

TALUDES ROCHOSOS REFORÇADOS – COMPARAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS COM SOLUÇÕES ANALÍTICAS EXPLÍCITAS

DIOGO FERNANDO CALDAS PIRES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha
Menezes

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família

As dificuldades são o aço estrutural que entra na construção do caráter

Carlos Drummond de Andrade

AGRADECIMENTOS

A primeira palavra de agradecimento vai para o orientador desta dissertação, o Prof. José Eduardo Tavares Quintanilha Menezes por toda a atenção, apoio e disponibilidade com que sempre me recebeu, privilegiando-me com o seu conhecimento.

A todos os meus colegas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que sempre me motivaram para o desenvolvimento deste trabalho. Em especial, gostaria de destacar a ajuda do meu companheiro e amigo Bruno Silva, sem o qual, o caminho para a finalização deste trabalho teria sido muito mais árduo.

A toda a minha família, em especial à minha irmã, a quem dedico este trabalho, que sempre me acompanhou com toda a paciência, compreensão e afecto.

Por último, aos meus amigos de Melgaço por estarem sempre presentes quando é preciso.

RESUMO

A presente dissertação tem como objectivo principal a comparação entre soluções analíticas explícitas e resultados de cálculo com modelos numéricos de situações de instabilidade em taludes rochosos.

Numa fase introdutória são referidos os factores que influenciam a estabilidade de taludes rochosos, os critérios de rotura nos planos de descontinuidade e os tipos de instabilidades que podem ocorrer.

Dos vários tipos de instabilidades em taludes rochosos são analisados 4 tipos de roturas: deslizamento de uma cunha sobre uma superfície de descontinuidade, rotura por deslizamento de 2 blocos interactivos, *toppling* e rotura circular.

As soluções analíticas apresentadas no estudo baseiam-se no método de equilíbrio limite. São apresentadas as expressões analíticas para vários tipos de solicitações: peso próprio, acção sísmica, pressões de água e acção de forças exteriores de reforço em simultâneo com pressões de água. Nesta dissertação é também apresentada a análise da segurança através dos Estados Limites do EC7.

A análise numérica de estabilidade de taludes rochosos é efectuada através de modelos 2D pelos programas *RocPlane*, *Slope/W* e principalmente pelo *Phase*².

Os resultados obtidos demonstram a facilidade em utilizar modelos numéricos validados por soluções analíticas na análise de estabilidade de taludes rochosos e por este motivo são apontadas algumas linhas de desenvolvimento futuro da investigação no tema.

PALAVRAS-CHAVE: talude rochoso, análise de estabilidade, método de equilíbrio limite, modelos numéricos, descontinuidade.

ABSTRACT

This dissertation has as main objective the comparison between explicit analytical solutions and results of calculations with numerical models of situations of instability on rock slopes.

An introductory section gives some references relating factors that influence the stability of rock slopes, failure criteria discontinuity surfaces and the types of instabilities that may occur.

Four different types of instabilities in rock slopes are analyzed: a wedge sliding on a discontinuity, failure by sliding of 2 interactive blocks, toppling and circular failure.

The analytical solutions presented in the study are based on the limit equilibrium method. Analytical expressions are presented for various types of requests: gravity, seismic action, water pressures and external forces simultaneously with water pressure. This dissertation also presents the safety analysis using limit states of EC7.

The numerical analysis of rock slopes stability is done with 2D models from programs *RocPlane*, *Slope/W* and *Phase²*.

The results obtained show the ease of using numerical models validated by analytical solutions in the analysis of rock slopes stability and for this reason some lines of future development are given for investigation on the theme.

KEYWORDS: rock slope, stability analysis, limit equilibrium method, numerical models, discontinuity.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJECTIVOS, ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO.....	1
1.2. ESTRUTURAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	1
2. FACTORES INFLUENTES NA ESTABILIDADE DE TALUDES	3
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
2.1.1. ESTRATIGRAFIA E LITOLOGIA	4
2.1.2. ESTRUTURA GEOLÓGICA E DESCONTINUIDADES	4
2.1.3. CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS.....	4
2.1.4. PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DOS SOLOS E MACIÇOS ROCHOSOS	7
2.1.5. TENSÕES NATURAIS	8
2.1.1. OUTROS FACTORES	9
2.2. RESISTÊNCIA AO CORTE NOS PLANOS DE DESCONTINUIDADE	9
2.2.1. DESCONTINUIDADES PLANAS E LISAS	10
2.2.2. DESCONTINUIDADES RUGOSAS	11
2.2.3. CRITÉRIO DE BARTON E CHOUBEY	13
2.2.4. COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO INSTANTÂNEO	14
2.2.5. INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DA ÁGUA.....	15
3. TIPO DE INSTABILIDADE EM TALUDES ROCHOSOS	17
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	17
3.2. ROTURA PLANAR	18
3.3. ROTURA POR DESLIZAMENTO DE UM CUNHA	19
3.4. ROTURA POR <i>TOPPLING</i>	19
3.5. ROTURA CIRCULAR	20
3.6. OUTROS TIPOS DE ROTURA.....	21

3.7. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	23
3.8. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE EM TALUDES ROCHOSOS	24
3.9. EUROCÓDIGO 7 (EC7).....	26

4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	29
4.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE DESLIZAMENTO PLANAR	29
4.2.1. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO	29
4.2.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS DE INÉRCIA SÍSMICAS.....	32
4.2.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA	33
4.2.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO, FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA E FORÇA APLICADA POR UMA ANCORAGEM.....	35
4.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE DESLIZAMENTO DE UM TALUDE CONSTITUÍDO POR 2 BLOCOS	36
4.3.1. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO	36
4.3.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS DE INÉRCIA SÍSMICAS.....	41
4.3.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA	42
4.3.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO, FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA E FORÇA APLICADA POR UMA ANCORAGEM.....	44
4.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDE SUJEITO A TOPPLING	46
4.4.1. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO	46
4.4.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS DE INÉRCIA SÍSMICAS.....	51
4.4.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA	52
4.4.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO, FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA E FORÇA APLICADA POR UMA ANCORAGEM.....	55
4.5. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE SUPERFÍCIES DE DESLIZAMENTO CIRCULARES. MÉTODO DAS FATIAS	56
4.5.1. MÉTODO DE FELLENIOUS.....	58
4.5.2. MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	58

5. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.....

