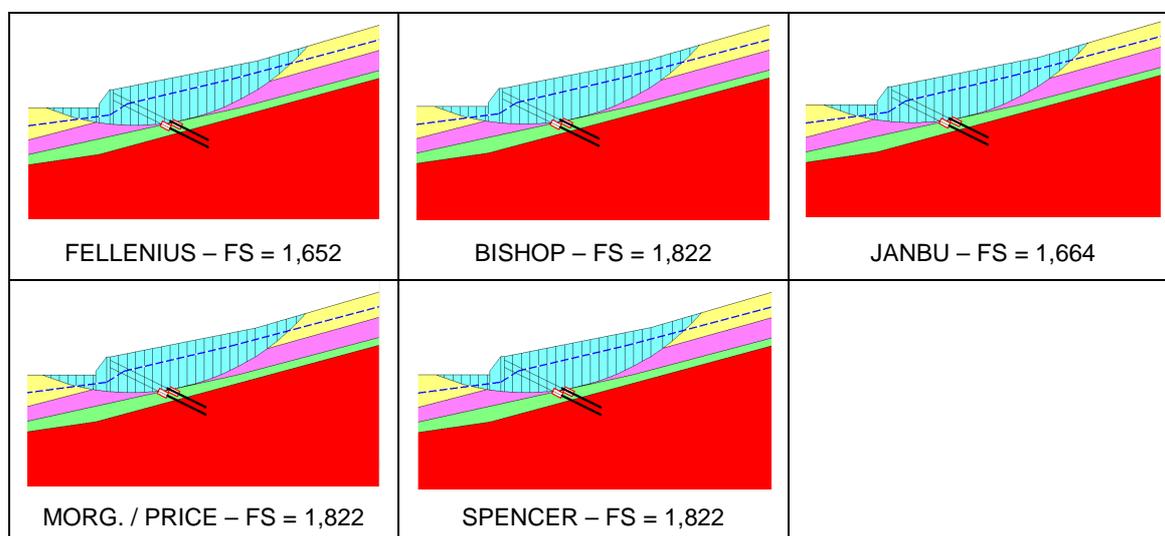
**Figura 4.8 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e com tirantes**



**Figura 4.9 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e com tirantes**



**Figura 4.10 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água original e com tirantes**



**Figura 4.11 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água elevado e com tirantes**

Todos os métodos utilizados, independente das variáveis envolvidas, apresentaram superfícies de ruptura semelhantes, assim como valores dos fatores de segurança. A maior variação entre os fatores de segurança ocorreu nas análises com tirantes, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água elevado.

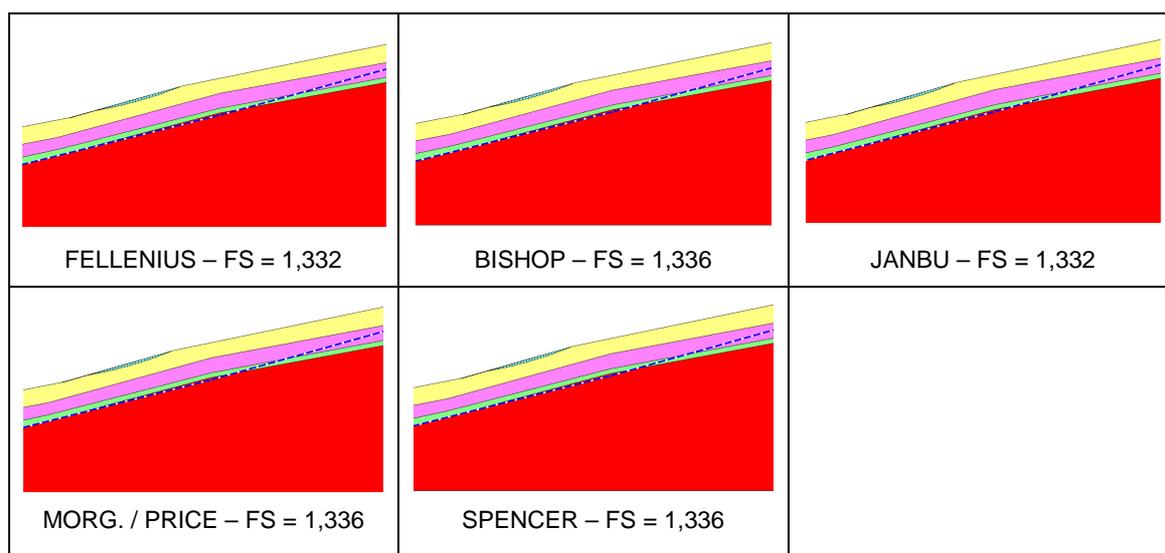
Percebe-se que com a intervenção dos tirantes, além do aumento no fator de segurança, a superfície de ruptura se afasta da rodovia, trazendo maior segurança em um trecho importante. Ao subir o nível d'água isso continua válido apenas ao considerar-se coesão nula na camada de solo superficial, pois as superfícies de ruptura são rasas e não são atingidas pelo novo nível.

Considerando-se coesão igual a  $2\text{kN/m}^2$  as superfícies tornam-se um pouco mais fundas e sofrem influência do nível d'água.

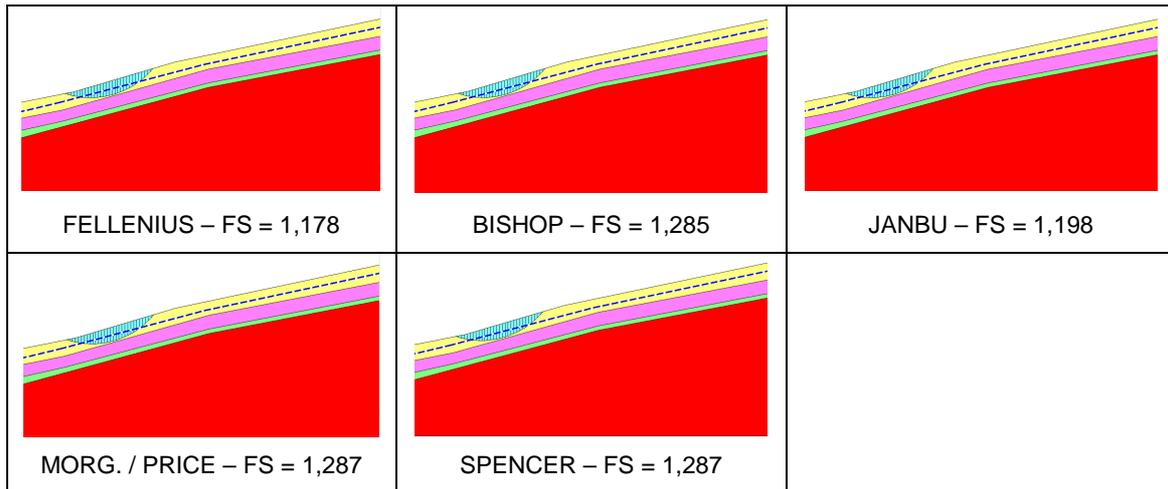
## II. Trecho 2

A seguir, as Figuras 4.12 até 4.15 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura, para duas combinações de variáveis (coesão da camada superficial e nível d'água) realizadas no trecho 2 com parâmetros pessimistas.

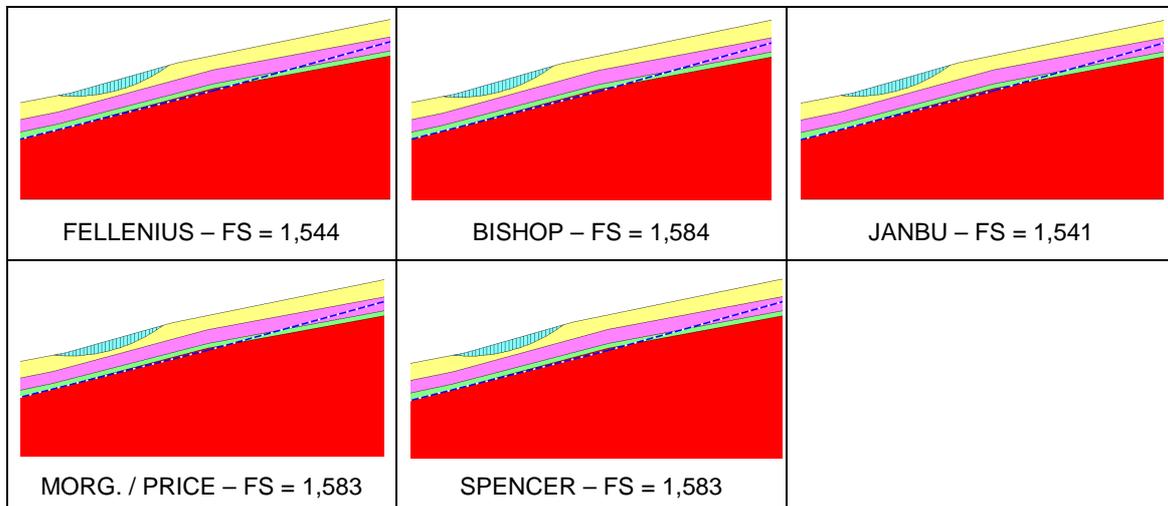
Assim como no trecho 1, os menores fatores de segurança obtidos em cada método, utilizando-se coesão nula da camada superficial, foram resultado de superfícies de ruptura extremamente rasas. Esses fatores de segurança foram desprezados e analisou-se o menor fator de segurança que resultou em superfícies de ruptura da ordem de 1m de profundidade.



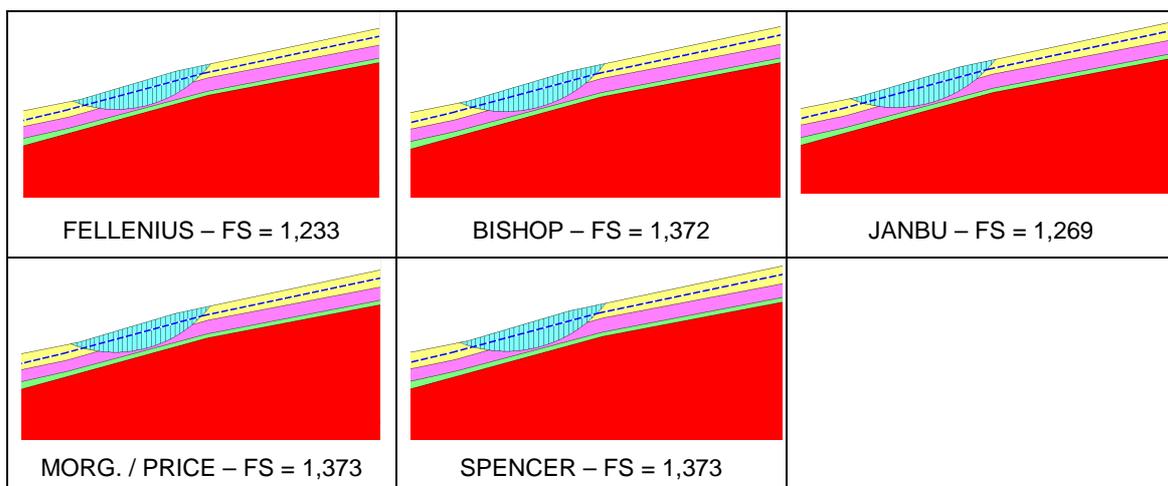
**Figura 4.12 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água original**



**Figura 4.13 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água elevado**



**Figura 4.14 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água original**



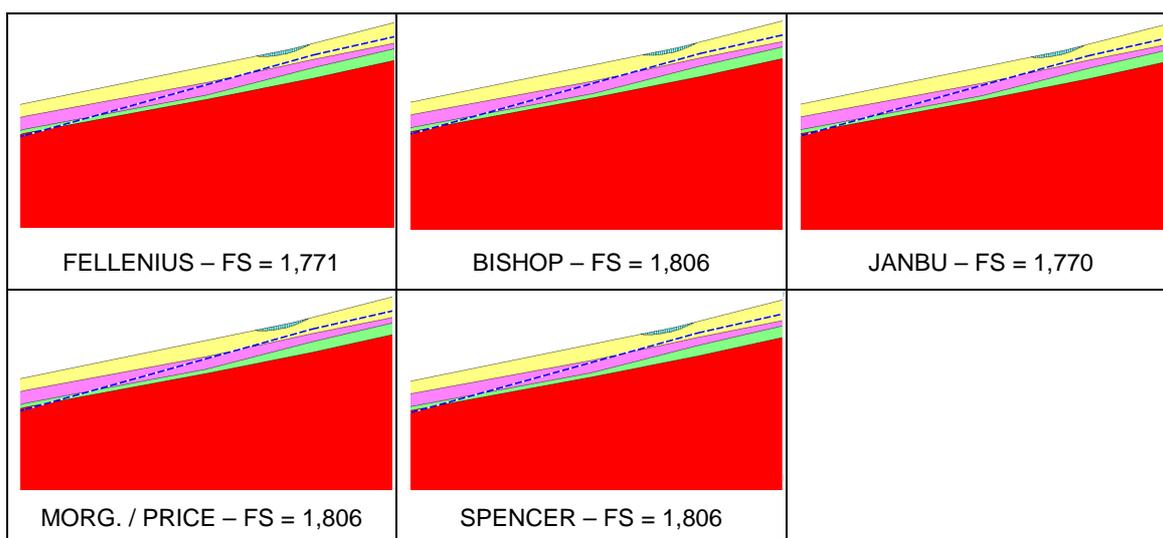
**Figura 4.15 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água elevado**

Novamente todos os métodos utilizados, independente das variáveis envolvidas, apresentaram superfícies de ruptura semelhantes, assim como valores dos fatores de segurança, sendo que os valores variaram mais ao subir o nível d'água.

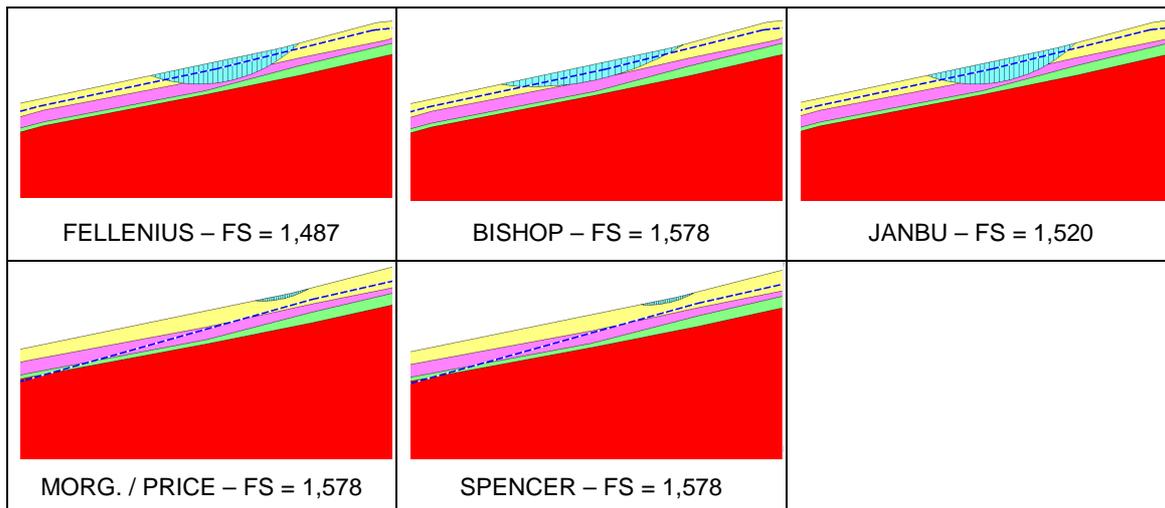
Percebe-se, assim como no trecho 1, que a utilização de coesão na camada de solo superficial é bastante significativa no aumento do fator de segurança, mesmo provocando superfícies de ruptura mais profundas.

### III. Trecho 3

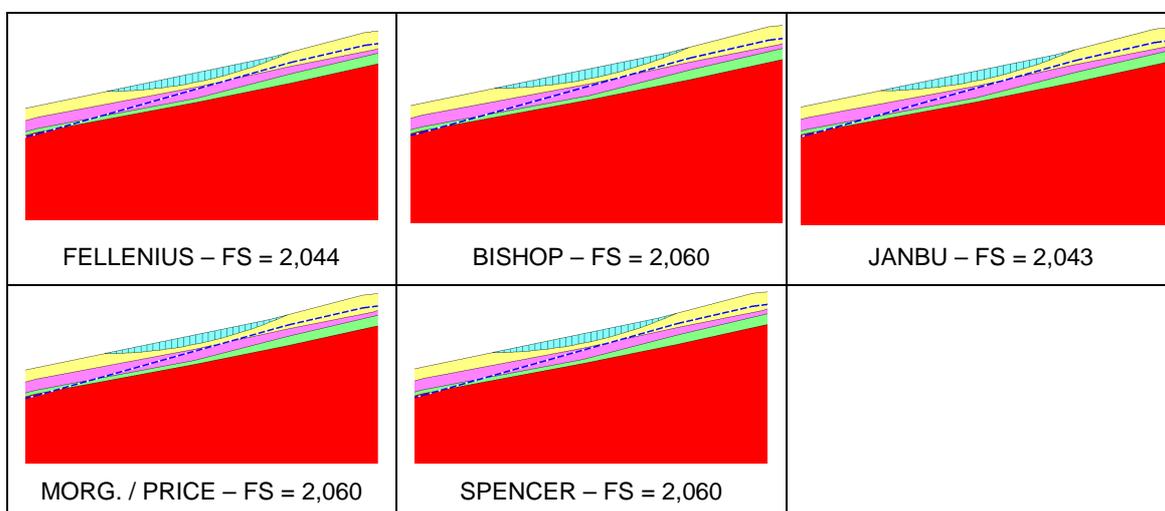
A seguir, as Figuras 4.16 até 4.19 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para duas combinações de variáveis (coesão da camada superficial e nível d'água) realizadas no trecho 3 com parâmetros pessimistas.



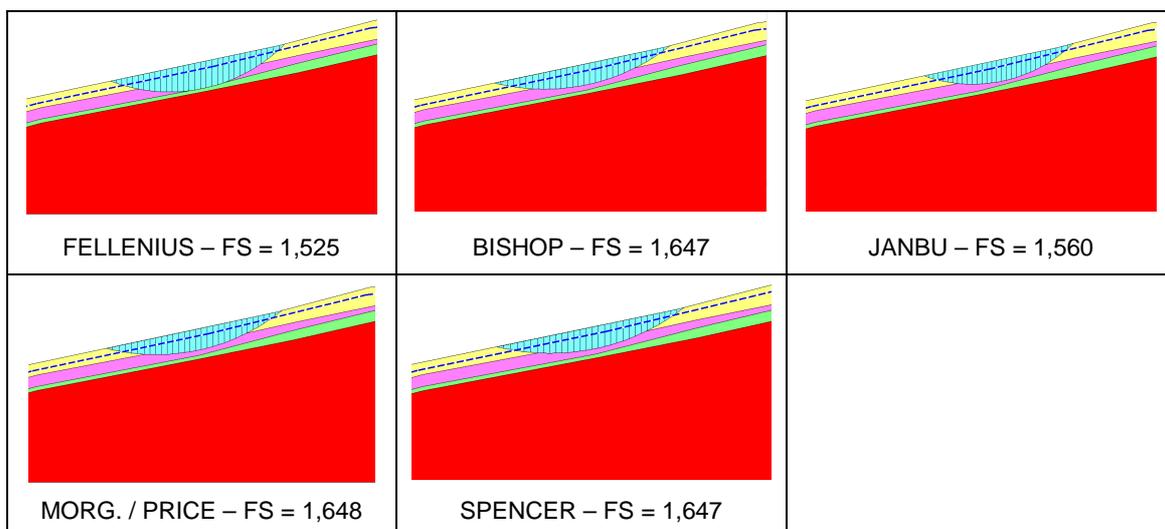
**Figura 4.16 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água original**



**Figura 4.17 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água elevado**



**Figura 4.18 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água original**



**Figura 4.19 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água elevado**

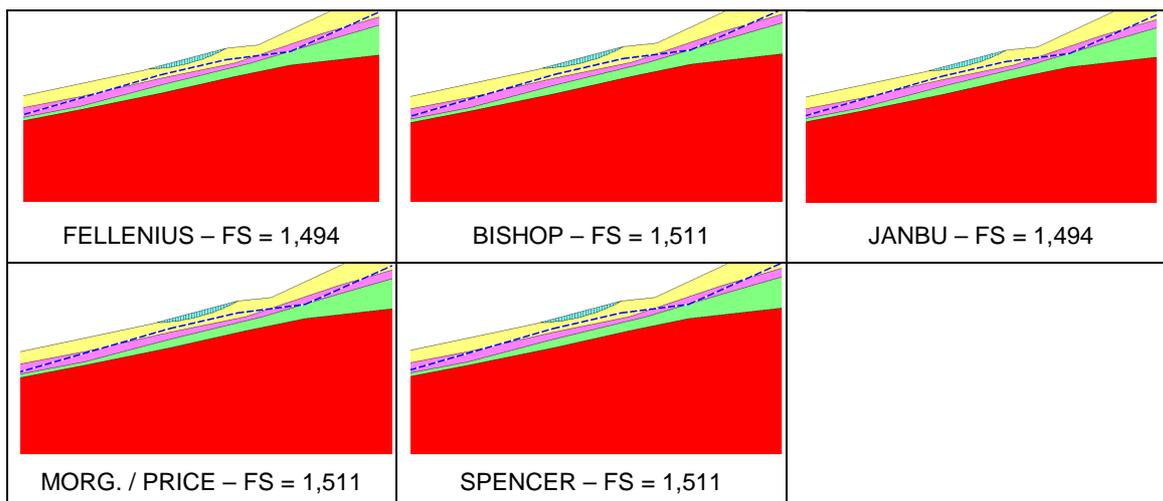
Nota-se que os métodos utilizados apresentaram superfícies de ruptura semelhantes para todas as combinações, com exceção da adoção de coesão nula na camada superficial e nível d'água elevado. Neste caso, as superfícies obtidas pelos métodos mais rigorosos, Morgenstern e Price e Spencer, mantiveram-se mais rasas que nos outros métodos.

De modo geral, os valores obtidos de fatores de segurança foram altos e bastante semelhantes entre os métodos. Assim como no trecho 2, o valor dos fatores de segurança variou mais entre os diferentes métodos com a elevação do nível d'água.

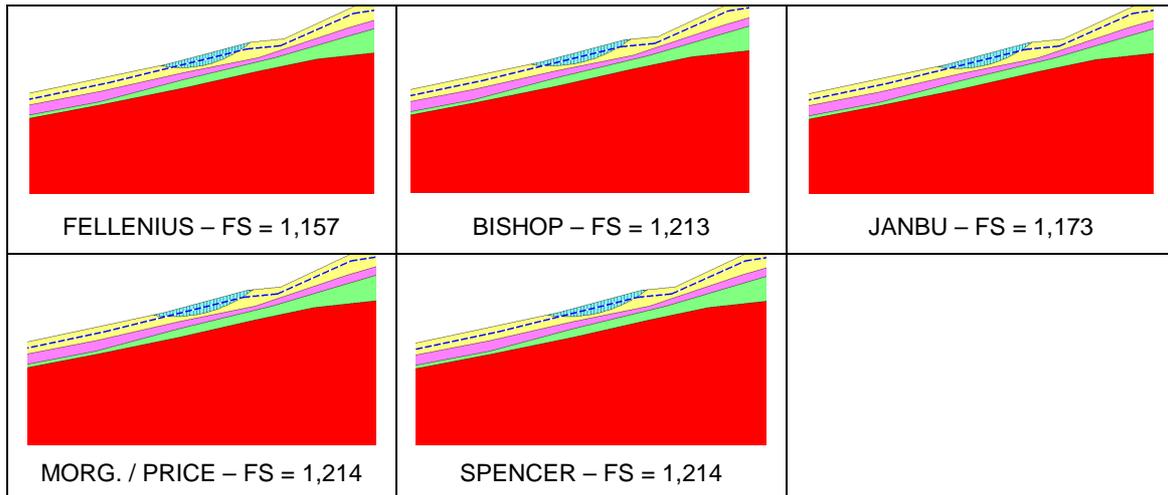
#### IV. Trecho 4

A seguir, as Figuras 4.20 até 4.27 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para as diversas combinações de variáveis (tirantes, coesão da camada superficial e nível d'água) realizadas no trecho 4 com parâmetros pessimistas.

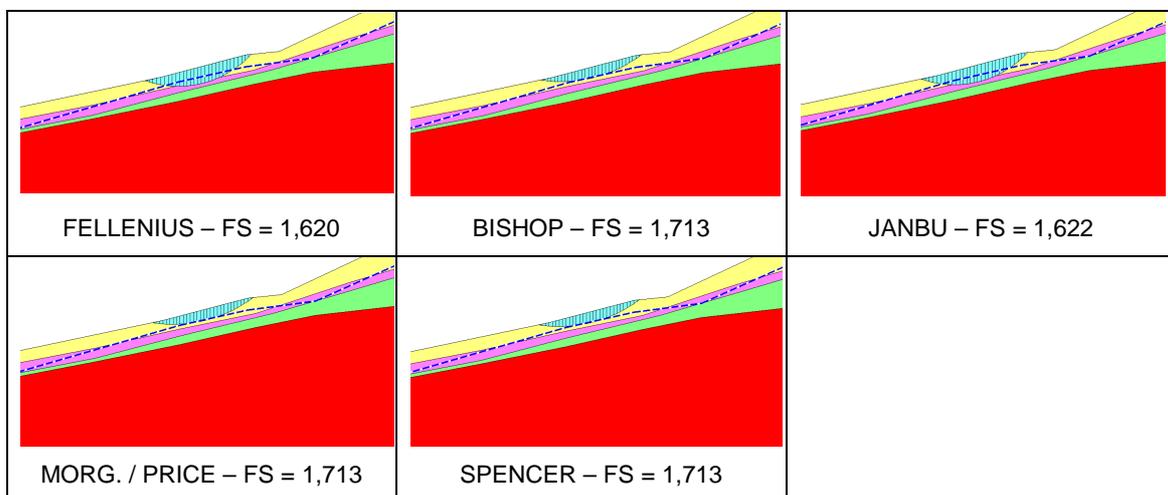
Os menores fatores de segurança obtidos em cada método, utilizando-se coesão nula da camada superficial, foram resultado de superfícies de ruptura extremamente rasas. Esses fatores de segurança foram desprezados e, assim como no trecho 2, analisou-se o menor fator de segurança que resultou em superfícies de ruptura da ordem de 1m de profundidade.



