

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO COMPUTACIONAL DO MECANISMO DE TOMBAMENTO FLEXURAL EM FILITOS

AUTOR: MARCUS VINÍCIUS DILÁSCIO

ORIENTADOR: Rodrigo Peluci de Figueiredo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, Junho de 2004

RESUMO

Taludes escavados em filito, sejam para obras civis ou de mineração, são conspícuos na região do Quadrilátero Ferrífero, MG. Em sua grande maioria verifica-se a ocorrência de mecanismos de instabilização que não são usuais em taludes escavados em outros materiais rochosos, como por exemplo o tombamento flexural (*flexural toppling*).

Existem diferentes abordagens para se estudar um problema como o de estabilidade de taludes e tentar modelar os mecanismos causadores de tombamento.

Pode-se estudar esses mecanismos de ruptura através de três recursos principais: modelos físicos (modelos em escala reduzida submetidos à ação da gravidade e outras forças externas); modelos analíticos (método de equilíbrio-limite) e modelos numéricos. Dentre estes há o método de diferenças finitas implementado computacionalmente em códigos comerciais como o FLAC.

Neste trabalho utilizou-se o *software* supracitado que permite a consideração de grandes deformações do maciço analisado (o que pode ocorrer em um talude de filito/xisto), e é especialmente apto a modelar, com eficiência e de maneira fidedigna, o processo dinâmico de instabilização de um talude.

Foram realizadas um total de 255 análises paramétricas, correspondendo a uma combinação de geometrias de talude com ângulos que variaram de 30° a 60° e alturas de 50 a 200 m, de ângulos da foliação variando de 40° a 80°, e de quatro diferentes classes geomecânicas de maciços.

Os resultados permitiram a criação de três cartas de estabilidade para as classes de maciço II, III e IV, com curvas que delimitam zonas estáveis e instáveis ao tombamento flexural, para diferentes alturas de talude. Tais cartas são adequadas para análises preliminares de projeto, nos taludes de filitos do Quadrilátero Ferrífero. Permitiram, ainda, as análises computacionais, uma melhor compreensão da mecânica do processo de instabilização de tais taludes, por tombamento flexural.

ABSTRACT

Slopes in phyllite, of civil working or of mining, are conspicuous in the region of the Quadrilátero Ferrífero, MG. In its great majority it verifies the occurrence of instabilization mechanisms, such as flexural toppling, that are not usual in slopes of other rocky materials.

There are different approaches to study such a problem as the one of slope stability and to try to model toppling mechanism.

This failure mechanism can be studied through three main ways: physical models (models in minor scale submitted to the action of the gravity and another external forces); analytical models (limit equilibrium methods) and numerical models. Among the last models there is the method of finite differences implemented in commercial codes such as FLAC.

In this thesis FLAC was used. The program allows the consideration of great deformations of the analyzed rock mass (that can occur in a slope of phyllite / schist), and it is especially able to model the dynamic process of a slope instabilization, with efficiency and in trustworthy way. A total number of 255 parametric analyses was done, corresponding to a combination of slope geometries with angles that varied from 30° to 60° and heights from 50 to 200m, angles of the foliation varying from 40° to 80°, in four different geomechanical classes of rock masses.

The results allowed the creation of three stability charts for the geomechanical classes II, III and IV, with curves that defined stable and unstable zones of flexural toppling, for different heights of slope. Such charts are adequate for preliminary analyses of slopes design, in phyllites and schists of the Quadrilátero Ferrífero. The computational analyses allowed, yet, a better comprehension of the mechanics of the instabilization process of such slopes, for flexural toppling.

SUMÁRIO

RESUMO.....	II
ABSTRACT	III
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XI
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.3. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA	2
1.4. CONTEÚDO	2
2. ARCABOUÇO GEOLÓGICO E ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....	4
2.1. GENERALIDADES	4
2.2. LITOESTRATIGRAFIA	6
2.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS COMUNS NO Q.F.....	11
3. MECANISMOS DE RUPTURA EM TALUDES	12
3.1. RUPTURA CIRCULAR.....	15
3.2. RUPTURA PLANAR	17
3.3. RUPTURA EM CUNHA	18
3.4. FLAMBAGEM.....	19
3.5. TOMBAMENTO.....	21
3.5.1. TOMBAMENTO DE BLOCOS	21
3.5.2. TOMBAMENTO FLEXURAL	22
3.5.3. TOMBAMENTO BLOCO-FLEXURAL.....	35
4. MÉTODOS DE ANÁLISE.....	37
4.1. MODELOS FÍSICOS.....	37
4.1.1. Base Friction.....	38
4.2. MODELOS ANALÍTICOS	40
4.2.1. Método de Equilíbrio-Limite de Aydan & Kawamoto (1992).....	40
4.3. MODELOS NUMÉRICOS	43
4.3.1. FLAC.....	45
4.3.2. UDEC.....	50
5. CASOS HISTÓRICOS.....	53
5.1. HIGHLAND VALLEY COPPER, COLUMBIA BRITÂNICA - CANADÁ.....	53

5.2.	MINA DE AFTON, COLUMBIA BRITÂNICA – CANADÁ.....	55
5.3.	MINA DE BRENDA, COLUMBIA BRITÂNICA – CANADÁ	56
5.4.	MINA DE CASSIAR, COLUMBIA BRITÂNICA – CANADÁ.....	58
5.5.	CHUQUICAMATA - CHILE.....	60
5.6.	MINA DE CYPRUS BAGDAD, ARIZONA – USA	62
5.7.	CONSOLIDAÇÃO DE DADOS HISTÓRICOS	63
6.	ESTUDO NUMÉRICO DE TOMBAMENTO FLEXURAL	69
6.1.	MODELO NUMÉRICO	69
6.1.1.	<i>Condições de contorno.....</i>	70
6.1.2.	<i>Definição do Grid</i>	72
6.1.3.	<i>Tipo de modelo constitutivo</i>	74
6.2.	DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	75
6.3.	ESTADO DE TENSÕES VIRGENS	79
6.4.	ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	80
6.4.1.	<i>Análise de sensibilidade às variações de k</i>	96
6.5.	CARTAS DE ESTABILIDADE	99
6.5.1.	<i>Modelo teórico.....</i>	103
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Mapa de Localização do Cráton do São Francisco (a) e a posição relativa do Quadrilátero Ferrífero (b): Marshak & Alkmin, (1989).	6
FIGURA 2.2 - Coluna Estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (Endo, 1997).....	10
FIGURA 2.3 - Mecanismos não usuais de instabilização de taludes em rochas xistosas. (a) Tombamento flexural e (b) Flambagem (Adhikary <i>et al.</i> 1996).....	11
FIGURA 3.1 A - Arranjo de descontinuidades para um talude de bancada com 30m de altura e ângulo de talude de 70° com dois diferentes conjuntos de descontinuidades pré-existentes (Sjöberg, 1999).	13
FIGURA 3.1 B - Arranjo de descontinuidades para um talude interrampa com 90m de altura e ângulo de talude de 50° com dois diferentes conjuntos de descontinuidades pré-existentes (Sjöberg, 1999).	13
FIGURA 3.1 C - Arranjo de descontinuidades para um talude de grande escala com 500m de altura e ângulo de talude de 50° com dois diferentes conjuntos de descontinuidades pré-existentes (Sjöberg, 1999).....	14
FIGURA 3.2 - Forças atuantes em uma análise de ruptura circular (Sjöberg, 1999).....	16
FIGURA 3.3 - Detalhe das forças atuando em uma fatia (Sjöberg, 1999).	16
FIGURA 3.4 - Forças atuantes em uma análise de ruptura planar (Hoek & Bray, 1977).	17
FIGURA 3.5 - Desenho esquemático de uma ruptura em cunha (Hoek & Bray, 1977).	19
FIGURA 3.6 - Modelo esquemático de flambagem (Sjöberg, 1999).....	20
FIGURA 3.7 - Modelo esquemático de flambagem de blocos.....	21
FIGURA 3.8 - Ilustração do mecanismo de tombamento de blocos (Hoek & Bray, 1977).	21
FIGURA 3.9 - Ilustração do mecanismo de tombamento flexural e detalhe do movimento entre as lâminas (Hoek & Bray, 1977).....	23
FIGURA 3.10 - Comparativo entre as condições limites de tombamento flexural de Adhikary <i>et al.</i> , 1997 e Goodman & Bray, 1976 (Adhikary <i>et al.</i> , 1997).....	25
FIGURA 3.11 - Deslocamento horizontal em dois pontos no modelo centrífugo de Adhikary (1995).	26
FIGURA 3.12 - Deslocamento horizontal no modelo computacional de Sjöberg (1999), reproduzindo o modelo centrífugo de Adhikary (1995). ($\rho g=23.8\text{KN/m}^3$, $E=240\text{GPa}$, $\phi=33.1^\circ$, $c=0.75\text{MPa}$, $\sigma_t=1.1\text{MPa}$, $\phi_j=22^\circ$, $c_j=0$).....	27
FIGURA 3.13 - Vetores calculados, usando o <i>FLAC</i> , das tensões principais e possíveis orientações para a tensão de cisalhamento máxima para um talude de 300m de altura com um ângulo de 40° (Sjöberg, 1999).....	28
FIGURA 3.14 - Diferença calculada, usando o <i>FLAC</i> , das tensões principais (elásticas) para um talude de 300m de altura com um ângulo de 40° (Sjöberg, 1999).	29

FIGURA 3.15 - 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).....	30
FIGURA 3.16 - Detalhe da atuação das forças no plano da descontinuidade (Sjöberg, 1999).....	31
FIGURA 3.17 - Possibilidade de deslizamento ao longo de uma descontinuidade mergulhando 80°, para diferentes estados de tensão (Sjöberg, 1999).....	32
FIGURA 3.18 - Indicadores de plasticidade para um talude de 300m de altura com um ângulo de 40°, usando um modelo no <i>FLAC</i> de juntas obíquas mergulhando 80° (Sjöberg, 1999).....	33
FIGURA 3.19 - Efeito da variação da resistência da rocha intacta no mecanismo de tombamento (Sjöberg, 1999).....	34
FIGURA 3.20 - Ilustração de tombamento bloco-flexural (Hoek & Bray, 1977).....	36
FIGURA 4.1 - Modelo esquemático do base friction mostrando a barreira, o modelo simulado e a correia de lixa (Pritchard & Savigny, 1990).....	39
FIGURA 4.2 - Modelo para análise de equilíbrio-limite do tombamento flexural (Aydan & Kawamoto, 1992)	41
FIGURA 4.3 - Processo iterativo que define um ciclo do programa (Sjöberg, 1999).....	48
FIGURA 4.4 - Grid gerado pelo programa, antes e depois de uma escavação (Sjöberg, 1999).....	48
FIGURA 4.5 - Deformação cisalhante calculada para um talude de 300m de altura, com 40° de ângulo médio e juntas ubíquas mergulhando 80° (Sjöberg, 1999).....	49
FIGURA 4.6 - Diferenças das tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_2 = 2\tau_{\max}$) calculadas para o mesmo modelo da figura anterior (Sjöberg, 1999).....	50
FIGURA 4.7 - Modelo do talude sul da mina de Brenda, mostrando a deformação por tombamento e os vetores de velocidade (Pritchard & Savigny, 1990).....	51
FIGURA 5.1 - Seção vertical do talude oeste da cava de Lornex (Sjöberg, 1999).....	54
FIGURA 5.2 - Seção do talude sul da mina de Afton mostrando as estruturas mapeadas e os vetores de movimento (Sjöberg, 1999).....	56
FIGURA 5.3 - Seção vertical do talude sul da mina de Brenda, mostrando as zonas de cisalhamento conhecidas e os vetores de deslocamento (Pritchard & Savigny, 1990).....	58
FIGURA 5.4 - Desenho esquemático do mecanismo de ruptura da mina de Cassiar (Sjöberg, 1999).....	60
FIGURA 5.5 - Desenho esquemático do mecanismo de ruptura do talude oeste da mina de Chuquicamata (Sjöberg, 1999).....	62
FIGURA 5.6 - Altura do talude versus ângulo do talude para diferentes mecanismos de ruptura observados (Sjöberg, 1999).....	64
FIGURA 5.7 - Altura do talude versus ângulo do talude para taludes naturais estáveis, na Noruega (Sjöberg, 1999).....	65
FIGURA 5.8 - Altura versus ângulo para taludes naturais de mica xisto com diferentes orientações de descontinuidades dominantes (Sjöberg, 1999).....	66

FIGURA 5.9 - Altura versus ângulo de talude com delimitação de zonas estáveis e instáveis ao tombamento (Sjöberg, 1999).....	67
FIGURA 6.1 - Modelo gerado para taludes de 60°, contemplando cavas de 50m, 100m, 200m e 400m. ..	72
FIGURA 6.2 - Malha gerada pelo <i>FLAC</i>	73
FIGURA 6.3 - Gráficos com as faixas de parâmetros de xisto na região do Quadrilátero Ferrífero (Castro, 2004).	77
FIGURA 6.4 - Gráfico mostrando a força desbalanceada diminuindo à medida que o modelo atinge o equilíbrio. Talude de 100m de altura com 50° de ângulo médio em um maciço classe IV (antes de ser escavado).	80
FIGURA 6.5 - Gráfico mostrando a estabilização do deslocamento vertical após 6500 ciclos. Mesma geometria da figura anterior.	81
FIGURA 6.6 - Velocidade tendendo a zero, indicando equilíbrio do modelo após 6500 ciclos. Mesmo modelo das figuras 6.4 e 6.5.....	81
FIGURA 6.7 - Força desbalanceada atingindo valor próximo de zero após a escavação do talude (antes de se inserir os parâmetros verdadeiros), mostrando que novo equilíbrio foi conseguido. Talude com 100m de altura e ângulo de face de 50° em um maciço classe II. A foliação mergulha 80°.	83
FIGURA 6.8 - Deslocamento vertical atingindo um valor constante ao fim de 13000 ciclos. Mesmo modelo da figura anterior.	83
FIGURA 6.9 - Velocidade tendendo a zero após 13000 ciclos, denotando que novo equilíbrio foi atingido. Mesmo modelo das figuras 6.7 e 6.8.	84
FIGURA 6.10 - Força desbalanceada atingindo um valor constante, diferente de zero, mostrando que o modelo se encontra em (steady state). Talude de 100m de altura, com 50° de ângulo médio, foliação mergulhando 50° e maciço classe IV.....	85
FIGURA 6.11 - Deslocamento vertical com valor constante denotando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo da figura anterior.	85
FIGURA 6.12 - Velocidade tendendo a zero após 19500 ciclos mostrando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo das figuras 6.10 e 6.11.....	86
FIGURA 6.13 - Força desbalanceada tendendo a um valor constante diferente de zero após 38600 ciclos, denotando colapso em regime permanente. Talude com 100m de altura, ângulo de face de 50°, foliação mergulhando 80° e um maciço classe IV.	86
FIGURA 6.14 - Deslocamento vertical iniciando um processo de constância após 38600 ciclos, o que sugere a tendência ao colapso em regime permanente. Mesmo modelo da figura anterior.	87
FIGURA 6.15 - Velocidade iniciando um processo de decrescimento mas que mostra que o maciço modelado ainda está em processo de ruptura transiente, não tendo alcançado o colapso em regime permanente (vel. constante não nula). Mesmo modelo das figuras 6.13 e 6.14.	87

FIGURA 6.16 - Indicadores de plasticidade mostrando que o talude está estável (mesmo modelo das Figuras 6.10 a 6.12). Talude de 100m de altura, com 50° de ângulo médio, foliação mergulhando 50° e um maciço classe IV.	89
FIGURA 6.17 - Vetores de deslocamento do modelo da figura anterior.	89
FIGURA 6.18 - O gráfico mostra que não houve nenhum incremento de deformação cisalhante (mesmo modelo das figuras 6.16 e 6.17).	90
FIGURA 6.19 - Contorno das diferenças das tensões principais do modelo da figura 6.16, mostrando, como visto no Capítulo 4, que há um aumento dessa diferença na porção inferior do talude.	90
FIGURA 6.20 - Indicadores de plasticidade mostrando o cisalhamento ao longo das juntas ubíquas e alguns pontos no pé do talude sofrendo cisalhamento. Notar a diferença entre a superfície inicial e após a ruptura. Talude com 100m de altura, ângulo médio de 50°, foliação mergulhando 80° e um maciço classe IV.	91
FIGURA 6.21 - Vetores de deslocamento indicando uma movimentação muito maior da crista em relação ao pé do talude. Mesmo modelo da figura anterior.	91
FIGURA 6.22 - Contorno dos incrementos de deformação cisalhante mostrando nitidamente a massa rompida. Mesmo modelo das figuras 6.20 e 6.21.	92
FIGURA 6.23 - Força desbalanceada tendendo a um valor constante diferente de zero após 30000 ciclos. Talude com 100m de altura, ângulo de face de 60°, foliação mergulhando 60° e um maciço classe II.	92
FIGURA 6.24 - Deslocamento vertical com valor constante denotando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo da figura anterior.	93
FIGURA 6.25 - Velocidade tendendo a zero após 30000 ciclos mostrando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo das figuras 6.23 e 6.24.	93
FIGURA 6.26 - Indicadores de plasticidade mostrando que o talude está estável. Mesmo modelo das figuras anteriores.	94
FIGURA 6.27 - Vetores de deslocamento do modelo da figura anterior.	94
FIGURA 6.28 - O gráfico mostra que não houve nenhum incremento de deformação cisalhante no talude do modelo da figura 6.23.	95
FIGURA 6.29 - Contorno das diferenças das tensões principais. Mostrando, como visto no Capítulo 4, que há um aumento dessa diferença na porção inferior do talude do modelo da figura 6.23.	95
FIGURA 6.30 - Incremento da deformação cisalhante para $k=1,0$. Talude com ângulo de 50°, 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70°.	96
FIGURA 6.31 - Incremento da deformação cisalhante para $k=1,5$. Talude com ângulo de 50°, 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70°.	97
FIGURA 6.32 - Incremento da deformação cisalhante para $k=2,0$. Talude com ângulo de 50°, 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70°.	97

FIGURA 6.33 - Indicadores de plasticidade para $k=1,0$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70°	98
FIGURA 6.34 - Indicadores de plasticidade para $k=1,5$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70°	98
FIGURA 6.35 - Indicadores de plasticidade para $k=2,0$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70°	99
FIGURA 6.36 - Ábaco de estabilidade para o maciço classe II. Zona estável à direita das curvas e instável à esquerda.....	100
FIGURA 6.37 - Ábaco de estabilidade para o maciço classe III. Zona estável à direita das curvas e instável à esquerda.....	101
FIGURA 6.38 - Ábaco de estabilidade para o maciço classe IV. Zona estável à direita das curvas e instável à esquerda.....	102
FIGURA 6.39 - Força desbalanceada mostrando o equilíbrio inicial após 4000 ciclos.	104
FIGURA 6.40 - Deslocamento tendendo a um valor constante.	104
FIGURA 6.41 - Velocidade tendendo a zero na condição inicial de equilíbrio.	105
FIGURA 6.42 - Força desbalanceada, após a escavação, tendendo a um valor constante diferente de zero.	105
FIGURA 6.43 - Deslocamento constante, mostrando que o modelo se encontra em fluxo plástico.	106
FIGURA 6.44 - Gráfico de velocidade sem mostrar sinal de desaceleração.....	106
FIGURA 6.45 - Visão geral do talude escavado e os indicadores de plasticidade.....	107
FIGURA 6.46 - Detalhe da figura anterior mostrando os cisalhamentos ao longo das juntas ubíquas.	107
FIGURA 6.47 - Vetores de deslocamento do modelo teórico, onde se observa que as maiores movimentações ocorreram nos maciços classe III e V e na porção superior do maciço classe II.....	108
FIGURA 6.48 - Incremento das deformações cisalhantes mostrando nitidamente o plano basal de ruptura.	108
FIGURA 6.49 - Exemplo de consulta às cartas de estabilidade.....	109
FIGURA 6.50 - Indicadores de plasticidade do modelo teórico mostrando não haver deslizamento entre as lâminas.	110
FIGURA 6.51 - Vetores de deslocamento mostrando uma condição de equilíbrio.....	111
FIGURA 6.52 - Incremento da deformação cisalhante não mostrando a formação de um plano basal de ruptura.	111

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 4.1 - Comparativo entre as formulações explícitas e implícitas.	45
TABELA 6.2 - Variação da malha de elementos com relação aos ângulos do modelo	73
TABELA 6.3 - Parâmetros geotécnicos para as diferentes classes de maciço.....	76

1. INTRODUÇÃO

Taludes escavados em filito, sejam para obras civis ou de mineração, são conspícuos na região do Quadrilátero Ferrífero, MG. Em sua grande maioria verifica-se a ocorrência de mecanismos de instabilização que não são usuais em taludes escavados em outros materiais rochosos, a saber: o tombamento flexural (*flexural toppling*) e a flambagem (*buckling*). O primeiro 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 de placas definidas pela foliação. O segundo pode ocorrer quando, contrariamente ao primeiro caso, a foliação é subparalela mas tem o mesmo sentido de mergulho que o talude. Aí, as placas definidas pela foliação podem sofrer flambagem. Ambas as circunstâncias são excepcionalmente comuns na mineração de ferro do Quadrilátero Ferrífero e têm provocado problemas de estabilidade com sérias consequências econômicas para tal indústria.

Os métodos de análise usuais para taludes rochosos, aplicáveis a mecanismos envolvendo movimentos de bloco rígido (cinemáticos e por equilíbrio-limite), não são inteiramente adequados para avaliar a estabilidade ao tombamento ou à flambagem. Isso porque tais mecanismos decorrem essencialmente da deformação da massa rochosa taludada, o que não é considerado nos métodos usuais.

1.1. OBJETIVOS

Neste trabalho pretendeu-se investigar o mecanismo de tombamento, bem como as suas possibilidades de análise. Para tanto, técnicas de análise de tensões-deformações (diferenças finitas) foram empregadas em uma análise paramétrica, variando não só os parâmetros de resistência do modelo analisado, bem como, a geometria do talude e da foliação para diferentes alturas de escavação.

Desse modo, pôde-se gerar cartas de estabilidade que poderão ser usadas de forma preliminar em projetos de taludes.

Objetivou-se, com isso, uma melhor compreensão do fenômeno de instabilização em questão, já que o mesmo tem sido apenas incipientemente estudado no âmbito da mecânica das rochas, e a definição das técnicas de análise mais apropriadas no que se refere à sua ocorrência em taludes de mineração escavados nos filitos do Quadrilátero Ferrífero.

1.2. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

Do ponto de vista técnico-científico, o trabalho justifica-se na medida em que o problema a ser estudado é insuficientemente compreendido e as técnicas apropriadas à sua análise ainda não estão completamente estabelecidas. Assim sendo, poderá o trabalho constituir-se em uma contribuição relevante, nesse particular aspecto da mecânica das rochas.

No que se refere ao possível impacto de seus resultados, a ocorrência comum de problemas de estabilidade relacionados ao mecanismo em estudo, na mineração do Quadrilátero Ferrífero, MG, torna interessante o seu desenvolvimento para a mesma. Isso porque as conseqüências econômicas de tais problemas são severas e a definição de técnicas apropriadas para análise e projeto de taludes em tais circunstâncias pode contribuir para a lucratividade dos empreendimentos, bem como para a minimização dos seus danos ambientais.

1.3. CONTEÚDO

O trabalho foi desenvolvido em três etapas distintas sendo:

- Primeiramente uma revisão bibliográfica contendo uma introdução geral à geologia do Quadrilátero Ferrífero, seguida de uma revisão dos vários tipos de mecanismos de ruptura, dos métodos de análise disponíveis, a apresentação de casos históricos (Capítulos 2 a 5);

- Em seguida, a realização de análises paramétricas utilizando o *software FLAC* e interpretação dos resultados obtidos (Capítulo 6);
- Finalmente, conclusões e recomendações para estudos futuros (Capítulo 7).

2. ARCABOUÇO GEOLÓGICO E ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO

O objetivo deste capítulo é contextualizar o leitor com relação ao ambiente geológico/geotécnico em que este trabalho está inserido. Todas as referências bibliográficas foram obtidas de Zenóbio, 2000.

2.1. GENERALIDADES

O Quadrilátero Ferrífero compreende uma área de 7.200 Km², localizada na porção centro-sul do estado de Minas Gerais. Devido às grandes riquezas minerais, principalmente ferro, ouro e manganês, tem sido alvo, desde o século XVIII, de diversos estudos nesta região.

Pioneiros 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.

Tem início então uma série de trabalhos que modificam essa coluna estratigráfica. 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).

Geotectonicamente, o Quadrilátero Ferrífero está situado na porção meridional do Cráton São Francisco (Figura 2.1), compreendendo uma região da crosta estabilizada a partir do ciclo Brasileiro, sendo que no Arqueano fazia parte de um grande bloco crustal denominado o Cráton do Paramirim (Almeida, 1981).

O Cráton do São Francisco é considerado como a porção da crosta continental, da parte centro-leste do continente Sul-Americano, que se comportou de modo relativamente estável face à estruturação de faixas móveis orogênicas neoproterozóicas, denominadas Faixas Rio Preto, Riacho do Pontal, Sergipana, Alto Rio Grande, Brasília e Araçuaí, conformadas dicrônicamente durante o evento tectônico Brasileiro (450-680 m.a.).

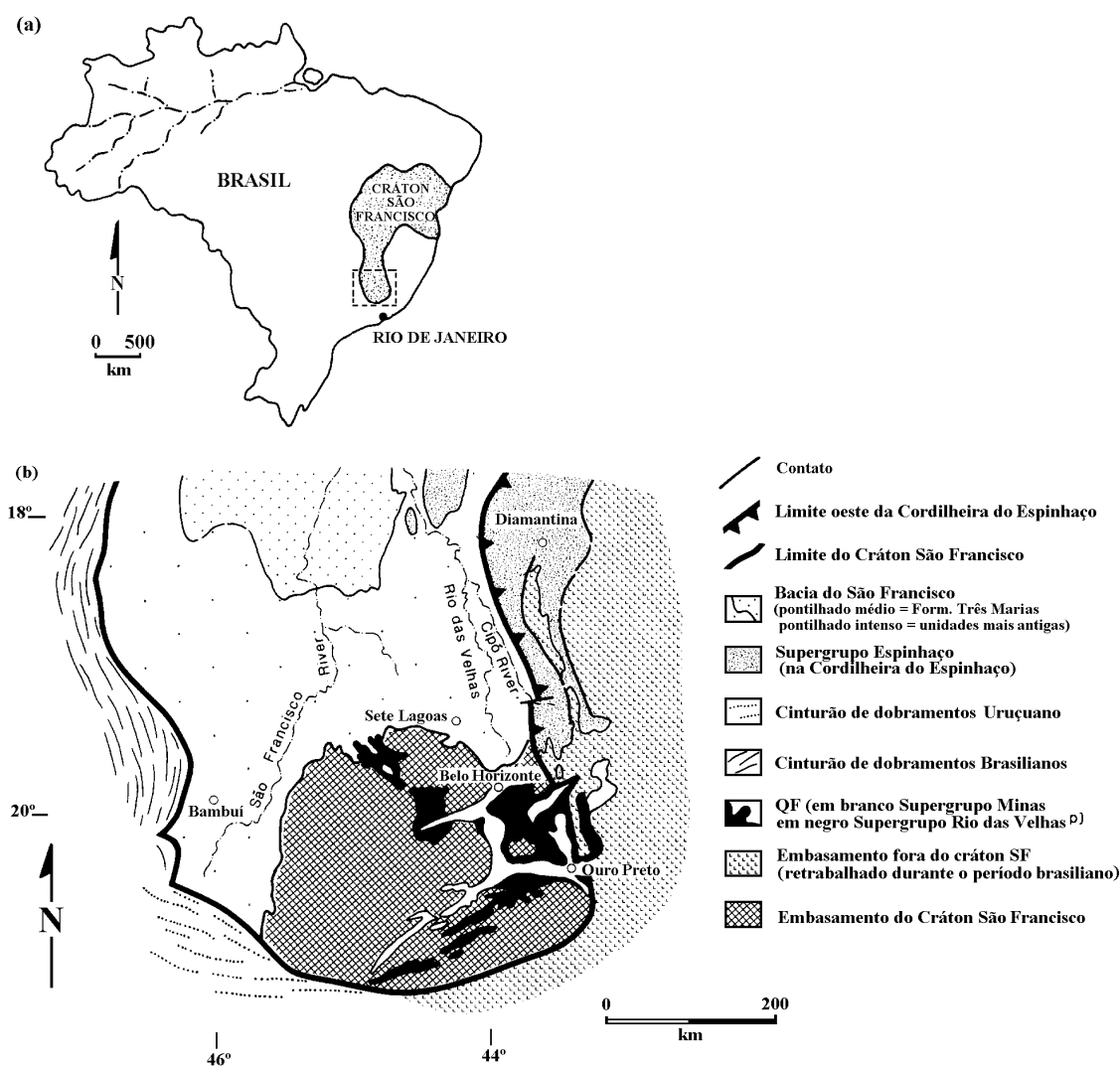


FIGURA 2.1 - Mapa de Localização do Cráton do São Francisco (a) e a posição relativa do Quadrilátero Ferrífero (b): Marshak & Alkmin, (1989).

2.2. LITOESTRATIGRAFIA

O Quadrilátero Ferrífero é composto por três grandes unidades litoestratigráficas (Figura 2.2). A primeira unidade é formada pelo Complexo Metamórfico, que contém o embasamento cristalino, seguido das seqüências vulcano-sedimentares do tipo *greenstone belt*, representadas pelo Supergrupo Rio das Velhas. Na terceira unidade, sobreposta discordantemente, tem-se as seqüências plataformais do paleoproterozóico, que

correspondem ao Supergrupo Minas, Grupo Sabará e Grupo Itacolomi, terminando com coberturas sedimentares Fanerozóicas, denominadas de Bacias do Gandarela e Fonseca.

- ***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 sequência 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 anfíbolíticos, 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, metagrauvacas, 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, quartizitos 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).

Idade	Super grupo	Grupo	<i>Formação</i>	<i>Litologia</i>	Esp. Máx. (m)
PALEO PROTEROZÓICO		Itacolomi	Indiviso	Ortoquartzitos, quartzitos (matriz ferruginosa), filitos quartzosos, filitos e conglomerados com seixos de itabiritos.	> 1000
		Sabarará	Indiviso	Clorita – xistos, grauvacas, metatufos, conglomerados e quartzitos.	>3000
	Minas	Piracicaba	Barreiro	filitos e filitos grafitosos.	150
			Taboões	Ortoquartzitos.	125
			Fêcho do Funil	filitos, filitos dolomíticos e dolomito silicoso.	410
			Cercadinho	Quartzitos ferruginosos, quartzitos, filitos ferruginosos e dolomitos.	600
		Itabira	Gandarela	Dolomitos, filito dolomítico e calcários.	600
			Cauê	Itabirito, itabirito dolomítico, hematita.	350
		Caraça	Batatal	filitos e filitos grafitosos.	250
			Moeda	Quartzito sericítico, conglomerados e filitos.	1000
ARQUEANO	Rio das Velhas	Maquiné	Casa Forte	quartzitos sericíticos, cloríticos a xistosos e filitos	
			Palmital	quartzitos sericíticos, filitos quartzosos e filitos	
		Nova Lima	Indiviso	Quartzitos, conglomerados, sericita-quartzo-xisto e filitos.	>1800
		Quebra Ossos	Indiviso	Filito clorítico, filito grafitoso, metagrauvacas, formações ferríferas, quartzitos, metacherts, dolomitos, rochas máficas e ultramáficas, sericita-quartzo-xisto.	>4000
	Complexos Metamórficos	Indiviso	Indiviso	Komatitos, formações ferríferas e metacherts.	>600
			Indiviso	Gnaisses bandados, gnaisses migmáticos, augen gnaisses, granitos.	

FIGURA 2.2 - Coluna Estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (Endo, 1997).

2.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS COMUNS NO Q.F.

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 Q.F.

Como a formação ferrífera se constitui em um grande aquífero de caráter regional, as rochas imediatamente abaixo dela se apresentam alteradas mesmo em grandes profundidades, constituindo maciços de baixa resistência. Os taludes escavados neste tipo de material sofrem freqüentemente inúmeros tipos de ruptura, desde circulares a plano-circulares e até flambagem, uma vez que, nestes casos, a foliação mergulha no mesmo sentido do talude. Quando a foliação mergulha para dentro do talude, pode ocorrer tombamento flexural (Figura 2.3).

Outro grande bem mineral extraído na região é o ouro, presente nos xistos do Grupo Nova Lima (Supergrupo Rio das Velhas). Neste caso tanto o *hanging wall* quanto o *footwall* poderão apresentar problemas de tombamento e flambagem, respectivamente (Figura 2.3), além dos outros mecanismos mais conhecidos como rupturas planares, em cunha e circulares, que serão abordados no capítulo seguinte.

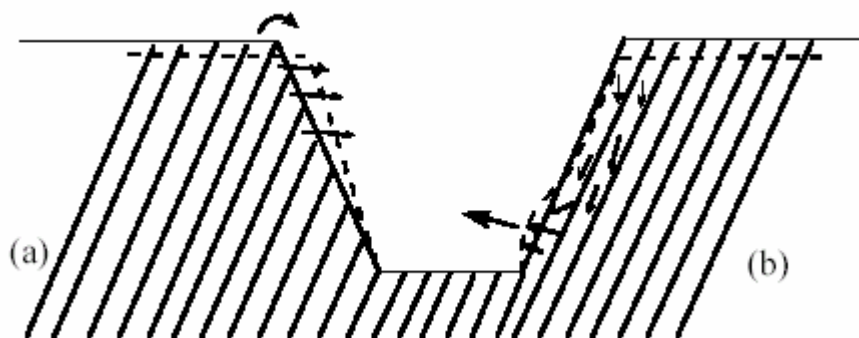


FIGURA 2.3 - Mecanismos não usuais de instabilização de taludes em rochas xistosas. (a) Tombamento flexural e (b) Flambagem (Adhikary *et al.* 1996)

3. MECANISMOS DE RUPTURA EM TALUDES

A estabilidade de taludes, durante e após a escavação, é um assunto de grande importância no campo de mecânica das rochas. 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.

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).

Entre os modos de ruptura estruturalmente controlados podemos citar as rupturas planares, em cunha, os casos de tombamento e de flambagem. Enquanto isso, nos casos de maciços homogêneos ou extremamente fraturados, onde não há nenhuma descontinuidade da mesma escala que a altura do talude, a qual possa condicionar sua instabilização, as rupturas do tipo circulares ou rotacionais são as mais comuns (Hoek & Bray, 1977).

É interessante notar esse efeito de escala nos maciços rochosos. Sjöberg (1999) mostra a grande diferença de um certo conjunto de descontinuidades, com as mesmas características de espaçamento e persistência, em taludes de 30m, 90m e 500m de altura (Figuras 3.1a, b e c). Para o talude de 30m de altura, fica clara a importância das descontinuidades como condicionante principal de rupturas no mesmo. Já para o talude de 500m de altura, o maciço passa a se comportar como um material homogêneo e isotrópico devido à grande diferença de escala entre a persistência e o espaçamento das descontinuidades e a altura do talude. Esse maciço é representado como um meio contínuo equivalente, cujas propriedades de resistência estão intimamente ligadas às características das descontinuidades.

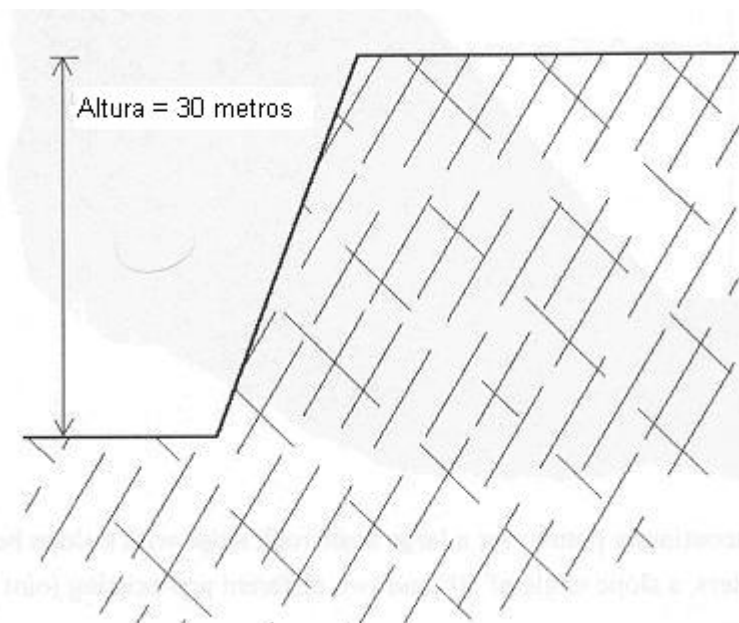


FIGURA 3.1 A - Arranjo de descontinuidades para um talude de bancada com 30m de altura e ângulo de talude de 70° com dois diferentes conjuntos de descontinuidades pré-existentes (Sjöberg, 1999).

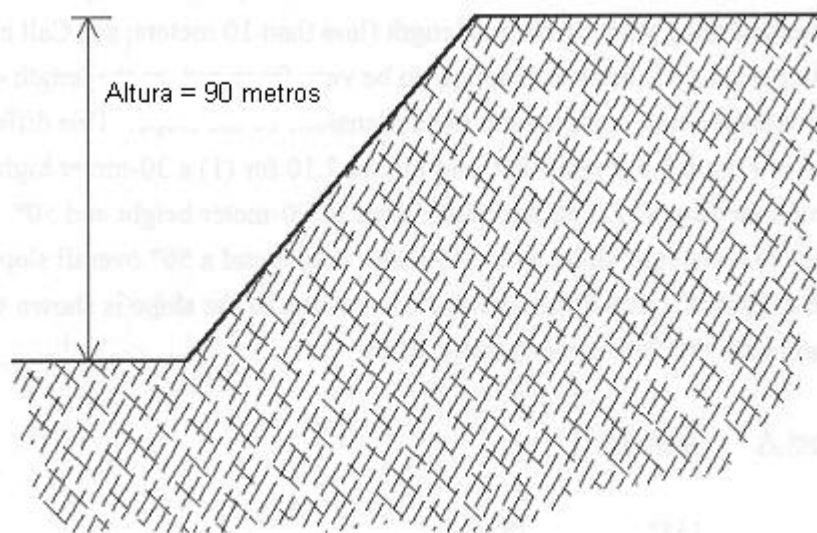


FIGURA 3.1 B - Arranjo de descontinuidades para um talude interrampa com 90m de altura e ângulo de talude de 50° com dois diferentes conjuntos de descontinuidades pré-existentes (Sjöberg, 1999).

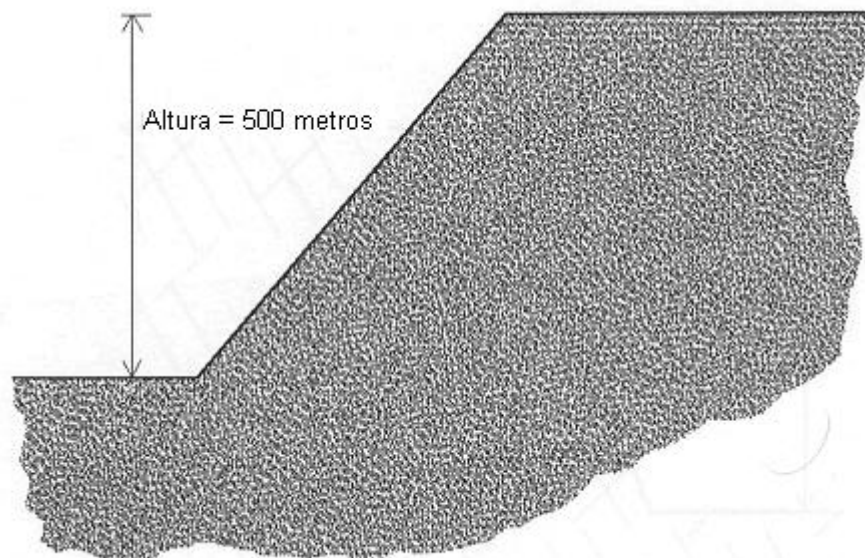


FIGURA 3.1 C - Arranjo de descontinuidades para um talude de grande altura com 500m de altura e ângulo de talude de 50° com dois diferentes conjuntos de descontinuidades pré-existent (Sjöberg, 1999).

Para os casos de rupturas planar e em cunha, por possuírem a geometria e o mecanismo relativamente bem definidos, equações de equilíbrio-limite puderam ser desenvolvidas. Isso possibilitou o desenvolvimento, há mais tempo, de métodos de análise de estabilidade por equilíbrio-limite, próprios para taludes susceptíveis a essas rupturas (Hoek & Bray, 1977).

O método de equilíbrio-limite parte da hipótese básica de que as massas rochosas se comportam como corpos rígidos que se movimentam sobre uma determinada superfície de ruptura. O baixo nível de tensões, relativamente à resistência do maciço, pode justificar a hipótese. O mecanismo de ruptura requereria, nesse caso, a existência *a priori* de estruturas geológicas que definam uma superfície de ruptura. Diferentemente de métodos de análise de tensões-deformações, nos quais as equações da mecânica de um meio contínuo são todas contempladas, nos métodos de equilíbrio-limite se considera o equilíbrio de forças e/ou momentos para a superfície previamente selecionada. A comparação de esforços resistentes e atuantes, na forma de uma razão entre os primeiros e os segundos fornece um Fator de Segurança, que funciona como critério de projeto (Hoek & Bray, 1977).

Os casos de ruptura circular e plano-circular são algo semelhantes ao descrito para as rupturas planares e em cunha, em termos de poderem ser analisados por equilíbrio-limite. A diferença reside no fato, de que uma resistência supostamente baixa, em relação às tensões atuantes, ensejaria a formação de superfícies com as formas citadas, por sobre as quais o maciço se movimentaria rigidamente, ao menos no instante inicial da ruptura.

Por outro lado, mecanismos de ruptura ainda não totalmente compreendidos, como os de tombamento flexural e flambagem, são intrinsecamente relacionados à deformação do maciço e carecem de formulações que permitam analisá-los corretamente. Isso porque, uma vez que a deformação da massa rochosa deva ser levada em conta, métodos tradicionais como os de equilíbrio-limite, supracitados, não permitem tratar adequadamente o problema.

A seguir serão descritos, de maneira sucinta, os tipos de mecanismos supracitados e uma ênfase maior será dada ao tombamento flexural que é o objeto deste estudo.

3.1. RUPTURA CIRCULAR

A ruptura circular ocorre quando o talude não é estruturalmente controlado, ou seja, quando ele está muito fraturado e, por isso, se comporta como um material homogêneo e isotrópico, ou quando o maciço se apresenta tão intemperizado que as descontinuidades já não são tão relevantes, por causa da baixa resistência apresentada pela rocha alterada. Nesse caso, a superfície de ruptura é aquela de menor resistência através do talude. Observações mostraram que essa superfície de ruptura normalmente apresenta a forma aproximada de um círculo e por isso a maioria dos métodos de análise de estabilidade são baseados nessa geometria.

Vários métodos de cálculo foram desenvolvidos para análise de rupturas circulares, mas a maioria deles partem do mesmo princípio: a massa rochosa acima da superfície de ruptura é dividida em fatias e as forças atuantes em cada fatia (peso próprio, forças

atuantes na base, entre fatias, etc) são calculadas (Figuras 3.2 e 3.3). Dessa forma, o balanço entre forças resistentes e forças instabilizadoras determina se o talude se apresenta estável ou não.