5.1. DIPS	61
5.2. ROCPLANE	64
5.3. SWEDGE	67

5.4. <i>PHASE</i>²	68
5.5. <i>SLOPE/W</i>	69

6. CARACTERIZAÇÃO DOS TALUDES EM ESTUDO E MODELAÇÃO NOS PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	71
6.2. GEOMETRIA DOS TALUDES EM ANÁLISE	71
6.2.1. TALUDE SUSCEPTÍVEL A ROTURA DE UMA CUNHA	71
6.2.2. TALUDE SUSCEPTÍVEL A ROTURA DE 2 BLOCOS	72
6.2.3. TALUDE SUSCEPTÍVEL A ROTURA POR <i>TOPPLING</i>	73
6.2.4. TALUDE SUJEITO A ROTURA CIRCULAR	75
6.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E COEFICIENTES SÍSMICOS UTILIZADOS	75
6.4. MODELAÇÃO NO PROGRAMA <i>PHASE</i>²	76
6.5. MODELAÇÃO NO PROGRAMA <i>ROCPLANE</i>	80
6.6. MODELAÇÃO NO PROGRAMA <i>SLOPE/W</i>	80

7. RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS DOS TALUDES EM ANÁLISE

7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	83
7.2. TALUDE CONSTITUÍDO POR UMA CUNHA	83
7.2.1. RESULTADOS ANALÍTICOS	83
7.2.2. RESULTADOS NUMÉRICOS	84
7.2.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS	88
7.3. TALUDE CONSTITUÍDO POR 2 BLOCOS	89
7.3.1. RESULTADOS ANALÍTICOS	89
7.3.2. RESULTADOS NUMÉRICOS	90
7.3.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS	95
7.4. TALUDE CONSTITUÍDO POR 16 BLOCOS SUSCEPTÍVEIS A ROTURA POR <i>TOPPLING</i>	96
7.4.1. RESULTADOS ANALÍTICOS	96
7.4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS	97
7.4.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS	100
7.5. TALUDE SUJEITO A ROTURA CIRCULAR	100

7.5.1. RESULTADOS DO <i>SLOPE/W</i>	100
7.5.2. RESULTADOS DO <i>PHASE</i> ²	101
7.5.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DO <i>SLOPE/W</i> E <i>PHASE</i> ²	103

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS..... 105

8.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO	105
--	-----

8.2. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106
---	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. – Esquema do nível freático num talude segundo a distribuição dos materiais (Vallejo, 2002).	6
Fig.2.2. – a) Distribuição triangular de pressões da água num único plano de descontinuidade; b) Distribuições triangulares de pressões em caso de existência de fissura de tracção. (Vallejo, 2002) ...	7
Fig.2.3. – Corte esquemático de uma máquina de ensaio de corte directo, utilizada para determinação da resistência ao deslizamento de descontinuidades (Hoek, 2006).....	10
Fig.2.4. – a) Curvas típicas tensão tangencial τ - deslocamento tangencial δ para descontinuidades planas; b) Resistência ao corte teórica de uma descontinuidade plana (Hoek, 2006).....	11
Fig.2.5. – Influência do ângulo de rugosidade na resistência ao corte da descontinuidade (Vallejo, 2002)	12
Fig.2.6. – a) Curvas típicas tensão tangencial τ - deslocamento tangencial δ para descontinuidades rugosas; b) Critério de rotura bilinear para descontinuidades rugosas (Vallejo, 2002)	13
Fig.2.7. – Determinação da coesão c_i e ângulo de atrito ϕ_i instantâneos relativos a critérios de rotura não linear (Hoek, 2006).....	14
Fig.3.1. – Rotura planar e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999).....	18
Fig.3.2. – Rotura em cunha e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)	19
Fig.3.3. – Rotura por <i>toppling</i> e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)	20
Fig.3.4. – Rotura circular e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)	21
Fig.3.5. – a) <i>Rock slumping</i> ; b) <i>Slide base toppling</i> ; c) <i>Slide toe Toppling</i> ; d) <i>Slide head toppling</i> (Goodman, 2000)	21
Fig.3.6. – a) Rotura por encurvadura; b) <i>Slide base rupture</i> (Goodman, 2000)	23
Fig.4.1. – Representação das forças actuantes na cunha.....	30
Fig.4.2. – Decomposição do peso próprio segundo o ângulo α	31
Fig.4.3. – Decomposição das forças do peso próprio durante um sismo	32
Fig.4.4. – Talude esquemático com nível freático.....	33
Fig.4.5. – Representação das forças resultante das pressões de água.....	34
Fig.4.6. – Talude constituído por uma cunha estabilizado por uma ancoragem	35
Fig.4.7. – Talude constituído por 2 blocos	37
Fig.4.8. – Representação das forças actuantes no bloco 2.....	37
Fig.4.9. – Decomposição da força I segundo o ângulo ϕ	37
Fig.4.10. – a) Decomposição da vertical da força I segundo o ângulo α_2 ; b) Decomposição da horizontal da força I segundo o ângulo α_2	38
Fig.4.11. – Representação das forças actuantes no bloco 1.....	38
Fig.4.12. – Decomposição da força I segundo o ângulo ϕ	39

