



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
NÚCLEO DE GEOTECNIA



ANÁLISE TENSÃO DEFORMAÇÃO E POR EQUILÍBRIO LIMITE DO MECANISMO DE TOMBAMENTO FLEXURAL

NUGEO

AUTOR: GLAUCIA ALVES DOS SANTOS

ORIENTADOR: Prof. Dr. Rodrigo Peluci Figueiredo (UFOP)

ESCOLA DE MINAS / UFOP

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO - OUTUBRO DE 2008

ANÁLISE TENSÃO - DEFORMAÇÃO E POR EQUILÍBRIO LIMITE DO MECANISMO DE TOMBAMENTO FLEXURAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 22 de outubro de 2008, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Milene Sabino Lana (UFOP)



Prof. Dr. Maria de Fátima Grupp (UFMG)

S596a Santos, Gláucia Alves dos.

Análise Tensão-deformação e por Equilíbrio Limite do mecanismo de tombamento flexural [manuscrito] / Gláucia Alves dos Santos. – 2009.
xv, 114f.: il., color.; grafs.; tabs.; mapas.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Peluci Figueiredo.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto.
Escola de Minas. NUGEO.

Área de concentração: Geotecnia aplicada à mineração.

1. Talude (mecânica do solo) - Estabilidade - Tombamento flexural - Teses. 2. Análise de Tensão-deformação - Teses. 3. Método de Equilíbrio Limite - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

*Dedico este trabalho á memória
de meu pai Antonio Ricardo
e minha mãe Adenir Sônia.*

***"Nada é impossível quando se
deseja profundamente vencer,
basta dedicação e oportunidade".***

Glaucia Alves dos Santos.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, meu Pai e minha Mamãe, que estiveram sempre “lá de cima” me enviando à força necessária para vencer todos os obstáculos nos momentos mais difíceis que tive nesta caminhada.

A minha família, Paulinho, Vania, Francisco, Tia Preta, Viviane, Wagner e Jairo por acreditarem no meu potencial. E em especial ao meu sobrinho, Victor Hugo, por me dar uma fonte a mais de alegria e ser capaz de me ensinar, através de seu comportamento inocente, que tudo é possível quando se deseja algo.

Ao meu orientador Rodrigo Figueiredo, pelos ensinamentos para o meu crescimento pessoal e profissional.

Aos amigos que por aqui conheci e boas lembranças estarão sempre presentes em minha vida: Alessandra Mazon, Juliana Pedra, Gustavo Marçal, Rodrigo Rodrigues, Clarisse, Rafael Magno, Anelisa, Brasileu, Wagner, Helba, Alexandre, Daniel, Eduardo Evangelista, Cristiane, Luciana Lima, Giane, Cláudio, Ricardo e tantos outros de quem possa ter me esquecido. Desejo à todos toda sorte do mundo!

Aos amigos Antonio, Milene e Teófilo de Aquino pelo apoio e aprendizado.

Ao Departamento de Engenharia Civil e meus “eternos” alunos, pela experiência vivida. Em especial aos professores Carlos Eduardo, Paulo Damasceno, Ricardo Azobel e Antenor Barbosa pela oportunidade.

À universidade pública pelo apoio financeiro.

RESUMO

A busca pela exploração máxima do bem mineral aliada à segurança necessária para que esta atividade seja viável nos faz buscar novas formas de análise que permitam alcançar estas diretrizes de forma otimizada.

Na tentativa da melhor compreensão da ruptura por tombamento flexural para taludes em filitos na região do Quadrilátero este trabalho tem como propósito contribuir para o melhor esclarecimento do fenômeno gerando dados de entrada para situações com mesma tendência de comportamento. Além de servir de parâmetro na rotina diária de operação das minas em função dos ângulos de face praticados para este tipo de maciço.

Análises paramétricas foram realizadas em bancada de pequena altura, utilizando como base condições de ruptura em taludes propícias ao tombamento flexural comum nas escavações em Filitos observados na Região do Quadrilátero Ferrífero.

Nas análises paramétricas foram considerados método de Análise Cinemática de Goodman e Bray (1976), avaliação das condições de tombamento por Método de Equilíbrio Limite através do Método de Aydan e Kawamoto (1992) e a análise por Método de Elementos Finitos realizados via Programa Phase2, RocScience.

Com base nos resultados encontrados, a condição de ruptura por cisalhamento no pé do talude foi acrescida as técnicas de Equilíbrio Limite, aplicáveis em problemas de Estabilidade de Taludes através de planilhas Excel. Onde o tombamento flexural, por limitações geométricas, não era possível de ocorrer.

Gráficos de tendência de comportamento para variações de inclinação da face do talude, ângulo de mergulho das discontinuidades, bem como para o espaçamento entre as discontinuidades foram gerados, tentando simular as condições mais favoráveis à ocorrência do tombamento flexural.

Palavras-chave: análises de estabilidade de taludes, tombamento flexural, descontinuidade, método de equilíbrio limite.

ABSTRACT

The search for maximizing mineral exploitation, associated to the safety measures needed in order to make this activity viable, force us to seek new forms of analysis to achieve these guidelines in an optimum way.

The purpose of this work is to contribute to a better explanation of the breakdown of phyllite slopes by flexural toppling in the region of the Cuadrilátero Ferrífero, generating input data for situations with same pattern of behavior, as an attempt of better understanding the phenomenon. Besides, it can also be used as a parameter in the daily routine of the mining operation when it comes to the angles adopted for this type of rock mass

Parametric tests were performed on a small bench, using failure conditions commonly observed in phyllite excavations carried out in the Cuadrilátero and which are prone to flexural toppling.

The Method of Kinematic Analysis of Goodman and Bray (1976), the evaluation of toppling conditions by the Aydan and Kawamoto's (1992) Limiting Equilibrium Method and the analysis by finite elements using RocScience's software, Phase2, were considered for the parametric analysis.

Based on the obtained results, the condition of collapse by shear at the foot of the slope, where flexural toppling due to geometric constraints was not possible to occur, was implemented to the appropriate Limit Equilibrium techniques for slopes stability problems through Excel spreadsheets.

Behavioral tendency graphs were generated for the variations of the slope face dip, for the discontinuities and for the spacing between discontinuities as well, trying to simulate more favorable conditions to the occurrence of flexural toppling.

Keywords slope stability analysis, flexural toppling, discontinuity, Limiting Equilibrium.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2 – Geologia do Quadrilátero Ferrífero5

Figura 2.1 Posição Geotectônica do Quadrilátero Ferrífero no Cráton São Francisco(modificado de Almeida, 1976)	6
Figura 2.2 Esboço geológico do Quadrilátero Ferrífero mostrando os grandes traços estruturais (modificado de Dorr 1969 por Alves 1991).....	8
Figura 2.3 Mapa geológico-estrutural do Quadrilátero Ferrífero (mod. de Dorr 1969 e Chemale et al. 1992).	8
Figura 2.4 Coluna litoestratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (mod. de Alkmim & Marshak 1998).....	9
Figura 2.5 Mecanismos não usuais de processos de instabilização de taludes em rochas xistosas (Adhikary et al. 1996)	15
Figura 2.6 Influência da escala na avaliação da homogeneidade, isotropia e continuidade dos maciços rochosos (Hoek, 1983)	16
Figura 2.7 Mecanismos de ruptura: a) circular; b) planar; c) cunha; d) tombamento. (modificado – Hoek & Bray, 1981).	18
Figura 2.8 Ruptura planar onde (a) representa a relação de mergulhos e (b) a condição 3D.	19
Figura 2.9 Bloco sobre plano inclinado – aspectos geométricos(a); e condições de deslizamento ou tombamento de um bloco em um plano inclinado (b)..	22
Figura 2.10 Mecanismo de tombamento flexural (a) e detalhe do movimento cisalhante entre as Lâminas (b) (Hoek & Bray, 1977).....	23
Figura 2.11 Mecanismo de tombamento de blocos (Hoek & Bray, 1977).....	24
Figura 2.12 Tipos de Tombamento Secundário (Hoek & Bray, 1977)..	26
Figura 2.13 Movimentação da placas de material (a) submetidos a tensão normal e gráfico $\tau \times U$, ilustrando o mecanismo de ruptura (b)... ..	28
Figura 2.14 Envoltória de Ruptura de Pico e Residual	29
Figura 2.15 Tensões atuantes em um plano qualquer, em uma amostra de rocha	30
Figura 2.16 Comportamento pós-pico típico em função do GSI do maciço rochoso(Hoek & Brown, 1997)..	33
Figura 2.17 Variação dos valores medidos de k_s com a escala e o nível das tensões normais (Band et al.,1983).....	37
Figura 2.18 Razão k_n / k_s em função de σ_n (Bandis et al., 1983).	37

Capítulo 3 – Tombamento Flexural – Métodos de Análise 39

Figura 3.1	Instabilização por tombamento flexural (Goodman, 1989)	40
Figura 3.2	Condições cinemáticas para ocorrência de tombamento flexural. (Goodman, 1989).	41
Figura 3.3	Ilustração mostrando o ângulo entre a normal do plano da descontinuidade e a tensão principal maior, σ_1 , e como este ângulo muda à medida que se afasta da face do talude (Sjöberg,1999).	43
Figura 3.4	Efeito da variação da resistência da rocha intacta no mecanismo de tombamento . (Sjöberg,1999).	44
Figura 3.5	Modelo esquemático do base friction mostrando a barreira, o modelo simulado e a correia de lixa Pritchard & Savigny, 1990.	46
Figura 3.6	Modelo para análise de equilíbrio-limite do tombamento flexural (Aydan & Kawamoto,1992) .	49
Figura 3.7	Elementos de um modelo de Elementos Finitos (Brady & Brawn, 1985)	52

Capítulo 4 – Tombamento Flexural – Modelos/ Estudos Computacionais

Paramétricos51

Figura 4.1	Gráfico de estabilidade para o Filito Sericítico, baseado na análise Cinemática de Goodman e Bray (1976).	61
Figura 4.2	Gráfico de tendência de comportamento à condição de estabilidade à esquerda e instabilidade à direita para um talude de Filito Sericítico com 10 m de altura, com espaçamento entre lâminas de 0,5m	64
Figura 4.3	Gráfico de tendência de comportamento à condição de estabilidade à esquerda e instabilidade à direita para um talude de Filito Sericítico com 10 m de altura, com espaçamento entre lâminas de 1,0m.	64
Figura 4.4	Condições de Contorno aplicadas na modelagem, segundo recomendações Sjoberg (1999).	67
Figura 4.5	Malha de elementos finitos aplicados aos modelos.	68
Figura 4.6	Primeiro estágio de carregamento utilizando o material elástico	71
Figura 4.7	Segundo estágio de carregamento utilizando o material plástico.	72
Figura 4.8	Representação dos dados de entrada para caracterizar os elementos de junta, definidos para o segundo estágio de carregamento.	73

Figura 4.9 Modelo indicando a existência de separação entre as lâminas mais altas na crista do talude e cisalhamento sinistral.....	75
Figura 4.10 Representação dos pontos de ruptura por tração, na região onde a malha fora refinada para melhor caracterização.	77
Figura 4.11 Indicação dos vetores deslocamento.....	78
Figura 4.12 Indicação de pontos de ruptura por cisalhamento.	79
Figura 4.13 Indicação do gráfico de tendência segundo análise realizada no programa Phase2 para espaçamento entre lâminas de 1,0m.	80
Figura 4.14 Variação de ângulo de face e das descontinuidades para espaçamento entre lâminas de 0,5m, representado no gráfico de tendência.....	80
Figura 4.15 Indicação do gráfico de tendência segundo análise realizada no programa Phase2 para espaçamento entre lâminas de 1,0m.	80
Capítulo 5 – Desenvolvimento nas Técnicas de Equilíbrio Limite	82
Figura 5.1 Análise de estabilidade incorporada à condição de tração nula a equação de Aydan & Kawamoto (1992), representada pelo gráfico de tendência	84
Figura 5.2 Gráfico de tendência para espaçamento entre lâminas de 0,5m. Equação de Aydan & Kawamoto (1992), incorporada a condição de cisalhamento máximo.....	84
Figura 5.3 Gráfico de tendência para espaçamento entre lâminas de 1,0m. Equação de Aydan & Kawamoto (1992), incorporada a condição de cisalhamento máximo.....	87
Figura 5.4 Ábaco de tendência para espaçamento entre lâminas de 1,0m.....	90
Figura 5.5 Ábaco de tendência para espaçamento entre lâminas de 0,5m.....	91
Figura 5.6 Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 1,0m, com tração nula	92
Figura 5.7 Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 0,5m, com tração nula	93
Figura 5.8 Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 1,0m.....	94
Figura 5.9 Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 0,5m.....	94

Capítulo 6 – Estudo de Caso.....	97
Figura 6.1 Modelo Centrífugo Adhikary,2006.....	98
Figura 6.2 Gráfico de tendência, segunda variação de ângulo de face e das descontinuidades, segundo análise realizada no programa Phase2 para espaçamento entre lâminas de 0,5m.	100
Figura 6.3 Deslocamento horizontal em dois pontos do modelo centrífugo de Adhikary 1995.	102
Figura 6.4 Deslocamento horizontal no modelo computacional realizado por Sjoberg (1999), reproduzindo o modelo centrífugo de Adhikary (1997).....	103
Figura 6.5 Comparação do deslocamento horizontal dos modelos centrífugo de Adhikary (1997), com o modelo computacional realizado nas análises no Phase2 e o modelo reproduzido por Sjoberg(1999) ..	104
Figura 6.6 Comparação do deslocamento horizontal dos modelos centrífugo de Adhikary e Análise computacional de Cosserat para IGM-01	105
Figura 6.5 Comparação do deslocamento horizontal no modelo centrífugo de Adhikary (2006), com o modelo computacional reproduzido nas análises no Phase2.	106
Capítulo 7 – Considerações Finais.....	107

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2 – Geologia do Quadrilátero Ferrífero	5
Tabela 2.1 Coluna estratigráfica do Pré-Cambriano para o Quadrilátero Ferrífero (modificado de Dorr 1969, Ladeira 1980 e Ladeira et al. 1983 por Endo 1988).....	7
Tabela 2.2 Parâmetros de resistência de alguns materiais encontrados no Quadrilátero Ferrífero, SBC (2004).	35
Tabela 2.3 Parâmetros de resistência do Filito Sericítico, SBC (2004).	35
Capítulo 5 – Desenvolvimento nas Técnicas de Equilíbrio Limite	82
Tabela 5.1 critério adotado para identificação da metodologia aplicada.	88
Capítulo 6 – Estudo de Caso	97
Tabela 6.1 Parâmetros dos modelos do Talude.....	99

Lista de Símbolos

- ϕ - ângulo de atrito;
- ϕ_j - ângulo de atrito da junta;
- i - ângulo da rugosidade com um plano médio da descontinuidade.
- ϕ_p - Ângulo de atrito de pico;
- JRC - Coeficiente de rugosidade da descontinuidade;
- JCS - Índice de resistência à compressão das paredes da descontinuidade;
- σ_n - Tensão normal efetiva;
- ϕ_r - Ângulo de atrito residual.
- k_n - Rigidez normal das juntas;
- k_s - Rigidez cisalhante das juntas;
- σ_v - tensões verticais;
- σ_H - tensões horizontais;
- γ - peso específico médio [MN/m^3];
- ψ - ângulo de uma reta em um gráfico σ_1 x σ_3 ;
- β - inclinação de uma tensão normal com a tensão principal maior;
- E - Módulo de Young;
- c_p - coesão de pico;
- σ_{ci} - resistência a tração;
- c - coesão;
- ν - Coeficiente de Poisson;
- R - força resultante na descontinuidade;
- P_{cr} - carregamento crítico (força peso para flambagem);
- l - comprimento da coluna rochosa;
- t - espessura da coluna;
- A_c - área submetida ao carregamento ($A_c = wt$);
- w - largura da coluna;
- l/t - razão de esbeltez;
- I - momento de inércia ($I = wt^3/12$);
- σ_b - tensão axial (flambagem);
- σ - tensão normal;
- τ - tensão cisalhante;
- u - deslocamento;

τ_{pico} – tensão cisalhante de pico;
 τ_{residual} – tensão cisalhante residual;
 σ_c – resistência à compressão uniaxial;
 σ_t – resistência à tração;
 GSI – Geological Strength Index;
 BEM – método dos elementos de contorno;
 FEM – método dos elementos finitos;
 FDM – método das diferenças finitas;
 δ – mergulho da descontinuidade;
 FS – fator de segurança;
 U_{i+1}^s – força da água no lado i+1
 U_{i-1}^s – força da água no lado i-1;
 u_i^b – pressão da água na base;
 h_i – altura da coluna no lado i+1;
 h_{i-1} – altura da coluna no lado i-1;
 l_{bi} – excentricidade da pressão de água na base da coluna;
 l_{i+1} – altura da força da água atuando no lado i+1;
 l_{i-1} – altura da força da água atuando no lado i-1;
 t_i – espessura da coluna;
 α – inclinação do plano basal;
 W_i – peso da lâmina de rocha;
 χ – ponto de aplicação de forças entre colunas.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
TOMBAMENTO FLEXURAL – ESTUDOS COMPUTACIONAIS E POR EQUILÍBRIO LIMITE EM FILITOS NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....	1
1.1 - <i>INTRODUÇÃO</i>	1
1.2 – <i>OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS</i>	2
CAPÍTULO 2	5
GEOLOGIA DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO	5
2.1 – <i>ASPECTOS GERAIS</i>	5
2.2 - <i>LITOESTRATIGRAFIA</i>	6
2.2 - <i>LITOESTRATIGRAFIA</i>	10
<i>COMPLEXO METAMÓRFICO</i>	10
<i>SUPERGRUPO RIO DAS VELHAS</i>	10
<i>SUPERGRUPO MINAS</i>	11
<i>GRUPO SABARÁ</i>	12
<i>GRUPO ITACOLOMI</i>	12
<i>COBERTURAS SEDIMENTARES FANEROZÓICAS</i>	12
2.3 – <i>MECANISMOS DE RUPTURA COMUNS NO QUADRILÁTERO</i>	13
2.3.1 – <i>TOMBAMENTOS</i> :.....	20
<i>TOMBAMENTO DE BLOCOS</i> :	22
<i>TOMBAMENTO DE BLOCOS POR FLEXÃO</i> :	23
<i>TOMBAMENTO SECUNDÁRIO</i> :	24
<i>TOMBAMENTO POR FLEXÃO ou FLEXURAL</i> :	22
2.4– <i>CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS FILITOS SERICÍTICOS</i> :	26
2.4.1 - <i>CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB</i> :.....	26
2.4.2 - <i>PROPRIEDADES MECÂNICAS PARA O FILITO SERÍCITICO</i> :.....	31
2.4.4 - <i>PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS INTERFACES ROCHOSAS</i>	35
CAPÍTULO 3	38
TOMBAMENTO FLEXURAL –MÉTODOS DE ANÁLISE	38
3.1 – <i>ASPECTOS GERAIS</i>	38
3.2 – <i>MODELOS FÍSICOS</i>	44
3.3 – <i>MODELOS ANALÍTICOS</i>	46
3.3.1- <i>MÉTODO DE EQUILÍBRIO-LIMITE DE AYDAN & KAWAMOTO (1992)</i> . 47	
3.4 – <i>MODELOS NUMÉRICOS</i>	50
3.4.1- <i>MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS</i>	50
3.4.2 - <i>PROGRAMA PHASE2</i>	55

CAPÍTULO 4	57
TOMBAMENTO FLEXURAL – MODELOS/ESTUDOS COMPUTACIONAIS PARAMÉTRICOS	57
4.1 – OBJETIVOS	57
4.2 – ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	59
4.2.1 –ANÁLISE CINEMÁTICA DE GOODMAN E BRAY:	60
4.2.2 –ANÁLISE POR EQUILÍBRIO LIMITE DE AIDAN E KAWAMOTO:	61
4.2.3 –ANÁLISE POR MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS:.....	65
4.2.3.1 – CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	65
4.2.3.2 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	68
4.2.3.4 – ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	74
CAPÍTULO 5	82
DESENVOLVIMENTO NAS TÉCNICAS DE EQUILÍBRIO LIMITE	82
5.1 – OBJETIVOS	82
5.2 – IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO DE AIDAN E KAWAMOTO.....	83
5.3 – ÁBACOS DE ESTABILIDADE	88
5.3.1 – ANÁLISE COMPARATIVA_01:.....	89
5.3.1 – ANÁLISE COMPARATIVA_02: AIDAN_TRAÇÃO NULA.....	91
5.3.1 – ANÁLISE COMPARATIVA_03:AIDAN_CISALHAMENTO MÁX.	93
5.4 –AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS USADOS NA PARAMETRIZAÇÃO:	95
CAPÍTULO 6	97
ESTUDOS DE CASO.....	97
6.1 – ASPECTOS GERAIS	97
6.2 – MODELO CENTRÍFUGO DE ADHIKARY:	97
CAPÍTULO 7	106
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	106
7.1 – CONCLUSÕES:	106
ANEXOS.....	111
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109

TOMBAMENTO FLEXURAL – ESTUDOS COMPUTACIONAIS E POR EQUILÍBRIO LIMITE EM FILITOS NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO

1.1 - INTRODUÇÃO

A utilização sistemática dos estudos geotécnicos em atividades de mineração tem sido cada vez mais corrente, em função do crescimento do mercado, motivados principalmente, por alterações na demanda dos bens minerais e questões de ordem econômica, além de uma maior exigência quanto ao compromisso ambiental das empresas, por parte da sociedade e de órgãos ambientais. Neste contexto, estudos geotécnicos detalhados devem subsidiar a proposição de taludes em minas a céu aberto, visando à exploração máxima do bem mineral de interesse. Este fato implica, muitas vezes, em se extremar a condição de lavra, incluindo a possibilidade de se conviver com eventuais rupturas localizadas do maciço, as quais serão objetos de estudo deste trabalho.

Assim, a compreensão dos comportamentos das rupturas locais, associadas a uma caracterização dos parâmetros de resistência do maciço, devem ser objetos de estudos freqüentes, para melhor viabilizar a exploração mineral em função das características de estabilidade e por conseqüência, um melhor aproveitamento do potencial das jazidas.

Neste trabalho, será realizada uma análise paramétrica, utilizando como base as condições de ruptura para o tombamento flexural nos filitos sericíticos, disponíveis na

literatura e em casos comuns nas mineradoras que se encontram no Quadrilátero Ferrífero.

Uma vez que, na região do Quadrilátero Ferrífero é comum, em taludes escavados em filitos, observar mecanismos de instabilidade, tais como: tombamento flexural (flexural toppling) e flambagem (buckling); não usuais em taludes escavados em outros materiais rochosos, em função dos aspectos geológicos e geométricos que condicionam as rupturas em taludes rochosos.

O tombamento flexural é um tipo de ruptura em taludes em maciços rochosos com camadas ou descontinuidades de foliação regularmente espaçadas e ocorre quando as camadas supracitadas, encontram-se inclinadas para dentro do talude. É comum encontrar este mecanismo em quartzitos, ardósias, xistos e filitos.

O tombamento flexural geralmente, se dá quando a direção do talude e da foliação são subparalelas e a foliação mergulha em sentido inverso ao do talude, notando-se a flexão das placas na base, podendo induzir tração e daí permitir o tombamento. Já o mecanismo de flambagem, pode ocorrer quando as placas definidas pela foliação, encontram-se subparalela e mergulham no mesmo sentido do talude.

O estudo de tais mecanismos de ruptura é de grande relevância para a indústria minerária da região do Quadrilátero Ferrífero, já que poderão ser definidas ações mitigadoras, de modo a maximizar a reserva lavrável e minimizar os efeitos desestabilizadores, além de servir de base para uma análise geotécnica mais próxima dos problemas de campo.

1.2 –OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

O presente trabalho pretende contribuir para a melhor compreensão dos problemas de estabilidade de taludes na região do Quadrilátero Ferrífero, e gerar dados de entrada para

modelos subsequentes, além de servir de parâmetro de análise na rotina diária de operação das minas. Uma vez que, em função dos aspectos geológicos característicos da região, ocorre à possibilidade da ocorrência do mecanismo de ruptura por tombamento flexural em maciços rochosos, como o filito sericítico.

Uma sistemática integrada de projetos geotécnicos de taludes de mineração deve englobar os condicionantes relativos à viabilidade econômica do projeto, o nível de responsabilidade associado a cada talude específico de lavra e a variabilidade espacial dos parâmetros geológico-geotécnicos locais (Castro, 2004). Desta maneira, enfatiza ainda mais a importância do direcionamento do presente estudo, no qual servirá de instrumento de consulta.

Segundo Maia (2003) para uma estimativa aproximada e mais simples do fator de segurança e do mecanismo de ruptura, os métodos de equilíbrio limite se mostram bem razoáveis, fato este atribuído ao estudo realizado por Cavalcante em 1997. Onde foram realizadas comparações entre os métodos de equilíbrio limite utilizando o programa SLOPE/W e os métodos de tensão-deformação utilizando o programa FLAC, sendo o caso-estudo restrito à mina de Timbopeba. Após sucessivas análises, em ambos os programas, foi constatado por Cavalcante, que os métodos de tensão-deformação apresentaram-se mais sensíveis na determinação da estabilidade e na identificação de superfícies críticas.

Desta maneira, uma comparação entre os métodos de equilíbrio limite, aplicáveis ao mecanismo de tombamento, bem como os de tensão-deformação, pode fornecer subsídios para a compreensão da ocorrência da ruptura, através de uma variabilidade de geometria encontrada para um mesmo material, objetivo este proposto por este trabalho de pesquisa.

Em virtude da grande atividade minerária local, conhecer e controlar tais mecanismos representa um aspecto importante do ponto de vista econômico.

Para tanto, este trabalho tem por objetivo, realizar estudos paramétricos de mecanismos de tombamento flexural aplicáveis a taludes de pequena escala em filitos sericíticos, encontrados no Quadrilátero Ferrífero. E, com base nos resultados encontrados, desenvolver técnicas de Equilíbrio Limite aplicáveis em problemas de Estabilidade de Taludes, para uma melhor compreensão dos mecanismos e com isso uma intervenção mais precisa, frente aos problemas geotécnicos encontrados. Além da representação das análises paramétricas realizadas, através de ábacos, para melhor caracterização dos mecanismos de ruptura e facilidade de utilização das informações encontradas.

A análise de tombamento foi realizada em nível de bancada, com a utilização dos métodos de Goodman & Bray , Aydan e Kawamoto (implementado em planilhas eletrônicas) e modelagem utilizando o software Phase2, da RocScience/Canadá, que modela o maciço como meio contínuo, via método dos elementos finitos. As interfaces entre as lâminas rochosas, delineadas pelo tombamento flexural, foram modeladas como elementos de juntas (Pande et al, 1990).

GEOLOGIA DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO

2.1 – ASPECTOS GERAIS

A região do Quadrilátero Ferrífero compreende uma área de 7.200 Km², localizada na porção centro-sul do estado de Minas Gerais (Figura 2.1). E em função da concentração de grandes riquezas minerais, principalmente ferro, ouro e manganês, tem sido alvo, desde o século XVIII, de diversos estudos.

Segundo Dilásccio (2004), os primeiros estudos regionais foram preparados por Derby (1906), que definiu as rochas metavulcânicas e metassedimentares sobrepostas ao embasamento, como sendo a base da ‘Série Minas’; e por Harder & Chamberlyn (1915) que estabeleceram a primeira coluna litoestratigráfica para o Quadrilátero Ferrífero. A partir de então uma série de trabalhos que modificam essa coluna estratigráfica, foram propostos dentre esses se destacam Guimarães (1931), Dorr (1969), Ladeira (1980), Alkmin et al. (1988) e Endo (1997). Em relação aos aspectos da evolução tectônica do Quadrilátero Ferrífero, podem ser citados trabalhos atuais como os de Marshak & Alkmin (1989), Chemale Jr. et al. (1991) e Endo (1997).

Ainda segundo Dilásccio (2004), o Quadrilátero Ferrífero, do ponto de vista geotectônico, situa-se na porção meridional do Cráton São Francisco (Almeida 1977 e Mascarenhas et al.1984), um núcleo cratônico estabilizado no Proterozóico Inferior. Este cráton representa uma parte não retrabalhada de um antigo núcleo maior e estável, denominado Cráton do Paramirim, de idade Pré- Transamazônica (Almeida 1981). (Figura 2.1).

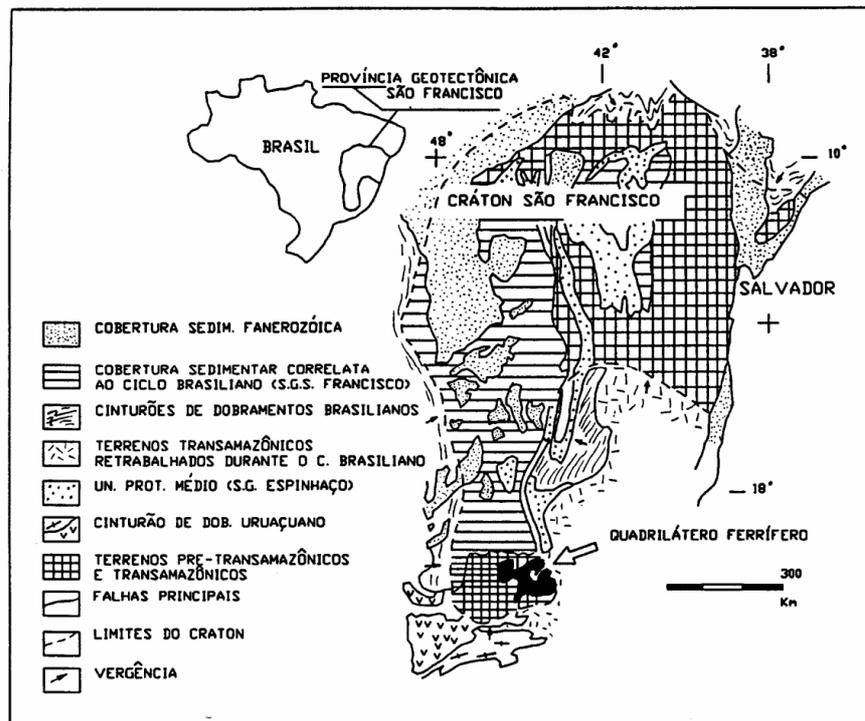


Figura 2.1 - Posição geotectônica do Quadrilátero Ferrífero no Cráton São Francisco (modificado de Almeida 1976). Segundo Dilácio (2004).

2.2 -LITOESTRATIGRAFIA

As unidades litoestratigráficas que compõem o Quadrilátero Ferrífero, são descritas em três grandes unidades (Tabela 2.1), que englobam: complexos metamórficos de rochas cristalinas, sequências vulcano-sedimentares do tipo "Greenstone Belt" de idade Arqueana (Supergrupo Rio das Velhas), coberturas sedimentares plataformais de idade Proterozóica Inferior (Supergrupo Minas e Grupo Itacolomi) e coberturas sedimentares Fanerozóicas, constituídas por bacias interiores terciárias de ocorrência restrita (Figura 2.2 e 2.3).

A Figura 2.4, apresenta uma Coluna litoestratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (mod. de Alkmim & Marshak 1998), que serve de importante mecanismo de compreensão da geologia local.

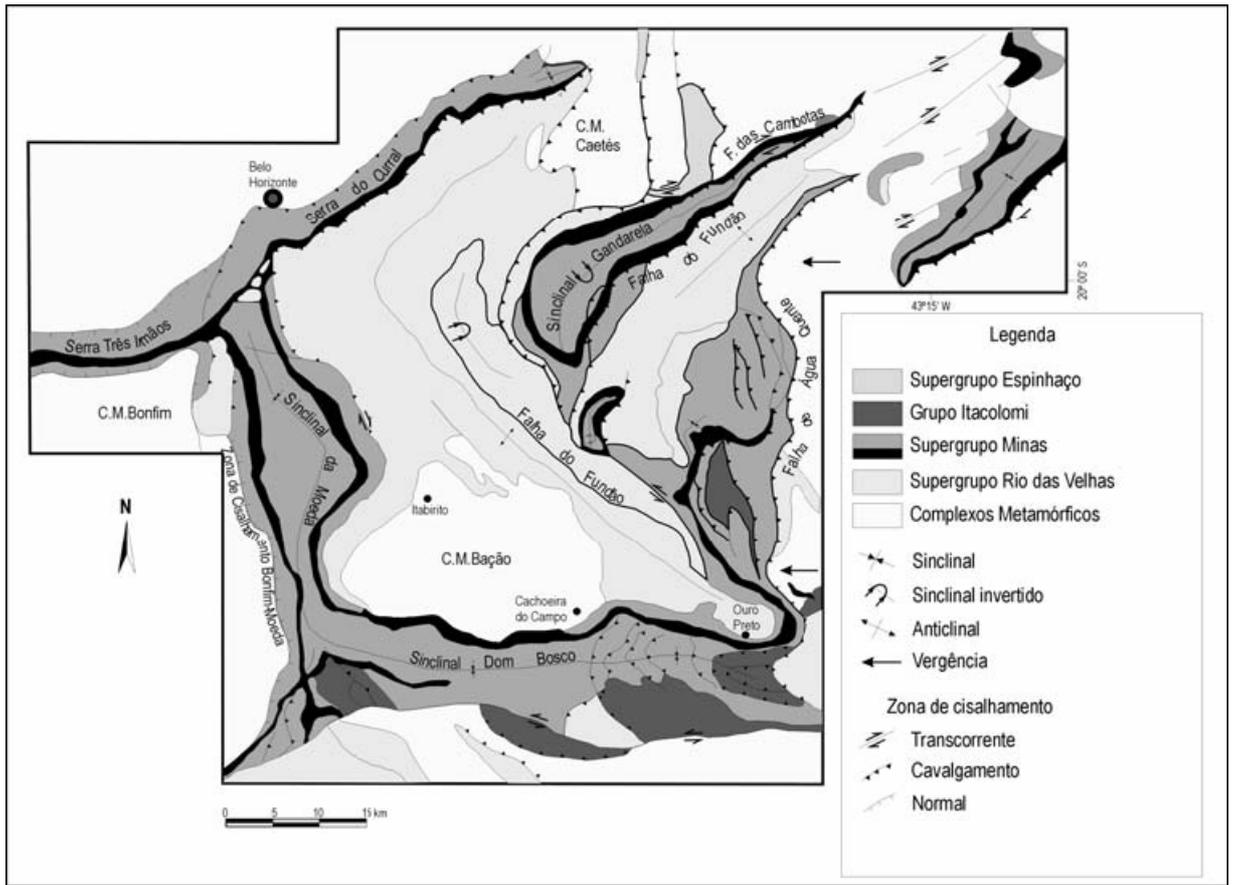


Figura 2.3 - Mapa geológico-estrutural do Quadrilátero Ferrífero (mod. de Dorr 1969 e Chemale et al. 1992).