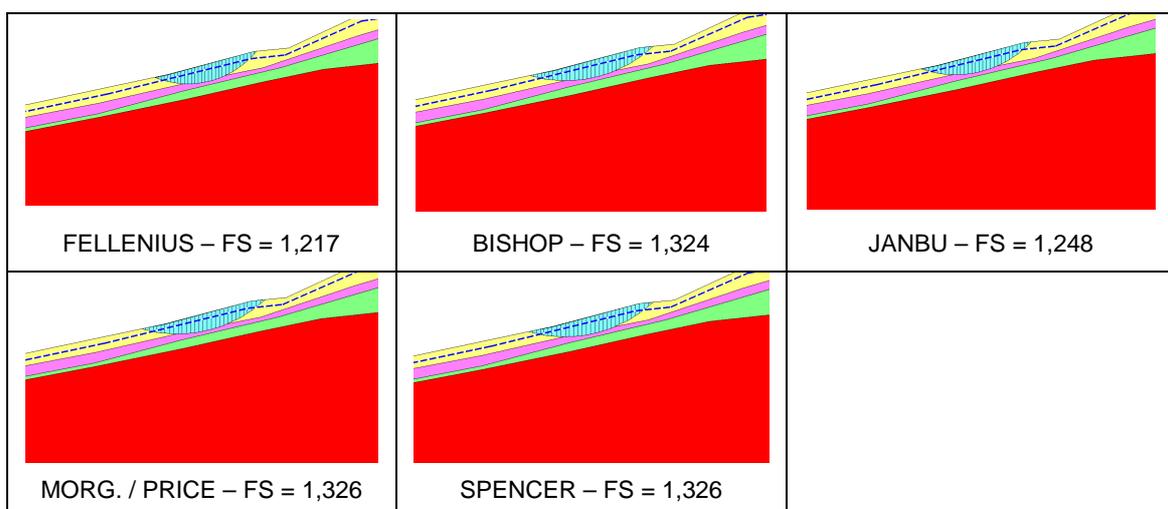
**Figura 4.20 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e sem tirantes**



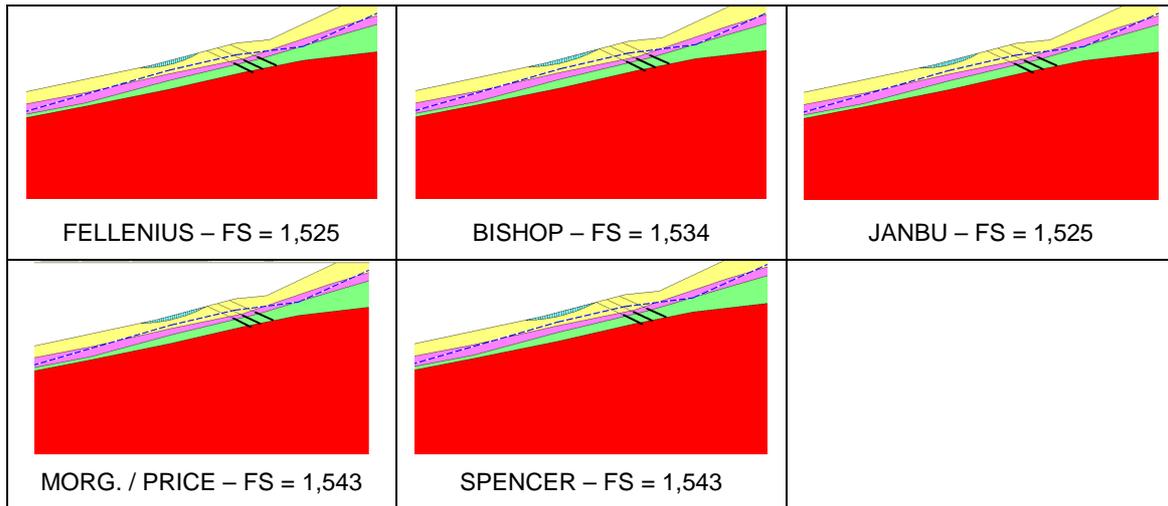
**Figura 4.21 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e sem tirantes**



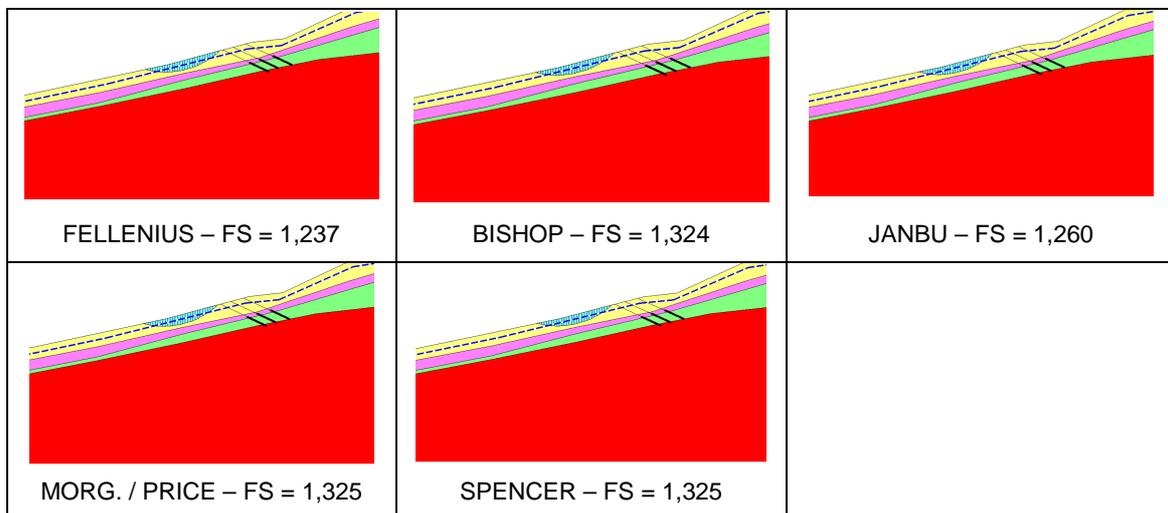
**Figura 4.22 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água original e sem tirantes**



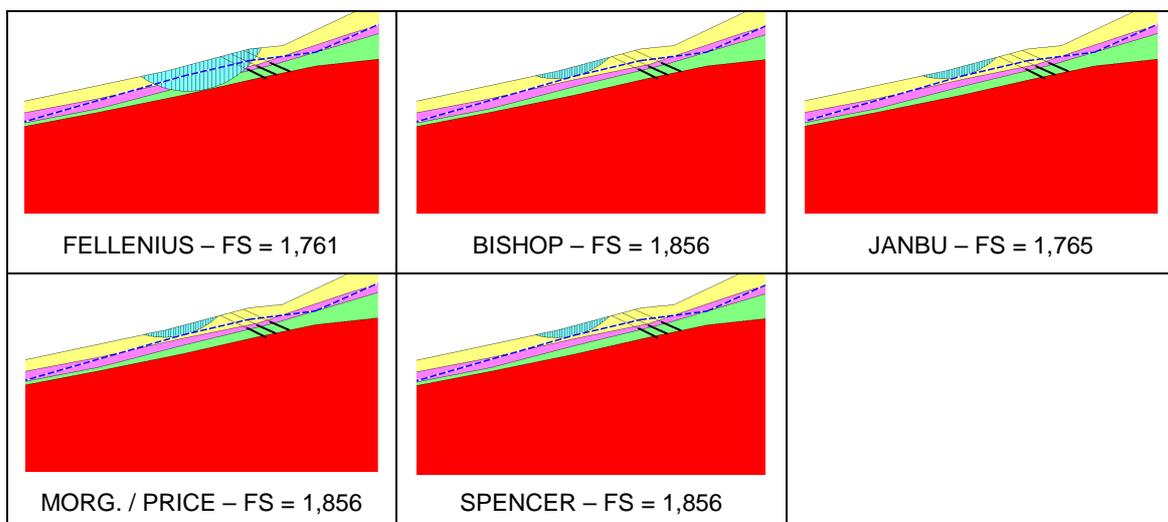
**Figura 4.23 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água elevado e sem tirantes**



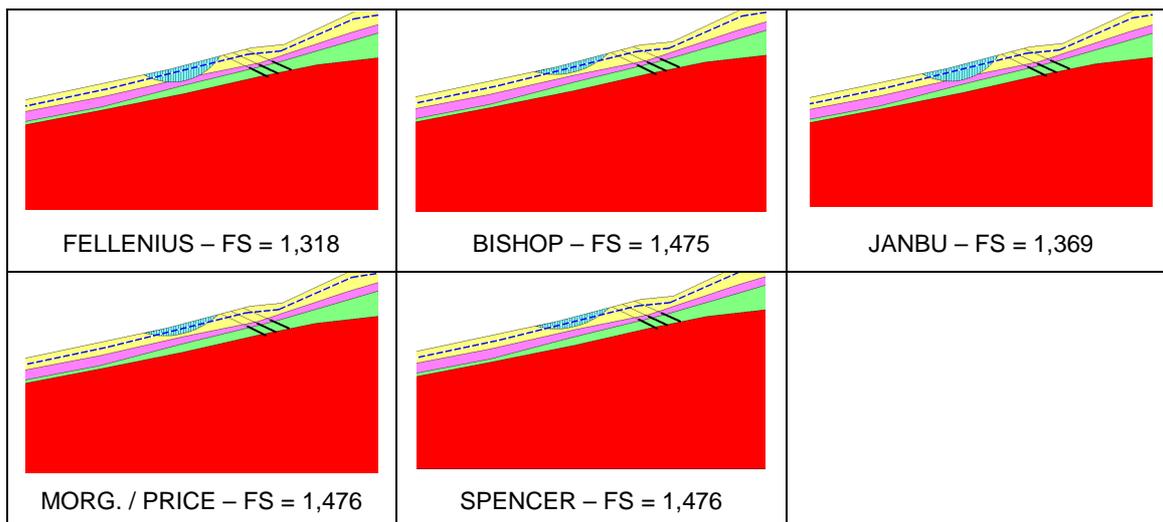
**Figura 4.24 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água original e com tirantes**



**Figura 4.25 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula, nível d'água elevado e com tirantes**



**Figura 4.26 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água original e com tirantes**



**Figura 4.27 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, nível d'água elevado e com tirantes**

Percebe-se que as diferenças entre as superfícies de ruptura dos diversos métodos tornam-se mais visíveis ao se utilizar coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e considerar os tirantes.

Quanto à forma da superfície de ruptura, ao se considerar tirantes e coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup>, os métodos de Fellenius e Janbu apresentam superfícies mais profundas. Para coesão da camada superficial igual a zero e considerando os tirantes, as superfícies de ruptura obtidas com os métodos de Bishop, Morgenstern e Price e Spencer aproximam-se mais dos tirantes.

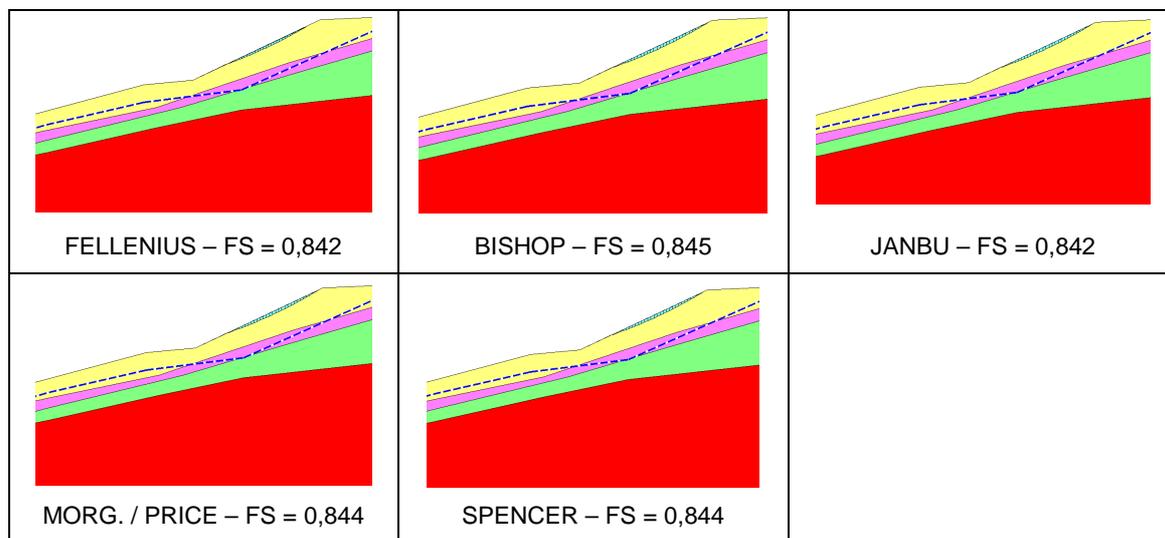
Nota-se, também, que a elevação do nível d'água diminui bastante o fator de segurança, mesmo com a consideração dos tirantes. Contudo, os tirantes afastam a superfície de ruptura da plataforma dos dutos, que é uma região de grande importância na manutenção da estabilidade da encosta.

## V. Trecho 5

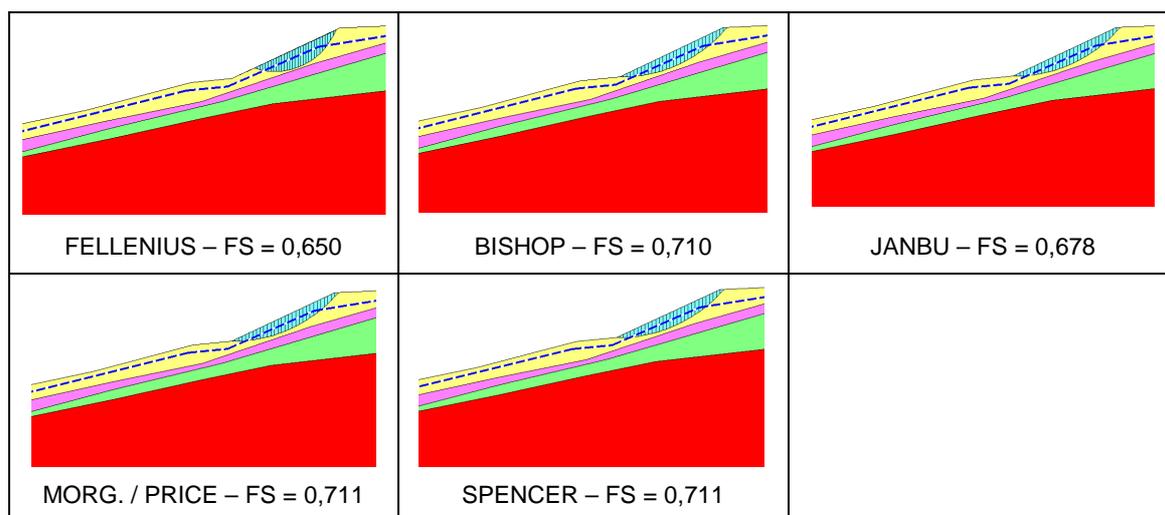
A seguir, as Figuras 4.28 até 4.31 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para duas combinações de variáveis (coesão e nível d'água) realizadas no trecho 5 com parâmetros pessimistas.

Os menores fatores de segurança obtidos em cada método, utilizando-se coesão nula da camada superficial, foram resultado de superfícies de ruptura extremamente rasas. Esses fatores de segurança foram desprezados e

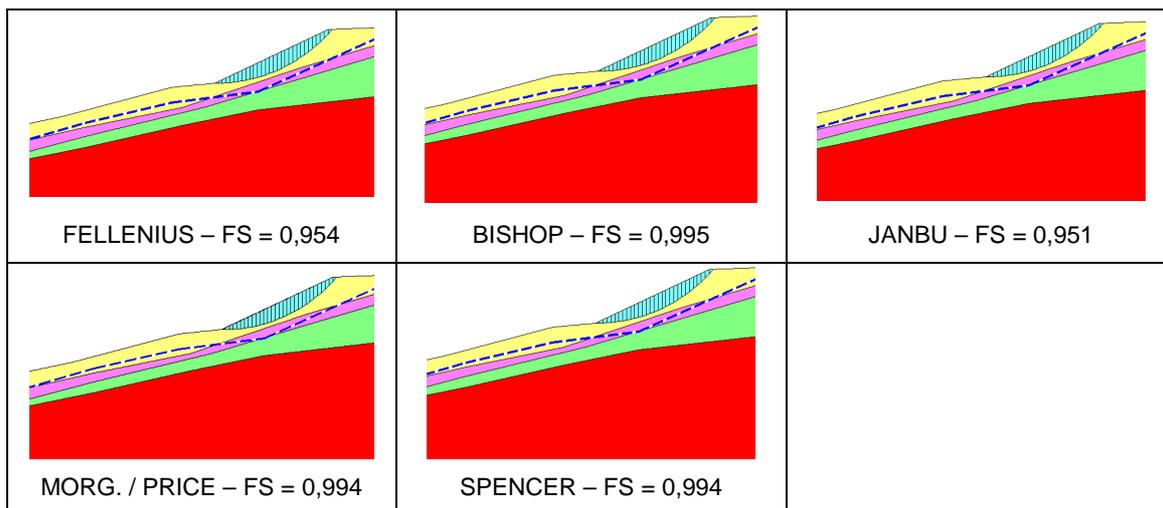
analisou-se o menor fator de segurança que resultou em superfícies de ruptura da ordem de 1m de profundidade.



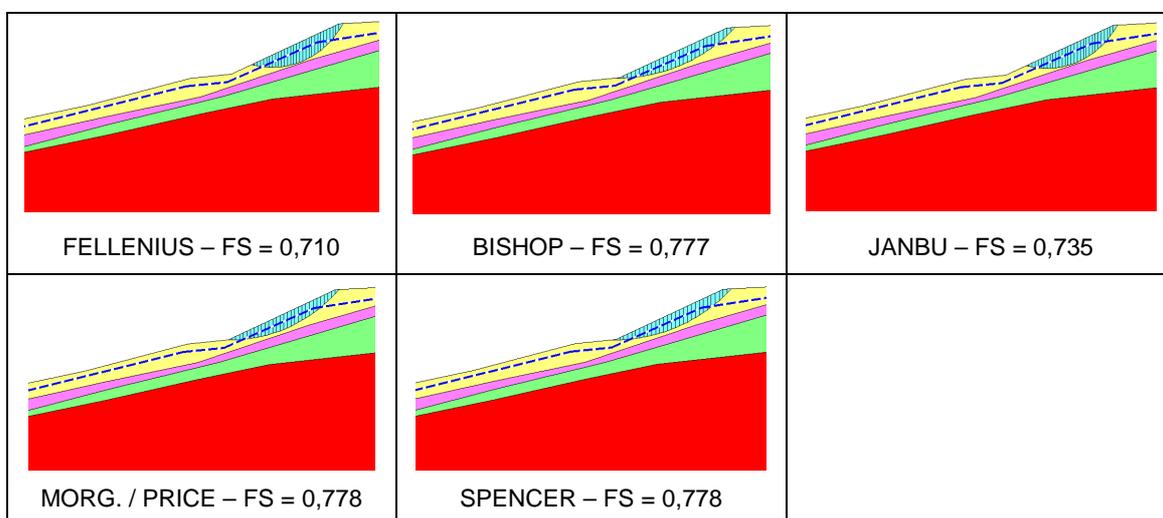
**Figura 4.28 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água original**



**Figura 4.29 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial nula e nível d'água elevado**



**Figura 4.30 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água original**



**Figura 4.31 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, coesão da camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água elevado**

Percebe-se que as superfícies de ruptura e os fatores de segurança são bastante semelhantes entre os métodos. Porém os valores dos fatores de segurança são bem baixos, sendo que apenas na condição com coesão na camada superficial igual a 2kN/m<sup>2</sup> e nível d'água original o fator chega próximo à unidade.

#### 4.2.2 Cenário de parâmetros otimistas

A Tabela 4.9 resume os parâmetros utilizados para o cenário otimista, que são os dados de entrada no programa Slope/W.

Tabela 4.9 - Parâmetros geotécnicos do cenário otimista

CAMADA	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Colúvio A	16,5	5	24
Colúvio B	17,0	7	26
Residual A	18,0	9	31
Residual B	18,5	15	35

### I. Trecho 1

A seguir, as Figuras 4.32 até 4.35 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura, para as duas combinações de variáveis (tirantes e nível d'água) realizadas no trecho 1 com parâmetros otimistas.

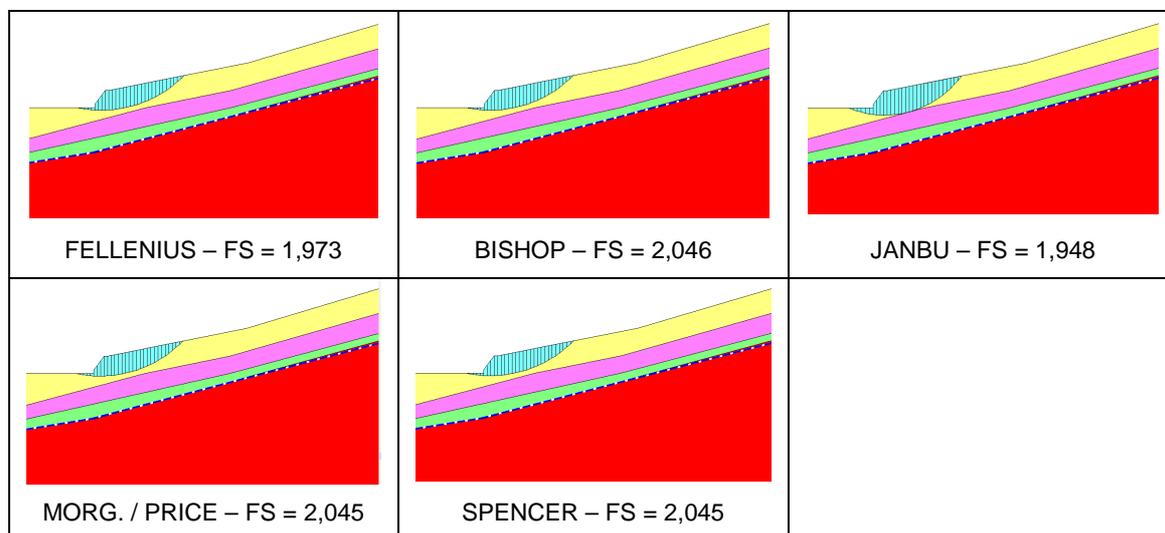


Figura 4.32 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água original e sem tirantes