Fig.4.13. – a) Decomposição da vertical da força I segundo o ângulo α_1 ; b) Decomposição da horizontal da força I segundo o ângulo α_1	39
Fig.4.14. – Talude esquemático com nível freático	42
Fig.4.15. – Pressões de água no bloco 2	43
Fig.4.16. – Pressões de água no bloco 1	43
Fig.4.17. – Talude constituído por 2 blocos estabilizado por uma ancoragem	45
Fig.4.18. – Talude composto por blocos sujeitos a rotura por <i>toppling</i>	46
Fig.4.19. – Forças actuantes no bloco n sujeito a <i>toppling</i>	47
Fig.4.20. – Condições de equilíbrio limite para <i>toppling</i> no bloco n	48
Fig.4.21. – Condições de equilíbrio limite para deslizamento no bloco n	49
Fig.4.22. – Representação as pressões de água para $y_{w,n-1}$ menor que $y_{w,n}$	53
Fig.4.23. – Representação as pressões de água para $y_{w,n-1}$ maior que $y_{w,n}$	54
Fig.4.24. – Bloco 1 de um sistema de blocos sujeitos a <i>toppling</i> , estabilizado por uma ancoragem ...	55
Fig.4.25. – Cunha de deslizamento analisada pelo método das fatias	56
Fig.5.1. – Diagrama de curvas de isodensidade de concentração de pólos	61
Fig.5.2. – Orientações médias de cada família de descontinuidades	62
Fig.5.3. – Deslizamento planar da família 3 de descontinuidades	63
Fig.5.4. – Instabilidade por <i>toppling</i> da família 4	63
Fig.5.5. – Dados geométricos	65
Fig.5.6. – Modelo de resistência ao corte da superfície de deslizamento	65
Fig.5.7. – Janela de adição de pressões de água, forças exteriores e coeficiente sísmico	66
Fig.5.8. – Dados geométricos e capacidade de uma ancoragem	66
Fig.5.9. – Exemplo de talude analisado no <i>RocPlane</i>	67
Fig.5.10. – a) Aplicação do método SSR e respectivo factor de segurança; b) Mecanismo de rotura e deslocamentos no maciço	69
Fig.5.11. – Exemplo de talude analisado no <i>Slope/W</i>	70
Fig.6.1. – Talude com possível instabilidade por deslizamento	72
Fig.6.2. – Talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos – exemplo 1	72
Fig.6.3. – Talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos – exemplo 2	73
Fig.6.4. – Talude com possível instabilidade por <i>toppling</i> (adaptado de Hoek e Bray, 1999)	74
Fig.6.5. – Talude com possível rotura circular	75
Fig.6.6. – Modelo de talude com possível instabilidade por deslizamento no <i>Phase</i> ²	76
Fig.6.7. – Modelo de talude com possível instabilidade por deslizamento com nível freático no <i>Phase</i> ²	76

Fig.6.8. – Modelo do exemplo 1 do talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos no <i>Phase</i> ²	77
Fig.6.9. – Modelo do exemplo 1 do talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos com nível freático no <i>Phase</i> ²	78
Fig.6.10. – Modelo do exemplo 2 do talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos no <i>Phase</i> ²	78
Fig.6.11. – Modelo de talude susceptível a instabilidade por <i>toppling</i> no <i>Phase</i> ²	79
Fig.6.12. – Modelo de talude susceptível a instabilidade por <i>toppling</i> com nível freático no <i>Phase</i> ² ...	79
Fig.6.13. – Modelo talude com possível rotura circular no <i>Phase</i> ²	79
Fig.6.14. – Modelo do talude sujeito a deslizamento planar de uma cunha no <i>RocPlane</i>	80
Fig.6.15. – Modelo do talude com possível rotura circular no <i>Slope/W</i>	81
Fig.7.1. – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por uma cunha	85
Fig.7.2. – Deformada do talude constituído por uma cunha	85
Fig.7.3. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 25^\circ$)	86
Fig.7.4. – Gráfico deslocamento total – ângulo de atrito para peso próprio e pressões de água do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 33.8^\circ$)	86
Fig.7.5. – Gráfico deslocamento total – ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 29.4^\circ$)	87
Fig.7.6 – Gráfico deslocamento total – ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 29.8^\circ$)	87
Fig.7.7. – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por 2 blocos – exemplo 1	90
Fig.7.8 – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por 2 blocos – exemplo 2	90
Fig.7.9 – Deformada do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1	91
Fig.7.10 – Deformada do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2	91
Fig.7.11. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1 (valor analítico de $\phi = 35.5^\circ$)	92
Fig.7.12. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e pressões de água do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1 (valor analítico de $\phi = 44.2^\circ$)	92
Fig.7.13. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1 (valor analítico de $\phi = 39.7^\circ$)	93

Fig.7.14. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1 (valor analítico de $\phi = 40.2^\circ$).....	93
Fig.7.15. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2 (valor analítico de $\phi = 47.5^\circ$)	94
Fig.7.16. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2 (valor analítico de $\phi = 51.6^\circ$).....	94
Fig.7.17. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2 (valor analítico de $\phi = 52.1^\circ$).....	95
Fig.7.18 – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i>	97
Fig.7.19. – Deformada do talude constituído por 16 blocos susceptível de <i>toppling</i>	97
Fig.7.20. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i> (valor analítico de $\phi = 38.2^\circ$).....	98
Fig.7.21. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e pressões de água do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i> (valor analítico de $\phi = 41.6^\circ$).....	98
Fig.7.22. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i> (valor analítico de $\phi = 40.7^\circ$).....	99
Fig.7.23. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i> (valor analítico de $\phi = 40.9^\circ$).....	99
Fig.7.24. – Método de Bishop Simplificado	101
Fig.7.25. – Modelo de rotura e tensões máximas de corte para factores de segurança de 1.28.....	102
Fig.7.26. – Modelo de rotura e tensões máximas de corte para factores de segurança de 1.5.....	102
Fig.7.27. – Deslocamentos totais no talude para $FS = 1.28$	103
Fig.8.1. – Modelo de talude sujeito a rotura <i>Slide Toe Toppling</i> no <i>Phase</i> ²	106
Fig.8.2. – a) <i>Rock slumping</i> ; b) <i>Slide base toppling</i> ; c) <i>Toppling toe slide</i> ; d) <i>Slide head toppling</i> ; e) Rotura por encurvadura; f) <i>Slide base rupture</i> (Goodman, 2000).....	107
Fig.8.3. – Modelo de talude constituído por 2 materiais no <i>Phase</i> ²	107