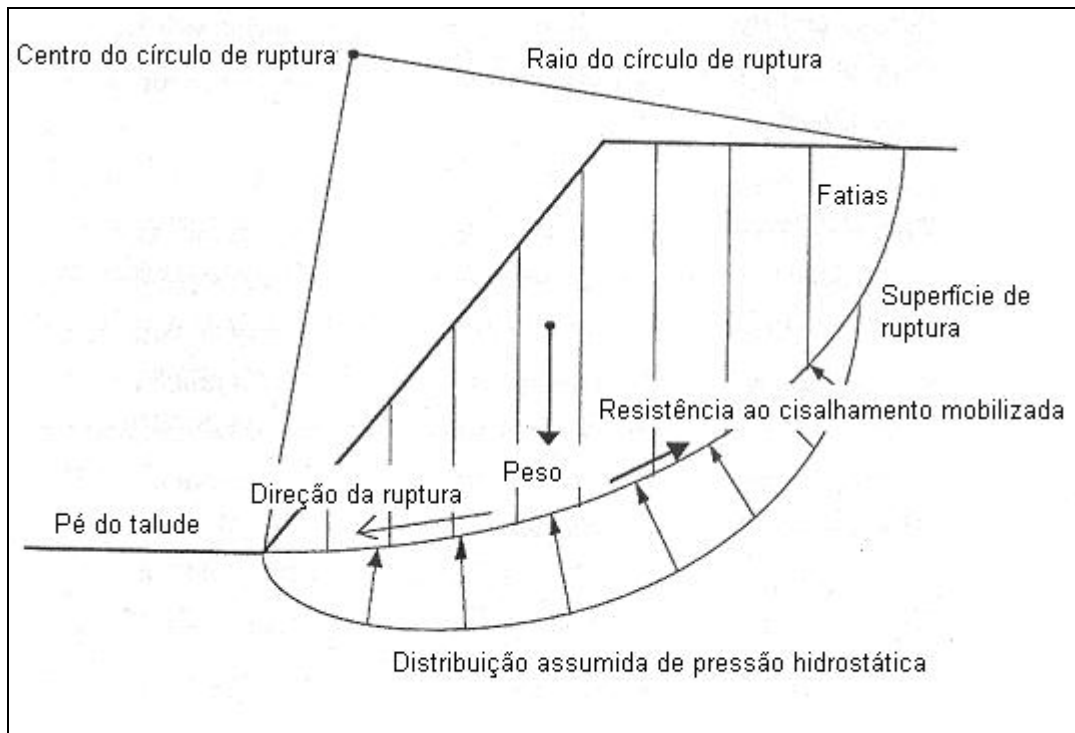


FIGURA 3.2 - Forças atuantes em uma análise de ruptura circular (Sjöberg, 1999)

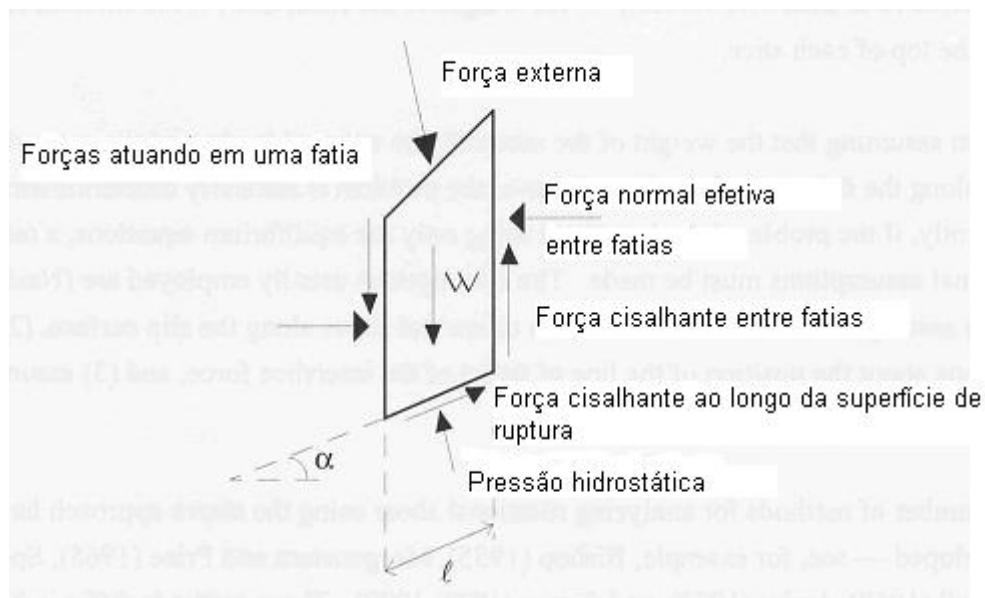


FIGURA 3.3 - Detalhe das forças atuando em uma fatia (Sjöberg, 1999).

3.2. RUPTURA PLANAR

O caso de ruptura planar talvez seja o mais simples dentre os mecanismos anteriormente mencionados. A geometria para que esse tipo de ruptura seja cinematicamente viável consiste em uma descontinuidade:

- que mergulhe menos do que o ângulo do talude escavado e mais do que o ângulo de atrito da descontinuidade e
- com direção subparalela à direção do talude (diferença entre direções $< 20^\circ$), caso contrário a massa rochosa limitada pela descontinuidade não teria liberdade para se movimentar (Hoek & Bray, 1977).

Uma condição cinemática adicionalmente imposta, é a de que a massa rochosa esteja lateralmente livre para poder deslizar.

Entretanto, essas condições, somente, não são suficientes para que a ruptura ocorra, uma vez que não se levam em conta as forças atuantes no bloco rochoso. É necessário, portanto, trabalhar com equações de equilíbrio-limite, ou seja, equações que estabeleçam a igualdade entre forças resistentes e forças atuantes no plano (Figura 3.4).

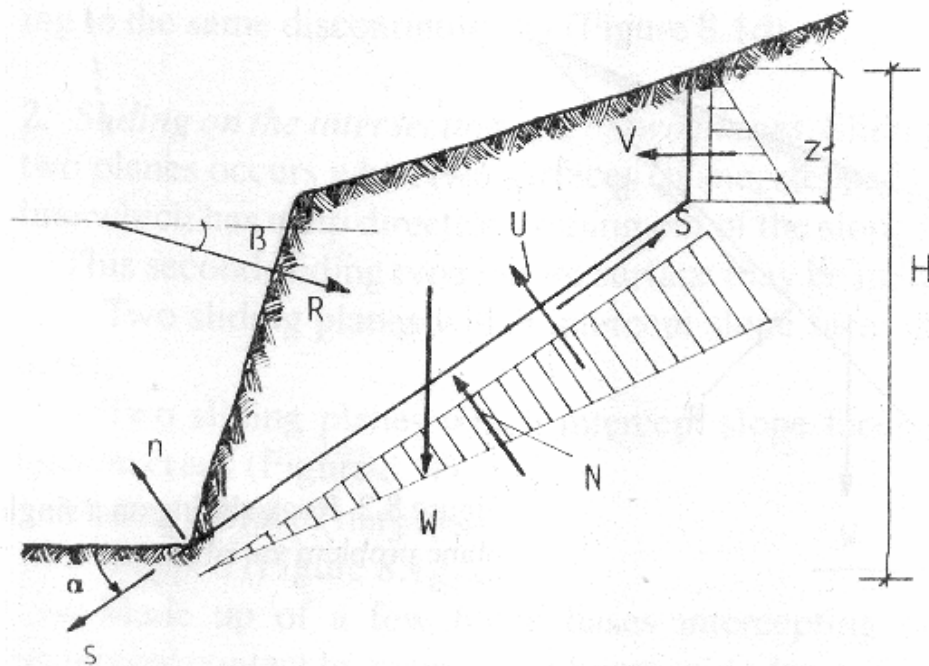


FIGURA 3.4 - Forças atuantes em uma análise de ruptura planar (Hoek & Bray, 1977).

W= peso da massa rochosa;
 N= força normal de reação;
 S= força resistente ao cisalhamento;
 U= força devido à poro-pressão na superfície de ruptura;
 V= força devido à poro-pressão na junta de tração;
 R= força exercida pela ancoragem;
 Z= altura da junta de tração;
 H= altura da massa instabilizada;

Como pode ser visto na Figura 3.4, as forças atuantes no plano da descontinuidade são o peso da massa rochosa, decomposta em suas componentes normal e cisalhante e as forças devido à poro-pressão, exercidas pela presença de água. Enquanto a força cisalhante e a poro-pressão atuam como instabilizadoras do maciço, a força normal entra como indutora de uma componente de força resistente.

Através da condição de igualdade entre a força resistente e a atuante no plano da descontinuidade tem-se a situação de equilíbrio-limite. Pode-se, então, transformar tal igualdade em uma razão entre as forças resistentes e as atuantes, que serve à determinação de um Fator de Segurança (*FS*) para o talude escavado. Fatores de Segurança próximos ou inferiores a 1,0 indicariam uma condição instável do talude.

$$FS = \frac{\sum (Forças \text{ Resistentes})}{\sum (Forças \text{ Instabilizadoras})}$$

3.3. RUPTURA EM CUNHA

O caso de ruptura em cunha é algo semelhante ao de ruptura planar. No entanto, neste caso, é a linha de interseção entre dois planos, que delimitam uma cunha, que deve mergulhar menos do que o ângulo do talude para satisfazer a condição geométrica/cinemática de deslizamento.

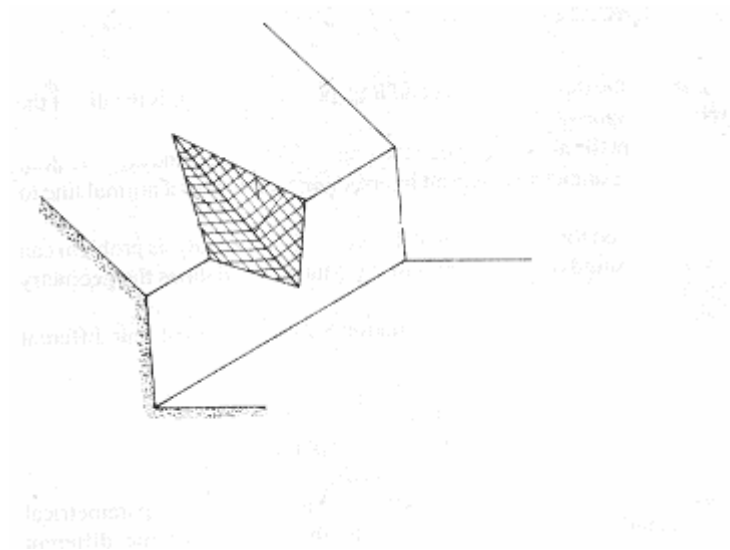


FIGURA 3.5 – Desenho esquemático de uma ruptura em cunha (Hoek & Bray, 1977).

Já a equação de equilíbrio-limite para esse caso é mais complexa do que o caso de ruptura planar, uma vez que o problema é tridimensional. Já no caso de ruptura planar, muitas vezes é possível a utilização de uma abordagem bidimensional.

3.4. FLAMBAGEM

Segundo Giani (1992), rupturas de talude por flambagem são possíveis quando as descontinuidades presentes na rocha são aproximadamente paralelas à face do talude, de tal modo, que possa ocorrer a separação de fatias delgadas da massa rochosa. Um condicionante importante além do paralelismo referente à direção é aquele que diz respeito ao sentido do mergulho, que deve ser a mesma do talude. Além disso, há uma condição relativa ao próprio valor do mergulho, qual seja: ser mais elevado que o ângulo de atrito das interfaces entre as fatias.

O fenômeno de flambagem é típico de rochas sedimentares estratificadas. Os planos de acamamento podem separar lâminas e a flambagem pode ser induzida por forças externas como a pressão da água, concentração de tensão no plano da fatia ou o peso da própria lâmina.

Froldi & Lunardi (1995) também citam casos em que a flambagem pode ocorrer em rochas metamórficas, nas quais a clivagem ou a xistosidade é acentuada e regular. São justamente esses casos que são muito freqüentes no Quadrilátero Ferrífero.

A flambagem ocorre a partir do deslizamento inicial de uma lâmina, pelo fato dela mergulhar mais que o ângulo de atrito da xistosidade ou entre estratos, induzindo uma deformação da parte inferior do talude (Figura 3.6), seguido pela formação gradual de fissuras de tração na face externa da lâmina e conseqüente colapso da mesma.

Na análise do fenômeno de flambagem, o modelo pode ser considerado como uma placa em repouso, sujeita a uma tensão de compressão na direção paralela à face do talude (Figura 3.6).

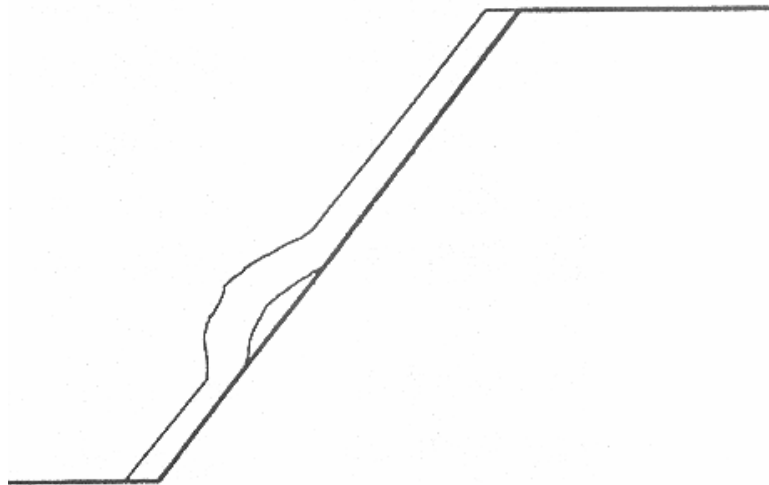


FIGURA 3.6 - Modelo esquemático de flambagem (Sjöberg, 1999).

Kutter (in: Froldi & Lunardi, 1995) cita uma série de fatores adicionais que podem afetar a flambagem:

- A presença de juntas subparalelas cortando as lâminas com baixo mergulho (nesse caso pode-se ter uma espécie de flambagem de blocos, com a formação de rótulas entre os mesmos (Figura 3.7);
- Ondulação e rugosidade das discontinuidades principais;
- Resistência e possíveis escorregamentos prévios ao longo das discontinuidades.

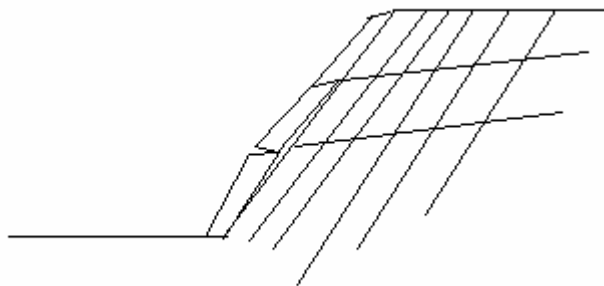


FIGURA 3.7 - Modelo esquemático de flambagem de blocos.

3.5. TOMBAMENTO

3.5.1. TOMBAMENTO DE BLOCOS

O tombamento de blocos ocorre quando as colunas de rocha são divididas por juntas ortogonais amplamente espaçadas, individualizando blocos (Figura 3.8). 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).

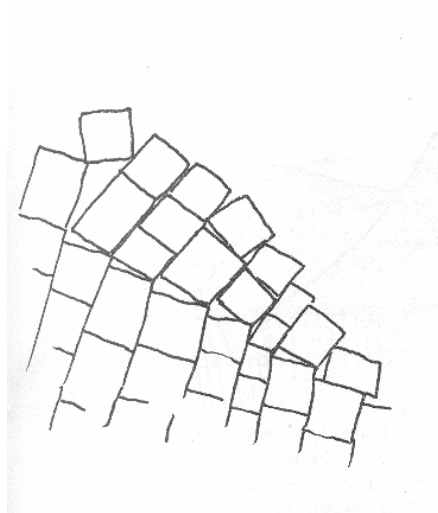


FIGURA 3.8 - Ilustração do mecanismo de tombamento de blocos (Hoek & Bray, 1977).

3.5.2. *TOMBAMENTO FLEXURAL*

Segundo Aydan & Kawamoto (1992), casos reais de tombamento flexural já tinham sido identificados por diversos autores, entre eles Goodman & Bray (1976), que também empreenderam modelagens físicas dos mesmos.

Geologicamente, o tombamento flexural ocorre com mais frequência em taludes escavados em rochas sedimentares estratificadas ou metamórficas foliadas, cujas direções da foliação ou estratificação são praticamente paralelas à direção do talude e mergulham em sentido inverso ao do mesmo. Podem ocorrer também em outros litotipos, contendo pelo menos uma família de descontinuidade que obedeça a mesma geometria descrita acima.

Devido à ação do peso próprio, uma série de lâminas rochosas delimitadas pelas descontinuidades pode, a depender do atrito entre elas, deslizar umas sobre as outras e fletir, levando a uma ruptura por tração na base da lâmina e, finalmente, ao tombamento das mesmas (Figura 3.9).

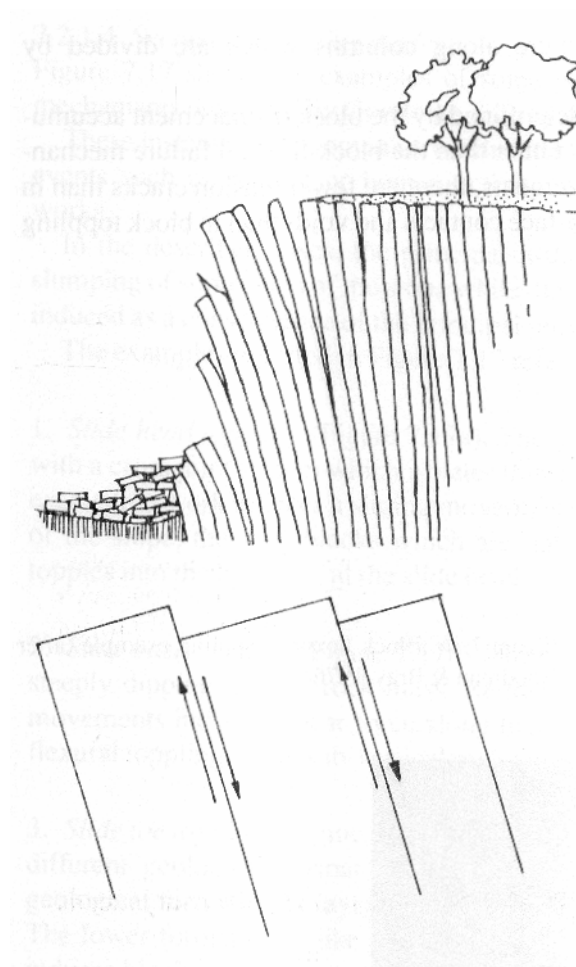


FIGURA 3.9 - Ilustração do mecanismo de tombamento flexural e detalhe do movimento entre as lâminas (Hoek & Bray, 1977).

A condição cinemática de deslizamento das lâminas, para que o tombamento ocorra, foi definida por Goodman & Bray (1976). Segundo esses autores, baseado no princípio de que a tensão de cisalhamento ao longo das descontinuidades deva exceder a resistência ao cisalhamento pelo efeito do atrito e assumindo que a tensão principal maior está orientada na direção paralela à face do talude, a condição de deslizamento das lâminas pode ser obtida por:

$$\alpha \geq 90^\circ + \phi_j - \beta,$$

onde: α = ângulo de face do talude;

β = mergulho da descontinuidade;

ϕ_j = ângulo de atrito da descontinuidade.

Outra condição cinemática definida foi a de que a direção da descontinuidade não fizesse um ângulo maior do que 15° com a direção do talude, caso contrário haveria um “engastamento” do conjunto de lâminas, que não estariam livres para tombar.

Essas condições necessárias de deslizamento das lâminas não são, por si só, um indicativo suficiente de que o tombamento flexural vá acontecer, porque não levam em conta o equilíbrio de forças atuando em cada uma delas. Pode existir o caso, em que mesmo sendo satisfeita a condição cinemática, não ocorra o tombamento.

Aydan & Kawamoto (1992) desenvolveram, em 1987, um método de equilíbrio-limite para tombamento flexural, considerando uma situação inicial de pré-ruptura, na qual seria formada uma superfície basal, de ruptura por tração de cada uma das lâminas. Essa superfície, perpendicular às descontinuidades, iniciar-se-ia no pé do talude e serviria como uma base engastada, a partir da qual as lâminas tombariam devido à ação de seu peso próprio.

Adhikary *et al.* (1997) fizeram uma comparação entre as condições limites de tombamento flexural, definidas por Goodman & Bray (1976), e os resultados que obtiveram, experimentalmente, em modelos físicos submetidos à ação de força centrífuga e calibrados com relação ao método de equilíbrio-limite desenvolvido por Aydan & Kawamoto (Figura 3.10).

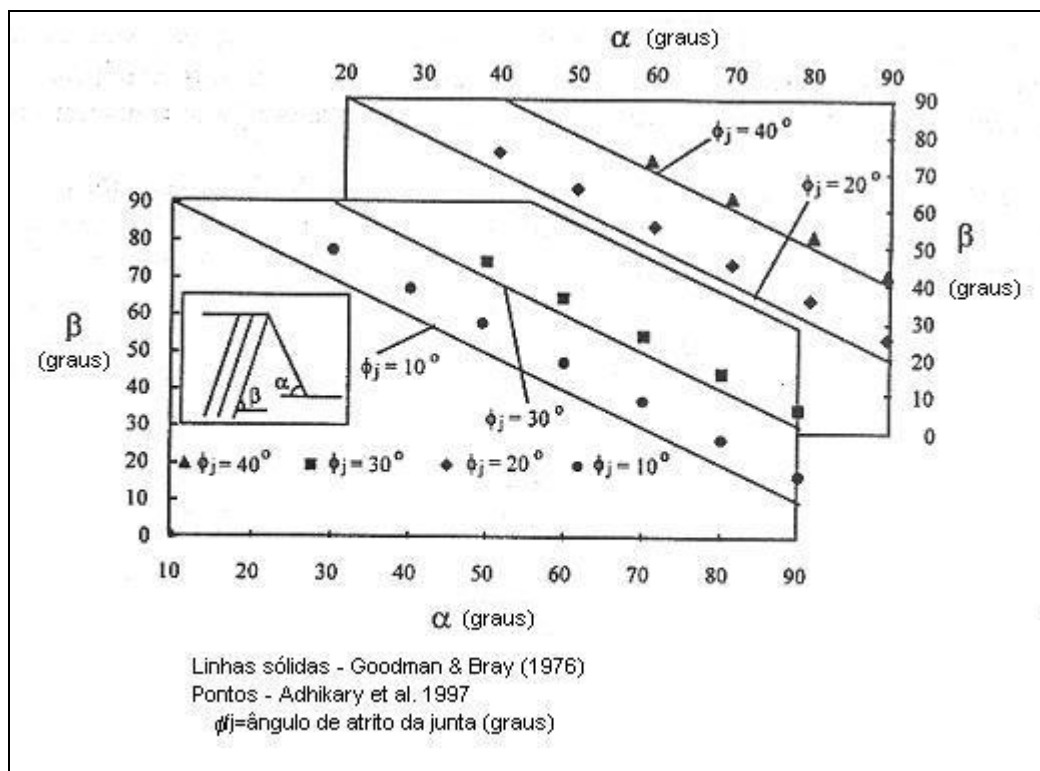


FIGURA 3.10 - Comparação entre as condições limites de tombamento flexural de Adhikary *et al.*, 1997 e Goodman & Bray, 1976 (Adhikary *et al.*, 1997).

A Figura 3.10 mostra as condições de equilíbrio de forças obtidas por Adhikary *et al.* (1997) como pontos no gráfico. As condições cinemáticas necessárias para o tombamento, segundo Goodman & Bray (1976), por sua vez, aparecem em linhas cheias. Nota-se, que para um mesmo arcabouço geomecânico, representado por uma altura fixa e valores dados de β e ϕ_j , o método de equilíbrio de forças sempre indica um valor mais elevado para o ângulo de face do talude na situação limite (α = abscissas do gráfico). Portanto, as condições cinemáticas são conservadoras, indicando que ocorrem taludes estáveis com inclinação maior do que aqueles limites indicados pela condição cinemática.

Tanto na condição cinemática proposta por Goodman & Bray (1976) quanto no modelo analítico de Aydan & Kawamoto (1992), a posição da superfície basal formada por tração foi assumida, com base em observações de campo e de laboratório. Isso é necessário para que o problema de análise da estabilidade de uma dada lâmina seja estaticamente determinado. Adhikary *et al.* (1997) mostraram, em um modelo físico

centrifugado, o aparecimento dessa superfície durante o processo de tombamento. Enquanto no modelo analítico a superfície de ruptura basal foi suposta perpendicular às descontinuidades, no modelo centrifugado esse valor variou entre 10 e 20° acima da perpendicular.

Sjöberg (1999) realizou várias simulações computacionais de rupturas por tombamento utilizando os códigos comerciais UDEC (ITASCA, 1997) e FLAC (ITASCA, 1995a) e também notou o desenvolvimento de uma superfície de ruptura basal, que como será visto adiante, dar-se-á por tração.

O referido autor simulou no FLAC (1995a) o modelo centrífugo desenvolvido por Adhikary *et al.*. O ângulo do plano de ruptura basal encontrado, entretanto, foi um pouco maior: em torno de 27° com relação à normal das descontinuidades. Os deslocamentos horizontais calculados em dois pontos distintos do talude também mostraram resultados muito semelhantes (Figuras 3.11 e 3.12).

Os resultados mostrados na Figura 3.11 foram encontrados por Adhikary (1995). Ali se notam grafados os deslocamentos dos pontos assinalados como A e B na própria figura. Já a Figura 3.12, ilustra os resultados obtidos por Sjöberg (1999), para pontos análogos, com seu modelo computacional.

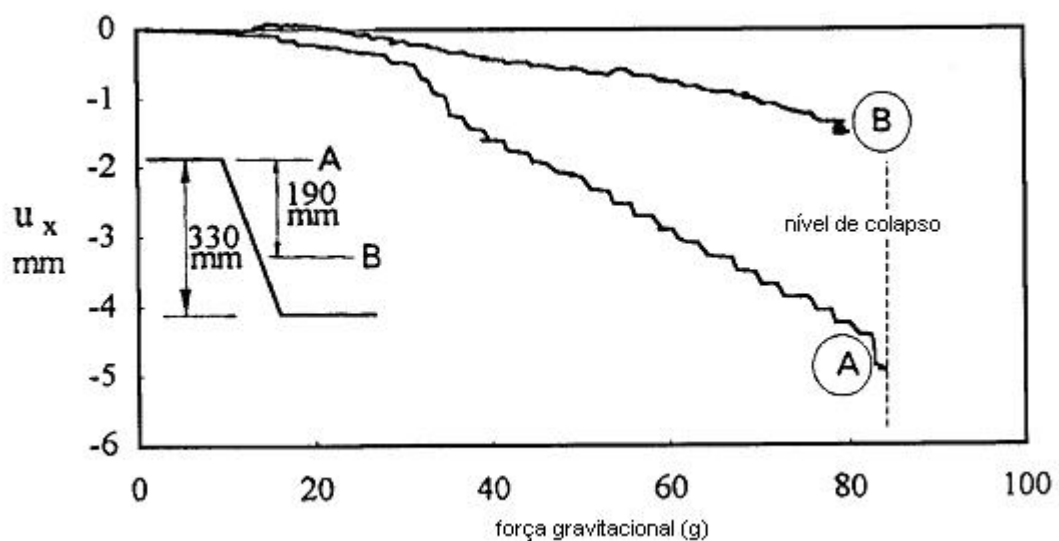


FIGURA 3.11 - Deslocamento horizontal em dois pontos no modelo centrífugo de Adhikary (1995).

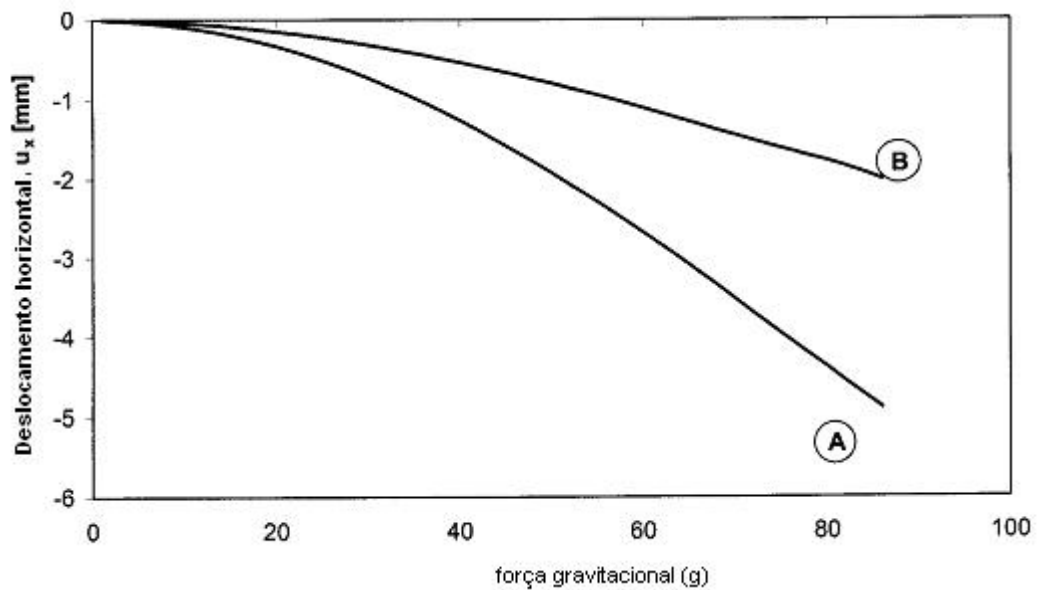


FIGURA 3.12 - Deslocamento horizontal no modelo computacional de Sjöberg (1999), reproduzindo o modelo centrífugo de Adhikary (1995). ($\rho g=23.8\text{KN/m}^3$, $E=240\text{GPa}$, $\phi=33.1^\circ$, $c=0.75\text{MPa}$, $\sigma=1.1\text{MPa}$, $\phi_j=22^\circ$, $c_j=0$)

Para Sjöberg (1999), a ocorrência de ruptura por tombamento em taludes de grande altura é governada principalmente por três fatores:

- Resistência e orientação das juntas;
- Resistência da rocha intacta e
- Deformabilidade (ou rigidez) do maciço rochoso.

Para o tombamento ocorrer, primeiramente deve haver deslizamento ao longo das descontinuidades, o que irá depender da orientação e da magnitude da tensão cisalhante existente antes da ruptura.

No modelo criado por Sjöberg (1999) pode-se ver o estado de tensão elástico antes da introdução das descontinuidades (Figura 3.13).

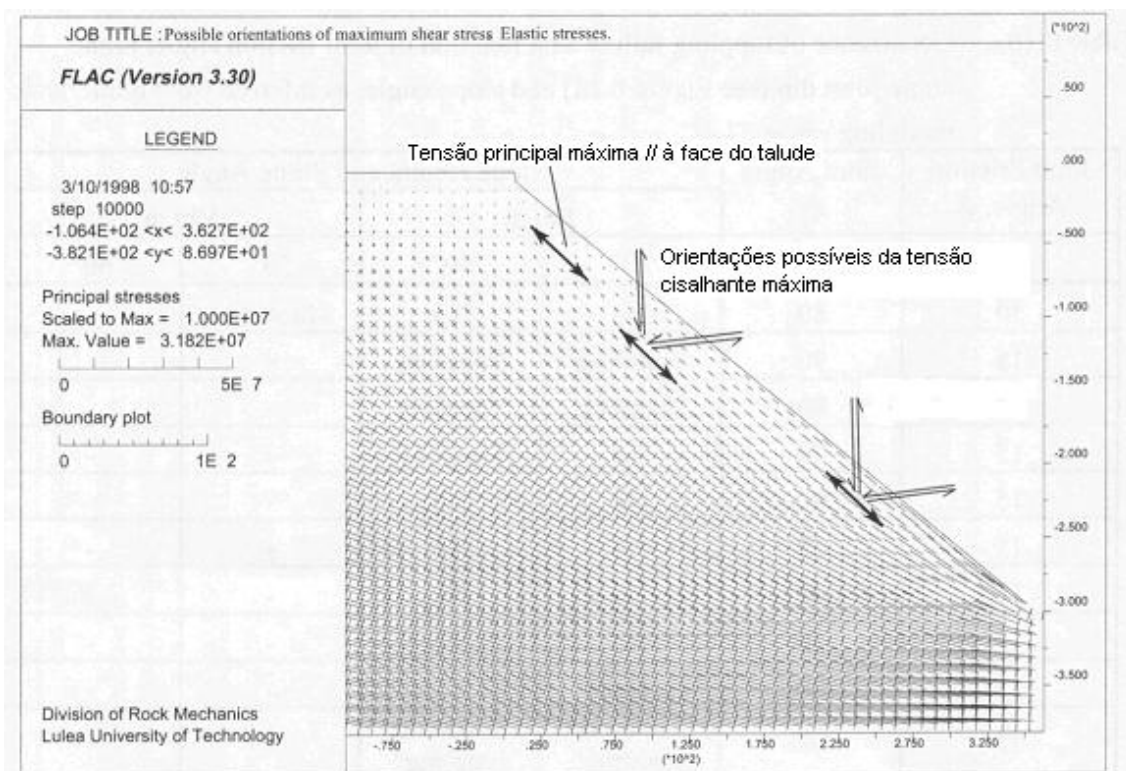


FIGURA 3.13 - Vetores calculados, usando o *FLAC*, das tensões principais e possíveis orientações para a tensão de cisalhamento máxima para um talude de 300m de altura com um ângulo de 40° (Sjöberg, 1999).

As orientações possíveis para as tensões cisalhantes máximas são, segundo o círculo de Mohr, a $\pm 45^\circ$ da tensão principal σ_1 que, neste caso, é subparalela à face do talude (a tensão principal menor σ_3 é, portanto, perpendicular à mesma e de valor praticamente desprezível). Assim sendo, as descontinuidades terão mais chances de deslizar quanto mais paralelas às tensões cisalhantes máximas estiverem. Isso vai depender das inclinações do talude e da descontinuidade.

No plano dimensional, tem-se:
$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

A figura 3.14 mostra a diferença entre as tensões principais $(\sigma_1 - \sigma_3) = 2\tau_{\max}$. O que se observa é que as máximas tensões cisalhantes serão maiores no pé do talude e que, portanto, onde há o maior potencial para que o deslizamento entre as lâminas se inicie é naquele ponto, como realmente acontece.

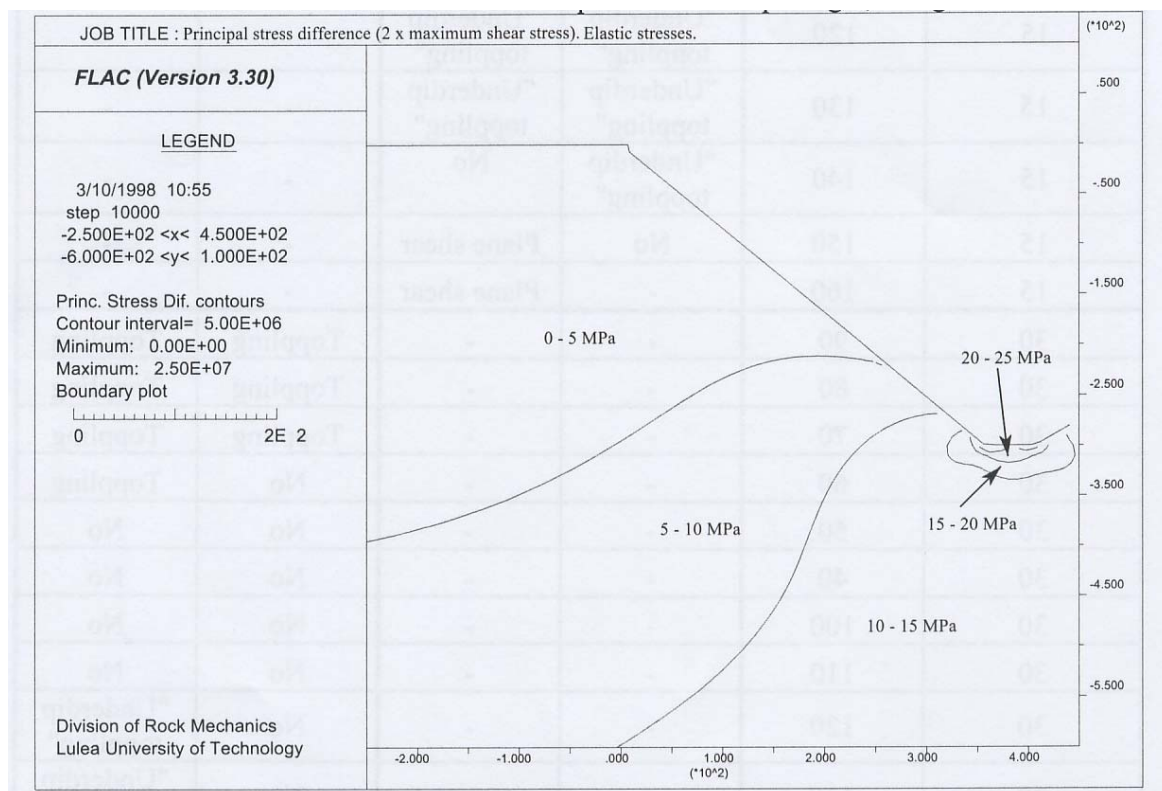


FIGURA 3.14 - Diferença calculada, usando o *FLAC*, das tensões principais (elásticas) para um talude de 300m de altura com um ângulo de 40° (Sjöberg, 1999).

Mas até que ponto no interior do talude as lâminas deslizam entre si?

A condição cinemática definida por Goodman & Bray (1976) é aplicável somente próximo à face do talude. 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). Ao mesmo tempo, a tensão principal menor (σ_3), desprezível nas proximidades da face, aumenta seu valor. Como consequência, o deslizamento das discontinuidades fica mais difícil, porque a tensão normal ao plano da discontinuidade aumenta e a tensão cisalhante diminui (Figura 3.15).

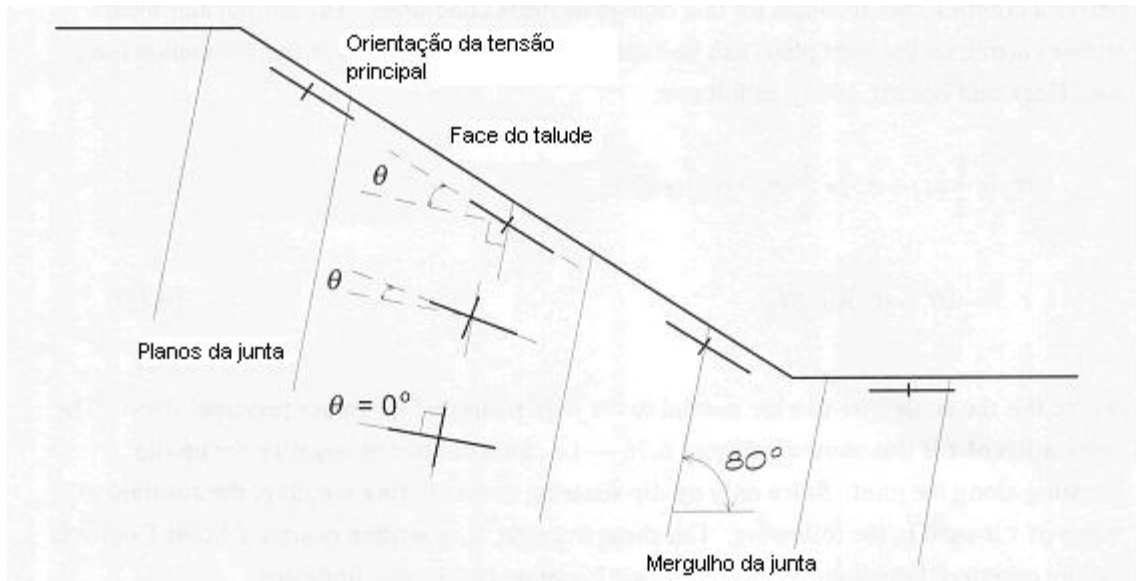


FIGURA 3.15 - Ilustração mostrando o ângulo entre a normal do plano da descontinuidade e a tensão principal maior, σ_1 , e como este ângulo muda à medida que se afasta da face do talude (Sjöberg, 1999).

Por outro lado, esses valores podem ser calculados, como abaixo, visando determinar até que ponto no interior do talude o deslizamento entre as lâminas irá ocorrer:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\theta, \quad (1)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\theta. \quad (2)$$

Onde θ é o ângulo (Figura 3.15 e 3.16) entre a normal ao plano da descontinuidade e a tensão principal maior (σ_1).

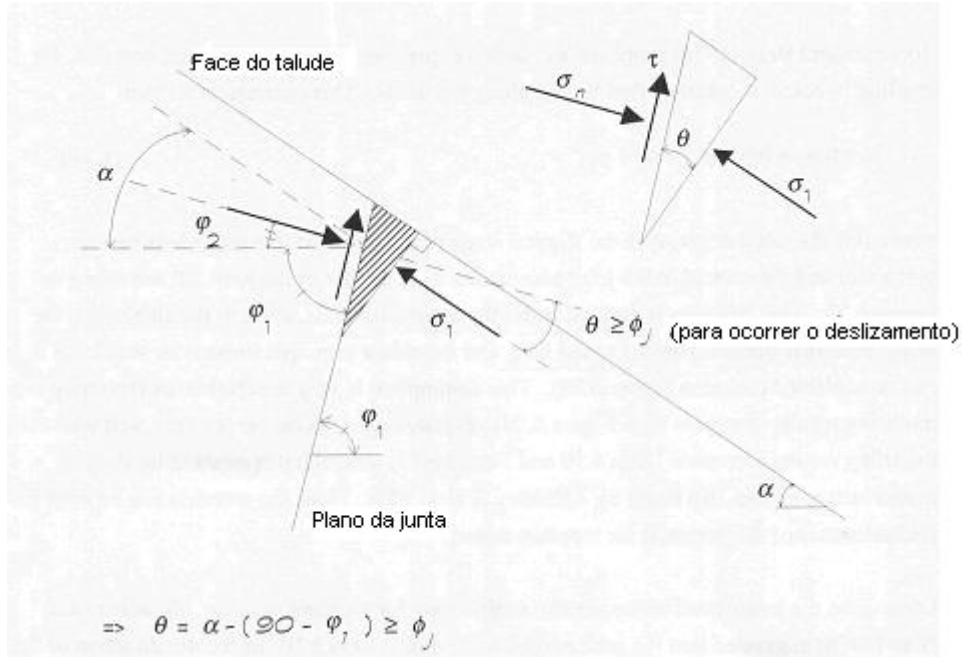


FIGURA 3.16 - Detalhe da atuação das forças no plano da descontinuidade (Sjöberg, 1999).

A resistência ao cisalhamento (τ_s) pode ser escrita usando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$\tau_s = c_j + \sigma_n \operatorname{tg} \phi_j \quad (3)$$

Inserindo (1) em (3) virá:

$$\tau_s = c_j + \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \right] \operatorname{tg} \phi_j. \quad (4)$$

Para que ocorra o deslizamento, $\tau \geq \tau_s$, ou seja:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} 2\theta \geq \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \right] \operatorname{tg} \phi_j. \quad (5)$$

Quando $\sigma_3=0$ (próximo à face do talude) a Eq (5) implica que $\theta \geq \phi_j$.

Sjöberg fez uma simulação com diferentes valores de θ e σ_3 , para um talude com $\alpha = 40^\circ$, $\beta = 80^\circ$ e $\phi_j = 15^\circ$, gerando o gráfico da Figura 3.17.