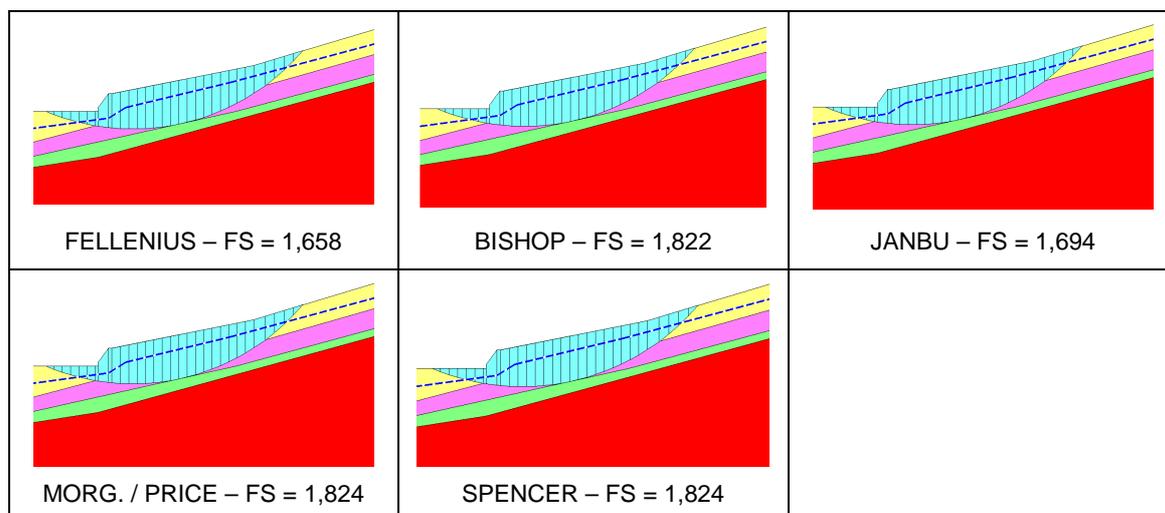
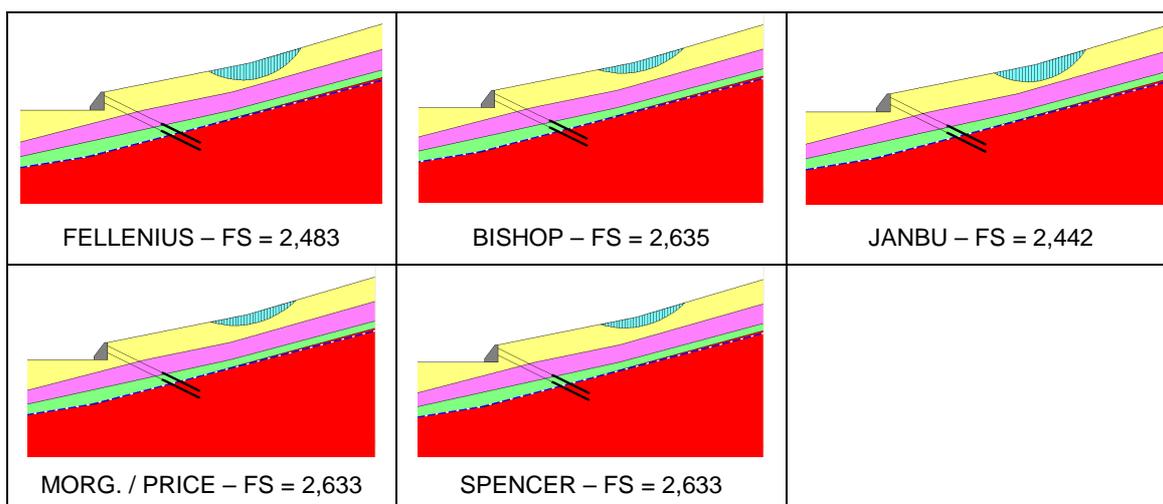
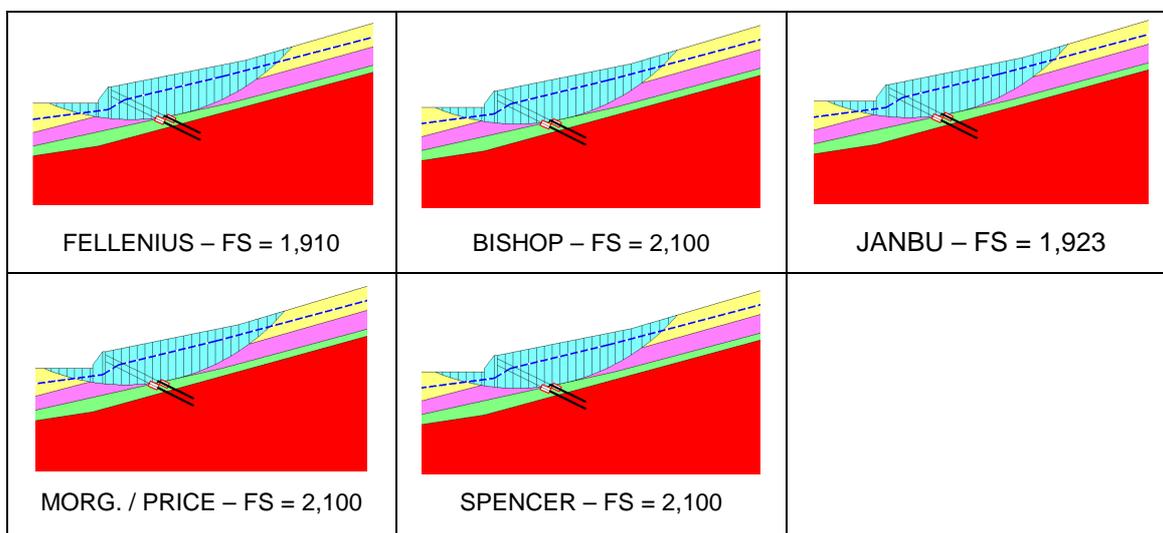


Figura 4.33 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e sem tirantes



**Figura 4.34 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água original e com tirantes**



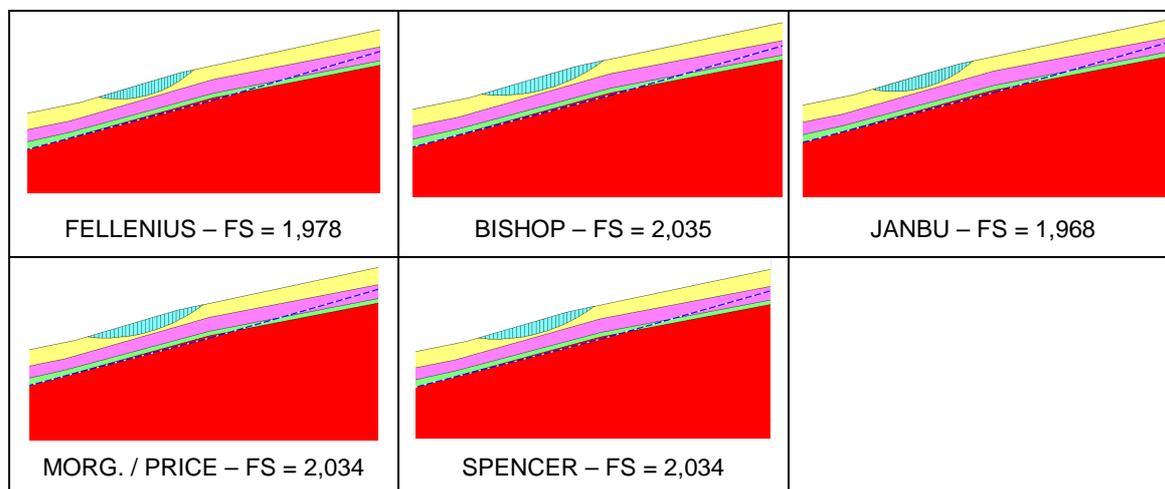
**Figura 4.35 - Resultado das análises para o trecho 1 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e com tirantes**

Percebe-se que as superfícies de ruptura são semelhantes entre os métodos e que os fatores de segurança obtidos são altos, porém apresentam maior variação entre os diferentes métodos que no cenário com parâmetros pessimistas.

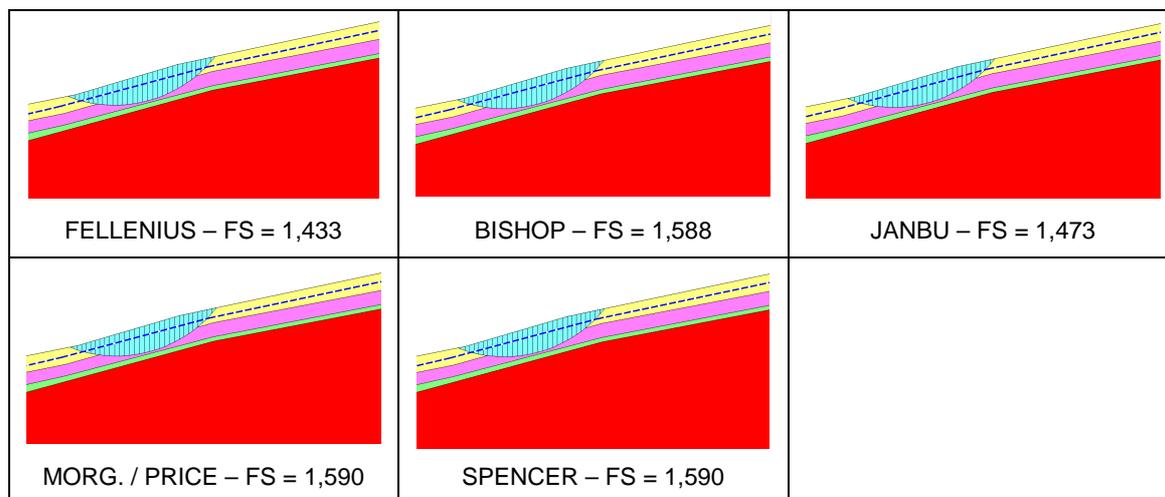
Com o nível d'água original, a superfície de ruptura é afastada da rodovia ao considerar os tirantes, porém isso não ocorre com o nível elevado, pois o mesmo atinge a superfície de ruptura.

## II. Trecho 2

A seguir, as Figuras 4.36 e 4.37 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura, para os diferentes níveis d'água, realizadas no trecho 2 com parâmetros otimistas.



**Figura 4.36 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros otimistas e nível d'água original**

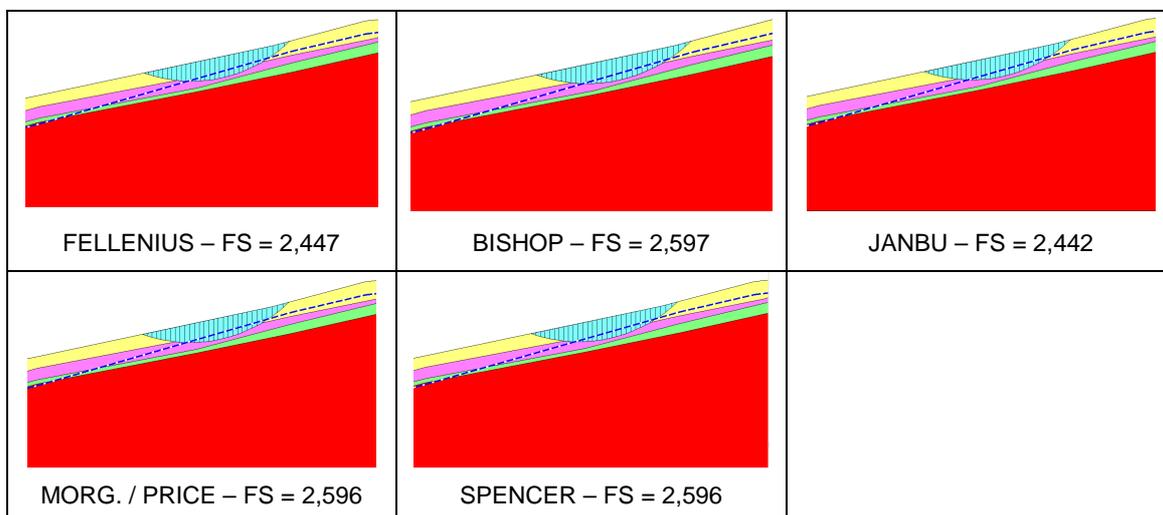


**Figura 4.37 - Resultado das análises para o trecho 2 com parâmetros otimistas e nível d'água elevado**

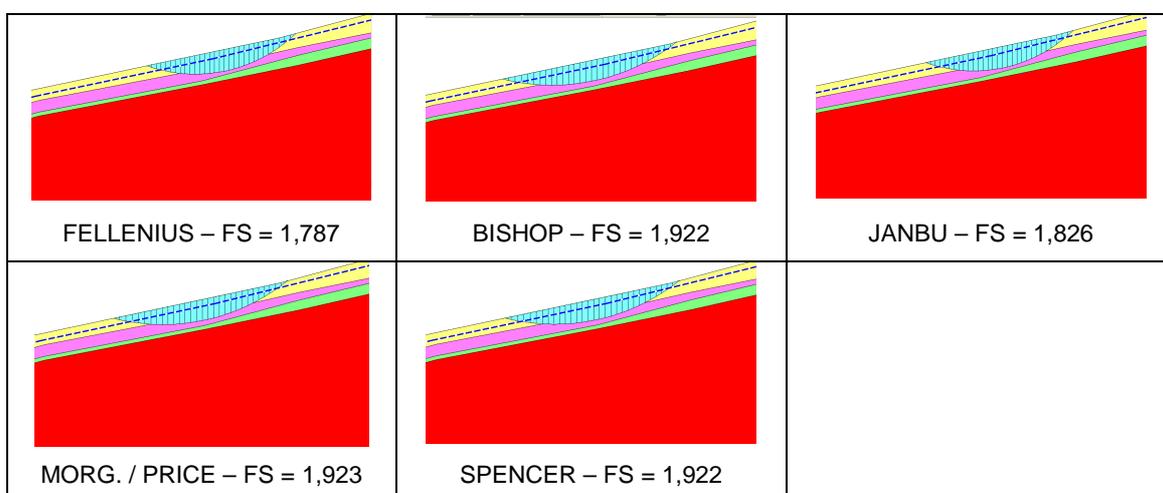
Os métodos utilizados, independente das variáveis envolvidas, apresentaram superfícies de ruptura semelhantes, assim como valores dos fatores de segurança, os quais diminuíram significativamente com a elevação do nível d'água, porém continuaram altos.

### III. Trecho 3

A seguir, as Figuras 4.38 e 4.39 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para os diferentes níveis d'água, realizadas no trecho 3 com parâmetros otimistas.



**Figura 4.38 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros otimistas e nível d'água original**

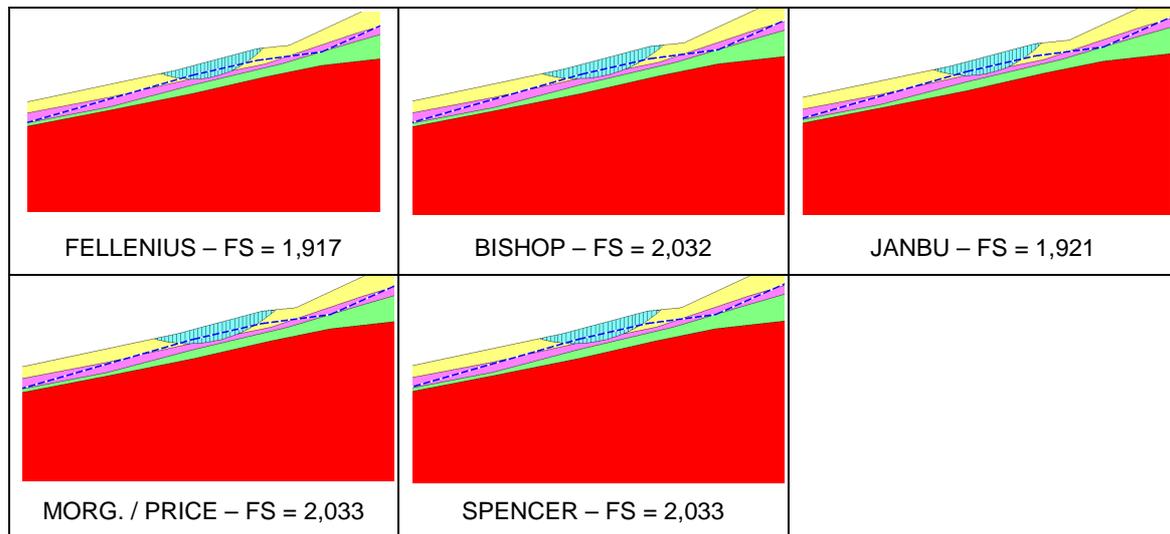


**Figura 4.39 - Resultado das análises para o trecho 3 com parâmetros otimistas e nível d'água elevado**

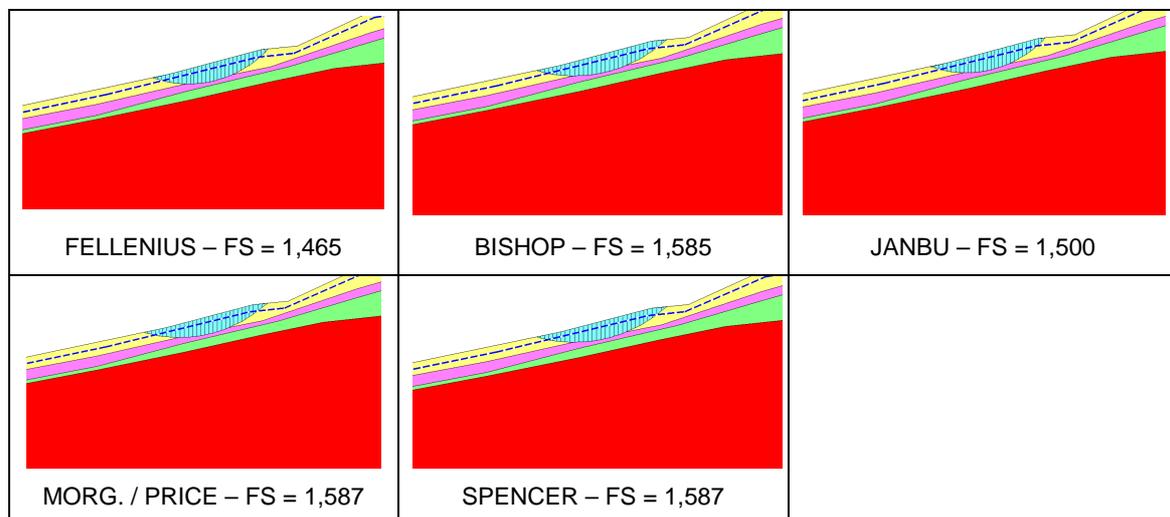
Mesmo com a elevação do nível d'água os fatores de segurança resultaram em valores altos e muito parecidos entre os diversos métodos utilizados, assim como as superfícies de ruptura.

#### IV. Trecho 4

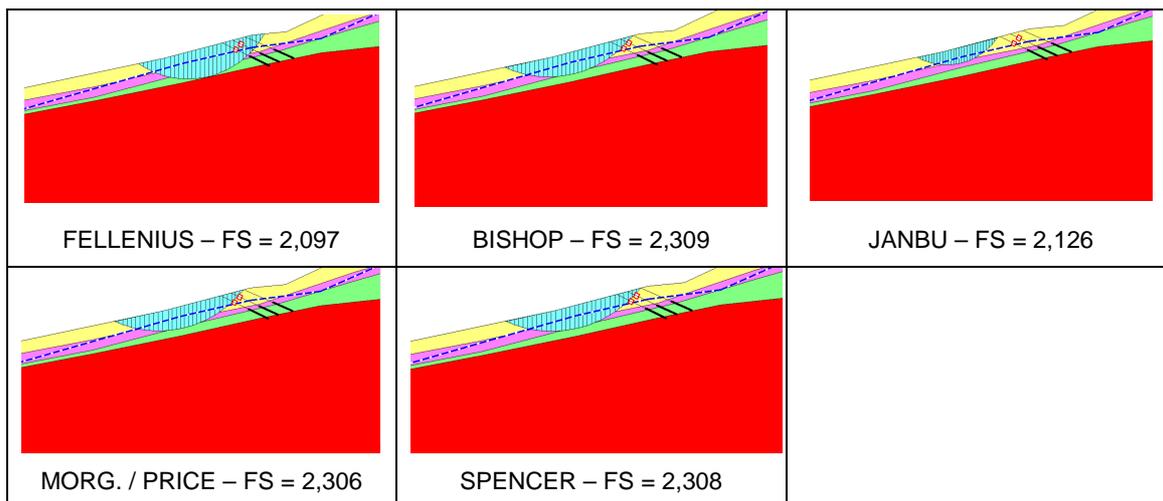
A seguir, as Figuras 4.40 até 4.43 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para as duas combinações de variáveis (tirantes e nível d'água) realizadas no trecho 4 com parâmetros otimistas.



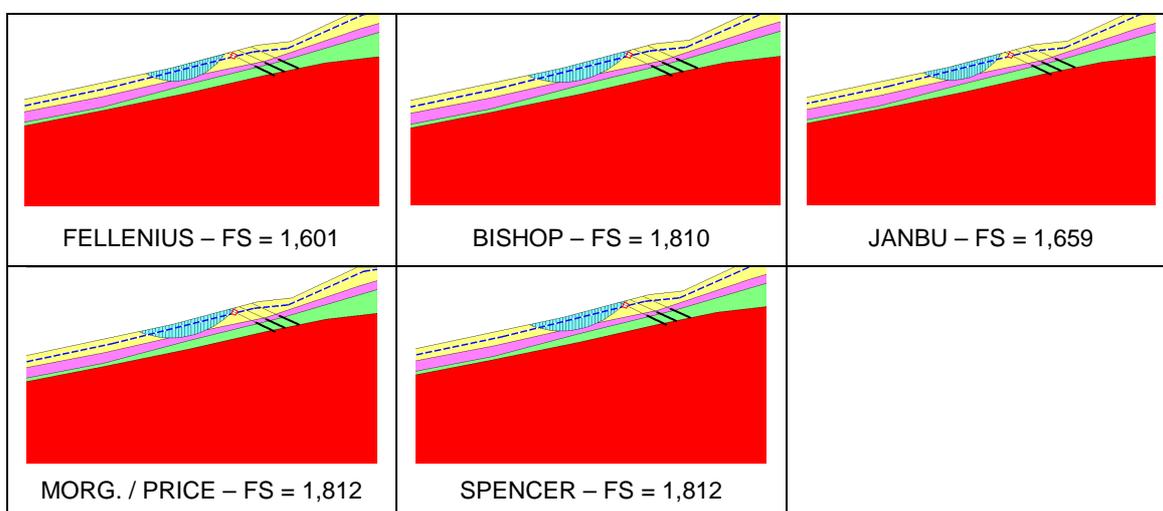
**Figura 4.40 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água original e sem tirantes**



**Figura 4.41 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e sem tirantes**



**Figura 4.42 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água original e com tirantes**



**Figura 4.43 - Resultado das análises para o trecho 4 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e com tirantes**

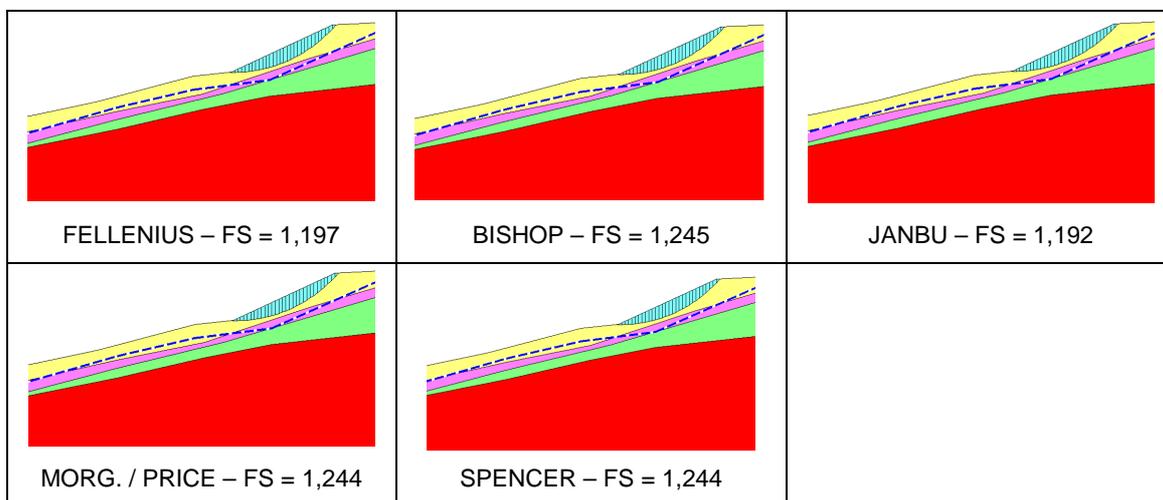
Percebe-se que, mesmo com a elevação do nível d'água e a não consideração dos tirantes, os fatores de segurança resultaram em valores altos. Mesmo assim, com a intervenção dos tirantes a superfície de ruptura se afasta da plataforma dos dutos, que é uma região que não deve ser atingida por nenhum escorregamento.

O valor dos fatores de segurança apresentou maior variação entre os métodos ao considerar os tirantes.

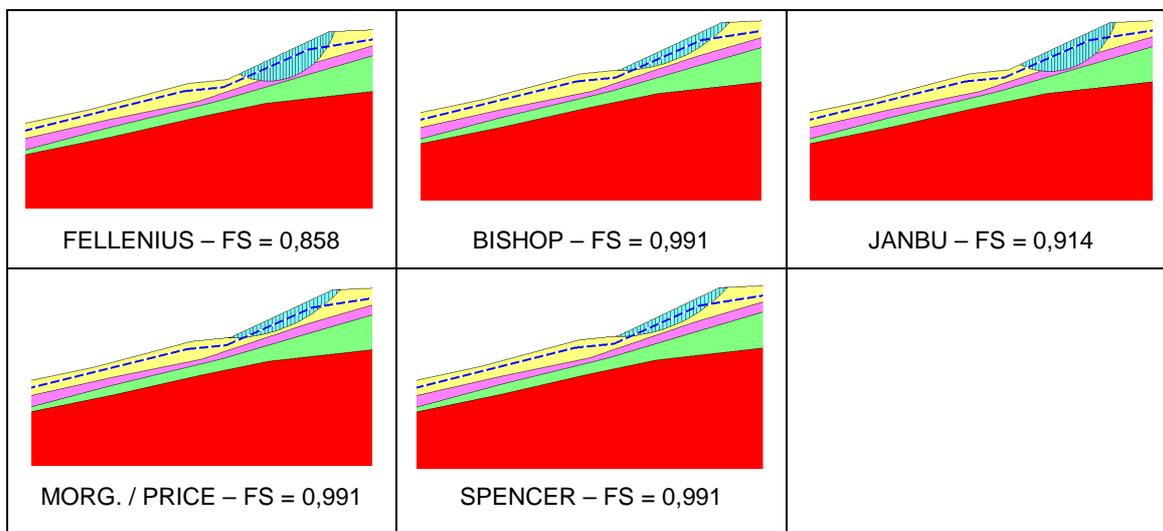
Quanto à forma das superfícies de ruptura, elas mostram-se semelhantes entre os métodos de Bishop, Morgenstern e Price e Spencer.

### V. Trecho 5

A seguir, as Figuras 4.44 e 4.45 apresentam os resultados das análises de estabilidade, fator de segurança e superfície de ruptura para os diferentes níveis d'água, realizadas no trecho 5 com parâmetros otimistas.



**Figura 4.44 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros otimistas e nível d'água original**



**Figura 4.45 - Resultado das análises para o trecho 5 com parâmetros otimistas e nível d'água elevado**

Percebe-se que as superfícies de ruptura e os fatores de segurança são bastante semelhantes entre os métodos.