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. – Factores influentes na instabilidade dos taludes (Vallejo, 2002)	3
Quadro 3.1. – Outros modos de rotura em taludes rochosos (Goodman, 2000)	22
Quadro 3.2. – Coeficientes de segurança parciais para as acções (γ_F) – Abordagem de Cálculo 1 do EC7.....	28
Quadro 3.3. – Coeficientes de segurança parciais para as propriedades do terreno (γ_M) – Abordagem de Cálculo 1 do EC7	28
Quadro 6.1. – Dados geométricos de cada bloco.....	74
Quadro 6.2. – Propriedades do material rochoso	75
Quadro 7.1. – Resultados analíticos de talude sujeito a deslizamento de uma cunha	84
Quadro 7.2. – Ângulos de atrito considerados em cada fase	84
Quadro 7.3. – Resultados <i>Phase</i> ² do talude sujeito a deslizamento de uma cunha	88
Quadro 7.4. – Resultados <i>RocPlane</i> do talude sujeito a deslizamento de uma cunha	88
Quadro 7.5. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude sujeito a deslizamento de uma cunha.....	89
Quadro 7.6. – Resultados analíticos de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1	89
Quadro 7.7. – Resultados analíticos de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2	89
Quadro 7.8. – Resultados <i>Phase</i> ² de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1.....	94
Quadro 7.9. – Resultados <i>Phase</i> ² de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2.....	95
Quadro 7.9. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1	96
Quadro 7.10. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2	96
Quadro 7.11. – Resultados analíticos de talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i>	96
Quadro 7.12. – Resultados <i>Phase</i> ² de talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i>	100
Quadro 7.13. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude constituído por 16 blocos susceptíveis de <i>toppling</i>	100
Quadro 7.14. – Factor de segurança dos vários métodos utilizados pelo <i>Slope/W</i>	101

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

c - coesão

c_d - coesão de cálculo

c_i - coesão instantânea

E - módulo de elasticidade

$E_{dst;d}$ - valor de cálculo da acção desestabilizadora (EC7)

$E_{stb;d}$ - valor de cálculo da acção estabilizadora (EC7)

F_{dst} - força desestabilizadora

F_{stb} - força estabilizadora

FS - factor de segurança global

I - força de interacção entre 2 blocos

JCS - resistência à compressão simples do material da parede da descontinuidade (*joint wall compression strength*)

JRC - coeficiente de rugosidade das paredes da descontinuidade (*joint roughness coefficient*)

k_h - coeficiente sísmico horizontal

k_v - coeficiente sísmico vertical

L_n - altura de aplicação da força P_{n-1}

M_n - altura de aplicação da força P_n

N - força de reacção normal

n – porosidade

P - força normal de interacção entre blocos adjacentes

Q - força tangencial de interacção entre blocos adjacentes

R - valor da dureza de Schmidt sobre uma superfície de material não alterado

r - valor da dureza de Schmidt sobre a superfície da parede alterada

S - grau de saturação

T - força de reacção tangencial

U - força exercida pela pressão de água

u - pressão neutra, pressão na água dos poros ou pressão intersticial

W - peso próprio de bloco

y_n - altura do bloco n

z_w - altura piezométrica

α - inclinação das superfícies de descontinuidade

α_i - inclinação da linha de intersecção de dois planos de descontinuidade

β - inclinação da face do talude

β_i - inclinação da face do talude na direcção da linha de intersecção de dois planos de descontinuidades

δ - deslocamento tangencial

ν - Coeficiente de Poisson

σ_h - tensão horizontal

σ_n - tensão normal

σ'_n - tensão normal efectiva

σ_v - tensão vertical

τ - tensão tangencial ou de corte

τ_p - tensão de corte de pico

ϕ - ângulo de atrito

ϕ_b - ângulo básico de atrito

ϕ_d - ângulo de atrito de cálculo

ϕ_i - ângulo de atrito instantâneo

ϕ_k - ângulo de atrito característico

ϕ_p - ângulo de atrito de pico

ϕ_r - ângulo de atrito residual

γ - peso volúmico

γ_d - peso volúmico seco

γ_F - coeficiente parcial de segurança para a acção

γ_M - coeficiente de segurança parcial para o material

γ_w - peso volúmico da água

Δx – largura do bloco

ψ - factor que converte o valor característico da acção em valor representativo

EC1 - Eurocódigo 1

EC7 - Eurocódigo 7

EC8 - Eurocódigo 8

ELU - Estado Limite Último

EQU - Perda de Equilíbrio

GEO - Rotura do Terreno

HYD - Rotura Hidráulica do Terreno

MEF - Método de Elementos Finitos

RSAAEP – Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes

STR - Rotura Estrutural

UPL - Rotura por Levantamento

SSR - Shear Strength Reduction

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJECTIVOS, ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO

Uma área importante da Geotecnia é a que lida com a melhoria das condições de estabilidade de taludes rochosos. Obras como estradas, linhas ferroviárias, escavações a céu aberto, e em geral qualquer construção que necessite de uma superfície plana de grande inclinação, obrigam a escavações de taludes.

Em geral, os taludes em engenharia civil alcançam alturas máximas de 40 a 50 metros, e são projectados para serem estáveis a longo prazo. Quando não é possível realizar a escavação com as alturas e inclinações requeridas, é necessário implantar medidas de estabilização complementares.

As análises de estabilidade permitem desenhar os taludes, mediante o cálculo de um factor de segurança e definir o tipo de medidas correctivas ou estabilizadoras que devem ser aplicadas em caso de roturas reais ou potenciais. Os taludes escavados em maciços rochosos apresentam a particularidade de apresentar descontinuidades que podem formar planos potenciais de rotura. Deste modo é necessário um bom reconhecimento geológico e geotécnico dos materiais que constituem o talude, dos mecanismos de rotura que as descontinuidades podem desencadear, de modo a elaborar-se uma boa análise de estabilidade do talude já na fase de projecto.

Pretende-se com esta dissertação dar mais um contributo para a análise de estabilidade de taludes rochosos. O objectivo principal deste estudo é comparar os resultados das soluções analíticas de estabilidade de taludes com os resultados dos modelos numéricos dos programas de cálculo automático. É também apresentada uma metodologia de verificação de segurança pelo Eurocódigo 7 a certos tipos de instabilidades em taludes rochosos.