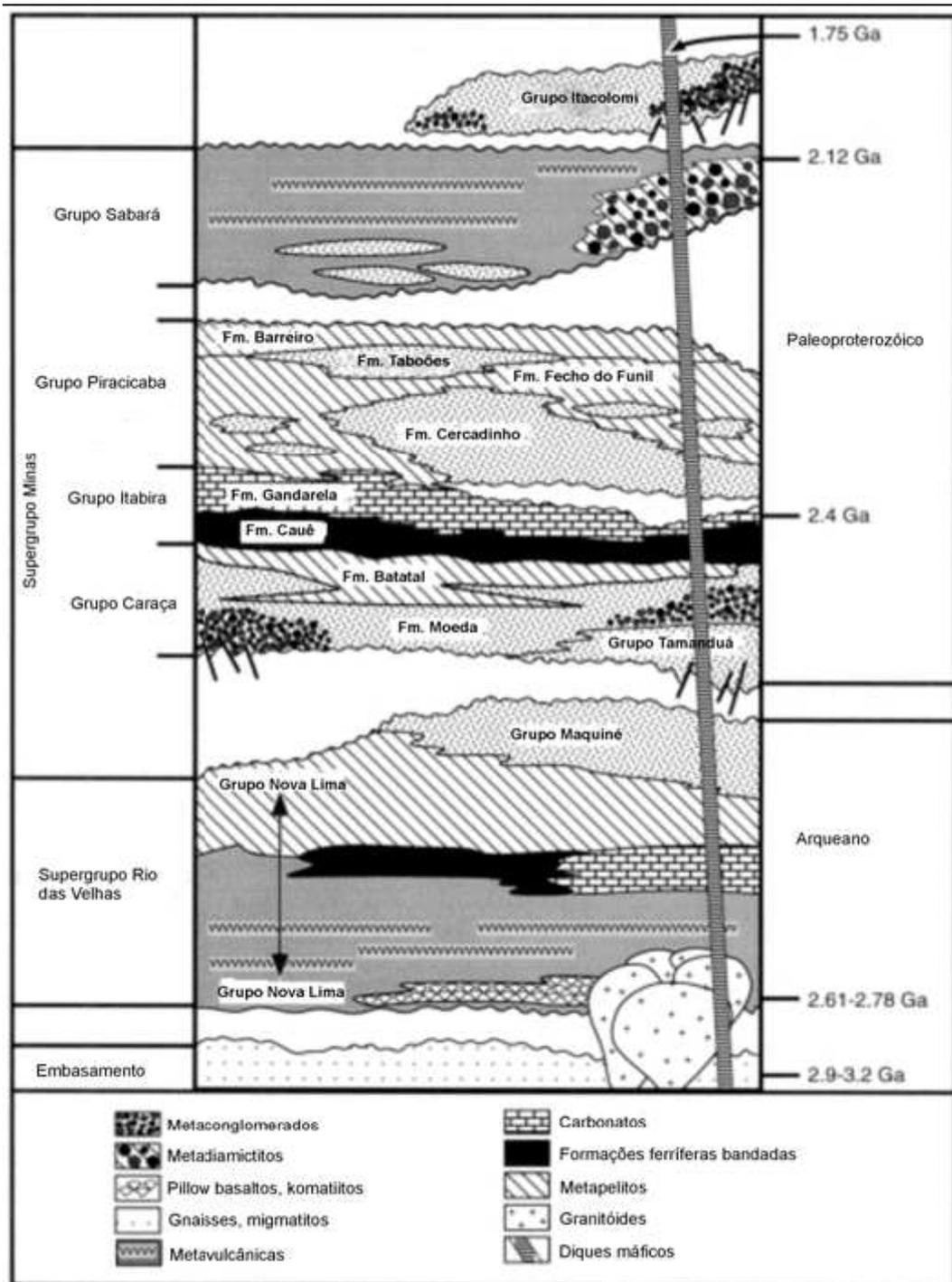


Figura 2.4 - Coluna litoestratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (mod. de Alkmim & Marshak 1998).

2.2 -LITOESTRATIGRAFIA

A descrição ou revisão bibliográfica dos aspectos geológicos presentes no Quadrilátero Ferrífero, foram obtidos da tese de mestrado de Dilácio, 2004.

COMPLEXO METAMÓRFICO

O Complexo Metamórfico do embasamento cristalino é representado por diversos corpos de rochas granito-gnaíssicas, que se localizam às margens e na porção central do Quadrilátero Ferrífero. Estes corpos correspondem aos Complexos do Bação e Moeda, a oeste; Complexo Congonhas, a sudoeste; Complexo Caeté, a nordeste; Complexo Belo Horizonte, a norte; complexo Santa Rita, a sudeste; e outros individualizados informalmente. Fisiograficamente apresentam baixos topográficos e relevos característicos do tipo “meia laranja” e de aspecto dômico.

SUPERGRUPO RIO DAS VELHAS

O Supergrupo Rio das Velhas é constituído de rochas metavulcânicas e metassedimentares sobrepostas discordantemente ao embasamento cristalino; compreende a unidade de maior expressão em área no Quadrilátero Ferrífero. DORR (1969) dividiu o Supergrupo Rio das Velhas em dois Grupos denominados Nova Lima (inferior) e Maquiné (superior). O Grupo Maquiné é dividido em duas formações: uma unidade basal que é a Formação Palmital (O’ Rourke, 1958 apud Dorr, 1969), composta por quartzitos sericíticos, filitos quartzosos e filitos; e uma unidade de topo, a Formação Casa Forte (Gair, 1962, apud Nalini, 1993), que é composta por quartzitos sericíticos, cloríticos a xistosos e filitos.

SUPERGRUPO MINAS

O Supergrupo Minas foi dividido por Dorr (1969), da base para o topo, nos Grupos Tamanduá, Caraça, Itabira e Piracicaba.

Grupo Tamanduá: o Grupo Tamanduá é composto por quartzitos, xistos argilosos e quartzosos, filitos, itabiritos e dolomitos (Simmons & Maxwell, 1961).

Grupo Caraça: o Grupo Caraça é composto essencialmente por metassedimentos clásticos, sendo subdividido em duas formações: - Formação Moeda (quartzitos sericíticos, finos a grossos com lentes de conglomerados e filitos arenosos) e - Formação Batatal (filitos sericíticos e filitos grafitosos), segundo Maxwell (1958).

Grupo Itabira: constitui-se na seqüência química do Supergrupo Minas (Harder & Chamberlyn, 1915; Dorr et al., 1957). Dorr (1969) dividiu o Grupo Itabira em duas formações:

- Formação Cauê, que é composta predominantemente por formações ferríferas bandadas do tipo lago superior, dolomitos, itabiritos anfibolíticos, hematitas e horizontes manganezíferos;
- Formação Gandarela composta por rochas carbonáticas, dentre elas, dolomitos, itabiritos dolomíticos e filitos dolomíticos.

Grupo Piracicaba: o Grupo Piracicaba encontra-se sobreposto, em discordância erosiva, aos sedimentos do Grupo Itabira. Dorr et al. (1957) dividiram este grupo em cinco formações:

- Formação Cercadinho (Pomerene, 1958a), composta de quartzitos ferruginosos, filitos ferruginosos, filitos, quartzitos e pequenas intercalações de dolomitos;
- Formação Fecho do Funil (Simmons, 1958), composta de filitos dolomíticos, filitos e dolomitos impuros;
- Formação Taboões (Pomerene, 1958b), formada por quartzitos finos e maciços e ortoquartzitos;
- Formação Barreiro (Pomerene, 1958c), formada por filitos e filitos grafitosos;
- Formação Sabará (Dorr, 1969), composta de filitos, clorita xistos, metagrauvascas, metacherts, metatufos, metaconglomerados e quartzitos. Trabalhos como o de Barbosa

(1968) e Ladeira (1980), propõem a separação desta do Grupo Piracicaba, elevando-a condição de grupo.

GRUPO SABARÁ

Barbosa (1968) propõe a separação da Formação Sabará do Grupo Piracicaba. Segundo Dorr (1969) este grupo ocorre na região de Ouro Preto, no Sinclinal Gandarela, no Sinclinal Dom Bosco e na região de Congonhas, sendo que a sua seção tipo ocorre no município de Sabará.

GRUPO ITACOLOMI

Chamado de Série Itacolomi por Guimarães (1931), é constituído por rochas quartzíticas, de granulometria grossa, quartzitos micáceos de grãos angulosos de quartzo com vários milímetros de diâmetro e filitos. Em menor quantidade tem-se quartzitos ferruginosos, quartzo-xistos e conglomerados monomíticos (grãos de quartzo de veio).

COBERTURAS SEDIMENTARES FANEROZÓICAS

As coberturas fanerozóicas de idade terciária ocorrem no Quadrilátero Ferrífero, sendo representadas pelas bacias do Gandarela e Fonseca (Gorceix, 1884, apud Nalini, 1993).

2.3 –MECANISMOS DE RUPTURA COMUNS NO QUADRILÁTERO

O maior bem mineral existente no Quadrilátero Ferrífero é, como o próprio nome diz, o minério de ferro encontrado na Formação Cauê do Grupo Itabira. Sotoposto à Formação Cauê temos a Formação Batatal, do Grupo Caraça, composta por filitos sericíticos e grafitosos. Estes filitos, em associação aos xistos do Grupo Nova Lima compõem a maior parte do “*footwall*” do minério de ferro extraído em todo o Quadrilátero Ferrífero (DILÁSCIO, 2004).

Os problemas de estabilidade em taludes, bem como a caracterização dos efeitos envolvidos no mecanismo de ruptura, são de grande importância para as atividades de mineração, uma vez que podem gerar uma série de problemas de ordem econômica e ambiental. Portanto, o seu estudo é de grande relevância no campo da Mecânica de Rocha.

Segundo Maia, (2003) uma questão que frequentemente tem surgido nas discussões a respeito da estabilidade de taludes rochosos e que Hoek & Bray (1981) enfatizam é qual altura e inclinação um talude escavado em rocha pode ter, para que sua integridade não seja comprometida. A questão tem sua origem na crescente necessidade das mineradoras do mundo por maiores volumes de minerais extraídos.

A análise da estabilidade de taludes rochosos, como também a conseqüente determinação do fator de segurança, depende da identificação do fenômeno instabilizante e da descrição quantitativa das características físicas e geométricas que governam o problema. (Maia, 2003)

As questões de estabilidade em taludes e cavidades rochosas são diretamente governadas pelas características das famílias de descontinuidades, as quais são analisadas pelo ramo da geotecnia conhecido como Engenharia de Taludes Rochosos.

Segundo Maia, (2003), a engenharia de taludes rochosos é dedicada às análises das discontinuidades presentes nestes taludes. Desta forma, a superfície de ruptura destes maciços tende a seguir as discontinuidades pré-existentes e, portanto, não ocorrem através da rocha intacta, a não ser que a rocha seja muito fraca.

Neste sentido, os estudos dos mecanismos de ruptura, incluem um conhecimento necessário sobre as discontinuidades, relativos ao seu plano de mergulho ou orientação, bem como sua persistência, espaçamento e resistência.

Na formação ferrífera, as rochas imediatamente abaixo dela se apresentam alteradas mesmo em grandes profundidades, constituindo maciços de baixa resistência. Taludes escavados neste tipo de material podem desenvolver uma série de mecanismos de ruptura, desde rupturas circulares a plano-circulares e até flambagem.

Adhikary et. al (2001) comentam que em taludes de rochas foliadas dois mecanismos de ruptura devem ser considerados: se a discontinuidade mergulha para dentro do maciço rochoso as camadas rochosas podem inclinar-se para dentro da escavação conduzindo ao tombamento flexural (como pode ser observado no desenho esquemático, Figura 2.5-a). No entanto, com a discontinuidade mergulhando no sentido da face do talude as camadas rochosas podem flambar devido ao seu peso próprio ocasionando a ruptura por flambagem (Figura 2.5-b). Forças externas, tais como, pressão de água ou a concentração de tensões no plano da coluna podem conduzir a ruptura por flambagem.



Figura 2.5 - Mecanismos não usuais de processos de instabilização de taludes em rochas xistosas (desenho esquemático). (a) Tombamento flexural e (b) Flambagem (Adhikary et al. 1996).

Segundo Dilásccio (2004), dependendo das condições geológico estruturais da geometria e da escala do talude, o mesmo pode ser considerado permanentemente estável, localmente instável (em escala de bancada), mas globalmente estável ou, então, instável tanto local quanto globalmente.

Os maciços rochosos são essencialmente heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos, e sua complexidade resulta na evolução geológica a que foram submetidos Oliveira et al (1998). É importante ressaltar que a escala da porção do maciço analisado, em relação ao tipo de obra a ser realizada vai definir a validade e a escala em que deve ser analisada, como ilustra a Figura 2.6.

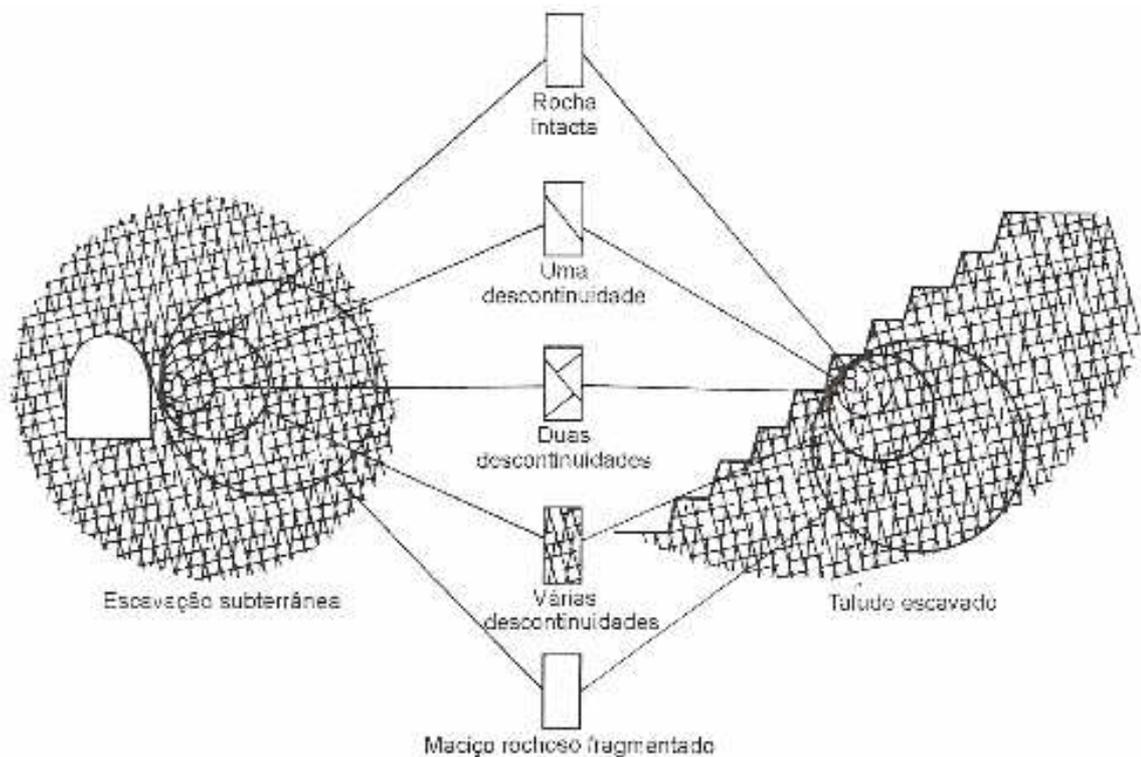


Figura 2.6 – Influência da escala na avaliação da homogeneidade, isotropia e continuidade dos maciços rochosos (Hoek, 1983).

Existem vários tipos de fenômenos de instabilização de taludes, que diferem entre si de acordo com o mecanismo de ruptura, geometria e geologia, de tal forma que se pode

separá-los em dois tipos básicos: aqueles que são estruturalmente controlados e os que não estão condicionados por nenhum tipo de estrutura geológica (Hoek & Bray, 1977).

Segundo Azevedo e Marques (2002), quando uma rocha perde a sua capacidade de desempenhar seu papel diante de determinada solicitação, diz-se que ela rompeu. O processo de ruptura, em função da diversidade de carregamento podendo ser classificado como:

Ruptura por flexão: onde está relacionada ao desenvolvimento e à propagação de tensões de tração em uma rocha submetidas aos esforços de flexão;

Ruptura por cisalhamento: associada à formação de superfície de ruptura em que as tensões atuantes excedem a resistência ao cisalhamento provocando o deslizamento do maciço e a ocorrência de uma superfície lisa com grande quantidade de partículas esmagadas pelo deslizamento;

Ruptura por tração: ocorre quando em taludes rochosos há uma superposição de camadas, em talude com pequenas fraturas não interligadas e naqueles em que há um alívio de tensões;

Ruptura por compressão: trata-se um processo complexo de ruptura podendo incluir a formação de microfissuras de tração. A propagação de coalescência das microfissuras originando uma superfície de deslizamento caracterizada por cisalhamento.

Segundo Goodman (1989), com determinação do mecanismo de ruptura, é possível avaliar a probabilidade de ruptura, o fator de segurança e realizar uma previsão do grau de risco aceitável. Quando há múltiplos planos de descontinuidades interceptando-se entre si em ângulos oblíquos, estudos de modelos cinemáticos podem ser úteis na antecipação da mais provável superfície de ruptura.

Sendo assim, as falhas que envolvem movimentos de blocos de rocha nas descontinuidades combinam uma ou mais possibilidades dos três mecanismos básicos de ruptura: planar, por cunha e tombamento, como é apresentado na Figura 2.7.

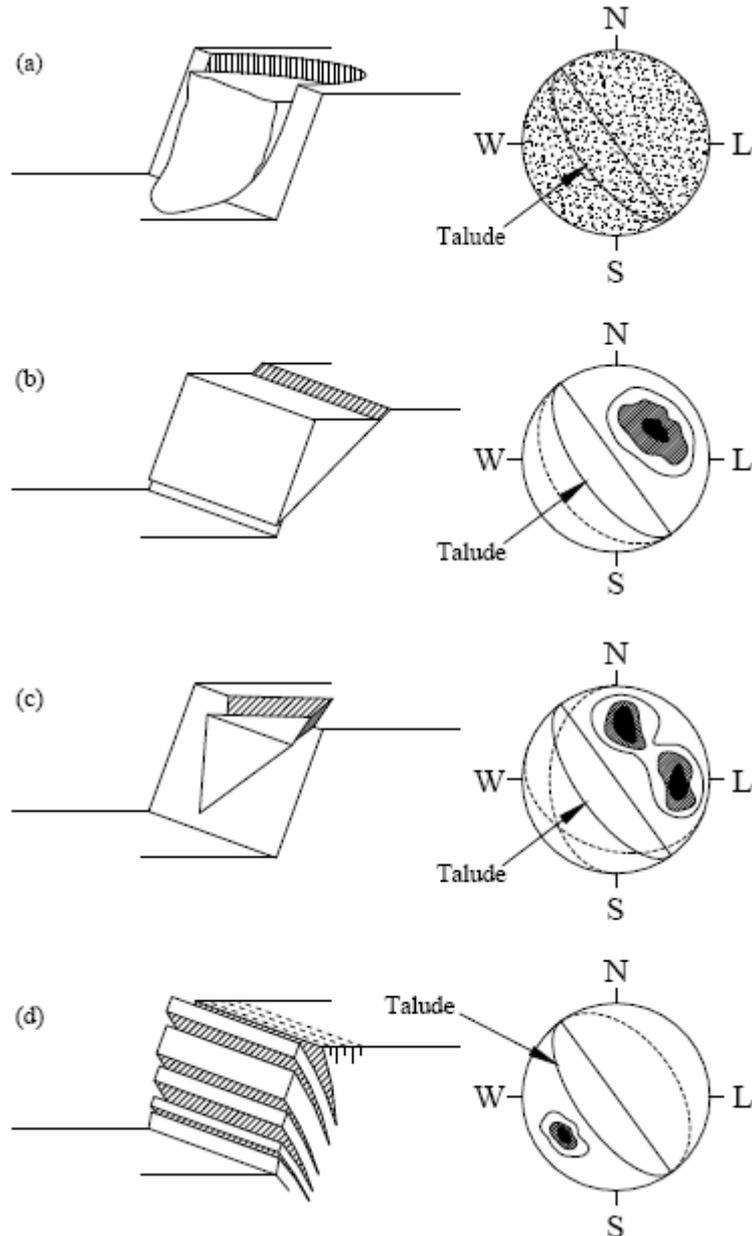


Figura 2.7 – Mecanismos de ruptura: a) circular; b) planar; c) cunha; d) tombamento.
(modificado – Hoek & Bray, 1981).

Nas concepções de Hoek & Bray (1981) dadas na Figura 2.7, a ruptura de um talude em rocha pode ocorrer de muitas formas. Na maioria dos casos, é possivelmente dominada

pela presença de descontinuidades preexistentes. Podendo apresentar-se segundo Hoek & Bray (1981), como:

Ruptura Circular: ocorre em maciços rochosos extremamente fraturados, em solos ou em maciços muito alterados, segundo uma superfície em forma de concha.

Ruptura Planar: ocorre quando a descontinuidade tem a direção aproximadamente paralela à face do talude e mergulho menor que a face do talude permitindo o material acima da descontinuidade deslizar. A ruptura planar, por sua vez, ocorre nas seguintes condições:

Direção do plano de deslizamento deve ser praticamente paralela à direção da face do talude com uma diferença máxima de 20°;

As descontinuidades devem ter inclinação menor que a inclinação da face do talude (Figura 2.8-a), na direção de deslizamento (se a inclinação for maior, as mesmas não aflorarão e a ruptura não ocorrerá);

Existência de superfícies laterais de alívio perpendiculares à face do talude é necessária, para que formem junto com a descontinuidade principal, um bloco distinto, permitindo assim seu livre escorregamento ou deslizamento, ver Figura 2.8-b.

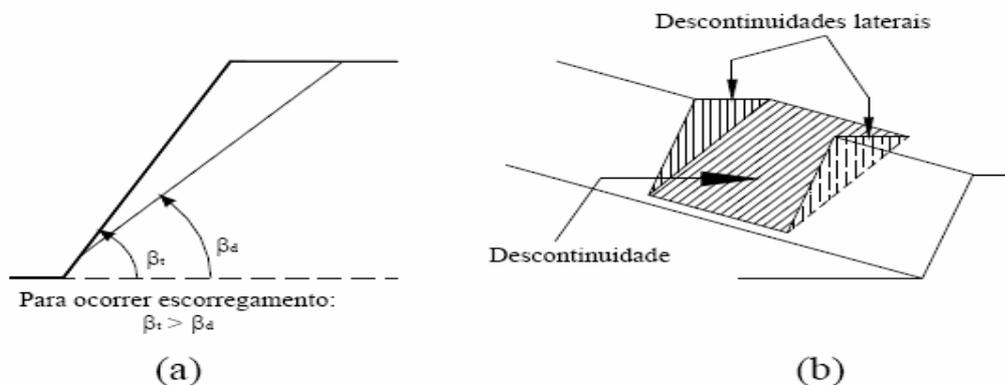


Figura 2.8 – Ruptura planar onde (a) representa a relação de mergulhos e (b) a condição 3D.

Ruptura em Cunha: é gerada a partir de duas descontinuidades distintas, cuja dimensão propicia o rompimento de parte do talude. As condições e orientações das diferentes famílias de descontinuidades determinam o evento:

Direção da linha de interseção próxima à direção da reta de maior declive do talude.

Inclinação da linha de interseção menor que a inclinação da face nessa direção.

A resistência ao cisalhamento das descontinuidades é tal que a estabilidade não pode ser assegurada.

Ruptura por Flambagem: é um tipo de ruptura que ocorre quando a descontinuidade mergulha no sentido da face do talude, além disso, as camadas rochosas podem flambar sob o seu peso próprio. Segundo Sjoberg (1999), a ruptura por flambagem pode se desenvolver caso as tensões axiais na placa rochosa sejam altas e a coluna muito fina em relação ao seu comprimento. Uma formulação analítica para análise por flambagem pode se feita através da equação de Euler, a qual permite determinar a tensão axial (σ_b) necessária para a flambagem de uma placa:

$$\sigma_h = \frac{P_{cr}}{A_c} = \frac{\pi^2 EI}{A_c l^2} = \frac{\pi^2 E}{12(l/t)^2} \quad (2.1)$$

Onde: P_{cr} – carregamento crítico (força peso);

E – módulo de elasticidade da rocha entre placas;

l – comprimento da coluna rochosa;

t – espessura da coluna;

A_c – área submetida ao carregamento ($A_c = w.t$);

w – largura da coluna;

l/t – razão de esbeltez;

I – momento de inércia ($I = w.t^3/12$).

Ruptura por tombamento: é um tipo de ruptura em taludes envolvendo rotação de colunas, agindo uma sobre as outras. Em maciços rochosos essas colunas são formadas

por planos de acamamento regulares, clivagem ou descontinuidades, paralelas à crista do talude e mergulhando para dentro do maciço rochoso.

Mecanismos de tombamento também podem ocorrer em rochas macias e solos com fendas de tração verticais. O tombamento em taludes usualmente não produz velocidades altas como alguns deslizamentos em rochas, mas se não for controlado, rupturas progressivas podem abranger um grande volume de rocha com fendas de tração profundas e considerável queda da rocha. O material rompido desce e acumula como depósito de tálus, aparentemente encobrindo o tipo de ruptura.

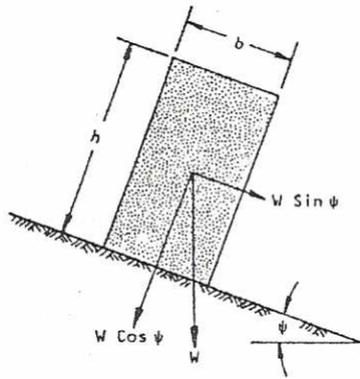
2.3.1 –TOMBAMENTOS:

Tombamentos são movimentos devidos a forças que causam momento, originando rotação de colunas ou de blocos de rocha sobre uma base fixa. Em um maciço rochoso fraturado, a força resultante que determina o tombamento deve-se ao peso do bloco, à pressão de água nas juntas e ao atrito. (Azevedo e Marques, 2002).

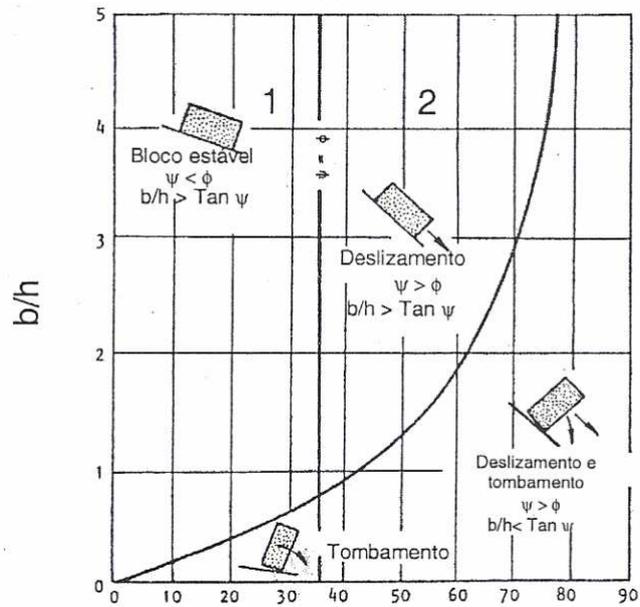
Segundo Azevedo e Marques (2002), para Hoek & Bray (1981) quando um bloco de rocha atuando sobre um plano inclinado (ângulo ψ) com suas dimensões definidas basicamente pela altura e largura da base. E ainda, admitindo que a força resistente ao movimento do bloco ocorra somente em função do atrito, sendo então a coesão tida como nula. E o vetor representando o peso próprio do bloco situar-se na base do bloco, ocorre o deslizamento do mesmo. E se caso a inclinação do plano, for maior do que o ângulo de atrito atuante e a relação entre a altura e a base do bloco for maior que $\tan \psi$, neste caso o vetor atuante sairá da base do bloco e então irá girar o mesmo em torno do seu contato com a superfície inferior e assim irá tombar. (Ver Figura 2.9)

As condições para o deslizamento e, ou tombamento para esse único bloco pode ser ilustrado na Figura 2.9-b. Sendo então, as quatro regiões apresentadas nesse diagrama são definidas como sendo:

- Região 1: $\psi < \phi$ e $b/h > \text{tg } \psi$: bloco estável (não desliza e não tomba);
- Região 2: $\psi > \phi$ e $b/h > \text{tg } \psi$: bloco desliza, mas não tomba;
- Região 3: $\psi < \phi$ e $b/h < \text{tg } \psi$: bloco tomba, mas não desliza;
- Região 4: $\psi > \phi$ e $b/h < \text{tg } \psi$: bloco desliza e tomba simultaneamente.



(a)



(b)

Figura 2.9 – Bloco sobre plano inclinado – aspectos geométricos (a); e condições de deslizamento ou tombamento de um bloco em um plano inclinado (b).

TOMBAMENTO POR FLEXÃO ou FLEXURAL:

Trata-se de um tipo de tombamento, relacionado a colunas contínuas de rocha, separadas por descontinuidades, com mergulho elevado e bem caracterizados, que rompem por flexão, à medida que se dobram para frente, como ilustra a Figura 2.10-a. Nota-se, nesta mesma figura, que a porção inferior do talude é recoberta com pequenos blocos desorganizados, provocando uma certa dificuldade em definir o mecanismo causador da ruptura no pé do talude. A Figura 2.10-b apresenta a movimentação entre as colunas que representa o deslizamento entre as colunas, considerado, muitas vezes, como condição para a ocorrência de tombamento flexural.

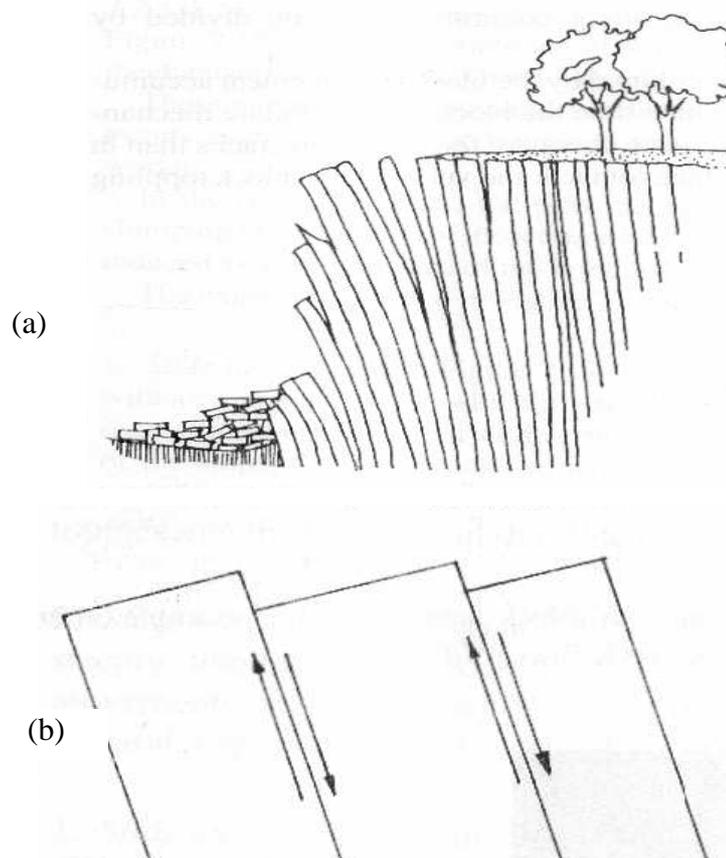


Figura 2.10 - Mecanismo de tombamento flexural (a) e detalhe do movimento cisalhante entre as Lâminas (b) (Hoek & Bray, 1977).

TOMBAMENTO DE BLOCOS:

O tombamento de blocos ocorre quando as colunas de rocha são divididas por juntas ortogonais amplamente espaçadas, individualizando blocos (Figura 2.11). As colunas de pequena altura formadas no pé do talude são empurradas pela ação da força exercida pelas colunas superiores e deslizam, permitindo o tombamento das colunas situadas imediatamente acima, de maior altura (Hoek & Bray, 1977).

A base do maciço será constituída por blocos de rocha cuja relação entre altura e largura, permitem ao bloco apenas deslizar.

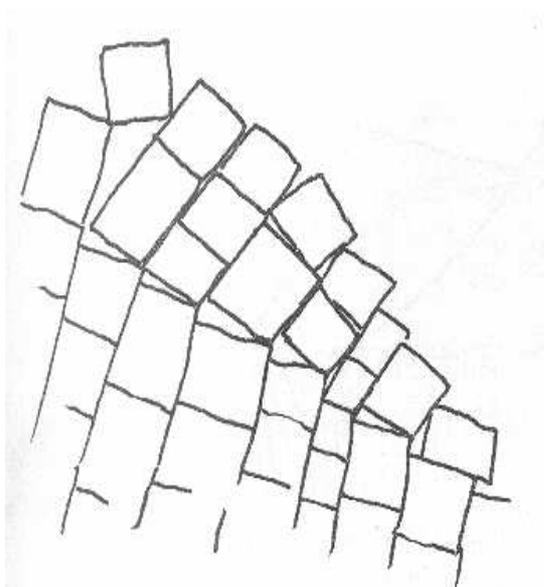


Figura 2.11 - Mecanismo de tombamento de blocos (Hoek & Bray, 1977).

TOMBAMENTO DE BLOCOS-FLEXURAL:

É caracterizado por flexão pseudo-contínua de longas colunas em função de movimentos acumulados ao longo de numerosas discontinuidades cruzadas. O movimento de deslizamento ocorre ao longo de várias superfícies de discontinuidades no pé do talude, enquanto deslizamento e tombamento ocorrem de forma associada no resto do maciço.

TOMBAMENTO SECUNDÁRIO:

Pode ser provocado por outro fenômeno independente, em casos onde o tombamento dificilmente ocorreria. A Figura 2.12 ilustra vários exemplos de tombamento secundário, como na Figura (2.12-a) que representa um deslizamento na parte superior do talude, provocando o tombamento no pé do talude onde as camadas de rochas duras mergulhando para dentro do talude estão recebendo cargas originadas pela instabilidade na parte superior do talude. A Figura (2.12-b) mostra tombamentos na base do talude, onde as camadas mergulham verticalmente, induzidos pelo arraste provocado pelo deslizamento das camadas instáveis superiores. A Figura 2.12-c, exemplifica o deslizamento de camadas inferiores provocando o tombamento das camadas superiores. Na Figura 2.12-d tem-se o tombamento e colapso das colunas de rochas sobrepostas provocado pelo intemperismo do material inferior e em 2.12-e tem-se tombamento devido à presença de fendas de tração em material coesivo.

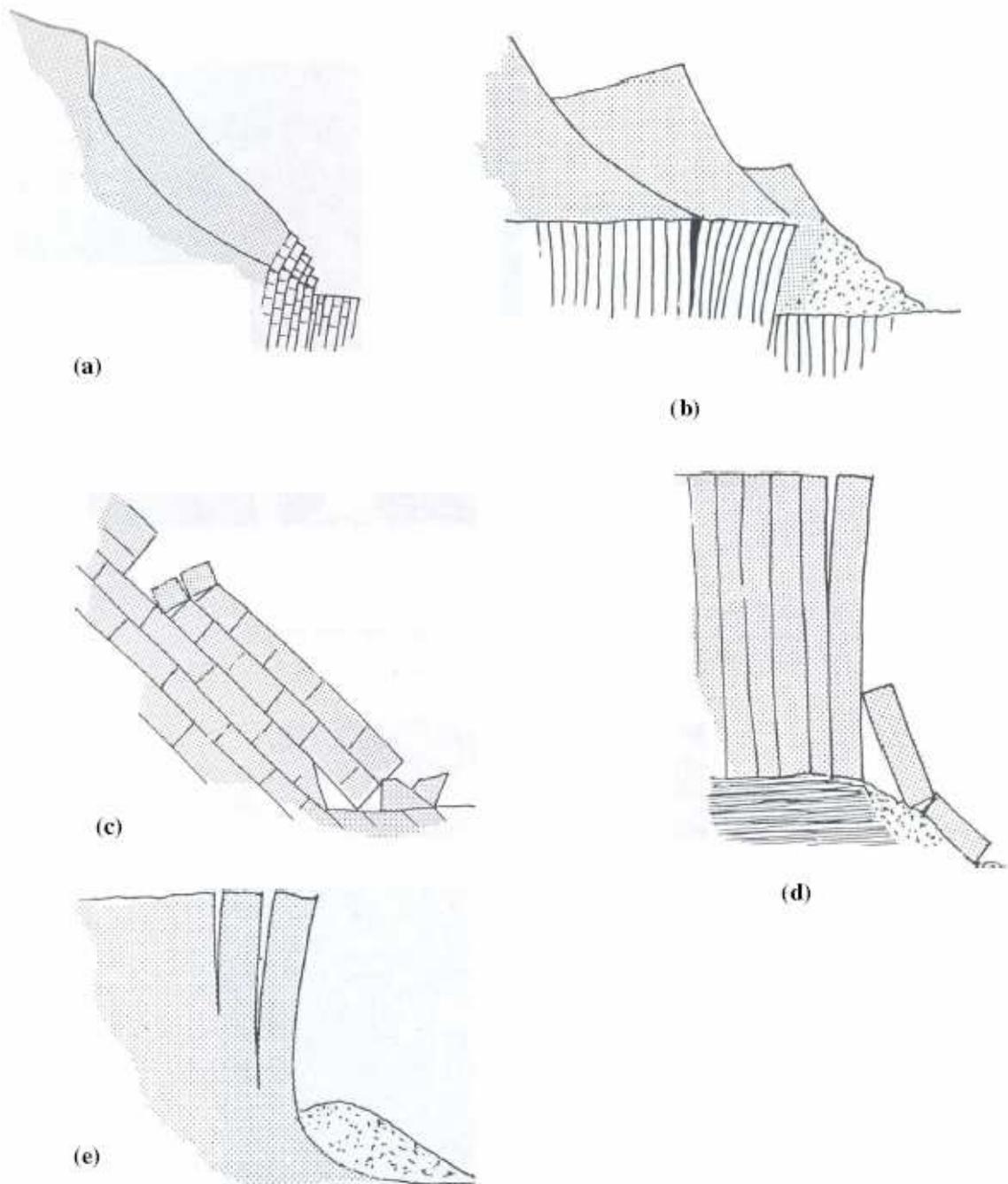


Figura 2.12 – Tipos de Tombamento Secundário (Hoek & Bray, 1977).