Mesmo considerando parâmetros otimistas, os valores dos fatores de segurança são baixos, sendo um pouco maiores que a unidade para o nível d'água original e aproximando-se da unidade ao subir o nível.

## 5. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

As análises probabilísticas de estabilidade de taludes foram realizadas para os trechos da encosta que apresentaram fator de segurança menor que 1,5 nas análises determinísticas mostradas no capítulo 4.

O método determinístico adotado foi o de Morgenstern e Price, por ser uma proposta que obedece as três equações de equilíbrio e, portanto, mais rigorosa. Essas análises englobam os cenários de parâmetros pessimistas e otimistas, os mesmos utilizados no capítulo anterior para análises determinísticas, e a diferença de posição do nível d'água.

As análises probabilísticas permitem que seja considerada a variação dos parâmetros geotécnicos envolvidos no problema, através do desvio padrão de seus dados. Para isto foi utilizado o Método de Simulação de Monte Carlo.

Como resultado não se tem apenas um valor de fator de segurança, mas sim uma distribuição de frequência de vários fatores possíveis, ou seja, um histograma. É possível avaliar também a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade da encosta.

Neste estudo, a variação dos parâmetros foi considerada para o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito de cada camada.

Como não se está trabalhando com ensaios e não há um número suficiente de informações para definir o desvio padrão de cada variável, foram utilizadas variâncias estimadas a partir de valores típicos do coeficiente de variação de cada parâmetro, que consiste no valor do desvio padrão sobre a média. A Tabela 5.1 apresenta faixas de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos de interesse para análises de estabilidade de taludes.

**Tabela 5.1 - Valores típicos do coeficiente de variação**

**FONTE: Adaptado de SANDRONI e SAYÃO (1992) *apud* LUMB (1974), LEE *et al* (1983), PACHECO (1991), CHRISTIAN *et al* (1992)**

PARÂMETRO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
Peso específico	3 (2 a 8)
Coesão efetiva	40 (20 a 80)
Ângulo efetivo de resistência	10 (4 a 20)
Coesão não drenada	30 (20 a 50)

Para os mesmos parâmetros expostos, o USACE (1999) sugere os valores apresentados na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2 - Coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos**  
**FONTE: Adaptado de USACE (1999)**

PARÂMETRO	COEFICIENTE DE VARIÇÃO (%)	REFERÊNCIA
Peso específico	3	Harr (1987) <i>apud</i> Hammitt (1966)
	4 a 8	Shannon e Wilson, Wolff (1994)
Ângulo de atrito (Areia)	3,7 a 9,3	Shannon e Wilson, Wolff (1994)
	12	Harr (1987) <i>apud</i> Schultze (1972)
Ângulo de atrito (Argila)	7,5 a 10,1	Wolff (1985)
Coesão não drenada	40	Harr (1987) <i>apud</i> Fredlund e Dahlman (1972)
	30 a 40	Shannon e Wilson, Wolff (1994)
	11 a 45	Wolff (1985)

Percebe-se que os valores de coeficientes de variação sugeridos pelas duas fontes são muito próximos. Porém, em uma análise preliminar, devido à ausência de informações sobre a encosta, adotou-se o limite máximo dos coeficientes de variação apresentados na Tabela 5.1, ou seja, 8% para o peso específico, 80% para a coesão e 20% para o ângulo de atrito.

Na seqüência, as análises serão realizadas para os parâmetros médios da Tabela 5.1, ou seja, 3% para o peso específico, 40% para a coesão e 10% para o ângulo de atrito. Essa adoção de diferentes coeficientes de variação permite que se avalie a sua influência nas análises probabilísticas de estabilidade.

As análises realizadas com os coeficientes de variação citados são apresentadas na seqüência para os cenários pessimista e otimista. Todas essas análises foram executadas no programa Slope/W da Geo-Slope, versão 5.

Como resultado dessas análises tem-se a superfície de ruptura, o fator de segurança médio, mínimo e máximo, o desvio padrão, a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade. São apresentados, também, dois gráficos: o histograma, função densidade de probabilidade, e a função densidade de probabilidade acumulada do fator de segurança.

## 5.1 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS COM COEFICIENTES DE VARIAÇÃO MÁXIMOS

### 5.1.1 Cenário de parâmetros pessimistas

Para o cenário de parâmetros pessimistas as análises probabilísticas foram realizadas para o Trecho 1, 2, 4 e 5, pois esses apresentaram fatores de segurança menores que 1,5 nas análises determinísticas.

A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros utilizados, que são os mesmos do capítulo anterior, juntamente com o coeficiente de variação máximo e o desvio padrão de cada variável.

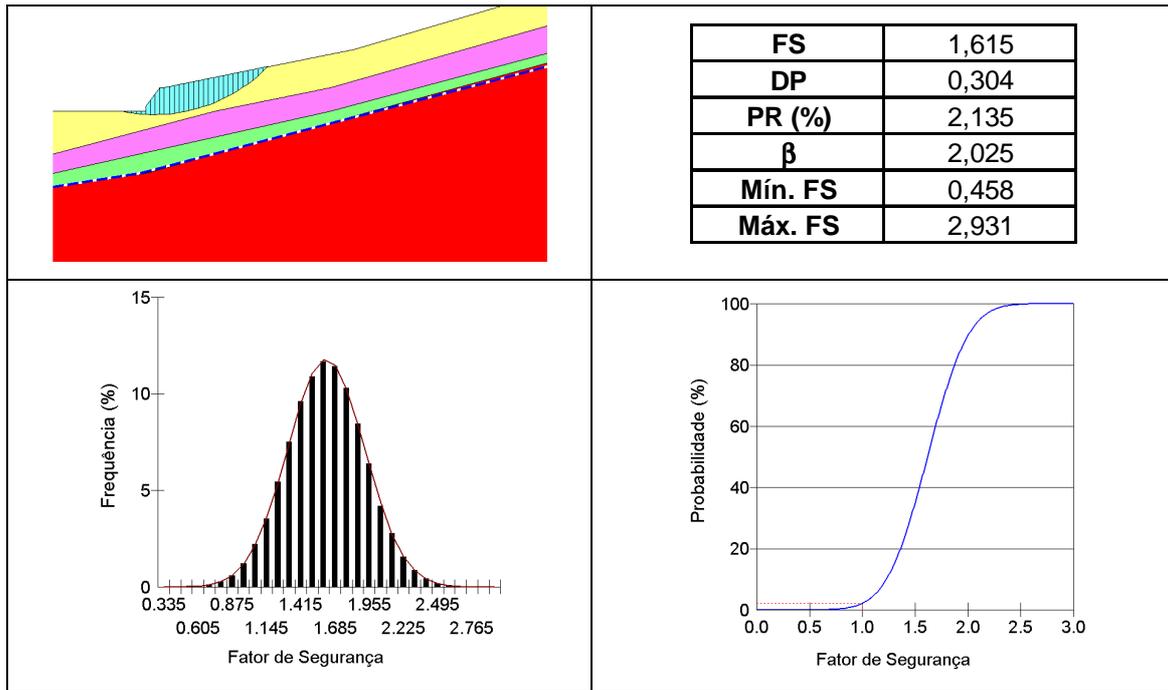
**Tabela 5.3 - Parâmetros pessimistas utilizados nas análises probabilísticas**

CAMADA	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	CV (%)	DP	c (kN/m <sup>2</sup> )	CV (%)	DP	$\phi$ (°)	CV (%)	DP
Colúvio A	16,5	8	1,32	2	80	1,60	21	20	4,20
Colúvio B	17,0	8	1,36	5	80	4,00	24	20	4,80
Residual A	18,0	8	1,44	7	80	5,60	27	20	5,40
Residual B	18,5	8	1,48	9	80	7,20	31	20	6,20

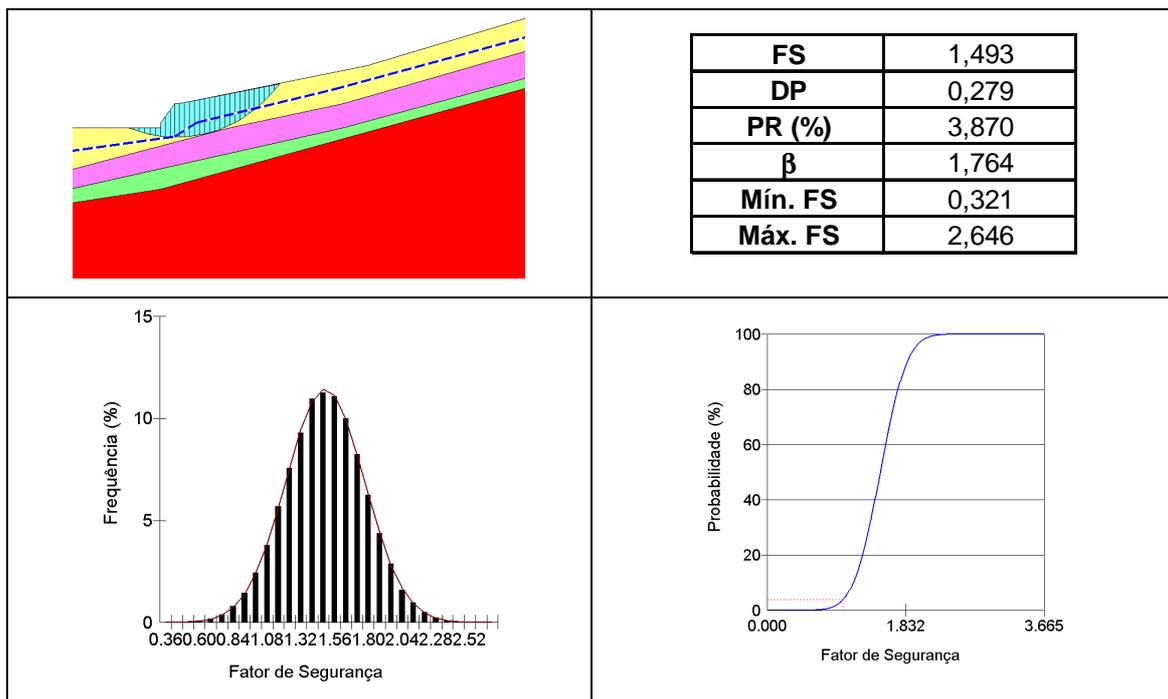
A coesão da camada superficial não foi considerada nula nas análises probabilísticas, pois ao aplicar o desvio padrão ao valor 2KN/m<sup>2</sup>, utilizado para esta camada, seu valor já sofre variação.

#### I. Trecho 1

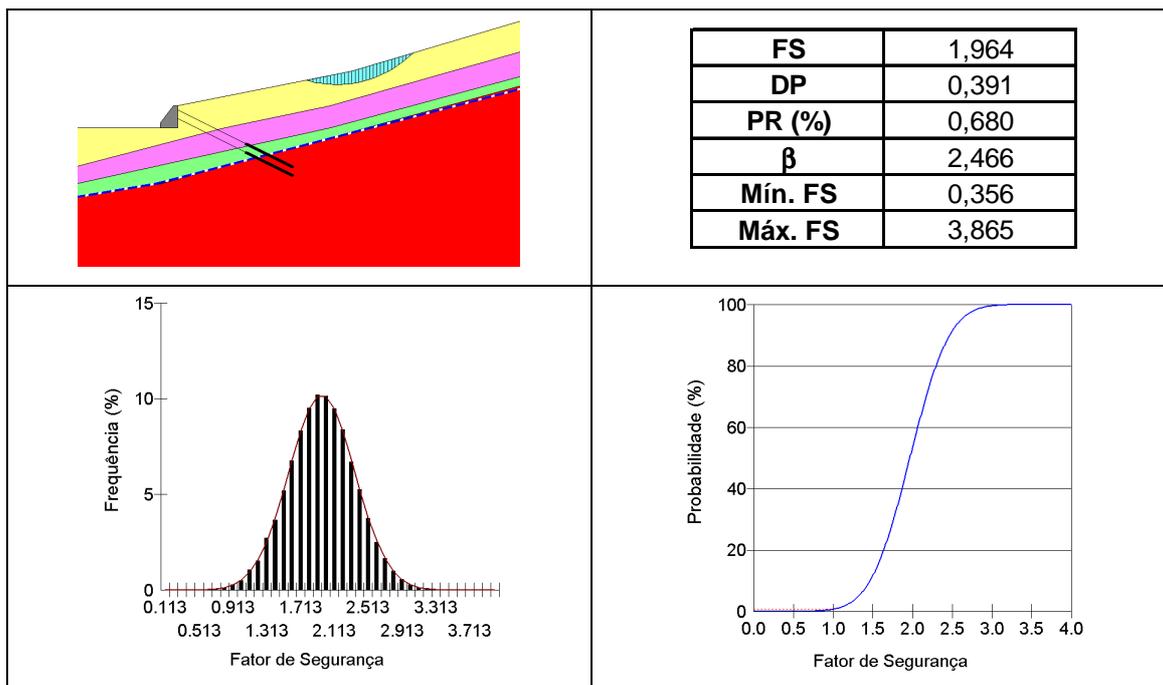
A seguir, as Figuras 5.1 até 5.4 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, para as diferentes combinações de variáveis (tirantes e nível d'água) realizadas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas.



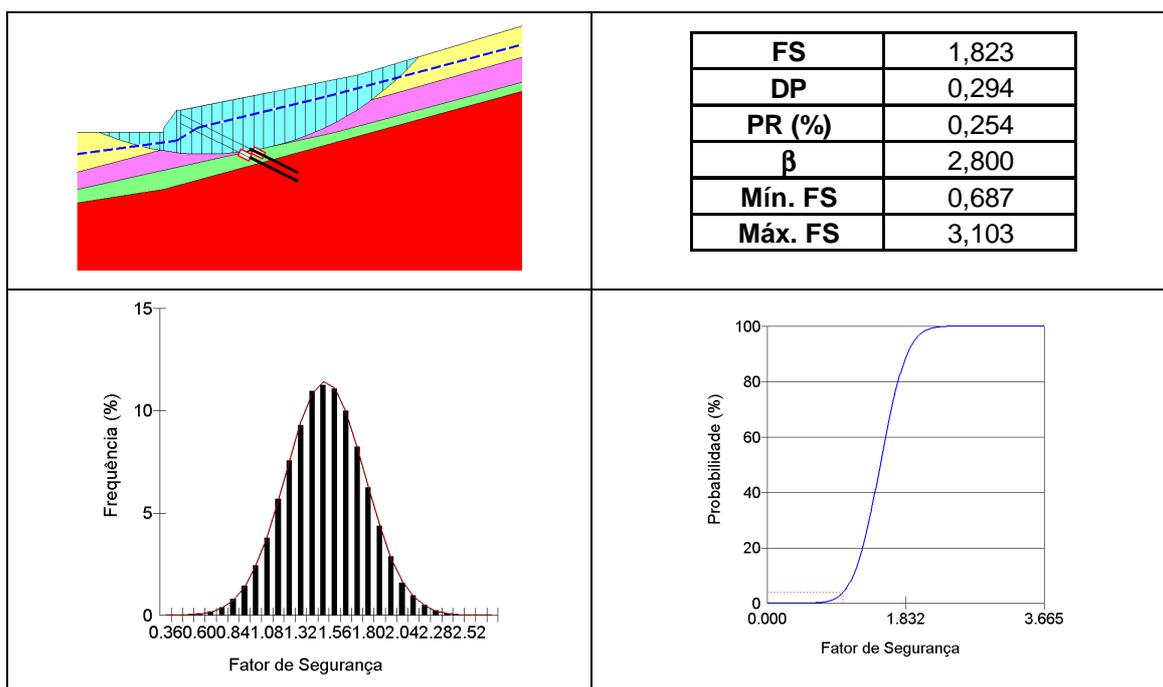
**Figura 5.1 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.2 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.3 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**



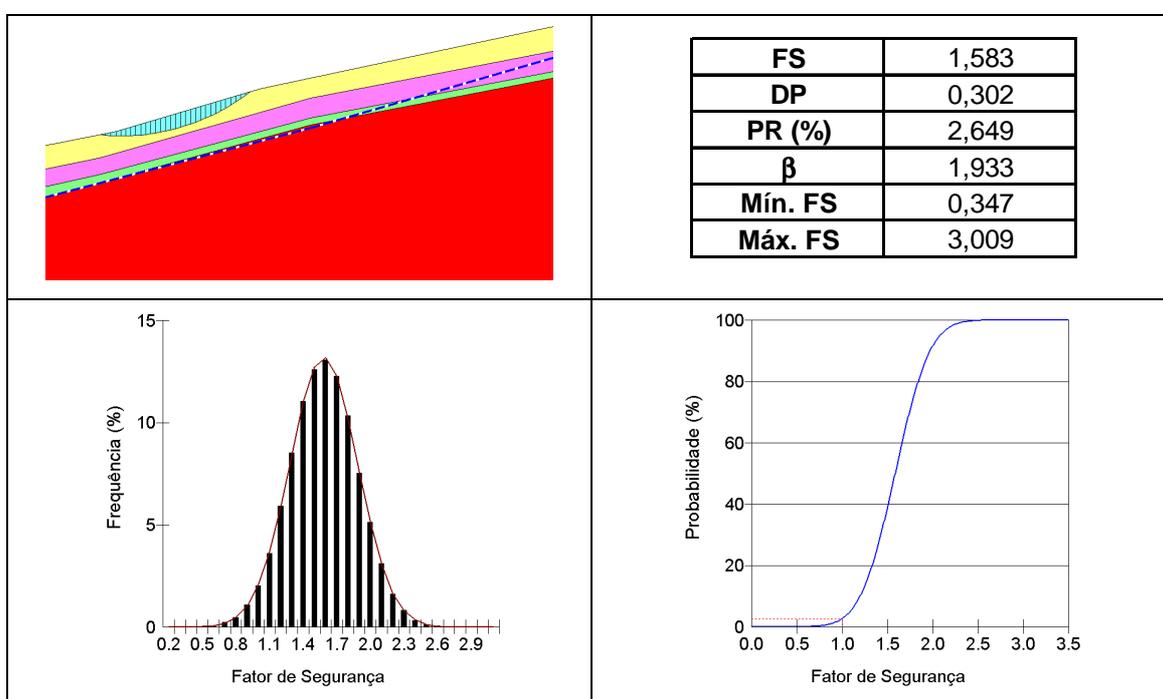
**Figura 5.4 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**

Percebe-se que a probabilidade de ruptura varia de 0,254% a 3,870%, sendo que os maiores valores são obtidos ao analisar a encosta sem a intervenção dos tirantes.

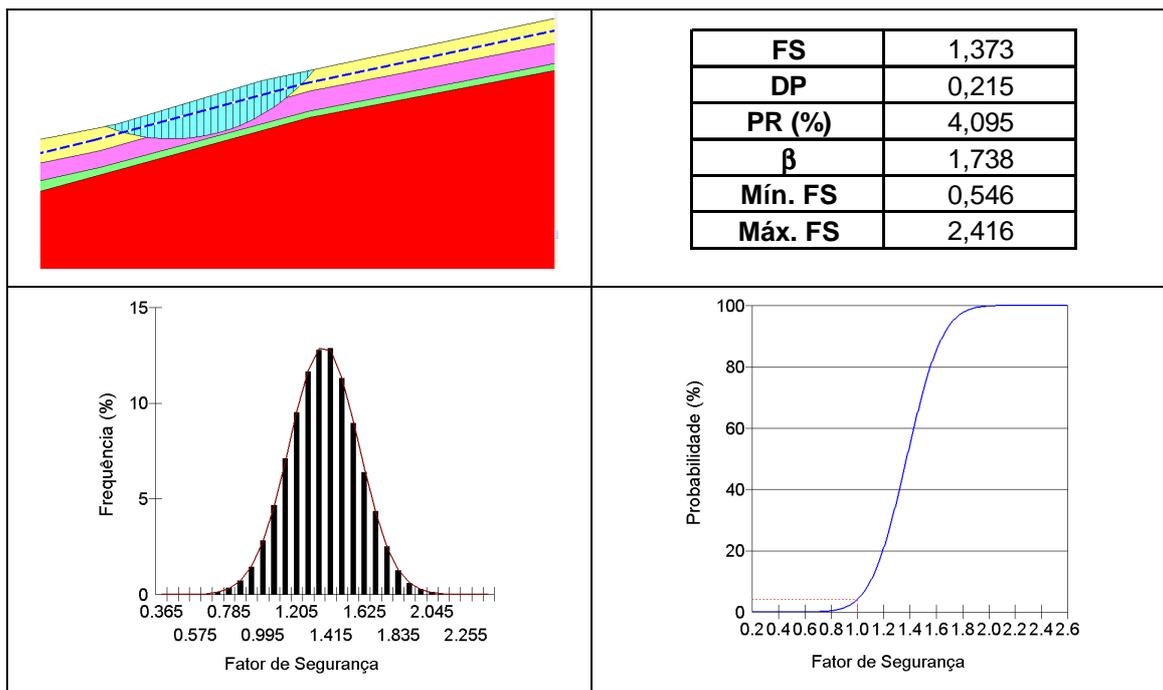
O índice de confiabilidade se reduz ao se elevar o nível d'água e se desconsiderar os tirantes, variando de 1,764 a 2,800.

## II. Trecho 2

A seguir, as Figuras 5.5 e 5.6 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas para os diferentes níveis d'água.



**Figura 5.5 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**

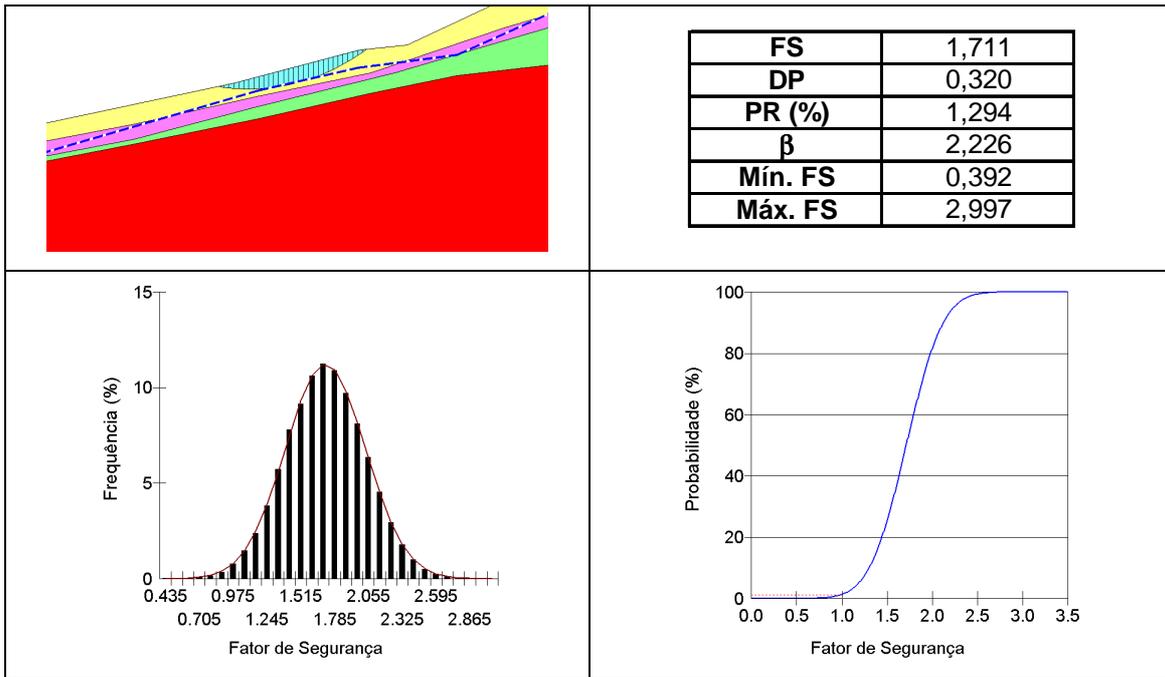


**Figura 5.6 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**

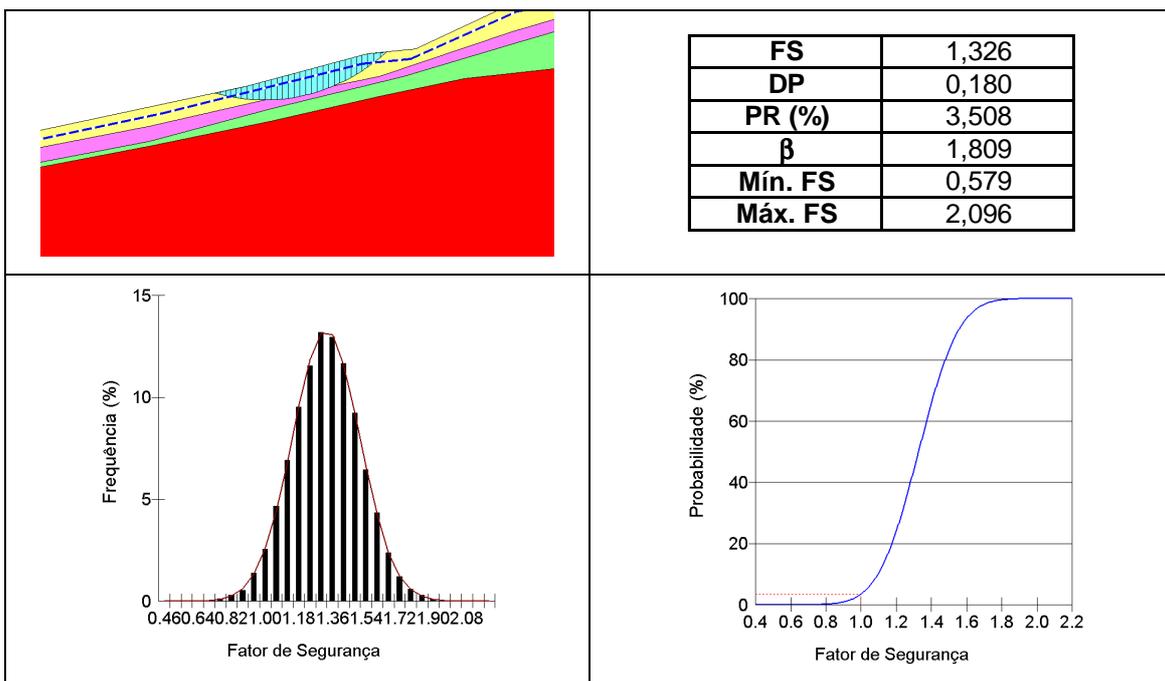
A probabilidade de ruptura de 2,649%, para a encosta com o nível d'água original, sobe para 4,095% ao se elevar o nível d'água e o índice de confiabilidade cai de 1,933 para 1,738.