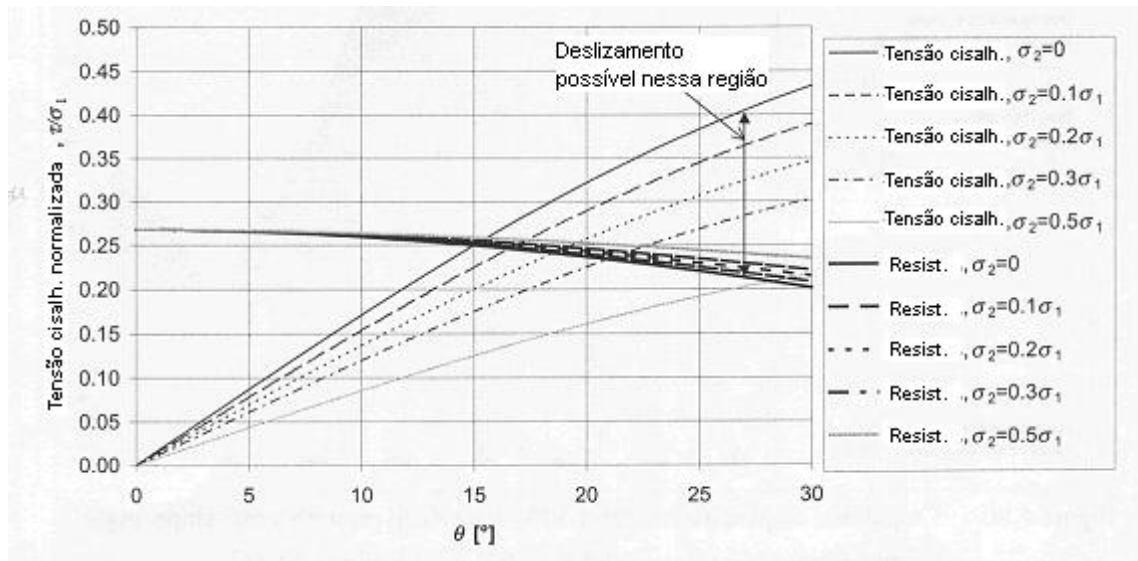


FIGURA 3.17 - Possibilidade de deslizamento ao longo de uma descontinuidade mergulhando 80° , para diferentes estados de tensão (Sjöberg, 1999).

A figura mostra que a resistência ao cisalhamento muda relativamente pouco com o aumento de $\sigma_3=\sigma_2$, porém, a tensão cisalhante cai muito rapidamente, como era de se esperar. Com isso, a diferença entre ambas fica progressivamente menor à medida que θ diminui (σ_3 cresce) e reduz o espectro de possibilidades de deslizamento (na Figura 3.17, tal espectro fica situado no canto superior direito, onde a tensão cisalhante tem valores mais altos que a resistência).

Desse modo, pode-se concluir que a possibilidade de deslizamento diminui com o aumento da tensão confinante. Isso é verificado diretamente no modelo numérico, no qual se observa que o cisalhamento nos planos das descontinuidades só ocorre até uma certa profundidade no talude (Figura 3.18).

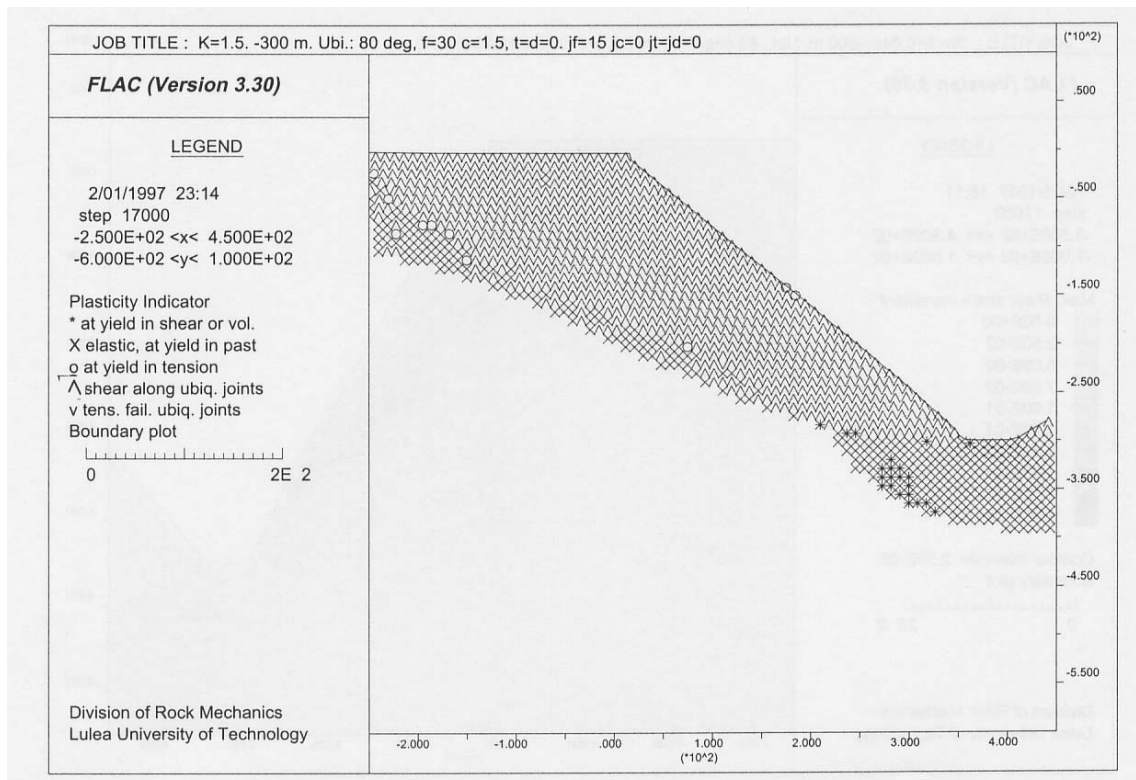


FIGURA 3.18 - Indicadores de plasticidade para um talude de 300m de altura com um ângulo de 40°, usando um modelo no *FLAC* de juntas obíquas mergulhando 80° (Sjöberg, 1999).

Próximo ao pé do talude, como já visto, os valores da tensão normal e da tensão cisalhante são muito elevados. Entretanto, a tensão normal é tão grande que impede que o cisalhamento ao longo das discontinuidades se prolongue muito, talude adentro. À medida que se afasta do pé, a tensão normal diminui e o deslizamento pelas discontinuidades pode voltar a ocorrer.

O ângulo com que a discontinuidade mergulha também influi. Para ângulos mais baixos, o valor de θ diminui rapidamente com a profundidade, aumentando a resistência ao cisalhamento.

Neste caso, o modelo simulado por Sjöberg mostra que somente uma porção superior do talude desenvolveu ruptura e com uma profundidade de cisalhamento menor, uma vez que θ é menor.

Da mesma forma, para valores maiores de ϕ_j , o tombamento também só ocorre próximo à superfície.

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 3.19.

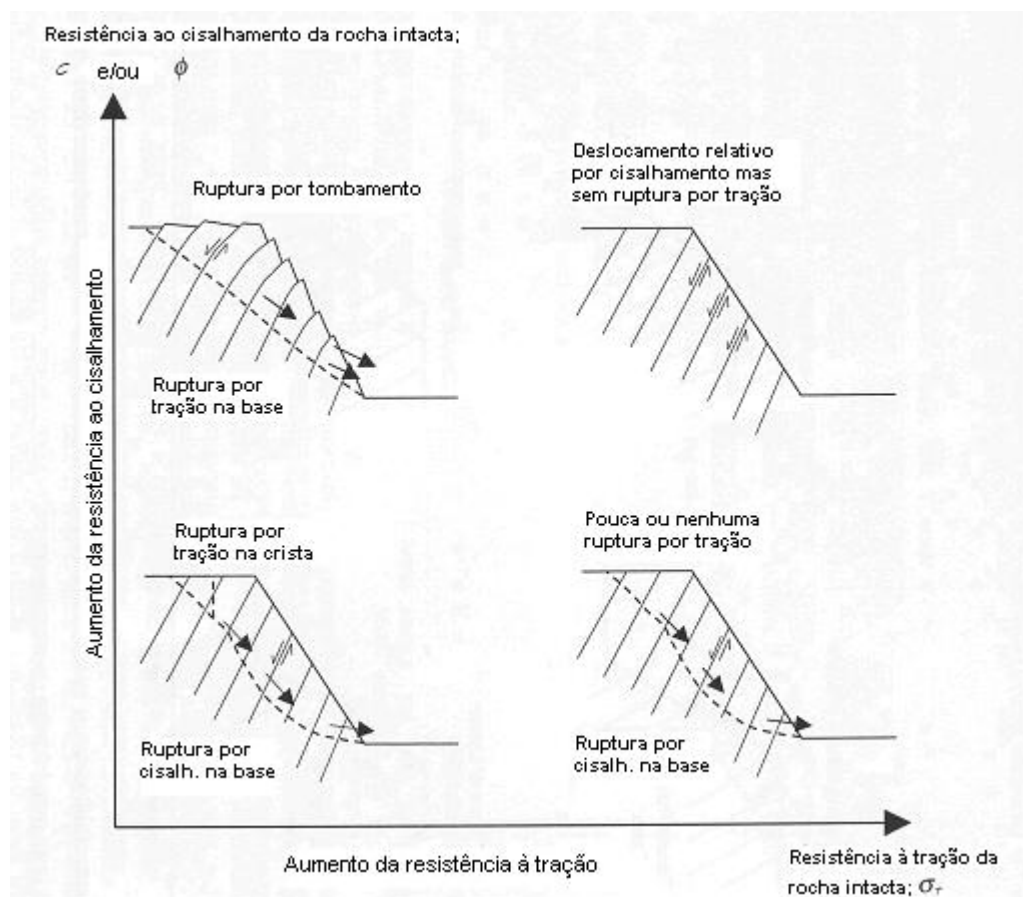


FIGURA 3.19 - Efeito da variação da resistência da rocha intacta no mecanismo de tombamento (Sjöberg, 1999).

Quanto ao efeito da deformabilidade da massa rochosa, sendo a mesma altamente deformável, as lâminas de rocha, formadas pelas discontinuidades, 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.

Em um talude de grande altura, o efeito de compressão sobre o pé é, em geral, grande o bastante para que as lâminas próximas à crista possam fletir significativamente.

3.5.3. TOMBAMENTO BLOCO-FLEXURAL

O tombamento bloco-flexural é um tipo de ruptura um pouco mais complexo do que os outros tipos de tombamento, porque é uma combinação de tombamento de blocos e flexural puros. Em vez da ruptura flexural de colunas contínuas, neste caso o tombamento é resultado de deslocamentos acumulados das juntas transversais (Figura 3.20). Todavia, os deslocamentos sobre cada uma das juntas individualmente são de menor monta que no caso de tombamento de blocos. Resulta um meio termo entre os campos de deslocamentos, contínuo, do tombamento flexural e descontínuo, do tombamento de blocos (Hoek & Bray, 1977).

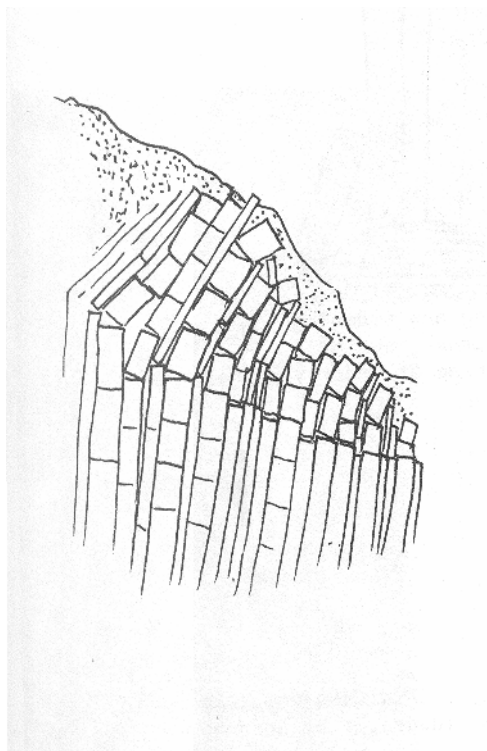


FIGURA 3.20 - Ilustração de tombamento bloco-flexural (Hoek & Bray, 1977).

4. MÉTODOS DE ANÁLISE

Existem diferentes abordagens para se estudar um problema como o de estabilidade de taludes e tentar modelar os mecanismos causadores da ruptura dos mesmos.

Pode-se estudar esses mecanismos de ruptura através de três recursos principais:

- 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.

Cada uma dessas três abordagens possui vantagens e limitações e serão vistas a seguir.

4.1. *MODELOS FÍSICOS*

Modelos físicos são ferramentas muito úteis quando se tenta entender como se comporta um maciço ante sua ruptura. A vantagem em se utilizar modelos físicos é a possibilidade de simular várias situações e geometrias que não poderiam ser vistas em campo e observar o comportamento do maciço em diferentes fases da ruptura.

A grande questão dos modelos físicos é a simulação da força gravitacional. Segundo Bray & Goodman (1981) existem pelo menos três maneiras de se representar a força da gravidade:

- 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 *base friction*.

No primeiro caso, os testes são difíceis de se controlar. Vibrações indesejadas, durante a inclinação do modelo, podem, prematuramente, fazer com que “blocos chaves” sejam perdidos e, após o pico da inclinação, o modelo tende a se autodestruir.

Modelos centrifugados são mais difíceis de se trabalhar e mais caros. Pelo fato do efeito da gravidade ser controlado pela taxa de rotação, é possível se romper modelos feitos de materiais reais do protótipo, evitando as inevitáveis distorções de densidade dos materiais usados em outros tipos de modelos físicos. Entretanto, o espaço para teste é limitado a dimensões relativamente pequenas, necessitando-se de velocidades angulares excessivamente altas para se romper estruturas rochosas. Por isso, o seu grande uso tem sido com solos.

Entretanto, se o modelo puder ser representado em duas dimensões, o princípio do *base friction* pode ser usado para simular a gravidade. A força gravitacional atuando em um corpo é simulada pelo arraste de uma base áspera movendo-se sob o modelo (Bray & Goodman, 1981).

4.1.1. *Base Friction*

O princípio do *base friction* 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.

A maneira de se representar a gravidade no modelo pode ser vista na Figura 4.1.

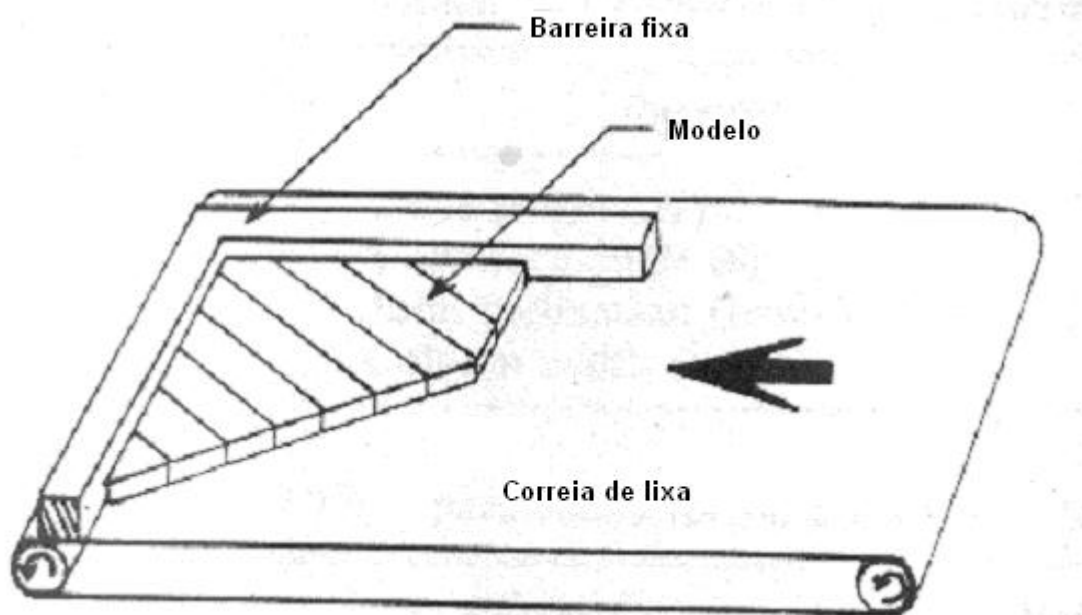


FIGURA 4.1 - Modelo esquemático do base friction mostrando a barreira, o modelo simulado e a correia de lixa (Pritchard & Savigny, 1990).

Suponha que uma correia 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.

Wong & Chiu (2001) usaram o *base friction* para estudar mecanismos de tombamento bloco-flexural muito comuns em uma região de Hong Kong.

O material empregado na criação dos modelos foi uma mistura de massa plástica, areia fina e água. Vários modelos foram criados variando-se o espaçamento das juntas e o mergulho das mesmas, para diferentes alturas de um talude com 70° de inclinação. Como um dos resultados eles puderam desenvolver um regime de classificação de tombamento bloco-flexural. Essa classificação leva em conta o ângulo da junta que mergulha para dentro do talude (θ) e o ângulo de uma junta de baixo ângulo (α) que cortaria a primeira, mergulhando para fora do talude. Existiriam três tipos de ruptura: tombamento, deslizamento dos blocos e uma combinação de deslizamento com tombamento.

Para $\theta \leq 55^\circ$ o deslizamento é dominante; para $55^\circ < \theta < 75^\circ$ o tombamento é que prevalece; para $\theta = 75^\circ$ e $\alpha \leq 10^\circ$ também ocorre tombamento; para $\theta = 75^\circ$ e $\alpha > 10^\circ$ e para $\theta > 75^\circ$ ocorre uma combinação de tombamento de blocos com deslizamento dos mesmos.

4.2. MODELOS ANALÍTICOS

Consistem na utilização do método de equilíbrio-limite, no qual a geometria da massa rochosa rompida é representada e as forças (resistentes e instabilizadoras) são contrabalançadas exatamente. No capítulo anterior vimos vários exemplos de métodos de equilíbrio-limite, utilizados em modelos mais simples de se representar, como as rupturas planares, em cunha e até as rupturas circulares.

Neste capítulo vamos discutir brevemente o método de equilíbrio-limite desenvolvido por Aydan & Kawamoto em 1987.

4.2.1. Método de Equilíbrio-Limite de Aydan & Kawamoto (1992)

O método de análise de estabilidade para taludes rochosos sujeitos a tombamento flexural, desenvolvido por Aydan & Kawamoto em 1987, considera as lâminas rochosas como placas engastadas a uma certa profundidade e submetidas à força de gravidade e forças laterais. A ruptura irá ocorrer sobre um plano inclinado definido pelos engastes das várias lâminas (plano basal), normal ao mergulho das descontinuidades (Figura 4.2).

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;

- um estado de equilíbrio-limite existe simultaneamente em todas as colunas ao longo do futuro plano basal de ruptura, 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.

A partir dessas suposições, cada lâmina é tratada como uma coluna onde atuam a força da gravidade, forças laterais, pressões de água e momentos (Figura 4.2) chega-se a:

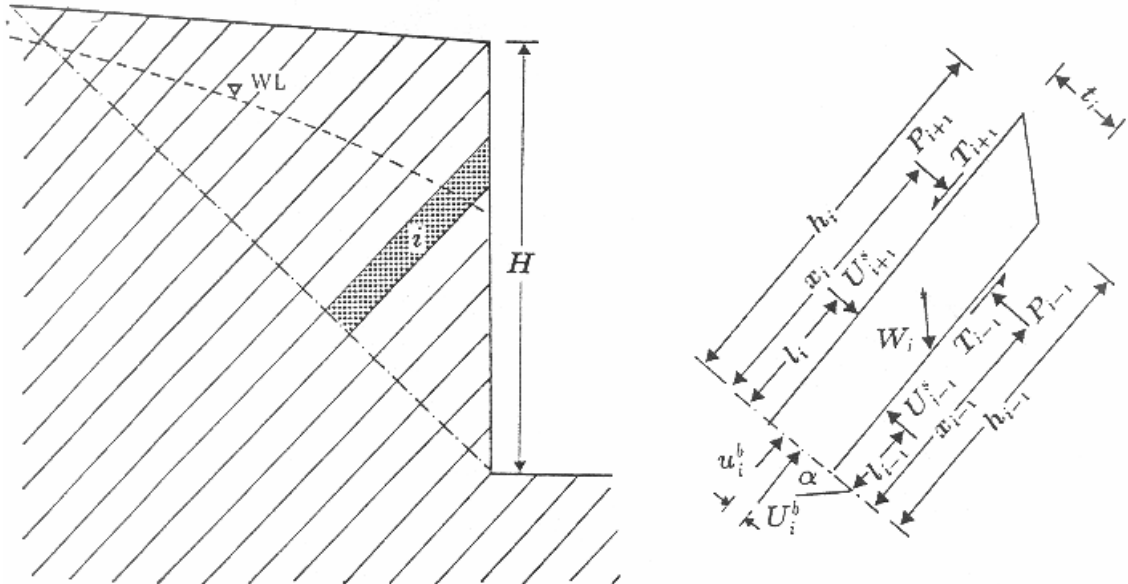


FIGURA 4.2 - Modelo para análise de equilíbrio-limite do tombamento flexural (Aydan & Kawamoto, 1992)

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

Onde:

$$N_i = W_i \cos \alpha$$

$$S_i = W_i \sin \alpha$$

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

$$A_i = t_i$$

$$U_{i+1}^s = \text{força da água no lado } i+1$$

$$U_{i-1}^s = \text{força da água no lado } i-1$$

$$u_i^b = \text{pressão da água na base}$$

$$h_i = \text{altura da coluna no lado } i+1$$

$$h_{i-1} = \text{altura da coluna no lado } i-1$$

$$l_{bi} = \text{excentricidade da pressão de água na base da coluna}$$

$$l_{i+1} = \text{altura da força da água atuando no lado } i+1$$

$$l_{i-1} = \text{altura da força da água atuando no lado } i-1$$

$$t_i = \text{espessura da coluna}$$

$$\alpha = \text{inclinação do plano basal}$$

Aplicando sucessivamente a equação acima, a todas as lâminas a partir do topo do talude, nas quais haja instabilidade ao tombamento ($P_{i-1} > 0$), obtém-se, finalmente, um critério válido para a condição global do mesmo, a 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 *base friction*. Posteriormente, Adhikary *et al.* (1997) validaram, em grande parte, as hipóteses envolvidas na formulação, por meio de um extenso programa de ensaios em modelos físicos centrifugados. Estes mesmos autores apresentaram, ainda, uma série de ábacos de projeto, baseados essencialmente na formulação em questão, mas com pequenas modificações sugeridas por seus próprios resultados experimentais (um plano basal inclinado de 10° a 12° acima daquele normal às descontinuidades e um valor ligeiramente diferente para χ).

O método de Aydan & Kawamoto (1992), tanto quanto é de conhecimento do autor, vem a ser o único modelo analítico disponível para análise do tombamento flexural.

4.3. *MODELOS NUMÉRICOS*

Ao se usar modelos numéricos é possível resolver as equações de equilíbrio, as equações de compatibilidade de deformação e as equações constitutivas de um material, dadas as condições de contorno do problema.

A grande vantagem é que já existem inúmeros métodos numéricos usados para análise de estabilidade de taludes rochosos. Eles podem ser divididos em três grupos principais: os métodos contínuos, os descontínuos e os chamados híbridos (Stead *et al.*, 2001).

Enquanto que nos modelos contínuos o campo de deslocamentos será sempre contínuo, ou seja, não haverá a formação de uma superfície de ruptura verdadeira (é definida uma “zona” de ruptura, sendo a posição da mesma inferida por concentrações localizadas de certas componentes de deformação e/ou regiões contíguas de pontos plastificados no modelo), nos modelos descontínuos é possível simular a “trajetória” da ruptura passando pelas descontinuidades, que estarão verdadeiramente representadas.

Entre os métodos contínuos podemos citar os de elementos de contorno, os de elementos finitos e os de diferenças finitas. Enquanto no primeiro somente o contorno do problema precisa ser discretizado em elementos, os outros dois necessitam que todo o domínio do problema o seja. Nesse sentido, podem ser ditos métodos de domínio, em oposição ao primeiro, dito método de contorno.

Em relação aos métodos descontínuos, temos o de elementos distintos ou discretos, que também necessita de discretização em todo o seu domínio (método de domínio) e no qual as descontinuidades são inseridas.

Já os modelos híbridos são uma combinação entre um método de contorno e de um método de domínio, seja este último contínuo ou descontínuo. Reúnem características

de ambos e, por isso, são utilizados com a finalidade principal de se aproveitar os métodos de domínio para modelar a região no entorno da escavação e os de contorno para a região distante.

Cada método possui vantagens e desvantagens em relação um ao outro. Enquanto que os métodos contínuos são mais apropriados para análises de maciços rochosos pouco ou intensamente fraturados (neste último caso admite-se um comportamento médio homogêneo), solos e rochas alteradas, os métodos descontínuos são mais apropriados para massas rochosas medianamente fraturadas.

Entre os métodos contínuos, o método de elementos de contorno é mais recomendado quando o problema não envolve grandes deslocamentos ou deformações e a relação constitutiva é linear. Em caso contrário, o mais apropriado seria usar os métodos de elementos finitos ou de diferenças finitas (ver explicação no próximo tópico), sendo esse último mais apropriado também quando a massa rochosa apresenta um comportamento constitutivo não-linear de maior complexidade.

Em relação aos algoritmos de solução numérica do problema, enquanto os métodos de elementos de contorno e de elementos finitos trabalham geralmente de forma implícita (com a inversão direta das matrizes do sistema de equações, que resulta da discretização do problema), os métodos de diferenças finitas e de elementos distintos trabalham mais comumente com uma solução explícita (iterativa) no tempo (que será abordada no próximo tópico).

Abaixo se tem uma tabela comparativa listando as vantagens e desvantagens de cada método citado.

TABELA 4.1 – Comparativo entre as formulações explícitas e implícitas.

EXPLÍCITO	IMPLÍCITO
O ciclo de cálculo precisa ser menor que um valor crítico para garantir a estabilidade.	O ciclo pode ser arbitrariamente grande, com esquemas incondicionalmente estáveis.
Pequeno esforço computacional por ciclo.	Grande esforço computacional por ciclo.
Amortecimento numérico pequeno para uma solução dinâmica.	Amortecimento numérico depende do ciclo com esquemas incondicionalmente estáveis.
Não precisa de iteração para seguir a lei constitutiva não-linear.	Procedimento iterativo necessário para seguir a lei constitutiva não-linear.
Uma vez que o critério do ciclo é sempre satisfeito, as leis não-lineares são sempre em um caminho físico válido.	É sempre necessário demonstrar que o procedimento iterativo é estável e segue um caminho fisicamente correto.
Matrizes nunca são formadas, o que requer pouca memória.	Matrizes precisam ser armazenadas, o que requer grande memória.
Como não são formadas matrizes, grandes deslocamentos e deformações são possíveis sem muito esforço computacional.	Grande esforço computacional necessário para grandes deslocamentos e deformações.

Maior ênfase será dada aos métodos de diferenças finitas (incorporado ao *software* comercial *FLAC 2D – Fast Lagrangian Analysis of Continua*) e de elementos distintos (*software UDEC – Universal Distinct Element Code*), uma vez que os mesmos se apresentam mais adequados ao estudo do objeto desta tese, além de já terem sido usados com sucesso por diversos autores no estudo de tombamento flexural.

4.3.1. *FLAC 2D*

FLAC ou *Fast Lagrangian Analysis of Continua* é um código de diferenças finitas bidimensional que simula o comportamento de estruturas feitas de solo, rocha ou outros materiais que podem se deformar elasticamente e/ou entrar em fluxo plástico quando seu limite de plasticidade é alcançado. O que o diferencia da maioria dos demais códigos disponíveis é o fato de utilizar um algoritmo explícito no tempo (o mesmo empregado no *UDEC*) para solução das equações de equilíbrio discretas, a saber: a relaxação dinâmica (Figueiredo, 1990).

Neste algoritmo as equações de equilíbrio estático são transformadas, como parte da estratégia de solução, em equações dinâmicas de movimento, criticamente amortecidas, as quais são integradas numericamente no tempo por um esquema de diferenças finitas centradas, Figueiredo (1990). Nesta integração, partindo-se das acelerações fornecidas pela 2ª Lei de Newton, são obtidas, em sequência, velocidades e deslocamentos. Os valores de velocidade são, então, usados para calcular taxas de deformação, que vão ser empregadas em equações constitutivas elastoplásticas, de tal forma que se possa calcular novos valores de tensão (Figura 4.3), fechando um ciclo iterativo.

A razão para se usar equações dinâmicas de movimento, mesmo que se queira alcançar uma solução estática, é para se assegurar que o esquema numérico permaneça estável mesmo quando o sistema físico a ser modelado for instável dinamicamente, o que pode acontecer quando se trabalha com materiais não lineares (ex: o colapso repentino de um pilar, talude, etc.). Nos sistemas físicos reais, quando se atinge o máximo da curva tensão-deformação, parte da energia de deformação armazenada no sistema é transformada em energia cinética, acelerando o mesmo e dando origem a um fenômeno vibratório amortecido. O *FLAC* modela esse processo sem artifícios numéricos, porque com termos inerciais incluídos nas equações, a energia cinética é automaticamente gerada e pode, por outro lado, ser também dissipada com a incorporação adicional de algum tipo de amortecimento viscoso. Em algoritmos nos quais os termos inerciais não estejam diretamente incluídos, algum procedimento numérico específico precisa ser concebido para tratar essas instabilidades e, mesmo que a instabilidade numérica seja resolvida, o procedimento matemático adotado pode não representar a realidade física.

Diz-se que as equações dinâmicas de movimento são amortecidas porque, para atingir a solução estática é aplicado um “amortecimento” ao sistema. Tal amortecimento evita que oscilações em torno da posição de equilíbrio (inevitáveis em um meio que possua inércia) permaneçam ocorrendo indefinidamente, sendo o mesmo responsável pela redução progressiva de suas amplitudes. O amortecimento é dito crítico, quando não há mais do que uma oscilação de pequena amplitude em torno do ponto de equilíbrio, antes que o sistema alcance a condição de repouso. Tanto do ponto de vista da realidade física

do problema modelado quanto da eficiência do procedimento numérico, é desejável que o amortecimento introduzido nas equações seja o crítico (Figueiredo, 1990). Particularmente nos procedimentos numéricos, o amortecimento presente é geralmente do tipo viscoso (proporcional à velocidade). No FLAC, além do amortecimento viscoso há um esquema alternativo, no qual é aplicado em cada nó do modelo uma força dissipativa proporcional e de sentido oposto à força atuante no mesmo.

Nos cálculos realizados durante o processo iterativo, as forças desequilibradas aceleram os nós de acordo com a 2ª lei do movimento de Newton. Resultam deslocamentos, que são obtidos, após integrações numéricas seqüenciais no tempo, de acelerações e velocidades. Tendo-se os deslocamentos dos pontos nodais de uma dada zona obtém-se a sua respectiva deformação. A seguir, pela lei constitutiva, é possível determinar as tensões e finalmente as novas forças desequilibradas.

O tempo do ciclo, utilizado nas integrações numéricas, deve ser menor do que o tempo fisicamente necessário para as “informações” transitarem entre um elemento e outro. Isto é necessário porque, durante o processo de integração numérica, a configuração do modelo em um dado instante t é determinada somente com base nas “informações” disponíveis em uma situação retrocedida de um certo Δt no tempo. Assim, cada intervalo Δt , que corresponde a um ciclo iterativo do programa (Figura 4.3), não é um valor arbitrário, pois depende das características de rigidez e inércia do *grid* e condiciona a estabilidade numérica da integração supracitada (mesmo quando o sistema físico que está sendo modelado é instável), o que vem a ser uma característica intrínseca a qualquer algoritmo explícito (Figueiredo, 1990).

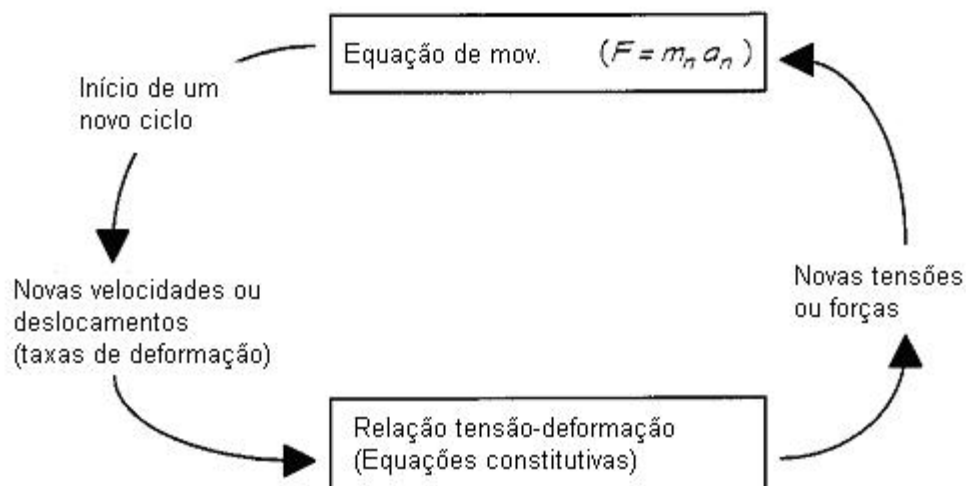


FIGURA 4.3 - Processo iterativo que define um ciclo do programa (Sjöberg, 1999).

Os materiais são representados por elementos ou zonas que formam um *grid* que é trabalhado pelo usuário para se ajustar à forma do objeto a ser modelado (Figura 4.4).

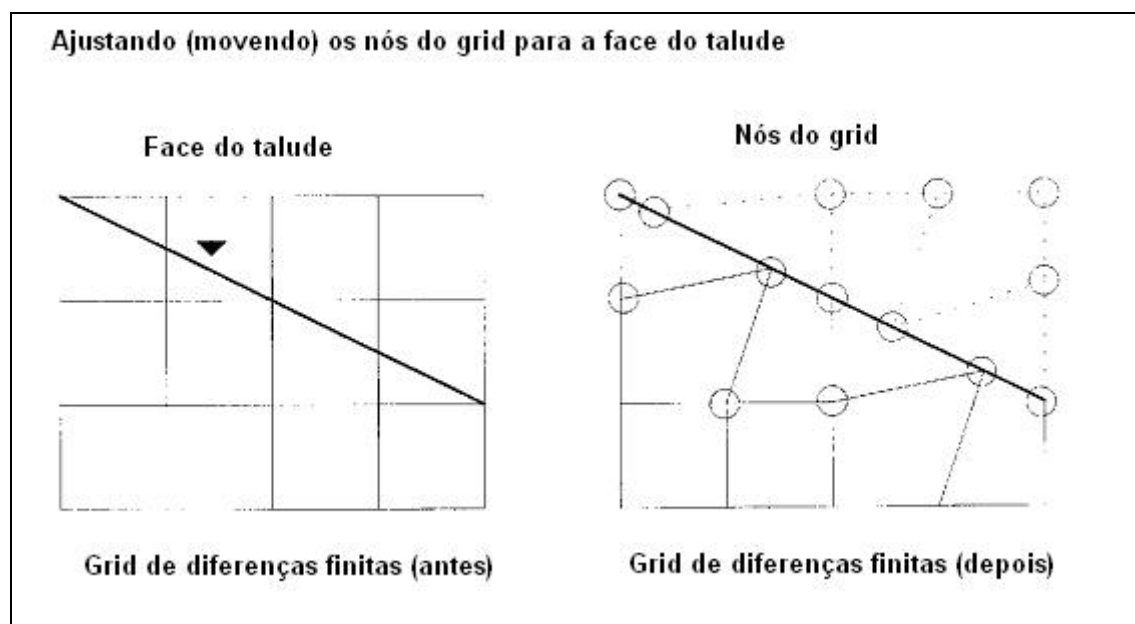
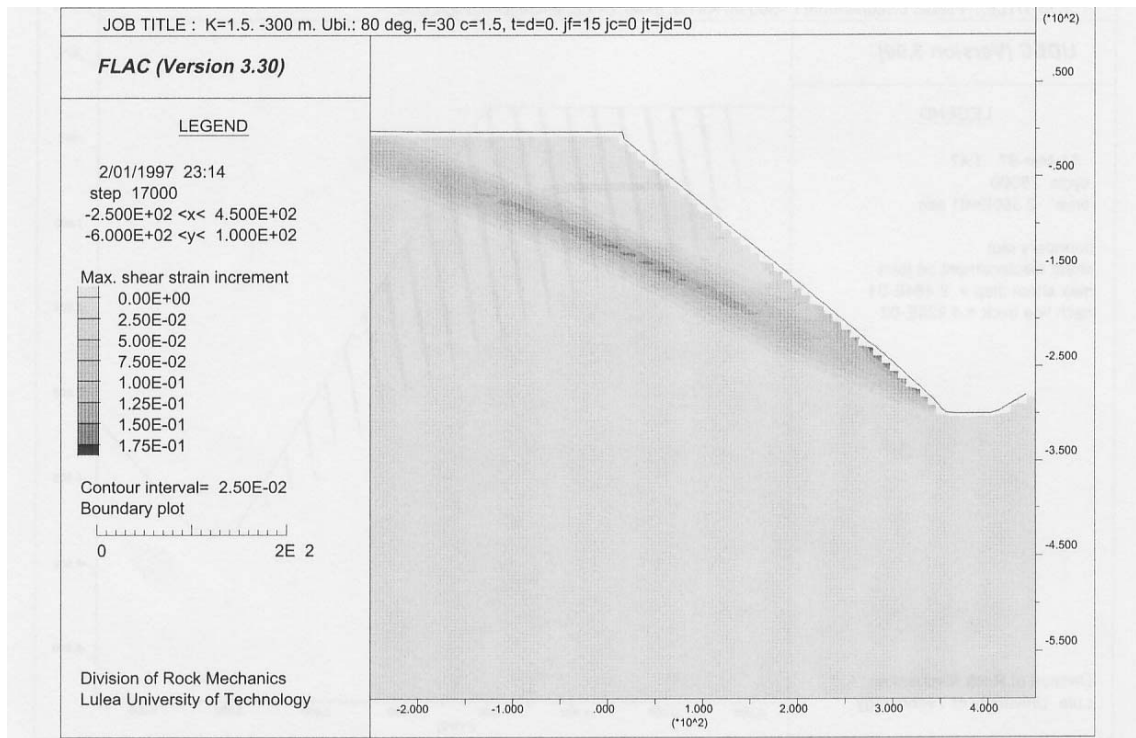


FIGURA 4.4 - Grid gerado pelo programa, antes e depois de uma escavação (Sjöberg, 1999)

Cada elemento se comporta de acordo com as suas próprias leis de tensão/deformação linear ou não-linear, em resposta às forças aplicadas ou restrições (cinemáticas) na fronteira. Se as tensões forem altas o suficiente para que o material sofra escoamento plástico, o *grid* poderá sofrer deformações finitas e acompanhar o fluxo do material de

acordo com uma formulação do tipo lagrangeana atualizada, na qual o referencial tem sua posição continuamente alterada à medida que as deformações ocorram. Essa formulação difere daquela mais comumente utilizada no método de elementos finitos em que o material move e se deforma com relação a um *grid* fixo (formulação euleriana).

A formulação básica do *FLAC* assume um estado de deformação plana. Essa condição é apropriada a longas estruturas ou escavações com seções constantes perpendiculares ao maior eixo e cujas cargas aplicadas a essas estruturas também estejam atuando no mesmo plano das seções. Um exemplo de um resultado de análise numérica utilizando o *FLAC* pode ser visto nas Figuras 4.5 a 4.6.



FIFURA 4.5 - Deformação cisalhante calculada para um talude de 300m de altura, com 40° de ângulo médio e juntas ubíquas mergulhando 80° (Sjöberg, 1999).

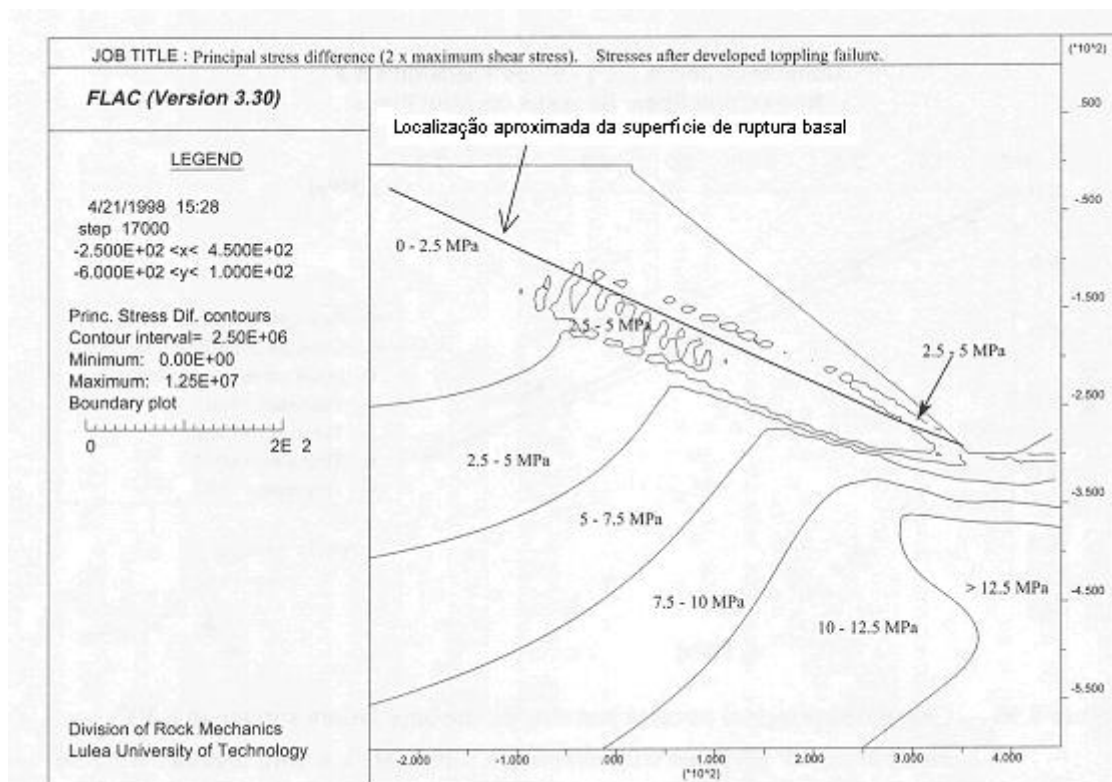


FIGURA 4.6 - Diferenças das tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_2 = 2\tau_{\max}$) calculadas para o mesmo modelo da figura anterior (Sjöberg, 1999).

4.3.2. UDEC

O UDEC ou *Universal Distinct Element Code* é baseado em uma abordagem do modelo rochoso como um meio descontínuo.

Uma massa rochosa fraturada é representada por blocos distintos que interagem ao longo de suas fronteiras. Além disso, cada bloco pode ser representado como um corpo rígido ou ser capaz de se deformar como um meio contínuo discretizado internamente por diferenças finitas (Figura 4.7).

As juntas ou fraturas representadas, que separam cada bloco, constituindo suas arestas, também são deformáveis e têm suas rigidezes normal e cisalhante concentradas nos cantos das mesmas e/ou pontos de contato entre blocos vizinhos (Figura 4.7).