2.4–CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS FILITOS SERICÍTICOS:

A consolidação de parâmetros de resistências condizentes com a realidade no Quadrilátero Ferrífero é fonte de grande preocupação das mineradoras atuantes nesta região. Uma vez que, estes parâmetros não sendo bem caracterizados e definidos podem levar a análises e conclusões irreais do ponto de vista de estabilidade e por consequência intervenções equivocadas.

Neste sentido, serão utilizados no presente trabalho, em especial para o Filito Sericítico, dados referente aos resultados de ensaios realizadas pela MBR (atualmente Vale) a qual buscou estabelecer uma consolidação dos valores dos parâmetros de resistência das rochas ocorrentes em suas minas. Nesta oportunidade é relevante salientar, que um levantamento de dados desta natureza pode revelar tendências que sejam úteis na seleção de parâmetros reais para as análises de estabilidade.

Os dados considerados no levantamento realizado pela MBR levaram em consideração na grande maioria das vezes, e em particular para o caso específico do Filito Sericítico os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, nas quais seus aspectos gerais serão apresentados na seqüência.

2.4.1 - CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB:

Este postulado fora proposto em 1776, sugerindo que a resistência ao cisalhamento de solos e rochas é composta de duas parcelas, uma atribuída à coesão e outra ao atrito do material, sendo que esta última dependente da tensão normal atuante no plano em análise.

Segundo Assis (2001), o critério de Mohr-Coulomb é normalmente aplicado para solos e alguns tipos de rocha intacta e para discontinuidades planas e lisas, ou aquelas com preenchimento. Para a obtenção da resistência ao cisalhamento, um número de amostras é colhidas de um mesmo maciço e submetidas cada uma delas a uma tensão normal (σ). Em seguida, é aplicada uma tensão cisalhante (τ) e medido o deslocamento (u), como mostra a Figura 2.13-a. Plotando-se então, os valores de τ para os respectivos deslocamentos u , obtém-se um gráfico apresentado na figura 2.13-b.

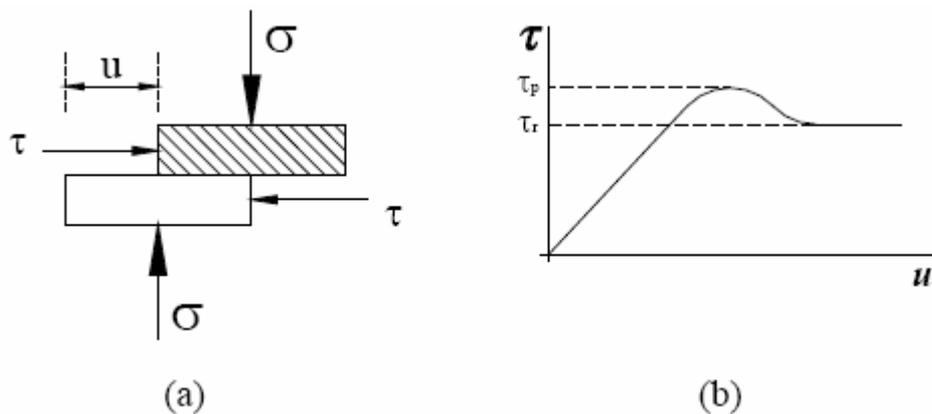


Figura 2.13 – movimentação da placas de material (a) submetidos a tensão normal e gráfico $\tau \times u$, indicando as tensões na ruptura (b)

Em pequenos deslocamentos, a amostra apresenta um comportamento de modo elástico e a curva tensão cisalhante ou deslocamento cisalhante é linear. À medida que as forças resistentes ao movimento são superadas pela tensão cisalhante, a curva torna-se não linear e alcançando um ponto máximo chamado τ_{pico} . Após esta fase o tensão cisalhante necessária para causar os deslocamentos decresce rapidamente até um valor constante, identificado como sendo a tensão cisalhante residual, τ_r .

A equação que expressa o valor da resistência ao cisalhamento é identificada como Lei de Coulomb dada por:

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

Sendo:

τ = tensão cisalhante;

c = coesão;

σ = tensão normal;

ϕ = ângulo de atrito do material.

Segundo Azevedo e Marques (2002), a interpretação física para a equação mencionada acima diz que: a ruptura, por cisalhamento do material, ocorre quando a tensão atuante aplicada, subtraída do ângulo de atrito multiplicada pela tensão normal no plano de ruptura, torna-se igual à constante de material, c .

O critério de Mohr-Coulomb pode também ser utilizado na representação da resistência residual, a qual corresponde a resistência experimentada pelo material após o pico devido à tensão de ruptura. A coesão pode aproximar-se de zero, enquanto o ângulo de atrito residual (Figura 2.13) poderá variar entre zero e o ângulo de atrito de pico (Fiori e Carmignani, 2001)

Segundo Maia (2003), plotando-se os valores de τ_{pico} ou τ_{residual} em relação a diversos valores de tensão normal, esta lei pode ser identificada graficamente como mostra a Figura 2.14, onde a inclinação da reta representa o ângulo de atrito e a interseção com o eixo τ é a coesão do material cimentante existente na descontinuidade, ou seu grau de embriçamento.

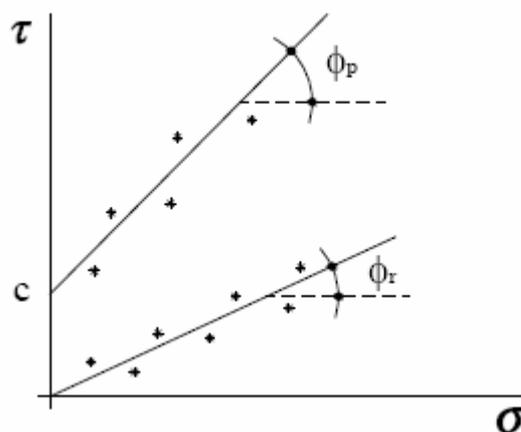


Figura 2.14 – Envoltória de Ruptura de Pico e Residual.

Se o critério de Mohr-Coulomb for expresso em termos de tensões principais, σ_1 e σ_3 , considera-se um plano cuja normal esteja inclinado de um ângulo β com a tensão principal maior σ_1 , como é apresentado na Figura 2.15. O ângulo β para que haja ruptura é dado por:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (2.3)$$

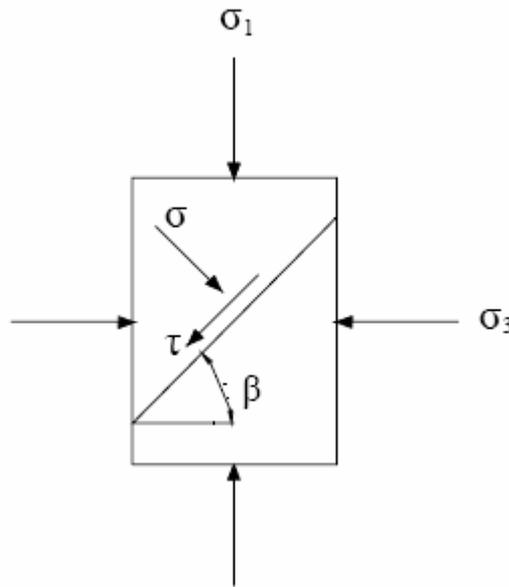


Figura 2.15- Tensões atuantes em um plano qualquer, em uma amostra de rocha.

Dadas as relações atuantes apenas em termos de tensões principais σ_1 e σ_3 , o critério pode ser escrito e representado na ruptura como sendo:

$$\sigma_1 = \frac{2.c.\cos\phi}{1-\sin\phi} + \sigma_3 \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \right) \quad (2.4)$$

Identificando a equação 2.4 como uma equação de uma reta inclinada de um ângulo ψ , pode-se escrever em função do ângulo de atrito dado por:

$$\tan\psi = \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \right) \quad (2.5)$$

E, para $\sigma_3 = 0$, a resistência à compressão uniaxial da rocha dada por:

$$\sigma_c = \frac{2.c.\cos\phi}{1-\sin\phi} \quad (2.6)$$

De posse destas correlações, em função de ensaios triaxiais adequadamente conduzidos, torna-se possível determinar os parâmetros possíveis, e necessários para a definição do critério de Mohr-Coulomb.

Segundo Azevedo e Marques (2002), o critério apresenta desvantagens que devem ser considerados, sendo eles:

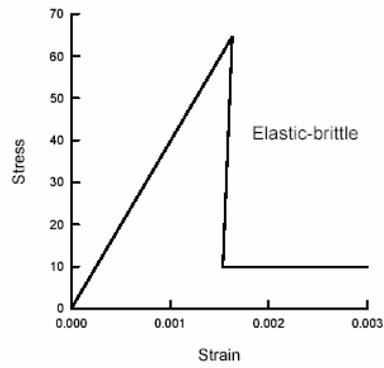
- Implica ruptura por cisalhamento;
- A ruptura por cisalhamento implica em uma única direção (na realidade, este plano varia com a tensão de confinamento);
- A envoltória de ruptura é extrapolada na região de tração, já que não é razoável fisicamente admitir resistência à fricção (ângulo de atrito interno), sob um estado de tensão normal de tração;
- O valor da tensão principal intermediária, σ_2 , não influencia a resistência.

2.4.2 - PROPRIEDADES MECÂNICAS PARA O FILITO SERÍCITICO:

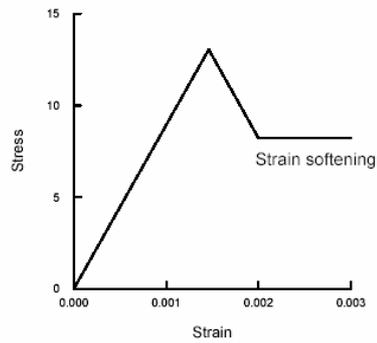
Para a análise utilizando o software Phase2, foram considerados modelos constitutivos elastoplásticos de Mohr-Coulomb (Goodman, 1989), não associados e não ideais (com amolecimento instantâneo na plastificação), PANDE et al. (1990). Cujos parâmetros requeridos para análise são:

- coesão de pico (c_p) e residual (c_r);
- ângulos de atrito de pico (ϕ_p) e residual (ϕ_r) e
- resistência à tração (σ_t).

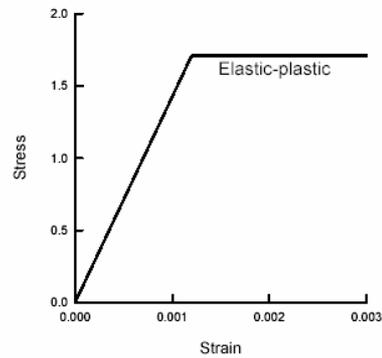
Vale destacar, nesta oportunidade, que as indicações previamente existentes na literatura e/ou relatórios internos se limitam aos parâmetros de resistência de pico. Com relação a parâmetros residuais para maciços rochosos, só se dispõe das sugestões qualitativas fornecidas por Hoek & Brown (1997). Onde sugerem, basicamente, que para maciços com valores de GSI (Geological Strength Index) ≥ 75 o comportamento seja do tipo elasto-frágil perfeito, para $75 < \text{GSI} \leq 30$ o mesmo seja elasto-plástico com amolecimento e que para $\text{GSI} < 30$ seja elasto-plástico perfeito, ver Figura 2.16.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.16 – Comportamento pós-pico típico em função do GSI do maciço rochoso (Hoek & Brown, 1997): (a) $GSI \geq 75$, elasto-frágil perfeito; (b) $75 < GSI \leq 30$, elasto-plástico com amolecimento e (c) $GSI < 30$, elasto-plástico perfeito.

Na falta de outra indicação, a resistência à tração (σ_t) foi estimada em 1/10 da resistência à compressão uniaxial (σ_c), Goodman (1989). Para o critério de resistência de Mohr-Coulomb tem-se, então (Goodman, op. cit.):

$$\sigma_t = 0.1 \frac{2c_p \cos \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \quad (2.7)$$

Segundo SBC (2004), é importante salientar que o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb implementado no Phase2 é sempre do tipo perfeito, seja ele elasto-frágil ou elasto-plástico. Assim sendo, casos intermediários de comportamento pós-pico, como (b) na Figura 2.16, não podem ser representados de uma maneira inteiramente adequada. Aqui se adotou o seguinte critério: comportamentos como (a) é representado por uma perda completa da coesão pós-pico, ou seja, pela sua anulação; (b) pela sua preservação integral e (c) por um meio termo entre os precedentes. Em todos os casos, o ângulo de atrito residual é mantido com seu valor de pico.

Em relação a deformabilidade, têm-se os parâmetros elásticos E (módulo elástico ou de Young) e ν (coeficiente de Poisson) e o parâmetro de fluxo plástico denominado ângulo de dilatância. Em relação aos parâmetros elásticos, além de indicações advindas da literatura e de relatórios internos, utilizou-se as referências adotadas por Aquino e Figueiredo (2005) em análise realizada no software RocLab, que incorpora a metodologia de estimação proposta por Hoek et al. (2002).

Já no que tange a dilatância, a indicação da magnitude de seus valores para maciços rochosos é rara na literatura. Aqui também, as únicas sugestões bem conhecidas são meramente qualitativas e devem-se, como no caso dos parâmetros pós-pico, a Hoek & Brown (1997). Assim, a condição de dilatância é estimada como sendo a subtração do ângulo de atrito do material e a sua condição residual.

Com o objetivo de se simular o comportamento do maciço apenas no que tange as forças gravitacionais, onde o carregamento adotado levou em consideração o campo de tensões iniciais, bem como o peso próprio das lâminas. O campo de tensões in situ adotado teve as tensões verticais (σ_v) e horizontais (σ_H) como sendo suas componentes principais. Ambas variando em profundidade (z), segundo a hipótese litostática usualmente admitida:

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z \quad (2.8)$$

e

$$\sigma_H = K \cdot \sigma_v \quad (2.9)$$

onde:

k é uma constante;

γ é o peso específico médio de $0,027 \text{ MN/m}^3$ (Goodman, 1989).

Sendo o valor atribuído a K de 0.55 para o Coeficiente de Poisson adotado ($\nu = 0.35$) através da equação:

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.10)$$

Tabela 2.2 – Parâmetros de resistência de alguns materiais encontrados no Quadrilátero Ferrífero, SBC (2004).

Litologia	c - pico (MPa)	c - resid. (MPa)	ϕ - pico (graus)	ϕ - resid. (graus)	γ (MN/m^3)	E (MPa)	ν	ψ (graus)	σ_t (MPa)
Qt	0.320	0.160	39.0	31.0	0.024	3082.9	0.25	5	0.019
Fs	0.393	0	32.2	21.0	0.023	1827.6	0.35	0	0.140
Fd - 1	0.152	0.050	21.5	21.5	0.019	769.0	0.25	0	0.045
Fd - 2	0.133	0.133	21.0	18.0	0.019	459.6	0.25	0	0.039
AIF	0.075	0.025	33.0	33.0	0.022	2300.0	0.25	4	0.027
SIB	0.035	0.012	35.6	35.6	0.025	17800.0	0.25	4	0.014
HO	0.300	0	43.0	43.0	0.045	65000.0	0.25	10	0.138
SO	0.069	0	36.8	36.8	0.037	50000.0	0.25	6	0.028
MO	0.232	0	42.0	42.0	0.040	55000.0	0.25	9	0.104
MIB	0.062	0.206	36.9	36.9	0.027	20000.0	0.25	6	0.025
HIB	0.405	0	43.0	43.0	0.036	22200.0	0.25	10	0.186
CIF	0.107	0	55.0	55.0	0.037	23700.0	0.25	12	0.068
Aterro	0.020	0.020	28.0	28.0	0.018	100.0	0.35	0	0

Segundo SBC (2004), os referidos parâmetros de resistência encontrados para os Filitos Sericíticos, são encontrados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Parâmetros de resistência para o Filito Sericítico, SBC (2004).

Litologia	c - pico (MPa)	c - resid. (MPa)	ϕ - pico (graus)	ϕ - resid. (graus)	γ (MN/m^3)	E (MPa)	ν	ψ (graus)	σ_t (MPa)
Fs	0.393	0	32.2	21.0	0.023	1827.6	0.35	0	0.140

2.4.4 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS INTERFACES ROCHOSAS

No caso das interfaces, o Phase2 utiliza um modelo elasto-plástico perfeito de Mohr-Coulomb (Pande et al., 1990). As propriedades de resistência requeridas são coesão de pico, c_j (residual coincidente), ângulo de atrito de pico, ϕ_j (residual também coincidente), e a resistência à tração (σ_{tj}). c_j e ϕ_j para as lâminas delineadas pelo tombamento (Aquino e Figueiredo, 2005).

Segundo (Barton & Choubey, 1977; Bandis et al., 1983; Goodman, 1989) os parâmetros de deformabilidade das juntas / interfaces, nas quais relacionam as tensões e os deslocamentos nas direções normal (k_n) e tangencial (k_s), necessários para análise são:

- rigidez normal da junta, k_n ;
- rigidez cisalhante da junta, k_s .

Devido à grande variabilidade dos valores de k_n e k_s , tanto com o nível de tensões normais quanto com a escala (dimensão) da junta (Barton & Choubey, 1977; Bandis et al., 1983), pode-se inicialmente buscar a sua ordem de grandeza através das referências na literatura, como ilustra a Figura 2.17. Bandis et al. (1983) sugerem que a razão k_n / k_s varie acentuadamente com σ_n , como mostra a Figura 2.18.

Desta maneira, pode-se, portanto, adotar os valores sugeridos por Bandis et al. (op. cit.) para razão k_n / k_s , partindo-se então de um valor conhecido de k_s , para desta forma ser calculado o valor de k_n num dado nível de tensão normal.

Assim, segundo os valores indicativos, Bandis et al. (1983) sugere que:

- para $\sigma_n \leq 0.01$ MPa $\Rightarrow k_n = 100k_s$;
- para $\sigma_n \geq 0.01$ MPa $\Rightarrow k_n = 10k_s$.

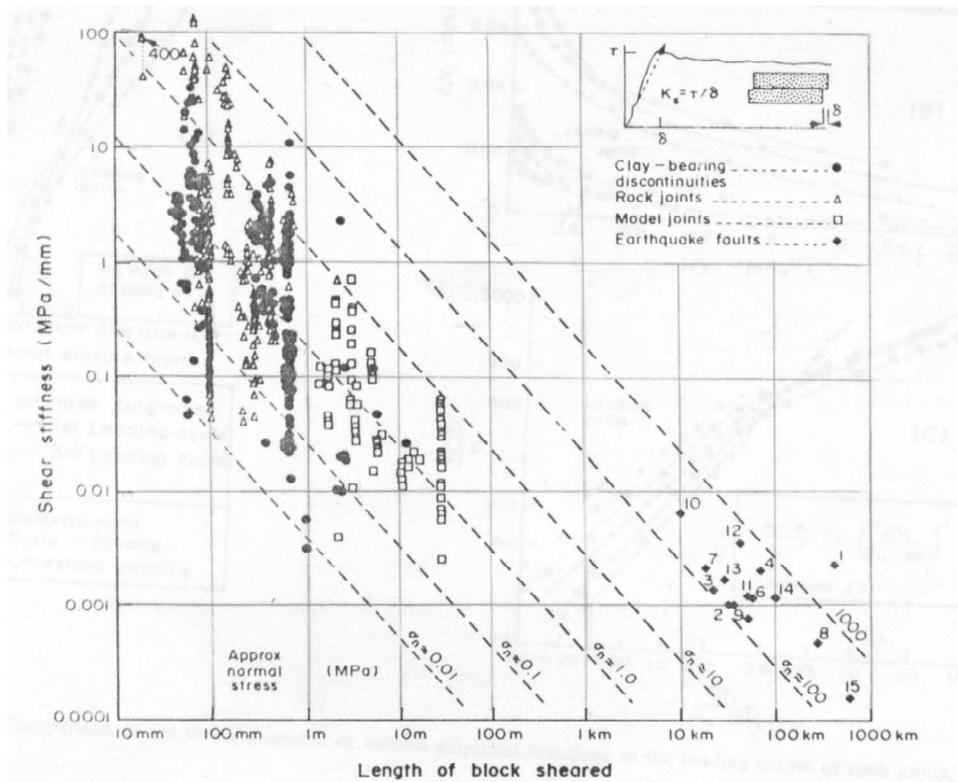


Figura 2.17 – Variação de valores medidos de k_s com a escala e o nível das tensões normais (Bandis et al., 1983).

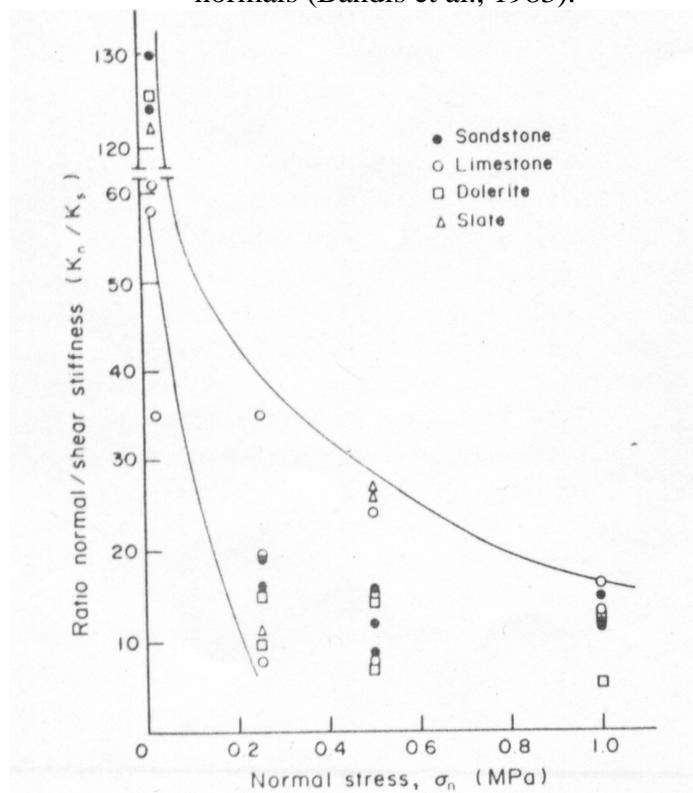


Figura 2.18 – Razão k_n / k_s em função de σ_n (Bandis et al., 1983).

Aquino e Figueiredo (2005) em função dos valores obtidos nas retro-análises computacionais realizadas para a análise da ruptura por tombamento em filitos sericíticos na Mina do Pico pertencente à Vale. E ainda, através de uma comparação com sugestões simplificadas na literatura (Barton & Choubey, 1977; Bandis et al., 1983), além de cálculos por expressões empíricas (Barton & Choubey (1977) propuseram, que: próximo à superfície, onde se tem baixo nível de tensões normais, geralmente inferiores a 0,01MPa, obtendo-se $k_n = 40\text{MPa/m}$ e $k_s = 0.4\text{MPa/m}$. Já para profundidades superiores a 40 m as tensões normais se situam na faixa de 0.1 a 3 MPa, e obteve-se assim: $k_n = 40\text{MPa/m}$ e $k_s = 4\text{MPa/m}$).

CAPÍTULO 3

TOMBAMENTO FLEXURAL – MÉTODOS DE ANÁLISE

3.1 – ASPECTOS GERAIS

Os métodos de análise para os estudos de problemas de estabilidade de taludes procuram simular de maneira mais próxima possível das condições de campo, os mecanismos de ruptura, objetivando uma melhor compreensão dos processos causadores dos mesmos.

Para tanto, podemos definir em três os principais recursos que são utilizados para descrever os mecanismos de ruptura. Sendo eles:

- modelos físicos (modelos em escala reduzida submetidos à ação da gravidade e outras forças externas);
- modelos analíticos (método de equilíbrio-limite) e
- modelos numéricos (métodos como os de elementos de contorno (BEM), de elementos finitos (FEM), de diferenças finitas (FDM), implementado computacionalmente em códigos comerciais como o FLAC e o de blocos discretos (DEM), implementado no UDEC.

Além dos aspectos associados aos recursos utilizados para caracterizar e compreender o mecanismo de ruptura, através dos diversos modelos, Goodman e Bray (1976)

desenvolveram uma técnica associada às condições cinemáticas das lâminas de rocha, que servem de base, para início de análise do mecanismo de tombamento, uma vez que leva em consideração as movimentações dos blocos. Este método é baseado no princípio de que a tensão de cisalhamento ao longo as descontinuidades deva exceder a resistência ao cisalhamento pelo efeito do atrito e assumindo que a tensão principal maior está orientada na direção paralela a face do talude, podendo a condição de deslizamento entre lâminas ser obtida através da expressão:

$$\alpha \geq 90^{\circ} + \phi_j - \delta \quad (3.1)$$

α – ângulo da face do talude;

δ – mergulho da descontinuidade;

ϕ_j – ângulo de atrito da descontinuidade.

Devido ao peso próprio das lâminas de rochas, as mesmas quando delimitadas por descontinuidades podem, a depender do atrito entre elas, deslizar umas sobre as outras e fletir, ocasionando assim a uma ruptura por tração na base da lâmina e possivelmente ao tombamento posteriormente Figura 3.1.

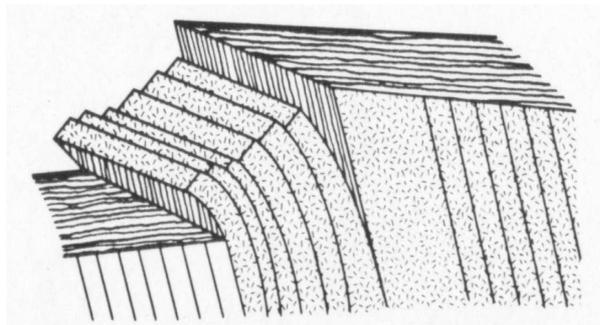


Figura 3.1 - Instabilização por tombamento flexural (Goodman, 1989).

Segundo Figueiredo e Aquino (2005), taludes escavados em filito sericítico, nos quais as direções de mergulho da foliação e das faces sejam subparalelas (diferença menor que

20° a 30° - Goodman, 1989) e cujos mergulhos tenham sentidos inversos, estão cinematicamente propensas ao aparecimento do fenômeno de instabilização por tombamento flexural (flexural toppling - Hoek & Bray, 1981; Goodman, 1989) como pode ser observado na Figura 3.2. Na análise realizada na Mina do Pico, foi identificada na porção leste da cava, características que indicam possivelmente ocorrência do fenômeno. No entanto, para sua efetiva instalação faz-se necessário que os parâmetros de resistência do material rochoso seja insuficiente para manter as condições de equilíbrio da parede.

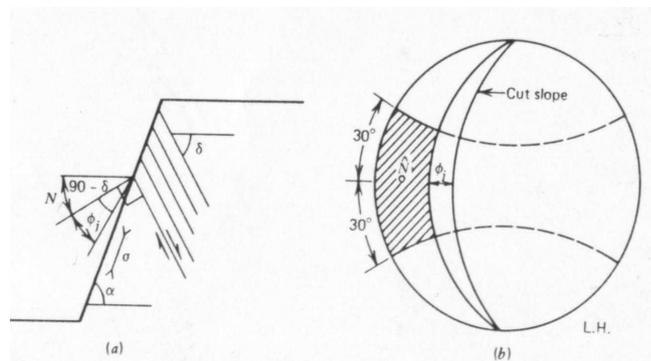


Figura 3.2 -Condições cinemáticas para ocorrência de tombamento flexural (Goodman, 1989).

A determinação do Fator de Segurança (FS) baseado na condição cinemática proposta por Goodman & Bray (Goodman,1989) para início do tombamento, pode ser determinada mantendo a igualdade, através da condição de equilíbrio limite, segundo a equação proposta por Hudson & Harrison, em 1997, descrita a seguir.

$$FS = \frac{\tan \phi_j}{\tan(\alpha + \delta - 90)} \quad (3.2)$$

Segundo Figueiredo e Aquino (2005), no estudo realizado na Mina do Pico, para as condições de bancada, com as características geométricas, $\alpha = 50^\circ$ *($\delta = 60^\circ$ a 65° - SBC, 2002 - e $\phi_j = 21^\circ$ - SBC, 2004) o valor do Fator de Segurança obtido variou na

faixa de 0.82 a 1.05. Situação esta observada em campo, constatando a ocorrência da instabilização por tombamento. Para que contra a mesma fosse garantida uma segurança correspondente a um $FS = 1.3$ dever-se-ia então aplicar no talude um ângulo de face de 46.5. Sendo então sugerido um ângulo de face de 45° , o que resultaria em um $FS = 1.43$.

As condições cinemáticas de deslizamento das lâminas, não são por si só, um indicativo de seguro de que o mecanismo de ruptura por tombamento irá ocorrer, já que não leva em conta o equilíbrio de forças atuante em cada uma delas. Podendo se mostrar uma condição necessária, mas não suficiente à ocorrência do tombamento.

Segundo Dilácio (2004), para as análises realizadas e apresentadas em cartas de estabilidade, o critério de Goodman e Bray se mostrou conservador, como já demonstrado por Adhikary et al (1997), e a depender da altura do talude ele pode se considerado como extremamente arrojado. Fato este, atribuído à altura do talude atuando como fator instabilizador. Onde esta instabilização se daria em função do aumento das diferenças de tensões, atuantes nas lâminas rochosas, na qual não fora considerado por Goodman e Bray.

Segundo Sjoberg, (1999), na análise de tensões na face do talude, a condição cinemática definida por Goodman & Bray (1976) é aplicável somente próximo à face do talude. Nota-se porém que à medida em que se distancia da face, a tensão principal maior (σ_1) muda de orientação até se tornar paralela à tensão virgem horizontal (σ_h) dependendo do campo de tensões “*in situ*”. Ao mesmo tempo, a tensão principal menor (σ_3), desprezível nas proximidades da face, aumenta seu valor. Em consequência, o deslizamento das discontinuidades fica mais difícil, porque a tensão normal ao plano da descontinuidade aumenta e a tensão cisalhante diminui, ver Figura 3.3.

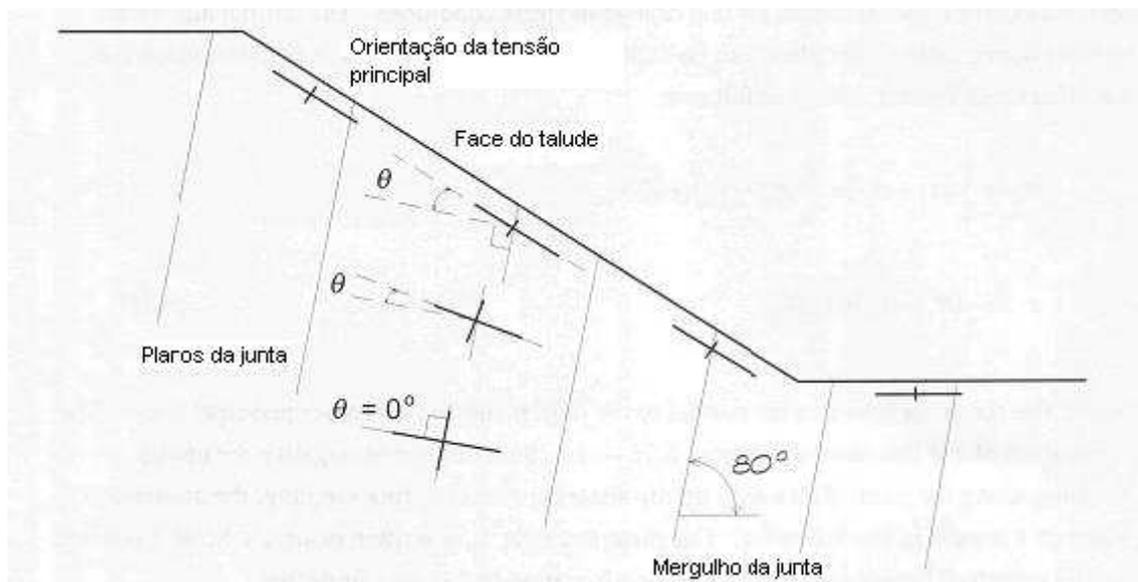


Figura 3.3 - Ilustração mostrando o ângulo entre a normal do plano da descontinuidade e a tensão principal maior, σ_1 , e como este ângulo muda à medida que se afasta da face do talude (Sjöberg, 1999).

Já com relação à influência da resistência da rocha intacta, para rochas com valores maiores que a resistência ao cisalhamento limite para ocorrer ruptura circular, haverá tombamento como descrito. Entretanto, para rochas cujos valores desta resistência forem menores, ainda ocorrerá o deslizamento nas descontinuidades, porém, a ruptura na base do tombamento não será por tração e sim por cisalhamento. Este caso é uma combinação entre tombamento e ruptura circular. No caso de aumento da resistência à tração e alta resistência da rocha intacta, haverá algum deslocamento entre as descontinuidades, mas não haverá ruptura. Esse efeito é mostrado na Figura 3.4.

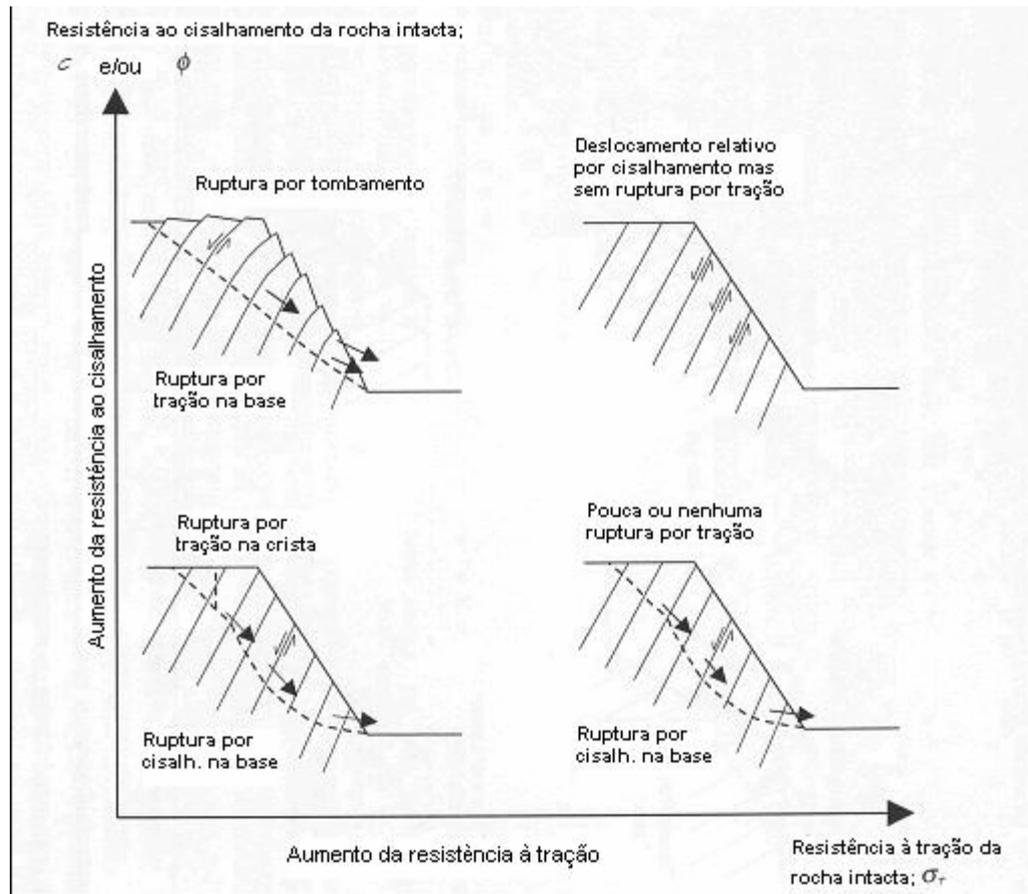


Figura 3.4 - Efeito da variação da resistência da rocha intacta no mecanismo de tombamento (Sjöberg, 1999).