### III. Trecho 4

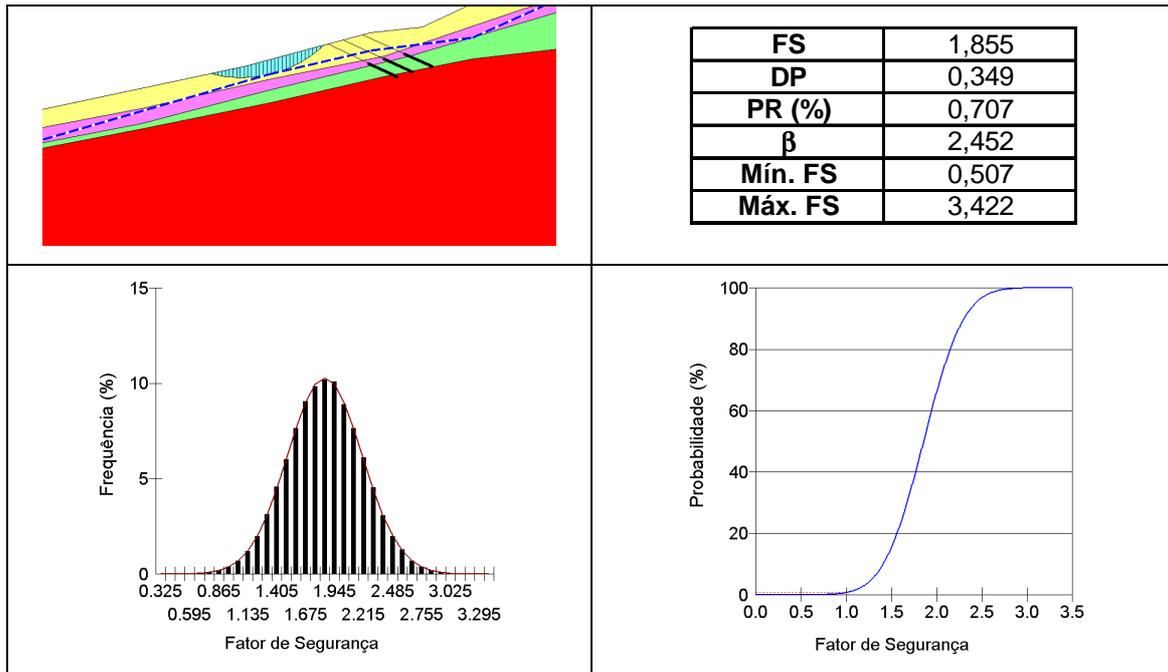
A seguir, as Figuras 5.7 até 5.10 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, para as diferentes combinações de variáveis (tirantes e nível d'água) realizadas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas.



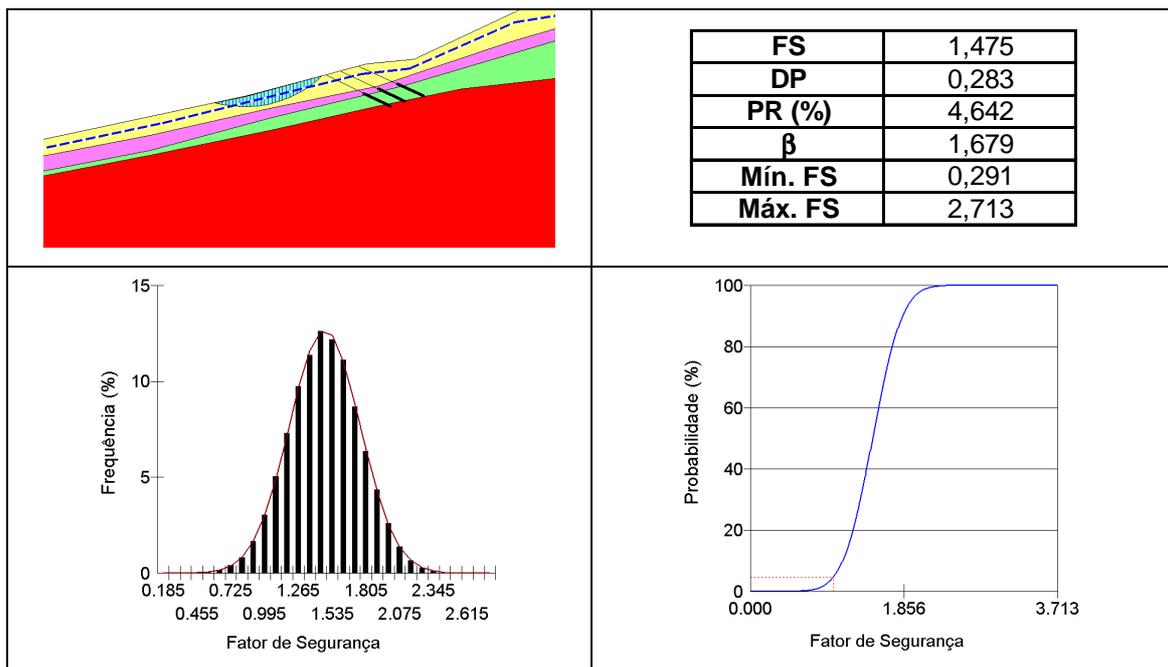
**Figura 5.7 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.8 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.9 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.10 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**

Neste trecho é nítida a influência do nível d'água, pois como ao considerá-lo original os fatores de segurança obtidos foram altos, a probabilidade de ruptura resultou em valores baixos mesmo sem considerar os

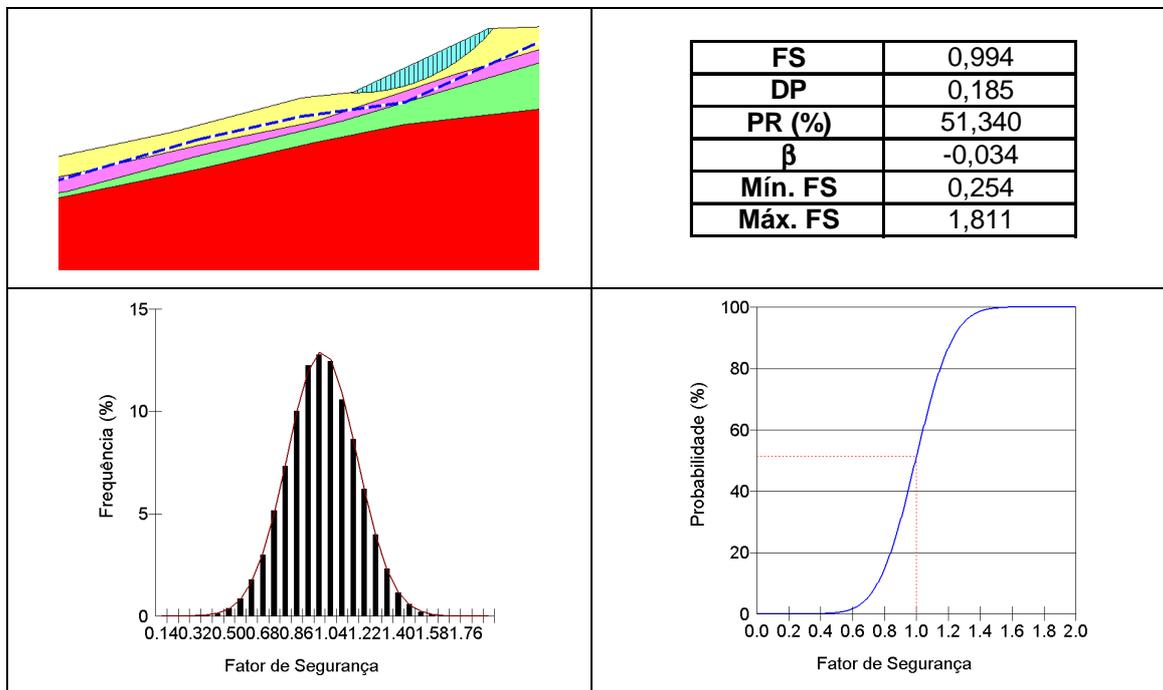
tirantes. Sendo 1,294% sem sua intervenção e 0,707% ao considerá-los, com índices de confiabilidade de 2,226 e 2,452, respectivamente.

Ao elevar o nível d'água, a probabilidade de ruptura sem a intervenção dos tirantes sobe para 3,508% e o índice de confiabilidade cai para 1,809. Ao considerar a intervenção, a probabilidade de ruptura sobe para 4,642% e o índice de confiabilidade cai para 1,679.

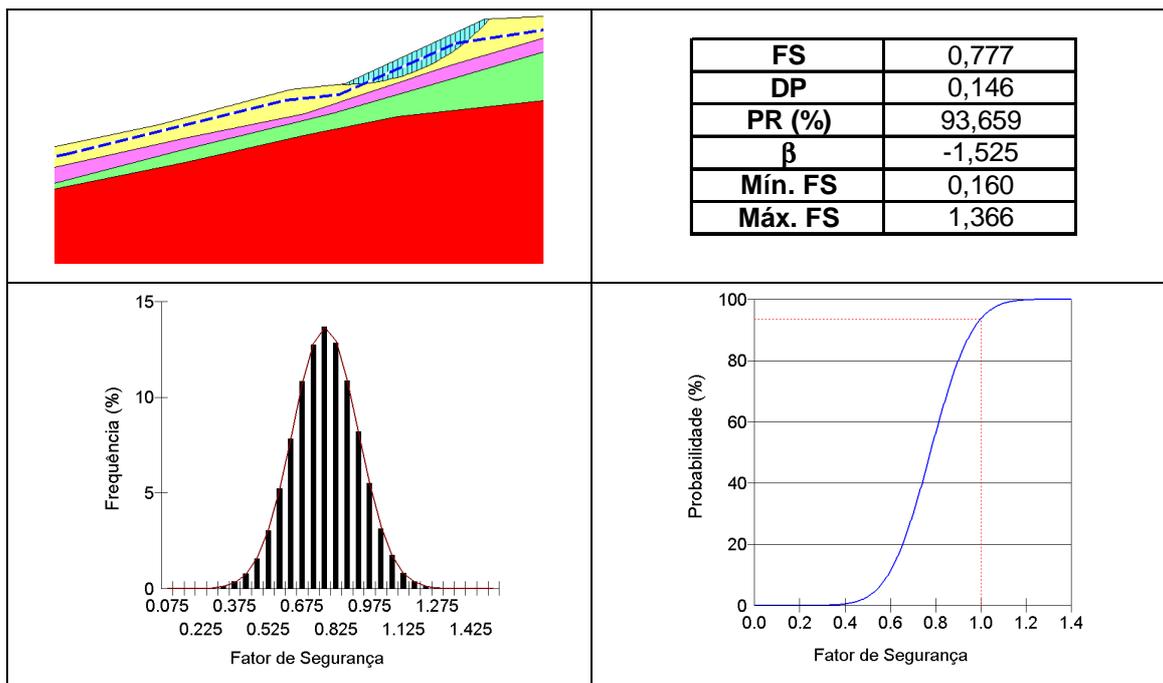
O valor de probabilidade de ruptura maior ao se considerar os tirantes pode ser explicado pelas diferentes formas de superfície de ruptura em cada caso.

#### IV. Trecho 5

A seguir, as Figuras 5.11 e 5.12 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas para os diferentes níveis d'água.



**Figura 5.11 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.12 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**

Como neste trecho o fator de segurança obtido foi menor que a unidade, a probabilidade de ruptura se eleva, chegando a 93%, e o índice de confiabilidade torna-se negativo.

### 5.1.2 Cenário de parâmetros otimistas

Para o cenário de parâmetros otimistas as análises probabilísticas foram realizadas para o Trecho 2 e 5, pois esses apresentaram fatores de segurança menores que 1,5 nas análises determinísticas.

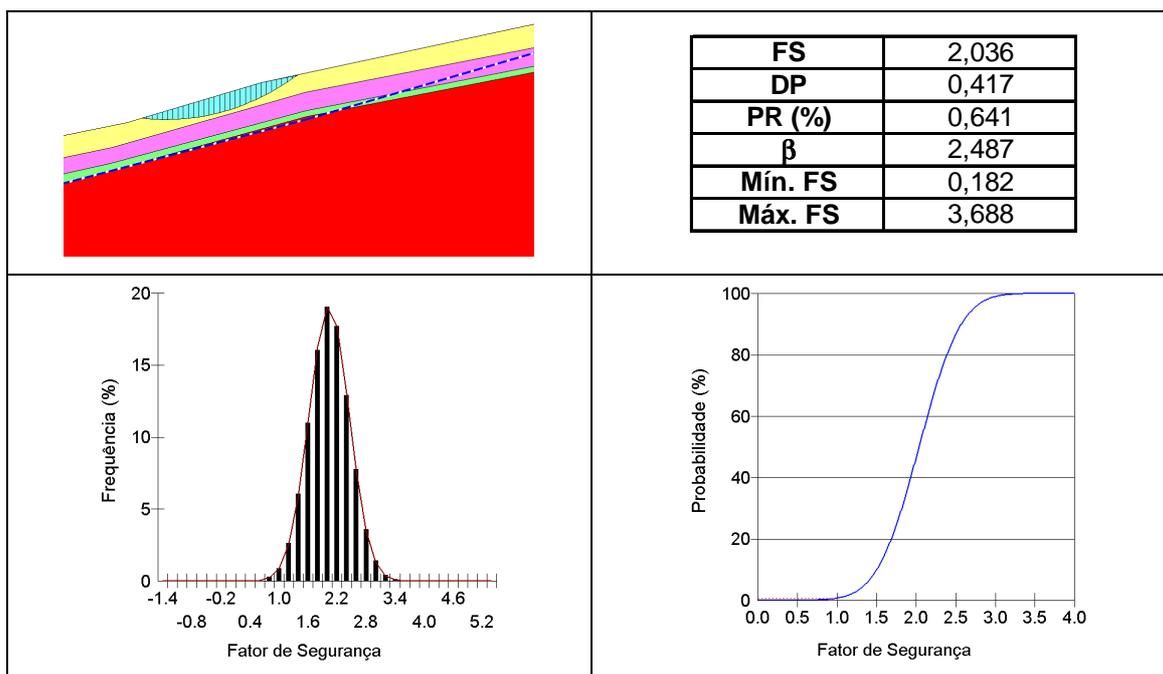
A Tabela 5.4 apresenta os parâmetros utilizados, que são os mesmos do capítulo anterior, juntamente com o coeficiente de variação máximo e o desvio padrão de cada variável.

**Tabela 5.4 - Parâmetros otimistas utilizados nas análises probabilísticas**

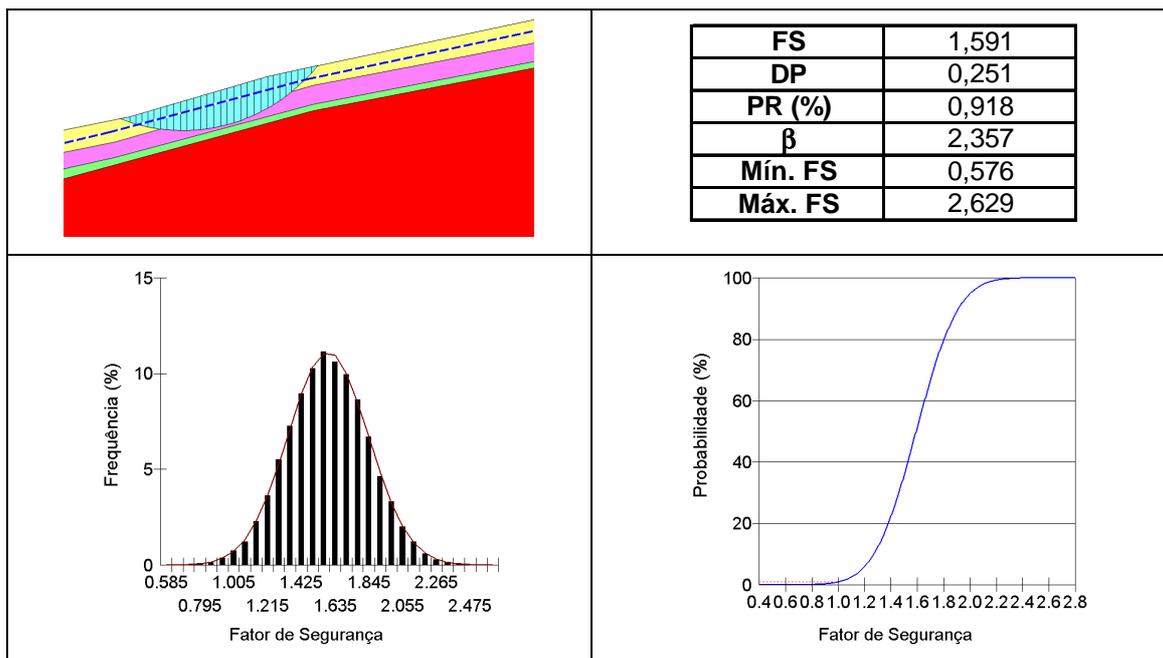
CAMADA	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	CV (%)	DP	c (kN/m <sup>2</sup> )	CV (%)	DP	$\phi$ (°)	CV (%)	DP
Colúvio A	16,5	8	1,32	5	80	4,00	24	20	4,80
Colúvio B	17,0	8	1,36	7	80	5,60	26	20	5,20
Residual A	18,0	8	1,44	9	80	7,20	31	20	6,20
Residual B	18,5	8	1,48	15	80	12,00	35	20	7,00

## I. Trecho 2

A seguir, as Figuras 5.13 e 5.14 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 2 com parâmetros otimistas para os diferentes níveis d'água.



**Figura 5.13 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**

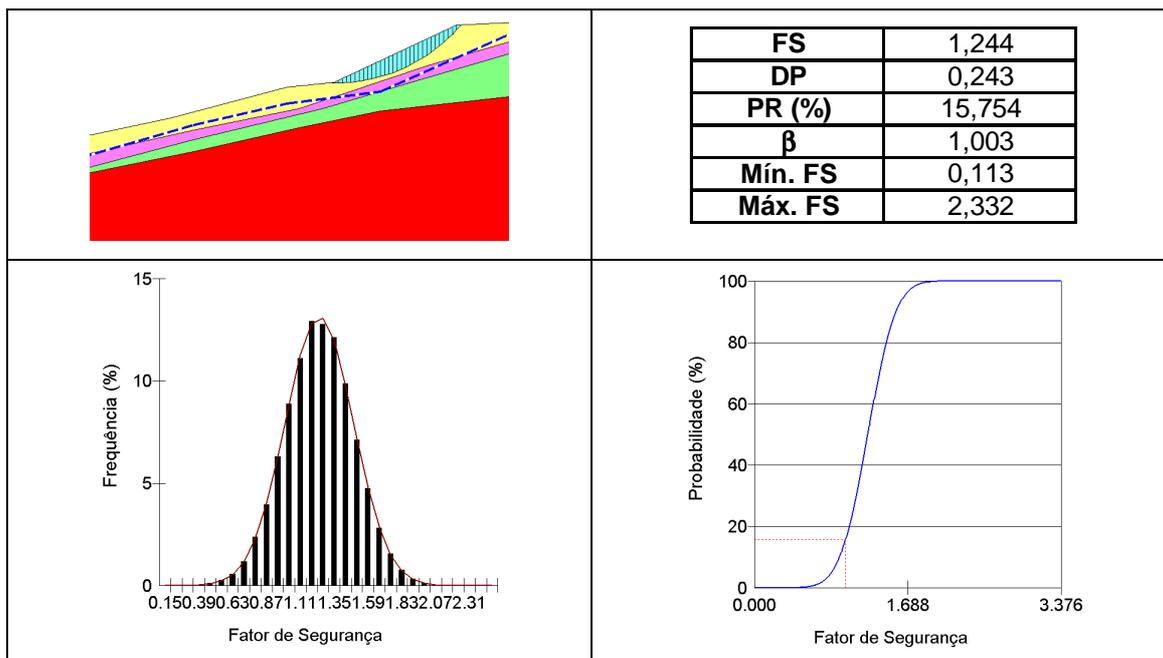


**Figura 5.14 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**

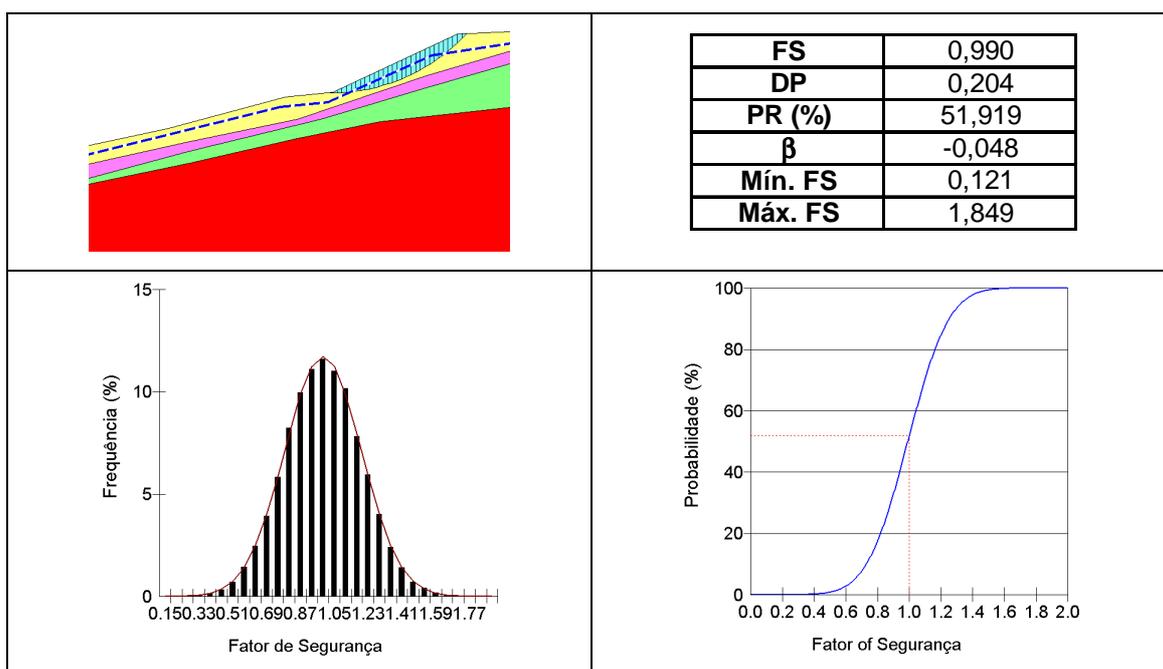
A probabilidade de ruptura varia entre 0,641% e 0,918% e o índice de confiabilidade, entre 2,357 e 2,487, ao alterar o nível d'água.

## II. Trecho 5

A seguir, as Figuras 5.15 e 5.16 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 5 com parâmetros otimistas para os diferentes níveis d'água.



**Figura 5.15 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação máximos**



**Figura 5.16 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação máximos**

O fator de segurança obtido ao considerar parâmetros otimistas e nível d'água original foi o único maior que a unidade para o trecho 5, ainda assim obtendo probabilidade de ruptura de 15,754% e índice de confiabilidade de

1,003. Ao se elevar o nível d'água, a probabilidade de ruptura sobe para 51,919% e o índice de confiabilidade torna-se negativo.

## 5.2 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS COM COEFICIENTES DE VARIAÇÃO MÉDIOS

### 5.2.1 Cenário de parâmetros pessimistas

As análises foram realizadas para os mesmo trechos adotados anteriormente nas análises com coeficientes de variação máximos, ou seja, trecho 1, 2, 4 e 5. Esses trechos, de modo geral, apresentaram fatores de segurança menores que 1,5 nas análises determinísticas de estabilidade.

A Tabela 5.5 apresenta os parâmetros utilizados, que são os mesmos do capítulo anterior, juntamente com o coeficiente de variação médio e o desvio padrão de cada variável.