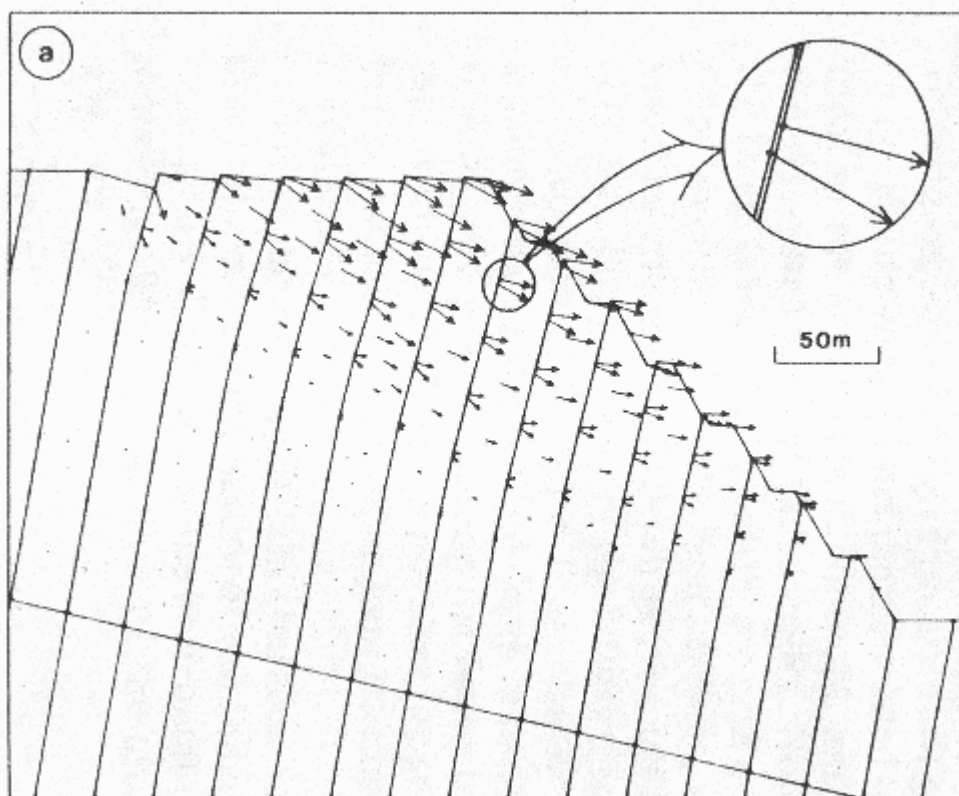


FIGURA 4.7 - Modelo do talude sul da mina de Brenda, mostrando a deformação por tombamento e os vetores de velocidade (Pritchard & Savigny, 1990).

O método utilizado pelo *UDEC* (blocos discretos ou elementos distintos) emprega para resolução das equações de equilíbrio discretas um algoritmo dinâmico (relaxação dinâmica) assim como o *FLAC*, que permite contemplar, com relativa simplicidade, grandes deslocamentos e rotações, além de um comportamento constitutivo não-linear geral, tanto para a rocha matriz quanto para as juntas.

Pritchard & Savigny (1990) fizeram uma revisão dos métodos utilizados para análise de tombamento: equilíbrio-limite, elementos finitos e elementos distintos, chegando à conclusão que o *DEM* (*Distinct Element Method*) é a melhor técnica para modelar tanto o tombamento de blocos quanto para o tombamento flexural. Entretanto, não fizeram nenhuma análise em que tenha sido utilizado o método de diferenças finitas (*FLAC*), que parece ser o mais adequado quando se trata de rochas metamórficas foliadas como xistos e filitos. Nestes tipos litológicos as lâminas rochosas são geralmente de espessura ínfima com relação às dimensões dos taludes. Matematicamente poder-se-ia considerá-

las infinitesimais, o que corresponde às condições nas quais se aplicam os modelos numéricos contínuos como o das diferenças finitas.

Eles verificaram as possibilidades do método de elementos distintos simulando três diferentes casos: tombamento de bloco teórico (solução analítica proposta por Bray, 1977), modelo físico de tombamento flexural (utilizando o *base friction*) e um caso real ocorrido na mina de Brenda, Columbia Britânica, CA.

Nos dois primeiros casos, o *UDEC* conseguiu representar muito bem os problemas analisados, entretanto, no caso da mina de Brenda, uma comparação entre as características do modelo do *UDEC* e a morfologia real da ruptura mostrou uma diferença significativa. Isso aconteceu devido à falta de informações detalhadas da morfologia da ruptura e às aproximações feitas no modelo.

Martin & Mehr (1990) também fizeram um estudo de retroanálise de tombamento ocorrido na mina de Cassiar, também na Colúmbia Britânica, CA, em um talude de 340m de altura. Os resultados da modelagem com o *UDEC* confirmaram os mecanismos de ruptura e o sentimento de que haveria a ruptura, antes mesmo dela ocorrer, prevista que foi pelos deslocamentos documentados com prismas e extensômetros de superfície.

5. CASOS HISTÓRICOS

Este capítulo trata da descrição de vários casos já ocorridos de ruptura por tombamento, em diferentes minas do mundo, algumas até já desativadas. Todos os relatos foram obtidos de Sjöberg (1999). Infelizmente, não existe no Brasil, por parte de quem trabalha diretamente com mineração, uma cultura de se publicar em artigos científicos, relatos de rupturas de taludes que, temos certeza, são mais comuns e frequentes do que se imagina.

Por esse motivo, a maioria dos casos é de minas localizadas no Canadá e Estados Unidos.

5.1. Highland Valley Copper, Columbia Britânica - Canadá

Existem duas cavas em Highland Valley, a cava de Lornex e a cava Valley. O teor médio do minério nas duas cavas é de 0.40 % de Cu e 0.007 % de Mo com um teor de corte de 0.20 % de Cu.

A mineralização do tipo pórfiro possui direção quase norte-sul com mergulho quase vertical para o oeste. Em ambas as cavas ocorreram casos de tombamento na parede oeste.

A cava de Valley, em 1999, possuía uma profundidade de 380 m na porção oeste, enquanto o projeto de cava final deverá alcançar 680 m em 2008.

Os taludes foram projetados com ângulos inter-rampas variando entre 38° e 45°. As rochas encaixantes são, principalmente, dioritos, granodioritos ou quartzo monzonitos, todos relativamente fraturados. As rochas possuem resistência à compressão uniaxial da ordem de 120-140 MPa.

Foi adotado um ângulo inter-rampa de 38° nas regiões onde ocorreu tombamento. Um extenso monitoramento foi realizado, constatando-se que a região rompida se movia a uma taxa de 25 a 200 mm/dia, com os maiores deslocamentos ocorrendo na primavera, devido ao degelo e conseqüente aumento da pressão de água subterrânea.

Já a cava de Lornex, possuía uma profundidade de 350 m em 1999. Na parede oeste, quando esta possuía uma altura de 110 m e ângulo inter-rampa variando de 36° a 42° , desenvolveu-se um mecanismo do tipo tombamento. O talude deslocou 70 m na horizontal, durante um período de 8 anos.

Um extenso programa de despressurização do talude reduziu esse descolamento a uma taxa de 35 mm/dia e trincas de tração eram vistas a uma distância superior a 100m da crista do talude.

Como medida para se minimizar o processo iniciou-se uma suavização dos taludes e um sistema extensivo de drenagem, conduzidos para controlar a ruptura. Toda a atividade é acompanhada de um monitoramento contínuo dos deslocamentos do talude.

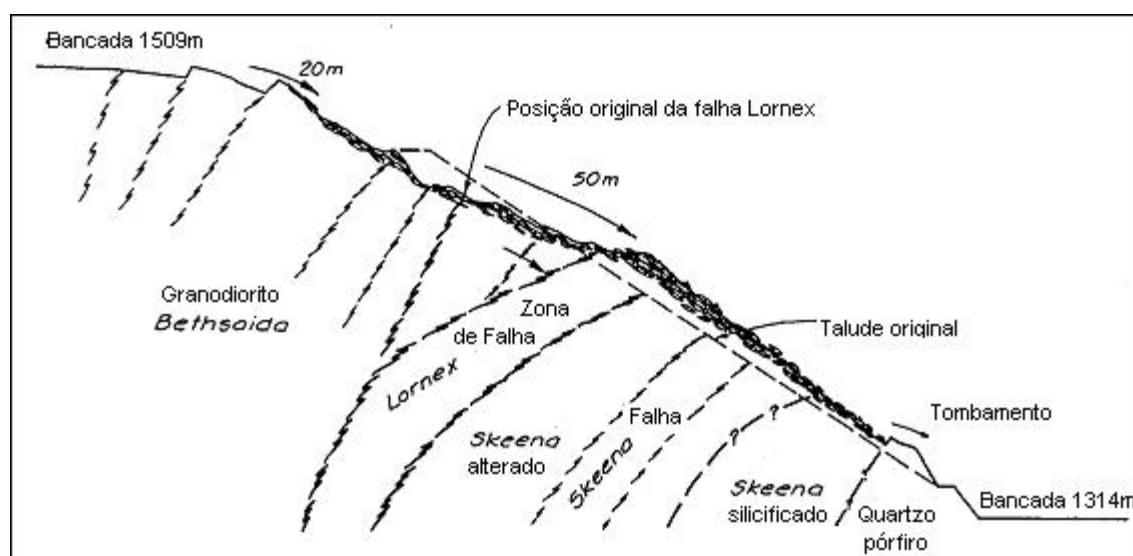


FIGURA 5.1 - Seção vertical do talude oeste da cava de Lornex (Sjöberg, 1999).

5.2. *Mina de Afton, Columbia Britânica – Canadá*

A mina de Afton é um depósito de cobre, cujo minério ocorre em um diorito extremamente alterado. A parede sul da cava é dominada por dioritos, enquanto na parede norte ocorrem arenitos, siltitos, argilitos, tufos e arcóseos.

A área da cava é intensamente falhada, com falhas mergulhando entre 65° e 90° para sul, o que levou a inúmeras rupturas de taludes.

A resistência da rocha intacta no lado norte varia de 3.5 MPa para o argilito, até 210 MPa para o dacito. No lado sul, o diorito apresenta uma resistência à compressão uniaxial variando de 20 a 110 MPa.

Em termos de projeto, o talude norte foi projetado com um ângulo global de 40°, enquanto que o restante da cava foi projetado com 45°. No talude norte, inúmeras rupturas do tipo planar e em cunha ocorreram, o que obrigou a uma suavização do talude, passando de 40° para 30°.

No talude sul, uma grande ruptura ocorreu entre 1985 e 1986. Acredita-se tratar de um mecanismo de tombamento ao longo das falhas pré-existentes. Além de mergulharem desfavoravelmente, entre 65° e 90° para sul, e possuírem um espaçamento médio de 30 m, as falhas são contínuas e possuem preenchimento mineral que o autor não diz qual.

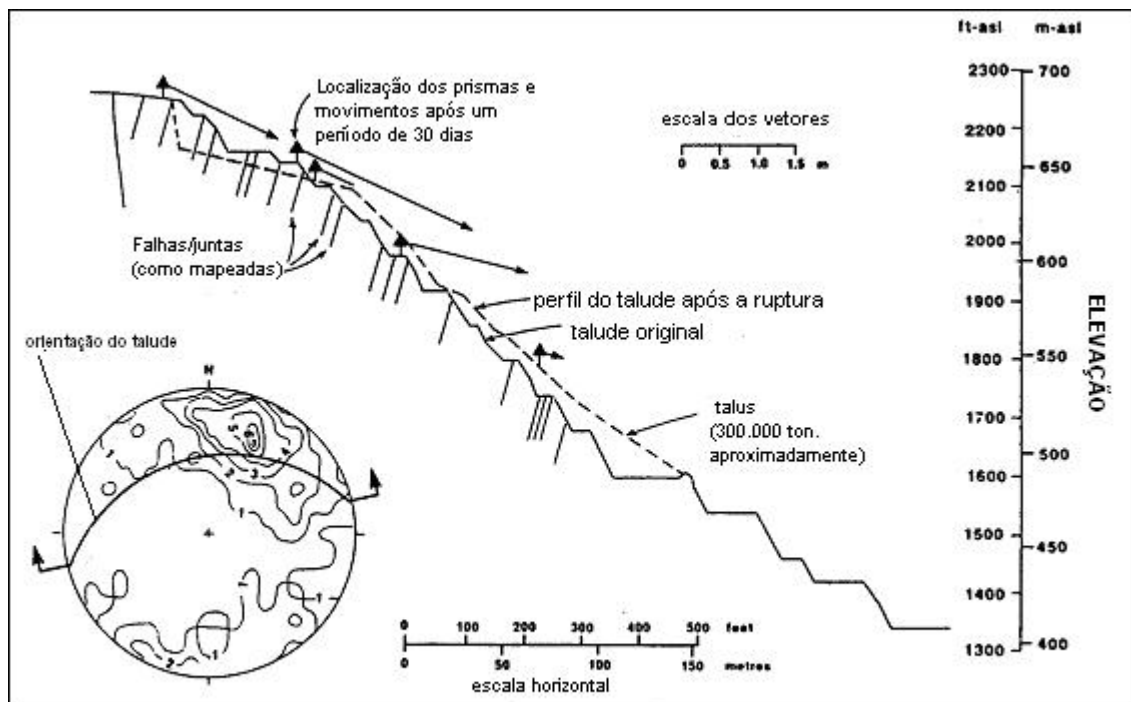


FIGURA 5.2 - Seção do talude sul da mina de Afton mostrando as estruturas mapeadas e os vetores de movimento (Sjöberg, 1999).

A altura total do talude nessa época era de mais de 300 m, mas a porção do talude envolvida na ruptura tinha aproximadamente 170 m de altura.

No início, as taxas de deslocamento eram pequenas, da ordem de 2 mm/dia, porém, com a chegada da primavera, a taxa deslocamento passou para 30 a 60 mm/dia. No começo de junho de 1986, a ruptura ocorreu, envolvendo 300.000 ton de material.

Após a ruptura, a taxa de deslocamento diminuiu para 10mm/dia. Em 1991, a lavra foi interrompida.

5.3. Mina de Brenda, Columbia Britânica – Canadá

A mina de Brenda, já fechada, explorava cobre e molibidênio de um quartzo diorito.

A descontinuidade dominante era aproximadamente leste-oeste (mesma direção da cava) mergulhando de 70° a 80° para o sul, com espaçamento médio entre 15 e 27 metros.

A resistência à compressão uniaxial estimada para as rochas do talude sul era superior a 150 MPa e o talude foi projetado com um ângulo geral de 45°.

Na primavera de 1978, uma ruptura se iniciou na porção inferior da cava, se estendendo até a rampa de acesso, em uma altura de aproximadamente 90m. Acreditava-se que a ruptura era estruturalmente controlada pelas descontinuidades com preenchimentos (gouge) de argila e o escoamento superficial ocorrido na primavera foi provavelmente o detonador do processo. Entretanto, esta ruptura não foi de grandes proporções.

Durante a lavra final do talude sul, em 1988, instabilidades mais intensas foram observadas. A continuação da lavra resultou em uma taxa de deslocamento em torno de 50 mm/dia, que aumentou para 750 mm/dia imediatamente após a detonação das bancadas.

O talude sul estava com aproximadamente 200 m no final de 1988 e as deformações verticais medidas eram significativamente maiores na crista, se comparadas às porções inferiores do talude.

A suavização do ângulo de talude para 40° na porção inferior do talude e uma drenagem extensiva (6000 m de drenos) mantiveram a ruptura sob controle.

O mecanismo de ruptura foi identificado como um tombamento de grande escala ao longo das falhas de alto mergulho, preenchidas com gouge, que existiam no talude sul.

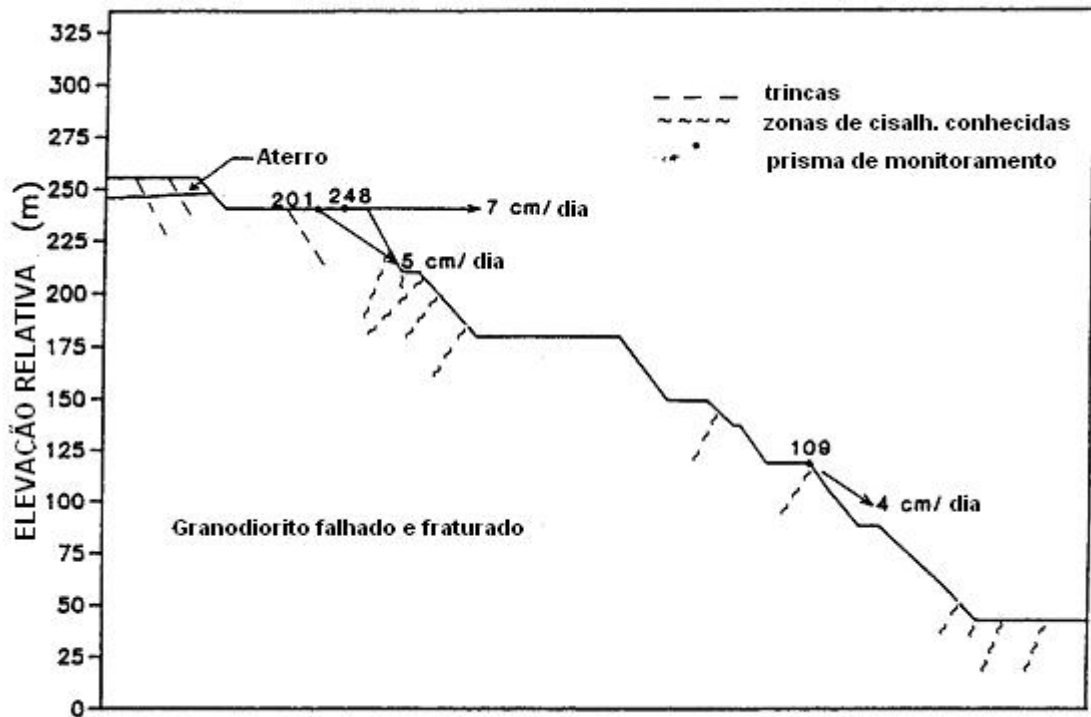


FIGURA 5.3 - Seção vertical do talude sul da mina de Brenda, mostrando as zonas de cisalhamento conhecidas e os vetores de deslocamento (Pritchard & Savigny, 1990)

5.4. Mina de Cassiar, Columbia Britânica – Canadá

A mina de Cassiar explorava asbesto e as maiores instabilidades de taludes foram observadas na fase final de vida da mina no talude leste da cava. A altura final era de 370 m. Os primeiros 250 m eram em rochas vulcânicas e argilitos relativamente competentes ($\sigma_c = 80$ MPa).

A porção inferior consistia de serpentinito de baixa resistência ($\sigma_c < 50$ MPa). Inúmeras zonas de cisalhamento e grandes falhas também existiam.

O ângulo geral de talude era de 40.5° para o minério e zonas de cisalhamento, 43° para o serpentinito e 54.5° para as rochas vulcânicas e para o argilito.

Uma grande ruptura do talude se iniciou em 1989, durante a escavação final do *hangingwall*.

O ângulo de talude final foi aumentado em 3° passando de 39° para 42° na região nordeste da cava. A instabilidade se iniciou durante a primavera de 1988. Não era economicamente viável suavizar o talude. Então se iniciou um programa de aceleração da lavra para se chegar à cava final antes da primavera de 1989.

Durante esse período, 2.5 Mton de minério foram lavradas até que o aumento acelerado dos deslocamentos obrigou o fechamento da mina em 1989. Nesta época, a taxa de deslocamento era maior que 130 mm/dia, tendo diminuído para 40mm/dia durante o inverno. Nesse período, ainda ocorreu alguma lavra adicional no fundo da cava.

Em 1990, a ruptura ocorreu envolvendo 17.6 Mton de material em um talude de 180m de altura. Medidas de deslocamento mostravam que a porção superior do talude se movimentou muito mais do que a inferior (típico de tombamento).

Entre 1989 e 1990, um monitoramento contínuo e um mapeamento permitiram que se determinasse a superfície de ruptura. Um grande bloco de um dique de serpentinito que mergulhava com alto ângulo deslizou e causou o tombamento dos blocos vizinhos.

No pé do talude ocorreu uma ruptura por cisalhamento ao longo da rocha intacta do serpentinito de baixa resistência e os blocos foram empurrados talude abaixo ao longo da estrutura de baixo mergulho. Altas pressões hidrostáticas também atuavam no talude.

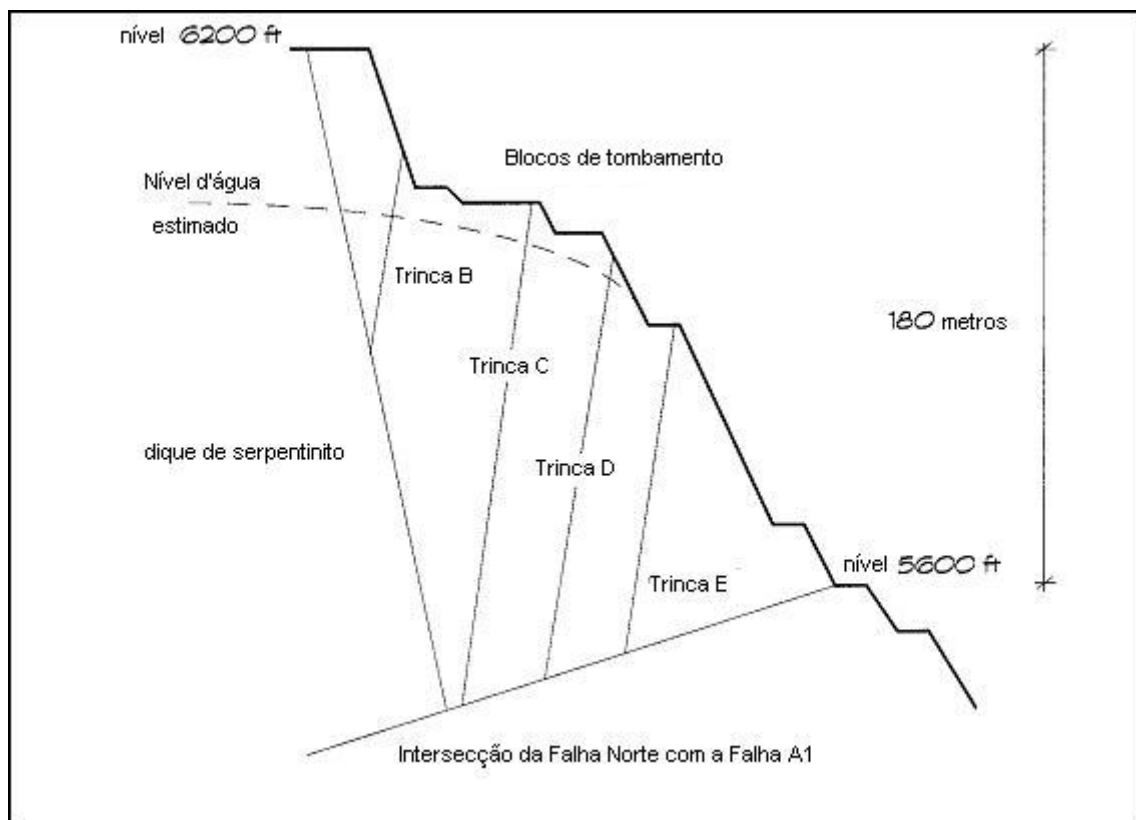


FIGURA 5.4 - Desenho esquemático do mecanismo de ruptura da mina de Cassiar (Sjöberg, 1999).

5.5. Chuquicamata - Chile

A mina de cobre de Chuquicamata produzia, à época 56 Mton de minério.

A profundidade da cava era de 658m (maio de 1994) e pelos planos de lavra deve atingir 788m em 2012 e um talude final de mais de 1.000m.

Chuquicamata é dividida por uma zona de falha em dois diferentes setores geomecânicos. O setor leste é relativamente competente (granodiorito com σ_c entre 60 e 80 MPa), enquanto no setor oeste, o mesmo granodiorito apresenta uma resistência mais baixa.

No lado oeste da cava, também existe um grupo de juntas muito contínuo, mergulhando 70° para dentro do talude. Este mesmo setor se desloca continuamente (ruptura estável), por vezes mais de 100 mm/dia.

Conseqüentemente, os ângulos de taludes são diferentes em cada setor da mina. No talude oeste, um ângulo geral de 37° é usado, enquanto no talude leste, o ângulo geral varia de 40° a 46°.

As instabilidades de grande escala, mais recentes, têm se concentrado no talude oeste, embora outras grandes rupturas já tenham ocorrido no talude leste.

Estas rupturas do talude oeste são uma combinação de rupturas estruturalmente controladas, com ruptura ao longo da rocha intacta de baixa resistência, da zona de falha.

Acredita-se que o mecanismo de ruptura seja de tombamento ao longo das juntas de alto ângulo e cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura quase paralela à face do talude a uma profundidade (em relação à face) de aproximadamente 100m.

Essa ruptura é acompanhada por juntas de tração na crista e estufamento do pé do talude na região da zona de falha.

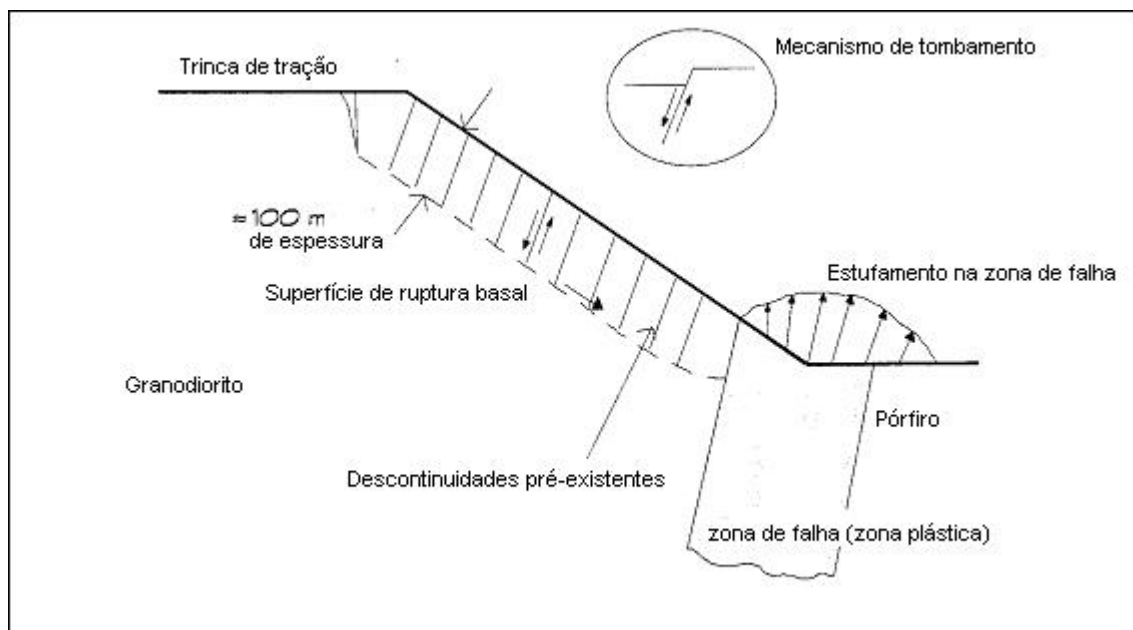


FIGURA 5.5 - Desenho esquemático do mecanismo de ruptura do talude oeste da mina de Chuquicamata (Sjöberg, 1999).

5.6. Mina de Cyprus Bagdad, Arizona – USA

A mina de Cyprus extrai cobre e molibidênio, sua produção anual de minério girando em torno de 25 Mton, com um teor médio de 0.43 % de Cu.

O minério ocorre em pequenos veios de quartzo (*stockwork*) dentro de um grande *stock* quartzo monzonítico. O quartzo monzonito está intrudido em um complexo de rochas sedimentares e vulcânicas metamórficas.

O talude sul da cava está predominantemente no quartzo monzonito, que possui uma resistência à compressão menor que 30MPa. Inúmeros grupos de juntas, a maioria de alto ângulo, também estão presentes.

O talude sul foi projetado com um ângulo geral de 45°, mas, desde 1974, já apresentava problemas de instabilidade. O deslocamento total acumulado chega a dezenas de metros e as taxas de deslocamento típicas variam entre 2 e 3 mm/dia, aumentando para 10 a 20 mm/dia quando o talude está sendo lavrado.

O ângulo do talude em 1990 era de 39° e a altura de aproximadamente 250m. Até aquele momento, rupturas de grande escala não tinham ocorrido.

Há algumas evidências, de que o mecanismo de ruptura estaria associado com um tombamento de grande escala ao longo de juntas de alto ângulo. Entretanto, os deslocamentos na porção superior do talude, que possui menor resistência, poderiam também indicar ruptura circular.

Uma campanha de drenagem foi implantada em 1990, tendo, todavia, reduzido muito pouco a taxa de deslocamento.

5.7. *Consolidação de dados históricos*

Sjöberg (1999) realizou uma grande compilação de dados sobre taludes, tanto naturais quanto escavados, o que possibilitou a consolidação dessas informações em inúmeros gráficos que relacionam, entre outras coisas, altura, ângulos de taludes, resistência do maciço, tipo de rocha, geometria das descontinuidades e mecanismos de ruptura.

A seguir são reproduzidos alguns destes gráficos que são de interesse direto para o tema desta dissertação.

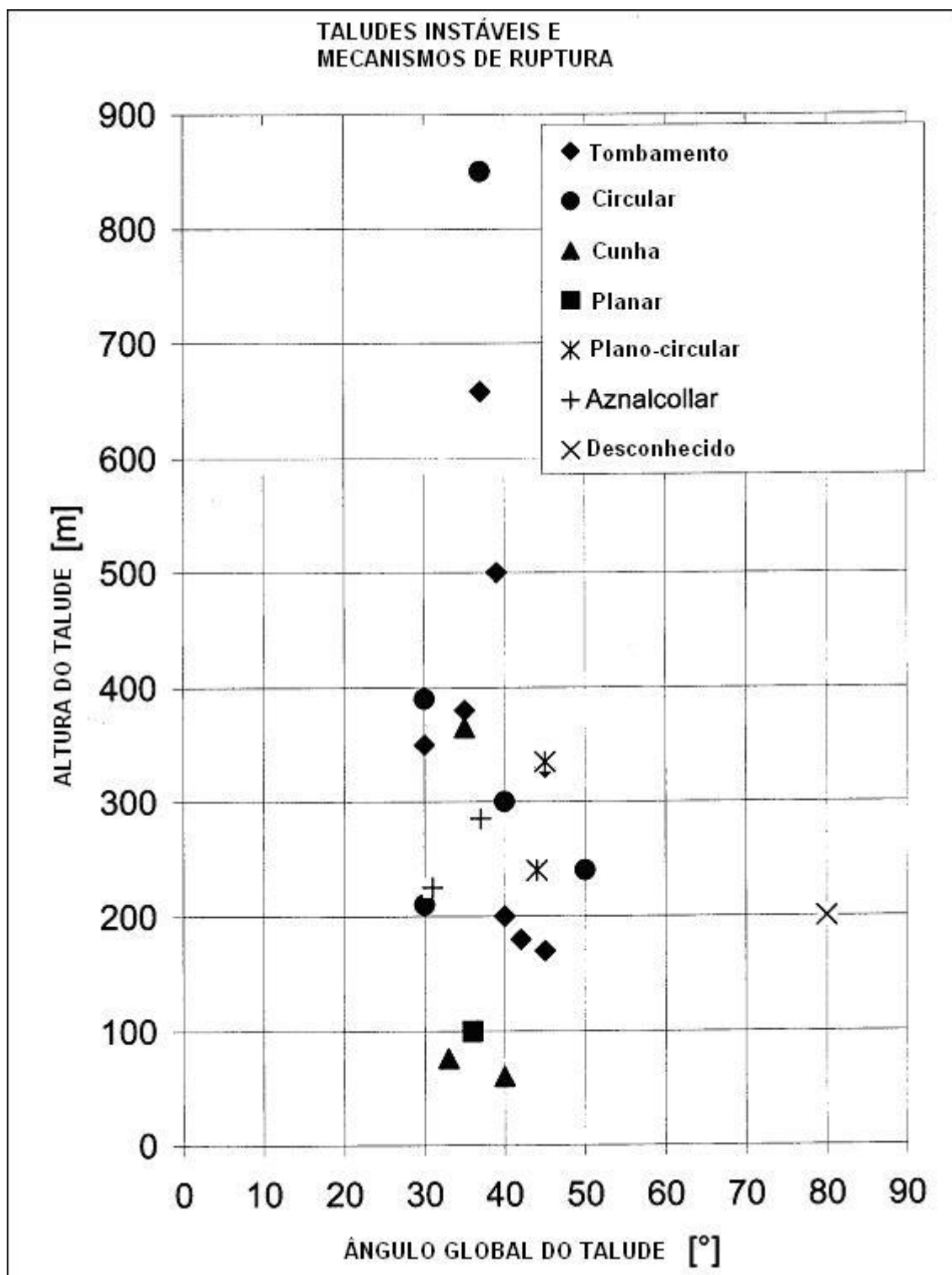


FIGURA 5.6 - Altura do talude versus ângulo do talude para diferentes mecanismos de ruptura observados (Sjöberg, 1999)

O gráfico da Figura 5.6 mostra que, após uma certa altura, cerca de 350m, o ângulo geral do talude deixa de ter tanta influência na estabilidade do mesmo.

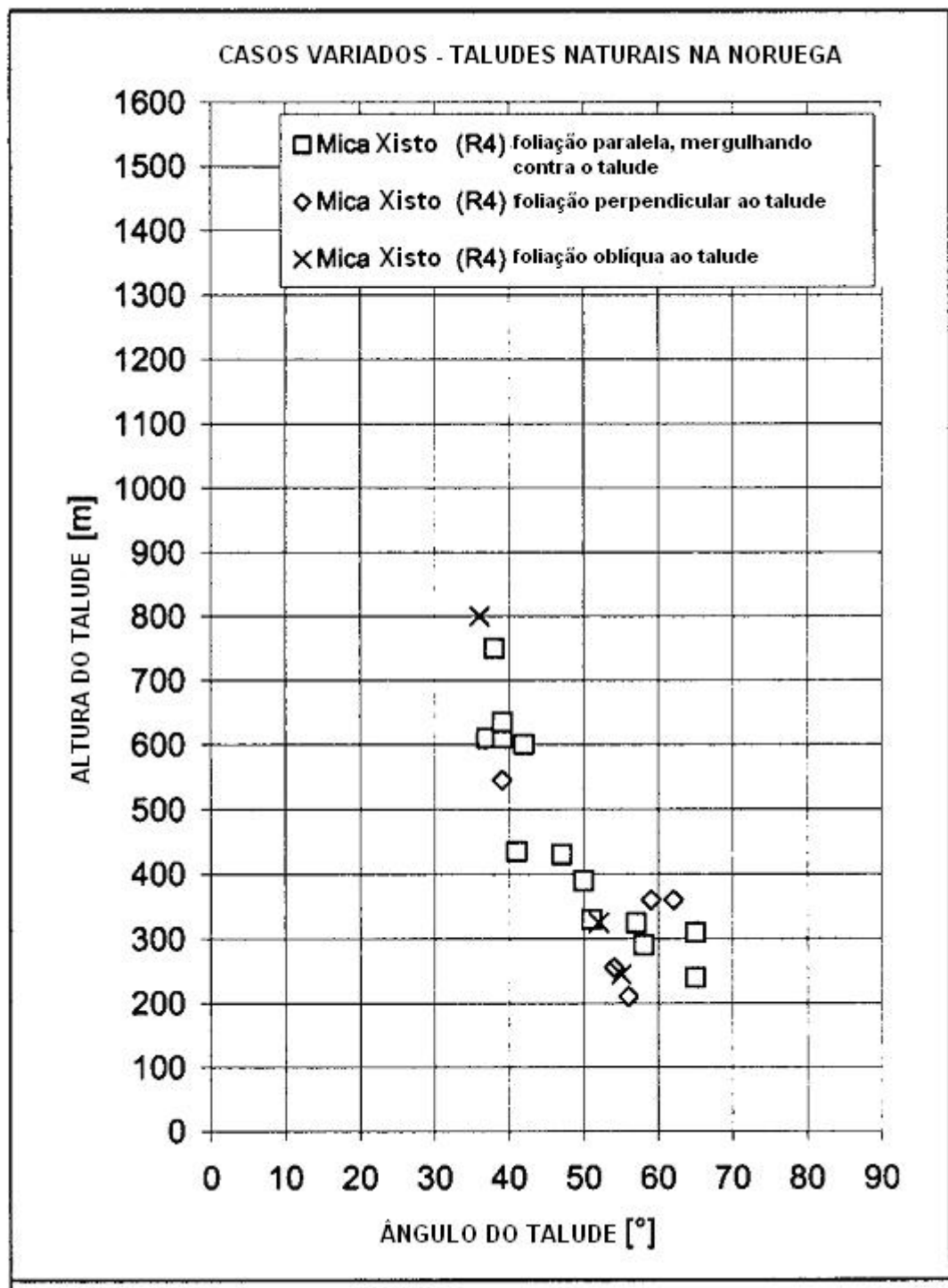


FIGURA 5.7 - Altura do talude versus ângulo do talude para taludes naturais estáveis, na Noruega (Sjöberg, 1999).

Taludes naturais estáveis de mica-xistos, na Noruega (Figura 5.7), mostram a mesma tendência do gráfico anterior. Neste caso, a altura a partir da qual não há mudança significativa nos ângulos de talude é um pouco maior, em torno de 400m.

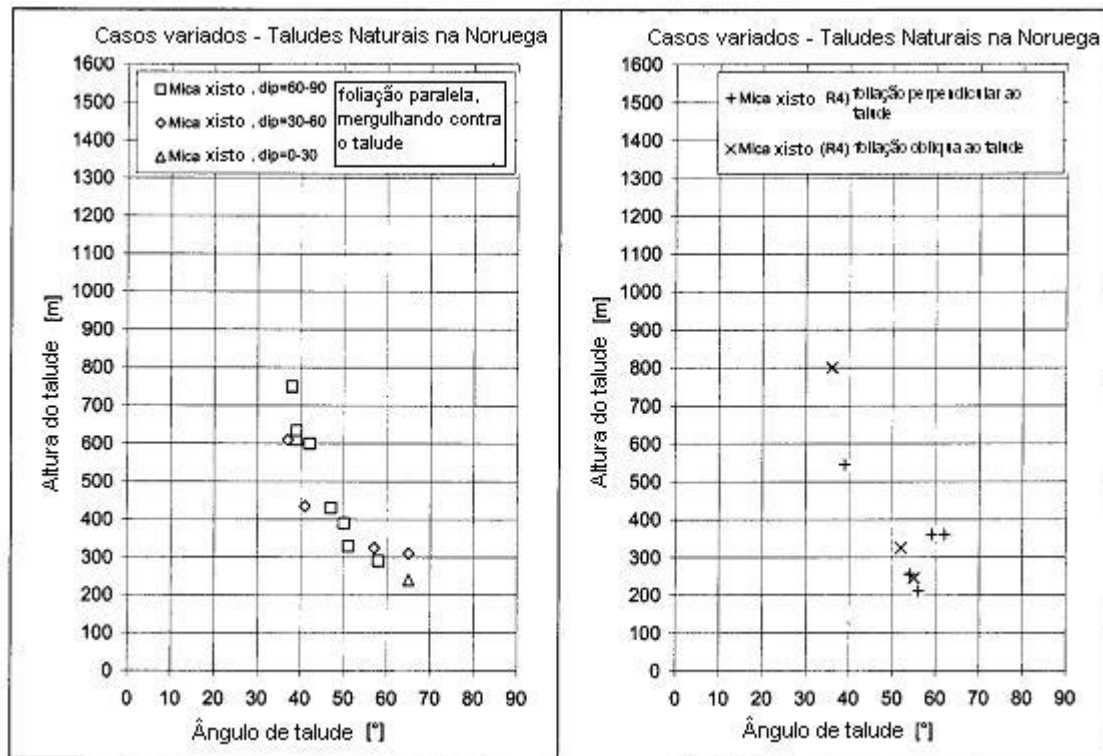


FIGURA 5.8 - Altura versus ângulo para taludes naturais de mica xisto com diferentes orientações de descontinuidades dominantes (Sjöberg, 1999).

A Figura 5.8 mostra um gráfico similar ao anterior (Figura 5.7), porém, com separação por faixas de mergulho da foliação dos mica-xistos.

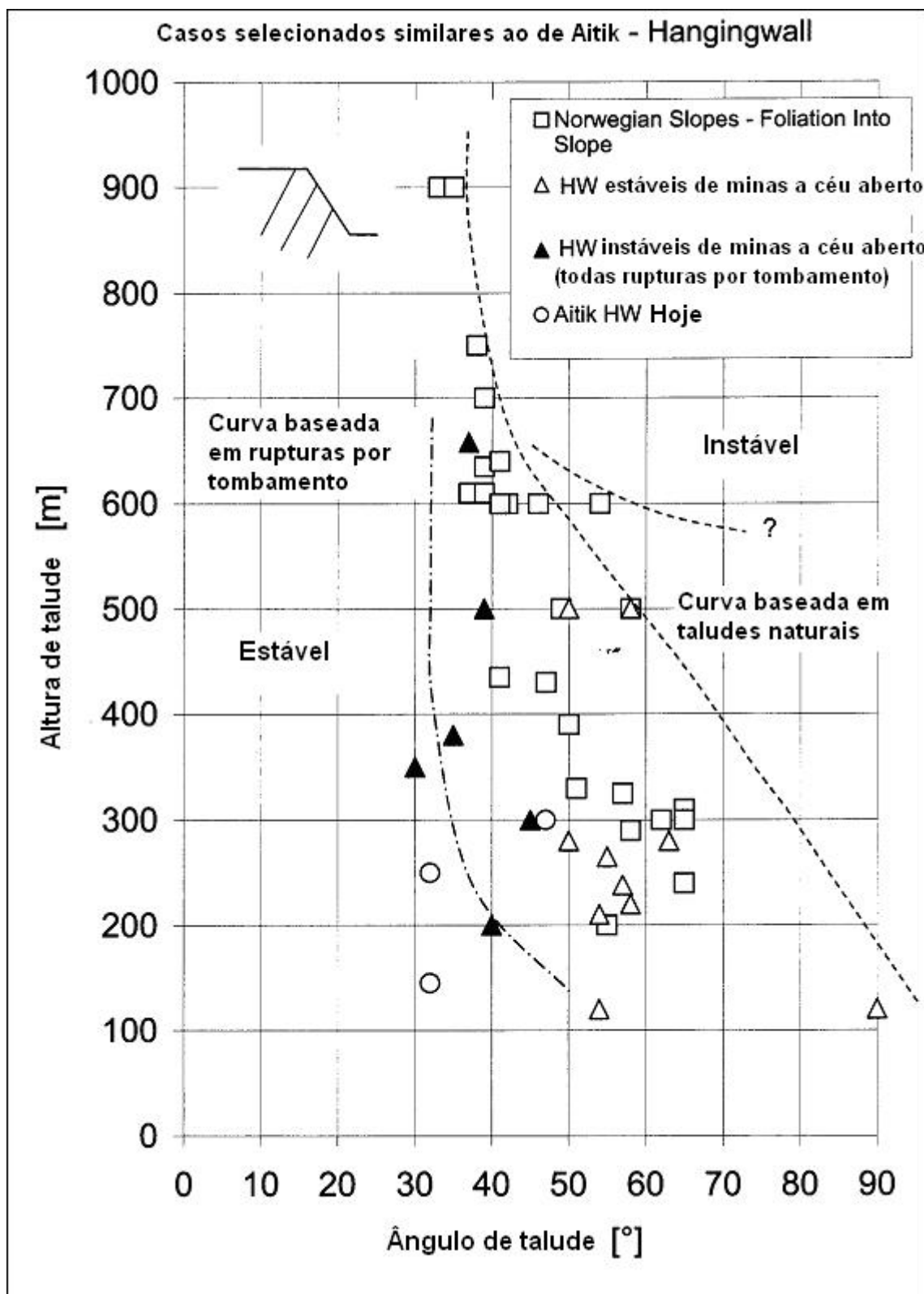


FIGURA 5.9 - Altura versus ângulo de talude com delimitação de zonas estáveis e instáveis ao tombamento (Sjöberg, 1999).