Quanto ao efeito da deformabilidade da massa rochosa, sendo a mesma altamente deformável, as lâminas de rocha, formadas pelas descontinuidades, podem fletir mais facilmente do que em um material mais rígido. A rigidez à flexão, no entanto, irá depender também da própria espessura das lâminas.

Mesmo as deformações elásticas da rocha podem ser suficientes para criar as condições necessárias para as lâminas fletirem, já que as mesmas não se comportam como corpos rígidos. O maciço situado no pé, ao ser comprimido, deforma-se e permite que as lâminas superiores venham também a se fletir e assim sucessivamente.

3.2 – MODELOS FÍSICOS

Constituem uma importante ferramenta quando se busca compreender o comportamento do maciço rochoso em função da ocorrência do mecanismo de ruptura. E por se tratar de um modelo reduzido, permite simular diferentes situações geométricas e analisar o comportamento dos maciços em diferentes fases do processo de ruptura.

Para este tipo de modelagem a grande dificuldade encontrada está em como representar força gravitacional, uma vez que, o plano utilizado na simulação normalmente é o plano horizontal e a força gravitacional atua no plano vertical. Na busca de contornar esta situação, e tornar o modelo o mais representativo possível Bray & Goodman (1981) sugeriram três maneiras de se representar a força da gravidade, sendo eles::

- o modelo pode ser construído enquanto repousa em um plano horizontal ou inclinado e então tombado;
- o modelo pode ser girado em uma centrífuga e
- o modelo pode ser submetido a um equipamento chamado mesa de atrito basal (“*base friction*”).

No primeiro caso, as vibrações indesejadas, oriundas do próprio ensaio, durante a movimentação e inclinação do modelo, podem, prematuramente, fazer com que “blocos chaves” sejam perdidos em função da ruptura e, após o pico da inclinação, o modelo tende a se auto-destruir em função destes movimentos, sendo constituídos como testes de difícil controle.

Na modelagem centrífuga onde o modelo é girado em uma plataforma centrífuga, dando portanto, o nome usado nesta modelagem. Utiliza-se um protótipo em escala reduzida, para estudar o comportamento e os mecanismos envolvidos durante o processo de ruptura, sendo estes movimentos governados pela força de borda. Estes testes foram conduzidos em modelos confeccionados em laboratório em uma caixa de 650mm por

200mm e altura de 470mm, montados em uma plataforma centrífuga, em três tipos de misturas de materiais, cujas características serão detalhados no Capítulo 06.

Se o modelo apresentar-se em duas dimensões, pode-se utilizar o princípio do atrito basal, na qual será possível simular a presença da gravidade na modelagem. A força gravitacional atuando em um corpo é simulada pelo arraste de uma base áspera movendo-se sob o modelo (Bray & Goodman, 1981).

O princípio do atrito basal é usado extensivamente para reproduzir os efeitos da gravidade em modelos físicos bidimensionais de escavações em rocha (Bray & Goodman, 1981). A força gravitacional atuando em um corpo é simulada pelo arraste de uma correia movendo-se sob o modelo.

Supondo que uma correia revestida com uma lixa, seja arrastada ao longo da base de um modelo que é retido por uma barreira fixa. O arraste ao longo da base do modelo é, então, resistido por uma força F_b , atuando no plano do modelo e com sentido oposto à força de arraste. Representando o efeito da gravidade, como pode se observado na Figura 3.5.

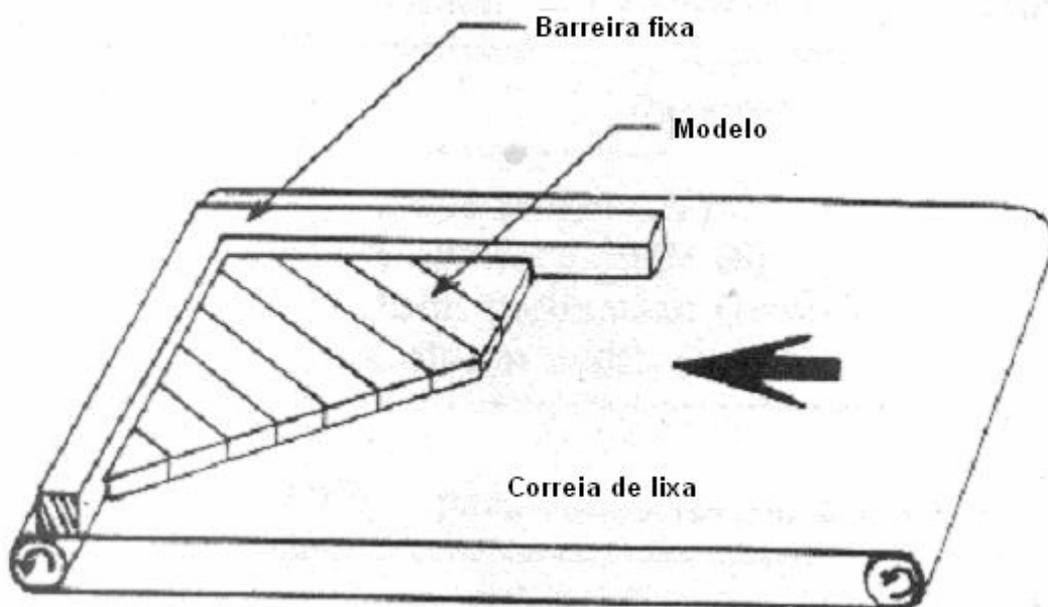


Figura 3.5 - Modelo esquemático do atrito basal de Pritchard & Savigny, 1990.

3.3 – MODELOS ANALÍTICOS

Os modelos analíticos são baseados no método de equilíbrio-limite comumente utilizados nas análises de estabilidade em maciços rochosos em função da sua fácil compreensão e realização.

Partindo da hipótese básica de que as massas rochosas se comportam como corpos rígidos que se movimentam sobre uma determinada superfície de ruptura. E considerando o equilíbrio de forças e/ou momentos, sendo estas contrabalançadas até que se atinja o equilíbrio estático. Neste método, forças resistentes que tendem a se contrapor ao deslizamento são comparadas com forças instabilizadoras que tendem a promover o deslizamento, a fim de determinar a ocorrência ou não do deslizamento.

Neste trabalho, foi utilizado como instrumento de análise o método de equilíbrio limite desenvolvido por Aydan & Kawamoto 1987, implementado em planilha Excel, por Aquino e Figueiredo, 2005.

3.3.1-MÉTODO DE EQUILÍBRIO-LIMITE DE AYDAN & KAWAMOTO (1992)

Aydan & Kawamoto (1987) desenvolveram o método de análise de estabilidade, por equilíbrio-limite, para taludes rochosos sujeitos a tombamento flexural, onde consideravam que as lâminas rochosas se comportavam como placas engastadas a uma certa profundidade submetidas à força de gravidade e forças laterais.

O processo de ruptura ocorrerá sobre um plano inclinado definido pelos engastes das várias lâminas denominado de plano basal, normal ao mergulho das discontinuidades, ver Figura 3.6.

Para este método, assume-se também que:

- a força lateral atua no ponto χh_i da coluna, onde, h_i é a altura do lado correspondente da coluna considerada, i é o número da coluna e $\chi \in (0,1)$ é um parâmetro definindo o ponto de aplicação de forças entre colunas, comum a todas colunas;
- ao longo do futuro plano basal de ruptura um estado de equilíbrio-limite existe simultaneamente em todas as colunas, ao menos imediatamente antes da ruptura ocorrer;
- no estado limite, a tensão de tração máxima atuando em cada coluna ao longo do futuro plano de ruptura é igual à resistência à tração do material;
- as forças laterais, normais e paralelas à cada coluna, são relacionadas por meio do critério de resistência de Mohr-Coulomb, admitindo-se a coesão nula.

Baseando nessas suposições, admite-se que cada lâmina é tratada como uma coluna onde atuam a força da gravidade, forças laterais, pressões de água e momentos (Figura 3.6) chegando-se a seguinte relação:

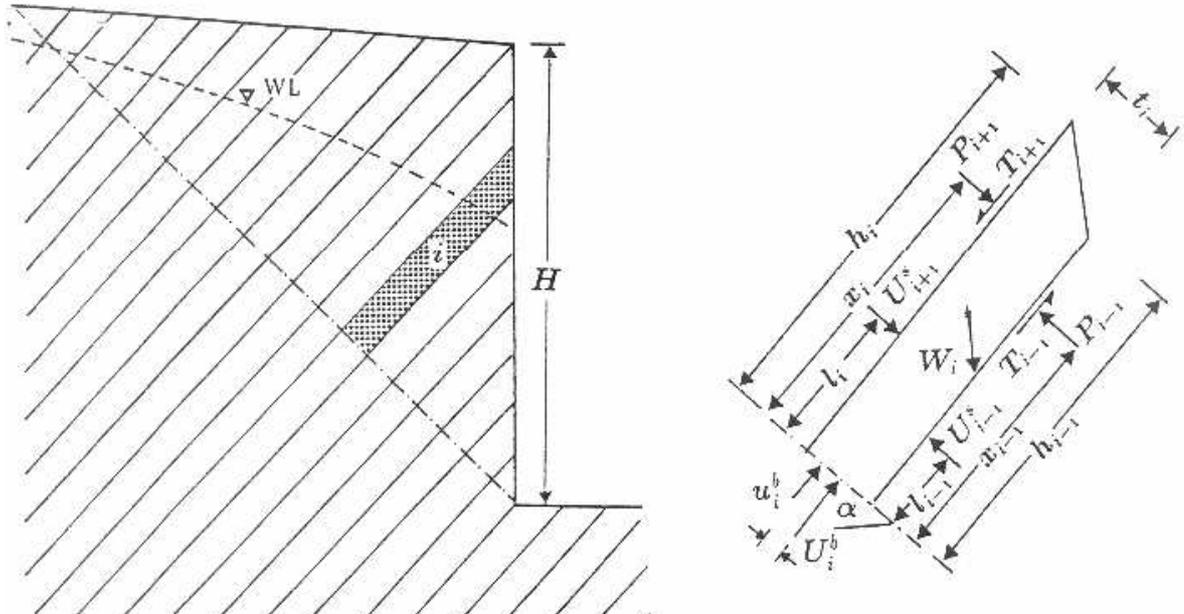


Figura 3.6 - Modelo para análise de equilíbrio-limite do tombamento flexural (Aydan & Kawamoto, 1992)

$$P_{i-1} = \frac{P_{i+1}(\chi h_i - \mu t_i / 2) + S_i h_i / 2 + \{u_i^b l_{bi} + U_{i+1}^s - U_{i-1}^s l_{i-1}\} - 2l_i / t_i (\sigma_t / FS + (N_i - U_i^b) / A_i)}{(\chi h_{i-1} - \mu t_i / 2)} \quad (3.2)$$

Onde:

$$N_i = W_i \cos \alpha$$

$$S_i = W_i \sin \alpha$$

$$W_i = \gamma \cdot t_i (h_i + h_{i-1}) / 2$$

$$A_i = t_i$$

U_{i+1}^s – força da água no lado i+1

U_{i-1}^s – força da água no lado i-1

u_i^b – pressão da água na base

h_i – altura da coluna no lado $i+1$

h_{i-1} – altura da coluna no lado $i-1$

l_{bi} – excentricidade da pressão de água na base da coluna

l_{i+1} – altura da força da água atuando no lado $i+1$

l_{i-1} – altura da força da água atuando no lado $i-1$

t_i – espessura da coluna

α – inclinação do plano basal

Ao se aplicar sucessivas vezes a equação acima, em todas as lâminas a partir do topo do talude, nas quais haja instabilidade ao tombamento ($P_{i-1} > 0$), obtém-se, um critério válido para a condição global do mesmo, na qual foi implementada por Aquino Figueiredo (2005) em planilha Excel e foi modificada neste trabalho, na tentativa de melhor representar ou ainda de melhor se aproximar do mecanismo de ruptura por tombamento.

Para tanto, a condição de análise é baseada no cálculo da equação definida por Aydan & Kawamoto, sendo sua análise determinada em função das condições do valor de P_0 na base da lâmina de rocha, à saber:

- se $P_0 < 0$, estável;
- se $P_0 = 0$, equilíbrio-limite;
- se $P_0 > 0$, instável.

O método de Aydan & Kawamoto (1992) teve sua concepção motivada a partir de observações feitas em modelos do tipo atrito basal. Posteriormente, Adhikary *et al.* (1997) por meio de um extenso programa de ensaios em modelos físicos centrifugados,

na qual validaram em grande parte, as hipóteses envolvidas na formulação. Apresentaram, uma série de ábacos de projeto, baseados essencialmente na formulação em questão, mas com pequenas ressalvas, onde eram sugeridas por meio dos seus próprios resultados experimentais um plano basal inclinado de 10° a 12° acima daquele normal às descontinuidades e um valor ligeiramente diferente para χ .

3.4 – MODELOS NUMÉRICOS

3.4.1-MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Os métodos de equilíbrio limite consideram o equilíbrio de forças atuantes em uma massa potencialmente instável. As forças resistentes que tendem a se contrapor ao deslizamento são comparadas com as forças mobilizadoras que tendem a promover o deslizamento, a fim de determinar a possibilidade da ocorrência ou não do mecanismo de deslizamento. Diferentemente do que ocorre das técnicas da mecânica do contínuo, o método de equilíbrio limite não avalia as tensões ou deslocamentos. Maia, (2003)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica na qual se obtém as soluções aproximadas de problemas físicos ou matemáticos expressos por equações diferenciais. A origem dessa formulação numérica iniciou-se na década de 50 com trabalhos voltados para a área de engenharia estrutural, atribuído o seu crescente uso ao desenvolvimento da computação. O método baseia-se na divisão do domínio do problema em intervalos, os elementos finitos e na substituição da solução do problema por soluções aproximadas dentro de cada elemento.

Este método é baseado na discretização de um meio contínuo em sub-domínios, representados por elementos de pequeno tamanho e formas padrão, através de um número fixo de nós nos vértices e lados. Sendo os elementos vizinhos compartilhados através das coordenadas dos seus nós e arestas.

As soluções numéricas associadas aos elementos finitos são expressas em termos de funções de interpolação, multiplicadas por parâmetros, que são incógnitas. Estes parâmetros são geralmente valores variáveis em função da posição dos nós. Sendo que as soluções aproximadas encontradas determinam o valor das incógnitas dentro de cada elemento.

Uma vez solucionados as equações associadas ao MEF dentro de cada elemento, procede-se a interconexão entre eles, garantidas pela discretização de nós na interface dos elementos.

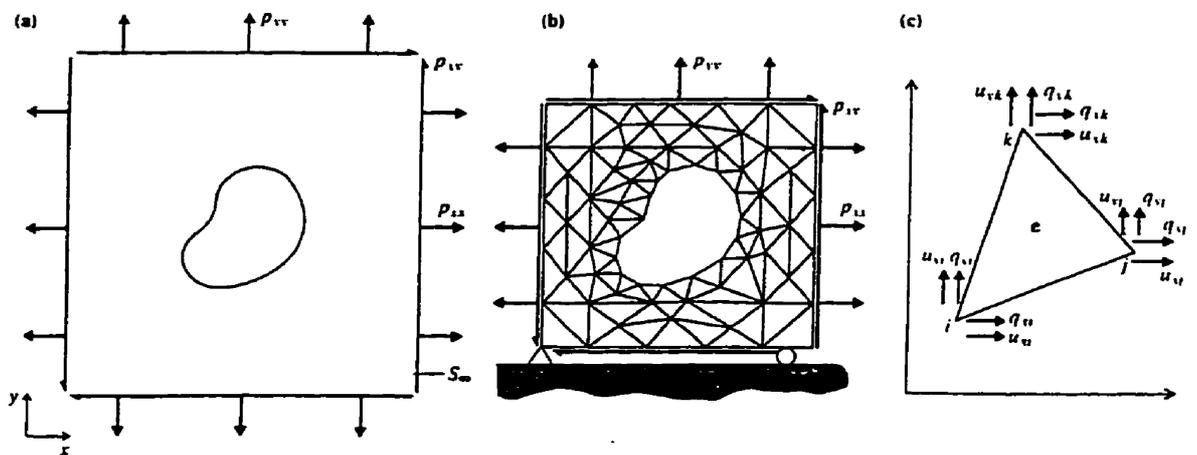


Figura 3.7 – Elementos de um modelo de Elementos Finitos (Brady & Brawn, 1985).

A Figura 3.7 mostra o desenvolvimento de um modelo de elementos finitos. A Figura 3.7-a mostra um meio infinito em razão do seu carregamento, devido às tensões “in situ” e uma abertura em seu interior que pode ser decorrente de uma escavação subterrânea, por exemplo. Na Figura 3.7-b, é mostrada uma malha típica do modelo, de extensão limitada, composta por elementos triangulares de três pontos nodais. As condições de contorno nos limites externos, podem ser aplicadas como sendo as forças de superfície e/ou deslocamentos prescritos. A Figura 3.7-c mostra um elemento individualizado, apresentado suas componentes de força e deslocamentos nos pontos nodais.

Em regiões próximas à face livre de um talude ou ainda nas proximidades de um plano dedescontinuidade, faz-se necessária uma maior densidade de elementos, uma vez que nesta região há uma variação acentuada das tensões atuantes.

Segundo Jaeger & Cook, (1979), forças de massa ou de superfície, agindo em um elemento qualquer, podem ser substituídas por um sistema de forças estaticamente equivalentes atuando nos pontos nodais. Forças nodais estas que equivalem às forças atuantes entre as arestas dos elementos constituintes do modelo.

Esta metodologia segue o princípio de que as componentes de deslocamento $\{u\} = (u_x \ u_y)$ em qualquer ponto no interior de um elemento, possam ser definidas a partir de um grupo de funções de interpolação em termos dos deslocamentos nodais que compõem o vetor $\{U\}_{6 \times 1} = (u_{xb} \ u_{yb} \ u_{xj} \ u_{yj} \ u_{xk} \ u_{yk})$. Desta maneira, $\{u\} = [N]\{U\}$, onde $[N]_{2 \times 6}$ é uma matriz cujos elementos são as funções de interpolação, sendo lineares para o caso dos triângulos de três nós (Brady & Brown, 1985).

Segundo Jaeger e Cook, (1979), para o caso plano, as componentes de deformações apresentam-se como sendo: $\epsilon_x = \partial u_x / \partial x$, $\epsilon_y = \partial u_y / \partial y$, $\gamma_{xy} = \partial u_x / \partial y + \partial u_y / \partial x$. Podendo as deformações serem expressas por um vetor do tipo $\{\epsilon\}_{3 \times 1} = (\epsilon_x \ \epsilon_y \ \gamma_{xy})$, e as componentes de deformação serem calculadas do deslocamento e esta relação ser expressa na forma $\{\epsilon\} = [A]\{u\}$. Onde a matriz de operadores diferenciais é representada como sendo $[A]_{3 \times 2}$ e a matriz de constantes $[B]_{3 \times 6}$ que dependem exclusivamente das coordenadas nodais, reescrevendo-se assim: $\{\epsilon\} = [A][N]\{u\} = [B]\{U\}$ (Brady & Brown, 1985).

Sendo assim, para as forças atuantes nos vértices dos triângulos, q_{xi} , q_{yi} , q_{xj} , q_{yj} , q_{xk} , q_{yk} , podem ser representadas através do vetor $\{q\}_{6 \times 1}$, as quais, à partir do Princípio dos Trabalhos Virtuais (Brady & Brown, 1985) podem se relacionar ao vetor de componentes de tensões 2D, $\{\sigma\}_{3 \times 1} = (\sigma_x \ \sigma_y \ \tau_{xy})$, através da expressão: $\{q\} = [B]^t \{\sigma\} V_e$, sendo V_e o volume do elemento e $[B]^t$ a matriz transposta de $[B]$ (Brady & Brown, 1985).

A relação tensão-deformação para o material e condição de deformação plana é dada pela expressão: $\{\sigma\} = [C] \{\varepsilon\}$, na qual $[C]_{3 \times 3}$ é uma matriz tensão-deformação (Jaeger & Cook, 1979). Podem-se então, combinar as equações anteriores e escrever as forças nodais $\{q\}$ em função dos seus respectivos deslocamentos $\{u\}$, através da seguinte relação: $\{q\} = [B]^t [C] [B] V_e \{U\} = [k] \{U\}$, onde a matriz $[k]_{6 \times 6}$, denominada matriz de rigidez do elemento triangular, será expressa como sendo: $[k] = [B]^t [C] [B] V_e$.

Impondo a compatibilidade de forças e deslocamentos dos nós compartilhados por elementos vizinhos (Brady & Brown, 1985), tem-se, finalmente, um sistema de equações algébricas simultâneas – que é justamente o resultado da discretização do meio por elementos finitos -, qual seja: $\{Q_g\} = [K_g] \{U_g\}$, onde $\{Q_g\}_{2n \times 1}$ $\{U_g\}_{2n \times 1}$ são os vetores globais representativos portanto de toda a malha de cargas e deslocamentos nodais, respectivamente, e $[K_g]_{2n \times 2}$ é a matriz de rigidez global; sendo n o número total de nós. (Reis, 2005).

Segundo Leite, (2004) a solução do problema estará concluída quando as cargas, inicialmente desbalanceadas, entrarem em equilíbrio nos elementos que o compartilhem. Isso acontece quando o deslocamento de cada nó resultar em esforços de igual valor, porém em sentidos opostos.

A deformação induzida uma vez determinada, a partir dos deslocamentos nodais, possibilitará calcular, pela relação constitutiva, o estado de tensão (Leite, 2004).

Segundo Leite (2004), várias são as vantagens correlacionadas ao uso deste método em engenharia, em função da sua flexibilidade no tratamento de materiais heterogêneos, na diversidade de geometrias possíveis de serem aplicadas. Além da possibilidade de trabalhar com materiais anisotrópicos e forças de massas para superfície variáveis. E ainda, no tratamento de comportamentos não-lineares.

O método dos elementos finitos permite modelar a história do estado de tensões, ou seja, simular construções e escavações; diferentes comportamentos de deformação; leis

constitutivas são possíveis considerar, a elasto-plasticidade, ou as deformações plásticas dos materiais e descontinuidades principais (Lopes, 2006).

Segundo Leite (2004), sua aplicação é mais comum em modelos 2D, uma vez que modelos 3D ainda representam uma análise mais trabalhosa, apresentando assim uma condição inviável na prática da indústria mineral, por demandar maior dedicação do profissional.

Este método permite uma grande variação dos parâmetros o que possibilita uma avaliação paramétrica através da simulação de diferentes modelos com diversas características de resistência do material e do elemento de junta. O que torna possível a compreensão do mecanismo de ruptura por tombamento flexural, facilitando a simulação de casos reais, mais próximas das condições observadas em campo. E por consequência, uma intervenção mais eficaz quanto ao seu controle de ocorrência.

Os modelos em estudo passaram por uma análise paramétrica, com o intuito de se buscar conhecer o grau de influência das variações de geometria do talude, bem como dos mergulhos das descontinuidades e suas correlações com a estabilidade dos taludes. Seu entendimento, além de estabelecer e avaliar a importância relativa das diversas variáveis nos processos de ruptura em maciços de modo a quantificar seus efeitos, serve também de instrumento para o melhor entendimento do fenômeno de ruptura.

3.4.2 - PROGRAMA PHASE2

O Phase2 (Rockscience, 2001) é um programa desenvolvido na Universidade de Toronto, Canadá, para modelagem bidimensional (deformação plana ou axi-simétrica), do comportamento de maciços, escavações subterrâneas ou a céu aberto.

O referido programa utiliza como método de análise o de tensão-deformação, na qual modela o maciço rochoso como um meio contínuo, via método dos elementos finitos. Considerando um meio heterogêneo elástico ou elasto-plástico. Para o meio elástico, o programa distribuirá as tensões induzidas, de modo que cada elemento do modelo resistirá aos esforços nele atuantes, independente de qual seja a resistência de pico. E nos modelos plásticos, as tensões serão redistribuídas para os elementos vizinhos sempre que as atuantes forem superiores às resistências de pico. Para o elemento plastificado, irá permanecer atuando somente o equivalente às resistências residuais (Leite, 2004).

Segundo Zienkiewicz & Taylor (1991), simular plasticidade e não-linearidade, apesar de se aproximar mais do comportamento real dos maciços rochosos, requer o conhecimento de parâmetros adicionais que nem sempre estão bem estabelecidos, necessitando de cautela quanto ao seu uso. Além disso, a introdução de não-linearidade na matriz de rigidez, pode introduzir implicitamente soluções não representativas da realidade física que se deseja modelar.

Este programa admite ainda, a inclusão de juntas e suportes além da incorporação de um lençol freático, para efeitos de cálculo das pressões neutras.

O programa Phase2 utilizado na simulação computacional, e por conseqüente na análise paramétrica, permite a modelagem bidimensional do comportamento de maciços rochosos pelo método dos elementos finitos, e necessita da inclusão das condições de borda do modelo a fim de se determinar as condições de contorno envolvidas.

O programa permite considerar o maciço como um meio heterogêneo elástico, na qual ocorre a distribuição das tensões induzidas, onde cada elemento do modelo resistirá aos esforços nele atuantes, independente da resistência de pico. Ou podendo ainda considerar o maciço como meio heterogêneo elásto-plástico, na qual as tensões são redistribuídas para os elementos vizinhos sempre que as forças atuantes forem superiores a resistência de pico admissível pelo maciço.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, existindo a possibilidade de realizar refinamento em todo o modelo ou em regiões tidas como importantes para uma melhor caracterização dos gradientes de tensões e deformações existentes no meio, gerando a possibilidade de resultados mais precisos.

O programa permite simular escavações em múltiplos estágios e fornece dados coerentes em função dessas simulações através dos cálculos desenvolvidos. Além disso, permite a inclusão de diferentes litologias. Podendo a entrada de dados geométricos ser realizada “via teclado”, ou através de um arquivo em formato.dxf (programa Auto-Cad).

Necessitando do conhecimento, como dados de entrada, de parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais envolvidos na análise e também dos elementos de junta, além de sua rigidez normal e cisalhante, que são parâmetros de deformabilidade das juntas.

Quanto à representação dos resultados é obtida através da geração de gráficos do respectivo modelo, definidos por isofaixas com graduação de cores, na qual facilita a interpretação visual e a identificação das características (deslocamentos, deformações, entre outros) da região estudada.

TOMBAMENTO FLEXURAL – MODELOS/ESTUDOS COMPUTACIONAIS PARAMÉTRICOS

4.1 – OBJETIVOS

A realização de análises de estabilidade para diferentes condições geométricas é de grande importância para melhor compreender o mecanismo de ruptura nas suas diversas possibilidades. O que permite assim, analisar em quais situações e condições prováveis serão observados os mecanismos de ruptura e quais as intervenções possíveis e necessárias para controlar a ocorrência ou até mesmo evitar a ruptura.

Neste sentido, a análise paramétrica tem como propósito, criar combinações e/ou simulações diversas que melhor representem o mecanismo de ruptura, à fim de definir uma tendência de comportamento do maciço. O que pode caracterizar uma melhor compreensão das condições que desencadearam tal processo, facilitando desta maneira, um melhor entendimento das possíveis causas da ruptura.

A parametrização utilizando ferramentas numéricas, mostraram-se mais adequadas, sobretudo quando se deseja modelar geometrias mais complexas e estudar a influência da variação das propriedades geométricas e de resistência dos maciços. Uma vez que, uma grande variedade de simulações e ou combinações podem ser realizadas, visando identificar as características que melhor representam o mecanismo de ocorrência da ruptura por tombamento em taludes.

Ao mesmo tempo a análise paramétrica, pode ser considerada como sendo uma análise de caráter conceitual, no que tange a identificação de uma tendência de comportamento de mecanismo de ruptura. Uma vez que, nas análises numéricas realizadas as simulações descreveram condições ideais.

Para o caso específico em estudo, tratando-se de rochas foliadas de filito sericítico, em meios homogêneos e em condição drenada. No entanto para uma situação prática as simulações teriam um cunho mais complexo, seja em caráter geológico ou hidrogeológico de comportamento e geometria.

Na busca de comportamento mais próximos da condição real deve-se ter o cuidado em se estabelecer os parâmetros adequados de resistência e de deformabilidade do maciço, à fim de obter respostas mais confiáveis e portanto de tendências mais realistas.

Desta maneira, as análises paramétricas vêm contribuir com informações pertinentes de cada caso simulado, uma vez que sinalizam as tendências prováveis de comportamento, permitindo através das correlações com os estudos anteriormente realizados o melhor entendimento do mecanismo de ruptura.

Sabe-se, portanto que esta prática, se mostra atraente do ponto de vista aplicativo, uma vez que, com o desenvolvimento da informática, os métodos de análises de estabilidade ficaram disponíveis em software diversos e de razoável facilidade de utilização, o que tornou a prática da simulação computacional através da modelagem numérica mais atraente do ponto de vista prático. Apesar das dificuldades encontradas, em alguns casos, por demandar um tempo de implementação numérica considerável e a rotina do cotidiano necessitar de uma análise mais rápida. O que nem sempre é possível, dada a complexidade de algumas situações passíveis de serem modeladas, além das dificuldades de obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade “*in situ*”, por exemplo, necessários como dados de entrada.

4.2 – ANÁLISE PARAMÉTRICA

Neste referido trabalho, foram realizadas análises paramétricas através do método de Análise Cinemática de Goodman e Bray (1976) e avaliação das condições de tombamento por Equilíbrio Limite através do Método de Aydan e Kawamoto (1992), além da análise por Método de Elementos Finitos realizados via Programa Phase2 da RocScience, Canadá.

As análises paramétricas realizadas para as metodologias descritas anteriormente serão comparadas entre si, objetivando a determinação das possibilidades de ocorrência do mecanismo de tombamento, a qual será representada através de um ábaco e posteriormente comentada, em função das limitações atribuídas ao uso de cada metodologia empregada, e as prováveis combinações que podem fornecer condições a ocorrência do tombamento flexural.

É de grande importância estar ciente das limitações de uso de cada um dos métodos de análise, além de realizar uma avaliação criteriosa das respostas obtidas das simulações. O que pode incorrer em erros, no que diz respeito ao mau uso atribuído à modelagem.

Além disso, faz-se necessário ter cuidado na obtenção dos dados de entrada ao modelo em cada caso parametrizado, pois deve tratar de valores representativos do maciço estudado, haja vista a grande dificuldade de caracterização do mesmo em função do nível de escala e da identificação do seu comportamento “*in situ*”, o que pode direcionar os prováveis métodos de ruptura associados, como demonstrado no Capítulo 03.

4.2.1 –ANÁLISE CINEMÁTICA DE GOODMAN E BRAY:

A análise cinemática de Goodman e Bray como já destacado no Capítulo 03 avalia a condição de movimentação atribuída ao bloco de rocha em função do deslocamento entre as lâminas de rocha e as condições geométricas de ângulo de face do talude e o mergulho das lâminas rochosas. Uma vez que, a tensão de cisalhamento ao longo das descontinuidades deve ser maior que a resistência ao cisalhamento entre elas.

Assim, a parametrização foi realizada fixando o ângulo de atrito da junta em 21° , já que a análise está tomando como referência as propriedades do filito sericítico. E posteriormente, procedeu-se a variação do mergulho das descontinuidades na faixa de 65° à 85° . Obtendo-se o efeito do deslizamento entre lâminas através da expressão:

$$\alpha \geq 90^\circ + \phi_j - \delta \quad (4.1)$$

onde:

α – ângulo da face do talude;

δ – mergulho da descontinuidade;

ϕ_j – ângulo de atrito da descontinuidade.

Tais atribuições geraram diferentes possibilidades de ângulo de face para as condições de instabilidade, como mostra a Figura 4.1. Entretanto, pode-se definir o uso deste método atribuído a uma análise de caráter preliminar, em função das limitações do uso deste mecanismo de análise e também em função do seu caráter conservador apresentado à condição de estabilidade para o maciço, uma vez que ocorre para ângulos de face relativamente baixos. O gráfico apresenta como sendo a zona estável à esquerda da linha do gráfico e instável à direita da mesma, Figura 4.1.

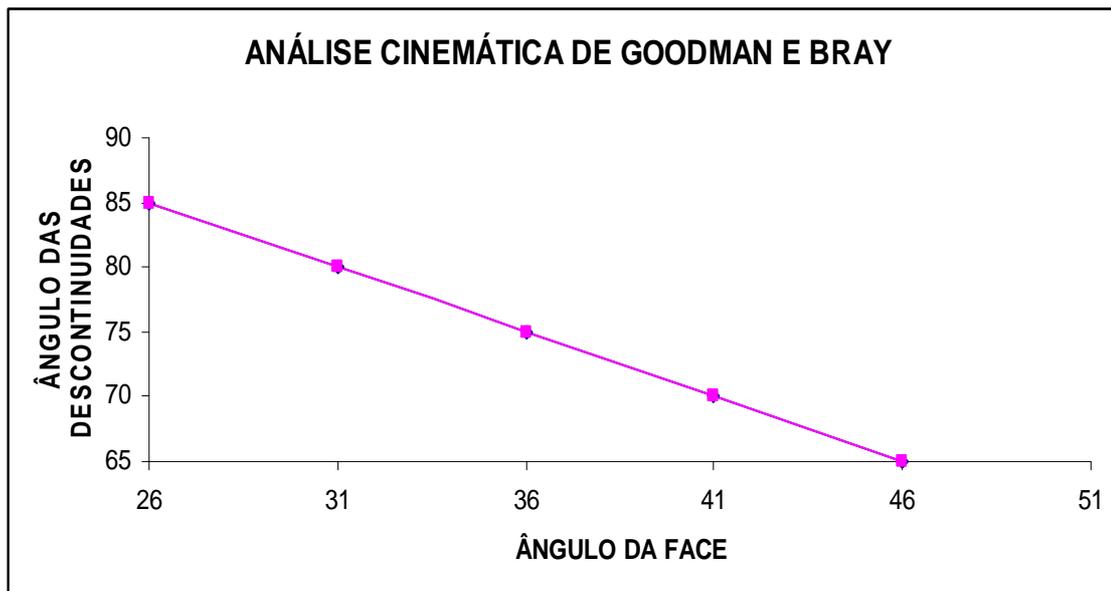


Figura 4.1– Gráfico de estabilidade para o Filito Sericítico, baseado na análise Cinemática de Goodman e Bray (1976).

4.2.2 –ANÁLISE POR EQUILÍBRIO LIMITE DE AYDAN E KAWAMOTO:

O método de equilíbrio limite tem como princípio, o equilíbrio de forças, na qual a geometria da massa rochosa rompida é representada e as forças tanto resistentes quanto instabilizadoras são contrabalançadas até que se atinja a condição de equilíbrio.