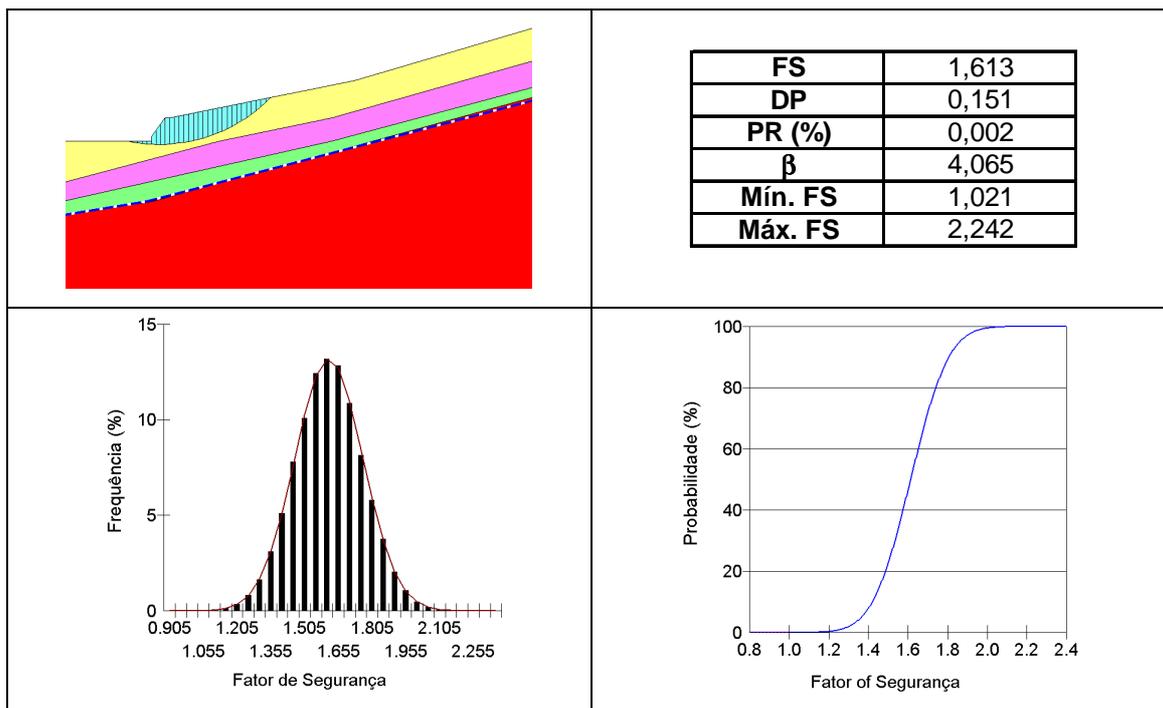
**Tabela 5.5 - Parâmetros pessimistas utilizados nas análises probabilísticas**

CAMADA	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	CV (%)	DP	c (kN/m <sup>2</sup> )	CV (%)	DP	$\phi$ (°)	CV (%)	DP
Colúvio A	16,5	3	0,495	2	40	0,80	21	10	2,10
Colúvio B	17,0	3	0,510	5	40	2,00	24	10	2,40
Residual A	18,0	3	0,540	7	40	2,80	27	10	2,70
Residual B	18,5	3	0,555	9	40	3,60	31	10	3,10

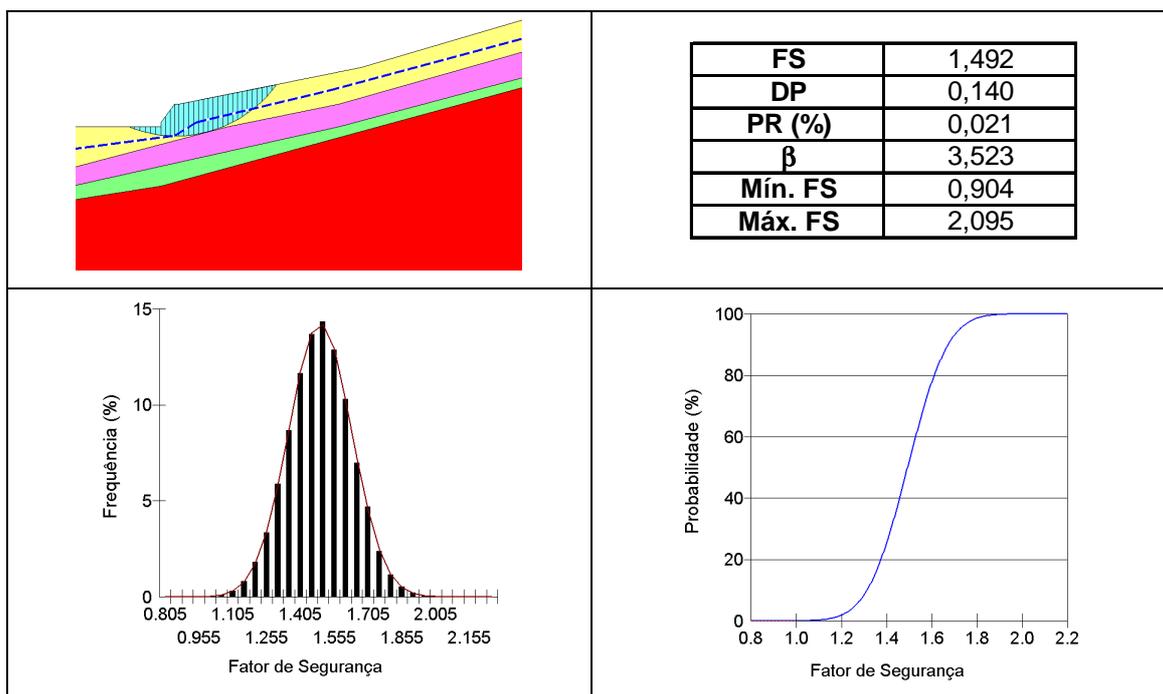
A coesão da camada superficial não foi considerada nula nas análises probabilísticas, pois ao aplicar o desvio padrão ao valor 2kN/m<sup>2</sup>, utilizado para esta camada, seu valor já sofre variação.

### I. Trecho 1

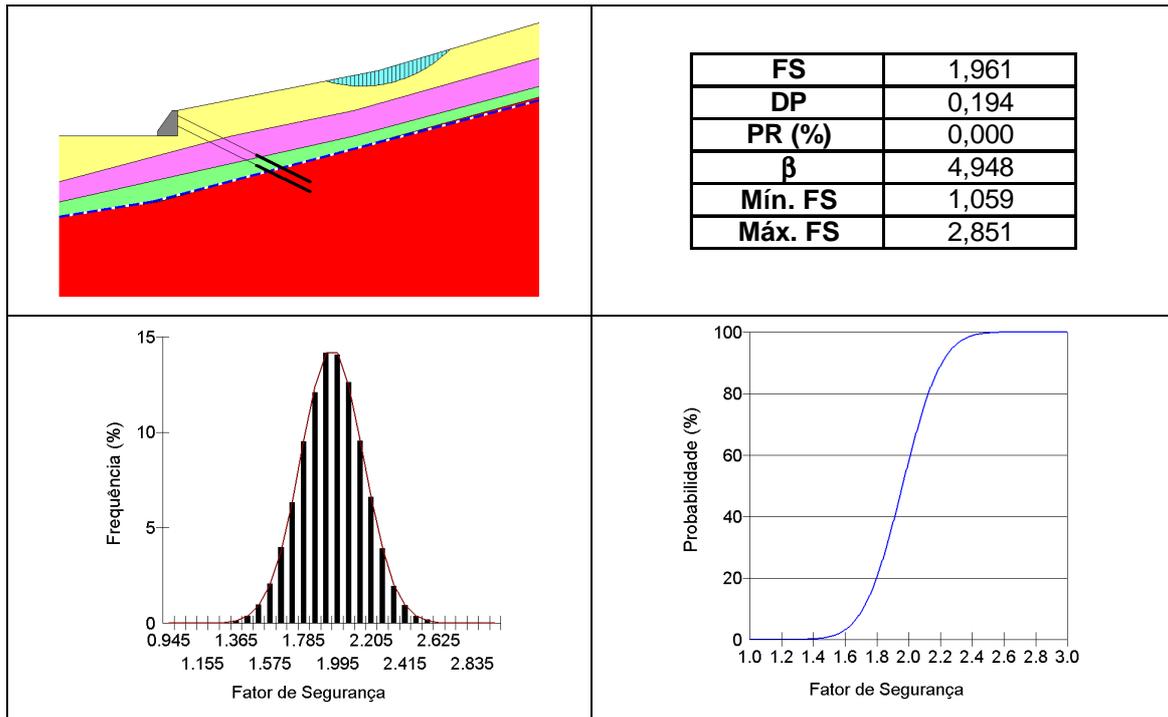
A seguir, as Figuras 5.17 até 5.20 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, para as diferentes combinações de variáveis (tirantes e nível d'água) realizadas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas e coeficientes de variação médios.



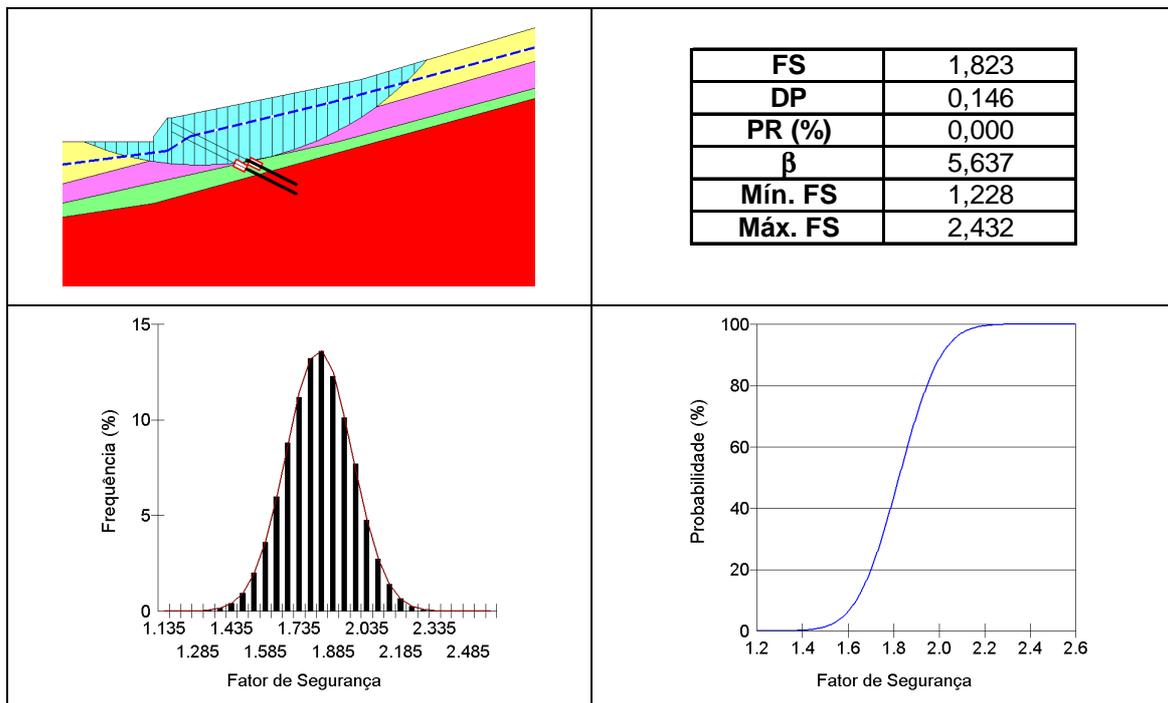
**Figura 5.17 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.18 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.19 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios**



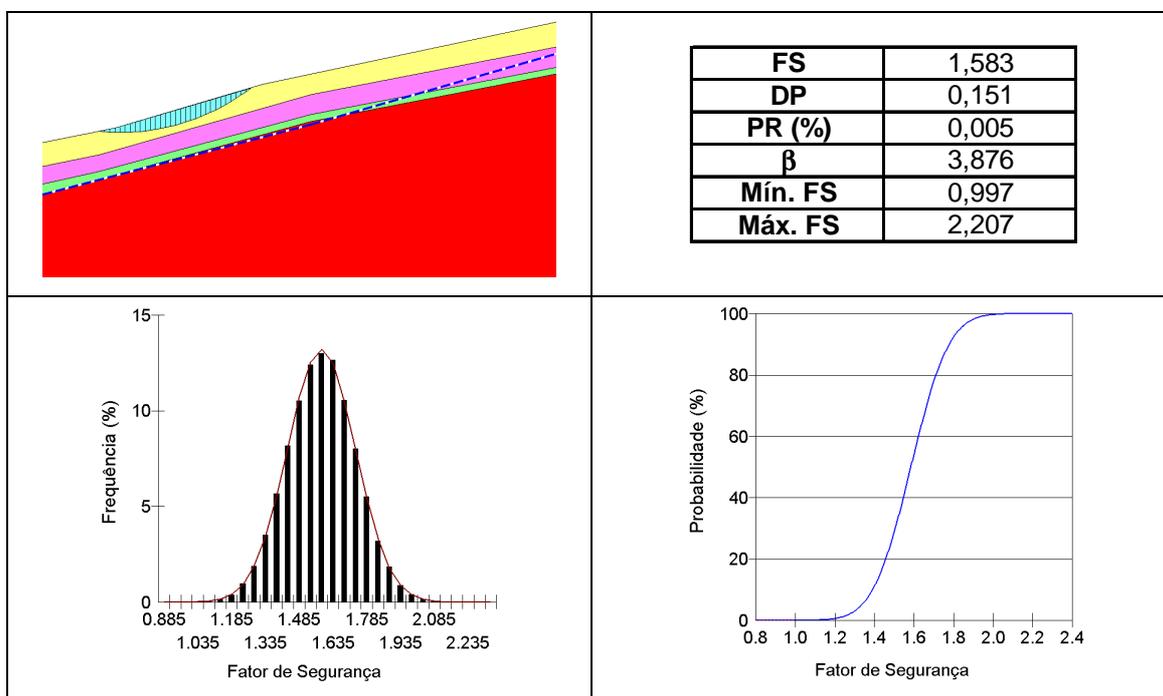
**Figura 5.20 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 1 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**

Nota-se que a probabilidade de ruptura foi praticamente nula em todos os casos e que o valor do índice de confiabilidade aumentou bastante em

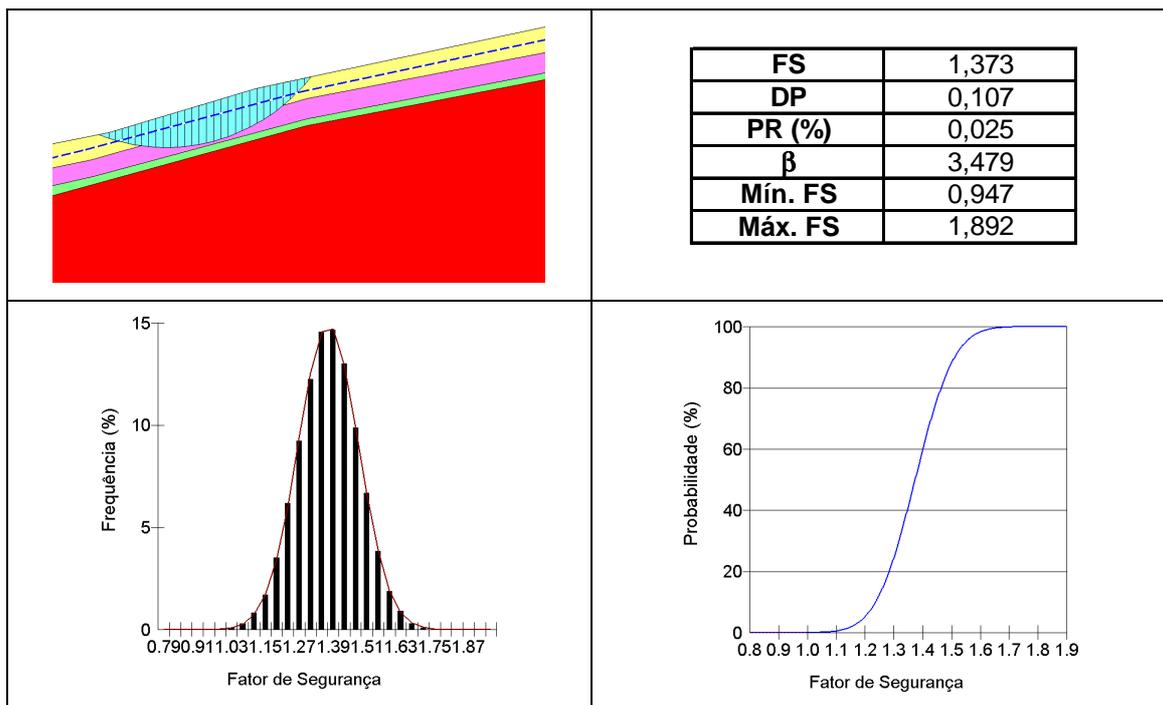
relação às análises realizadas para o mesmo caso com coeficientes de variação máximos, variando entre 3,523 a 5,637.

## II. Trecho 2

A seguir, as Figuras 5.21 e 5.22 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas para os diferentes níveis d'água e coeficientes de variação médios.



**Figura 5.21 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios**

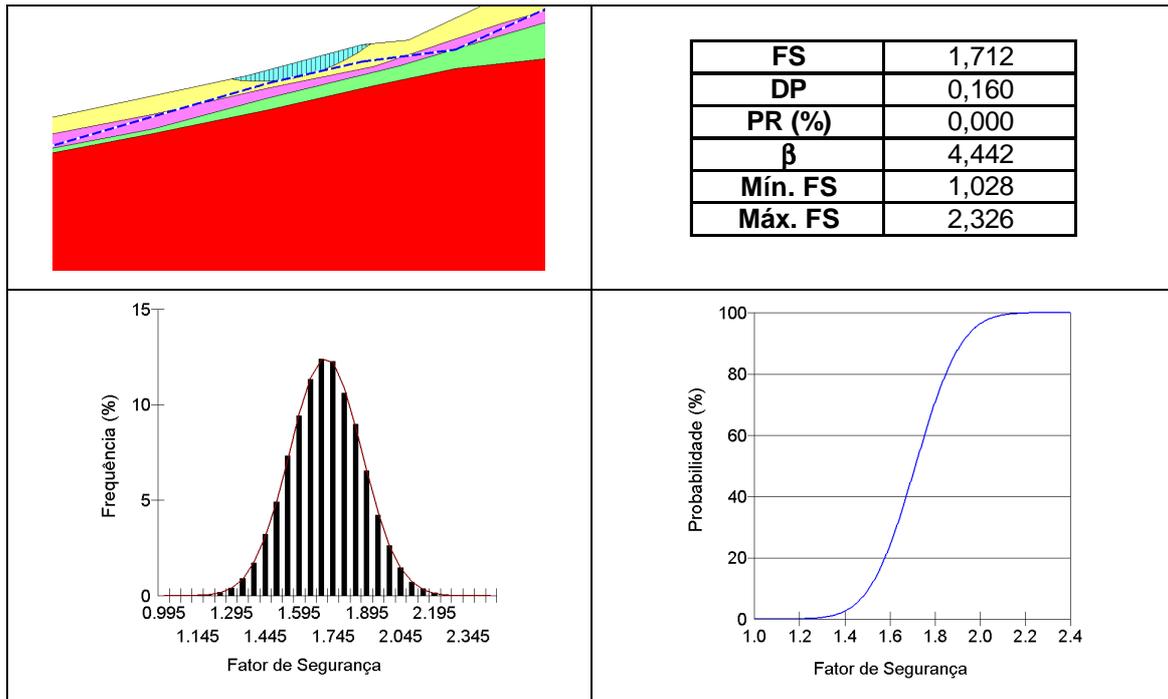


**Figura 5.22 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**

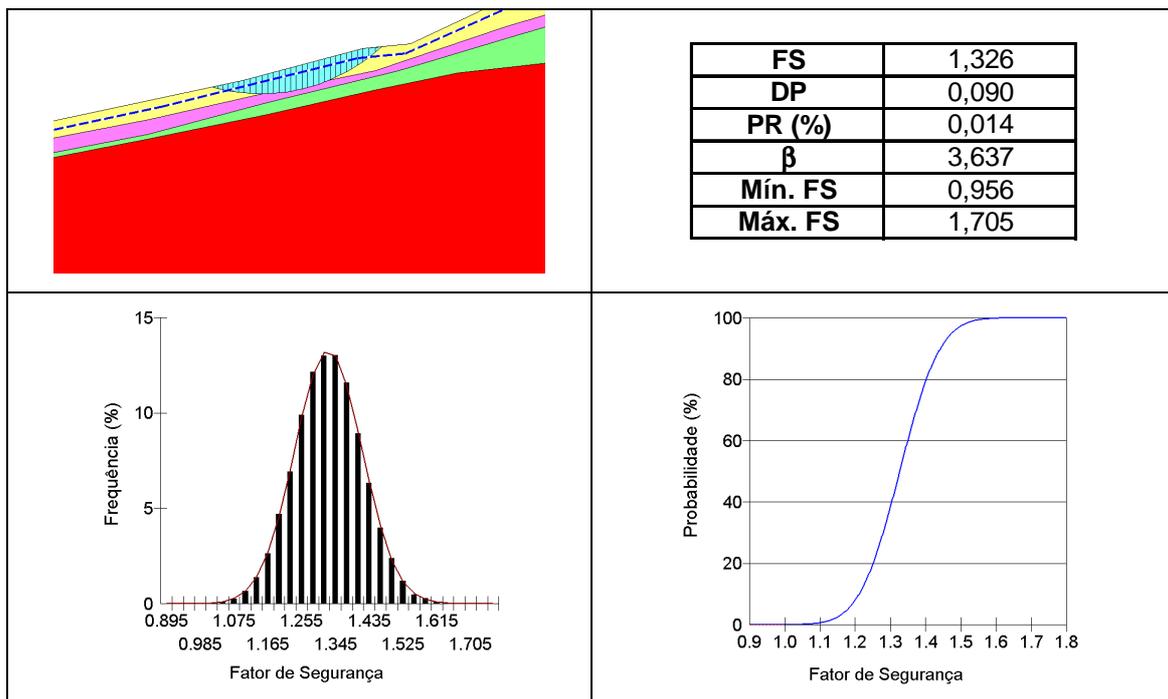
Notam-se valores praticamente nulos de probabilidade de ruptura e índices de confiabilidade de 3,876, para nível d'água original, e 3,479, para nível d'água elevado.

### III. Trecho 4

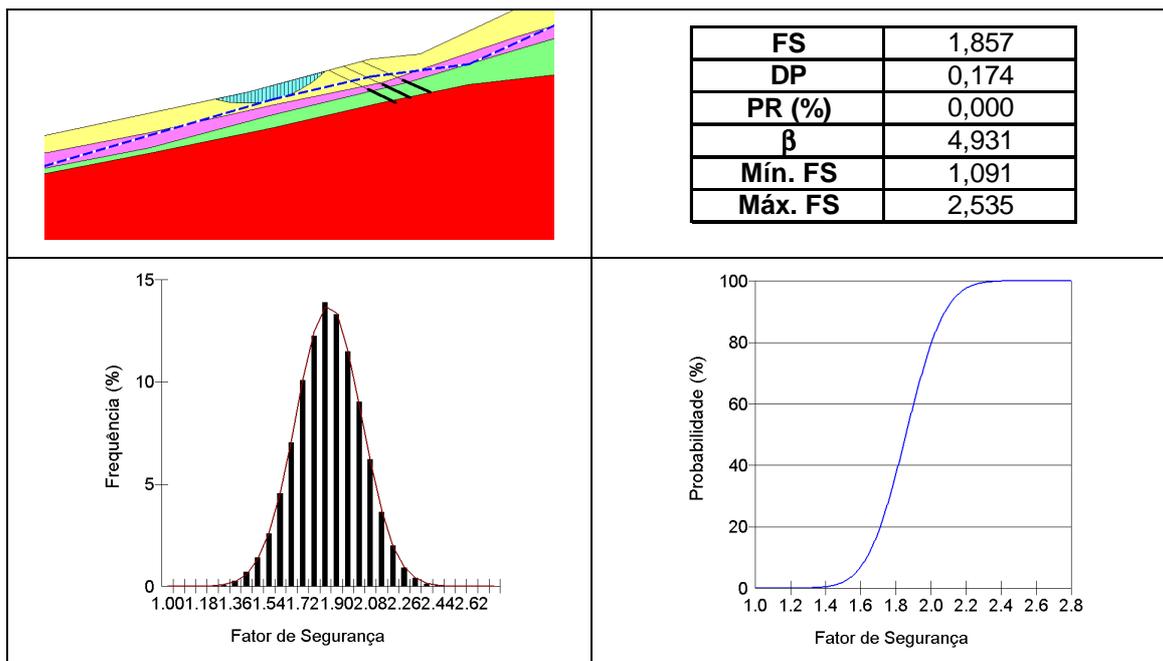
A seguir, as Figuras 5.23 até 5.26 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, para as diferentes combinações de variáveis (tirantes e nível d'água) realizadas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas e coeficientes de variação médios.