1.2. ESTRUTURAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação divide-se nos seguintes capítulos:

- **Capítulo 2:** são apresentados os factores que influenciam a estabilidade de taludes e a resistência ao corte em planos de descontinuidade.
- **Capítulo 3:** são apresentados os tipos de instabilidades que podem ocorrer em taludes rochosos e os métodos de análise de estabilidade de taludes, onde se dá ênfase ao Método de Equilíbrio Limite e à nova abordagem de segurança imposta pelo Eurocódigo 7.
- **Capítulo 4:** são apresentadas as expressões analíticas utilizadas na análise de estabilidade de taludes onde pode ocorrer deslizamento de um bloco, em taludes formados por 2

blocos, em taludes onde pode ocorrer basculamento (*toppling*) de blocos e taludes sujeitos a deslizamento de superfícies circulares.

- **Capítulo 5:** são apresentados alguns programas de cálculo automático utilizados na análise de estabilidade de taludes.
- **Capítulo 6:** são apresentados exemplos simples de taludes em estudo, onde se define a sua geometria, os materiais utilizados, o modo como foram modelados nos programas de cálculo automático e as condições em que se apresentam.
- **Capítulo 7:** apresentam-se os resultados da análise de estabilidade obtidos analítica e numericamente dos taludes em estudo, e onde é efectuada uma comparação e discussão dos resultados.
- **Capítulo 8:** são apresentadas as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2

FACTORES INFLUENTES NA
ESTABILIDADE DE TALUDES

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A estabilidade de um talude está determinada por factores geométricos (altura e inclinação), factores geológicos (que condicionam a presença de planos e zonas de debilidade e anisotropia no talude), factores hidrogeológicos (presença de água) e factores geotécnicos relacionados com o comportamento mecânico do terreno (resistência e deformabilidade).

A combinação dos factores descritos pode determinar a condição de rotura de uma ou várias superfícies, desde que seja cinematicamente possível o movimento de um certo volume de massa de rocha. A possibilidade de rotura e os mecanismos e modelos de instabilidade dos taludes são controlados principalmente por factores geológicos e geométricos. Os factores geológicos, hidrológicos e geotécnicos são considerados factores condicionantes e são intrínsecos aos materiais naturais. Nos solos a litologia, estratigrafia e as condições hidrogeológicas determinam as propriedades resistentes e o comportamento do talude. No caso dos maciços rochosos competentes, o principal factor condicionante é a estrutura geológica: a disposição e frequência das superfícies de descontinuidades e o grau de fracturação. Juntamente com os factores condicionantes da estabilidade de taludes (também designados “passivos”), os factores desestabilizadores ou “activos” provocam a rotura uma vez que se cumpram certas condições. Os factores desestabilizadores são factores externos que actuam sobre os maciços rochosos, modificando as suas propriedades, características e condições de equilíbrio do talude. O conhecimento de todos estes factores possibilitará uma correcta análise do talude, da avaliação da estabilidade e permitirá decidir quais as melhores medidas de estabilização do talude.

Quadro 2.1. – Factores influentes na instabilidade dos taludes (Vallejo, 2002)

Factores condicionantes	Factores desestabilizadores
– Estratigrafia e litologia	– Sobrecargas estáticas
– Estrutura geológica	– Cargas dinâmicas
– Condições e comportamento hidrogeológico dos materiais	– Alterações nas condições hidrogeológicas
– Propriedades físicas e mecânicas	– Factores climáticos
– Tensões naturais e tensões induzidas	– Variações na geometria
	– Redução de parâmetros resistentes

2.1.1. ESTRATIGRAFIA E LITOLOGIA

A natureza do material que forma um talude está relacionada com o tipo de instabilidade que este pode sofrer. As propriedades físicas e resistentes de cada tipo de material, juntamente com a presença de água regem o seu comportamento mecânico, alterando tensões e deformações e, portanto, a sua estabilidade.

Aspectos como a alternância de materiais de diferente litologia, competência e grau de alteração, ou a presença de camadas de material fraco ou estratos de material duro, controla o tipo e a disposição das superfícies de rotura. Nos solos, que geralmente se podem considerar homogêneos em comparação com o material rochoso, as diferenças no grau de compactação, cimentação ou granulometria predispõem zonas de fragilidade e de circulação de água, que podem gerar instabilidade. No caso dos maciços rochosos, a existência de estratos de diferente competência implica também um diferente grau de fracturação nos materiais, o que dificulta a caracterização e a análise do comportamento do talude.

2.1.2. ESTRUTURA GEOLÓGICA E DESCONTINUIDADES

A estrutura geológica tem um papel importante nas condições de estabilidade dos taludes em maciços rochosos. A combinação dos elementos estruturais com os parâmetros geométricos do talude, altura e inclinação, e a sua orientação, define os problemas de estabilidade que se podem apresentar.

A estrutura do maciço fica definida pela distribuição espacial dos sistemas de descontinuidades, que individualizam blocos mais ou menos competentes de matriz rochosa que se mantêm unidos entre eles pelas características e propriedades resistentes das descontinuidades. A presença destes planos de fragilidade (como superfícies de estratificação, diaclases, falhas, etc.) com inclinação para a frente do talude pode originar planos de rotura e deslizamento potenciais, e a sua orientação e disposição condiciona os tipos, modelos e mecanismos de instabilidade.

A presença de descontinuidades implica um comportamento anisotrópico do maciço e planos preferenciais de rotura; por exemplo, um determinado sistema de fracturas condicionará tanto a direcção de movimento como o tamanho dos blocos a deslizar, ou a presença de uma falha, inclinando até ao talude, limitará a zona instável e condicionará o mecanismo de rotura. As alterações estruturais num maciço rochoso, como zonas tectónicas ou de corte, alterações bruscas na inclinação dos estratos, etc., admitem heterogeneidades que podem condicionar as zonas de rotura.