O método de Aydan e Kawamoto considera, entretanto que as lâminas rochosas atuam como placas engastadas a uma certa profundidade e submetidas à força da gravidade e a forças laterais.

A cada lâmina na qual ocorreu o tombamento, é atribuída a carga do peso próprio da lâmina anterior, o efeito das forças gravitacionais, pressões de água e momentos, sendo este processo realizado repetidas vezes até que este efeito de forças descarregadas deixe de gerar a condição de tombamento.

O processo de ruptura ocorrerá sobre um plano inclinado definido pelos engastes das várias lâminas denominado de plano basal, normal ao mergulho das descontinuidades, como já mencionado. Dadas as considerações pertinentes a este método.

Neste sentido, admite-se este critério válido atribuído a seguinte relação, já descrita no Capítulo 03, como equação 3.3:

$$P_{i-1} = \frac{P_{i+1}(\chi h_i - \mu t_i / 2) + S_i h_i / 2 + \{u_i^b l_{bi} + U_{i+1}^s - U_{i-1}^s l_{i-1}\} - 2l_i / t_i (\sigma_t / FS + (N_i - U_i^b) / A_i)}{(\chi h_{i-1} - \mu t_i / 2)}$$

Analisou-se, com este método implementado em planilhas eletrônicas por Aquino et al.(2005). Na qual pode ser observado em detalhe no Anexo 01.

Várias situações/combinções possíveis de tombamento foram realizadas, tomando como parâmetros de entrada as seguintes características:

- talude de 10 m de altura;
- ângulo de face de 45°, 55° e 65°;
- ângulo de mergulho das descontinuidades de 70°, 75°, 80° e 85°;
- propriedades do maciço e das juntas para filito sericítico;
- espaçamento entre as lâminas de 0,5 e 1,0m.

É importante salientar que, se levarmos “ao pé da letra” a determinação deste método de análise segundo a condição admissível para ocorrência da ruptura por tombamento ($P_0 > 0$, instável), iríamos sempre incorrer numa condição de estabilidade (ver Anexo 01), pois a formulação proposta por Aydan & Kawamoto avalia apenas a condição de tombamento, no corpo do talude, diferente do que ocorre nas bordas, superior e inferior do bloco de rocha onde a relação entre altura e espessura da lâmina não é favorável a ocorrência da flexão e por consequência do tombamento. O que não reflete a realidade do talude, uma vez que no pé e na crista em relação a um plano basal, a condição de

flexão (lâmina engastada e livre) não será atendida e ocorrendo então a ruptura por cisalhamento, nesta região.

Desta forma, em função da dificuldade imposta pelo método em avaliar a condição global de ruptura (tombamento e cisalhamento) e para a análise dos resultados da equação 3.3 implementada em planilha excel optou-se por considerar a condição favorável ao tombamento, através da análise relativa do número de fatias que possivelmente romperiam por tombamento em relação ao número total de fatias presentes na face do talude.

Se relativamente até 75% ($\leq 75\%$) das fatias apresentassem condição instável ao tombamento, ou seja, boa parte do talude estaria suscetível ao tombamento flexural o talude assumiria a condição de estável globalmente. Vale salientar que esta condição é assumida em função da dificuldade na descrição de outras formas de ruptura associadas além do tombamento uma vez que a % de lâminas estáveis no pé do talude, aumenta a possibilidade do talude, como um todo, ter comportamento estável. Em contraposição se relativamente acima de 75% ($\geq 75\%$) das fatias apresentassem condição instável, ou seja, grande parte do talude estaria suscetível ao tombamento flexural. O talude assumiria a condição instável ao tombamento, podendo ainda assumir outras formas de ruptura associadas e portanto passível de ruptura “global”.

Os gráficos das Figuras 4.2 e 4.3 foram confeccionados, na tentativa de descrever a tendência relativa de comportamento segundo análise realizada usando o método de Aydan e Kawamoto, implementado em planilha por Aquino et al. (2005), que levou em consideração as observações descritas no parágrafo anterior. Nesta figura pode ser observado à condição de estabilidade para a zona à esquerda e de instabilidade para à direita. Estes gráficos são o resultado de uma série de combinações entre: ângulo de face variando de 45°, 55° e 65°, combinados com ângulos de mergulho das descontinuidades variando de 70°, 75°, 80° e 85°, para lâminas de filito sericítico espaçados de 0,5 e 1,0m.

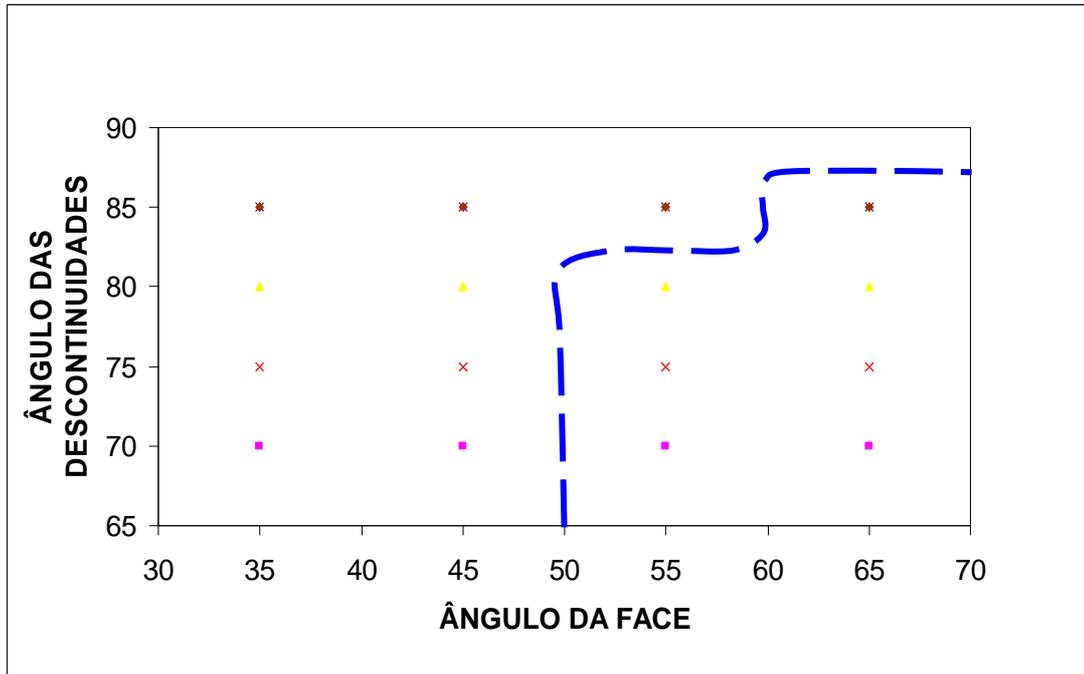


Figura 4.2 – Gráfico de tendência de comportamento à condição de estabilidade para um talude de Filito Sericítico com 10 m de altura, com espaçamento entre lâminas de 0,5m.

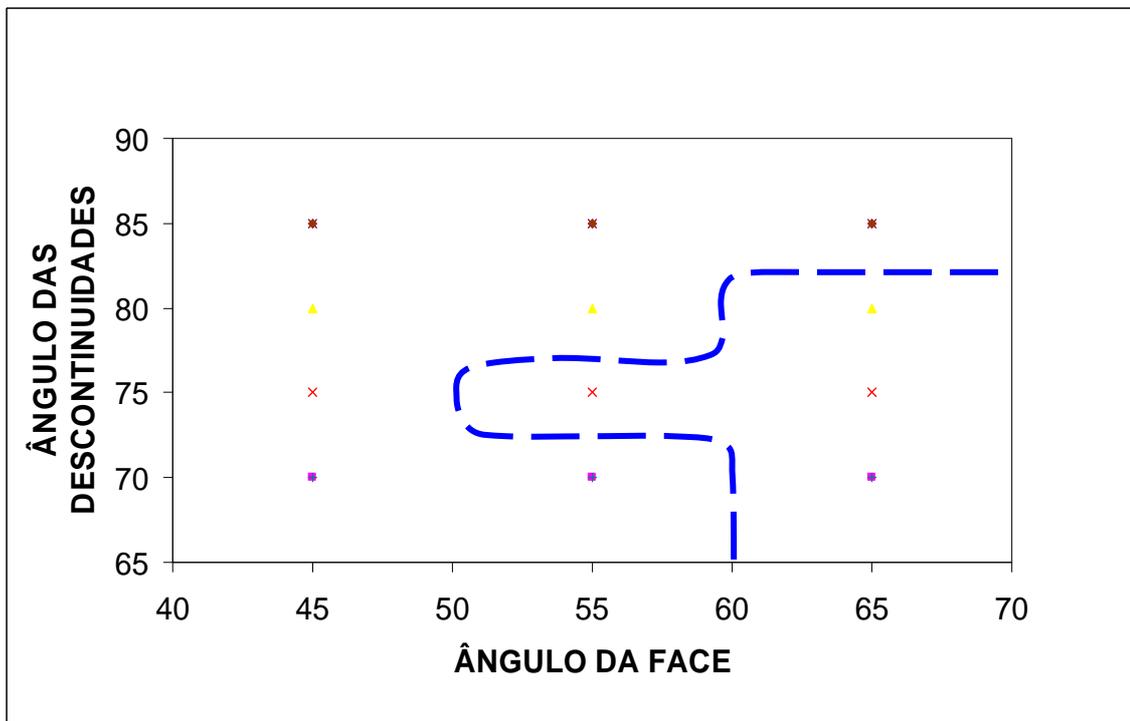


Figura 4.3 – Gráfico de tendência de comportamento à condição de estabilidade para um talude de Filito Sericítico com 10 m de altura, com espaçamento entre lâminas de 1,0m.

4.2.3 –ANÁLISE POR MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS:

Utilizando o método de elementos finitos via o programa Phase2, realizou-se a variação das condições geométricas de ângulo de face e inclinação ou mergulho das lâminas, para o filito sericítico. A modelagem à nível de bancada de taludes, foi definida com lâminas mergulhando para dentro dos mesmos com ângulos variando de 70° à 85° e espaçadas de 0,5m e 1,0m.

Combinações de mergulho das camadas e geometria da face foram implementadas e ao final da análise, os comportamentos observados descritos pela modelagem, possibilitaram identificar uma tendência de comportamento. Na qual serão representados posteriormente, demonstrados comparativamente com outros métodos de análise através de ábacos.

4.2.3.1 – CONDIÇÕES DE CONTORNO

O modelo computacional utilizado na análise de estabilidade elaborado com o código de elementos finitos Phase, foi constituído, na tentativa de descrever as situações de ruptura para a análise em termos de bancada, à fim de se conhecer melhor o mecanismo de ruptura e sua ocorrência.

Os modelos confeccionados foram constituídos por taludes de 10 metros de altura e ângulo de face variando de 45° à 65°. As interfaces entre lâminas rochosas, delineadas pelo tombamento flexural, foram igualmente modeladas com elementos de junta (Aquino & Figueiredo, 2005), com descontinuidades regularmente espaçadas de 1,0m ou 0,5m, mergulhando para dentro do talude, com ângulos variando de 70° à 85°.

A modelagem realizada tem como propósito procurar entender o mecanismo de ruptura, bem como identificar através da análise paramétrica, quais as faixas ou intervalos de

variáveis geométricas que descrevem uma melhor configuração de ocorrência do processo de ruptura por tombamento.

No que tange, as condições de contorno, foram implementadas em termos de deslocamentos prescritos: nulos na direção horizontal nas fronteiras laterais verticais e nulos na direção vertical na fronteira horizontal inferior (Aquino & Figueiredo, 2005). Sendo assim, buscando simular a situação, onde a única força atuante no modelo é apenas a gravitacional através das tensões iniciais “in situ”, impô-se na fronteira inferior do mesmo uma restrição de deslocamentos tanto horizontal quanto vertical. Nas laterais do modelo, foi definida uma restrição de deslocamento na direção horizontal. Na fronteira superior, não houve a necessidade de se impor nenhuma restrição, por se tratar de uma superfície livre onde atuam apenas as tensões nulas. Como pode ser verificada na Figura 4.4, na qual busca ilustrar a condições de contorno, aplicadas nos modelos avaliados.

As dimensões da malha seguiram as recomendações sugeridas por Sjoberg (1999), sendo: verticalmente de 2 a 3 vezes a altura total e horizontalmente de 3 a 4 vezes a largura escavada. Onde para o caso em estudo, adotou-se verticalmente cerca de 2,5 vezes a altura total (então 25m) e horizontalmente 4,0 vezes a largura de escavação (então 40m).

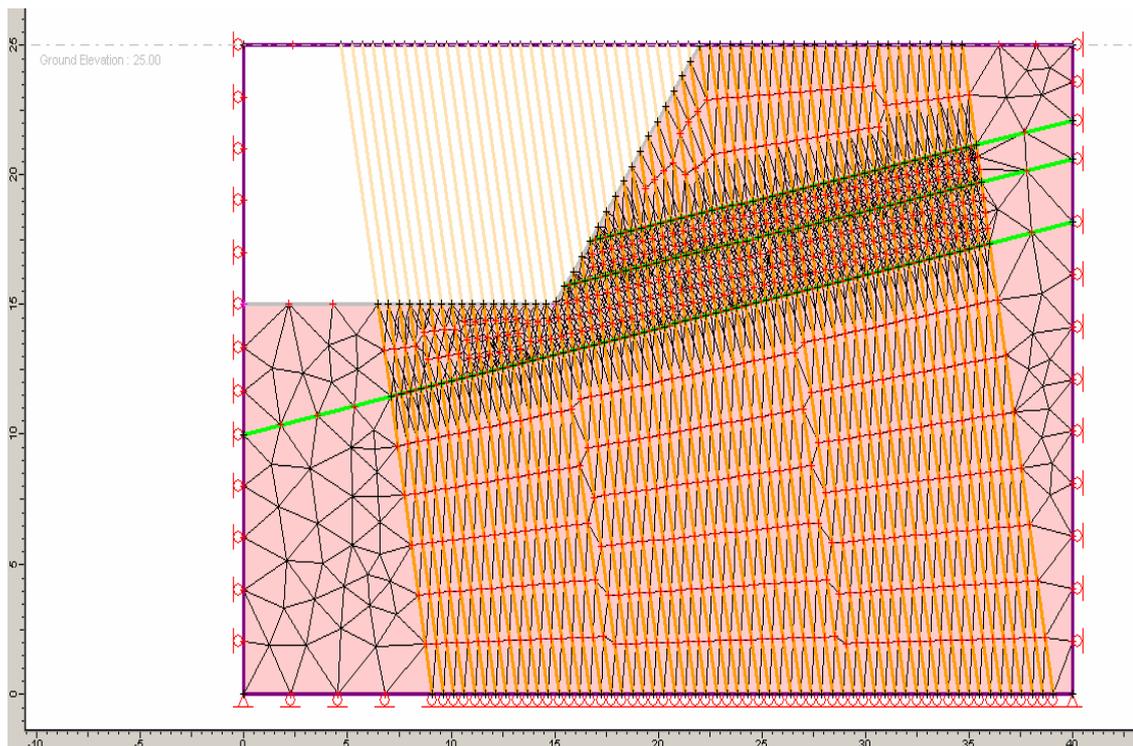


Figura 4.4 – Condições de Contorno aplicadas na modelagem, segundo recomendações Sjoberg (1999).

A definição da malha e a escolha do tamanho que melhor represente as condições do problema é de grande importância para a modelagem, já que se a referida malha apresentar-se com elementos grandes demais pode gerar resultados pouco precisos e por consequência pouco representativos. Por outro lado, se o refinamento for muito elevado poderá gerar um tempo computacional muito grande e inviabilizar a análise. Desta maneira, buscou-se representar todo o modelo através de uma distribuição de malha que atendesse as necessidades do problema, sendo então, refinada a região onde possivelmente ocorreria a zona de ruptura e, portanto, definindo uma região mais “sensível” a verificação da zona de ruptura por cisalhamento e por tração. Já que um maior número de elementos nesta faixa, possibilitará uma melhor identificação dos processos de movimentação e de ruptura envolvidos.

A Figura 4.5 busca ilustrar o aspecto geral da malha de elementos finitos do modelo com ângulo de face 55° , mergulho das descontinuidades de 75° e espaçamentos entre as

lâminas de rochas de 0,5m, representadas no segundo estágio onde se escava o talude. Nesta situação, o cálculo realizado pelo programa incluir às discontinuidades, representadas como elementos de junta, cujas propriedades atribuídas têm comportamento plástico.

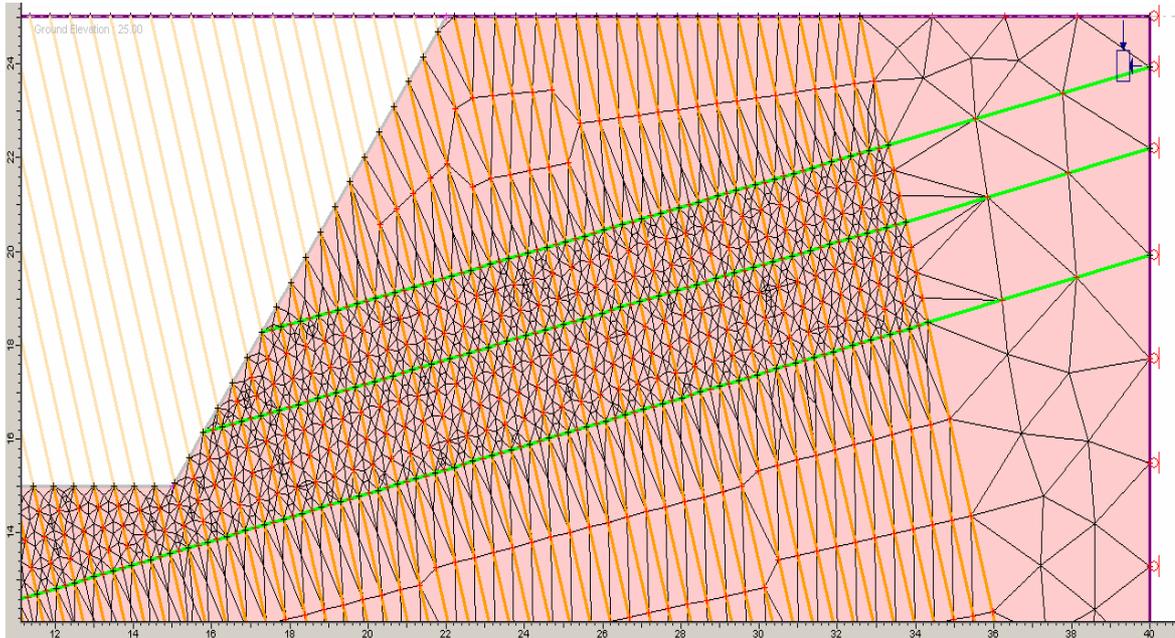


Figura 4.5– Malha de elementos finitos aplicados aos modelos.

4.2.3.2 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos foram admitidos com base nas informações existentes nos relatórios internos da MBR (atualmente Vale) relativos à Consolidação de Parâmetros de Resistência (SBC, 2004). Tais resultados foram obtidos através de uma série de ensaios e análises em diversas rochas ocorrentes nas minas da empresa na região do Quadrilátero Ferrífero.

Com relação ao filito sericítico, os parâmetros de resistência admitidos levaram em consideração o critério de Mohr Coulomb, para uma análise elástica, cujos valores utilizados foram: coesão de pico (c_p) de 0,393MPa e ângulo de atrito de 32,2°.

Com relação à resistência a tração da rocha intacta (σ_t) Sjoberg (1999) e outros autores consideraram em suas análises, o seu valor como sendo nulo, o que se mostra conservador.

Neste trabalho, assim como o realizado por Dilásccio (2004), na falta de um valor que fosse representativo, considerou-se a resistência a tração com sendo $\sigma_{ci}/10$, cujo valor adotado fora de 0,14 MPa, e ainda pelo critério de Mohr-Coulomb pode ser expresso segundo a relação:

$$\sigma_t = \sigma_{ci}/10 ; \quad (4.2)$$

como:

$$\sigma_{ci} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.3)$$

então:

$$\sigma_t = 0,1 [(2c \cos \phi) / (1 - \sin \phi)] \quad (4.4)$$

Sendo:

σ_t - resistência a tração;

σ_{ci} - resistência a compressão;

c - coesão;

ϕ - ângulo de atrito.

Com relação à deformabilidade, as propriedades elásticas consideradas foram definidas para um material isotrópico, tendo-se então os parâmetros elásticos E (módulo de Young) e ν (Coeficiente de Poisson) assim como o parâmetro de fluxo plástico ψ (ângulo de dilatância). Na qual, contrariando a indicação conservadora onde se adota como sendo nulo o seu valor, optou-se por considerar o efeito da dilatância entre as

descontinuidades pelo Critério de Patton (1966), onde se considera o efeito da influência da rugosidade na resistência da descontinuidade.

Para a deformabilidade do maciço, as propriedades elásticas utilizadas levaram em consideração o material tido como isotrópico, cujo valor do Módulo de Elasticidade de Young de 1827,6 MPa e coeficiente de Poisson de 0,35, sendo considerado o peso próprio como a força atuante, representando assim o efeito da força gravitacional. Como mostra a Figura 4.6, para o primeiro estágio de carregamento utilizando como critério de ruptura de Mohr Coulomb e tipo de material elástico.

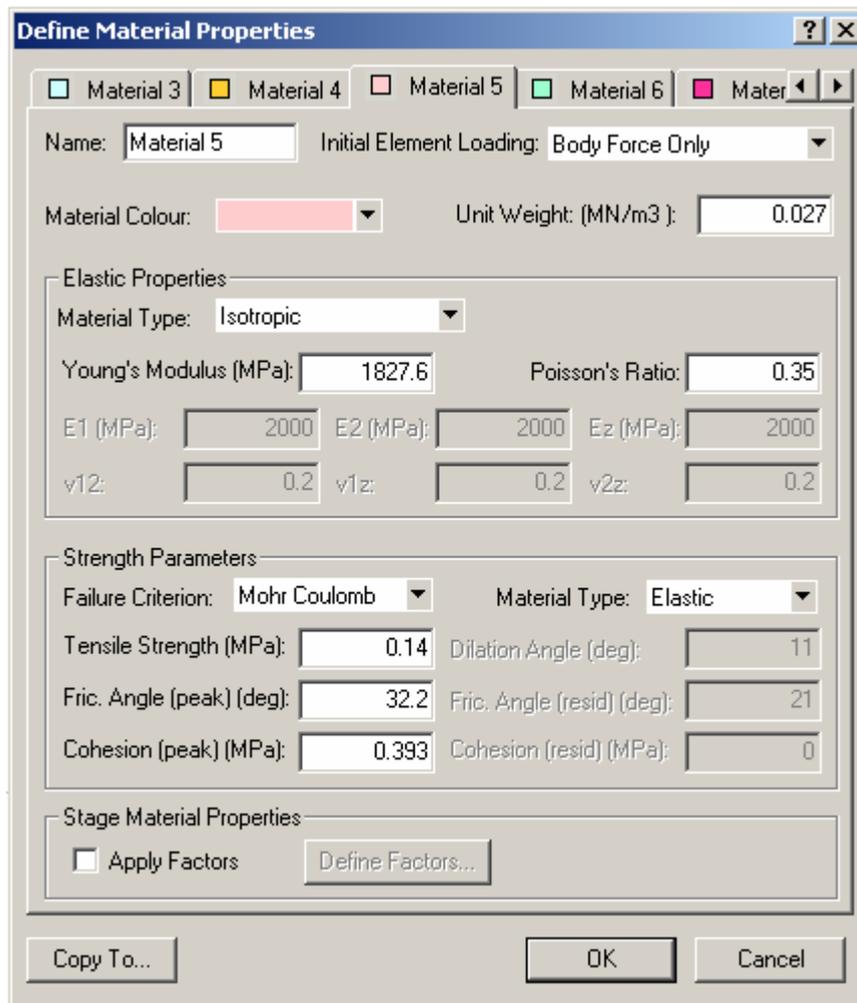


Figura 4.6 - Primeiro estágio de carregamento utilizando o material elástico.

Para o segundo estágio de carregamento, além da aplicação do peso próprio e dos elementos de junta o maciço é admitido como material que se comporta como fluxo plástico. Como pode ser verificado na Figura 4.7.

No segundo estágio de carregamento as características de deformabilidade do maciço foram mantidas as mesmas admitidas para a situação elástica (primeiro passo de carregamento). Porém, como já mencionado, a alteração do tipo de comportamento do material para plástico, implica na inclusão de novos parâmetros de resistência como a dilatação, a qual foi considerado como sendo de 11°. Cujo valor foi obtido pela subtração do ângulo de atrito de pico e o ângulo de atrito residual.

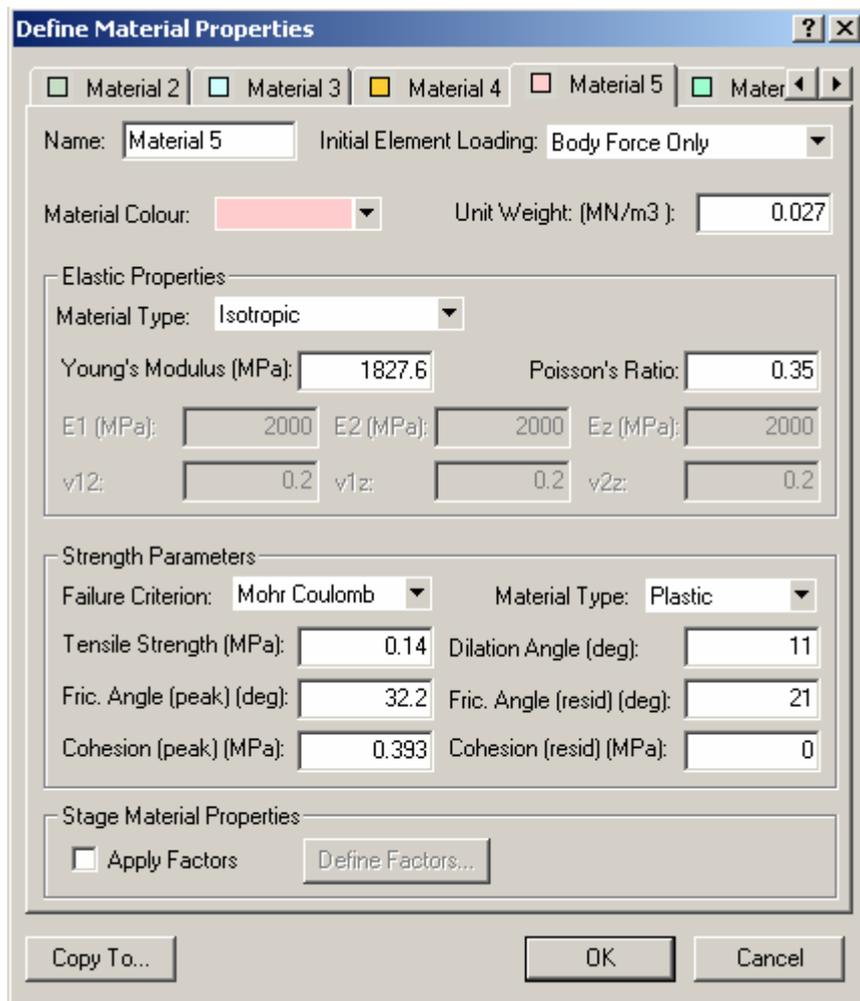


Figura 4.7 - Segundo estágio de carregamento utilizando o material plástico.

Em função do tipo de mecanismo de ruptura analisado, faz-se necessário à inclusão de descontinuidades na modelagem como elementos de junta, na qual representam a interface entre as fatias ou lâminas do maciço rochoso.

A definição dos valores das propriedades de resistência de tais descontinuidades é difícil, uma vez que os ensaios, não se mostrariam representativas com relação às condições reais encontradas em campo.

O programa de elementos finitos Phase2, onde utiliza um modelo elástico-plástico perfeito de Mohr-Coulomb (Pande et al, 1990), utilizado neste trabalho, permite a inserção de tais elementos de juntas cujos parâmetros de entrada foram adotados usando como referência os parâmetros de deformabilidade das juntas/interfaces de rigidez normal e cisalhante das juntas, descritos por Barton & Choubey, 1977, como já relatado no Capítulo 3.

Para tanto, foram usados a rigidez normal ($k_n=40\text{MPa/m}$) e cisalhante ($k_s=0.40\text{MPa/m}$), cujas propriedades foram apenas levadas em consideração no segundo estágio de análise. E o critério de deslizamento considerou o ângulo de atrito residual de 21° , e ainda tração e a coesão como sendo nulas. Nas quais, podem ser observados na Figura 4.8, que representa a tela com a entrada de dados do Programa Phase2.

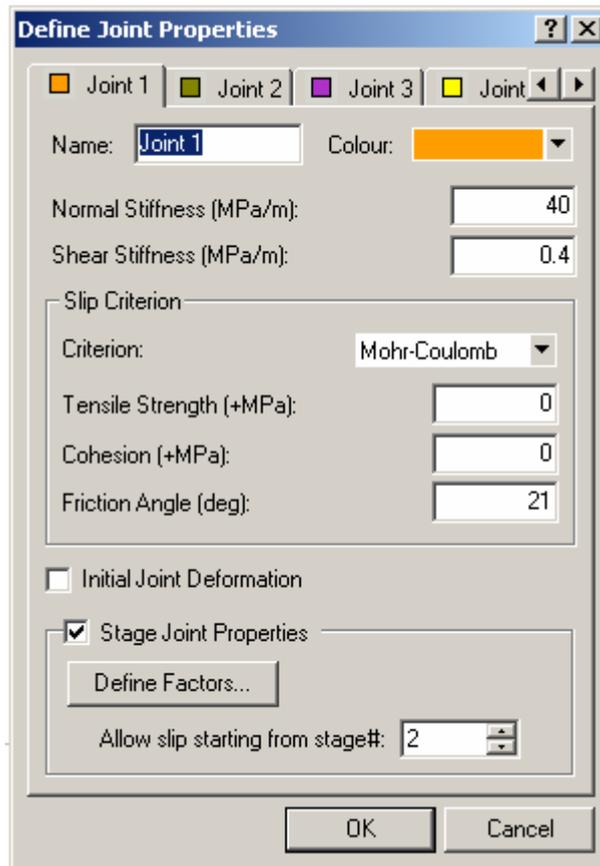


Figura 4.8 - Representação dos dados de entrada para caracterizar os elementos de junta, definidos para o segundo estágio de carregamento.

Os modelos analisados foram representados por apenas uma unidade litológica, onde atuavam o campo de tensões iniciais e o peso próprio das mesmas. Sendo que o campo de tensões iniciais adotado teve as tensões verticais (σ_v) e horizontais (σ_H) como sendo suas componentes principais. Ambas variam em profundidade (z), segundo a hipótese litológica usualmente admitida: $\sigma_v = \gamma \cdot z$ e $\sigma_H = K \sigma_v$, onde K é uma constante e γ é um peso específico médio $0,027\text{MN/m}^3$ (GOODMAN, 1989).

O valor de K admitido foi de 0,55, segundo cálculo usando a formulação já apresentada no Capítulo 02, para tanto o coeficiente de Poisson, que para o maciço analisado foi de 0,35.

4.2.3.4 – ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Uma vez estabelecidas as características geométricas dos modelos, bem como as condições de contorno e os parâmetros de resistência do maciço, procede-se a então a análise paramétrica que levou em consideração a variação entre ângulo de atrito(a), ângulo de mergulho em relação ao pé do talude (b), assim como a espessura entre as lâminas.

A Figura 4.9 apresenta as características do mecanismo de ruptura por tombamento flexural, onde é observada a ocorrência de fendas de tração na crista, bem como o movimento sinistral entre as lâminas de rocha, comuns para este tipo de mecanismo de ruptura.

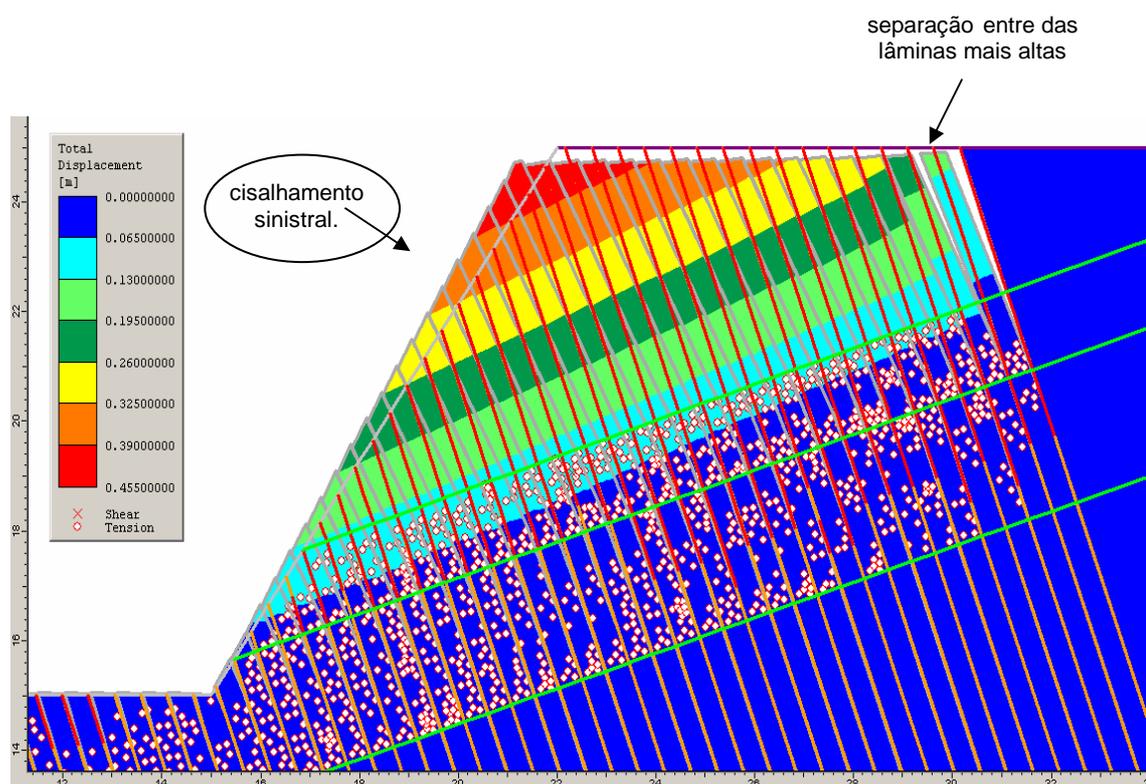


Figura 4.9 - Modelo indicando a existência de separação entre as lâminas mais altas na crista do talude e cisalhamento sinistral.

Para tanto, foram confeccionados cerca de 24 modelos, sendo 12 para espaçamento entre as descontinuidades de 1,0m e 12 para espaçamento de 0,5m. Com combinação de

situações geométricas favoráveis a ocorrências do tombamento pré definidos através de uma análise preliminar da condição cinemática.

Várias simulações de intervalos de tolerância para os deslocamentos foram realizadas na tentativa de definir um valor que melhor representasse as tensões atuantes para a situação estudada, portanto para cada modelo realizado, em virtude das condições geométricas estabelecidas, a faixa de tolerância admissível poderia variar em função da não convergência ou da ocorrência de uma grande variação no valor do deslocamento. Nesta situação para a tensão aplicada maior que a admissível, o modelo buscará convergir indefinidamente, caracterizando a não convergência ou indicando um deslocamento muito maior que a tendência na qual vinha sendo observada, podendo indicar, assim a situação de colapso do modelo.

As análises foram realizadas em duas etapas de carregamento, a primeira delas considerando o modelo como sendo elástico, a fim de simular o comportamento real da atuação da força da gravidade, usando os parâmetros de resistência de pico do filito sericítico. Precedida da segunda etapa, onde após se atingir o equilíbrio da primeira fase, foi realizada a escavação da face do talude, gerando uma nova situação de desequilíbrio, na qual pode gerar um novo equilíbrio ou então uma situação de colapso atingindo o regime permanente do fluxo plástico. Nesta fase o modelo simulado usou os parâmetros residuais de resistência.