O gráfico da Figura 5.9 é uma compilação dos anteriores, no qual Sjöberg (1999) delimita as zonas estáveis e instáveis para tombamento, tanto no caso de taludes naturais quanto no caso de taludes de mineração. A grande diferença notada nos ângulos estáveis (maiores, para uma mesma altura, em taludes naturais), talvez possa ser explicada pelo fato das rupturas ocorridas nos taludes de mineração terem se dado em rochas menos competentes que nos taludes naturais.

6. ESTUDO NUMÉRICO DE TOMBAMENTO FLEXURAL

Com o objetivo de se entender melhor o mecanismo de tombamento flexural em rochas xistosas do Quadrilátero Ferrífero e o respectivo comportamento do talude com relação a diferentes geometrias e classes de maciço, foram realizadas inúmeras análises tensão-deformação utilizando-se o *software FLAC*. A partir dos resultados obtidos nestas análises, foram elaboradas algumas cartas de estabilidade, que possam ser usadas, de uma forma preliminar, em projetos de taludes escavados nas rochas supramencionadas, nos quais exista uma propensão a instabilizações por este mecanismo.

O uso dessas cartas, como método de avaliação da estabilidade de taludes sujeitos a tombamento, deve ser em caráter preliminar, uma vez que as análises numéricas foram levadas a termo considerando os taludes como meios homogêneos, constituídos por filitos/xistos em condição drenada. Como a geologia de uma região determinada pode ser complexa e também devido ao fato de os parâmetros adotados neste trabalho corresponderem a um valor médio, encontrado com base tanto na literatura quanto em resultados de ensaios diversos, os resultados têm um valor muito mais qualitativo do que quantitativo.

Para estudos de caráter executivo, análises numéricas devem ser realizadas levando-se em conta toda a complexidade geológica e hidrogeológica específica da região a ser estudada, bem como, os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço analisado, obtidos a partir de ensaios de laboratório ou *in situ*.

6.1. MODELO NUMÉRICO

O *FLAC* foi o *software* escolhido, no presente trabalho, para a realização das análises numéricas nos casos de rochas foliadas, como são os filitos e xistos. O comportamento dos maciços nestes tipos litológicos se assemelha muito mais àquele de um meio

contínuo anisotrópico do que ao de um meio descontínuo real, para o qual um *software* como o *UDEC* seria o mais indicado.

As razões para a escolha do *FLAC*, que utiliza o método de diferenças finitas, em lugar de algum outro *software* comercial assemelhado, de elementos finitos, estão nos fatos, já citados no Capítulo 4, de o primeiro, além de permitir a consideração de grandes deformações do maciço analisado (o que pode ocorrer em um talude de filito/xisto), ser especialmente apto a modelar, com eficiência e de maneira fidedigna, devido ao algoritmo explícito nele incorporado (relaxação dinâmica), o fenômeno dinâmico que sempre acompanha a instabilização de um talude.

Foram realizadas um total de 255 análises, correspondendo a uma combinação de geometrias de talude com ângulos que variaram de 30° a 60° e alturas de 50 a 200 m, de ângulos da foliação variando de 40° a 80°, e de quatro diferentes classes geomecânicas de maciços. Os trabalhos foram realizados em um computador Pentium III, de 600MHz.

O tempo de cada uma dessas análises variou de acordo com o tamanho do modelo. Para modelos com ângulo de talude de 30° (que têm por consequência uma malha maior, como será visto a seguir), o tempo foi de cerca de 4 horas por análise. Já para modelos com ângulos de talude de 60° esse tempo girou em torno de uma hora. Dessa forma, o tempo médio gasto por análise foi de aproximadamente duas horas e meia, o que permite mensurar o tempo total gasto somente com a execução das análises (excluído, portanto, o tempo de elaboração da programação do *software* e a interpretação dos resultados).

6.1.1. Condições de contorno

Uma das primeiras ou, talvez, a primeira medida ao se proceder a uma análise numérica, é definir as condições de contorno e a dimensão do modelo.

Como a única força atuando no modelo é a gravitacional, impôs-se na fronteira inferior do mesmo uma restrição de deslocamento tanto na direção horizontal quanto na vertical. Caso contrário, o modelo inteiro deslocar-se-ia verticalmente. Nas fronteiras laterais, uma restrição de deslocamento foi prescrita na direção horizontal. Na fronteira superior, não há necessidade de se impor nenhuma restrição cinemática, já que se trata de uma superfície livre e, portanto, as condições de contorno são em termos de tensões (no caso nulas).

Para que não ocorra nenhum tipo de interferência indesejada no modelo a ser analisado, devido às condições de contorno impostas, é importante que as fronteiras do modelo estejam suficientemente distantes da região de maior interesse na análise. Nos casos estudados, a dimensão do modelo foi definida como três vezes a largura e pelo menos duas vezes a altura máxima da escavação (Figura 6.1).

A largura da escavação varia tanto em função da altura da cava quanto do ângulo do talude. Dessa forma tomou-se a maior altura de cava (400m de altura) e foram criados quatro modelos básicos, todos com 800m de altura. Cada modelo corresponde a um dos ângulos de talude: 60° , 50° , 40° e 30° . As larguras, por outro lado, serão obviamente diferentes para cada um desses ângulos.

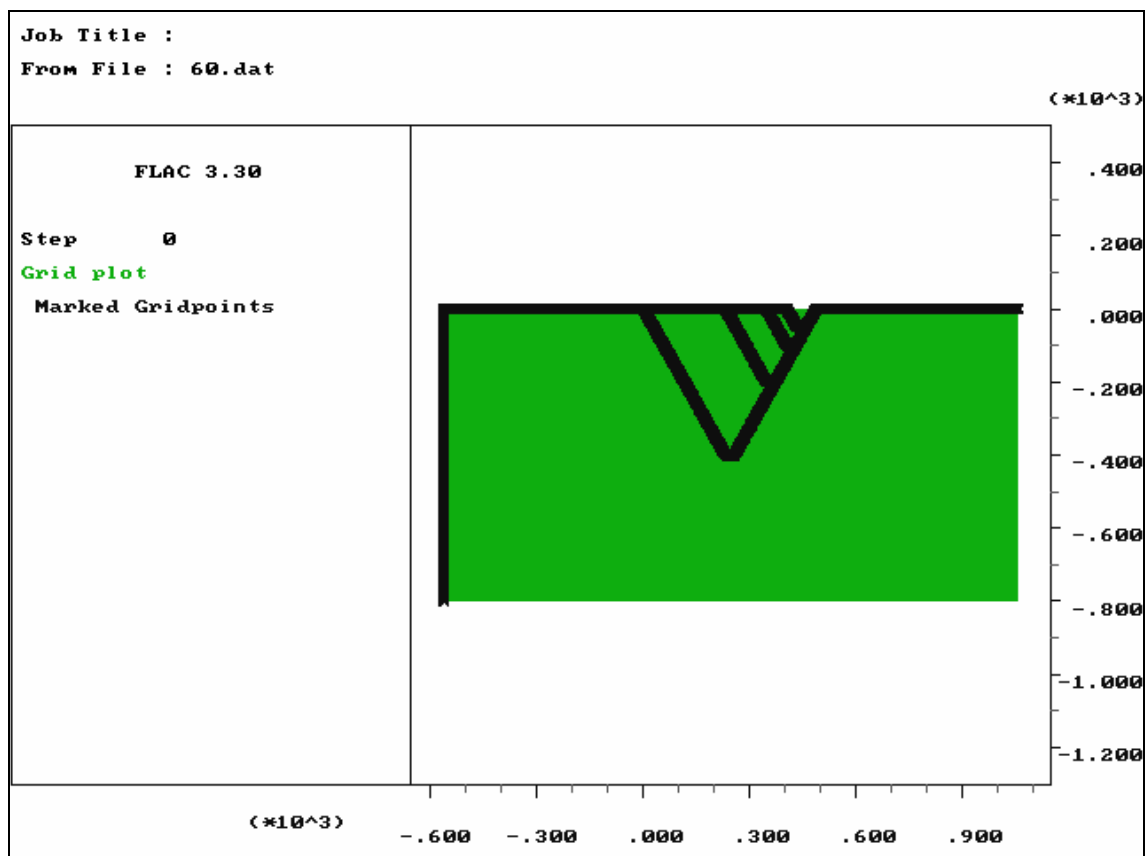


FIGURA 6.1 - Modelo gerado para taludes de 60°, contemplando cavas de 50m, 100m, 200m e 400m.

6.1.2. Definição do Grid

A escolha do tamanho do *grid* (malha) também é de grande importância. Sendo pouco refinado, com elementos grandes demais para que se represente adequadamente os gradientes de tensões e deformações existentes no meio, os resultados do modelo serão pouco precisos e fornecerão uma aproximação muito ruim da realidade. Por outro lado, com elementos muito pequenos, não necessariamente se terá uma precisão melhorada e o tempo de análise ficará excessivamente grande.

Sjöberg (1999) aconselha que o tamanho do elemento não seja superior a 5m pelas razões supracitadas. Nos modelos aqui analisados foi definido um elemento de 4m de dimensão (Figura 6.2). Isso permitiu a geração de malhas que variaram, em termos do

número de elementos, para cada um dos quatro modelos básicos analisados, conforme pode ser visto na tabela 6.2 abaixo.

TABELA 6.2 - Variação da malha de elementos com relação aos ângulos do modelo

Ângulo do talude	Malha de elementos gerada	Nº total de elementos
60°	400x192	76800
50°	508x192	97536
40°	724x192	139008
30°	1012x192	194304

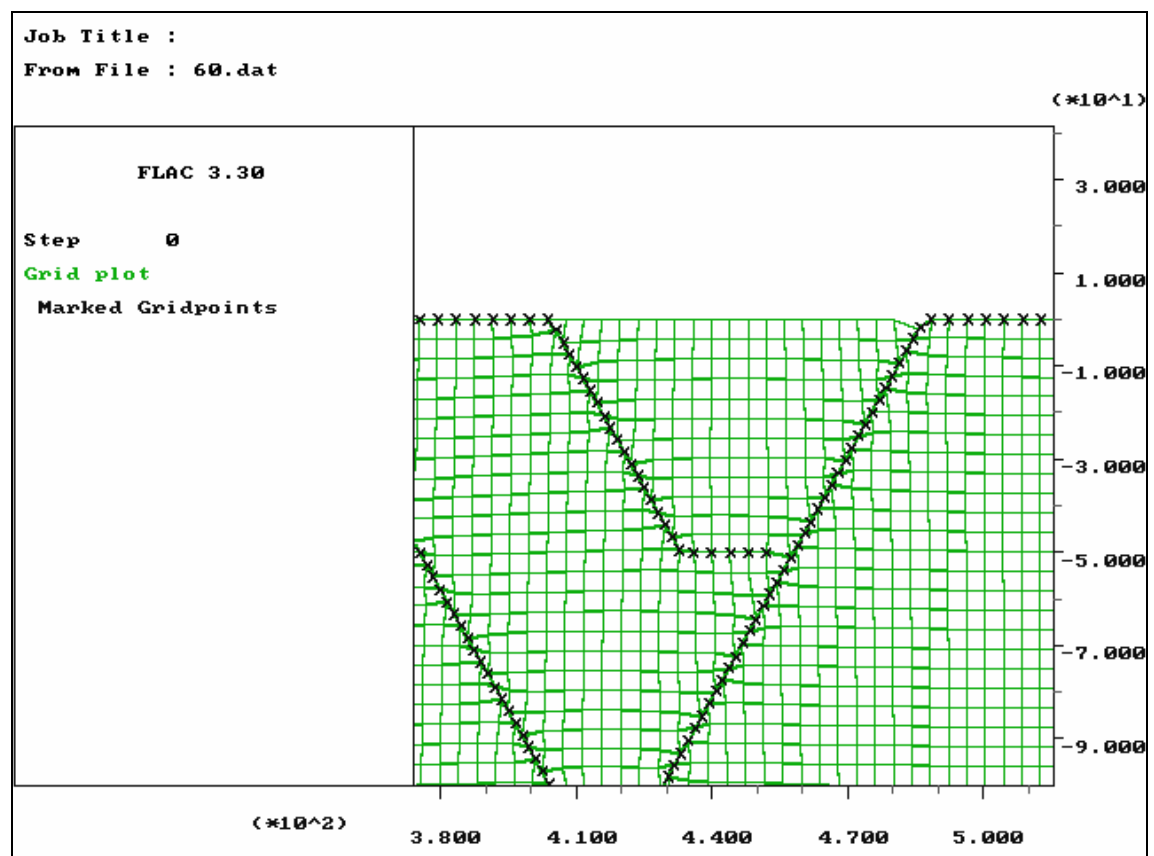


FIGURA 6.2 - Malha gerada pelo *FLAC*

6.1.3. Tipo de modelo constitutivo

No *FLAC* existem nove modelos constitutivos. O modelo nulo é usado quando se deseja simular uma escavação. Representa um suposto material que não desenvolve tensões em resposta às deformações. O modelo elástico/isotrópico (lei de Hooke), como a própria denominação sugere, é usado quando o material exibir um comportamento tensão-deformação elástico-linear e isotrópico. O modelo elástico/transversalmente isotrópico é adequado para materiais que possuam uma anisotropia elástica transversal bem definida. Em princípio, deveria ser o modelo elástico adotado para as rochas xistosas. Entretanto, a necessidade de conhecimento de cinco parâmetros, em lugar dos dois que são necessários no caso elástico/isotrópico, acaba por dificultar a sua utilização prática. O modelo elasto-plástico perfeito de Mohr-Coulomb, no qual os parâmetros de resistência (coesão, ângulo de atrito e resistência à tração) são constantes, possui duas funções de plastificação: uma por cisalhamento e outra por tração. A lei de fluxo (que determina a evolução das deformações plásticas durante a história de carregamento), por sua vez, pode ser associada ou não, isto é, os ângulos de dilatação e de atrito podem ou não coincidir, respectivamente. O modelo elasto-plástico de juntas ubíquas, incorpora planos de “fraqueza” imersos numa matriz de Mohr-Coulomb. Assim, podem-se representar anisotropias de resistência em direções dadas, nas quais a plastificação por cisalhamento/tração é regida por funções específicas das mesmas. Um outro modelo disponível, análogo ao de Mohr-Coulomb, é o de Drucker-Prager. Neste a função de plastificação depende da tensão principal intermediária. É pouco utilizado para rochas de uma maneira geral. Há ainda o modelo elasto-plástico com amolecimento/endurecimento (*softening/hardening*), no qual os parâmetros de resistência variam em função das próprias deformações plásticas, permitindo simular quaisquer comportamentos frágeis ou dúcteis. Em geral, este modelo constitutivo é adequado e suficiente para a maioria das rochas ditas duras (*hard rocks*). O modelo de plastificação dupla (*double-yield model*) é uma extensão do modelo com amolecimento/endurecimento, que permite, também, plastificação devido às tensões médias (pressão isotrópica), segundo uma função própria, conhecida por *cap*. Aplicável a rochas brandas (*weak rocks*) permite simular, por exemplo, adensamento irreversível.

Finalmente, tem-se um modelo de estados críticos (não-linear elástico e plástico), típico de argilas pré-adensadas: o Cam-Clay modificado. Nele as deformações volumétricas plásticas têm efeito direto sobre a plastificação por cisalhamento.

No caso de rochas xistosas como as que estamos estudando, o modelo elasto-plástico mais adequado é o de juntas ubíquas. Para este modelo, se faz necessário o conhecimento de inúmeros parâmetros do maciço rochoso a saber:

d =densidade do material (g/cm^3),

ϕ =ângulo de atrito da rocha,

d_i =dilatância,

c =coesão da rocha (KPa),

t =resistência à tração da rocha (KPa),

ϕ_j =ângulo de atrito da junta ubíqua,

d_{ij} =dilatância da junta ubíqua,

c_j =coesão da junta ubíqua (KPa),

t_j =resistência à tração da junta ubíqua (KPa),

j_a =mergulho da junta ubíqua,

E =módulo de elasticidade (GPa),

ν =coeficiente de Poison.

6.2. DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A definição dos parâmetros geotécnicos utilizados neste trabalho baseou-se em pesquisa bibliográfica sobre maciços semelhantes, sendo o trabalho mais recente o de Castro (2004) e na experiência do autor em trabalhos e estudos de estabilidade envolvendo taludes em filitos e xistos nas minas de Gongo Soco-CVRD (GOLDER, 2003), Córrego do Sítio-Anglogold (GOLDER, 2003), Pico-MBR (SBC, 2002), Pau Branco-V&M (SBC, 2000) e Timbopeba-CVRD (SBC, 1999).

A Tabela 6.3 apresenta um resumo de todos os parâmetros utilizados, abrangendo diferentes classes geomecânicas de maciço.

TABELA 6.3 - Parâmetros geotécnicos para as diferentes classes de maciço.

Classe	PE (KN/m ³)	ϕ (°)	c (KPa)	t (KPa)	E (GPa)	ν	di (°)	ja (°)	ϕ_j (°)	cj (KPa)	tj (KPa)	dij (°)
V	18,5 ± 1,5	25 ± 2	50 ± 20	16	0,27	0,25	0	40 a 80	22 ± 2	10 ± 10	0	0
IV	20 ± 1,5	28 ± 2	150 ± 20	50	0,5	0,25	0	40 a 80	25 ± 2	50 ± 20	0	0
III	21 ± 1,5	34 ± 2	230 ± 20	86,5	2	0,25	0	40 a 80	25 ± 2	50 ± 20	0	0
II/I	22 ± 1,5	42 ± 2	520 ± 20	233	11	0,25	0	40 a 80	25 ± 2	50 ± 20	0	0

Os parâmetros de densidade e resistência do maciço (c e ϕ) foram obtidos do trabalho de Castro (2004). O autor realizou uma ampla pesquisa bibliográfica de inúmeros estudos de estabilidade de taludes de várias minas no Quadrilátero Ferrífero (Q.F.) e sintetizou em gráficos os dados obtidos para diversos litotipos e classes de maciço. A Figura 6.3 apresenta as faixas de parâmetros encontradas, referentes ao xisto Nova Lima, que em termos de parâmetros de resistência se assemelha ao do filito.

Castro observou que os parâmetros apresentavam grande heterogeneidade dentro de uma mesma classe de maciço mas, variavam dentro de uma certa faixa constante, o que é de se esperar devido às variações do meio geológico.

O *FLAC* permite que se entre com esta variação de parâmetros, através de uma distribuição estatística normal por todo o modelo. Esta ferramenta foi aplicada nas análises desta dissertação.

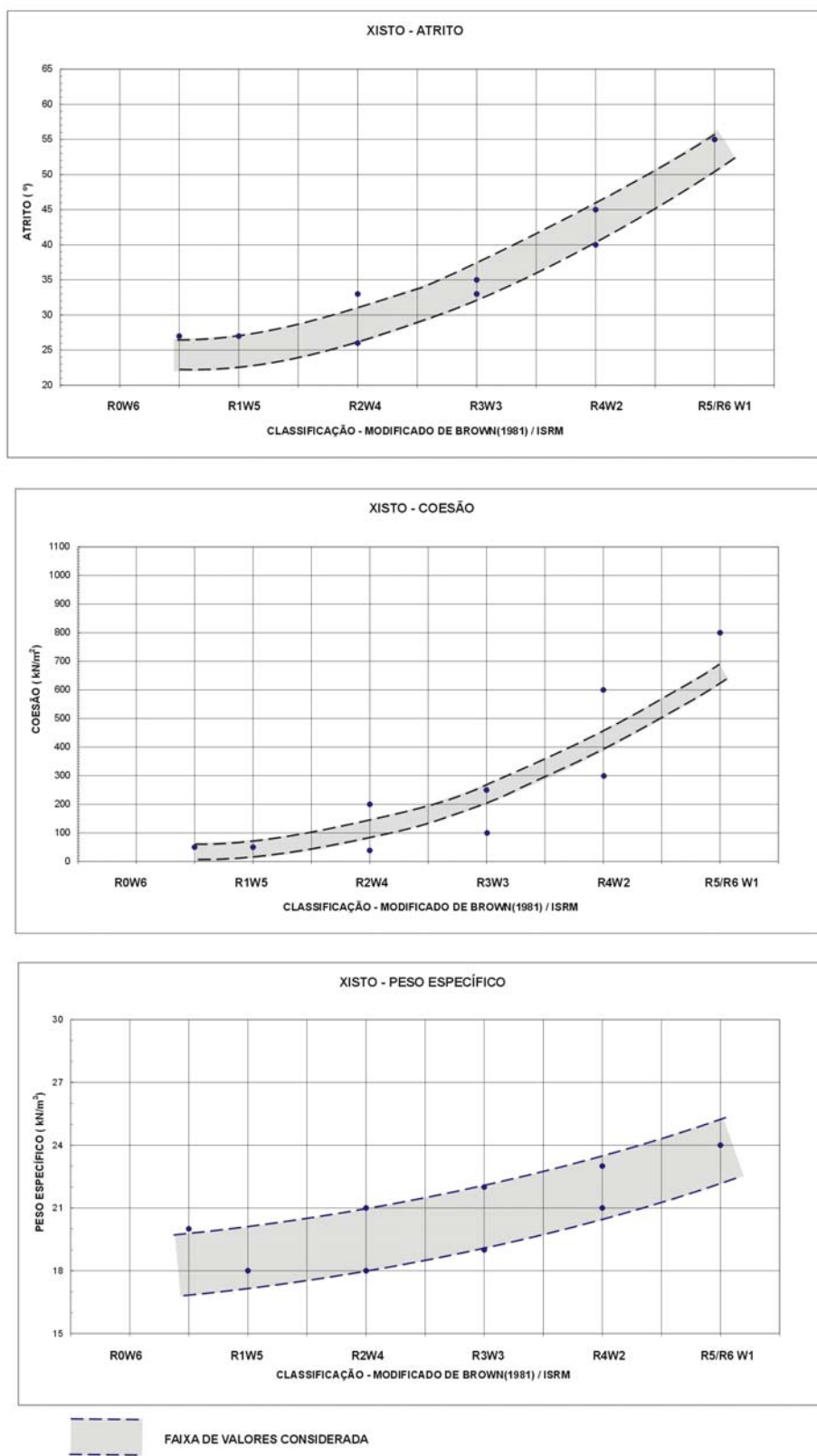


FIGURA 6.3 - Gráficos com as faixas de parâmetros de xisto na região do Quadrilátero Ferrífero (Castro, 2004).

Os dados desses gráficos são coerentes com os parâmetros usualmente encontrados neste tipo de material no Quadrilátero Ferrífero.

Com relação à resistência à tração da rocha intacta (t), Sjöberg (1999) e outros autores consideraram em suas análises o seu valor sendo zero, o que é um pouco conservador. Nas análises deste trabalho, considerou-se a resistência à tração como sendo $\sigma_{ci}/10$, sendo $\sigma_{ci} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$ pelo critério de Mohr-Coulomb.

Para a junta ubíqua, que representa a xistosidade, esse parâmetro (jt) possui um valor baixo o suficiente para ser desprezado para efeitos práticos.

Já para os parâmetros de resistência da junta utilizaram-se valores de atrito e coesão baseados na experiência do autor em estudos e retroanálises de estabilidade em maciços de filito e xisto no Q.F. nas minas citadas anteriormente.

As dilatâncias do maciço (d_i) e da junta (jdi) foram considerados como zero, por ser esta uma suposição conservadora (a favor da segurança); por não se ter indicações de literatura à respeito e por ser, no caso da xistosidade, uma consideração razoável: as interfaces quase não apresentam rugosidade, que, no caso, é o que determina a dilatância.

Já com relação aos parâmetros de deformabilidade do maciço, existem poucos resultados de ensaios em xistos e filitos no Q.F.. Os valores utilizados foram extraídos da literatura (Rocscience, 2001; Sjöberg, 1999; Itasca, 1995) e correspondem somente aos maciços classe II/I (rocha) e classe V (solo). Para os maciços intermediários foi feita uma interpolação linear destes dados de tal forma a obedecer uma ordem de grandeza entre as classes e, assim, não comprometer qualitativamente os resultados obtidos.

6.3. ESTADO DE TENSÕES VIRGENS

O estado de tensões virgens corresponde às tensões iniciais existentes em um maciço rochoso antes do mesmo sofrer qualquer intervenção, como, por exemplo, a escavação de um talude ou túnel.

A tensão vertical (σ_v) em um ponto abaixo da superfície, normalmente é definida pelo peso da coluna de rocha acima do mesmo (ρgh , onde ρ é a densidade do maciço, g é aceleração da gravidade e h é a profundidade do ponto em relação à superfície). A tensão horizontal (σ_h), entretanto, é um pouco mais difícil de se determinar (Hoek & Brown, 1980).

Valores de $k < 1$ (k = relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical) seriam aplicáveis a maciços de sedimentação recente, cujo comportamento possa ser considerado linear elástico. A evidência de tectonismo e/ou erosão em algum estágio da história geológica leva a valores de k superiores à unidade (Hoek & Brown, 1980).

Como quase não há estudos publicados sobre o estado de tensões virgens na região, adotou-se como premissa um valor de $k=1.5$, entretanto esse valor pode ser maior, podendo chegar a $k=2,0$ ou mais, dependendo das condições e esforços tectônicos a que foi submetido o maciço.

Retroanálises utilizando o *FLAC*, de um talude em quartzito na mina de Timbopeba (CVRD) em Mariana, realizados por Figueiredo & Lana (1999) indicaram um $k=1$. Entretanto, a experiência internacional sumarizada por Hoek & Brown (1980) sugere que, a profundidades inferiores a 400m, o valor de k é geralmente maior que um. Daí o valor selecionado.

6.4. ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO

O primeiro passo, após a montagem do modelo e a determinação dos parâmetros geotécnicos do maciço, é realizar uma análise inicial para que o modelo entre em equilíbrio de forças antes que qualquer escavação seja realizada. No Anexo I tem-se um exemplo da programação que foi elaborada para a confecção de um dos modelos.

Nos modelos gerados consegue-se atingir este equilíbrio inicial após o programa rodar 6500 ciclos. As Figuras 6.4, 6.5 e 6.6 mostram como a força desbalanceada, o deslocamento vertical e a velocidade diminuem após esses primeiros 6500 ciclos.

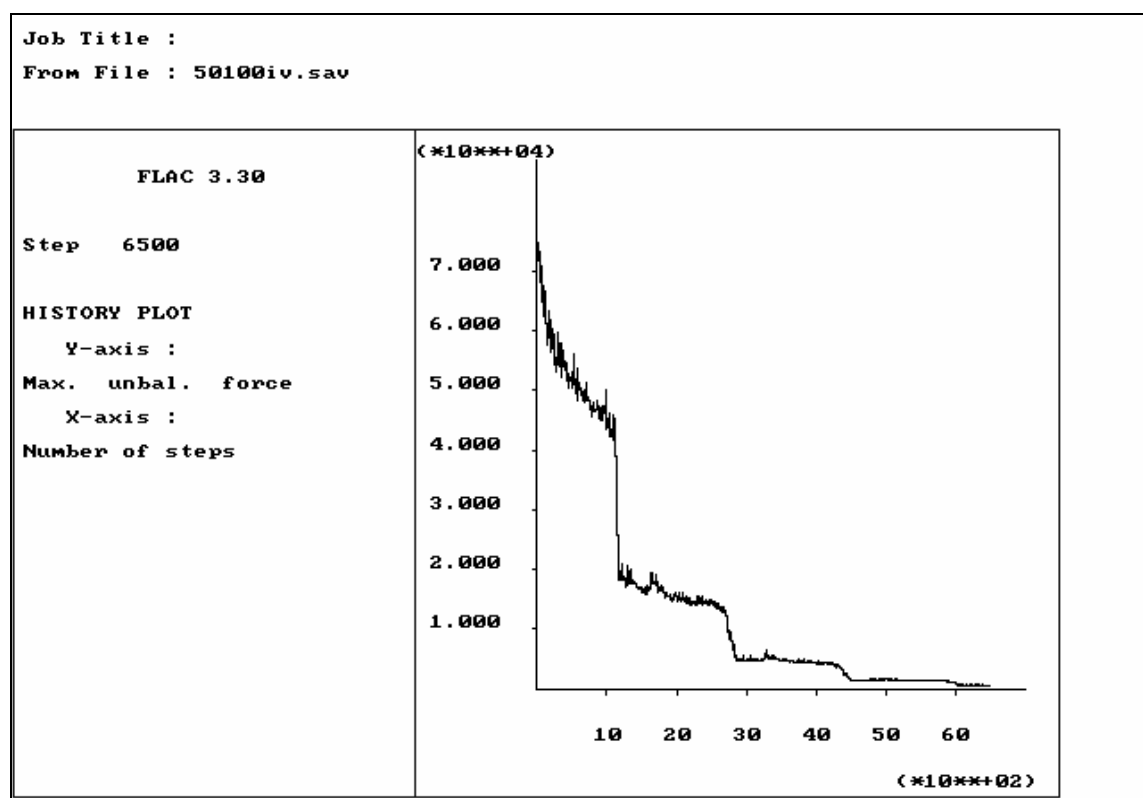


FIGURA 6.4 - Gráfico mostrando a força desbalanceada diminuindo à medida que o modelo atinge o equilíbrio. Talude de 100m de altura com 50° de ângulo médio em um maciço classe IV (antes de ser escavado).

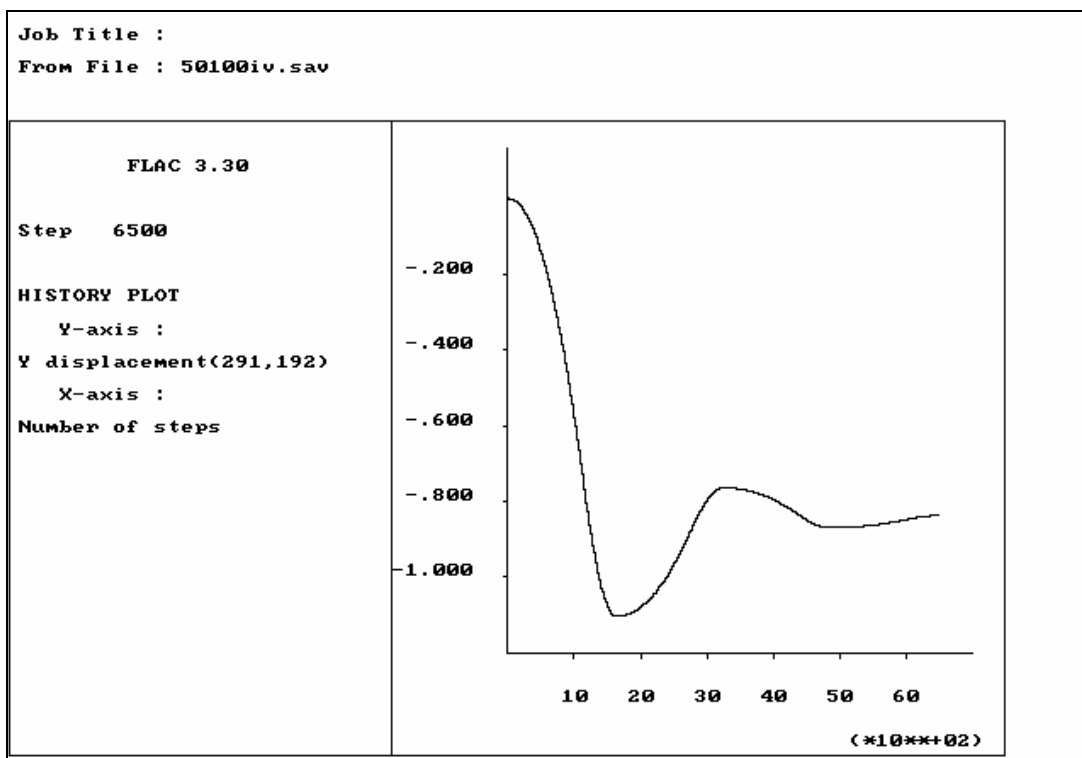


FIGURA 6.5 - Gráfico mostrando a estabilização do deslocamento vertical após 6500 ciclos. Mesma geometria da figura anterior.

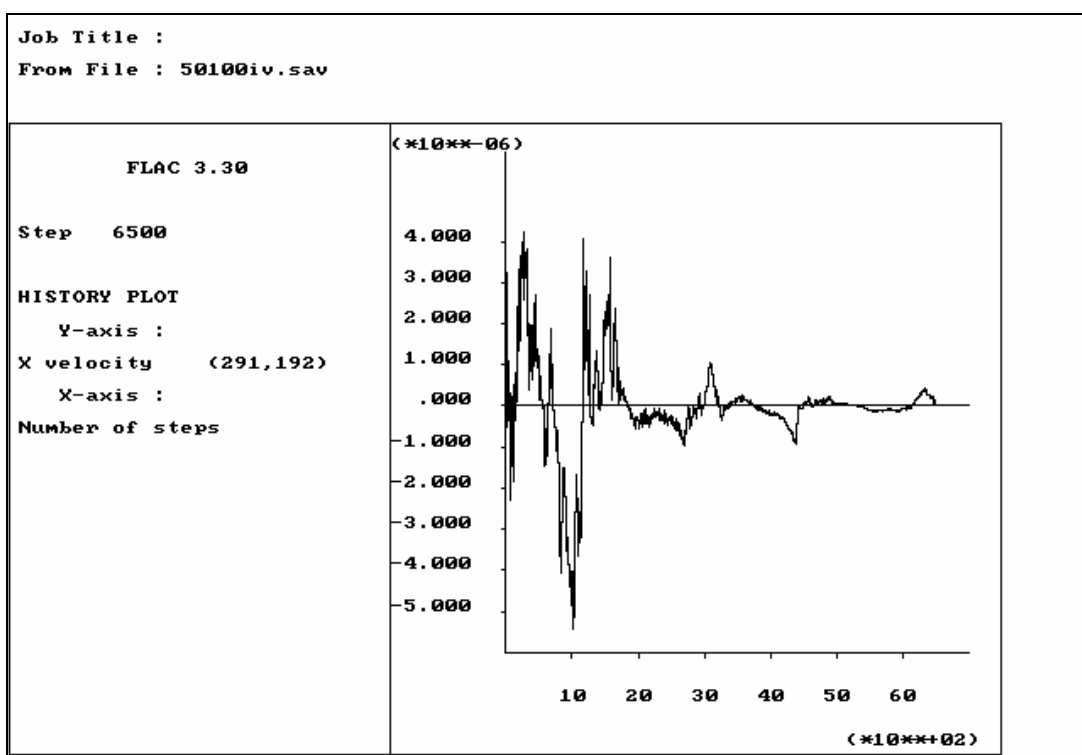


FIGURA 6.6 - Velocidade tendendo a zero, indicando equilíbrio do modelo após 6500 ciclos. Mesmo modelo das figuras 6.4 e 6.5.

Depois que o modelo atinge o equilíbrio, o próximo passo é realizar a escavação do talude. Quando o talude é escavado, uma nova situação de desequilíbrio é gerada e, portanto, roda-se o programa até que o equilíbrio seja restabelecido ou, se este não for possível, até que se estabeleça um mecanismo de colapso, o qual se caracteriza pela existência de um campo de velocidades de padrão e magnitudes constantes diferentes de zero. Diz-se que foi atingido o regime permanente (*steady state*) do fluxo plástico.

Nos casos dos taludes escavados com 50m de altura em que não tenha ocorrido ruptura e que o modelo não tenha entrado em fluxo plástico, o equilíbrio é restabelecido com mais 6500 ciclos. Para escavação de taludes maiores é necessário usar um artifício para se evitar um "ricochete" do maciço, devido à modelagem instantânea do processo de escavação de uma massa tão grande. Adota-se parâmetros de resistência bem altos, realiza-se a escavação e, após atingir o equilíbrio (+6500 ciclos), como pode ser visto nas Figuras 6.7, 6.8 e 6.9, muda-se para os parâmetros verdadeiros e roda-se até que se atinja o equilíbrio ou até que se perceba que o talude entrou em fluxo plástico. O artifício de modelagem garante que o maciço se comporte elasticamente até que as oscilações induzidas pela escavação sejam amortecidas. Assim, plastificações espúrias, artificialmente produzidas pelo processo de modelagem instantânea da escavação, são evitadas.

Para acompanhar o processo foram monitorados pontos da crista e do pé do talude, onde a evolução da velocidade e do deslocamento de todos os modelos foram registradas. Os registros que serão mostrados correspondem àqueles da crista do talude.

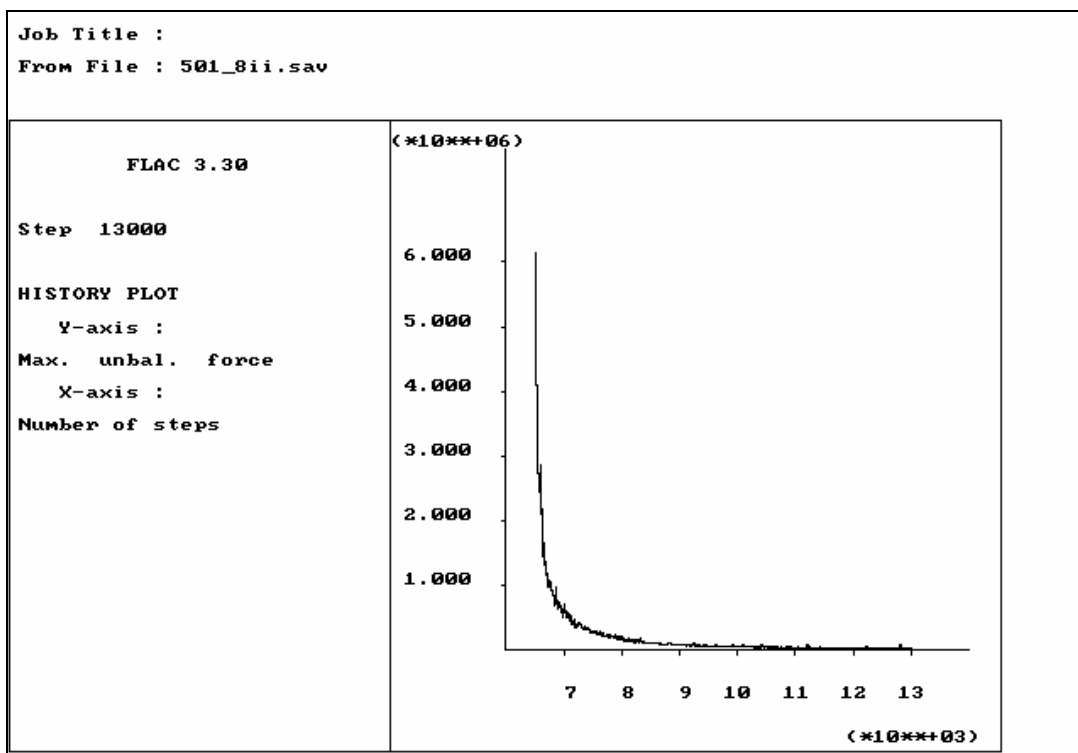


FIGURA 6.7 - Força desbalanceada atingindo valor próximo de zero após a escavação do talude (antes de se inserir os parâmetros verdadeiros), mostrando que novo equilíbrio foi conseguido. Talude com 100m de altura e ângulo de face de 50° em um maciço classe II. A foliação mergulha 80° .

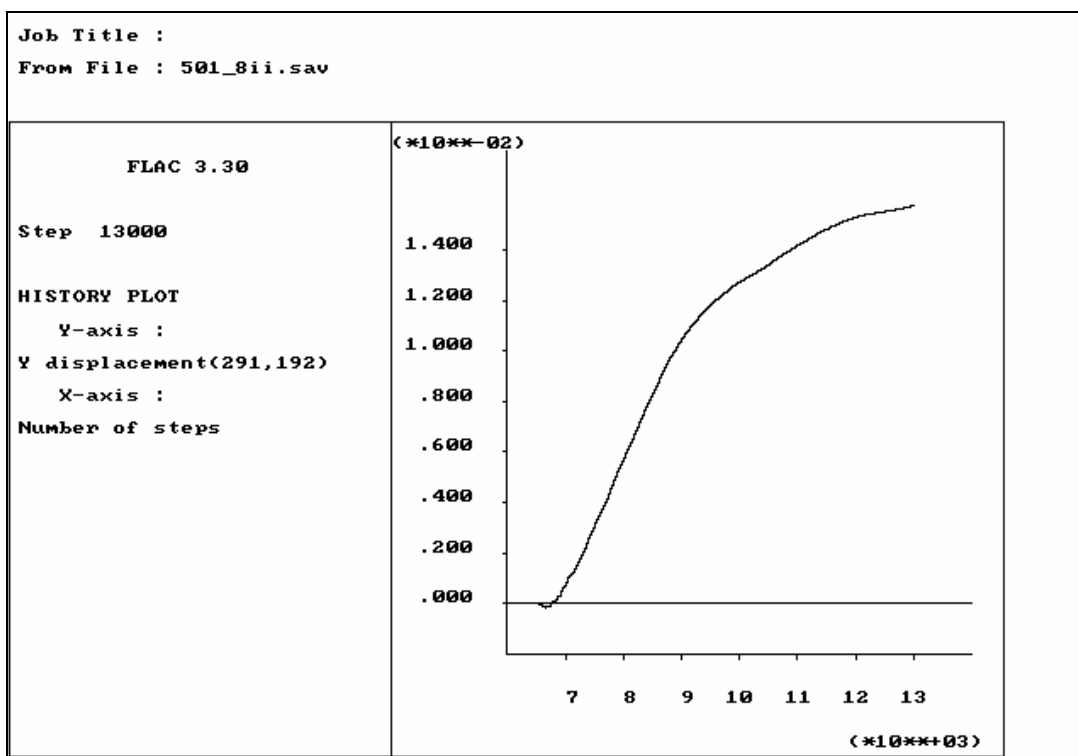


FIGURA 6.8 - Deslocamento vertical atingindo um valor constante ao fim de 13000 ciclos. Mesmo modelo da figura anterior.

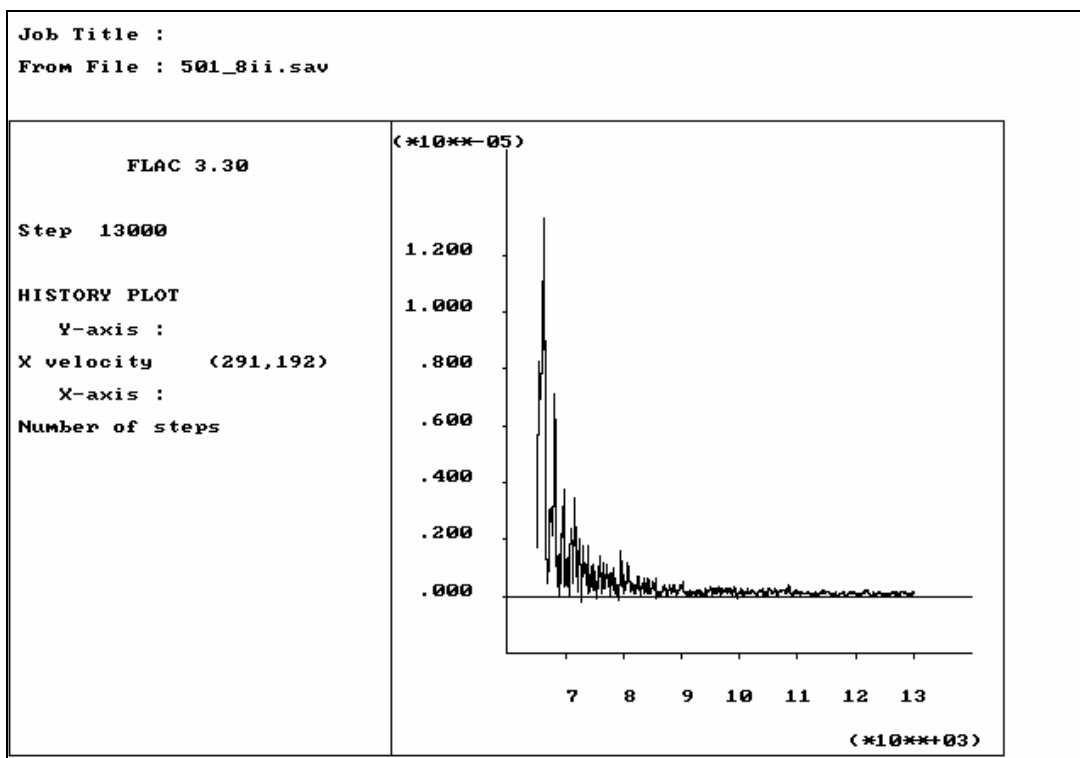


FIGURA 6.9 - Velocidade tendendo a zero após 13000 ciclos, denotando que novo equilíbrio foi atingido. Mesmo modelo das figuras 6.7 e 6.8.