Um aspecto importante é a relação entre as dimensões da frente do talude e o sistema de descontinuidades. Em função desta relação, o comportamento do talude ficará definido por uma ou algumas macro-descontinuidades (referidas à escala do talude) ou por vários sistemas de juntas, condicionando o tipo e o volume das instabilidades. A influência da estrutura geológica vai mais longe que o condicionamento geométrico das roturas, podendo afectar a estabilidade dos taludes devido às modificações induzidas pela escavação.

2.1.3. CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS

A maioria das roturas ocorre pelos efeitos da água no terreno, desde a geração de pressões intersticiais, aos arrastamentos e erosão, superficiais ou internos, dos materiais que formam o talude. Em geral, pode afirmar-se que a água é o maior inimigo da estabilidade dos taludes.

A presença de água num maciço reduz a sua estabilidade ao diminuir a resistência do terreno e aumenta as forças desestabilizadoras. Os seus efeitos mais importantes são:

- Redução da resistência ao corte dos planos de rotura ao diminuir a tensão normal efectiva, σ'_n :

$$\tau = c + (\sigma_n - u) \tan \phi = c + \sigma'_n \tan \phi \quad (2.1.)$$

- A pressão exercida no interior de fissuras de tracção aumenta as forças que tendem ao deslizamento;
- Aumento do peso do material por saturação:

$$\gamma = \gamma_d + Sn\gamma_w \quad (2.2.)$$

Onde: γ_d é o peso volúmico seco; S é o grau de saturação; n é a porosidade; γ_w é o peso volúmico da água;

- Erosão interna por fluxo subsuperficial ou subterrâneo;
- Meteorização e mudança na composição mineralógica dos materiais;
- Abertura das descontinuidades pelo congelamento de água.

Especificamente para maciços rochosos, a presença de água tem os seguintes efeitos:

- A pressão da água reduz a estabilidade dos taludes por diminuição da resistência ao deslizamento ao longo das potenciais superfícies de rotura;
- As variações do teor em água de certas rochas, particularmente nos xistos argilosos, podem acelerar a alteração da rocha com um correspondente decréscimo da resistência ao deslizamento das descontinuidades;
- A água que preenche as descontinuidades ao gelar aumenta de volume podendo provocar a fracturação da rocha originando o aparecimento de blocos de menor dimensões; por sua vez, a formação de gelo junto da superfície pode obturar os caminhos de drenagem resultando daí um incremento das pressões da água no interior do talude, o que contribui para o decréscimo das condições de estabilidade;
- A erosão dos solos da superfície e do preenchimento das descontinuidades que ocorrem como resultado da circulação da água pode levar ao aumento da abertura e, consequentemente, à diminuição das condições de estabilidade.

A localização do nível freático num talude depende de vários factores. Entre eles encontra-se a permeabilidade dos materiais, a geometria ou forma do talude e as condições de contorno. Nos maciços rochosos, a estrutura geológica têm uma grande influência na disposição do nível freático e, portanto, na distribuição das pressões intersticiais sobre qualquer superfície potencial de deslizamento de um talude, assim como a alternância de materiais permeáveis e impermeáveis (Fig.2.1.).

O nível freático pode sofrer alterações significativas nas várias estações do ano ou em grandes períodos de chuva ou seca. Num talude só parte da água da chuva ou enxurradas penetra no terreno e uma mínima parte alcança o nível freático. A modificação do nível freático obedece geralmente a alterações lentas e períodos longos, no caso de materiais muito permeáveis pode chegar a produzir-se uma elevação rápida como consequência de precipitações intensas.

Para além da água no interior do talude, há que considerar o papel da água superficial (por precipitação, enxurradas, etc.), que pode causar problemas importantes de estabilidade ao criar altas pressões nas descontinuidades e fissuras pelas quais se vão introduzindo. As roturas em taludes de solos e rochas são mais frequentes em períodos de chuva intensa ou em períodos de degelo. Os

fenómenos de erosão e lavagem em materiais brandos ou pouco consistentes aparecem associados à presença de água superficial.