A caracterização da ocorrência do mecanismo foi balizada na verificação da ocorrência de alguns indicadores que possivelmente poderiam servir de parâmetro para determinar em quais situações o mecanismo de ruptura estaria ocorrendo.

Neste sentido, a análise inicial foi balizada observando a convergência ou não através das condições de equilíbrio, inicialmente determinada.

Posteriormente, para o caso de uma situação de colapso. A análise levou em consideração o deslizamento entre as lâminas de rocha e o conseqüente cisalhamento

das mesmas. Na qual a condição de plastificação foi observada, e que serão representados através dos pontos plastificados a formação de uma superfície contínua ligando duas superfícies livres do modelo ou tendendo a tal ocorrência, evidenciando assim que o processo de ruptura possivelmente estará ocorrendo.

Verificam-se assim, as zonas nas quais as tensões satisfazem o critério de ruptura, indicando normalmente a região onde houve plastificação. Representando desta maneira a provável formação de um mecanismo de ruptura através de uma linha contínua de zonas plásticas ligando duas superfícies livres caracterizando, portanto o chamado plano basal de ruptura.

Além disso, a ruptura por tração, como mostra a Figura 4.10, também é um importante indicador da situação de colapso do maciço, sendo mais evidente na região de maior detalhamento da malha. Uma vez que nesta região os elementos da malha sendo menores, o efeito da tração, será mais facilmente constatada. Como mostra a Figura 4.10 através dos pontos de tração.

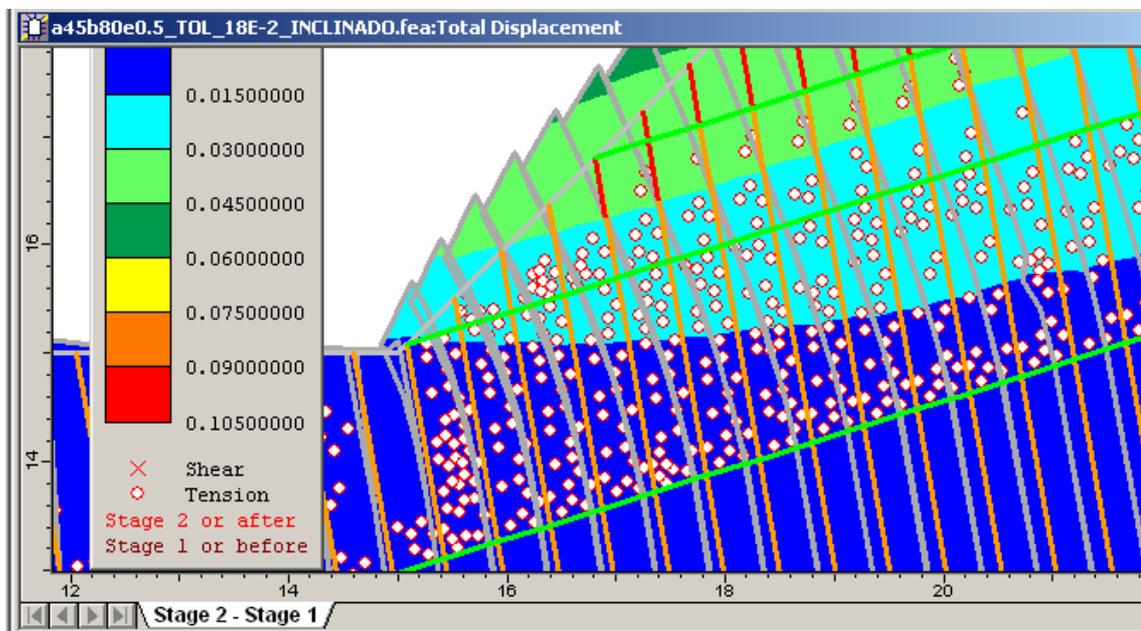
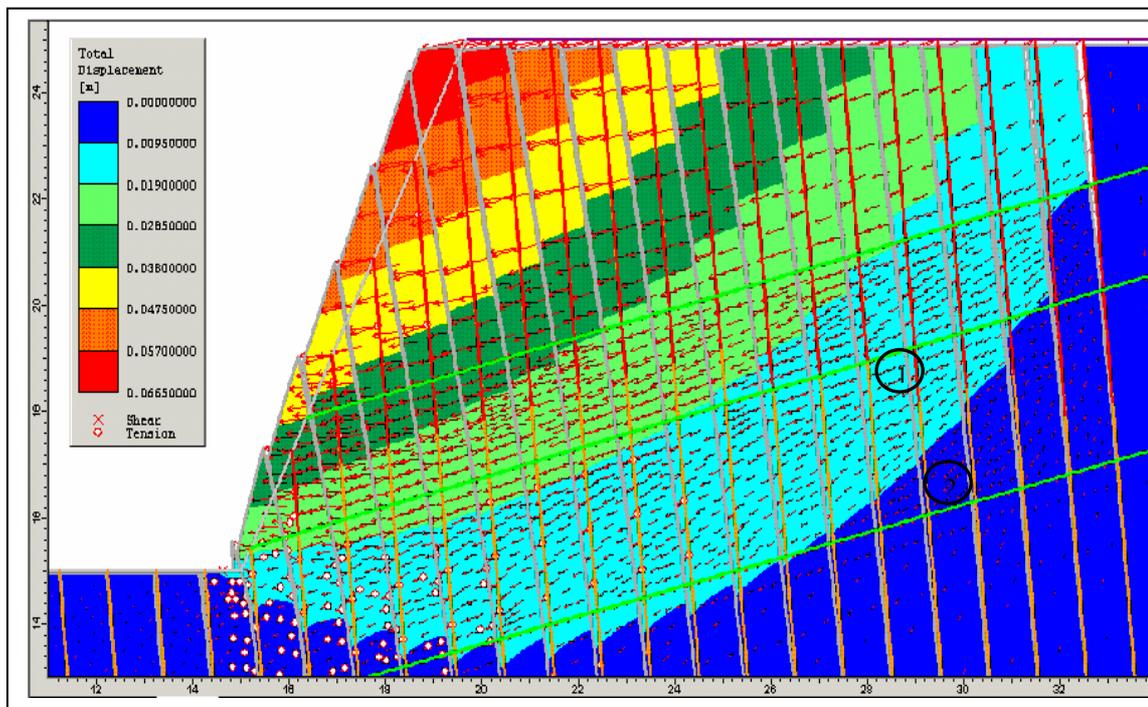


Figura 4.10 - Representação dos pontos de ruptura por tração, na região onde a malha fora refinada para melhor caracterização.

Outro indicativo de ruptura está na observação do comportamento dos vetores deslocamento, sendo então constatada uma mudança visual significativa do tamanho do mesmo, o que remete a uma região do maciço onde sofreu um maior deslocamento em detrimento de outra região que permaneceu menos mobilizada. Geralmente esta mudança sugere a ocorrência de uma superfície “potencial” de ruptura identificada como uma superfície basal. A Figura 4.11 apresenta o modelo com ângulo de face de 65°, mergulho das descontinuidades de 80° e espaçamento entre lâminas de 1,0m, a qual a mudança dos tamanhos dos vetores deslocamento (como indicado para as regiões 01 e 02) evidenciam uma movimentação relativa entre eles. Desta maneira, os menores valores representariam (em módulo) os menores deslocamentos relativos.



A análise da tolerância é um outro fator indicativo da situação de colapso da estrutura modelada, uma vez que o modelo sugerido ao apresentar dificuldades de convergência para valores relativamente altos de tolerância (próximo a 1,0) pode sugerir a instabilidade da situação geométrica sugerida. Portanto, valores próximos ao valor 1,0, tomando como referência o valor de tolerância recomendado pelo programa, na qual varia de 0,01 para 0,001.

Para modelos onde os materiais são elásticos o efeito da tolerância não é usado, já que a solução é tida como “exata”. Sendo relevante para materiais plásticos onde seu valor pode assumir diferentes valores dependendo do problema em análise. Podendo, entretanto ainda considerar que quanto menor a tolerância aplicada maior será o tempo computacional, uma vez que está buscando a situação de convergência em uma faixa maior de valores.

A ruptura por cisalhamento é outro indicativo de instabilidade, sobretudo na região da base do talude, onde a condição geométrica não é favorável a ocorrência do tombamento (ver Figura 4.12). Uma vez ocorrida a ruptura por cisalhamento por um “efeito dominó” o processo de ruptura nas lâminas superiores como um todo, pode ser acelerado.

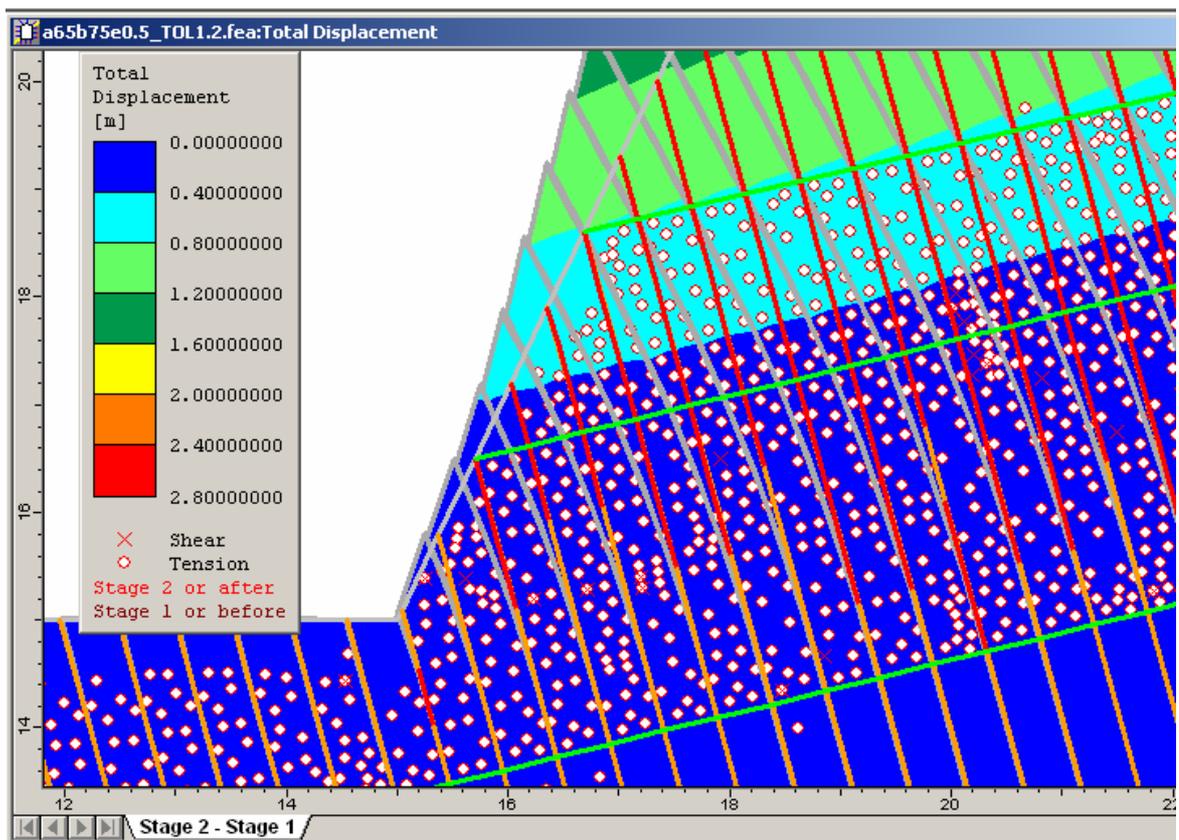


Figura 4.12 - Indicação de pontos de ruptura por cisalhamento.

Após análise das informações geradas com a modelagem no Phase2, em função da condição paramétrica de variação de ângulo de face e mergulho entre lâminas rochosas, bem como espaçamento entre as mesmas, foi possível criar um gráfico de tendência de comportamento quanto ao processo de ruptura (ver Figuras 4.13 e 4.14).

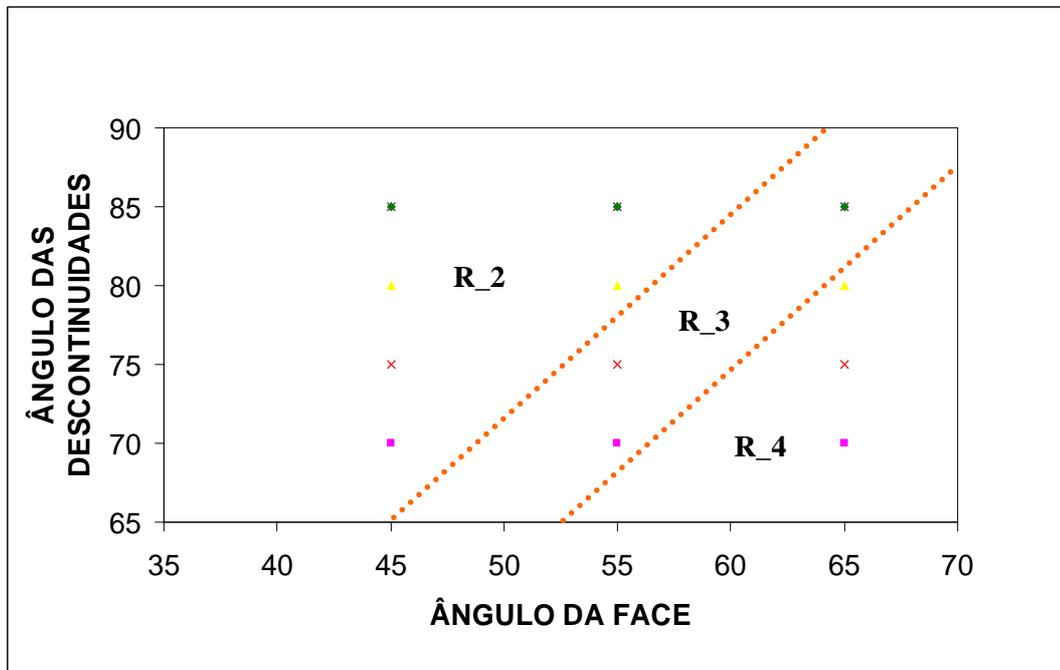


Figura 4.13 - Indicação do gráfico de tendência segundo análise realizada no programa Phase2 para espaçamento entre lâminas de 1,0m.

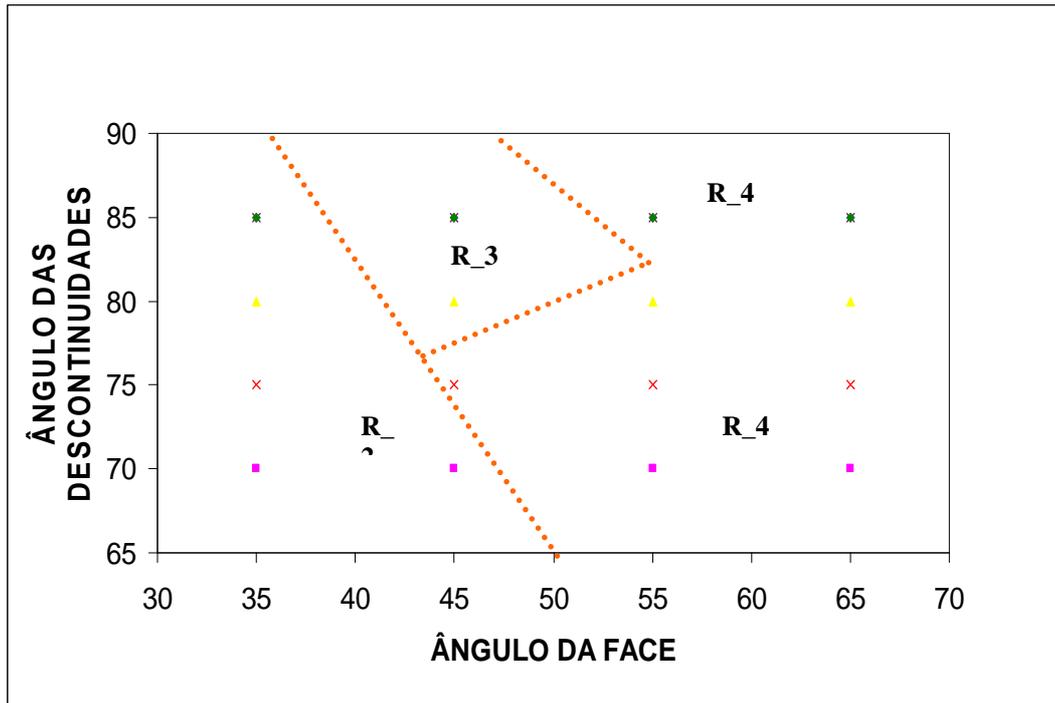


Figura 4.14 - Variação de ângulo de face e das descontinuidades para espaçamento entre lâminas de 0,5m, representado no gráfico de tendência.

Na tentativa de verificar regiões de comportamento semelhante, na qual foi assumida uma tendência, a seguinte classificação ou ainda agrupamento foi assumido como sendo:

- Região R_2, uma região onde se nota a plastificação, porém pouco definida e ocasionalmente sua ocorrência verificada na base do talude, portanto condição de pouca instabilidade quanto ao tombamento.
- A Região R_3, onde a plastificação ocorre de maneira mais pertinente, contudo não caracterizava um plano basal de ruptura bem definido e em alguns casos o vetor deslocamento não define o deslocamento relativo entre as regiões, o que possivelmente poderia indicar uma “potencial” superfície de ruptura. Assim região de condição mediana a ocorrência do mecanismo de ruptura;

- Região R_4, na qual a plastificação ocorria de forma bem caracterizada e/ou definida, evidenciando um plano basal de ruptura, indo da base do talude em direção a crista do mesmo e ainda a ruptura por cisalhamento em alguns casos, definido portanto uma região com grande possibilidade de ocorrência de ruptura por tombamento ou por associação de mecanismos.

DESENVOLVIMENTO NAS TÉCNICAS DE EQUILÍBRIO LIMITE

5.1 – OBJETIVOS

Este capítulo tem como propósito a comparação das análises paramétricas realizadas e apresentação das implementações que se fizeram necessárias devido a dificuldade de aplicação uma vez que o método de Equilíbrio Limite de Aydan e Kawamoto não apresentam soluções nas quais incorporam outros métodos de ruptura que não o tombamento flexural. Dificultando a análise global do processo de ruptura, uma vez que a diversidade de tipos de carregamento gera a possibilidade da ocorrência da ruptura pela associação de mecanismos. E não somente por um único modo de ruptura.

As análises apresentadas no Capítulo 05, explanam sobre várias possibilidades de se identificar a ocorrência do mecanismo de ruptura por tombamento. Neste capítulo, no entanto, tais análises serão descritas, com o propósito de se buscar identificar as limitações dos métodos usuais para análise de estabilidade e na tentativa de se determinar quais as formas de análise que possibilitarão indicar resultados mais próximos às condições de campo, além da sua melhor escolha quanto a aplicação mediante a face em que se encontra o estudo e portanto, do grau de detalhamento necessário à identificação do fenômeno, seja ele apenas indicativo de tombamento ou da associação de mecanismos. O que torna a análise mais próxima da condição observada em campo.

5.2 – IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO DE AYDAN E KAWAMOTO

O Método de Aydan e Kawamoto são satisfatórios quando se deseja identificar a ocorrência ou não do tombamento, bem como nas possibilidades de verificar o percentual de lâminas passíveis deste fenômeno. Porém a condição considerada válida para a condição global, como sendo: se, $P_0 < 0$, estável; se, $P_0 = 0$, equilíbrio-limite e se, $P_0 > 0$, instável, não fornece informações suficientes para definir realmente a condição global, já que nas regiões da base e da crista do talude a condição de tombamento não ficam caracterizadas.

Tal condição de incerteza na determinação da condição global do talude quanto à estabilidade e, portanto nas prováveis possibilidades de ruptura, gerou a necessidade de se refinar a metodologia aplicada por Aydan & Kawamoto, incorporando a mesma, outras possibilidades de ruptura que não somente o tombamento flexural.

Primeiramente, a tentativa realizada assumiu a condição de tração nula, na qual busca incorporar a ocorrência da ruptura por tração. Para tanto, à equação do Método de Aydan & Kawamoto, foi suprimida a parcela corresponde à tração (planilha de análise, Anexo 2).

A Figura 5.1 mostra um gráfico de tendência relacionado à condição de estabilidade para um talude de Filito Sericítico com 10 m de altura, espaçamento entre lâminas de 1,0m. Para tanto, foi usada a equação de Aydan & Kawamoto implementada em planilha por Aquino et al (2005), já mencionado, e agregada à condição de tração nula neste trabalho. Sendo à esquerda a condição de estabilidade e instabilidade à direita.

Usando do mesmo critério até agora assumido para a condição de estabilidade do talude (para a situação onde $\geq 75\%$ de lâminas são tidas como instáveis, o bloco de rocha se comporta de maneira instável, ou seja, para grande parte do talude estaria suscetível ao

tombamento), observou-se que para a simulação de tração nula nos modelos com espaçamento entre lâminas de 0,5m, todos os modelos analisados apresentaram características de instabilidade, considerando a mesma escala de variação de ângulo de face e de mergulho entre camadas realizadas para espaçamento de 1,0m.

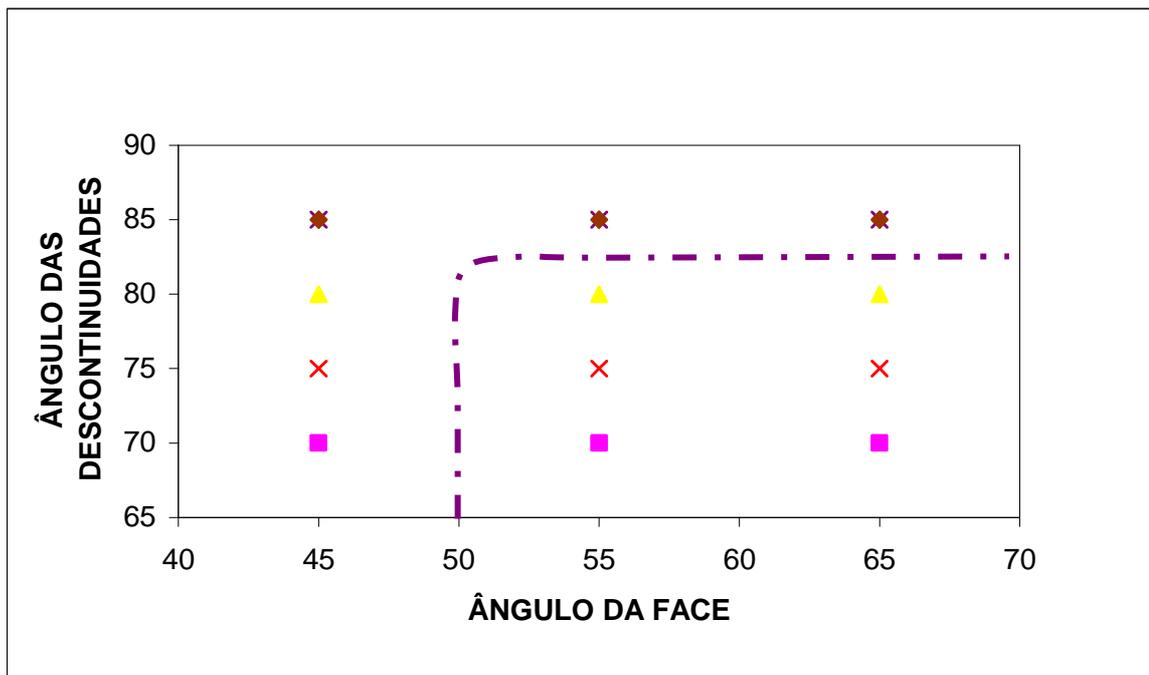


Figura 5.1– Análise de estabilidade incorporada à condição de tração nula a equação de Aydan & Kawamoto (1992), representada pelo gráfico de tendência.

Na segunda situação, assumiu as mesmas condições determinadas por Aydan & Kawamoto e procedeu-se a implementação usando à condição de tensão de cisalhamento máximo, buscando incorporar a ruptura por cisalhamento no trecho onde não ocorre a ruptura por tombamento.

Na equação (3.3) descrita por Aydan & Kawamoto foi incorporada a condição de cisalhamento, na qual descreve, que uma vez aplicada as tensões no bloco rochoso e estas sendo maiores que a resistência ao cisalhamento do mesmo dar-se-á início a ruptura também do cisalhamento. Então, para:

$$\tau_{xy}^{\text{máx}} > \tau_R$$

E, ainda, para a resistência ao cisalhamento (τ_R), vem:

$$\tau_R = c + \sigma \tan \phi \quad (5.1)$$

E tensão de cisalhamento atuante máxima na lâmina de rocha:

$$\tau_{xy}^{\text{máx}} = \frac{3 [\gamma_i h_i \sin \alpha + (P_{i+1} - P_{i-1})]}{2 h_i} \quad (5.2)$$

Onde, para a lâmina de rocha:

$$\tau_R = c + \frac{w_i \cos \alpha \tan \phi}{t_i} \quad (5.3)$$

Logo, considerando as equações 5.2 e 5.3. E admitindo $\tau_R > \tau_{xy}^{\text{máx}}$, vem:

$$\tau_R > \frac{3 [\gamma_i h_i \sin \alpha + (P_{i+1} - P_{i-1})]}{2 h_i} \quad (5.4)$$

E,

$$\left(\frac{2}{3} \tau_R h_i - \gamma_i h_i \sin \alpha - P_{i+1} \right) > -P_{i-1} \quad (5.5)$$

Então, se:

$$P_{i-1} = \left(-\frac{2}{3} \tau_R h_i + \gamma_i h_i \sin \alpha + P_{i+1} \right) \quad (5.6)$$

E, portanto,

$$P_{i-1} < 0.$$

Conclui-se que:

- Para , $P_{i-1} < 0$, a lâmina de rocha “não romperá” por cisalhamento, caso contrário “romperá”.

Então esta condição uma vez incorporada ao método de cálculo de Aydan & Kawamoto, além da ruptura por tombamento, pode avaliar a ruptura por cisalhamento nas lâminas. Portanto para as lâminas que não romperem por tombamento testa-se a ruptura por cisalhamento. Tal situação de análise foi acrescida à planilha de cálculo e uma série de tentativa de cálculo foram realizadas.

A parametrização realizada proporcionou a determinação de algumas tendências de comportamento, que são apresentadas nas Figuras 5.2 e 5.3.

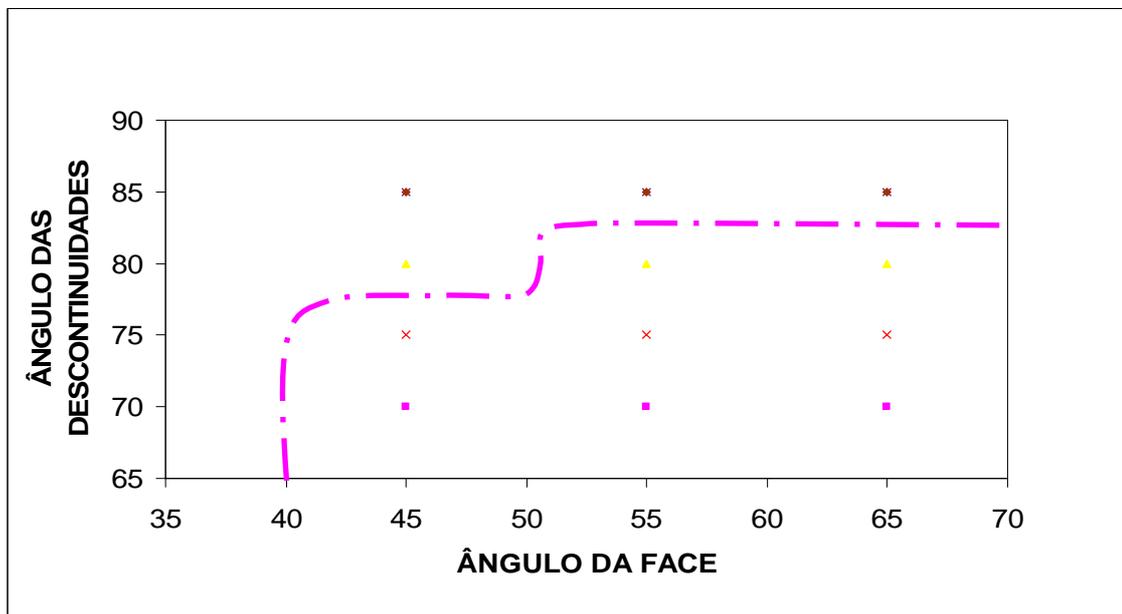


Figura 5.2 – Gráfico de tendência para espaçamento entre lâminas de 0,5m. Equação de Aydan & Kawamoto (1992), incorporada a condição de cisalhamento máximo.

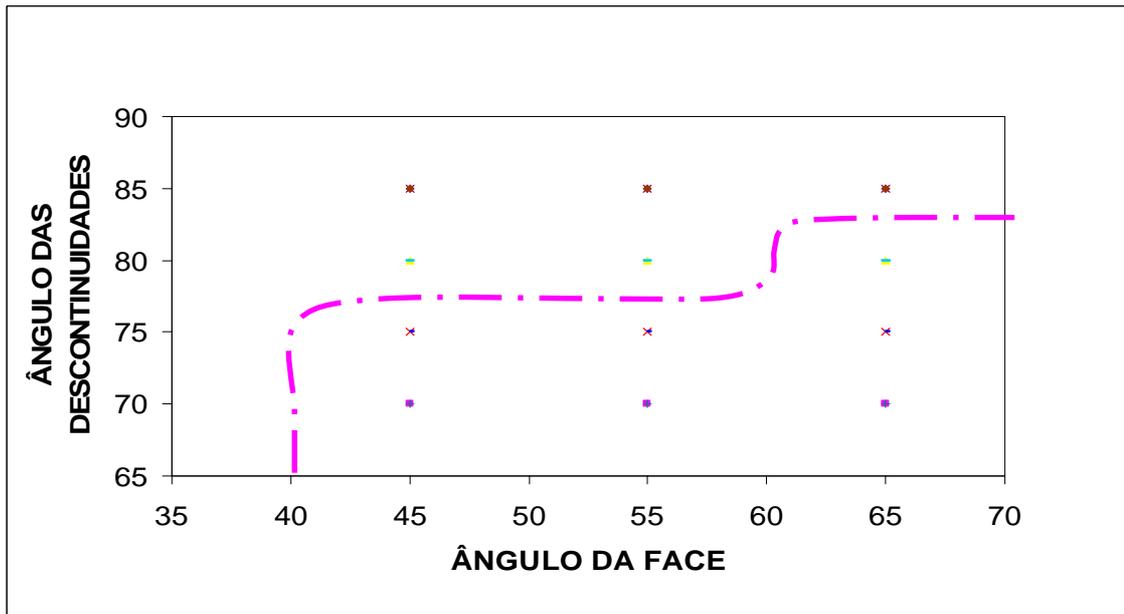


Figura 5.3 – Gráfico de tendência para espaçamento entre lâminas de 1,0m. Equação de Aydan & Kawamoto (1992), incorporada a condição de cisalhamento máximo.

Tais implementações na equação de Aydan & Kawamoto, foram realizadas na tentativa de incorporar na análise de estabilidade situações de ruptura que melhor descrevessem o processo de ruptura global e portanto, mais próximas das situações observadas em campo.

Neste sentido, os estudos desenvolvidos indicaram que a simulação realizada implementando a tensão de cisalhamento máxima apresentou resultados mais próximos da condição simulada pelo método de elemento finitos usado neste trabalho, através do programa Phase2. Em algumas situações de análise pôde-se constatar a mesma equivalência dos resultados obtidos para os trechos com tombamento seguido da ruptura por cisalhamento, encontrados nas análises realizadas utilizando o programa Phase2 e o método de elementos finitos implementada em planilha Excel. E em outros, no entanto, algumas distorções foram observadas, provavelmente devido ao fato de que no programa Phase2, durante o seu processo de cálculo, a lâmina rompida por tombamento assume à condição residual, enquanto que no método de equilíbrio limite tal situação não se apresenta possível.

5.3 – ÁBACOS DE ESTABILIDADE

Uma vez analisadas as informações geradas aplicando à condição Cinemática de Goodman e Bray; o método de Equilíbrio Limite de Aydan & Kawamoto (1992); o Método de Equilíbrio Limite implementado a condição de cisalhamento máximo, bem como o Método de Elementos Finitos no programa Phase2, tais informações à cerca do comportamento do filito sericítico para a condição de ruptura foram reunidas e descritas em um ábaco comparativo com o intuito de definir zonas ou regiões que determinam comportamentos semelhantes.

Sendo então consideradas, para a condição cinemática de Goodman e Bray e para o método de Equilíbrio Limite (M.E.L) de Aydan & Kawamoto: as linhas que delimitam zonas ou regiões com grande número de lâminas com comportamento tido com estáveis (à esquerda) e instáveis (à direita) à condição de ruptura, para diferentes combinações de ângulos de face e mergulho entre as descontinuidades. Já para as análises realizadas para o Método dos Elementos Finitos (M.E.F) usando o programa Phase2, três regiões foram indicadas, sendo: Região R_2; Região R_3 e Região R_4, cujas características assumidas foram descritas no Capítulo 04.

Nos gráficos que serão descritos à seguir, foram adotados os critérios descritos na Tabela 5.1, para melhor identificação da metodologia aplicada em cada comparação.

Tabela 5.1- Critério adotado para identificação da metodologia aplicada.

Critério de Goodman e Bray	
M. Aidan e Kawamoto	
M. Aidan e Kawamoto _Tração nula	
M.E.L. Santos e Figueiredo	
M.E.F. (PHASE2)	

É importante salientar que, para todas as análises comparativas realizadas, pode-se perceber que a condição de ocorrência do mecanismo de tombamento flexural definida pelo método de Goodman e Bray têm caráter conservador, uma vez que sua condição de estabilidade é observada para valores de ângulo de face inferiores à 45° .

5.3.1 – ANÁLISE COMPARATIVA_01:

Nesta primeira análise foram tomados como dados de comparação a simulação simultânea da condição Cinemática de Goodman e Bray; do Método de Equilíbrio Limite de Aydan & Kawamoto e o Método de Elementos Finitos utilizando o programa Phase2. Na qual é apresentada na Figura 5.4.

Nesta situação, apenas a condição de possibilidade de ruptura por tombamento é levada em consideração para a análise segundo o Método de Aydan & Kawamoto. E em função desta consideração, e portanto por não contemplar outras formas de ruptura, é justificável as diferenças encontradas na comparação. Como pode ser visto nas Figuras 5.4 e 5.5.

Apesar das diferenças encontradas, nota-se uma certa tendência de comportamento, uma vez que, para as simulações realizadas tanto pelo método de Aydan & Kawamoto, quanto pela análise através do Phase2 existe uma faixa de ângulo de face de 65° cuja correlação de possibilidade de instabilidade é assegurada, para a variação de ângulo de mergulho das descontinuidades, Figura 5.4.