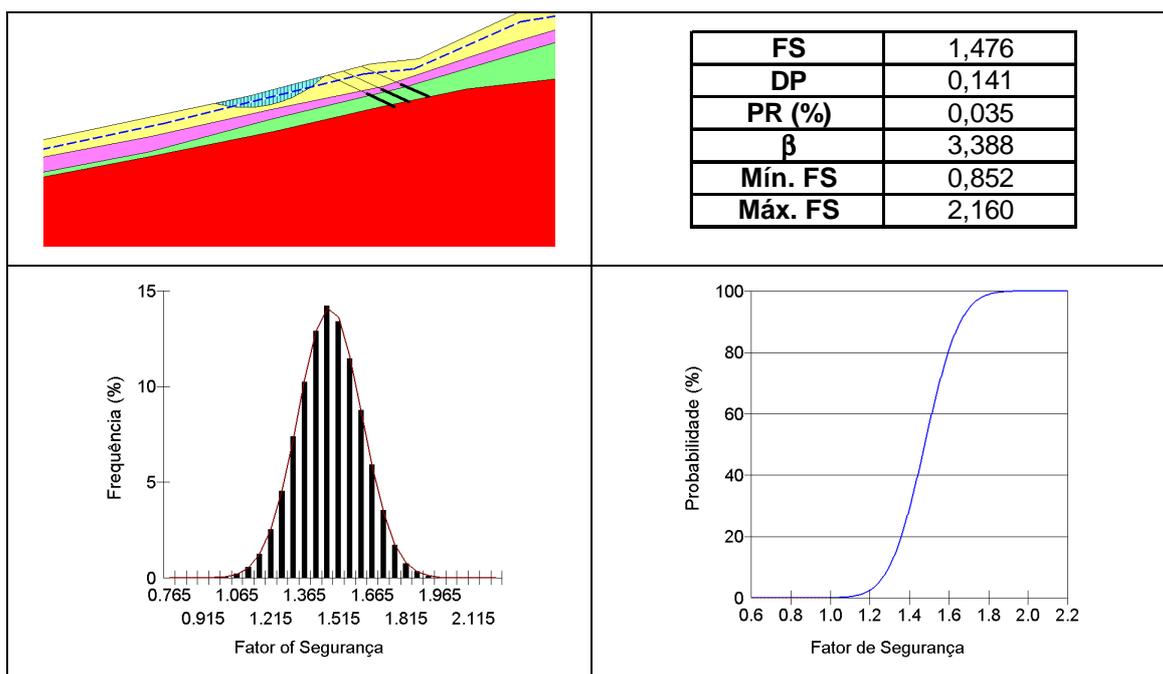
**Figura 5.23 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.24 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, sem tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.25 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água original e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.26 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 4 com parâmetros pessimistas, com tirantes, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**

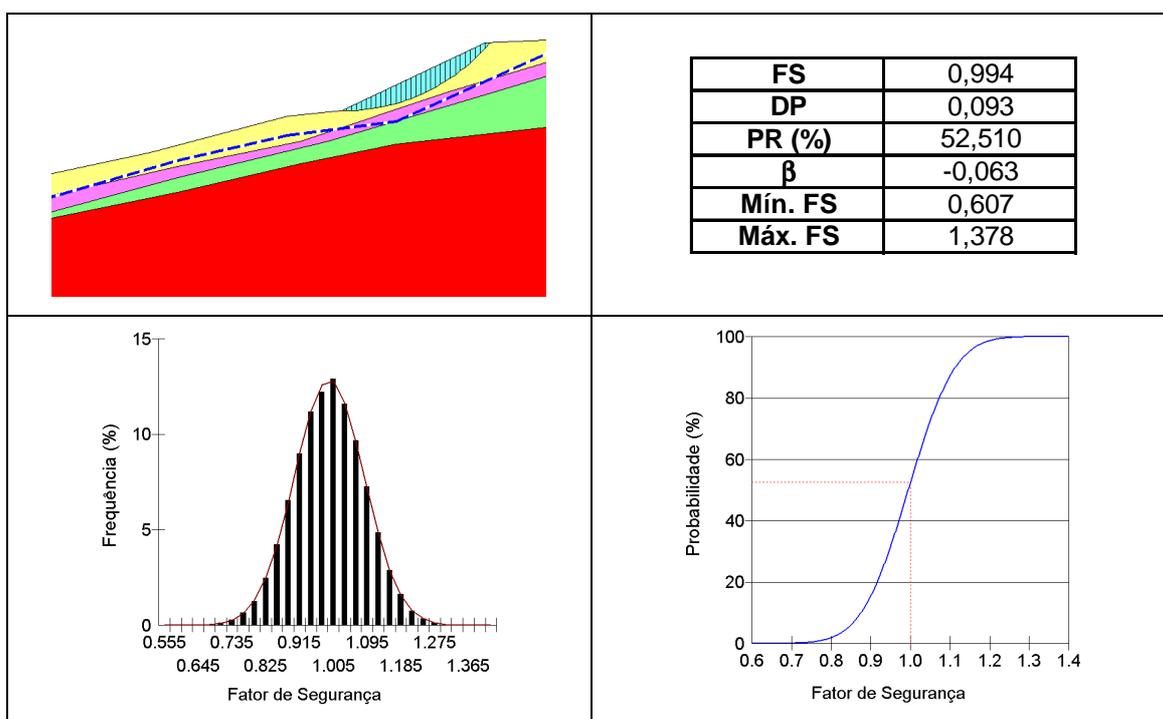
Novamente é possível notar a influência do nível d'água nesse trecho, assim como ocorreu ao utilizar coeficientes de variação máximos, pois como ao considerar o nível original os fatores de segurança obtidos foram altos, a

probabilidade de ruptura foi nula mesmo sem a intervenção dos tirantes, com índices de confiabilidade maiores que 4,000.

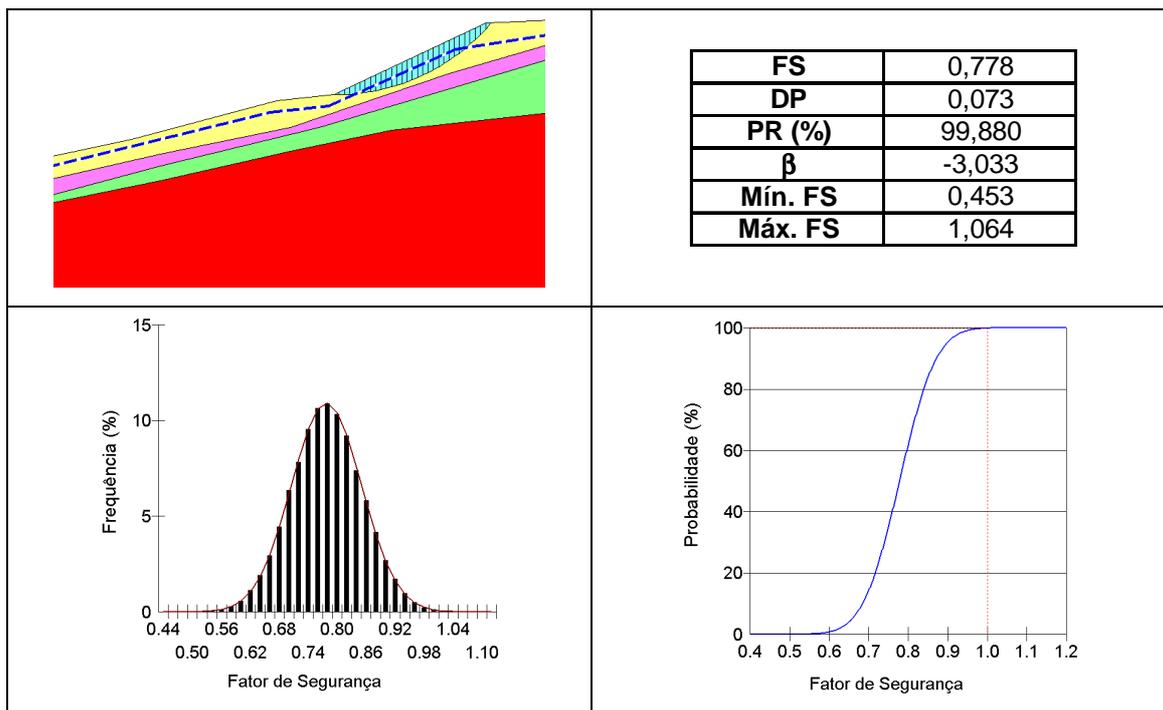
Ao elevar o nível d'água, a probabilidade de ruptura ficou praticamente nula, mas os índices de confiabilidade caíram para 3,637, sem a consideração dos tirantes e 3,388, ao considerá-los.

#### IV. Trecho 5

A seguir, as Figuras 5.27 e 5.28 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas para os diferentes níveis d'água e coeficientes de variação médios.



**Figura 5.27 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.28 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros pessimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**

Como neste trecho o fator de segurança obtido foi menor que a unidade, a probabilidade de ruptura se eleva, chegando a 99%, e o índice de confiabilidade torna-se negativo.

### 5.2.2 Cenário de parâmetros otimistas

As análises foram realizadas para os mesmo trechos adotados anteriormente nas análises com coeficientes de variação máximos, ou seja, trechos 2 e 5. Esses trechos, de modo geral, apresentaram fatores de segurança menores que 1,5 nas análises determinísticas de estabilidade.

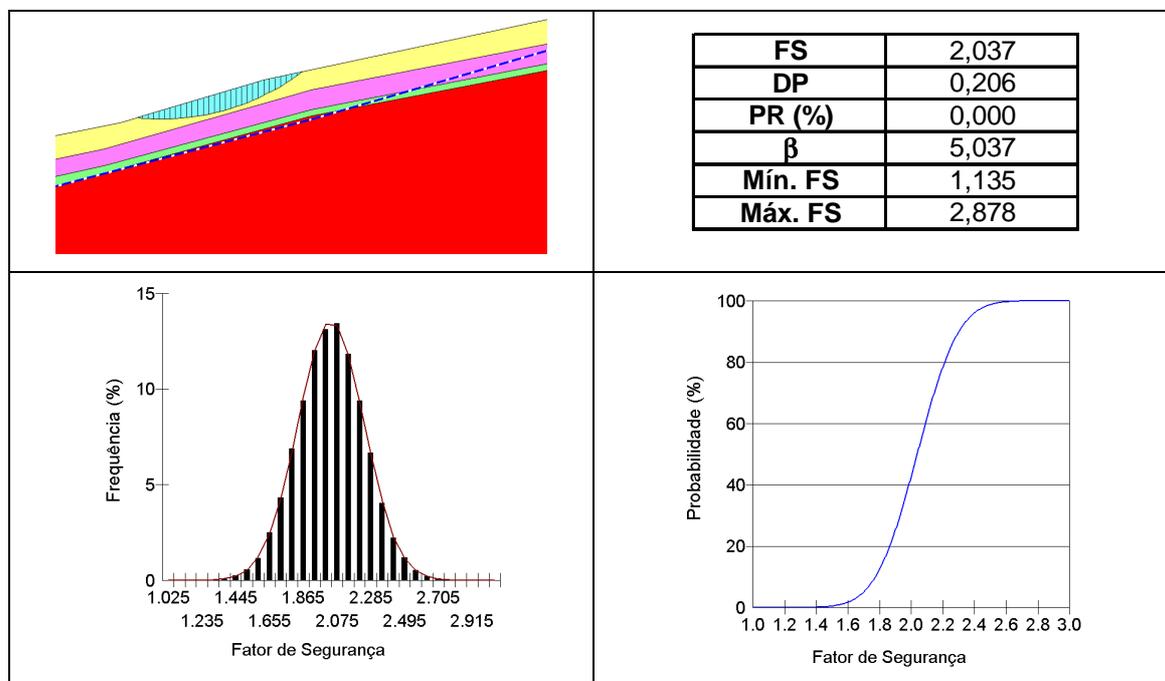
A Tabela 5.6 apresenta os parâmetros utilizados, que são os mesmos do capítulo anterior, juntamente com o coeficiente de variação médio e o desvio padrão de cada variável.

**Tabela 5.6 - Parâmetros otimistas utilizados nas análises probabilísticas**

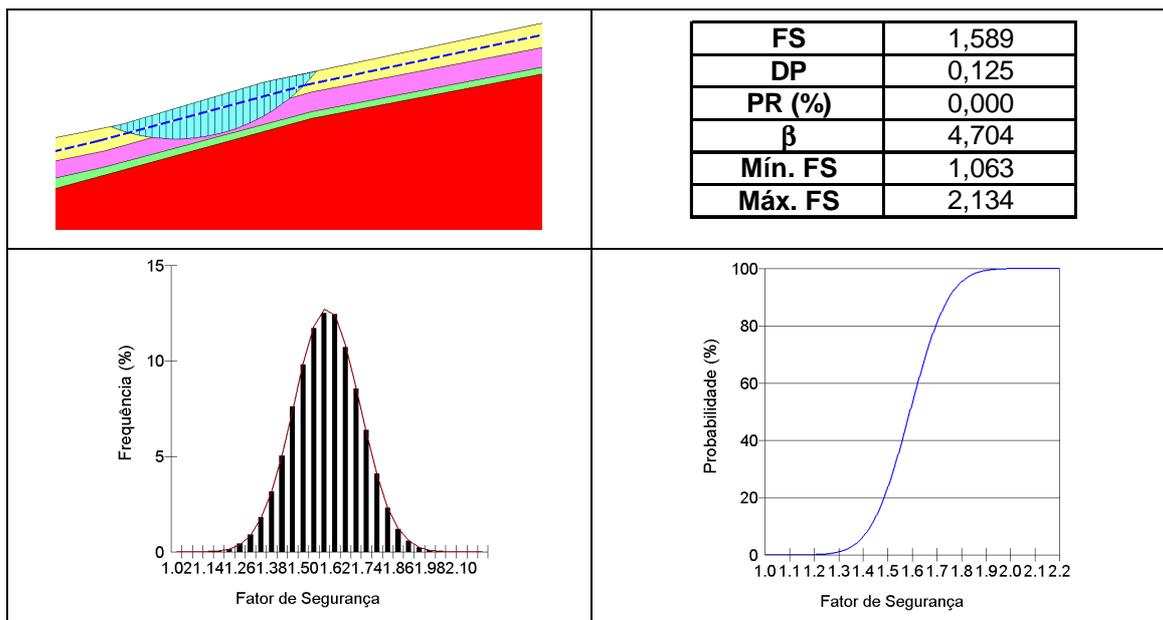
CAMADA	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	CV (%)	DP	c (kN/m <sup>2</sup> )	CV (%)	DP	$\phi$ (°)	CV (%)	DP
Colúvio A	16,5	3	0,495	5	40	2,00	24	10	2,40
Colúvio B	17,0	3	0,510	7	40	2,80	26	10	2,60
Residual A	18,0	3	0,540	9	40	3,60	31	10	3,10
Residual B	18,5	3	0,555	15	40	6,00	35	10	3,50

## I. Trecho 2

A seguir, as Figuras 5.29 e 5.30 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 2 com parâmetros otimistas para os diferentes níveis d'água e coeficientes de variação médios.



**Figura 5.29 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios**

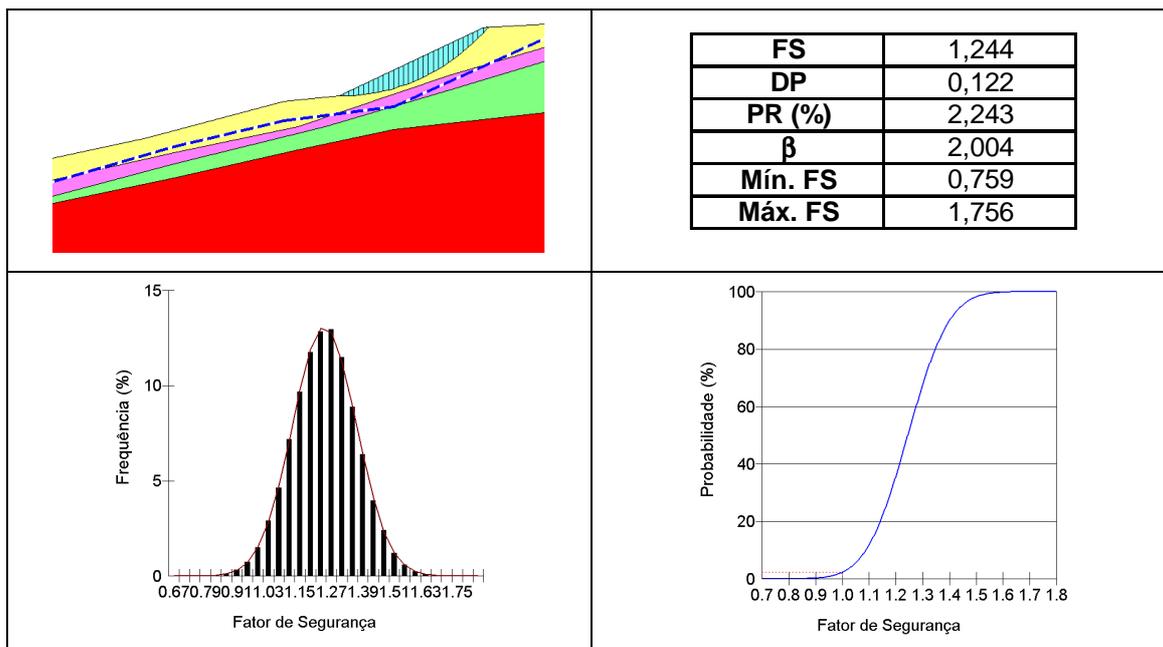


**Figura 5.30 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 2 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**

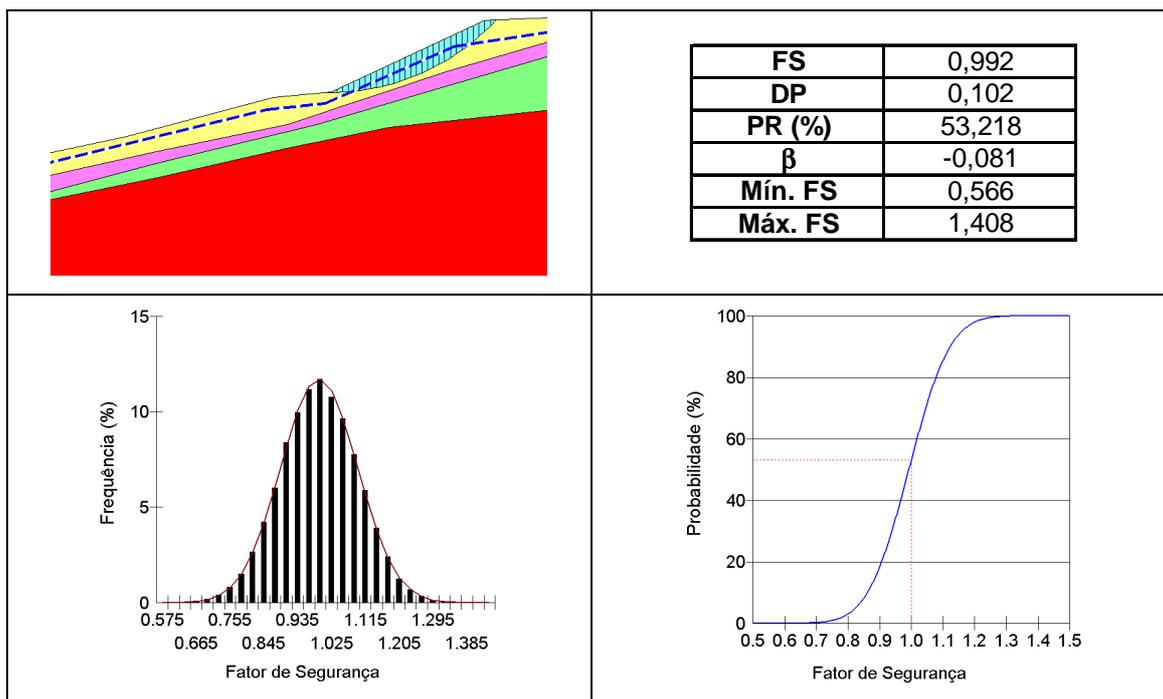
Considerando o cenário de parâmetros otimistas, a probabilidade de ruptura é nula e o índice de confiabilidade varia entre 4,704 e 5,037, ao alterar o nível d'água.

## II. Trecho 5

A seguir, as Figuras 5.31 e 5.32 apresentam os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, utilizando-se o método determinístico de Morgenstern e Price, realizadas para o trecho 5 com parâmetros otimistas para os diferentes níveis d'água e coeficientes de variação médios.



**Figura 5.31 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água original e coeficientes de variação médios**



**Figura 5.32 - Resultado das análises probabilísticas para o trecho 5 com parâmetros otimistas, nível d'água elevado e coeficientes de variação médios**

O fator de segurança obtido ao considerar parâmetros otimistas e nível d'água original foi o único maior que a unidade para o trecho 5, obtendo probabilidade de ruptura de 2,243% e índice de confiabilidade de 2,004. Ao se

elevar o nível d'água, a probabilidade de ruptura sobe para 53,218 % e o índice de confiabilidade torna-se negativo.

## 6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Para facilitar a discussão dos resultados, as Figuras 6.1 e 6.2 apresentam todas as análises de estabilidade que foram realizadas nos capítulos 4 e 5. Ressalta-se que nos trechos que possuem tirantes, trecho 1 e trecho 4, as análises foram feitas também sem considerá-los.

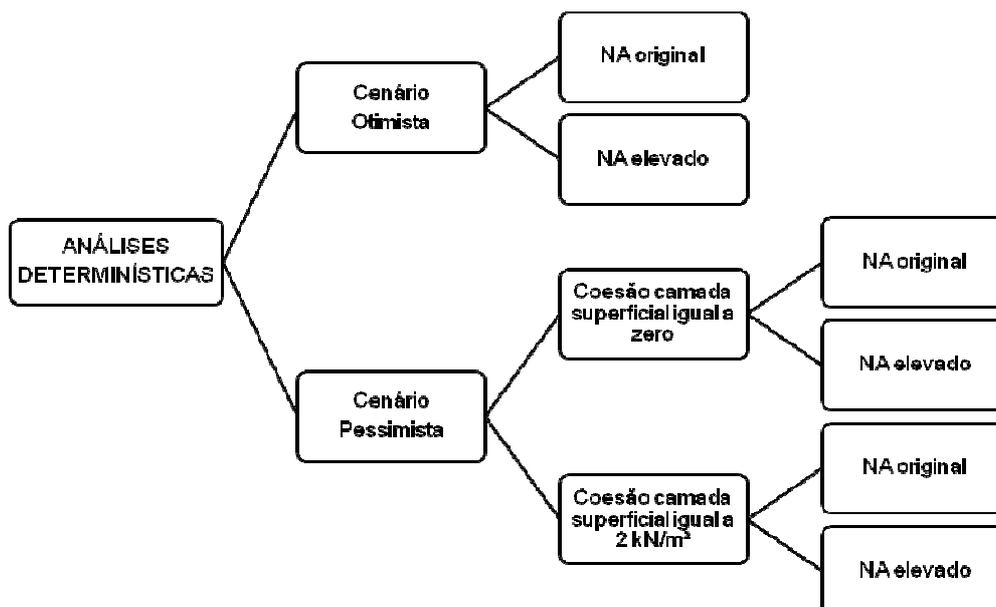


Figura 6.1 - Análises determinísticas realizadas

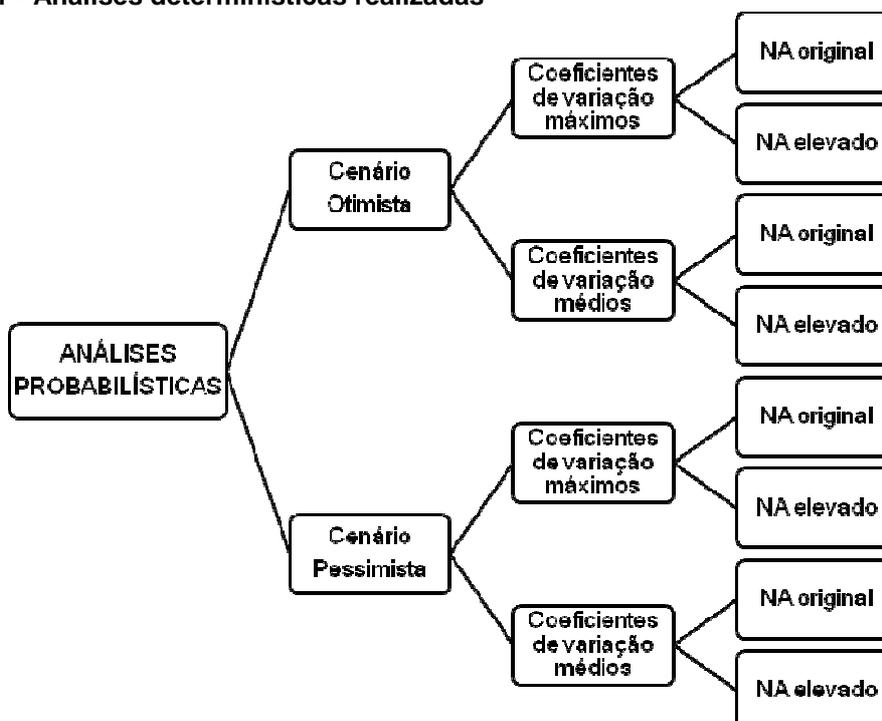


Figura 6.2 - Análises probabilísticas realizadas

As Tabelas 6.1, 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5 resumem os resultados encontrados para cada trecho da encosta com os diferentes métodos utilizados nas análises determinísticas. Em destaque estão os fatores de segurança menores que 1,5.