Há casos, entretanto, em que ocorre, após a reinserção dos parâmetros de resistência verdadeiros no modelo, o tombamento flexural, com o material entrando em fluxo plástico. Quando isso ocorre, a força desbalanceada tende a um valor constante diferente de zero e a velocidade pode ou não tender a zero. O maciço pode ter atingido uma condição de colapso em regime permanente (steady state), em que as forças desbalanceadas não mais se alteram significativamente e as velocidades são aproximadamente constantes e não nulas, ou ainda, estar em regime transiente. Neste, as velocidades e forças desbalanceadas ainda estão sofrendo alterações devido ao processo de redistribuição plástica de tensões/deformações. Poderão as mesmas tender ou à condição de equilíbrio estático ou à de colapso em regime permanente.

O mesmo pode ser observado para o deslocamento (no caso, vertical), que pode ou não tender a um valor constante, sendo a primeira circunstância indicadora de equilíbrio e a segunda de colapso. As Figuras 6.9 a 6.14 mostram essas diferentes situações.

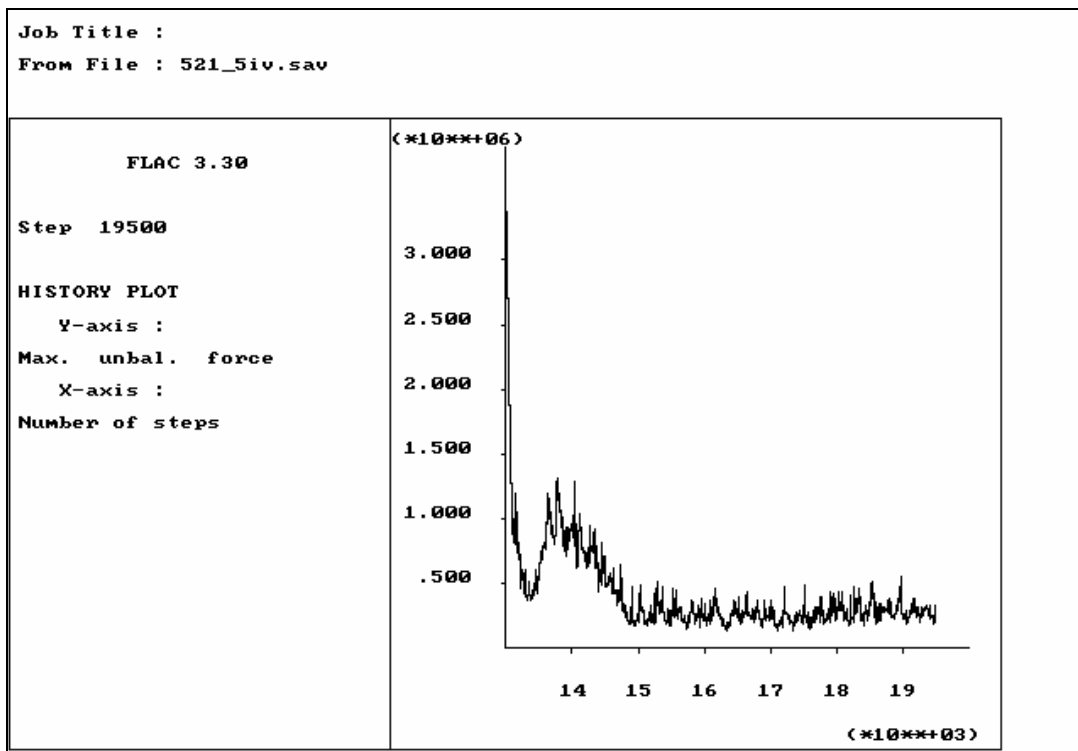


FIGURA 6.10 - Força desbalanceada atingindo um valor constante, diferente de zero, mostrando que o modelo se encontra em (steady state). Talude de 100m de altura, com 50° de ângulo médio, foliação mergulhando 50° e maciço classe IV.

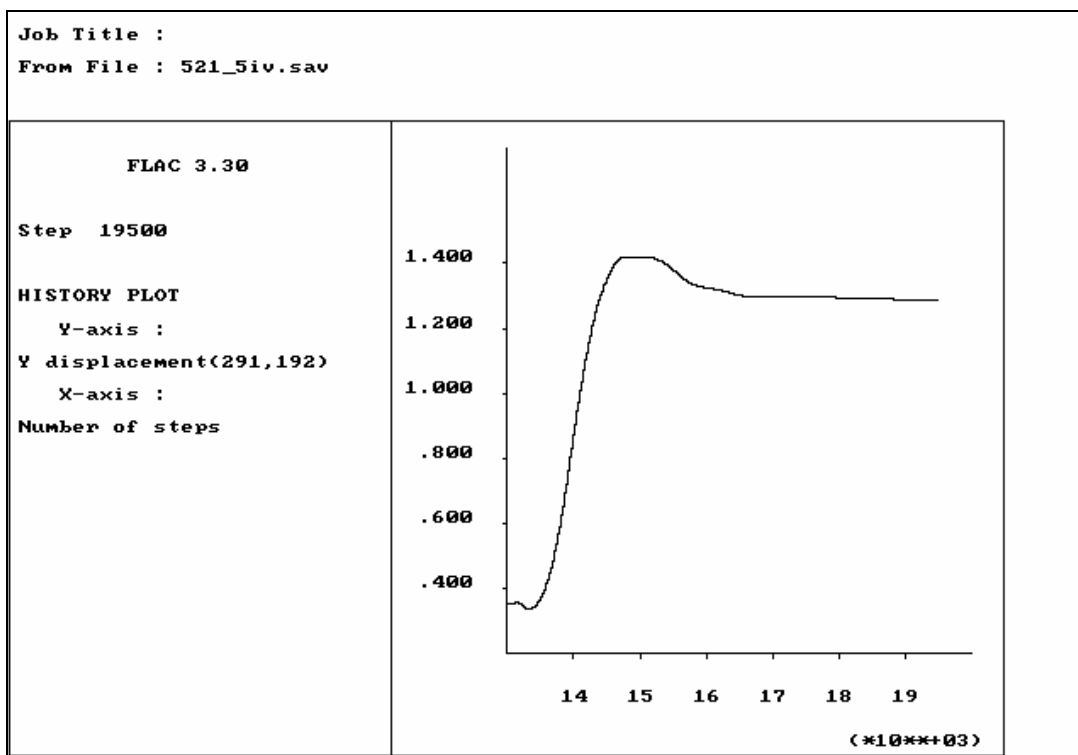


FIGURA 6.11 - Deslocamento vertical com valor constante denotando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo da figura anterior.

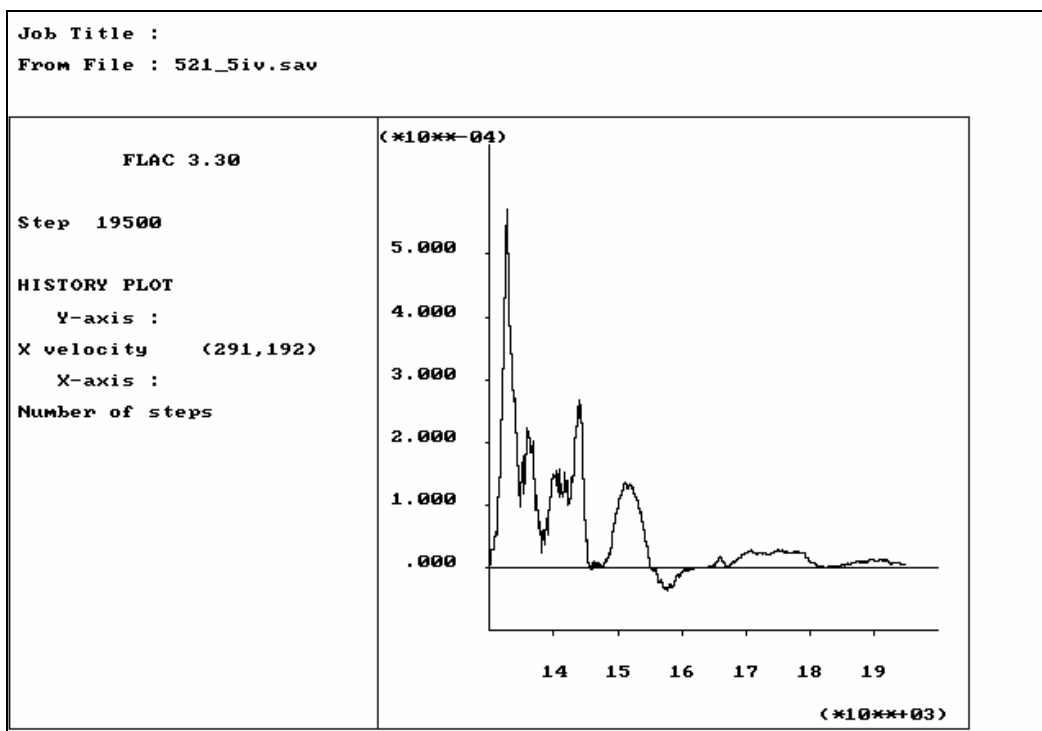


FIGURA 6.12 - Velocidade tendendo a zero após 19500 ciclos mostrando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo das figuras 6.10 e 6.11.

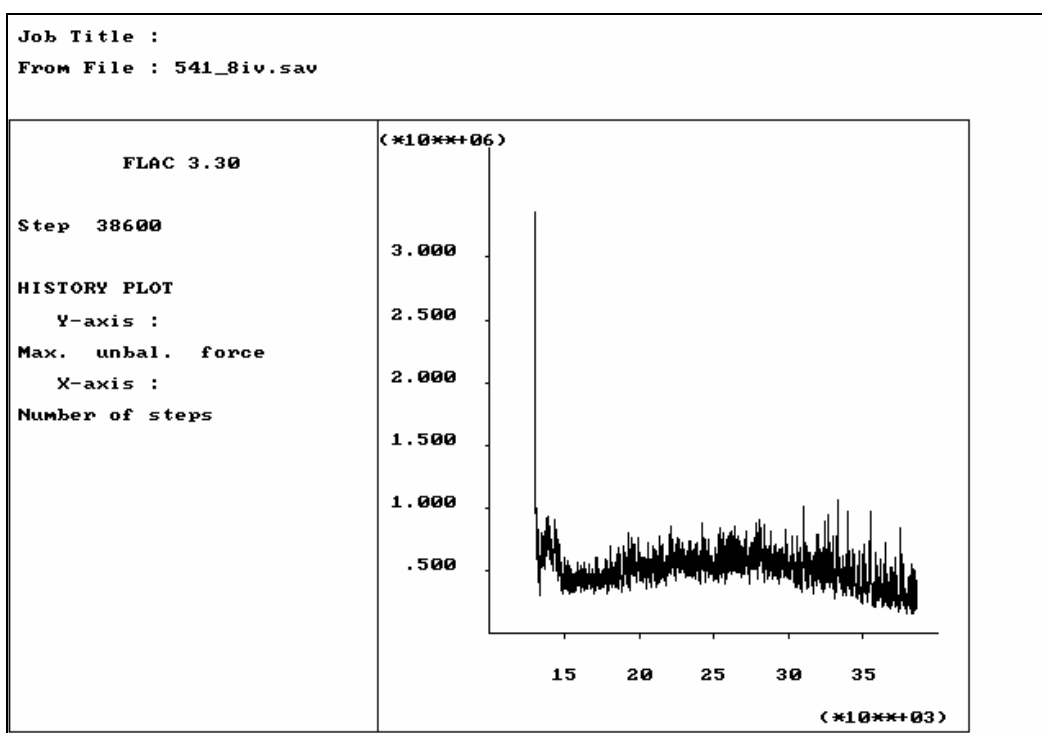


FIGURA 6.13 - Força desbalanceada tendendo a um valor constante diferente de zero após 38600 ciclos, denotando colapso em regime permanente. Talude com 100m de altura, ângulo de face de 50°, foliação mergulhando 80° e um maciço classe IV.

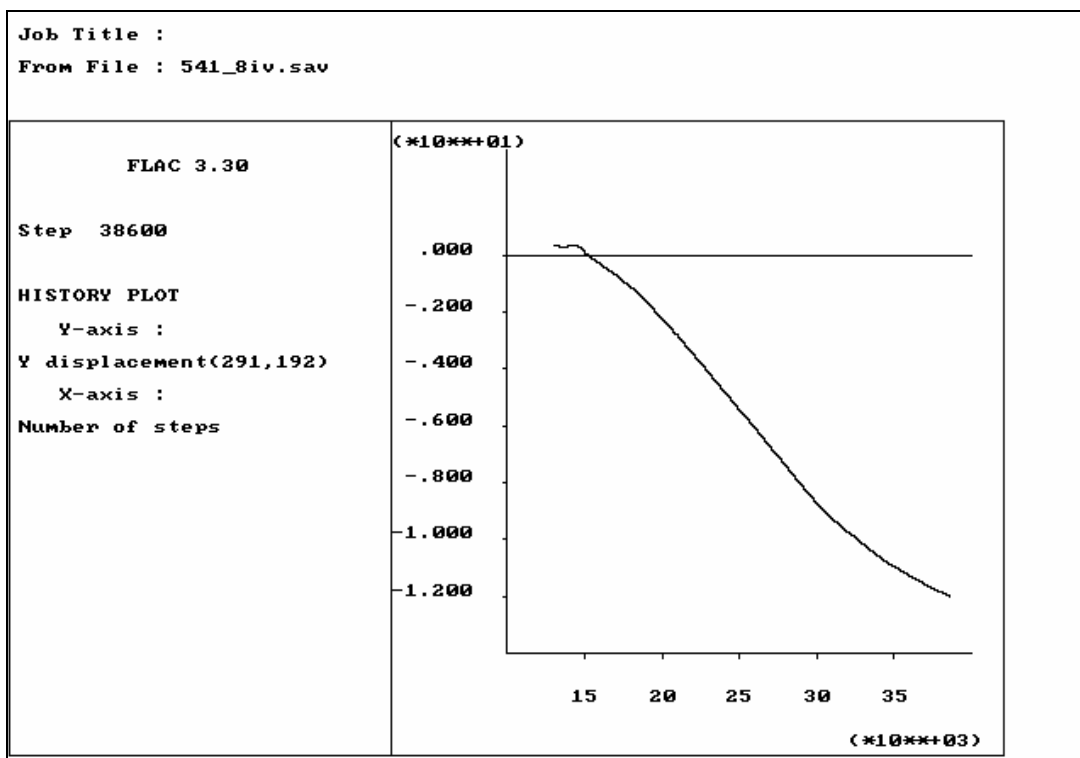


FIGURA 6.14 - Deslocamento vertical iniciando um processo de constância após 38600 ciclos, o que sugere a tendência ao colapso em regime permanente. Mesmo modelo da figura anterior.

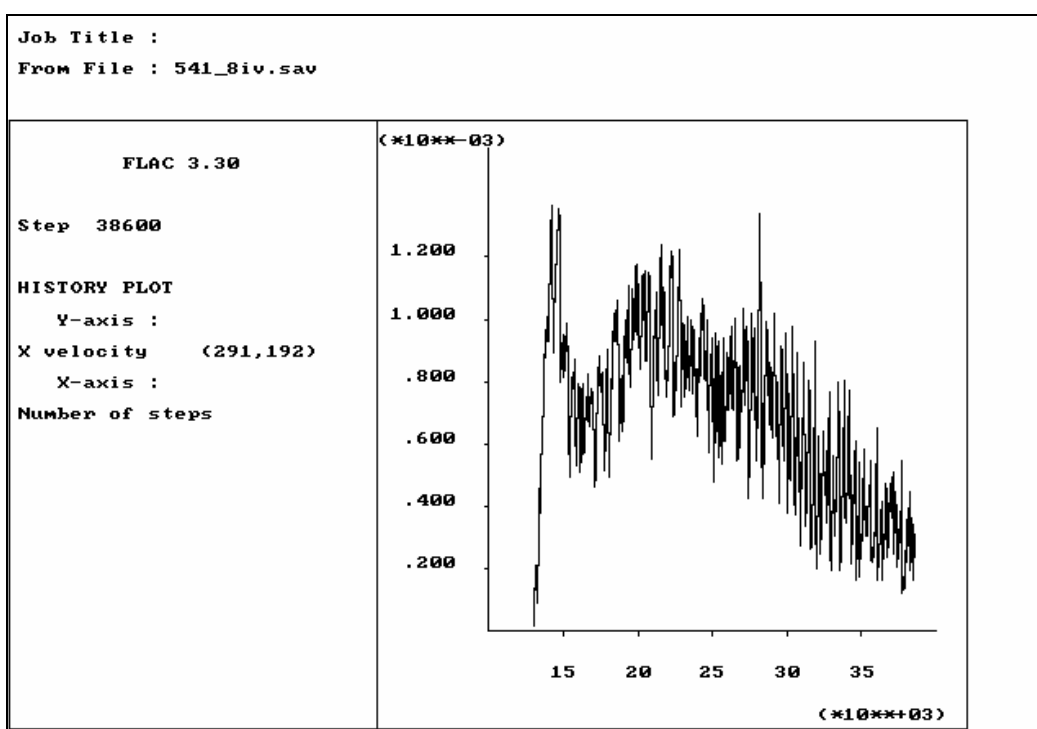


FIGURA 6.15 - Velocidade iniciando um processo de decrescimento mas que mostra que o maciço modelado ainda está em processo de ruptura transiente, não tendo alcançado o colapso em regime permanente (vel. constante não nula). Mesmo modelo das figuras 6.13 e 6.14.

Estes indicadores dão um indício do comportamento do maciço. Entretanto há ainda outras formas de se avaliar o estado do mesmo. Pode-se observar, por exemplo, os indicadores de plasticidade, o campo dos vetores de deslocamento, do incremento da deformação cisalhante e os isocontornos de tensões desviadoras (diferenças entre as componentes principais).

Através da análise desses vários indicadores foi possível determinar, em cada uma das análises, para quais geometrias os taludes apresentaram ruptura por tombamento flexural.

O primeiro passo das análises é verificar as condições de equilíbrio, ou seja, os gráficos da força desbalanceada, do deslocamento e da velocidade. Caso o comportamento das curvas indiquem uma condição de colapso, os outros indicadores são avaliados.

Quando os indicadores de plasticidade mostram plastificação e, os pontos plastificados formam uma superfície contínua ligando duas superfícies livres do modelo é sinal que um processo de ruptura está se desenvolvendo (Figura 6.20). Se não há nenhum indicador de plastificação (Figuras 6.16 e 6.26) é porque o talude está estabilizado.

Já o campo dos vetores de deslocamento precisa apresentar um padrão que demonstre que parte do maciço está rompendo (ou já rompeu). Isso acontece quando os vetores do maciço em movimento se apresentam direcionados e muito maiores do que no restante do maciço (Figura 6.21). Caso contrário o padrão é aleatório e os vetores são pequenos (Figuras 6.17 e 6.27)

O gráfico dos incrementos das deformações cisalhantes também mostram nitidamente quando o talude está sofrendo um processo de plastificação (Figura 6.22). Quando não há plastificação o incremento é nulo (Figuras 6.18 e 6.28).

As Figuras 6.16 a 6.29 mostram alguns dos resultados encontrados.

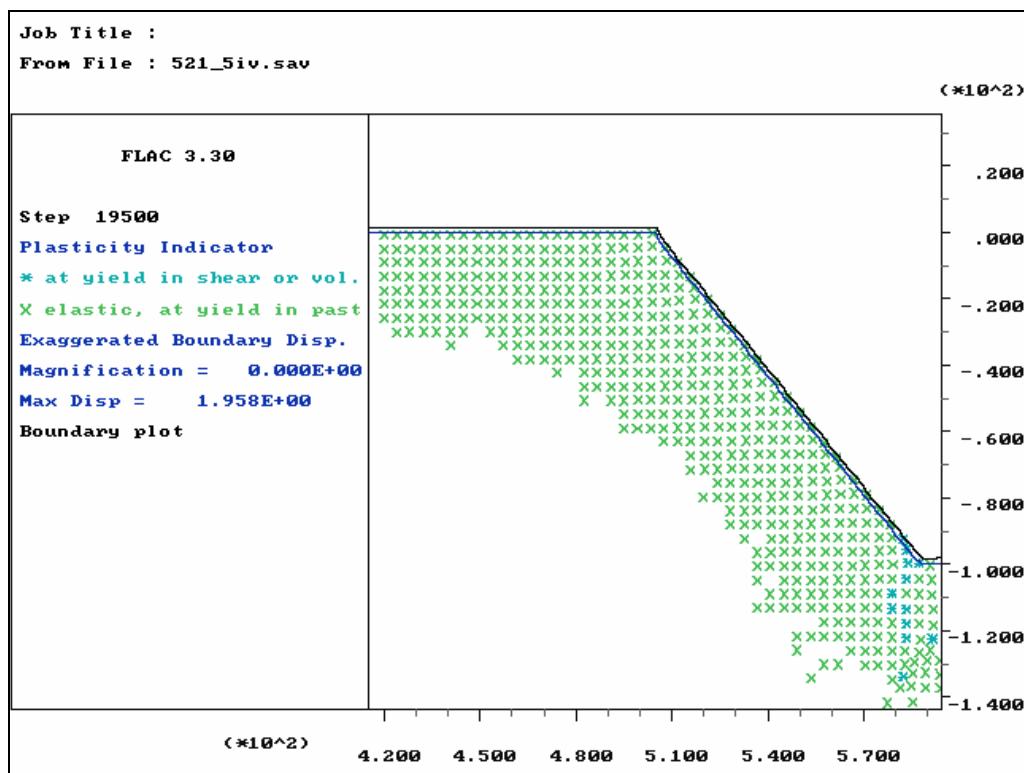


FIGURA 6.16 - Indicadores de plasticidade mostrando que o talude está estável (mesmo modelo das Figuras 6.10 a 6.12). Talude de 100m de altura, com 50° de ângulo médio, foliação mergulhando 50° e um maciço classe IV.

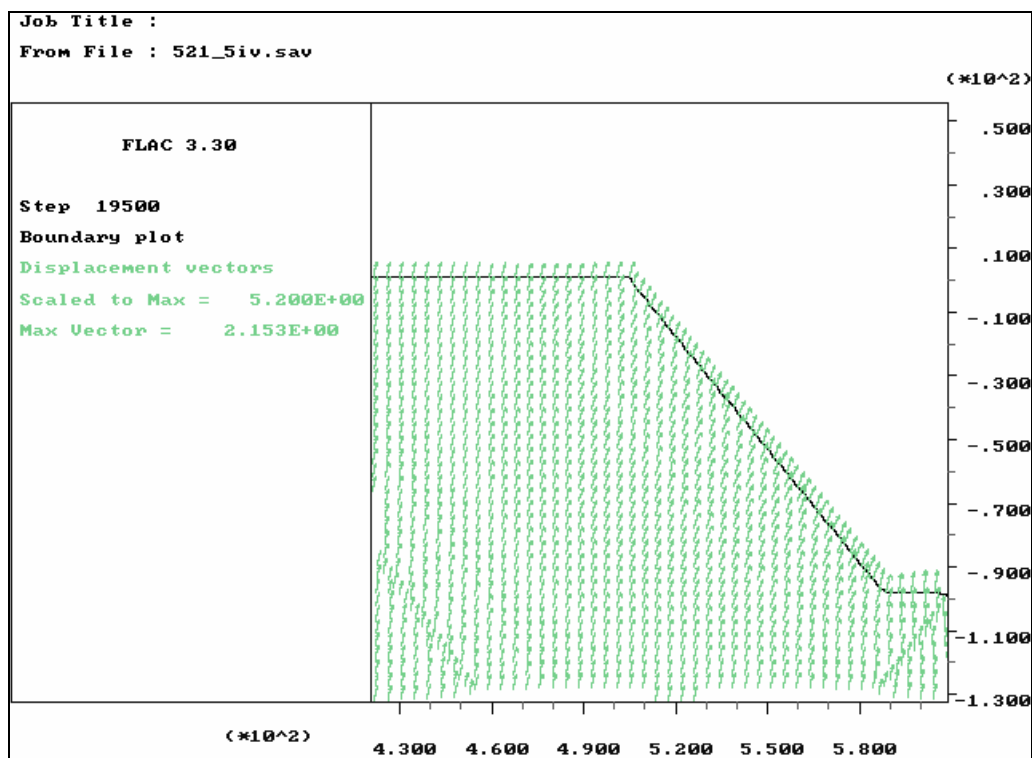


FIGURA 6.17 - Vetores de deslocamento do modelo da figura anterior.

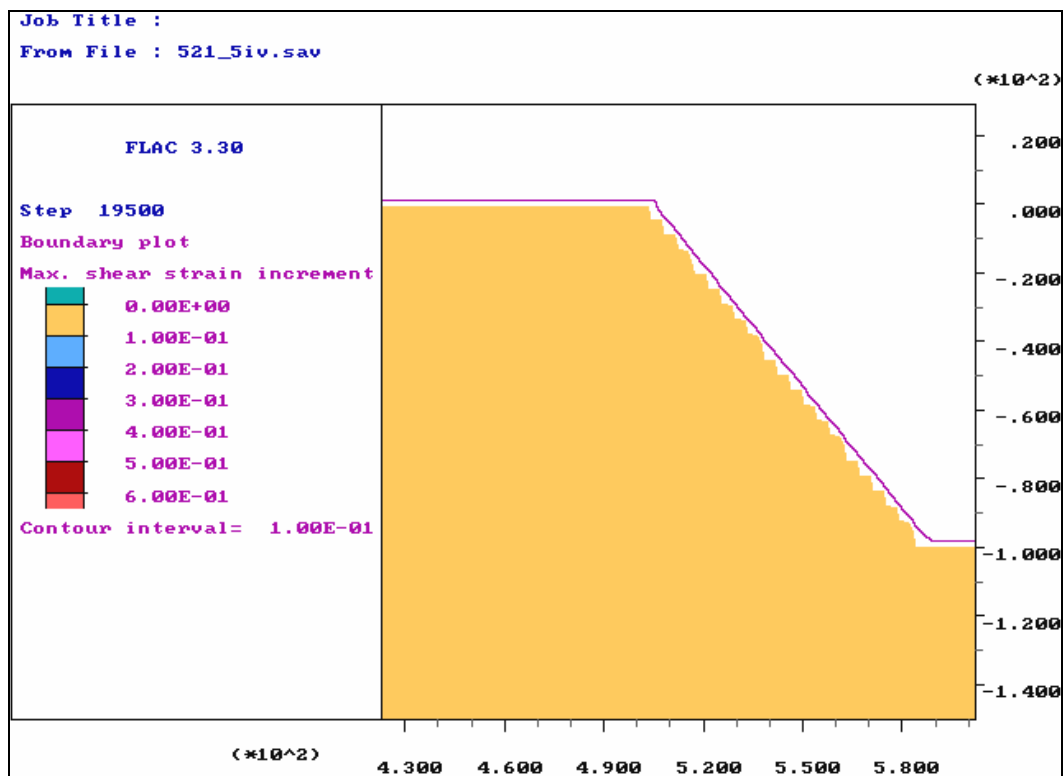


FIGURA 6.18 - O gráfico mostra que não houve nenhum incremento de deformação cisalhante (mesmo modelo das figuras 6.16 e 6.17).

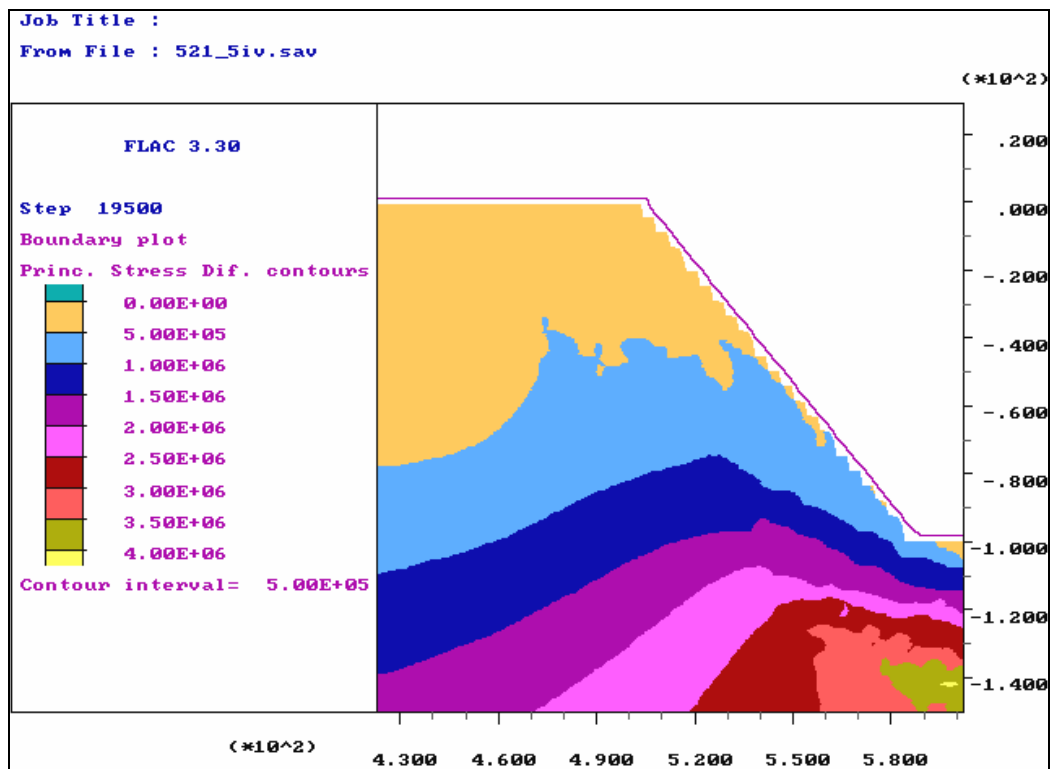


FIGURA 6.19 - Contorno das diferenças das tensões principais do modelo da figura 6.16, mostrando, como visto no Capítulo 4, que há um aumento dessa diferença na porção inferior do talude.

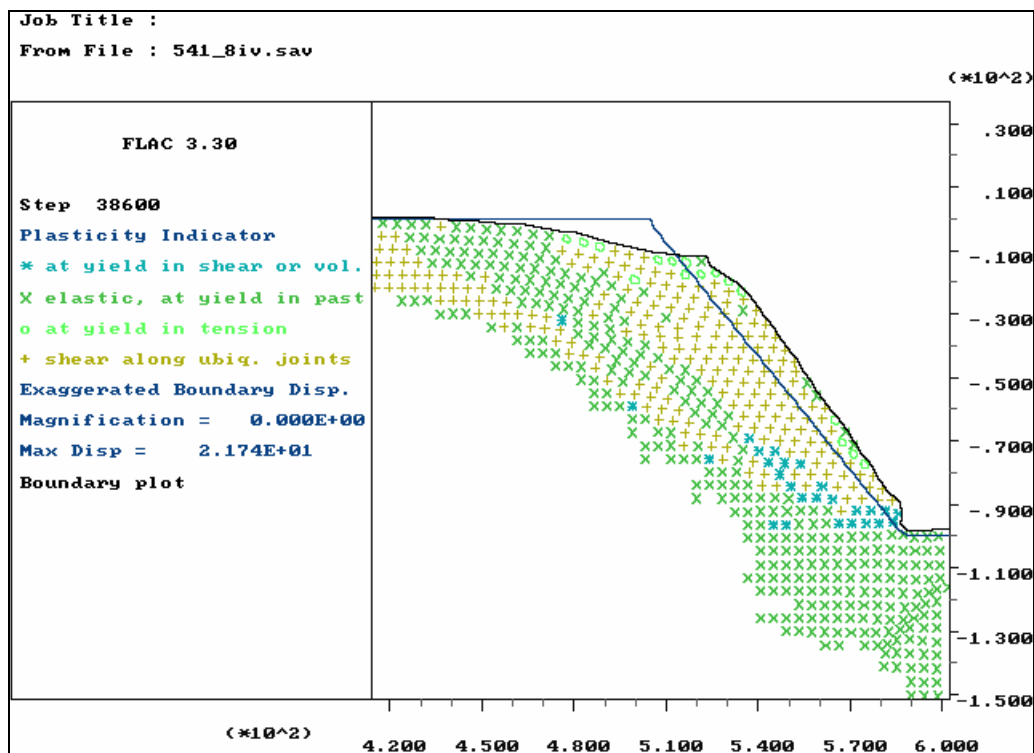


FIGURA 6.20 - Indicadores de plasticidade mostrando o cisalhamento ao longo das juntas ubíquas e alguns pontos no pé do talude sofrendo cisalhamento. Notar a diferença entre a superfície inicial e após a ruptura. Talude com 100m de altura, ângulo médio de 50°, foliação mergulhando 80° e um maciço classe IV.

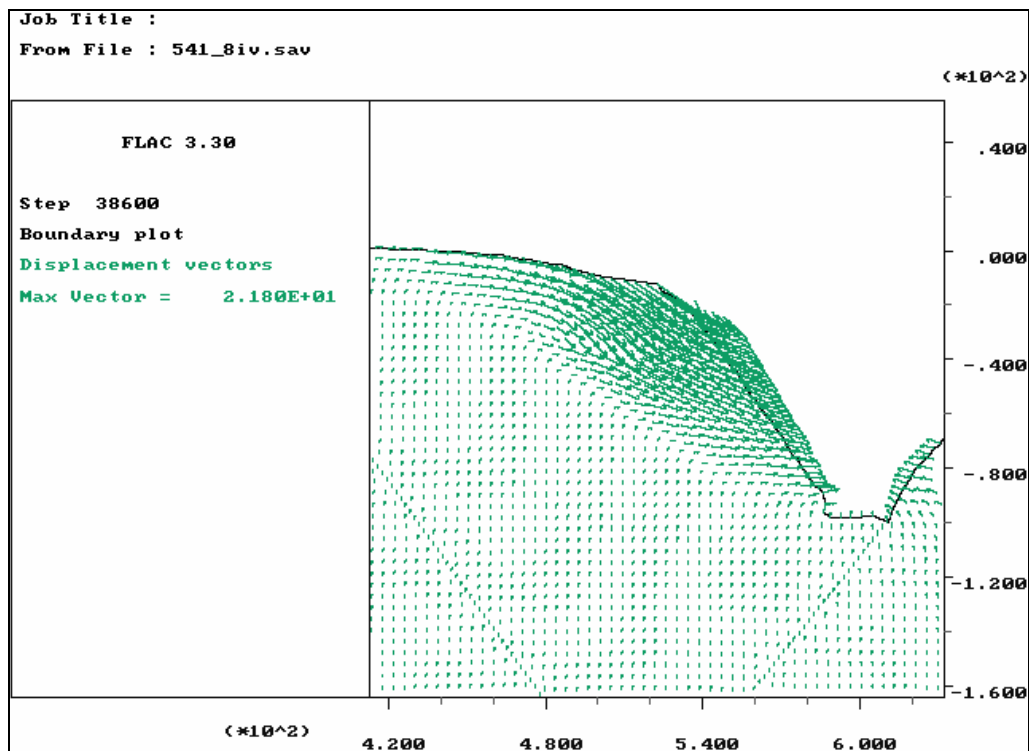


FIGURA 6.21 - Vetores de deslocamento indicando uma movimentação muito maior da crista em relação ao pé do talude. Mesmo modelo da figura anterior.

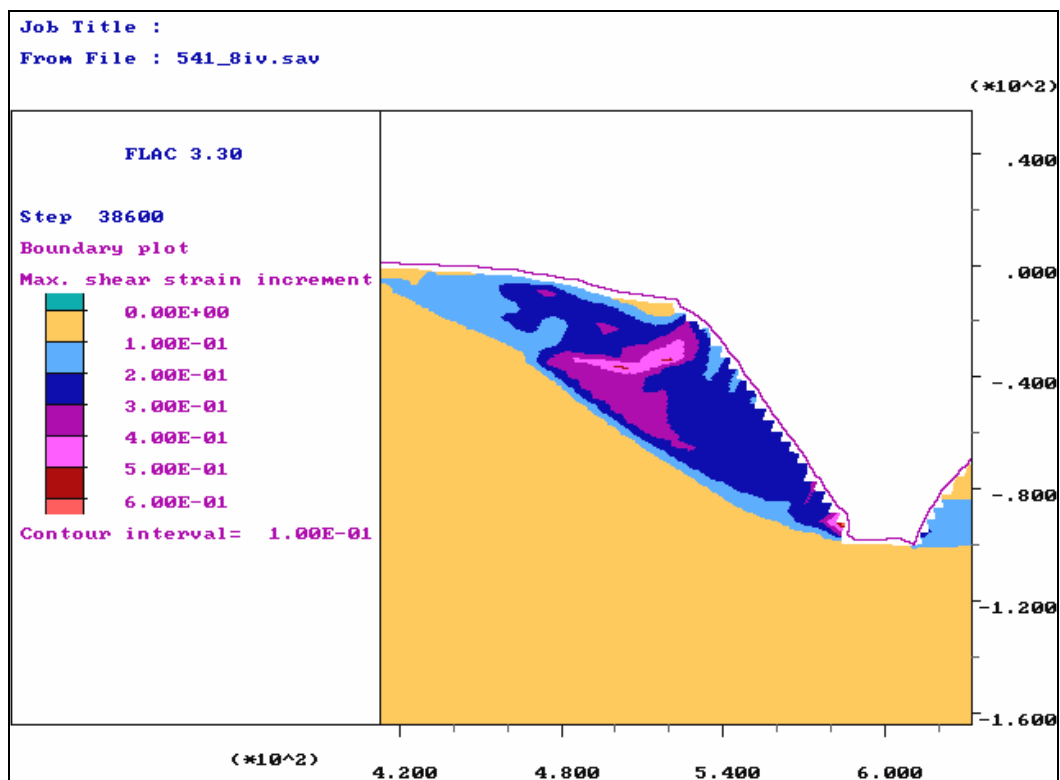


FIGURA 6.22 - Contorno dos incrementos de deformação cisalhante mostrando nitidamente a massa rompida. Mesmo modelo das figuras 6.20 e 6.21.

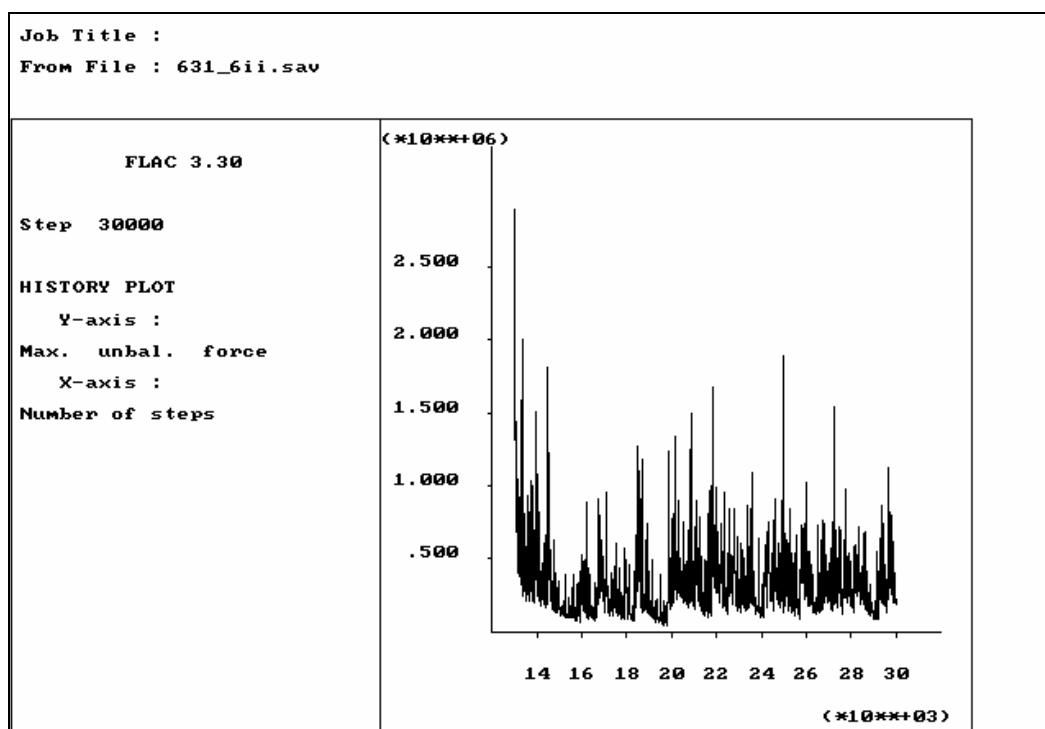


FIGURA 6.23 - Força desbalanceada tendendo a um valor constante diferente de zero após 30000 ciclos. Talude com 100m de altura, ângulo de face de 60°, foliação mergulhando 60° e um maciço classe II.

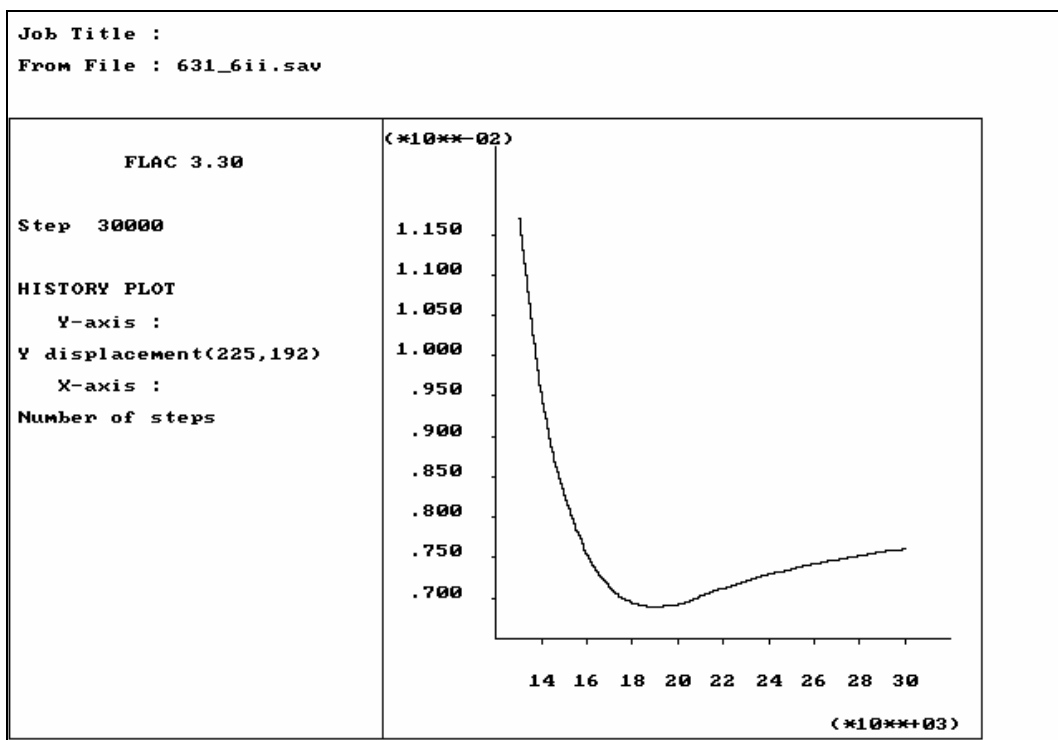


FIGURA 6.24 - Deslocamento vertical com valor constante denotando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo da figura anterior.