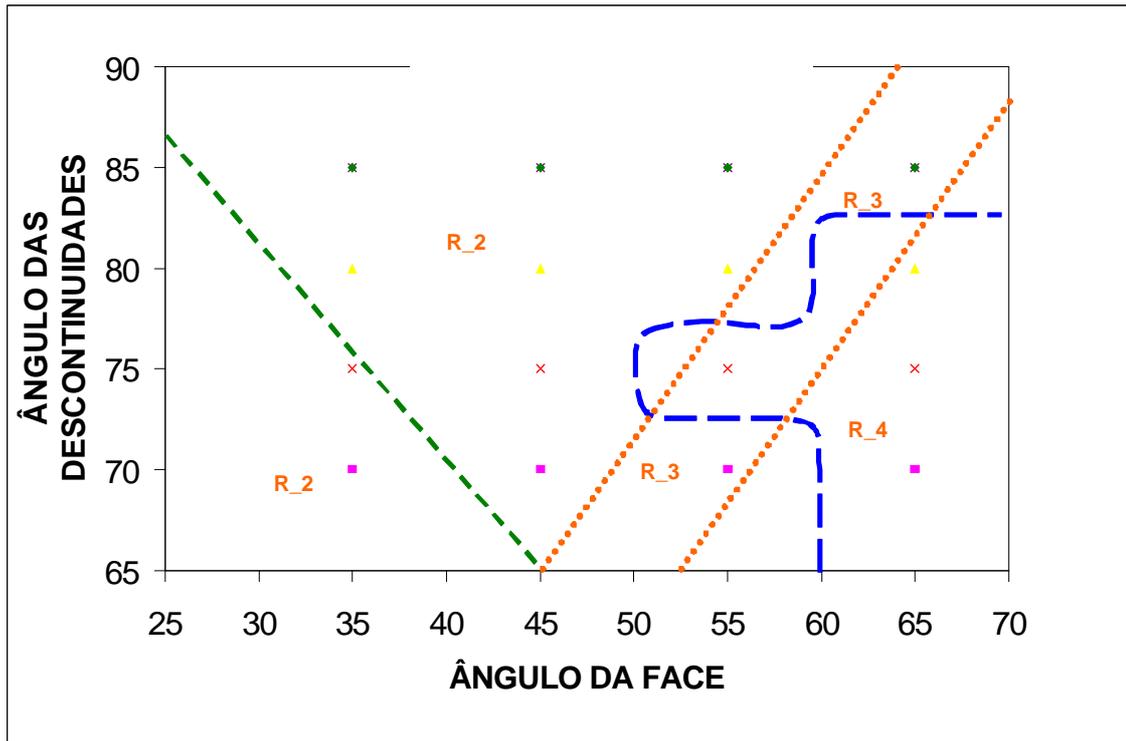


Figura 5.4 - Ábaco de tendência para espaçamento entre lâminas de 1,0m.

Para a condição de espaçamento entre lâminas de 0,5m a condição de instabilidade ocorre para uma mesma tendência, Figura 5.5. Salvo os possíveis erros que podem ocorrer, em função das considerações de faixa de instabilidade usado para o método de Aydan & Kawamoto, como explanado no Capítulo 04.

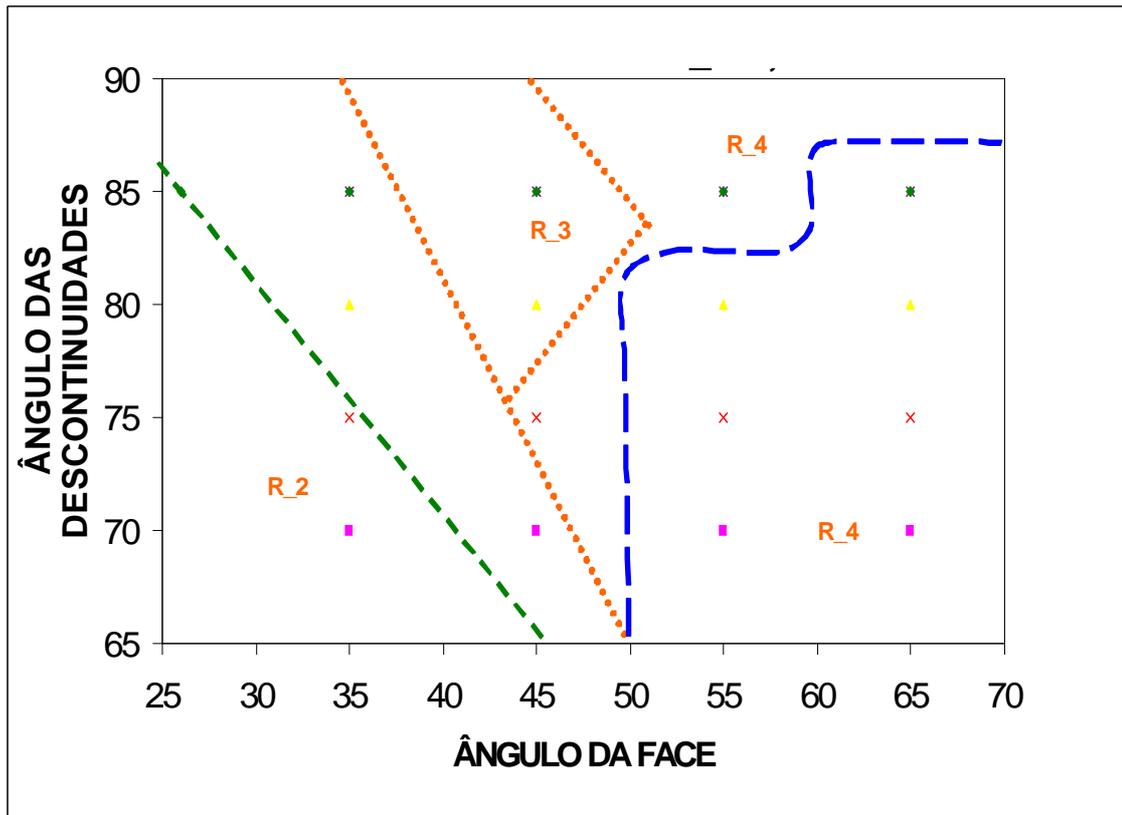


Figura 5.5 - Ábaco de tendência para espaçamento entre lâminas de 0,5m.

5.3.1 – ANÁLISE COMPARATIVA_02: AYDAN_TRAÇÃO NULA

Segundo critério de Aydan & Kawamoto implementado para tração nula, ou seja, passível de romper por tração, pode ser observado, duas situações distintas para espaçamento de 0,5 e 1,0m, nas quais podem ser vistos nas Figuras 5.6 e 5.7.

Para a condição de espaçamento entre lâminas de 1,0m, a condição de instabilidade se assemelha bastante com a simulada do Phase2, respeitando as distorções em função do critério adotado na avaliação desta implementação.

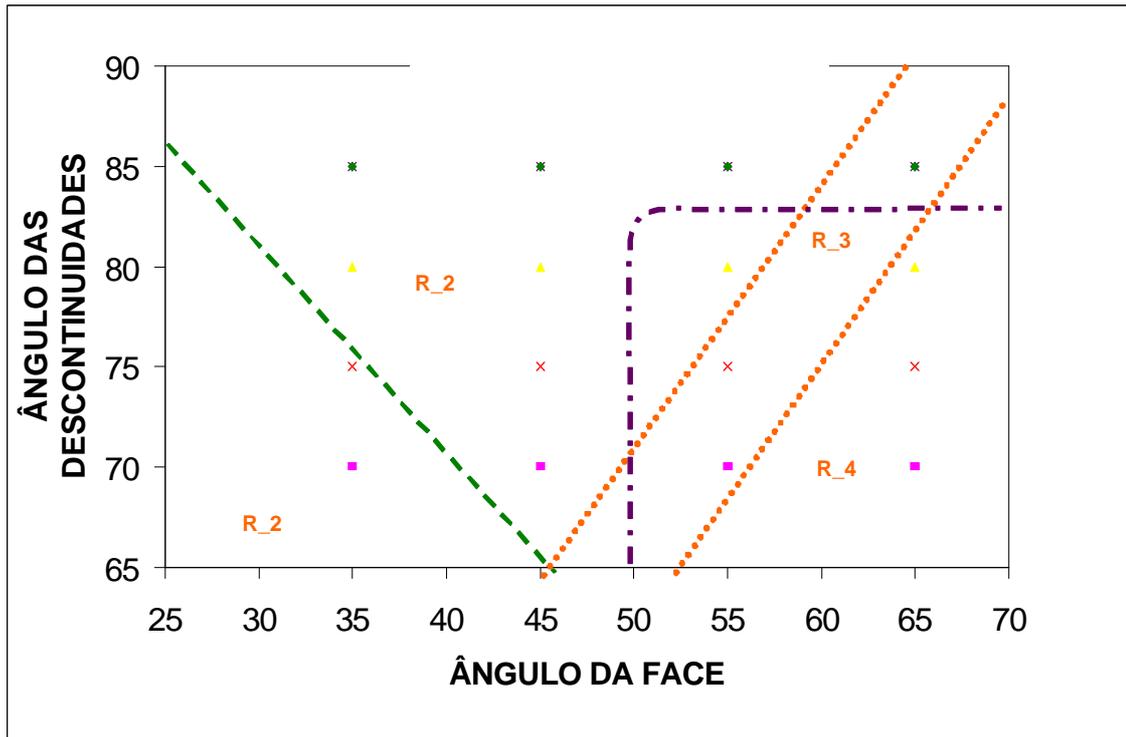


Figura 5.6 - Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 1,0m, com tração nula.

Nas simulações para espaçamento entre lâminas de 0,5m, foi notada a condição de instabilidade para ângulos de face superiores a 35°, segundo qualquer orientação de mergulho das descontinuidades, representado na Figura 5.7.

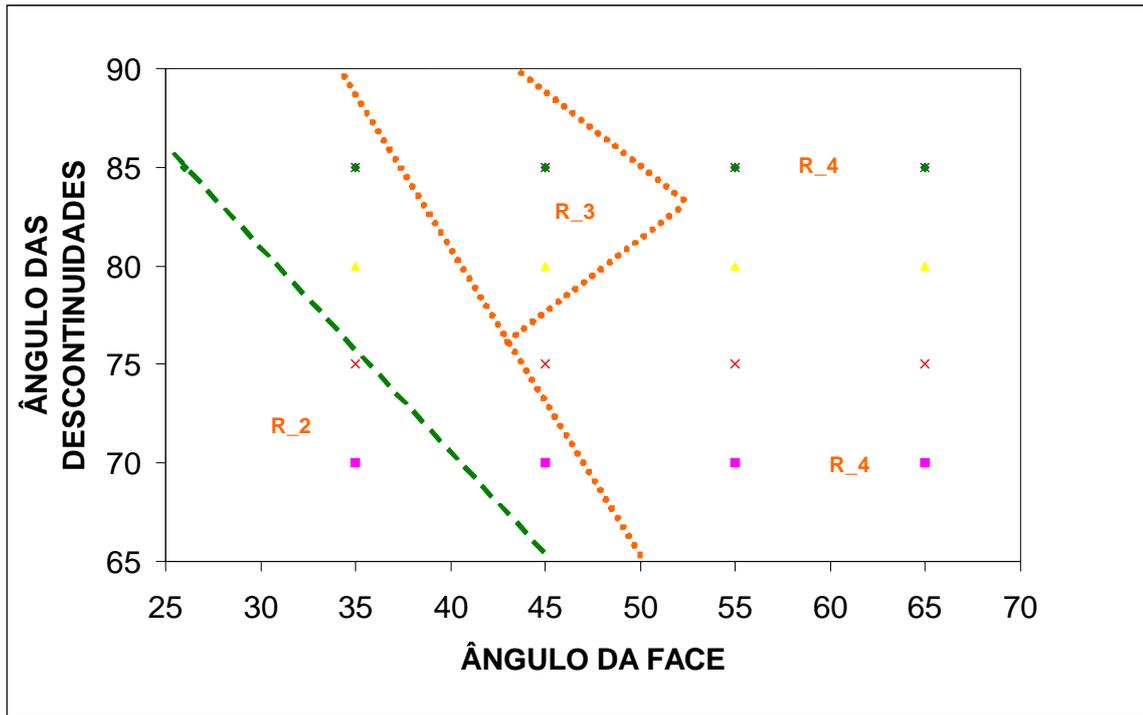


Figura 5.7 - Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 0,5m, com tração nula.

5.3.1 – ANÁLISE COMPARATIVA_03: AYDAN_CISALHAMENTO MÁX.

A incorporação da condição de cisalhamento máximo (identificado como M.E.L - Método de Equilíbrio Limite de Santos e Figueiredo) à planilha de cálculo de Aydan & Kawamoto a tendência de comportamento, tanto para espaçamento entre lâminas de 0,5 quanto de 1,0m, mostrou-se bastante satisfatório no que tange a tendência de comportamento comparado ao método de Elementos Finitos, Figuras 5.8 e 5.9.

Neste sentido, a planilha pode ser usada para uma análise mais detalhada do mecanismo de ruptura, com razoável condição satisfatória, para ângulo de mergulho das descontinuidades menores que 85°, em função da sua facilidade de uso comparado à modelagem realizada no Phase2.

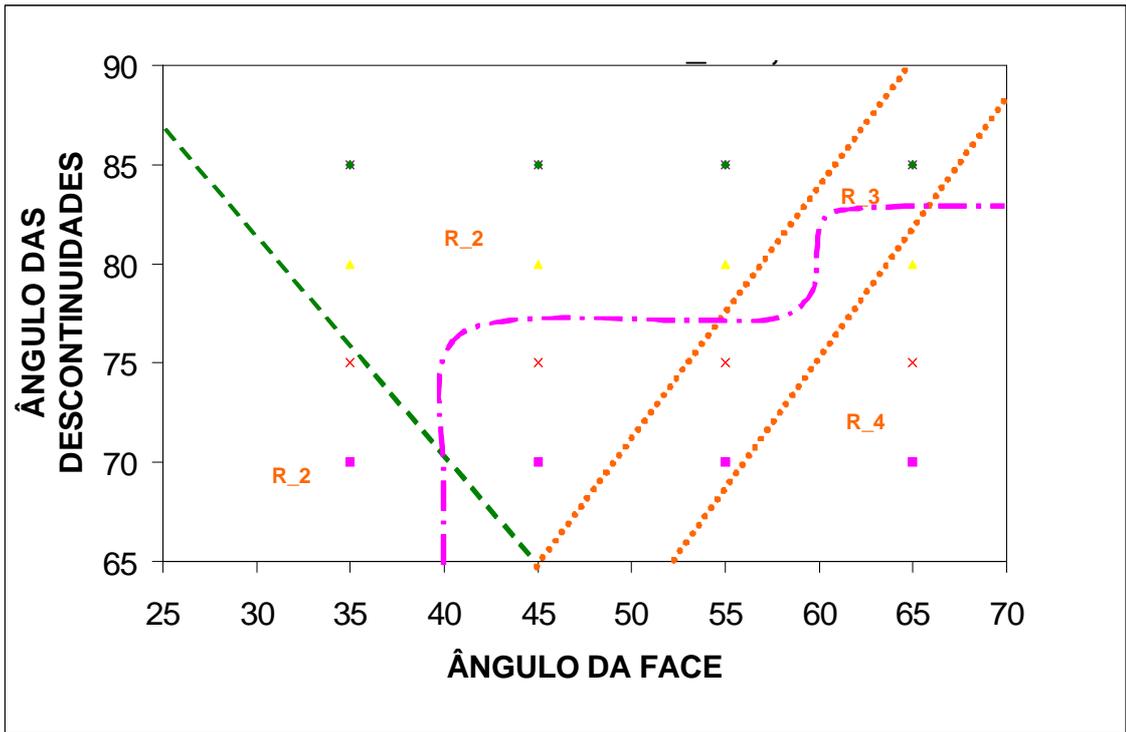


Figura 5.8 - Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 1,0m.

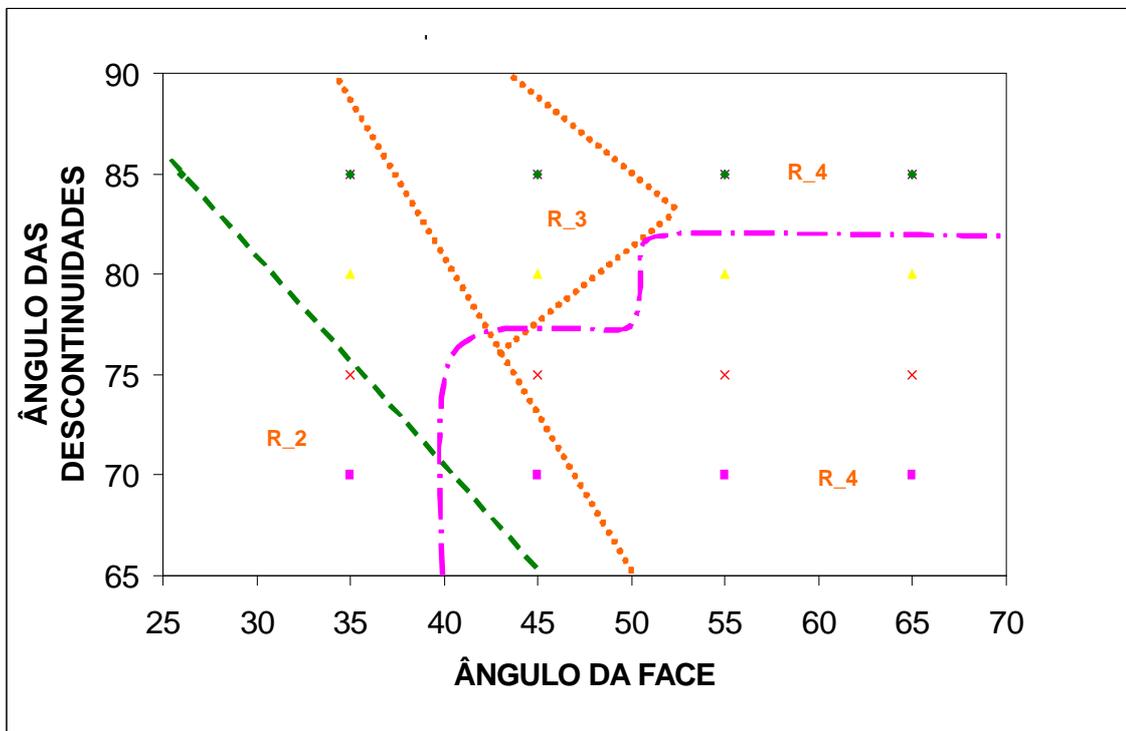


Figura 5.9 - Ábaco de tendência de comportamento para espaçamento entre lâminas de 0,5m.

5.4–AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS USADOS NA PARAMETRIZAÇÃO:

O critério de Goodman e Bray pode ser considerado conservador, uma vez que sua determinação está condicionada apenas a condição geométrica da face e descontinuidades, além das possibilidades de movimentação relativa entre as lâminas de rocha ou de sua condição de cisalhamento, uma vez que leva em consideração o ângulo de atrito entre as juntas. Portanto, para uma caracterização de caráter preliminar este critério se mostra adequado, em se tratando da identificação da possibilidade de ocorrência do tombamento, pois avalia a orientação na condição crítica e ignora outras importantes propriedades das juntas, como rigidez normal e cisalhante, ou ainda as propriedades de resistência do material, por exemplo.

O Método de Equilíbrio Limite, por sua vez, usa como princípio de metodologia a condição de equilíbrio de forças necessitando da identificação e representação da geometria e das propriedades do material, através dos seus parâmetros de resistência ao cisalhamento (c – coesão e ϕ – ângulo de atrito), além das características de resistência ao cisalhamento das descontinuidades e da identificação das forças atuantes nas fatias de rocha. O método de Aydan & Kawamoto procura identificar as possibilidades de ruptura nas lâminas, no que tange a condição de tombamento flexural apenas, porém é sabido que com a diversidade de tipos de carregamento atuantes no maciço rochoso é de se esperar que outras formas de ruptura associadas possam vir a acontecer. Neste sentido este método fica limitado à apenas a condição da possibilidade do tombamento.

Com o propósito de aproveitar os princípios corretamente identificados por Aydan & Kawamoto em sua metodologia de cálculo, buscou-se implementar outras possibilidades de ruptura, através da inserção da tração nula e também da condição de cisalhamento máximo, como já relatado. Assim fornecendo à este princípio, condições de identificar de forma mais global e mais próxima da situação real das possíveis ocorrências da situação de ruptura.

Este procedimento foi calibrado com o suporte da análise realizada via método de elementos finitos, na qual se mostra uma análise mais próxima das condições de campo. Já que este método incorpora ao modelo um maior grau de detalhamento do maciço, uma vez que considera a condição de escavação em estágios múltiplos, a rigidez normal e cisalhante das lâminas de rocha, além de incorporar várias possibilidades de forças atuantes no modelamento tais como: tração, cisalhamento, o deslizamento, entre outras.

A abordagem dedutiva do refinamento do método de Aydan & Kawamoto proposto com a inclusão da tensão de cisalhamento máxima realizado neste trabalho, possibilitou uma análise mais próxima das condições encontradas via método de elementos finitos, gerando uma identificação de tendência de comportamento correlata. (Ver Anexo 02).

Em alguns casos porém, nota-se uma distorção nos valores encontrados entre o método de equilíbrio limite e no método de elementos finitos, para alguns modelos. Podendo identificar como causa provável, o fato do método de cálculo de Aydan & Kawamoto não incorporar na sua metodologia de cálculo das lâminas adjacentes à condição de ângulo de atrito residual, uma vez dado o início da movimentação e ruptura das lâminas, a simulação do estado de tensões “in situ”, os critérios constituintes (elástico, elático-plástico, etc).

Nota-se, entretanto que apesar do método de Elementos Finitos ser considerado como o mais apropriado à análise, quando se deseja identificar mais detalhes de comportamento, deve-se ter uma visão criteriosa tanto quanto à definição dos parâmetros de entrada, quanto às repostas obtidas na modelagem, pois pode incorrer em erros grosseiros de interpretação das condições de ruptura.

CAPÍTULO 6

ESTUDO DE CASO

6.1 – ASPECTOS GERAIS

Neste capítulo é abordado o estudo de caso da análise de tombamento flexural realizada através do modelo centrífugo de Adhikary que servirá de referência e facilitará a compreensão dos mecanismos que desencadeiam o processo de ruptura.

Os resultados obtidos por Adhikary et al.(1997) para os modelos centrífugos foram simulados no Phase2, buscando verificar a sua aplicação e adequação de análise para o método de elementos finitos.

6.2 – MODELO CENTRÍFUGO DE ADHIKARY:

Os modelos de Adhikary et al.(1997) foram manufaturados com a mistura de Ilmenite-gypsum (IGM-01), possuindo um ângulo de atrito relativamente alto e modelos manufaturados em sílica (SGM-01, SGM-02), possuindo um ângulo de atrito relativamente baixo. A ruptura dos taludes dos referidos modelos, foram alcançados pelo aumento gradual da velocidade de rotação na centrífuga, através do acréscimo da aceleração pelo peso próprio efetivo do modelo.

A Figura 6.1 ilustra os movimentos obtidos após a realização de tais testes. A força gravitacional de ruptura foi obtida segundo Adhikary et al.(1997), sendo 80-85g para o talude IGM-01, 27g para o SGM-01 e 46g para o SGM-02. As fraturas podem ser

observadas iniciando na base do talude e em (a) propagando instantaneamente para dentro do talude e (b) propagando progressivamente para dentro do talude como no caso SGM-01 e SGM-02, como mostra a Figura 6.1.

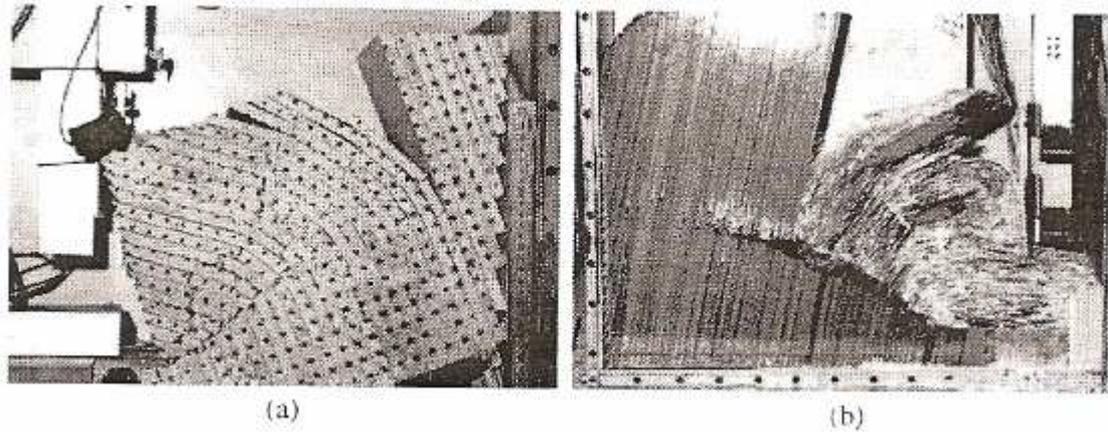


Figura 6.1 – Modelo Centrífugo. (a) IGM-01 rompido instantaneamente de 80-85g (b) SGM-02 rompido de maneira progressiva a centrífuga foi parada em 65g (Adhikary,2006).

Os resultados experimentais obtidos por Adhikary 1997, mostraram que a ruptura por tombamento flexural em um talude rochoso pode ocorrer instantaneamente ou de uma maneira progressiva, dependendo das propriedades da massa rochosa.

As propriedades mecânicas destes materiais, descritos por Adhikary et al (1997), são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros dos modelos do Talude.

Parâmetros dos modelos	IGM-01	SGM-01	SGM-02
Altura do talude (mm)	330.00	392.0	341.0
Ângulo do Talude	61 ⁰	90 ⁰	70 ⁰
Ângulo de Mergulho da junta	80 ⁰	70.5 ⁰	80 ⁰
Espaçamento da junta (mm)	10.0	3.0	3.0
Módulo de Elasticidade	2.2-2.6 (2.4)	64.05	64.05
Coefficiente de Poisson	0.16	0.23	0.23
Peso específico (KN/m ³)	23.8	24.5	24.5
Resistência a tração	1.1-1.4 (1.1)	30.0-32.0(31)	30.0-32.0(31)
Ângulo de atrito da Junta	22.0 ⁰ -26.0 ⁰	8.25 ⁰ -8.50 ⁰	8.25 ⁰ -8.50 ⁰

Segundo Dilásccio (2004), os modelos centrifugados são considerados os mais difíceis de se trabalhar e também os mais caros. Já que o efeito da gravidade é controlado pela taxa de rotação, havendo também a possibilidade de os modelos serem confeccionados com materiais reais do protótipo, evitando as inevitáveis distorções de densidade dos materiais usados em outros tipos de modelos físicos. No entanto, o espaço para teste é limitado a dimensões relativamente pequenas, necessitando-se de velocidades angulares excessivamente altas para se romper estruturas rochosas.

As condições de equilíbrio de forças obtidas por Adhikary et al (1997), são mostradas graficamente na Figura 6.2 como sendo os pontos do gráfico, enquanto que as linhas cheias do mesmo representam as condições cinemáticas necessárias ao tombamento segundo Goodman & Bray (1976).

Segundo Dilásio (2004), as condições cinemáticas são tidas como conservadoras, que indica que taludes estáveis são encontrados para inclinações maiores que aqueles indicados pela condição cinemática.

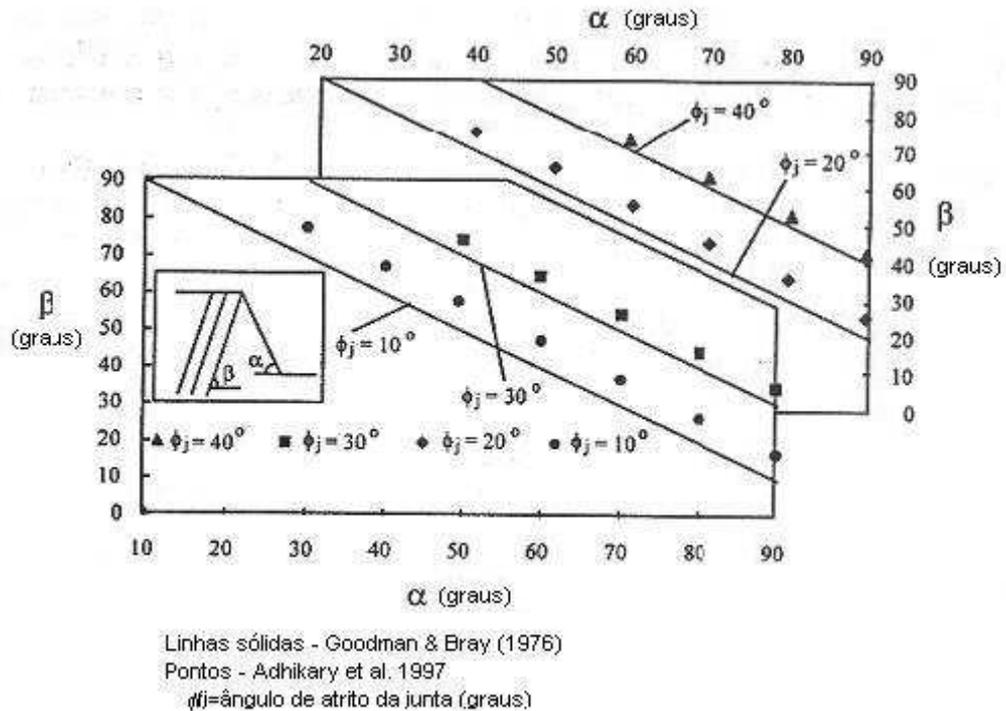


Figura 6.2 – Comparação entre as condições limites de tombamento flexural de Adhikary et al., 1997 e Goodman & Bray, 1976 (Adhikary et al., 1997).

O comportamento dos modelos reduzidos em uma centrífuga, produzidos por Adhikary (1997), foram reproduzidos computacionalmente usando o Programa Phase2, com o propósito de verificar se os resultados obtidos via método de elementos finitos são adequados para taludes de pequenas alturas.

Para tanto, foi simulado utilizando como dados de entrada e características de deformabilidade e de resistência dos modelos o material denominado IGM-01, adotado por Adhikary.

Segundo as orientações sugeridas por Sjobeg (1999), a altura do talude foi ampliada de 2 a 3 vezes e cerca de 3 a 4 vezes horizontalmente na largura escavada. Foram então,

definidas as dimensões da malha utilizada para a modelagem, seguindo como base a caixa do modelo reduzido de Adhikary (650mm por 200mm e altura de 470mm), cuja altura do talude foi de 330mm, realizando conjuntamente também a análise para uma profundidade de 190mm à partir da superfície do mesmo. Para tanto, as dimensões da malha utilizada, foram então ampliadas, cerca de 3,0 vezes verticalmente a altura total (então 1,0m) e, 3,7 vezes a largura escavada (então 0,7m).

A definição da malha e a escolha do tamanho do modelo que melhor represente às condições do problema é um fator de grande importância para a modelagem. Se a malha adotada apresentasse elementos grandes demais os resultados da modelagem serão poucos precisos e por consequência pouco representativos. Por outro lado, se o refinamento for muito grande poderá gerar um tempo computacional muito grande e inviabilizar a análise. Desta maneira, buscou-se representar todo o modelo através de uma distribuição de malha que atendesse as condições do problema, sendo então, refinada a região onde possivelmente ocorreria a zona de ruptura. Criando uma região mais “sensível” a verificação da zona de ruptura por cisalhamento e por tração, bem como a ocorrência de plastificação.

Para as propriedades mecânicas das interfaces rochosas requeridas, foram considerados: o valor da coesão de pico, como sendo nula e a resistência a tração assumida, também nula. Nota-se, porém que foram simulados duas situações, em especial, sendo a primeira delas atribuída ao módulo de elasticidade de 2,4 GPa, com ângulos de atrito da junta de 22° e a segunda como sendo o módulo de elasticidade de 2,6 GPa e ângulo de atrito da junta de 23°, dados este referentes a duas situações assumidas por Adhikary (1997, 2006) respectivamente. Nas quais serão mostrados posteriormente.

Com relação aos parâmetros de deformabilidade das juntas, rigidez normal (k_n) e rigidez cisalhante (k_s), esses foram definidos segundo análise para o nível de tensão normal para a profundidade e peso específico do material em questão. Tendo então como valores assumidos de k_n de 50000MPa/m e k_s de 5000MPa/m, critério de Mohr-Coulomb, bem

como a consideração da interferência dos elementos de junta após a segunda face da análise, onde se considera o efeito da escavação.

Para a análise computacional, na tentativa de simular o comportamento da plataforma centrífuga, foi realizado o carregamento gravitacional simulando acréscimo de carga gravitacional iniciando em 10g e sendo gerados acréscimos consecutivos até que se chegasse a situação de ruptura nas quais foram observados no modelo centrífugo. Verificando, portanto simultaneamente, os deslocamentos produzidos, até que se observasse a condição de ruptura, a qual estava associado a ocorrência da verificação de um plano basal de ruptura, bem como na ruptura por cisalhamento, além dos pontos de indicadores de plastificação e comportamento dos vetores deslocamentos.

Os deslocamentos do talude durante os testes centrífugos foram monitorados por sensores a laser montados no interior da caixa, e lançados em forma gráfica, como mostra a Figura 6.3.

Nas comparações realizadas entre as simulações de Adhikary (1995) representadas na Figura 6.3 e as realizadas por Sjoberg (1999) ver Figura 6.4, bem como a simulação realizada Programa Phase2, ver Figura 6.5. Geraram a verificação de uma tendência de comportamento nas três análises. Demonstrando que a metodologia empregada através do programa Phase2 simula de maneira satisfatória os estudos realizados por Adhikary e Sjoberg, para os mesmos parâmetros atribuídos.

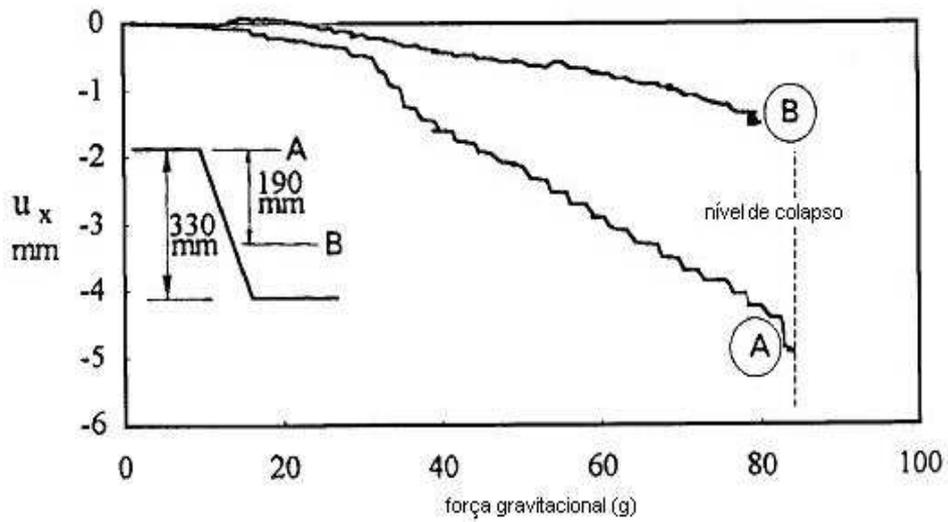


Figura 6.3 – Deslocamento horizontal em dois pontos do modelo centrífugo de Adhikary 1995.

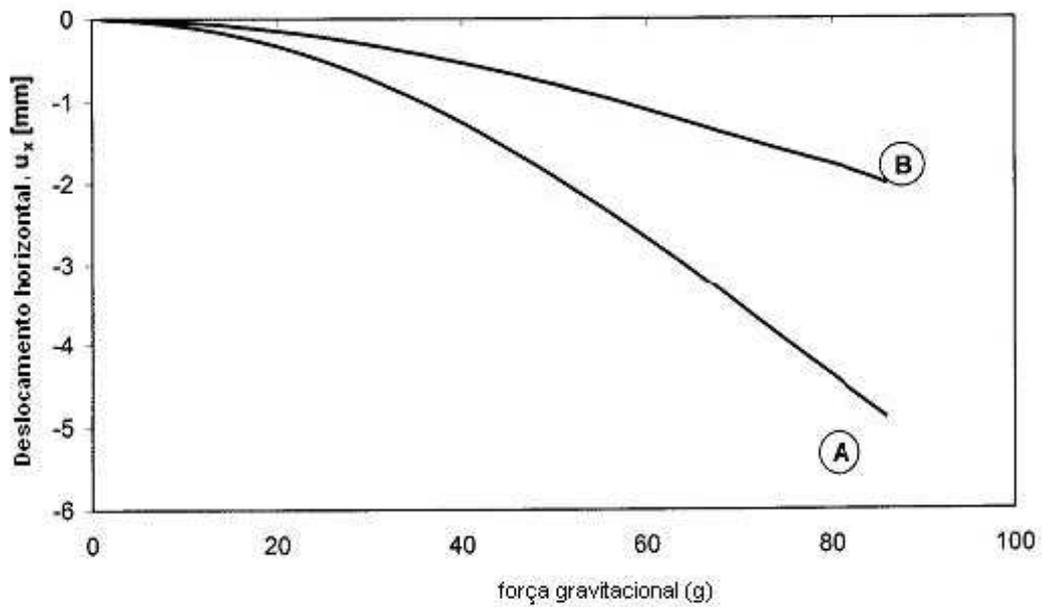


Figura 6.4 - Deslocamento horizontal no modelo computacional realizado por Sjoberg (1999), reproduzindo o modelo centrífugo de Adhikary(1997). ($\rho \cdot g = 23.8 \text{ kN/m}^3$, $E = 2.4 \text{ GPa}$, $\phi = 33.1^\circ$, $c = 0.75 \text{ MPa}$, $\sigma_t = 1.1 \text{ MPa}$, $\phi_j = 22^\circ$, $c_j = 0$).