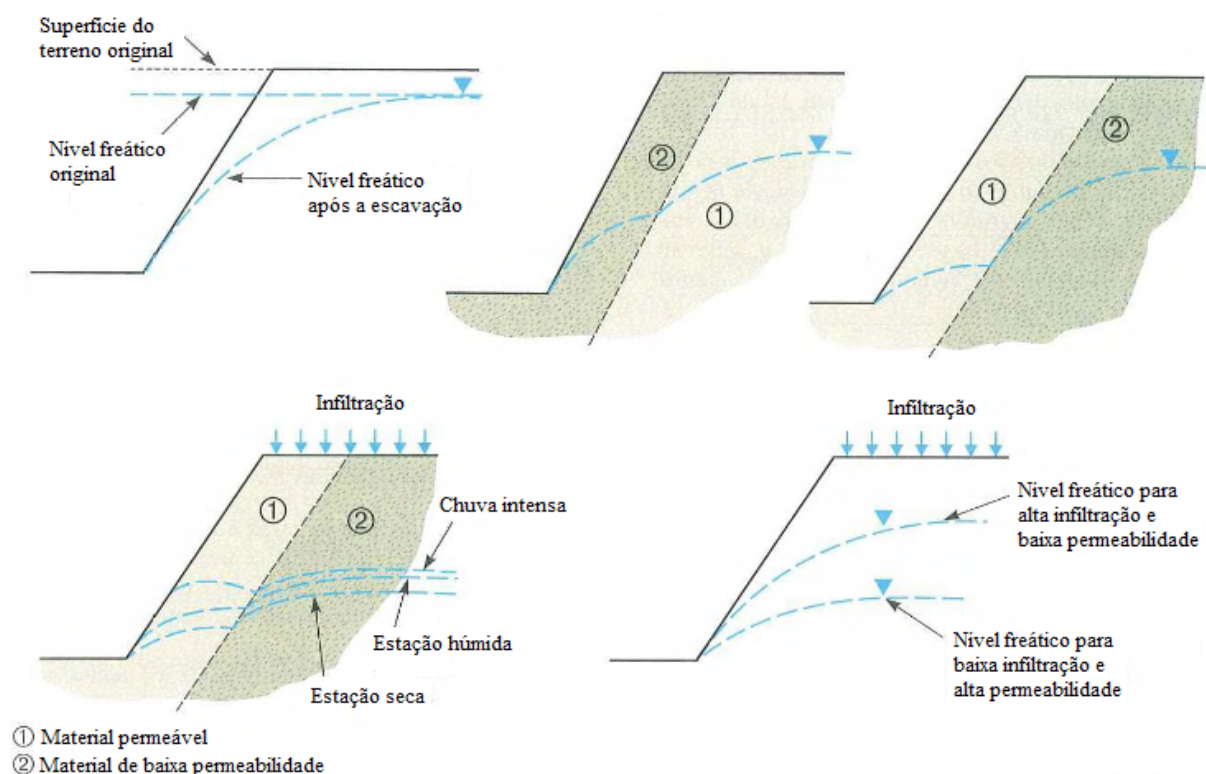


Fig.2.1. – Esquema do nível freático num talude segundo a distribuição dos materiais (Vallejo, 2002)

A influência da água nas propriedades dos materiais depende do seu comportamento hidrogeológico. O efeito mais importante é a pressão exercida, definida pela altura piezométrica.

Os aspectos mais importantes que devem conhecer-se para avaliar a magnitude e a distribuição das pressões intersticiais no talude e os efeitos da água são:

- Comportamento hidrogeológico dos materiais;
- Presença de níveis freáticos e piezométricos;
- Fluxo de água no talude;
- Parâmetros hidrogeológicos de interesse: coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica, gradiente hidráulico, transmissibilidade e coeficiente de armazenamento.

As pressões intersticiais actuando no interior de um talude podem medir-se directamente com piezómetros. Estas medidas proporcionam o valor da pressão que exerce a água num ponto no interior de uma sonda, ou o nível piezométrico das camadas.

De uma forma indirecta, as pressões podem avaliar-se a partir de uma rede de fluxo do talude. Este método proporciona os valores da pressão em diferentes pontos da superfície de rotura. A forma da rede de fluxo num talude depende da homogeneidade e anisotropia do terreno, que condicionam a sua permeabilidade nas diferentes direcções, e a geometria do talude.

Caso se desconheçam os elementos necessários para desenhar a rede de fluxo, mas se conhece a posição do nível freático no interior do talude, sempre que se trate de um aquífero livre, a pressão da água, u , sobre um ponto pode ser estimada com o peso da coluna vertical de água sobre ele:

$$u = z_w \gamma_w \quad (2.3.)$$

onde z_w é a altura piezométrica e γ_w é o peso volúmico da água (dependendo da anisotropia na permeabilidade dos materiais do talude e das características do fluxo, esta hipótese pode conter erros importantes).

A definição do modelo de distribuição das pressões intersticiais num talude é um problema difícil que em algumas situações requer suposições. As hipóteses que geralmente se utilizam para avaliar as pressões (fluxo paralelo à superfície do talude, condições hidrostáticas, etc.) podem conduzir a erros ao não considerar os parâmetros que controlam o regime hidráulico do talude.

Em casos simples, um modo para avaliar de forma aproximada a força total exercida pela água sobre uma superfície de descontinuidade ou em fissuras de tracção, é assumir distribuições de forma triangular das pressões hidrostáticas sobre os planos, tal como representado na Fig.2.2. A altura do triângulo corresponde à máxima pressão de água sobre a descontinuidade. Esta simplificação ajuda a resolver as equações de equilíbrio do talude. A força total da água actuando sobre a descontinuidade será dada pela área do triângulo de pressões construído, considerando duas dimensões.

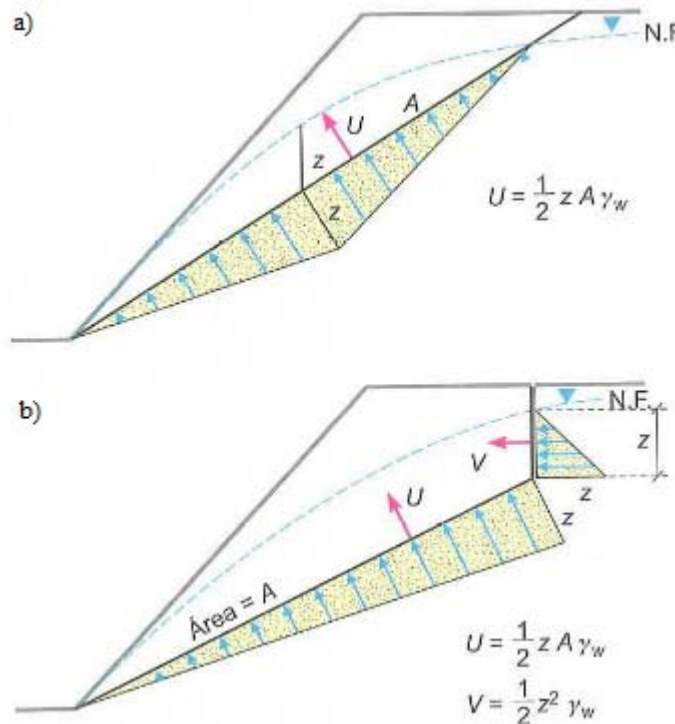


Fig.2.2. – a) Distribuição triangular de pressões da água num único plano de descontinuidade; b) Distribuições triangulares de pressões em caso de existência de fissura de tracção. (Vallejo, 2002)

2.1.4. PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DOS SOLOS E MACIÇOS ROCHOSOS

A possível rotura de um talude a favor de uma determinada superfície depende da resistência ao corte da mesma. Em primeira instância, esta resistência depende dos parâmetros resistentes do material: coesão e ângulo de atrito interno.

A influência da natureza dos solos nas suas propriedades mecânicas, implica que a selecção dos parâmetros resistentes representativos da resistência ao corte, deve ser realizada tendo em conta a história geológica do material.

Em maciços rochosos, são as propriedades resistentes das descontinuidades e da matriz rochosa que controlam o comportamento mecânico. Em função das características e estrutura do maciço, do seu grau de fracturação e da natureza dos materiais e das descontinuidades, a resistência será controlada pelas propriedades das descontinuidades, pelas propriedades da matriz rochosa ou por ambas.