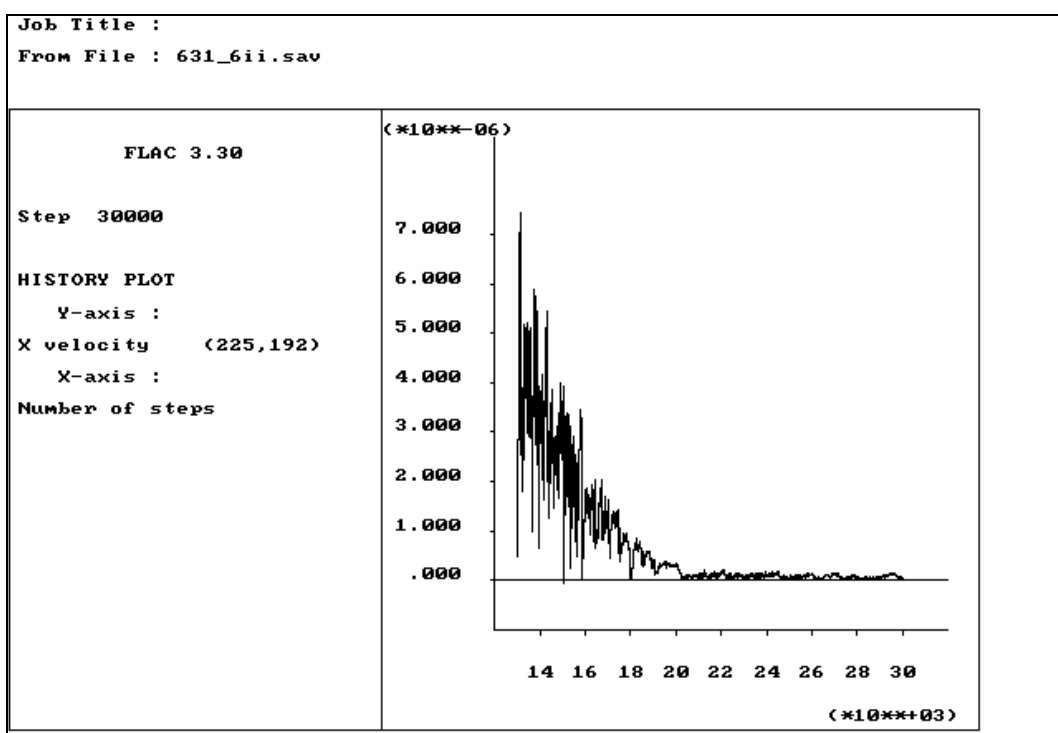


FIGURA 6.25 - Velocidade tendendo a zero após 30000 ciclos mostrando que o modelo atingiu o equilíbrio. Mesmo modelo das figuras 6.23 e 6.24.

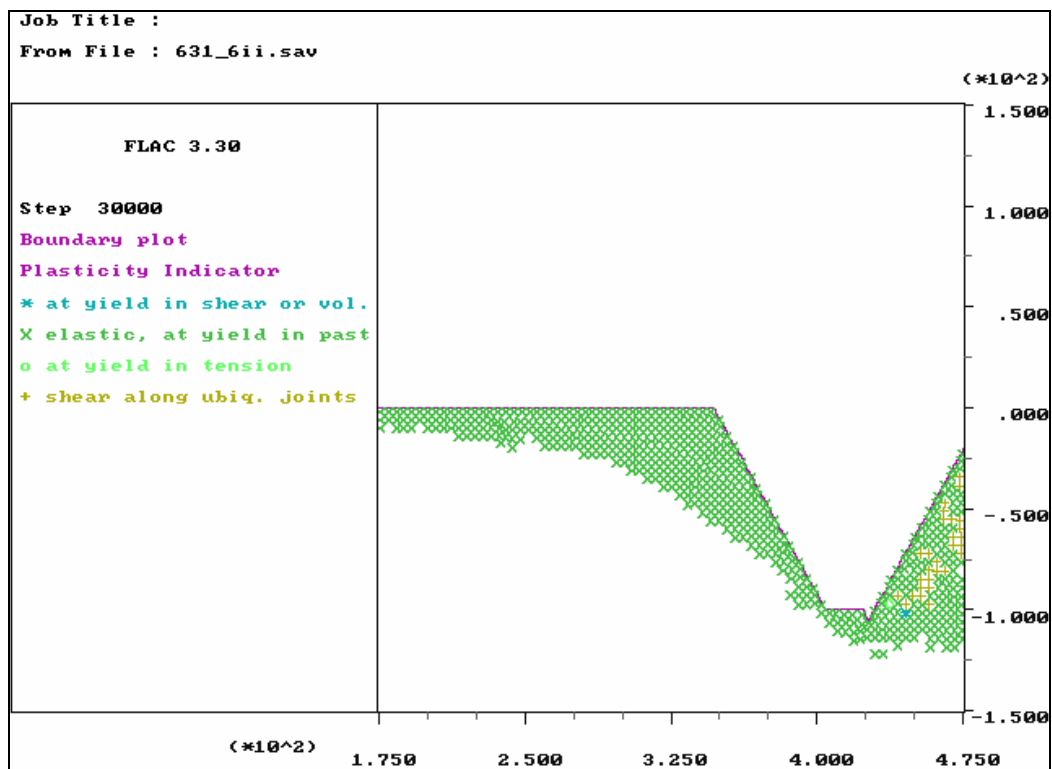


FIGURA 6.26 - Indicadores de plasticidade mostrando que o talude está estável. Mesmo modelo das figuras anteriores.

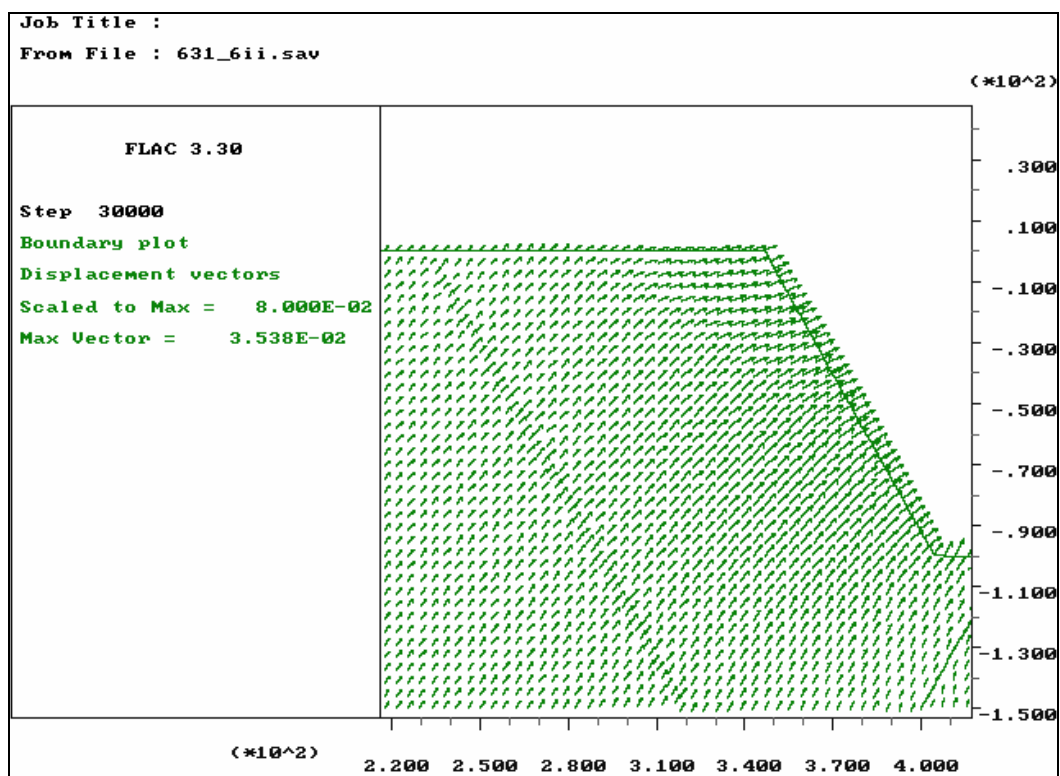


FIGURA 6.27 - Vetores de deslocamento do modelo da figura anterior.

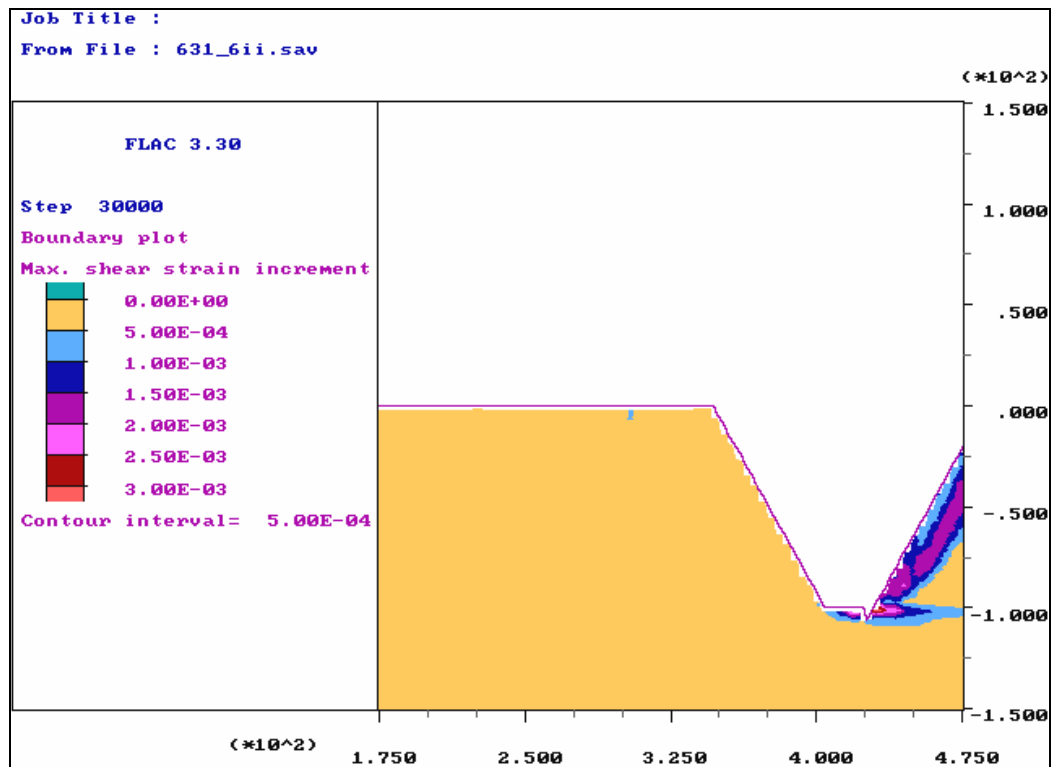


FIGURA 6.28 - O gráfico mostra que não houve nenhum incremento de deformação cisalhante no talude do modelo da figura 6.23.

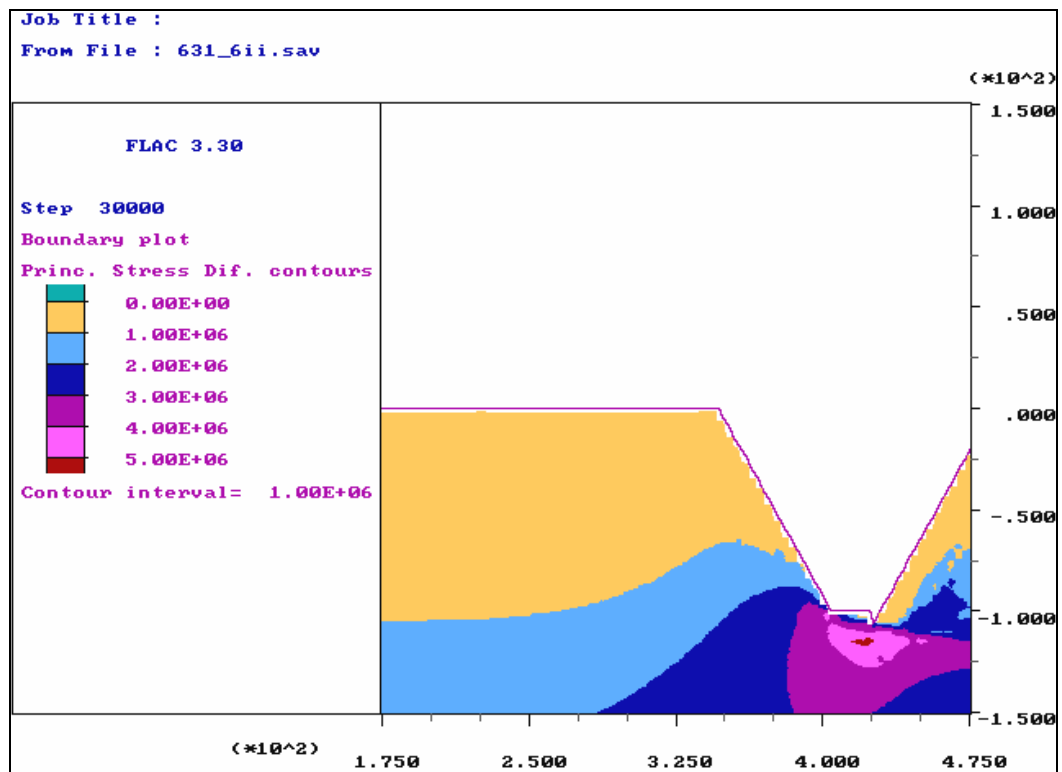


FIGURA 6.29 - Contorno das diferenças das tensões principais. Mostrando, como visto no Capítulo 4, que há um aumento dessa diferença na porção inferior do talude do modelo da figura 6.23.

6.4.1. Análise de sensibilidade às variações de k

Realizou-se também uma análise de sensibilidade, em um dos modelos, quanto à influência da variação do k no mecanismo de tombamento flexural.

Assim como em Sjöberg (1999), os resultados mostraram um aumento das deformações cisalhantes no plano basal de ruptura com o aumento de k (Figuras 6.30 a 6.32), bem como o deslocamento desse plano basal para uma posição um pouco acima e um pouco menos inclinada à medida que se aumenta o valor de k (Figuras 6.33 a 6.35).

Esse deslocamento ocorre porque com o aumento de k (tensão confinante), a possibilidade de deslizamento diminui na porção inferior do talude.

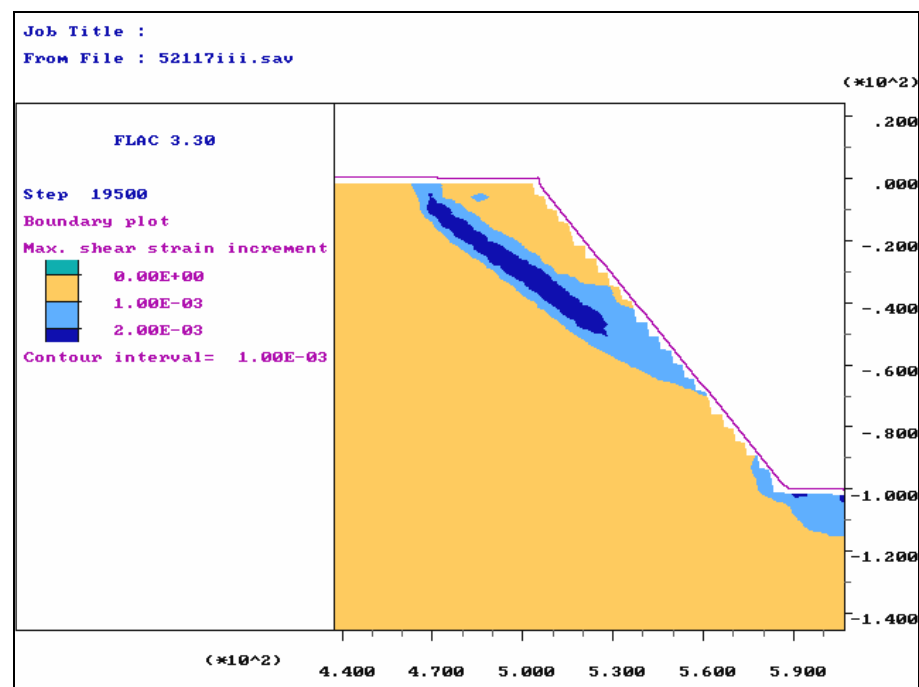


FIGURA 6.30 – Incremento da deformação cisalhante para $k=1,0$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70° .

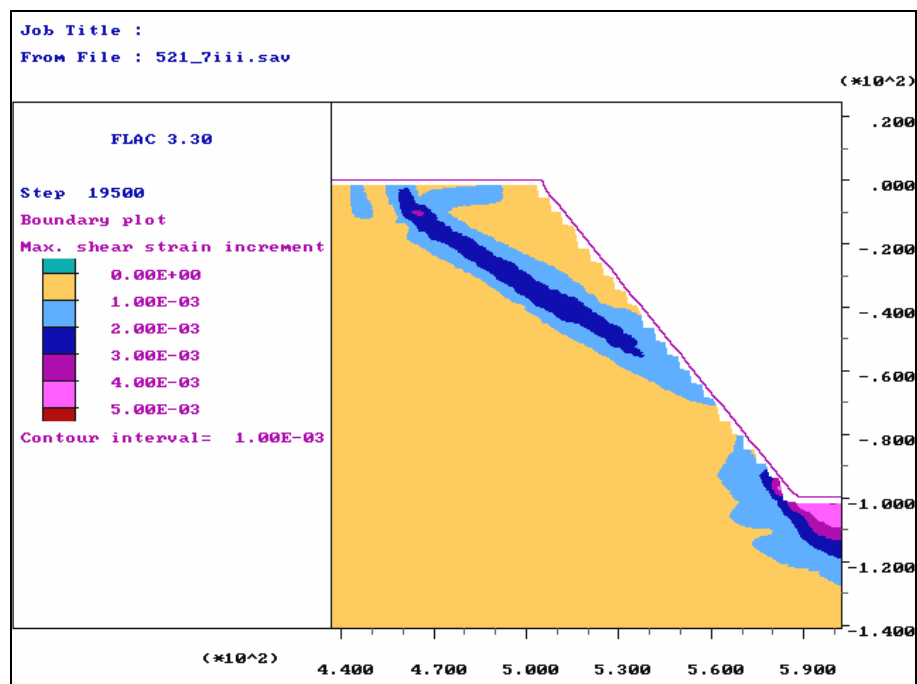


FIGURA 6.31 – Incremento da deformação cisalhante para $k=1,5$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70° .

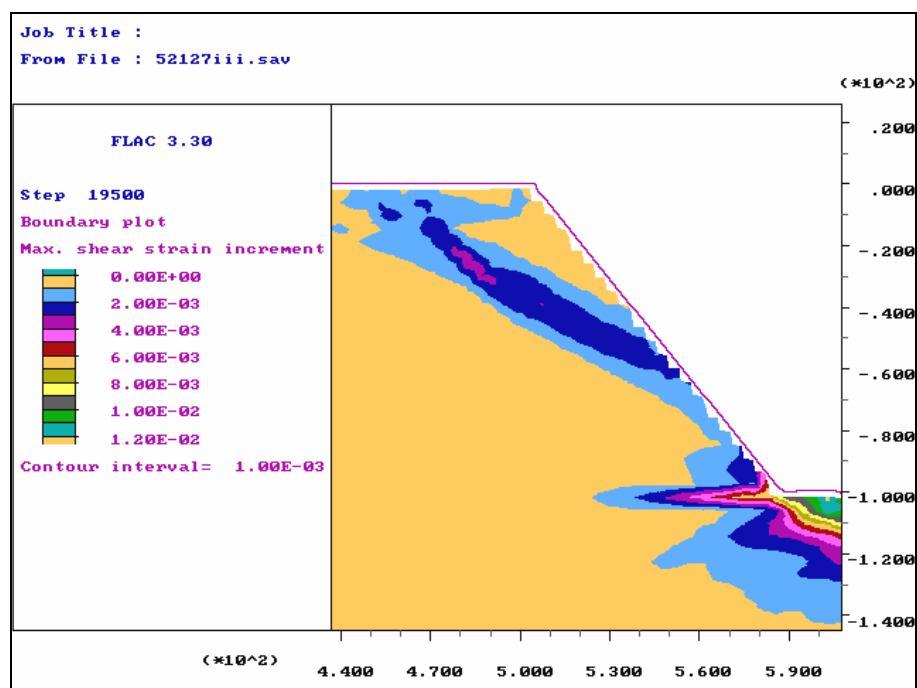


FIGURA 6.32 – Incremento da deformação cisalhante para $k=2,0$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70° .

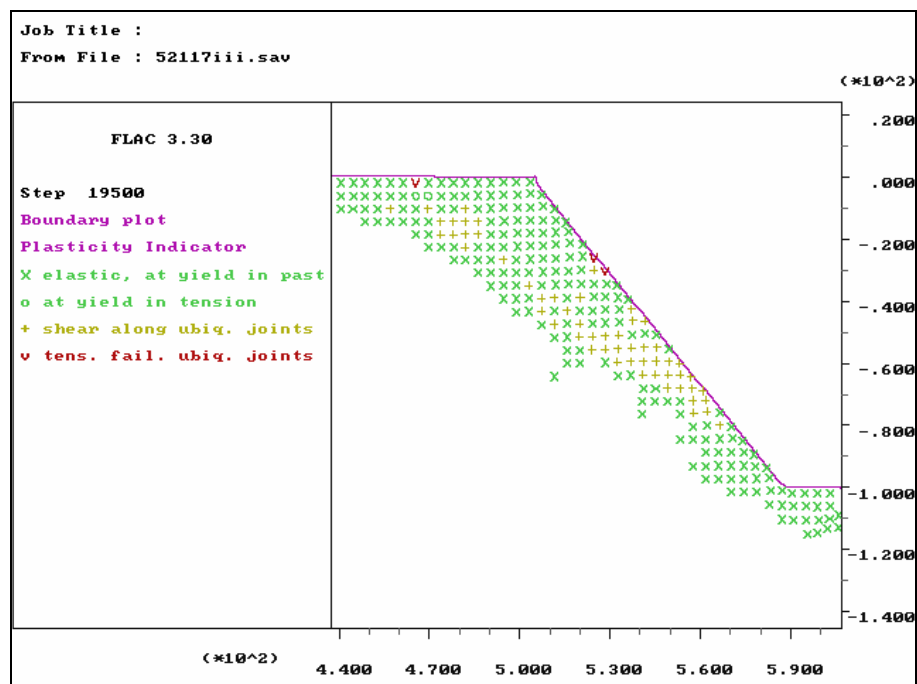


FIGURA 6.33 – Indicadores de plasticidade para $k=1,0$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70° .

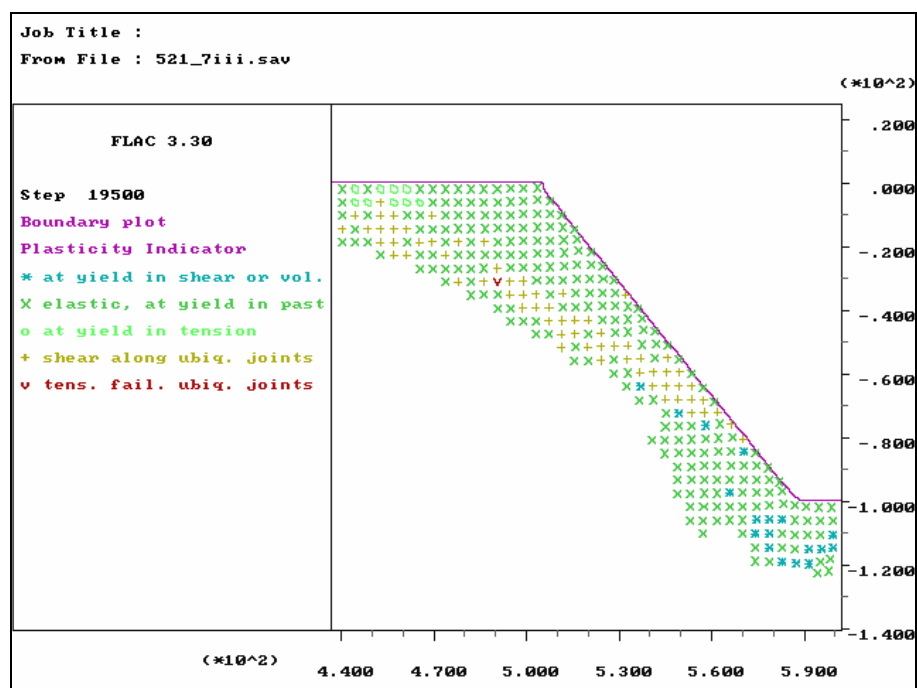


FIGURA 6.34 – Indicadores de plasticidade para $k=1,5$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70° .

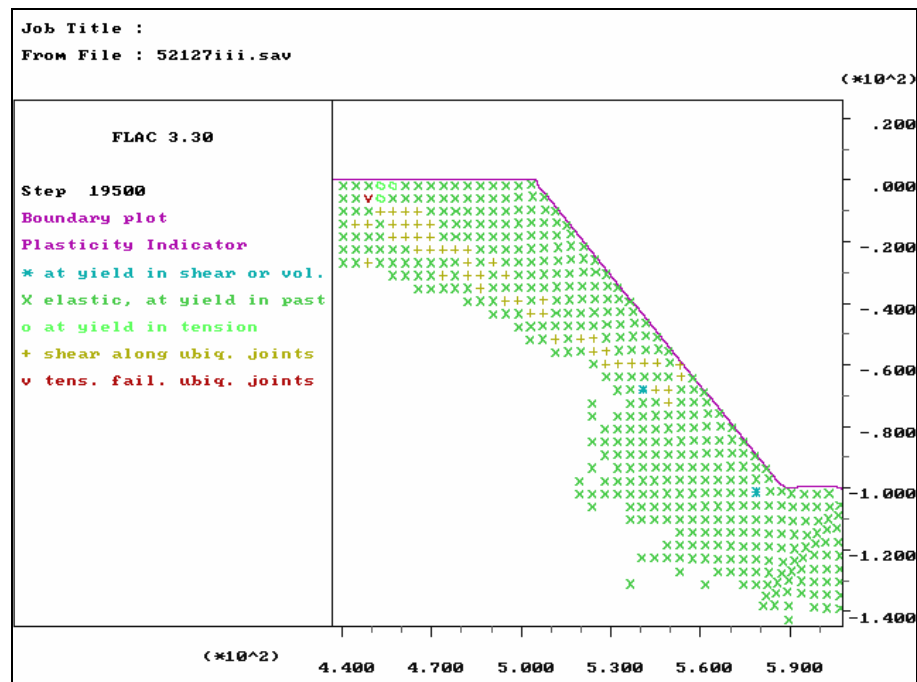


FIGURA 6.35 – Indicadores de plasticidade para $k=2,0$. Talude com ângulo de 50° , 100m de altura, em um maciço classe III e foliação mergulhando 70° .

6.5. CARTAS DE ESTABILIDADE

Uma vez analisadas todas as informações geradas, foi possível condensá-las em três cartas de estabilidade (Figuras 6.30, 6.31 e 6.32) para as classes de maciço II, III e IV (para a classe V não foi elaborada a carta uma vez que ela só apresentou uma curva correspondente aos taludes com 50m de altura), com curvas que delimitam zonas estáveis e instáveis ao tombamento flexural para diferentes alturas de talude. Nessas cartas também foram lançadas as retas correspondentes ao critério cinemático de Goodman & Bray (1976).

O que se pôde perceber é que o critério de Goodman & Bray pode ser conservador, como já demonstrado por Adhikary *et al.* (1997) mas, dependendo da altura do talude, ele se torna extremamente arrojado. Isso se deve ao fato de que, a altura do talude atua como um fator instabilizador. Essa instabilização se daria devido ao aumento das diferenças de tensões, atuantes nas lâminas rochosas (não levado em conta por Goodman & Bray).

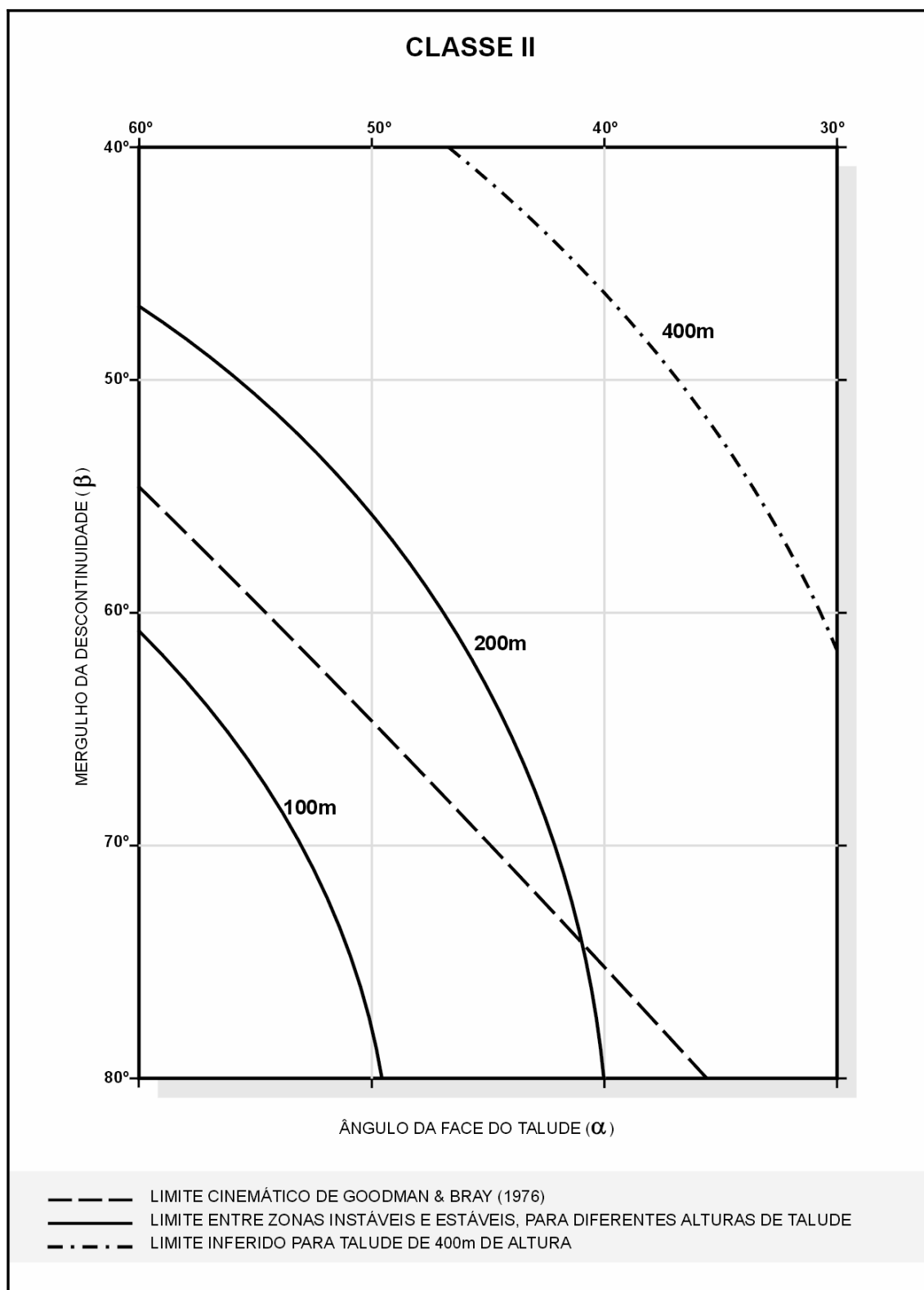


FIGURA 6.36 - Ábaco de estabilidade para o maciço classe II, $k=1,5$. Zona estável à direita das curvas e instável à esquerda.

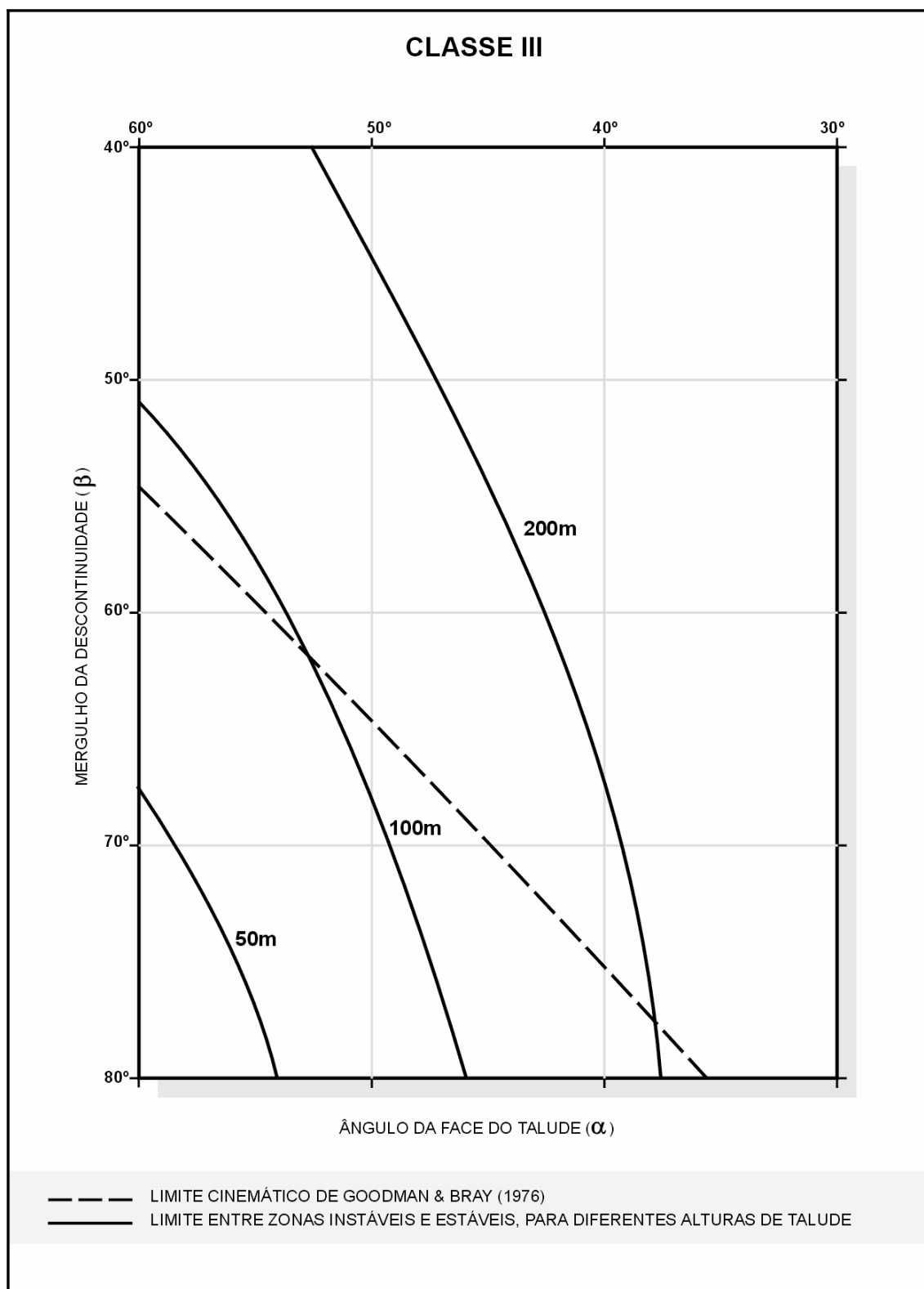


FIGURA 6.37 - Ábaco de estabilidade para o maciço classe III, $k=1,5$. Zona estável à direita das curvas e instável à esquerda.

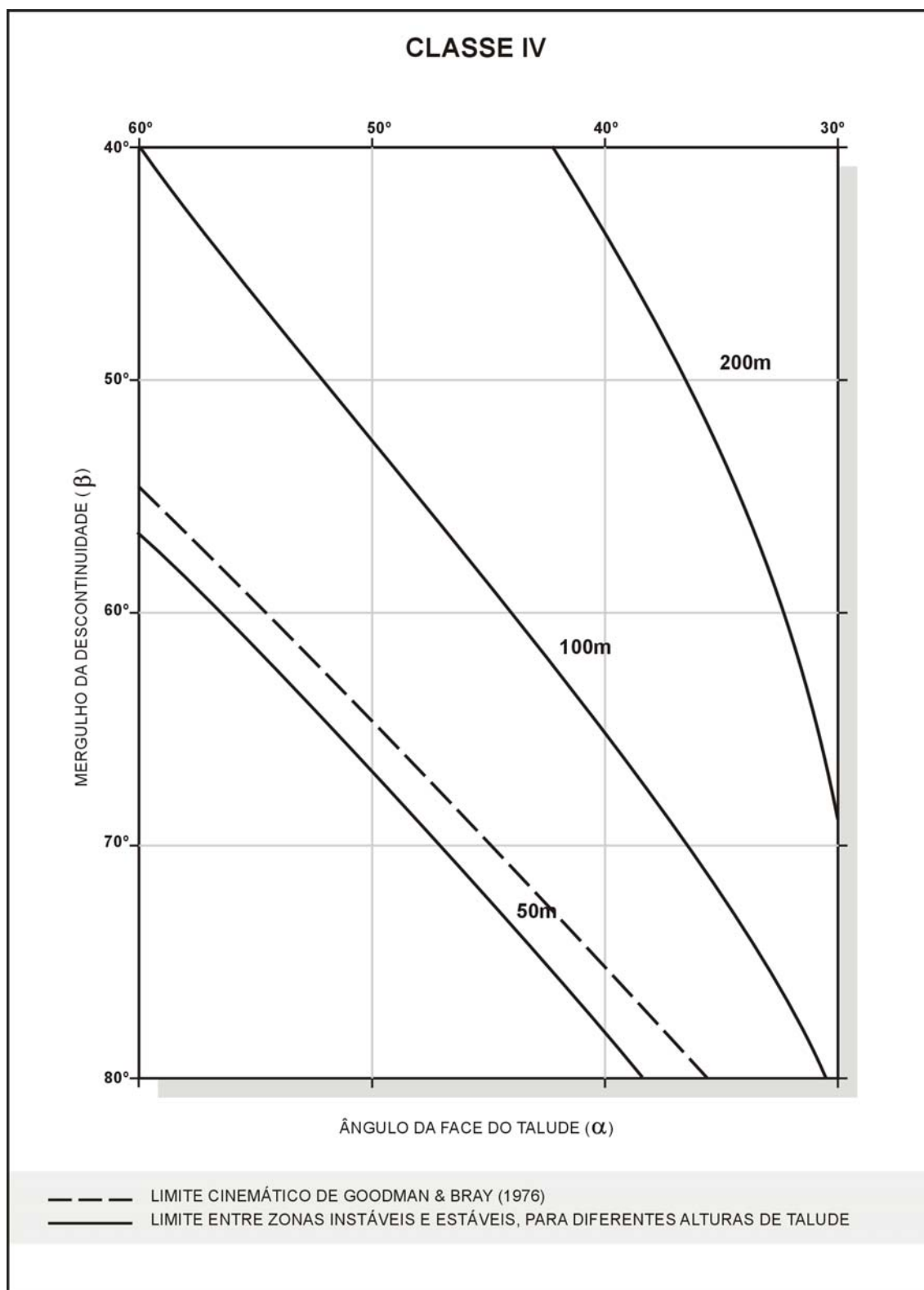


FIGURA 6.38 - Ábaco de estabilidade para o maciço classe IV, $k=1,5$. Zona estável à direita das curvas e instável à esquerda.

6.5.1. Modelo teórico

Para testar a validade desses ábacos foi elaborado um modelo teórico. Nesse modelo considerou-se uma camada superior de aproximadamente 40m de maciço classe V, uma camada intermediária de aproximadamente 80m de maciço classe III e abaixo dessa profundidade, maciço classe II. A foliação está mergulhando com um ângulo de 65° .

A cava analisada tem 216m de altura, ou seja, os 40m superiores em maciço classe V, seguido de 80m em maciço classe III e mais 96m em maciço classe II.

A princípio se pensou em usar separadamente, para cada uma dessas classes, os ábacos apresentados anteriormente, gerando ângulos diferentes para cada uma das regiões de classes. Assim sendo, o setor do talude em classe II, com 96m de altura, teria aproximadamente 55° , a região em classe III, com 80m de altura, teria 50° e a porção superior em classe V, com 40m de altura, teria 40° de ângulo médio. Essa geometria geraria um ângulo global médio de 50° .

Após montado todo o modelo, procedeu-se às análises no *FLAC*. Os resultados obtidos mostram que, adotando-se as geometrias acima o modelo sofreria tombamento flexural.

É importante notar na Figura 6.45 que, se o modelo estivesse sofrendo uma ruptura do tipo circular ou algo parecido, mobilizando a resistência da rocha intacta, essa ruptura estaria aparecendo no talude oposto ao do tombamento, o que não ocorre. Ou seja, uma análise de estabilidade realizada através de um método de equilíbrio-limite, indicaria uma condição estável para o talude que está sofrendo tombamento.

Nas figuras 6.39 a 6.48 pode-se ver os resultados encontrados com o modelo teórico.

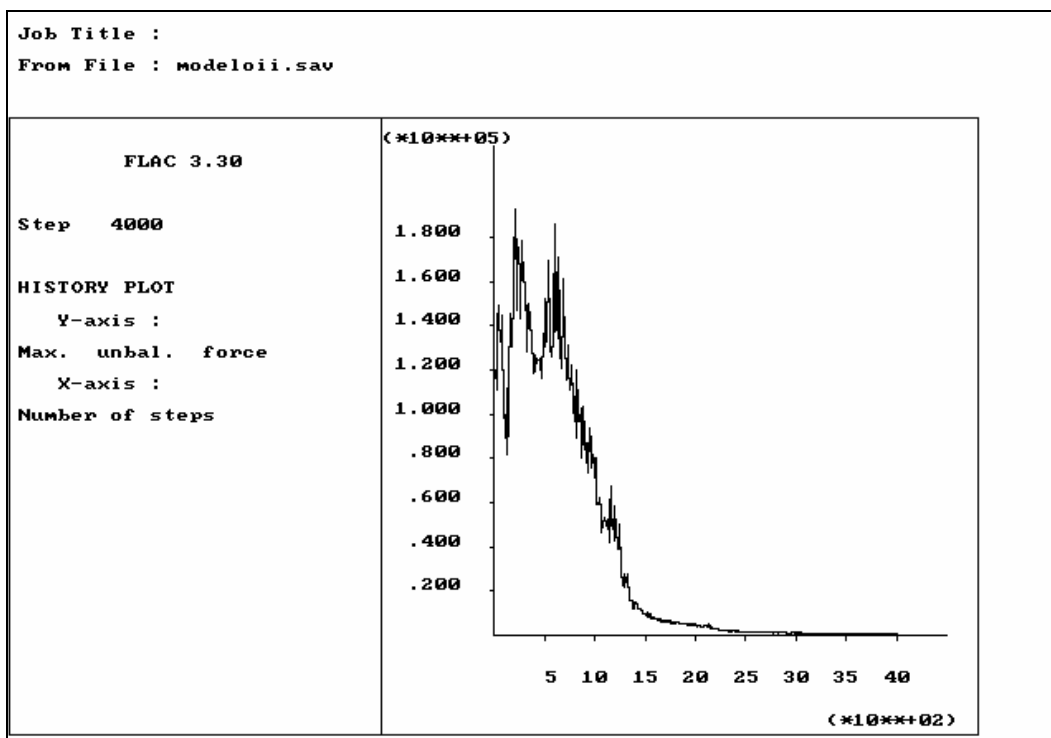


FIGURA 6.39 - Força desbalanceada mostrando o equilíbrio inicial após 4000 ciclos.