**Tabela 6.1 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 1**

ANÁLISES DETERMINÍSTICAS - TRECHO 1												
TIRANTES	Não						Sim					
CENÁRIO DE PARÂMETROS	Pessimista				Otimista		Pessimista				Otimista	
COESÃO CAMADA SUPERFICIAL	c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>		c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>	
NÍVEL D'ÁGUA	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado
Método de Fellenius	1,420	1,263	1,551	1,377	1,973	1,658	1,487	1,487	1,867	1,652	2,483	1,910
Método de Bishop	1,484	1,378	1,614	1,492	2,046	1,822	1,514	1,514	1,961	1,822	2,635	2,100
Método de Janbu	1,413	1,270	1,540	1,379	1,948	1,694	1,487	1,487	1,856	1,664	2,442	1,923
Método de Morgestern & Price	1,483	1,379	1,613	1,492	2,045	1,824	1,514	1,514	1,961	1,822	2,633	2,100
Método de Spencer	1,483	1,378	1,613	1,491	2,045	1,824	1,514	1,514	1,961	1,822	2,633	2,100

**Tabela 6.2 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 2**

ANÁLISES DETERMINÍSTICAS - TRECHO 2							
CENÁRIO DE PARÂMETROS	Pessimista				Otimista		
COESÃO CAMADA SUPERFICIAL	c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>		
NÍVEL D'ÁGUA	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Elevado
Método de Fellenius	1,332	1,178	1,544	1,233	1,978	1,433	
Método de Bishop	1,336	1,285	1,584	1,372	2,035	1,588	
Método de Janbu	1,332	1,198	1,541	1,269	1,968	1,473	
Método de Morgestern & Price	1,336	1,287	1,583	1,373	2,034	1,590	
Método de Spencer	1,336	1,287	1,583	1,373	2,034	1,590	

**Tabela 6.3 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 3**

ANÁLISES DETERMINÍSTICAS - TRECHO 3							
CENÁRIO DE PARÂMETROS	Pessimista				Otimista		
COESÃO CAMADA SUPERFICIAL	c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>		
NÍVEL D'ÁGUA	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Elevado
Método de Fellenius	1,771	1,487	2,044	1,525	2,447	1,787	
Método de Bishop	1,806	1,578	2,060	1,647	2,597	1,922	
Método de Janbu	1,770	1,520	2,043	1,560	2,442	1,826	
Método de Morgestern & Price	1,806	1,578	2,060	1,648	2,596	1,923	
Método de Spencer	1,806	1,578	2,060	1,647	2,596	1,922	

**Tabela 6.4 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 4**

ANÁLISES DETERMINÍSTICAS - TRECHO 4												
TIRANTES	Não						Sim					
CENÁRIO DE PARÂMETROS	Pessimista				Otimista		Pessimista				Otimista	
COESÃO CAMADA SUPERFICIAL	c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>		c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>	
NÍVEL D'ÁGUA	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado
Método de Fellenius	1,494	1,157	1,620	1,217	1,917	1,465	1,525	1,237	1,761	1,318	2,097	1,601
Método de Bishop	1,511	1,213	1,713	1,324	2,032	1,585	1,534	1,324	1,856	1,475	2,309	1,810
Método de Janbu	1,494	1,173	1,622	1,248	1,921	1,500	1,525	1,260	1,765	1,369	2,126	1,659
Método de Morgestern & Price	1,511	1,214	1,713	1,326	2,033	1,587	1,543	1,325	1,856	1,476	2,306	1,812
Método de Spencer	1,511	1,214	1,713	1,326	2,033	1,587	1,543	1,325	1,856	1,476	2,308	1,812

**Tabela 6.5 - Fatores de segurança das análises determinísticas para o trecho 5**

ANÁLISES DETERMINÍSTICAS - TRECHO 5							
CENÁRIO DE PARÂMETROS	Pessimista				Otimista		
COESÃO CAMADA SUPERFICIAL	c = 0		c = 2 kN/m <sup>2</sup>		c = 5 kN/m <sup>2</sup>		
NÍVEL D'ÁGUA	Original	Elevado	Original	Elevado	Original	Elevado	Elevado
Método de Fellenius	0,842	0,650	0,954	0,710	1,197	0,858	
Método de Bishop	0,845	0,710	0,995	0,777	1,245	0,991	
Método de Janbu	0,842	0,678	0,951	0,735	1,192	0,914	
Método de Morgestern & Price	0,844	0,711	0,994	0,778	1,244	0,991	
Método de Spencer	0,844	0,711	0,994	0,778	1,244	0,991	

A utilização de diferentes métodos de equilíbrio limite nas análises de estabilidade permitiu avaliar a diferença entre os seus resultados frente às diversas situações consideradas. As análises que envolveram maior quantidade de variáveis, como intervenção com tirantes, nível d'água elevado e coesão na camada superficial, apresentaram maiores variações entre os resultados de cada método, tanto na forma da superfície de ruptura quanto no valor do fator de segurança. Nestes casos a variação percentual do fator de segurança chegou à aproximadamente 12%.

Os métodos que se mostraram mais conservadores foram o de Fellenius, que satisfaz apenas o equilíbrio de momentos, e o de Janbu, que satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais. Sendo que o método de Fellenius apresentou menores valores do fator de segurança para os casos com o nível d'água elevado e Janbu, para os casos com nível d'água original.

Os métodos mais rigorosos, Morgenstern & Price e Spencer, que satisfazem as três condições de equilíbrio estático, apresentaram resultados iguais entre si. E o método de Bishop, que satisfaz o equilíbrio de momentos e de forças verticais, teve seus resultados muito semelhantes aos dos métodos mais rigorosos, apresentando variações geralmente apenas na terceira casa decimal do fator de segurança.

Quanto à consideração de dois cenários de parâmetros geotécnicos, pessimista e otimista, percebeu-se a importância da obtenção correta desses valores, pois os resultados variam muito de um cenário para outro.

Dentro do cenário de parâmetros pessimistas, foram realizadas análises considerando nula a coesão da camada de solo superficial e análises considerando uma coesão de  $2\text{kN/m}^2$  para esta camada.

As superfícies de ruptura obtidas nas análises que consideraram coesão nula da camada superficial foram extremamente rasas. Entretanto, ao subir o nível d'água, essas superfícies tornaram-se mais profundas, mas continuaram localizadas apenas na camada de colúvio A para a maioria dos trechos.

A utilização de coesão igual a  $2\text{kN/m}^2$  para a camada superficial resultou em superfícies de ruptura mais profundas e provocou um aumento significativo do valor do fator de segurança.

Considerando o cenário de parâmetros otimistas, os fatores de segurança obtidos para todos os trechos, com exceção do trecho 5, foram maiores que 1,5.

Notou-se através desses diferentes cenários a influência da coesão da camada superficial, pois como as superfícies de ruptura são rasas e geralmente situam-se nesta camada, a coesão torna-se um fator determinante na resistência ao cisalhamento do solo coluvionar.

Segundo a NBR 11.682/1991, o mínimo fator de segurança admissível para essa encosta é 1,5, devido à proximidade de condutos e de linha de transmissão de energia, que a enquadram em um alto grau de segurança.

Esse valor é altamente questionável por ser um valor determinístico utilizado para avaliar situações que envolvem grande quantidade de variáveis, as quais nem sempre são bem representadas pelo parâmetro médio adotado nessas análises.

Para avaliar a representatividade do fator de segurança determinístico, foram realizadas as análises probabilísticas de estabilidade, que fornecem a probabilidade de ruptura do trecho analisado e o índice de confiabilidade.

A Tabela 6.6 resume as análises de estabilidade apresentadas nos capítulos anteriores, apenas para as situações que apresentaram fator de segurança menor que 1,5 ao se utilizar o método de Morgenstern e Price, que é um dos métodos rigorosos utilizado nesse trabalho.

**Tabela 6.6 - Resultados das análises de estabilidade para as situações que apresentaram fator de segurança menor que 1,5**

Trecho	Cenário (P/O)	Coesão camada superficial (kN/m <sup>2</sup> )	Nível d'água	Tirantes	Fator de segurança	Probabilidade de ruptura (%)		Índice de confiabilidade	
						CV médio	CV máximo	CV médio	CV máximo
1	P	0	Original	Não	1,484	-	-	-	-
1	P	0	Elevado	Não	1,379	-	-	-	-
1	P	2	Elevado	Não	1,492	0,021	3,87	3,523	1,764
2	P	0	Original	-	1,336	-	-	-	-
2	P	0	Elevado	-	1,287	-	-	-	-
2	P	2	Elevado	-	1,373	0,025	4,095	3,479	1,738
4	P	0	Elevado	Não	1,214	-	-	-	-
4	P	2	Elevado	Não	1,326	0,014	3,508	3,637	1,809
4	P	0	Elevado	Sim	1,325	-	-	-	-
4	P	2	Elevado	Sim	1,476	0,035	4,642	3,388	1,679
5	P	0	Original	-	0,844	-	-	-	-
5	P	2	Original	-	0,994	52,51	51,34	-0,063	-0,034
5	P	0	Elevado	-	0,711	-	-	-	-
5	P	2	Elevado	-	0,778	99,88	93,659	-3,033	-1,525
5	O	5	Original	-	1,244	2,243	15,754	2,004	1,003
5	O	5	Elevado	-	0,991	53,218	51,919	-0,081	-0,048

Os resultados em destaque se referem a situações para as quais foram realizadas análises probabilísticas, ou seja, situações que possuíam coesão da camada superficial diferente de zero. Considerou-se desnecessária a execução de análises probabilísticas para situações com a coesão da camada superficial igual a zero, pois ao aplicar-se o desvio padrão para a coesão igual a  $2\text{kN/m}^2$ , esse valor varia para mais e para menos, já se aproximando do valor zero.

Percebe-se que, para o cenário de parâmetros pessimistas, apenas o trecho 3 não apresenta fator de segurança menor que 1,5 para nenhuma situação.

No trecho 1, apenas as análises realizadas sem a consideração dos tirantes apresentaram fatores de segurança menores que 1,5. Porém, ao se considerar a coesão da camada superficial igual a  $2\text{kN/m}^2$ , mesmo com nível d'água elevado, o fator já se aproximou muito de 1,5, apresentando probabilidade de ruptura praticamente nula ao se utilizar coeficientes de variação médios.

Ressalta-se que a análise realizada para o trecho 1 sem tirantes não representa a condição na qual houve o deslizamento em 1997, pois foi considerado o muro de concreto no pé do talude, que por ser maior que o existente na época eleva o valor do fator de segurança.

Para o trecho 2, assim como no trecho 1, a situação com coesão da camada superficial igual a  $2\text{kN/m}^2$  e nível d'água elevado apresentou fator de segurança em torno de 1,4 e probabilidade de ruptura praticamente nula ao se utilizar coeficientes de variação médios.

O trecho 4, que se localiza logo abaixo da plataforma dos dutos, mesmo com a intervenção dos tirantes, apresenta fator de segurança menor que 1,5 ao se elevar o nível d'água. Apesar das baixas probabilidades de ruptura ao se considerar coeficientes de variação médios, ressalta-se a importância de manter o nível d'água rebaixado nessa região, principalmente devido à proximidade dos dutos.

O trecho 5, para o cenário de parâmetros pessimistas, encontra-se instável em qualquer posição do nível d'água, pois apresenta fatores de segurança menores que 1,0.

Para este mesmo trecho, que foi o único que apresentou instabilidade para o cenário de parâmetros otimistas, percebe-se que a situação em que se

encontra seguro é com o nível d'água rebaixado, ainda assim apresentando probabilidade de ruptura em torno de 16% ao se considerar coeficientes de variação máximos e, 2% para coeficientes médios de variação.

Percebe-se que, no trecho 5, ao se obter fatores de segurança menores que 1,0, o índice de confiabilidade torna-se negativo e deixa de possuir algum significado.

Nota-se que, nas análises probabilísticas, faz-se nítida a importância da adoção de coeficientes de variação condizentes com a situação em estudo para todos os parâmetros envolvidos nas análises, de modo que não sejam utilizados intervalos muito grandes de variação.

Neste caso, ao adotarem-se coeficientes de variação máximos os índices de confiabilidade obtidos foram menores que 2, que são considerados valores baixos. Já para coeficientes de variação médios, esses valores praticamente dobraram, chegando próximos a 4, que são considerados valores confiáveis.

Os valores das probabilidades de ruptura, para coeficientes de variação médios, permaneceram entre o intervalo sugerido no capítulo 2, de  $10^{-4}$  a  $10^{-2}$ , com exceção do trecho 5, valores considerados adequados para desempenho satisfatório da encosta. Isso não ocorreu ao se utilizarem coeficientes de variação máximos, onde as probabilidades chegaram a aproximadamente 5%, com exceção do trecho 5.

Ressalta-se que os coeficientes de variação utilizados neste trabalho foram obtidos na literatura e que são necessários valores reais, através da realização de ensaios, para que se possa avaliar uma real situação da encosta em termos probabilísticos.

Os resultados apresentados na Tabela 6.6 reforçam a importância do bom funcionamento dos dispositivos de drenagem na encosta, pois apenas para o trecho 5 e para a desconsideração de coesão na camada superficial foram obtidos fatores de segurança menores que 1,5 para o nível d'água rebaixado. Contudo, com a elevação do nível d'água para o meio da camada superficial, outros trechos apresentam fatores de segurança menores, mesmo com consideração de coesão na camada superficial.

As análises considerando ou não a intervenção de tirantes se justificam pela necessidade de manutenção desses dispositivos, assim como da

drenagem. O tirante, que está submetido constantemente a esforços de tração, está sujeito a um desgaste maior do aço por fadiga, expondo-se mais ao processo de corrosão (LIMA, 2002).

Apesar disso sempre ser considerado no projeto, recomenda-se que esses tirantes sejam inspecionados periodicamente (reensaiados, reinjetados, reprotendidos), devido à função permanente de contenção e a responsabilidade a que estão sujeitos executores e projetistas.

Nas análises realizadas, percebe-se, principalmente no trecho 1, a importância dos tirantes, que além de elevar o fator de segurança, afastam a superfície de ruptura da rodovia.

## 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 7.1 CONCLUSÕES

Para análises que não envolvam muitas variáveis, como um solo homogêneo sem intervenção de nível d'água ou de qualquer dispositivo de contenção, o resultado de todos os métodos utilizados nesse trabalho seria muito semelhante. À medida que essas variáveis são inseridas no problema, os métodos de Fellenius e Janbu tendem a se mostrar conservadores.

Disto conclui-se que, em métodos que não obedecem às três equações de equilíbrio estático, a satisfação às equações de momentos e forças verticais tem mais influência no cálculo para obtenção de um fator de segurança mais próximo dos métodos rigorosos. Isto ocorre com o método de Bishop, que se aproxima muito dos resultados obtidos pelos métodos de Morgenstern & Price e Spencer, que satisfazem as três equações de equilíbrio estático.

A vantagem dos métodos de Morgenstern & Price e Spencer sobre o método de Bishop está na utilização de superfícies de ruptura quaisquer e não circulares. As superfícies de ruptura quaisquer são importantes em perfis de solo que apresentam zonas de fraqueza, as quais atrairiam a superfície de ruptura para essas regiões.

Neste trabalho, o programa utilizado não contemplou superfícies de ruptura quaisquer. Isso não é considerado uma desvantagem neste caso, devido à obtenção de superfícies de ruptura muito rasas para as piores situações, que se concentraram em apenas uma camada de solo.

Quanto aos cenários de parâmetros adotados para as diferentes camadas de solo da encosta, conclui-se que a coesão da camada de solo superficial não é nula, pois essa consideração gerou fatores de segurança baixos, que não representam a situação de estabilidade na qual a encosta se encontra durante anos.

É provável que os parâmetros do solo se aproximem do cenário de parâmetros otimistas adotado. Se isso não ocorrer em toda a encosta, pode estar se verificando no seu ponto mais alto, o qual se mostrou estável apenas

para esta consideração em conjunto com o nível d'água rebaixado. O histórico de condições estáveis que se tem observado no trecho 5 justifica esse cenário de parâmetros otimistas com o nível d'água rebaixado.

Percebeu-se, através das análises probabilísticas, a baixa probabilidade de ruptura para trechos da encosta com fatores de segurança entre 1,2 e 1,5, ao se utilizar coeficientes de variação médios.

Segundo a NBR 11.682/1991, esses trechos poderiam ser considerados instáveis, o que mostra a limitação dos critérios baseados exclusivamente em fatores de segurança determinísticos, pois em taludes naturais nem sempre se consegue viabilizar o nível de segurança requerido em norma.

Entretanto, a realização de análises probabilísticas, que ainda não possui critérios de cálculo normatizados, pode se constituir em uma importante ferramenta de apoio aos engenheiros geotécnicos em suas tomadas de decisões, sempre considerando as incertezas envolvidas nos cálculos.

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

A adoção de coeficientes de variação típicos para cada parâmetro geotécnico, encontrados na literatura, é adequada para análises preliminares, porém para utilizar a ferramenta probabilística em fase de realização de projetos recomenda-se a execução de ensaios para definição desses coeficientes.

As análises probabilísticas também são úteis no desenvolvimento de mapas de risco de regiões como a Serra do Mar. Esses mapas podem contribuir para a manutenção da estabilidade de áreas que apresentam riscos de deslizamentos mais elevados.

Notou-se que as intervenções realizadas na encosta a fim de manter sua estabilidade estão sendo eficientes, porém é de extrema importância manter o seu nível d'água rebaixado, pois a encosta se localiza em uma região serrana, a qual propicia a ocorrência de precipitações intensas.

Para isso, é necessária a manutenção constante dos dispositivos de drenagem, checando a existência de trincas nas canaletas e de sujeira tanto

nas canaletas quanto nos drenos sub-horizontais profundos, que precisam estar em bom estado e desobstruídos.

É necessário, também, manter a proteção natural da encosta, através da vegetação, pois além de proteger a superfície da erosão, dificulta a penetração de águas pluviais no solo.

O fenômeno ocorrido no mês de novembro de 2008, quando choveu três vezes mais que a média mensal na região, foi algo raro e que não é considerado nos projetos. Porém, notou-se que através da drenagem eficiente de encostas, é possível prevenir os deslizamentos e minimizar os prejuízos ambientais, econômicos e sociais. A elaboração de mapas de risco, citados acima, também auxilia na prevenção e redução dos prejuízos em acidentes como esse.

Este fenômeno mostra a eficiência das medidas adotadas, em particular a drenagem da encosta. O que reafirma que o trecho 5 provavelmente se enquadre no cenário de parâmetros otimistas com o nível d'água rebaixado.

## **7.2 SUGESTÕES**

Seguem abaixo sugestões para trabalhos futuros:

- Realização de ensaios laboratoriais, em especial ensaios de cisalhamento direto, para refinar os parâmetros de resistência do solo utilizados;
- Refinar, através dos dados de ensaios, os coeficientes de variação utilizados nas análises probabilísticas de estabilidade;
- Execução de mais sondagens incluindo métodos geofísicos em toda a encosta;
- Analisar as leituras dos inclinômetros instalados na encosta e compará-las aos resultados obtidos neste trabalho;
- Instalação de mais piezômetros no trecho baixo da encosta;
- Realização de análises de estabilidade considerando solo não saturado nas camadas superficiais da encosta.

- Realização de análises de estabilidade considerando os efeitos de fluxo.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, 1991. **Estabilidade de Taludes (NBR 11.682/1991)**. Brasil.

ANDRIONI, M. **Redes neurais artificiais vs Métodos estatísticos Box&Jenkins na previsão de medidas piezométricas em um talude na Serra do Mar – PR**. Trabalho de conclusão do curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2005.

ANG, A. H.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design – Decision, Risk and Reliability**. Volume II. John Wiley & Sons. Estados Unidos, 1990.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reability and Statistics in Geotechnical Engineering**. John Wiley & Sons. Estados Unidos, 2003.

BARTORELLI, A.; HARALYI, N. **Geologia do Brasil**. Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 1998.

BIGARELLA, J. J. **A Serra do Mar e a Porção Oriental do Estado do Paraná**. Secretaria de Estado do Planejamento. Paraná, 1978.

BRESSANI, L. A.; COSTA, E. A. **Avaliação probabilística da estabilidade de um talude coluvionar de basalto**. Artigo publicado na IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador, 2005.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5ª edição. The McGraw-Hill Companies, Inc. Estados Unidos, 1996.

CINTRA, J.C.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. Editora Rima. 1ª edição. São Carlos, 2003.

CLIMA BRASILEIRO. Disponível em

<<http://www.climabrasileiro.hpg.com.br/dados.htm>> (acesso em 29 de março de 2008).

CHOWDHURY, R. N. **Slope Analysis**. Volume 22. Elsevier Scientific Publishing Company. Nova Iorque, 1978.

CONNOLLY, H. **Slope Design**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Durham. Durham, 1997.

YOMURA, D. M. **Análise da estabilidade de talude coluvionar da Serra do Mar do Paraná considerando diferentes condições de fluxo no subsolo**. Trabalho de conclusão do curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2008.

DELL'AVANZI, E.; KORMANN, A. C. M.; NASCIMENTO, N. A. **Readequação do projeto OSPAR km 72**. Relatório técnico apresentado à TRANSPETRO. UFPR - Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. **Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes**. Artigo publicado no COBRAMSEG 1998 - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília.

DINELPAR. **Dinâmica de Encostas Litorâneas do Paraná e Implicações em Obras de Engenharia**. Relatório técnico inicial do projeto DINELPAR. UFPR - Universidade Federal do Paraná e PUC-PR - Pontifícia Universidade Católica do Paraná. Curitiba, 2004.

DYMINSKI, A. S. **Estabilidade de Taludes**. Notas de Aula. Universidade Federal do Paraná, 2003.

DYMINSKI, A. S.; ABREU, T.; ANDRIONI, M.; CHAVES NETO, A.; ROMANEL, C. **Análise temporal de leituras piezométricas de um talude através das metodologias Box e Jenkins e redes neurais**. Artigo publicado no INFOGEO 2005 – Simpósio de Aplicações de Informática em Geotecnia, Belo Horizonte.

DYMINSKI, A. S.; ANDRIONI, M.; CHAVES NETO, A.; SOARES, H.; ROMANEL, C. **Modelos neurais de previsão de séries temporais piezométricas com acoplamento de dados pluviométricos**. Artigo publicado na revista Solos e Rochas, 2006.

DYMINSKI, A. S.; CASTAGNOLI, J. P.; ANDRIONI, M. **Análise temporal e de correlação de dados piezométricos de um talude na Serra do Mar do Paraná.** Artigo publicado no CILAMCE 2004 – Congresso Ibero-Latino Americano de Métodos Computacionais em Engenharia, Recife.

DYMINSKI, A. S.; DELL'AVANZI, E.; KORMANN, A. C. M.; NASCIMENTO, N. A. **Encostas naturais: tendências atuais em análises de estabilidade e gerenciamento de riscos.** Artigo publicado no GEOSUL 2008 – Simpósio de Prática da Engenharia Geotécnica da Região Sul, Santa Catarina.

DUNCAN, J. M. **State of Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slope.** Journal of Geotechnical Engineering. Julho, 1996.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções.** Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

FARAH, F. **Habitação e encostas.** Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. Coleção Habitare. São Paulo, 2003.

FRASCÁ, M. H. B. O.; SARTORI, P. L. P. **Minerais e Rocha.** Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 1998.

FREITAS, G. S. **Modelagem da dinâmica de taludes utilizando o método dos elementos finitos.** Trabalho de Iniciação Científica. PIBIC-CNPq/UFPR. Curitiba, 2005.

GEOLOGY.COM. Disponível em  
<<http://geology.com/Pangea.htm>> (acesso em 24 de março de 2008).

GEOPROJETOS. **Oleodutos OSPAR/OPASC - Diagnóstico das causas do acidente na encosta e proposição de ações estabilizantes.** Relatório técnico. Rio de Janeiro, 1997.

GEO-SLOPE. **SLOPE/W for slope stability analysis.** Manual do usuário. Versão 5. Geo-Slope International Ltd. Canadá, 2002.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação.** Editora Edgard Blücher. 2ª edição. São Paulo, 1984.

HASSUI, Y.; MIOTO, J. A.; MORALES, A. **Geologia do Pré-Cambriano**. Solos do Litoral de São Paulo. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. São Paulo, 1994.

LACERDA, W. **Acidentes envolvendo dutos**. GEOSUL, 2006. V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Porto Alegre, RS.

LEMAIRE, M.; CHATEAUNEUF, A.; MITTEAU, J. C. **Fiabilité des structures**. Couplage mécano-fiabiliste statique. Hermes Science. Paris, 2005.

LIMA, A. P. **Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2002.

MAACK, R. **Geografia Física do Estado do Paraná**. Secretaria da Cultura e do Esporte do Governo do Paraná. 2ª edição. Paraná, 1981.

MAACK, R. **Breves Notícias Sobre a Geologia dos Estados do Paraná e Santa Catarina**. Brazilian Archives of Biology and Technology. Jubilee Volume (1946-2001). p. 169 – 288. Dezembro, 2001.

MARCHESINI, I. A. **Análise determinística, probabilística e de sensibilidade de um talude situado na serra do mar do Paraná**. Trabalho de conclusão do curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2003.

MINEROPAR – Minerais do Paraná. Disponível em <http://www.mineropar.pr.gov.br> (acesso em 20 de março de 2008).

MOREIRA, C. V. R.; PIRES NETO, A. G. **Clima e Relevo**. Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 1998.

NERY, J. T.; STIVARI, S. M. S.; MARTINS, M. L. O. F.; SILVA, E. S.; SOUSA, P. **Estudo da Precipitação do Estado do Paraná e sua Associação à**

**Temperatura da Superfície do Oceano Pacífico.** Revista Brasileira de Agrometeorologia. Volume 13, número 1, p. 161-171. Santa Maria, 2005.

PETROBRAS. **Instabilidade encosta km 55 + 800 do Ospar.** Relatório interno DTSUL, DIVEN e SEMEQ, 1997.

SANDRONI, S. S.; SAYÃO, A. S. F. J. **Avaliação Estatística do Coeficiente de Segurança de Taludes.** Artigo publicado na 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE) – Rio de Janeiro, 1992.

SANTOS, A. R. **A Grande Barreira da Serra do Mar.** O Nome da Rosa Editora Ltda. São Paulo, 2004.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2000.

SF – Geodésia e topografia. **Croqui e cadastro da BR 376 até o duto no km 55 + 800 m.** Documento técnico, 1997.

TBG - Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil. Disponível em <<http://www.tbg.com.br>> (acesso em 10 de janeiro de 2009).

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e Execução de Fundações.** SEFE III. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 2005.

TEIXEIRA, L. M. **Análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encosta.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

TOPOL – Engenharia, agrimensura e topografia Ltda. **Levantamento planialtimétrico cadastral.** Documento técnico, 2005.

TRANSPETRO - PETROBRAS Transporte S/A. Disponível em <<http://www.transpetro.com.br>> (acesso em 10 de janeiro de 2009).

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Slope Stability.** EM 1110-2-1902. Washington, 2003.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Risk-based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies.** ETL 1110-2-556. Washington, 1999.

VARNES, D. J. **Slope Movement Types and Processes.** Landslides: Analysis and Control. Washington, 1978.