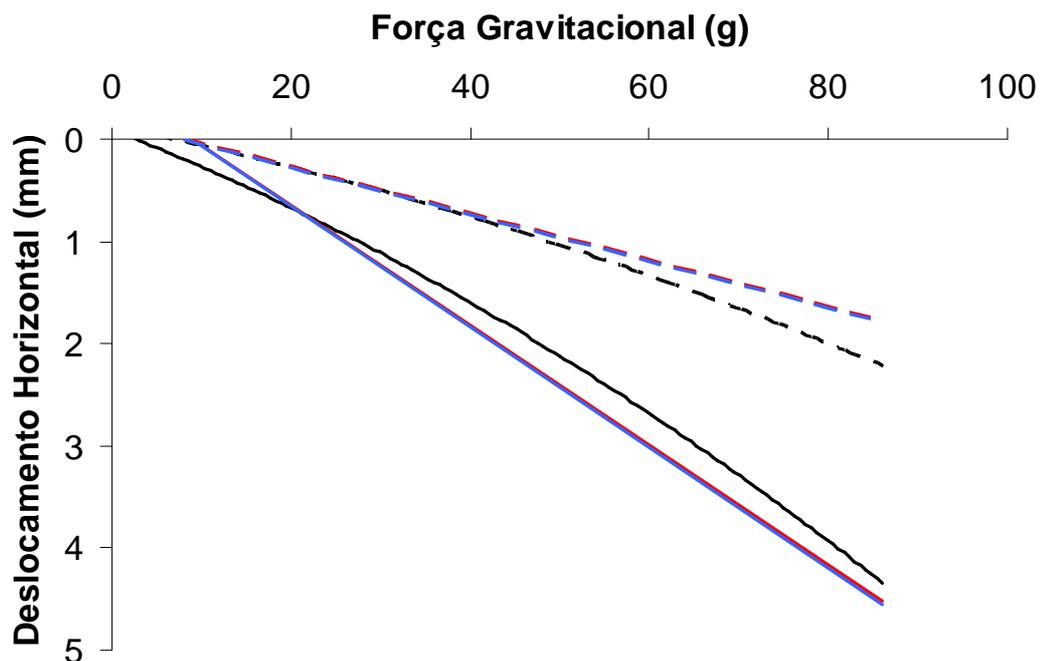


Figura 6.5 – Comparação do deslocamento horizontal dos modelos centrífugo de Adhikary (1997) (em vermelho), com o modelo computacional realizado nas análises no Phase2 (preto) e o modelo reproduzido por Sjoberg(1999) em azul .

É importante destacar porém, que na simulação no Phase2 estes resultados aproximados foram atribuídos aos modelos para os carregamentos iniciais com o acréscimo da força gravitacional, na tentativa de simular à condição centrífuga.

Na tentativa de validar e confirmar os resultados obtidos e por conseqüência às análises, foram realizadas comparações entre os modelos numéricos via método de Elementos Finitos de Cosserat e as verificações com os modelos reduzidos de Adhikary, apresentados em Adhikary (2006), representado na Figura 6.6. Na qual a mesma tendência de comportamento quanto aos deslocamentos tinham sido observados. Com o modelo computacional usando o Programa Phase2, para os parâmetros: $\gamma = 23.8\text{kN/m}^3$, $E = 2.6\text{GPa}$, $\nu = 0,16$, $\phi = 33.1^\circ$, $c = 0.75\text{MPa}$, $\sigma_t = 1.1\text{MPa}$, $\phi_j = 23^\circ$, $c_j = 0$, notando nesta verificação que os deslocamentos observados seguiram a mesma tendência verificada para os modelos simulados, como pode ser verificado na Figura 6.7.

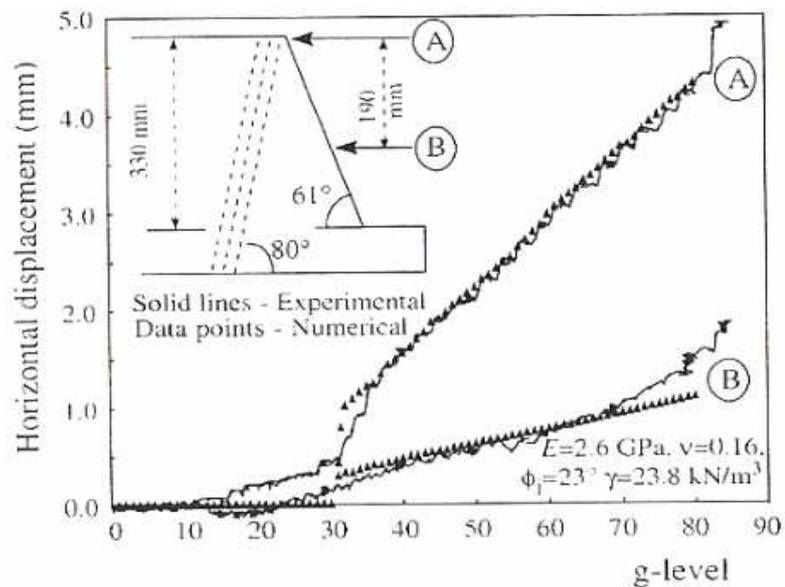


Figura 6.6 - Comparação do deslocamento horizontal do modelo centrífugo de Adhikary e Análise computacional de Cosserat para o IGM-01.

Desta maneira, podemos considerar satisfatórias as análises do mecanismo de tombamento flexural, utilizando o método de elementos finitos, para pequenos bancos uma vez que se confirmaram as mesmas tendências de comportamento quanto aos deslocamentos.

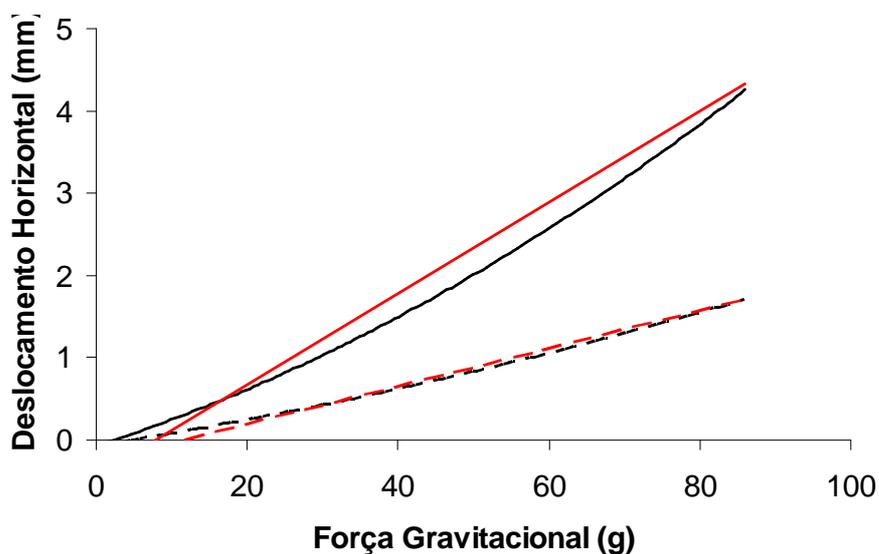


Figura 6.7 – Comparação do deslocamento horizontal no modelo centrífugo de Adhikary (2006) (em vermelho), com o modelo computacional reproduzido nas análises no Phase2, (em preto).

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 – CONCLUSÕES:

Estudos geotécnicos em atividades de mineração tem sido importante fator nas decisões à serem tomadas quanto aos problemas de estabilização ocorridos nas minas em geral. Fato este associado, ao aproveitamento máximo das jazidas no que tange a demanda dos bens minerais e questões de ordem econômica, bem com das implicações ambientais e de segurança, nas quais os processos de ruptura possivelmente podem estar envolvidos.

Neste contexto, estudos geotécnicos detalhados são imprescindíveis quanto se deseja extremar a condição de lavra, incluindo a possibilidade de se conviver com eventuais rupturas localizadas do maciço.

Assim, nas análises de estabilidade em taludes a caracterização do problema, com um considerável grau de detalhamento, facilita a compreensão do mecanismo de ruptura atuante, bem como as possíveis medidas de estabilização à serem tomadas.

Neste sentido, as análises paramétricas utilizando ferramentas numéricas, mostram-se mais adequadas, sobretudo quando se deseja modelar geometrias variadas e analisar a influência da variação de corte e mergulho das descontinuidades. Uma vez que, um grande número de possibilidades e ou combinações, poderão ser modeladas com relativa facilidade gerando assim, um considerável número de informações a respeito do comportamento da estrutura e das potenciais condições de ruptura por tombamento flexural.

Portanto, uma vez identificado o mecanismo de ruptura é de grande importância a determinação das possibilidades de evolução do mecanismo e compreensão dos fatores associados a sua ocorrência. Pois podem permitir, a definição de intervenções anteriores a ruptura, evitando desprendimento de recursos financeiros desnecessários.

Neste sentido, o presente trabalho, buscou fornecer mecanismos para melhor compreensão do processo de ruptura e, portanto, fornecer considerações acerca de sua ocorrência.

Assim, pode-se concluir que para uma identificação do problema, ou seja, do processo de ruptura, as análises realizadas uso do Critério de Goodman e Bray através da condição cinemática, se mostram bastante eficientes e de fácil utilização. Porém, quando se deseja compreender em maior grau de detalhamento o mecanismo de ruptura outras ferramentas devem ser agregadas às análises.

Dentre as ferramentas usadas, o método de elementos finitos, mostrou-se eficiente na caracterização do problema, uma vez que permite um detalhamento das características dos maciços envolvidos e da situação problema. Porém, sua utilização nas atividades de rotina, pode não ser considerada viável, uma vez que demandam considerável tempo de implementação. Além de necessitar de uma análise criteriosa das respostas obtidas.

O Método de Equilíbrio Limite de Aydan & Kawamoto, por sua vez, é de fácil utilização, porém a sua análise está condicionada à apenas a ruptura por tombamento. E em função das várias forças atuantes no talude, a ruptura como um todo, está sujeita a associação de processos de rupturas. Mesmo assim, se a análise for realizada de maneira criteriosa, observando as respostas encontradas e analisando-as relativamente através do número total de lâminas da face, nas quais estarão rompidas ou/não por tombamento, poderá servir como ferramenta de detalhamento do mecanismo.

Neste trabalho, porém foi conferido ao Método de Equilíbrio Limite, outras possibilidades de ruptura, nas quais buscou-se o refinamento do método. Através da implementação da condição ruptura por cisalhamento e tração.

A verificação dos resultados das análises foi realizada através da comparação dos mesmos, nas quais identificam uma tendência de comportamento e apontam para a possibilidade de se utilizar a implementação realizada no Método de Equilíbrio Limite de Aydan & Kawamoto, como uma alternativa de análise, a qual foi denominada de Método de Equilíbrio Limite de Santos e Figueiredo.

Esta metodologia fornece uma possibilidade de avaliação mais imediata e detalhada acerca da ruptura, o que em termos práticos, facilita a condição de análise durante o andamento da rotina do dia-a-dia nas minas. Tendo o cuidado de se realizar uma análise criteriosa das respostas obtidas, uma vez que podem ocorrer distorções de resultados, em função da condição residual não ser objeto de entrada de dados para esta metodologia quando da ocorrência da ruptura já ter sido desencadeada.

Deve-se levar em consideração que em função da complexidade da geologia da região do Quadrilátero Ferrífero somada às dificuldades de determinação de parâmetros, os resultados encontrados têm um caráter mais qualitativo do que quantitativo o que reforça ainda mais a avaliação por tendência de comportamento do maciço.

ANEXO 1

Planilha para determinação da condição de taludes sujeitos a tombamento flexural - Método de Aydan & Kawamoto (1992)												
Ângulo do talude (graus):	65	Altura do talude (m):	10	Número de lâminas	59							
Mergulho das Camadas (graus):	70	espessura da lâmina rochosa (m)	0,5	ação da altura do t:	0,67							
Coluna	Espessura (m)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	σt (kPa)	ϕ (graus)	μ	W (kN)	N (kN)	T (kN)	I (m ⁴)	h (m)	P (kN)
1	0,5	0,18	2,1	142,4	21	0,384	0,19	0,18	0,07	0,010	0,091	-61,88
2	0,5	0,36	2,1	142,4	21	0,384	0,38	0,36	0,13	0,010	0,272	-18,92
3	0,5	0,54	2,1	142,4	21	0,384	0,57	0,54	0,20	0,010	0,454	-14,01
4	0,5	0,73	2,1	142,4	21	0,384	0,76	0,72	0,26	0,010	0,635	-11,08
5	0,5	0,91	2,1	142,4	21	0,384	0,95	0,90	0,33	0,010	0,816	-9,14
6	0,5	1,09	2,1	142,4	21	0,384	1,14	1,07	0,39	0,010	0,998	-7,74
7	0,5	1,27	2,1	142,4	21	0,384	1,33	1,25	0,46	0,010	1,179	-6,68
8	0,5	1,45	2,1	142,4	21	0,384	1,52	1,43	0,52	0,010	1,361	-5,85
9	0,5	1,63	2,1	142,4	21	0,384	1,71	1,61	0,59	0,010	1,542	-5,18
10	0,5	1,81	2,1	142,4	21	0,384	1,91	1,79	0,65	0,010	1,724	-4,62
11	0,5	2,00	2,1	142,4	21	0,384	2,10	1,97	0,72	0,010	1,905	-4,14
12	0,5	2,18	2,1	142,4	21	0,384	2,29	2,15	0,78	0,010	2,087	-3,73
13	0,5	2,36	2,1	142,4	21	0,384	2,48	2,33	0,85	0,010	2,268	-3,38
14	0,5	2,54	2,1	142,4	21	0,384	2,67	2,51	0,91	0,010	2,449	-3,06
15	0,5	2,72	2,1	142,4	21	0,384	2,86	2,69	0,98	0,010	2,631	-2,77
16	0,5	2,90	2,1	142,4	21	0,384	3,05	2,86	1,04	0,010	2,812	-2,52
17	0,5	3,08	2,1	142,4	21	0,384	3,24	3,04	1,11	0,010	2,994	-2,28
18	0,5	3,27	2,1	142,4	21	0,384	3,43	3,22	1,17	0,010	3,175	-2,07
19	0,5	3,45	2,1	142,4	21	0,384	3,62	3,40	1,24	0,010	3,357	-1,87
20	0,5	3,63	2,1	142,4	21	0,384	3,81	3,58	1,30	0,010	3,538	-1,68
21	0,5	3,81	2,1	142,4	21	0,384	4,00	3,76	1,37	0,010	3,720	-1,51
22	0,5	3,99	2,1	142,4	21	0,384	4,19	3,94	1,43	0,010	3,901	-1,35
23	0,5	4,17	2,1	142,4	21	0,384	4,38	4,12	1,50	0,010	4,082	-1,19
24	0,5	4,35	2,1	142,4	21	0,384	4,57	4,30	1,56	0,010	4,264	-1,05
25	0,5	4,54	2,1	142,4	21	0,384	4,76	4,48	1,63	0,010	4,445	-0,91
26	0,5	4,72	2,1	142,4	21	0,384	4,95	4,65	1,69	0,010	4,627	-0,78
27	0,5	4,90	2,1	142,4	21	0,384	5,14	4,83	1,76	0,010	4,808	-0,65
28	0,5	5,08	2,1	142,4	21	0,384	5,33	5,01	1,82	0,010	4,990	-0,53
29	0,5	5,26	2,1	142,4	21	0,384	5,52	5,19	1,89	0,010	5,171	-0,41
30	0,5	5,44	2,1	142,4	21	0,384	5,72	5,37	1,95	0,010	5,353	-0,30
31	0,5	5,62	2,1	142,4	21	0,384	5,91	5,55	2,02	0,010	5,534	-0,19
32	0,5	5,81	2,1	142,4	21	0,384	6,10	5,73	2,09	0,010	5,715	-0,08
33	0,5	5,99	2,1	142,4	21	0,384	6,29	5,91	2,15	0,010	5,897	0,02
34	0,5	6,17	2,1	142,4	21	0,384	6,48	6,09	2,22	0,010	6,078	0,14
35	0,5	6,35	2,1	142,4	21	0,384	6,67	6,27	2,28	0,010	6,260	0,30
36	0,5	6,53	2,1	142,4	21	0,384	6,86	6,44	2,35	0,010	6,441	0,50
37	0,5	6,71	2,1	142,4	21	0,384	7,05	6,62	2,41	0,010	6,623	0,71
38	0,5	6,89	2,1	142,4	21	0,384	7,24	6,80	2,48	0,010	6,804	0,94
39	0,5	7,08	2,1	142,4	21	0,384	7,43	6,98	2,54	0,010	6,986	1,16
40	0,5	7,26	2,1	142,4	21	0,384	7,62	7,16	2,61	0,010	7,167	1,39
41	0,5	7,44	2,1	142,4	21	0,384	7,81	7,34	2,67	0,010	7,348	1,62
42	0,5	7,62	2,1	142,4	21	0,384	8,00	7,52	2,74	0,010	7,530	1,85
43	0,5	7,80	2,1	142,4	21	0,384	8,19	7,70	2,80	0,010	7,711	2,07
44	0,5	7,98	2,1	142,4	21	0,384	8,38	7,88	2,86	0,010	7,892	2,29
45	0,5	8,16	2,1	142,4	21	0,384	8,57	8,06	2,92	0,010	8,073	2,51
46	0,5	8,34	2,1	142,4	21	0,384	8,76	8,24	2,98	0,010	8,254	2,73
47	0,5	8,52	2,1	142,4	21	0,384	8,95	8,42	3,04	0,010	8,435	2,95
48	0,5	8,70	2,1	142,4	21	0,384	9,14	8,60	3,10	0,010	8,616	3,17
49	0,5	8,88	2,1	142,4	21	0,384	9,33	8,78	3,16	0,010	8,797	3,39
50	0,5	9,06	2,1	142,4	21	0,384	9,52	8,96	3,22	0,010	8,978	3,61
51	0,5	9,24	2,1	142,4	21	0,384	9,71	9,14	3,28	0,010	9,159	3,83
52	0,5	9,42	2,1	142,4	21	0,384	9,90	9,32	3,34	0,010	9,340	4,05
53	0,5	9,60	2,1	142,4	21	0,384	10,09	9,50	3,40	0,010	9,521	4,27
54	0,5	9,78	2,1	142,4	21	0,384	10,28	9,68	3,46	0,010	9,702	4,49
55	0,5	9,96	2,1	142,4	21	0,384	10,47	9,86	3,52	0,010	9,883	4,71
56	0,5	10,14	2,1	142,4	21	0,384	10,66	10,04	3,58	0,010	10,064	4,93
57	0,5	10,32	2,1	142,4	21	0,384	10,85	10,22	3,64	0,010	10,245	5,15
58	0,5	10,50	2,1	142,4	21	0,384	11,04	10,40	3,70	0,010	10,426	5,37
59	0,5	10,68	2,1	142,4	21	0,384	11,23	10,58	3,76	0,010	10,607	5,59

Observações:

1: se $P \geq 0$ para a última coluna o talude é instável e vice-versa).

2: para a obtenção do P da última coluna, arraste as linhas da tabela o número indicado de lâminas.

Parâmetros para cálculo da altura das lâminas:

h lâmina mais alta	n2 Número de lâminas trecho 2	n1 Número de lâminas trecho 1.
7.8	16	43

ANEXO 2

Planilha de Cálculo de tombamento Flexural implementado em planilhas eletrônicas por Aquino et al. (2005), acrescido de ruptura por cisalhamento (tensão de tração nula - Pnovo) no pé e na crista do talude, além da combinação dos mecanismos de ruptura (P**).

Planilha para determinação da condição de taludes sujeitos a tombamento flexural															Parâmetros para cálculo da altura das lâminas:							
Método de Aydan & Kawamoto (1992) modificado por Santos e Figueiredo (2007)															h = 7,80							
Ângulo do talude (graus):		65		Altura do talude (m):		10		Número de lâminas:		59		h2 = 16		n1 = 43								
Mezquita das Camadas (graus):		70		Espessura da lâmina rochosa (m):		0,5		ração da altura do ta		0												
Cotuna	Espessura (m)	Altura (m)	γ (kN/m3)	σ (kPa)	ϕ (graus)	coesão (kPa)	ϕ (L graus)	μ	W (kN)	N (kN)	T (kN)	T (kN) TAN FI	l (m)	h (m)	P (kN)	P(KN) CIS máx tan fi	tensão_tração=nula PNOVO	CÁLCULO DE P**	CISALHAMENTO	PI-1 AIDAN	PI-1 CISALHAMENTO	P** CIS E TOMB.
1	0,5	0,18	27	140	32,2	0,393	21	0,384	2,45	2,30	0,84	3,29	0,010	0,091	-62,39	0,438	-62,39	-61,95	CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	CIS
2	0,5	0,36	27	140	32,2	0,393	21	0,384	4,90	4,60	1,68	6,19	0,010	0,272	-119,99	0,61	-119,99	-118,48	CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	CIS
3	0,5	0,54	27	140	32,2	0,393	21	0,384	7,35	6,91	2,51	9,09	0,010	0,454	-13,82	-0,19	-13,82	-13,82	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
4	0,5	0,73	27	140	32,2	0,393	21	0,384	9,80	9,21	3,35	11,99	0,010	0,635	-10,42	-2,48	-10,42	-10,42	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
5	0,5	0,91	27	140	32,2	0,393	21	0,384	12,25	11,51	4,19	14,89	0,010	0,816	-7,94	-4,86	-7,94	-7,94	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
6	0,5	1,09	27	140	32,2	0,393	21	0,384	14,70	13,81	5,03	17,79	0,010	0,998	-5,97	-7,95	-5,97	-5,97	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
7	0,5	1,27	27	140	32,2	0,393	21	0,384	17,15	16,11	5,86	20,69	0,010	1,179	-4,33	-11,74	-4,33	-4,33	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
8	0,5	1,45	27	140	32,2	0,393	21	0,384	19,60	18,41	6,70	23,58	0,010	1,361	-2,90	-16,24	-2,90	-2,90	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
9	0,5	1,63	27	140	32,2	0,393	21	0,384	22,05	20,72	7,54	26,48	0,010	1,542	-1,62	-21,44	-1,62	-1,62	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
10	0,5	1,81	27	140	32,2	0,393	21	0,384	24,49	23,02	8,38	29,38	0,010	1,724	-0,45	-27,34	-0,45	-0,45	N_CIS	N_TOMBA	N_TOMBA	N_CIS_N_TOMBA
11	0,5	2,00	27	140	32,2	0,393	21	0,384	26,94	25,32	9,22	32,28	0,010	1,905	0,65	0,00	5,16	0,65	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
12	0,5	2,18	27	140	32,2	0,393	21	0,384	29,39	27,62	10,05	35,18	0,010	2,087	2,00	0,00	8,42	2,00	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
13	0,5	2,36	27	140	32,2	0,393	21	0,384	31,84	29,92	10,89	38,08	0,010	2,268	3,69	0,00	10,84	3,69	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
14	0,5	2,54	27	140	32,2	0,393	21	0,384	34,29	32,22	11,73	40,98	0,010	2,449	5,54	0,00	12,88	5,54	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
15	0,5	2,72	27	140	32,2	0,393	21	0,384	36,74	34,53	12,57	43,88	0,010	2,631	7,47	0,00	14,75	7,47	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
16	0,5	2,90	27	140	32,2	0,393	21	0,384	39,19	36,83	13,40	46,78	0,010	2,812	9,46	0,00	16,55	9,46	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
17	0,5	3,08	27	140	32,2	0,393	21	0,384	41,64	39,13	14,24	49,68	0,010	2,994	11,45	0,00	18,34	11,45	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
18	0,5	3,27	27	140	32,2	0,393	21	0,384	44,09	41,43	15,08	52,57	0,010	3,175	13,47	0,00	20,12	13,47	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
19	0,5	3,45	27	140	32,2	0,393	21	0,384	46,54	43,73	15,92	55,47	0,010	3,357	15,50	0,00	21,91	15,50	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
20	0,5	3,63	27	140	32,2	0,393	21	0,384	48,99	46,04	16,76	58,37	0,010	3,538	17,53	0,00	23,72	17,53	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
21	0,5	3,81	27	140	32,2	0,393	21	0,384	51,44	48,34	17,59	61,27	0,010	3,720	19,57	0,00	25,54	19,57	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
22	0,5	3,99	27	140	32,2	0,393	21	0,384	53,89	50,64	18,43	64,17	0,010	3,901	21,62	0,00	27,38	21,62	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
23	0,5	4,17	27	140	32,2	0,393	21	0,384	56,34	52,94	19,27	67,07	0,010	4,082	23,67	0,00	29,24	23,67	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
24	0,5	4,35	27	140	32,2	0,393	21	0,384	58,79	55,24	20,11	69,97	0,010	4,264	25,72	0,00	31,11	25,72	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
25	0,5	4,54	27	140	32,2	0,393	21	0,384	61,24	57,54	20,94	72,87	0,010	4,445	27,77	0,00	32,99	27,77	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
26	0,5	4,72	27	140	32,2	0,393	21	0,384	63,69	59,85	21,78	75,77	0,010	4,627	29,83	0,00	34,89	29,83	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
27	0,5	4,90	27	140	32,2	0,393	21	0,384	66,14	62,15	22,62	78,67	0,010	4,808	31,89	0,00	36,80	31,89	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
28	0,5	5,08	27	140	32,2	0,393	21	0,384	68,59	64,45	23,46	81,56	0,010	4,990	33,95	0,00	38,71	33,95	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
29	0,5	5,26	27	140	32,2	0,393	21	0,384	71,04	66,75	24,30	84,46	0,010	5,171	36,01	0,00	40,64	36,01	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
30	0,5	5,44	27	140	32,2	0,393	21	0,384	73,48	69,05	25,13	87,36	0,010	5,353	38,08	0,00	42,58	38,08	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
31	0,5	5,62	27	140	32,2	0,393	21	0,384	75,93	71,35	25,97	90,26	0,010	5,534	40,15	0,00	44,53	40,15	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
32	0,5	5,81	27	140	32,2	0,393	21	0,384	78,38	73,66	26,81	93,16	0,010	5,715	42,21	0,00	46,48	42,21	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
33	0,5	5,99	27	140	32,2	0,393	21	0,384	80,83	75,96	27,65	96,06	0,010	5,897	44,28	0,00	48,44	44,28	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
34	0,5	6,17	27	140	32,2	0,393	21	0,384	83,28	78,26	28,49	98,96	0,010	6,078	46,35	0,00	50,41	46,35	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
35	0,5	6,35	27	140	32,2	0,393	21	0,384	85,73	80,56	29,32	101,86	0,010	6,260	48,43	0,00	52,38	48,43	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
36	0,5	6,53	27	140	32,2	0,393	21	0,384	88,18	82,86	30,16	104,76	0,010	6,441	50,50	0,00	54,36	50,50	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
37	0,5	6,71	27	140	32,2	0,393	21	0,384	90,63	85,17	31,00	107,66	0,010	6,623	52,57	0,00	56,34	52,57	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
38	0,5	6,89	27	140	32,2	0,393	21	0,384	93,08	87,47	31,84	110,55	0,010	6,804	54,65	0,00	58,33	54,65	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
39	0,5	7,08	27	140	32,2	0,393	21	0,384	95,53	89,77	32,67	113,45	0,010	6,986	56,72	0,00	60,33	56,72	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
40	0,5	7,26	27	140	32,2	0,393	21	0,384	97,98	92,07	33,51	116,35	0,010	7,167	58,80	0,00	62,32	58,80	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
41	0,5	7,44	27	140	32,2	0,393	21	0,384	100,43	94,37	34,35	119,25	0,010	7,348	60,88	0,00	64,32	60,88	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
42	0,5	7,62	27	140	32,2	0,393	21	0,384	102,88	96,67	35,19	122,15	0,010	7,530	62,95	0,00	66,33	62,95	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
43	0,5	7,80	27	140	32,2	0,393	21	0,384	105,33	98,98	36,02	125,05	0,010	7,711	65,03	0,00	68,34	65,03	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
44	0,5	7,98	27	140	32,2	0,393	21	0,384	107,78	101,29	36,86	127,95	0,010	7,892	67,11	0,00	70,35	67,11	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
45	0,5	8,17	27	140	32,2	0,393	21	0,384	110,23	103,60	37,70	130,85	0,010	8,073	69,19	0,00	72,36	69,19	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
46	0,5	8,35	27	140	32,2	0,393	21	0,384	112,68	105,91	38,54	133,75	0,010	8,254	71,27	0,00	74,37	71,27	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
47	0,5	8,54	27	140	32,2	0,393	21	0,384	115,13	108,22	39,38	136,65	0,010	8,435	73,35	0,00	76,38	73,35	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
48	0,5	8,72	27	140	32,2	0,393	21	0,384	117,58	110,53	40,22	139,55	0,010	8,616	75,43	0,00	78,39	75,43	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
49	0,5	8,91	27	140	32,2	0,393	21	0,384	120,03	112,84	41,06	142,45	0,010	8,797	77,51	0,00	80,40	77,51	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
50	0,5	9,09	27	140	32,2	0,393	21	0,384	122,48	115,15	41,90	145,35	0,010	8,978	79,59	0,00	82,41	79,59	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
51	0,5	9,28	27	140	32,2	0,393	21	0,384	124,93	117,46	42,74	148,25	0,010	9,159	81,67	0,00	84,42	81,67	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
52	0,5	9,46	27	140	32,2	0,393	21	0,384	127,38	119,77	43,58	151,15	0,010	9,340	83,75	0,00	86,43	83,75	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
53	0,5	9,65	27	140	32,2	0,393	21	0,384	129,83	122,08	44,42	154,05	0,010	9,521	85,83	0,00	88,44	85,83	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
54	0,5	9,83	27	140	32,2	0,393	21	0,384	132,28	124,39	45,26	156,95	0,010	9,702	87,91	0,00	90,45	87,91	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
55	0,5	1,00	27	140	32,2	0,393	21	0,384	134,73	126,70	46,10	159,85	0,010	9,883	90,00	0,00	92,46	90,00	N_CIS	TOMBA	TOMBA	TOMBA
56	0,5	1,18	27	140	32,2	0,393	21	0,384	137,18	129,01	46,94	162,75	0,010	10,064</								

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADHIKARY, D.P. & DYSKIN, A.V. (2006).Modelling of Progressive and Instantaneous Failures of Foliated Rock Slopes. In: Rock Mech. Rock Engng. DOI 10.1007/s00603-006-0085-8.

ADHIKARY, DYSKIN, A. V. & JEWELL, R. J.(1996).Numerical Modelling of the Flexural Deformation of Foliated Rock Slopes. In: Rock Mech. Rock Engng. Vol33, No.6, pp. 595-606.

ADHIKARY, et all (1997).A Study of the Mechanism of Flexural Toppling Failure of Rock Slopes. In: Rock Mech. Rock Engng. 30 (2), 75 - 93.

AYDAN, Ö. & KAWAMOTO, T. (1992). The Stability of Slopes and Underground Openings Against Flexural Toppling and Their Stabilization. In: Rock Mech. Rock Engng. 25 (3): 143-165.

ASSIS, A.P.(2001). Geotecnia Aplicada à Mineração. Publicação G. AP-001/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF,112p.

AZEVEDO,I. C. D. & MARQUES, E. A. G. (2002). Introdução à Mecânica das Rochas. UFV, Viçosa.

AQUINO, T.V.C. & FIGUEIREDO,R.P. (2005). Caracterização e Retro-análise preliminar do Mecanismo de Tombamento Flexural –Mina do Pico/ MBR.

AQUINO, T.V.C. & FIGUEIREDO,R.P. (2005). Tombamento em Filitos – um exemplo da Mina do Pico: metodologia de análise computacional utilizada nos taludes

da MBR.In: Geotecnia Computacional, Anais do INFOGEO 2005, Belo Horizonte: Assoc. Brás. de Mecânica de Solos e Eng. Geotécnica,p.185-191;

BANDIS, S.C.et al(1983). Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v. 20, n. 6, p. 249-268;

BARTON, N. & CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech., v. 10, n. 1/2, p. 1-54;

BRADY, B. H. G. & BROWN, E. T. (1985). Rock mechanics for underground mining. Allen and Unwin. 527 p. London.

CASTRO, W.J. (2004). Síntese de Estudos de Estabilidade de Taludes de Minas de Minério de Ferro do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFOP, Ouro Preto.

DILÁCIO, M. V.(2004). Análise Paramétrica do Mecanismo de Tombamento Flexural em Taludes de Filito no Quadrilátero Ferrífero, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFOP, Ouro Preto-MG;

FIORI, P. A. CARMIGNANI. (2001). Fundamentos da Mecânica dos Solos e das Rochas – Aplicações na estabilidade de Taludes. Ed. UFPR. 550p.

GOODMAN, R. E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. New York: John Wiley and Sons.

HOEK, E. & BRAY, J. W. (1977). Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy.

HOEK, E. & BROWN, E. T. (1977). Pratical estimates of rock mass strength. Ins. J. Rock Mech. Min. Sci, v.34, n. 8.

JAEGER, J.C. & COOK, N.G.W. (1979). Fundamentals of Rock Mechanics. 3ed. Chapman and Hall. London, 593p.

LEITE, E.N.(2004). Estudo do Comportamento Geomecânico do Pilar Superior da Mina IpueiraV (Ferbasa Mineração –Andorinnha, BA). Dissertação de Mestrado. UFOP, Ouro Preto, MG, 81p.

LOPES, M.C. (2006). Comportamento Geotécnico e Mecanismos de Ruptura em Rochas Brandas – Minas Córrego do Sítio. Dissertação de Mestrado. UFOP, Ouro Preto, MG, 94p.

MAIA, J.A.C. (2003). Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM-099A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196p.

OLIVEIRA, A. M. Dos SANTOS & BRITO, S. N. A. Geologia de Engenharia. 1aEd..ABGE, 1998, 515p.

PANDE, G.N.; BEER, G. & WILLIAMS, J. R. Numerical methods in rock mechanics. Chichester:John Wiley & Sons, 1990, 327p.

PINHEIRO, A.L. (2002). Análise de Rupturas em Taludes no Morro do Curral – Ouro Preto, MG.

REIS, E.C (2005). Dimensionamento de Malhas de Furação para Desmonte de Rochas com Argamassa Expansiva por Mecânica da Fratura. Dissertação de Mestrado. UFOP, Ouro Preto, MG, 117p.

ROCSCIENCE, www.rocscience.com, 2004;

SBS, (2004). Consolidação de parâmetros de Resistência. Relatório interno: MBR, Belo Horizonte, MG;

SJÖBERG, J. (1999). Analysis of Large Scale Rock Slopes. Doctoral Thesis, Division of Rock Mechanics. Luleå University of Technology, Sweden.

ZIENKIEWICZ, O.C. & Taylor, R. L. (1991). The Finite Method – vol 2: solid and fluid mechanics; dynamics and non-linearity. 4th ed. McGraw Hill. 807 p. New York.