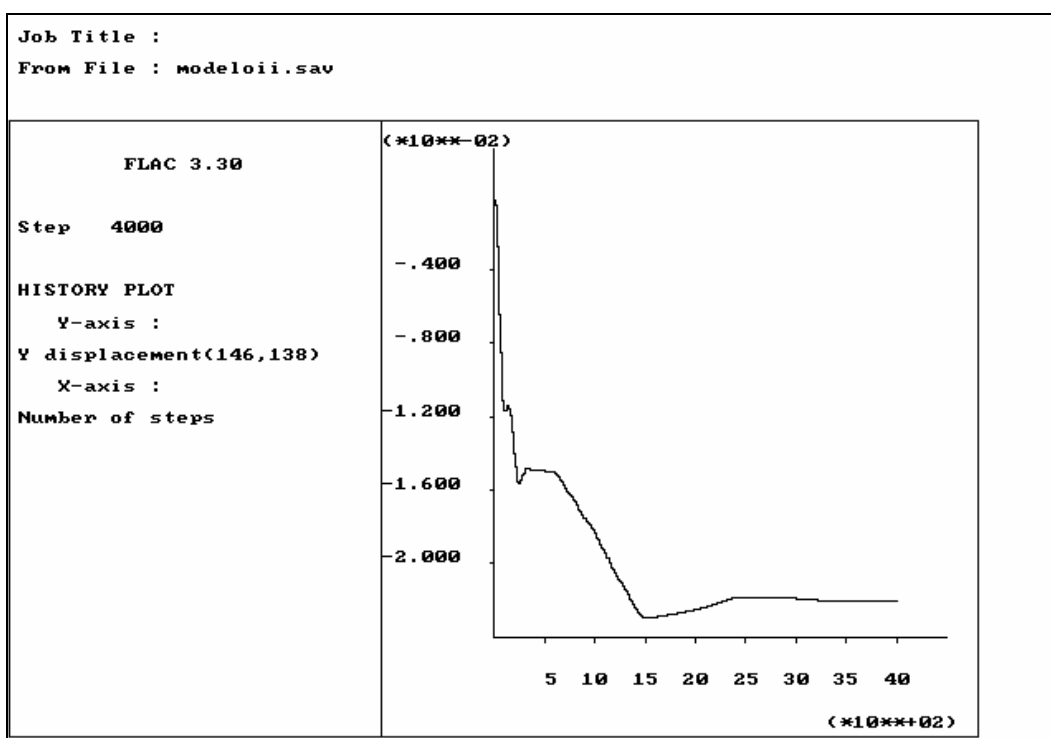


FIGURA 6.40 - Deslocamento tendendo a um valor constante.

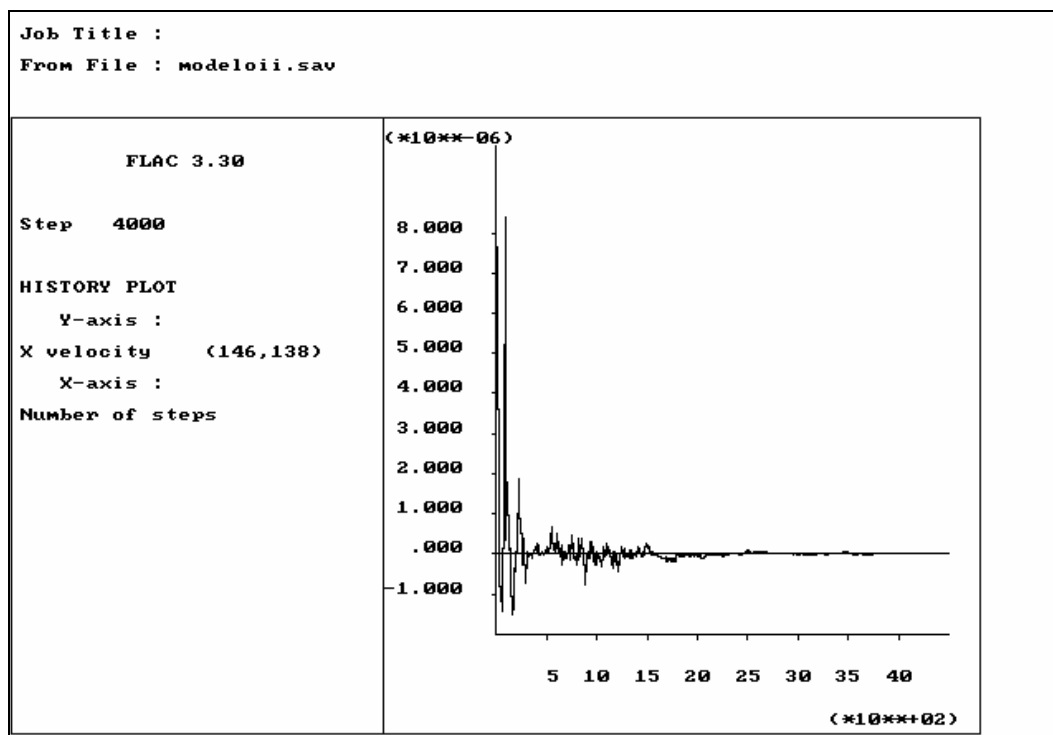


FIGURA 6.41 - Velocidade tendendo a zero na condição inicial de equilíbrio.

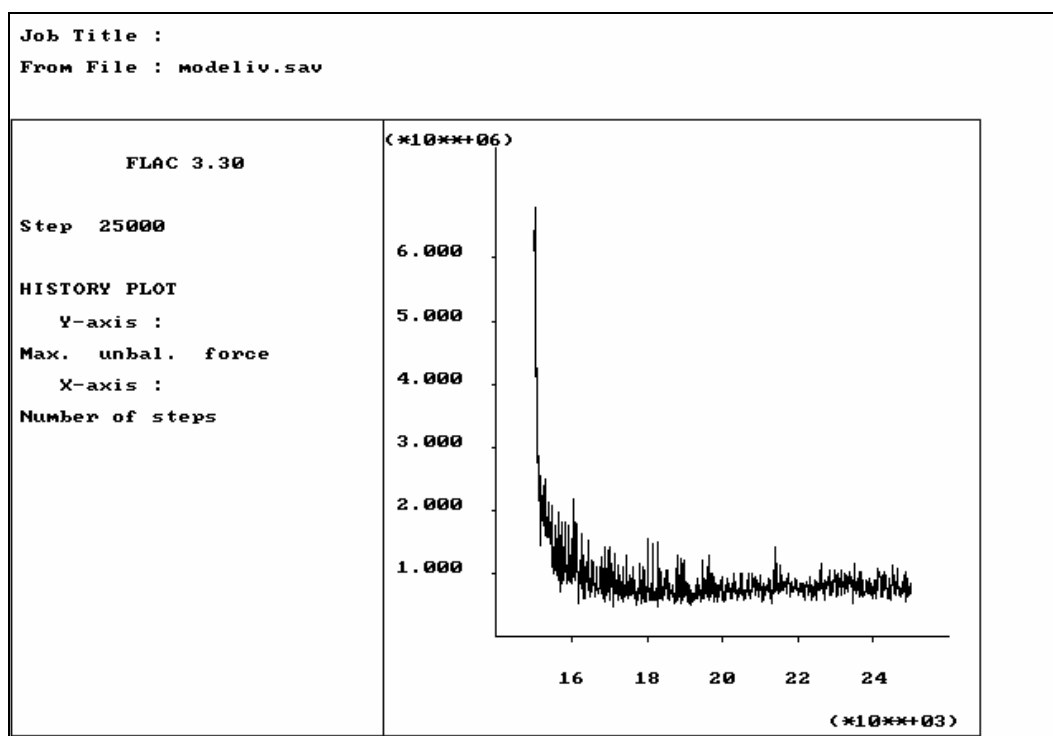


FIGURA 6.42 - Força desbalanceada, após a escavação, tendendo a um valor constante diferente de zero.

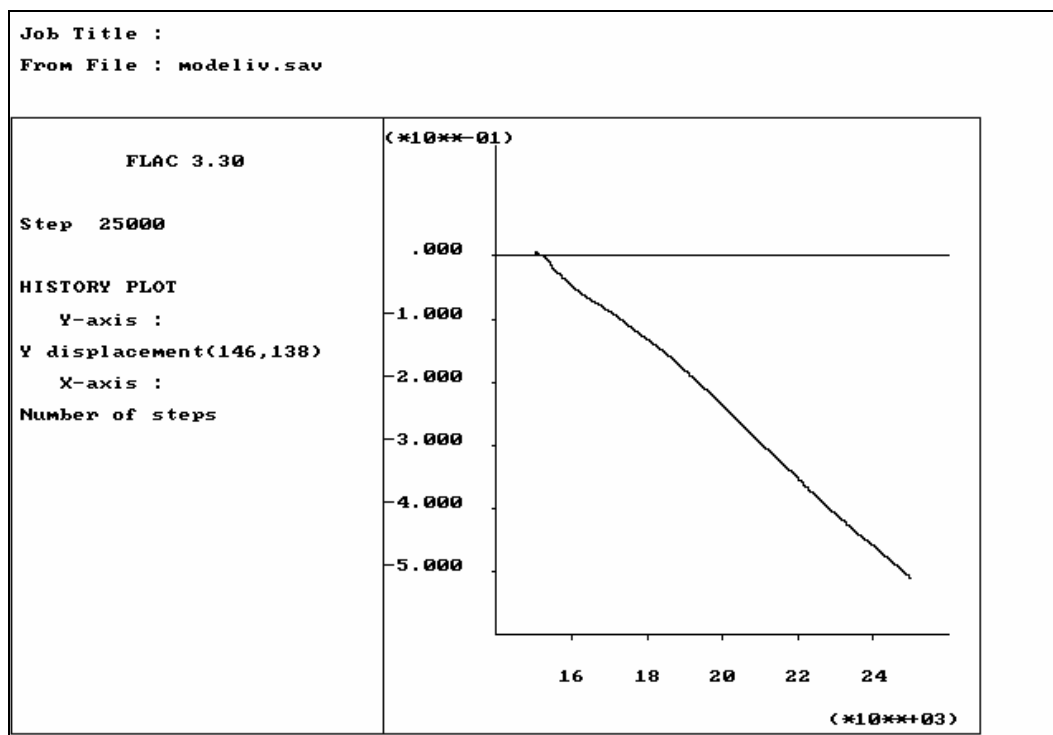


FIGURA 6.43 - Deslocamento constante, mostrando que o modelo se encontra em fluxo plástico.

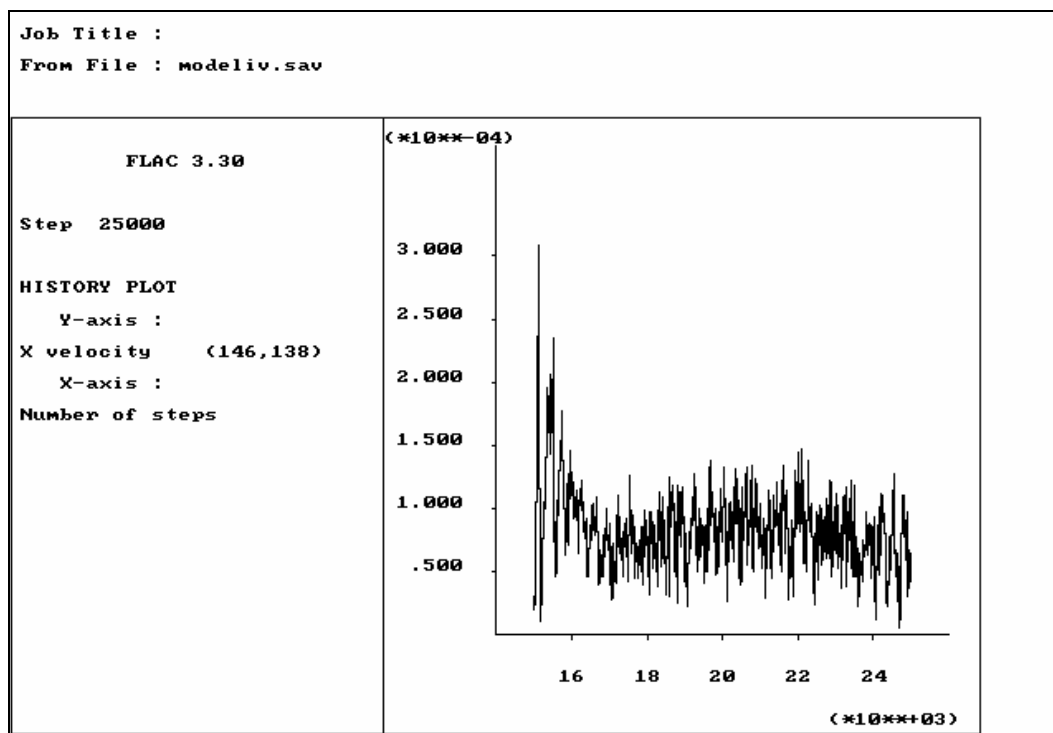


FIGURA 6.44 - Gráfico de velocidade sem mostrar sinal de desaceleração.

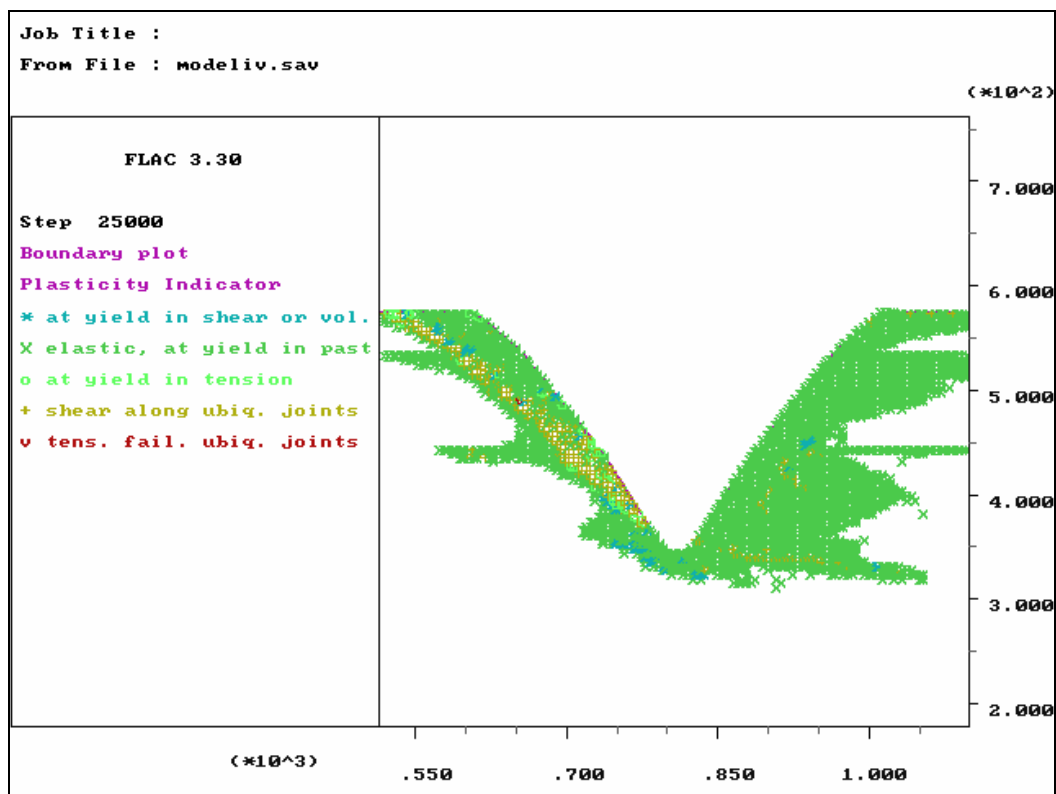


FIGURA 6.45 - Visão geral do talude escavado e os indicadores de plasticidade.

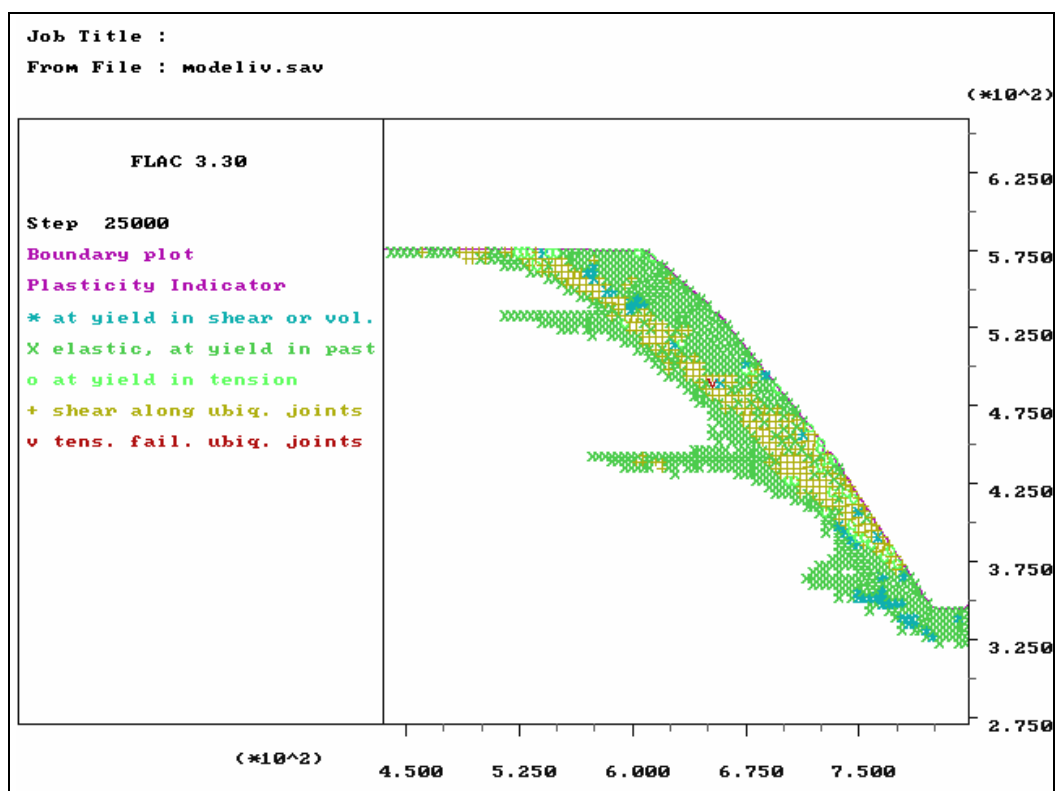


FIGURA 6.46 - Detalhe da figura anterior mostrando os cisalhamentos ao longo das juntas ubíquas.

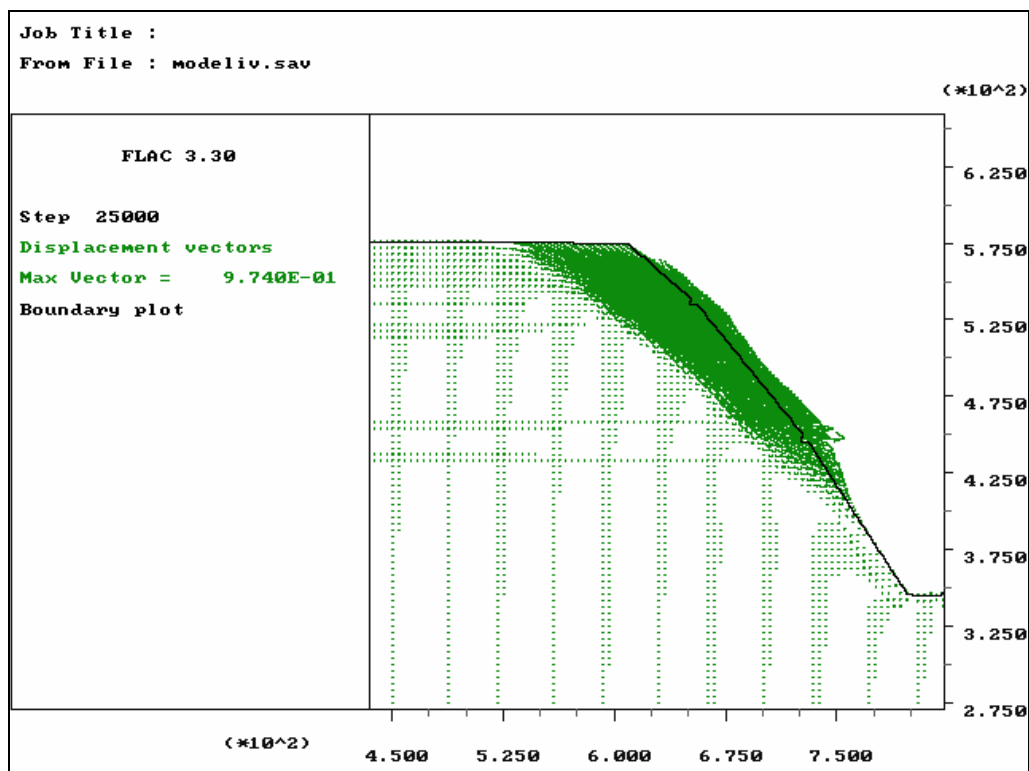


FIGURA 6.47 - Vetores de deslocamento do modelo teórico, onde se observa que as maiores movimentações ocorreram nos maciços classe III e V e na porção superior do maciço classe II.

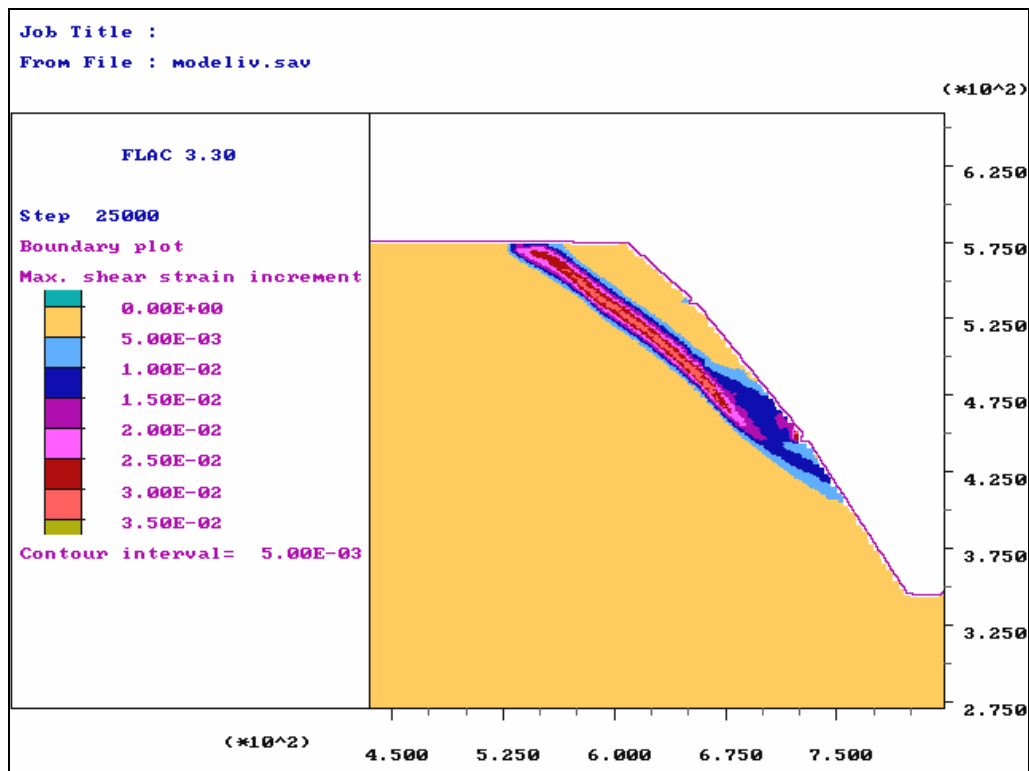


FIGURA 6.48 - Incremento das deformações cisalhantes mostrando nitidamente o plano basal de ruptura.

Esse resultado mostra a grande influência que a altura do talude possui em relação ao tombamento flexural porque, apesar dos ângulos para cada classe de maciço terem sido respeitados; para a altura total de 216m, o ângulo global de 50° não satisfaz a condição de estabilidade correspondente ao ábaco do maciço classe II que está na base do talude.

Para se utilizar as cartas de estabilidade será necessário sempre adotar critérios globais, ou seja, analisar as alturas totais a partir da base de cada classe de maciço e não por camadas individuais. Para o maciço que se encontra no pé do talude deve-se considerar a altura total do mesmo e consultar a carta correspondente à classe, porque as tensões ali atuantes correspondem a da altura total. Para um maciço em posição intermediária deve-se considerar a altura a partir da base do mesmo porque as tensões atuantes nesse ponto correspondem a essa altura e consultar a carta da classe correspondente, e assim sucessivamente se houver mais classes. A partir da composição desses ângulos obtem-se um ângulo global para o talude (Figura 6.49).

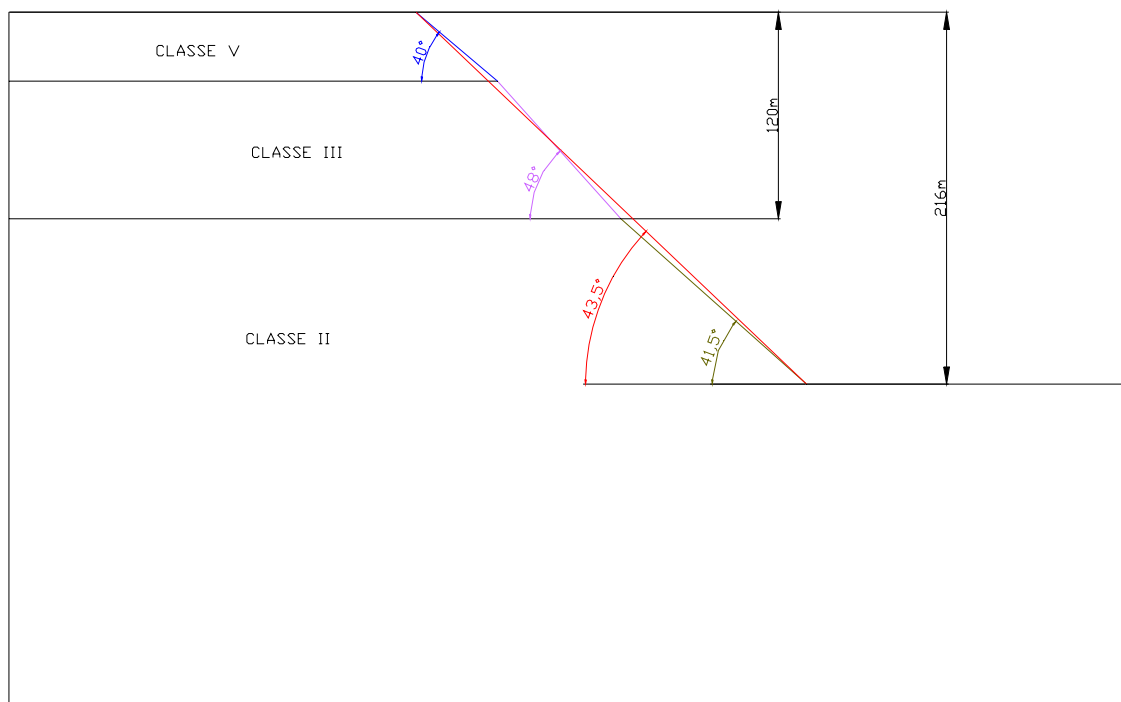


FIGURA 6.49 - Exemplo de consulta às cartas de estabilidade.

Neste caso, como no pé do talude tem-se maciço classe II e a altura total do mesmo é de 216m, pela carta de estabilidade o ângulo permitido para que o talude se mantenha estável ao tombamento flexural, considerando as respectivas geometrias e classe, é de 41,5°. Esse ângulo deve ser seguido somente no trecho do talude em maciço classe II. No trecho intermediário do talude encontramos um maciço classe III. Da base dessa classe até a superfície tem-se uma altura de 120m. Consultando a respectiva carta tem-se um ângulo de 48°. Novamente, esse ângulo deve ser seguido somente no trecho correspondente ao maciço classe III. E por fim o maciço classe V com um ângulo de 40°. Com essa composição de ângulos, o ângulo global ficou com 43,5° (Figura 6.49).

Dessa forma, garante-se que o talude não vá romper em nenhum ponto e trabalha-se a favor da segurança, como pode ser visto nas figuras 6.50 à 6.52.

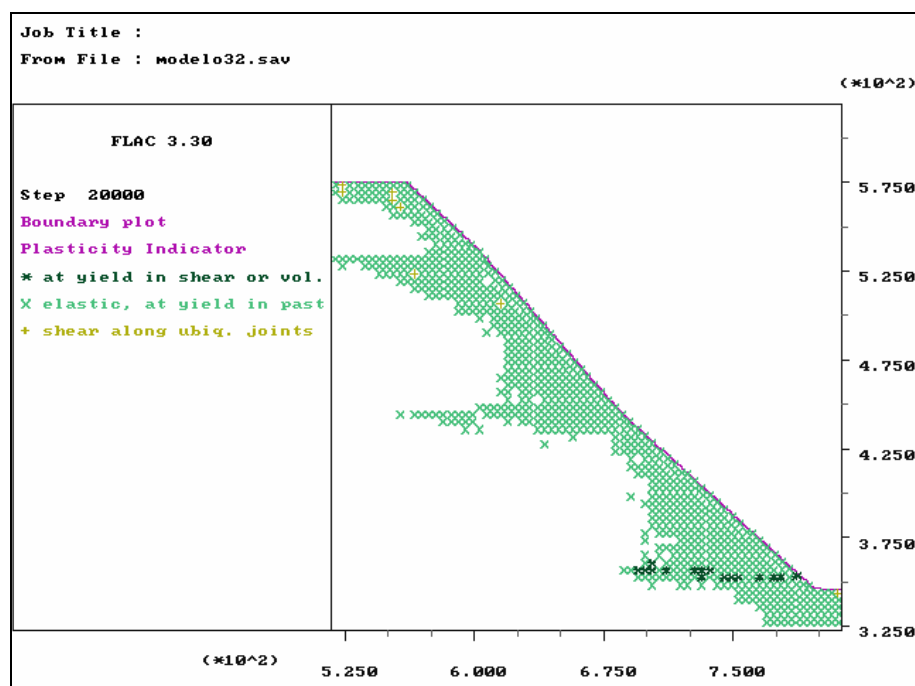


FIGURA 6.50 – Indicadores de plasticidade do modelo teórico mostrando não haver deslizamento entre as lâminas.

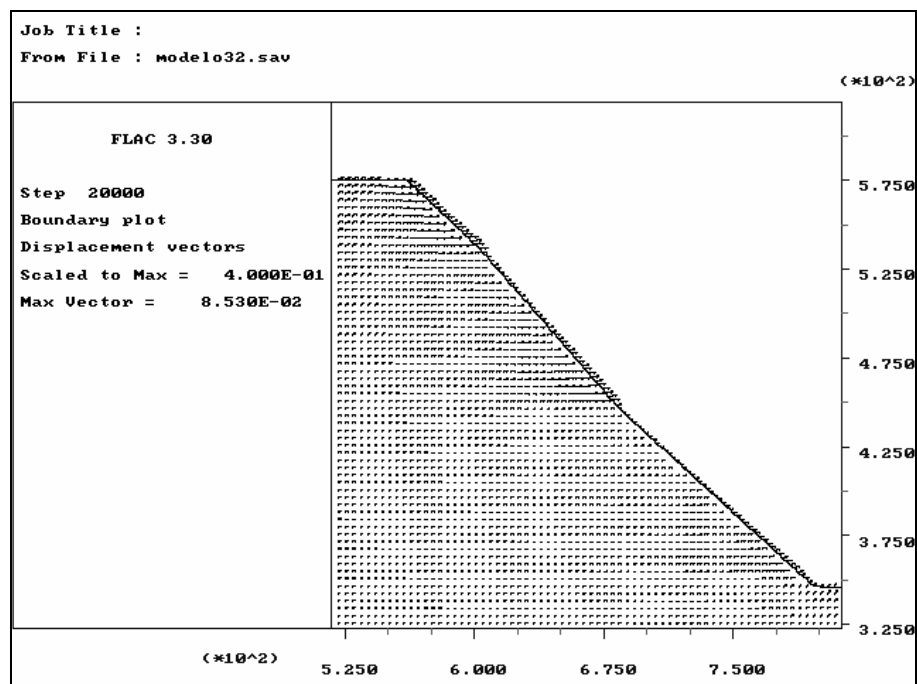


FIGURA 6.51 – Vetores de deslocamento mostrando uma condição de equilíbrio.

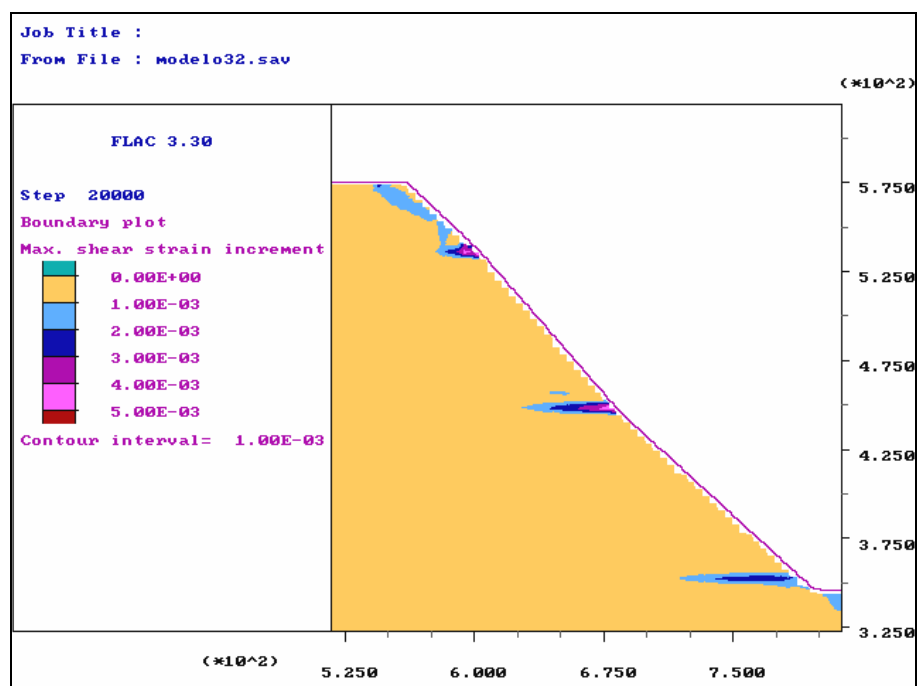


FIGURA 6.52 – Incremento da deformação cisalhante não mostrando a formação de um plano basal de ruptura.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O mecanismo de tombamento flexural, como foi visto, é bastante complexo e ainda há muito o que se estudar. Esta dissertação se propôs a jogar uma luz nos estudos desse tipo de mecanismo para que outros profissionais possam aprofundar ainda mais a pesquisa nesse assunto.

Deste trabalho pôde-se perceber que, realmente, o método numérico se apresenta como o mais adequado no estudo desse tipo de mecanismo, pois permite a modelagem de grandes deformações e, como visto no modelo teórico (Figura 6.45), pode ocorrer do método de equilíbrio-limite para rupturas circulares e não circulares, comumente utilizado no dimensionamento de taludes, não mostrar o potencial de ruptura de um talude por tombamento. Enquanto que as cartas de estabilidade para diferentes alturas e classes de maciço, geradas a partir das análises, mostraram também que, o critério cinemático de Goodman & Bray (1976) por vezes pode ser conservador ou arrojado.

O uso dessas cartas, como método de avaliação da estabilidade de taludes sujeitos a tombamento, deve ser em caráter preliminar, uma vez que as análises numéricas foram levadas a termo considerando os taludes como meios homogêneos, constituídos por filitos/xistos em condição drenada. Como a geologia de uma região determinada pode ser complexa e também devido ao fato de os parâmetros adotados neste trabalho corresponderem a um valor médio, encontrado com base tanto na literatura quanto em resultados de ensaios diversos, os resultados têm um valor muito mais qualitativo do que quantitativo. Para estudos específicos em uma determinada região, é de suma importância a realização de ensaios geotécnicos para determinação dos parâmetros geomecânicos dos diferentes litotipos a serem analisados.

Para um aprimoramento dos resultados apresentados, sugere-se que estudos futuros sejam realizados, considerando a influência da variação do k bem como a influência de diferentes níveis d'água nos resultados apresentados.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADACHI, T.; OHNISHI, Y. and ARAI, K. (1991). "Investigation of Toppling Slope Failure at Route 305 in Japan," in *Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics (Aachen, Germany, September 1991)*, Vol. 2, pp. 843-846. W. Wittke, Ed. Rotterdam: A. A. Balkema.
- ADHIKARY, D.; DYSKIN, A.V. and JEWELL, R.J. (1996). Numerical Modelling of the Flexural Deformation of Foliated Rock Slopes. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 33 (6): 595-606.
- ADHIKARY, D.; DYSKIN, A.V. and JEWELL, R.J. (1995). Modelling of Flexural Toppling Failures of Rock Slopes. 8th Int. Congress. on Rock Mech., Tokyo, Japão. 379-382.
- ADHIKARY, D.; DYSKIN, A.V.; JEWELL, R.J. and STEWART, D.P. (1997). A Study of the Mechanism of Flexural Toppling Failure of Rock Slopes. In: *Rock Mech. Rock Engng.* 30 (2): 75-93.
- ARCHAMBAULT, G. & LADANYI, B. (1994). Failure of Jointed Rock Masses by Kink Zone Instability: an important and dangerous mode of rupture. Eurock'94. Rotterdam: Balkema, 761-769.
- 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.
- BOBET, A. (1999). Analytical Solutions for Toppling Failure. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 36: 971-980.

- BRAY, J. W. & GOODMAN, R. E. (1981). The Theory of Base Friction Models. In: J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. 18: 453-468.
- CASTRO, W. J. (2004). Síntese de Estudos de Estabilidade de Taludes – Minas de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero. Dissertação de Mestrado (em andamento), Depto. De Eng^a Civil, EM/UFOP.
- DAWSON, E. M. & CUNDALL, P. A. (1996). Slope Stability Using Micropolar Plasticity. Rock Mechanics, Aubertin *et al.* (eds). Rotterdam: Balkema. 551-558.
- FIGUEIREDO, R. P. (1990) Aplicações da Técnica de Relaxação Dinâmica à Solução de Problemas Geotécnicos, Dissertação de Mestrado, Depto. de Eng^a Civil, PUC-RIO.
- FIGUEIREDO, R. P. & LANA, M. S. (1999). Análise da estabilidade do talude final na mina de Timbopeba. REM: Revista da Escola de Minas, v. 52, nº 4 (out-dez), pp. 239-244.
- FROLDI, P. & LUNARDI, P. (1995). Buckling Failure Phenomena and Their Analysis. In: Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed). 595-604.
- GIANI, G. P. (1992). Rock Slope Stability Analysis. Rotterdam: Balkema.
- GOLDER (2003). Estudo de Estabilidade e Dimensionamento de Taludes da Cava de Expansão da Mina de Gongo Soco, Barão de Cocais. Relatório interno.
- GOLDER (2003). Estudos geotécnicos do talude oeste da Cava de Cachorro Bravo, Mineração Córrego do Sítio, Santa Bárbara. Relatório interno.
- GOODMAN, R. E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. New York: John Wiley and Sons.

- GOODMAN, R. E. & BRAY, J. W. (1976). Toppling of Rock Slopes. Proc. Rock Eng. For Foundations and Slopes, boulder. 2: 201-234.
- HOEK, E. & BRAY, J. W. (1977). Rock Slope Engineering. Cambridge: The Institution of Mining and Metallurgy.
- HOEK, E. & BROWN, E. (1980). Underground excavations in rock. London: IMM, 527p.
- HUDSON, J. A. & HARRISON, J. P. (1997). Engineering Rock Mechanics: an introduction to the principles. New York: Elsevier Science Inc.
- HUNT, G. W.; PELETIER, A. and WADEE, M. A. (2000). The Maxwell Stability Criterion in Pseudo-Energy Models of Kink Banding. In: J. Struct. Geol. 22: 669-681.
- ITASCA (1995). Manual do FLAC.
- MARTIN, D. C. & MEHR, E. F. (1993). Assessment of slope deformation and deep seated instability in the Cassiar open pit. CIM Bulletin, 86. N° 972, 58-67.
- NICHOL, S. & HUNGR, O. (2001). Brittle and ductile toppling of large rock slopes. Canadian Geotechnical Journal.
- NILSEN, B. (1987). Flexural buckling of hard rock – a potential failure mode in high rock slopes? 6th Int. Congr. On Rock Mechanics, Montreal. 457-461.
- PATERSON, M. S. & WIESS, L. E. (1966). Experimental Deformation and Folding in Phyllite. Bull. Geol. Soc. Am. 77: 343-374.

- PITEAU, D. R.; STEWART, A. F. and MARTIN, D. C. (1981). Design Examples of Open Pit Slopes Susceptible to Toppling. In: Stability in Surface Mining. Brawner (ed). Soc. Min. Eng. of AIME, Vancouver. 3: 679-712.
- PRICE, N. J. & COSGROVE, J. C. (1991). Analysis of Geological Structures. Cambridge: University Press.
- PRITCHARD, M. A. & SAVIGNY, K. W. (1990). Numerical Modelling of Toppling. In: Can. Geotech. J. 27: 823-834.
- QIN, S.; JIAO, J.J. and WANG, S. (2001). A Cusp Catastrophe Model of Instability of Slip-Buckling Slope. In: Rock Mech. Rock Engng. 34 (2): 119-134.
- RENOBALES, T. S. de (1987). Strata buckling in foot wall slopes in coal mining. 6th Int. Congr. On Rock Mechanics, Montreal. 527-531.
- ROCSICENCE (2001). Manual do Rocklab.
- SAGASETA, C. (1986). On the Modes of Instability of a Rigid Block on an Inclined Plane. In: Rock Mech. Rock Engng. 19: 261-266.
- SBC (2002). Estudos de estabilidade de taludes da Mina do Pico, MBR. Relatório interno.
- SBC (2000). Estudo de estabilidade do talude oeste da mina Pau Branco, V&M. Relatório interno.
- SBC (1999). Estudos de Estabilidade e Reavaliação do Dimensionamento Preliminar dos Taludes Oeste, ETA e Sudeste da Mina de Timbopeba, CVRD. Relatório interno.

- SHIMIZIU, Y.; AYDAN, Ö. and KAWAMOTO, T. (1993). Several Toppling Failures in Japan and Their Back Analysis. In: Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering. Paşamehmetoğlu *et al.* (eds). Balkema, Róterdam. 879-885.
- SJÖBERG, J. (1999). Analysis of Large Scale Rock Slopes. Doctoral Thesis, Division of Rock Mechanics. Luleå University of Technology, Sweden.
- STEAD D., EBERHARDT, E., COGGAN, J. and BENKO, B. (2001). Advanced Numerical Techniques in Rock Slope Stability Analysis – Applications and Limitations. LANDSLIDES – Causes, Impacts and Countermeasures Davos, Switzerland. 615-624.
- WONG, R.H.C. & CHIU, M. (2001). A Study on failure mechanism of block-flexural toppling by physical modeling testing. Rock Mech. in the National Interest. Elsworth, Tinucci & Heasley, Eds. 989-995.
- ZANBAK, C. (1983). Design Charts for Rock Slopes Susceptible to Toppling. In: J. Geotech. Engng. 109 (8): 1039-1062.
- ZENÓBIO, A. A. (2000). Avaliação Geológica-geotécnica de Encostas Naturais Rochosas: Área urbana de Ouro Preto (MG). Dissertação de Mestrado, Escola de Eng^a de São Carlos – USP.