O comportamento de um maciço rochoso competente depende, geralmente, das características das descontinuidades, para além da sua litologia e história geológica evolutiva. A resistência ao corte de estes planos de fragilidade depende da sua natureza e origem, continuidade, espaçamento, rugosidade, tipo e espessura de enchimento, presença da água, etc., e é o aspecto mais importante para determinar a estabilidade do maciço rochoso. Neste capítulo incluem-se os métodos para a determinação da resistência ao corte de descontinuidades.

2.1.5. TENSÕES NATURAIS

As tensões naturais podem jogar um papel importante na estabilidade dos taludes rochosos. A libertação de tensões que pode envolver a escavação de um talude pode originar tal descompressão que o material se transforma e fragmenta pelas zonas mais frágeis e passa a comportar-se como um solo. Este efeito foi comprovado por Vallejo (2002) nas explorações mineiras de Córdoba em taludes submetidos a elevadas tensões internas, fragmentando-se a “formação rochosa” até ficar convertida num material granular com fragmentos com alguns centímetros (com vários metros de espessura desde a superfície do talude), dando lugar ao desmoronamento de taludes.

O estado de tensão de um talude depende da sua configuração geométrica e do estado de tensões do maciço rochoso prévio à escavação. Em escavações profundas, as elevadas tensões que se geram em zonas singulares como o pé do talude podem dar lugar a condições de desequilíbrio, chegando inclusive a produzir-se deformações plásticas. Também na parte superior do talude se geram estados de tensão anisotrópicos com componentes de tracção que provocam a abertura de fissuras verticais.

Se um maciço rochoso está submetido a tensões do tipo tectónico, ao realizar-se uma escavação ocorre a libertação e redistribuição das tensões, esta modificação do estado de tensão prévio contribui para a perda de resistência do material. As descontinuidades e as zonas com estruturas compressivas podem converter-se em zonas de fragilidade pelo facto de aparecerem tensões de tracção. O efeito de relaxamento que produz a escavação pode dar lugar a deslocamentos no maciço rochoso, ao tentar encontrar um novo estado de equilíbrio, provocando fissuras ou abertura dos planos de descontinuidade, o que possui um papel importante nas fases iniciais dos processos de instabilidade. Este reajuste é função também do tipo, estrutura e resistência do maciço, e diminui com o tempo.

O estado de tensão e deformação de um maciço rochoso deve ser considerado nas análises de estabilidade se afectar o seu comportamento e propriedades resistentes, sobretudo em escavações profundas (a partir de 50m). Um aspecto importante é a relação entre as tensões verticais e as tensões horizontais, $K = \sigma_h / \sigma_v$. Em função da sua resistência, dois maciços rochosos submetidos a igual carga vertical, podem apresentar tensões horizontais diferentes. Fenómenos geológicos localizados como a erosão ou os processos tectónicos podem contribuir para a variação das relações entre σ_h e σ_v .

2.1.6. OUTROS FACTORES

As sobrecargas estáticas e as cargas dinâmicas que se exercem sobre os taludes modificam a distribuição das forças e podem gerar condições de instabilidade. Entre as primeiras está o peso de estruturas de edifícios, ou outro tipo de carga como aterros, passagem de veículos pesados, etc. que quando estão sobre a parte superior do talude, incrementam uma carga adicional que pode contribuir para o aumento das forças desestabilizadoras.

As cargas dinâmicas devem-se, principalmente, aos movimentos sísmicos, naturais ou induzidos, e às vibrações produzidas por rebentamentos perto do talude. O principal efeito nos maciços rochosos fracturados é a abertura das descontinuidades pré-existentes, com a consequente redução da resistência ao corte, e a formação e posterior queda de blocos rochosos. No caso de fortes movimentos sísmicos, as forças aplicadas de forma instantânea podem produzir rotura geral do talude se existirem condições favoráveis para a instabilidade. Na análise de instabilidade de taludes em zonas sísmicas ou submetidas a outro tipo de forças dinâmicas, devem incluir-se essas forças. De uma forma aproximada, na análise da estabilidade de um talude pode-se considerar a acção dinâmica como uma força pseudoestática, dada em função da aceleração máxima horizontal e vertical devida ao sismo.

A precipitação e o regime climatérico influenciam a estabilidade dos taludes ao modificar o conteúdo de água no terreno. A alternância de períodos de chuva e seca produz alterações na estrutura dos solos que dão lugar a perdas de resistência. Podem-se estabelecer critérios de risco de instabilidade de taludes em função da precipitação.

Em determinados tipos de solos ou maciços rochosos fracos, os processos de meteorização têm um papel importante na redução das suas propriedades resistentes, dando lugar a uma alteração e degradação intensas quando os materiais são expostos às condições ambientais como consequência de uma escavação. Esta perda de resistência pode originar queda de material superficial e, se afectar zonas críticas do talude, como o pé do talude, podem gerar-se roturas globais, sobretudo em condições de presença de água.

2.2. RESISTÊNCIA AO CORTE NOS PLANOS DE DESCONTINUIDADE

O estudo do comportamento mecânico das descontinuidades baseia-se nas relações entre os esforços de corte aplicados e os deslocamentos tangenciais produzidos. Esta relação σ/μ é a rigidez da descontinuidade, e tem unidades de esforço/deslocamento. As curvas representativas do comportamento das descontinuidades são muito parecidas as da matriz rochosa, com a particularidade de que aquelas sempre rompem a favor do plano pré-existente.

A resistência dos planos de descontinuidades pode ser caracterizada pelo critério de Mohr-Coulomb ou o critério de Barton, e determina-se a partir do ensaio ao corte em laboratório (Fig.2.3.). Os ensaios triaxiais também proporcionam os valores da resistência ao corte se estes se realizarem em provetes talhados de tal forma que a rotura se produza a favor do plano de descontinuidade, isto é, com ângulos de 25° a 40° entre os planos e a direcção do esforço de compressão vertical. A resistência pode também estimar-se com ensaios de corte directo *in situ*.

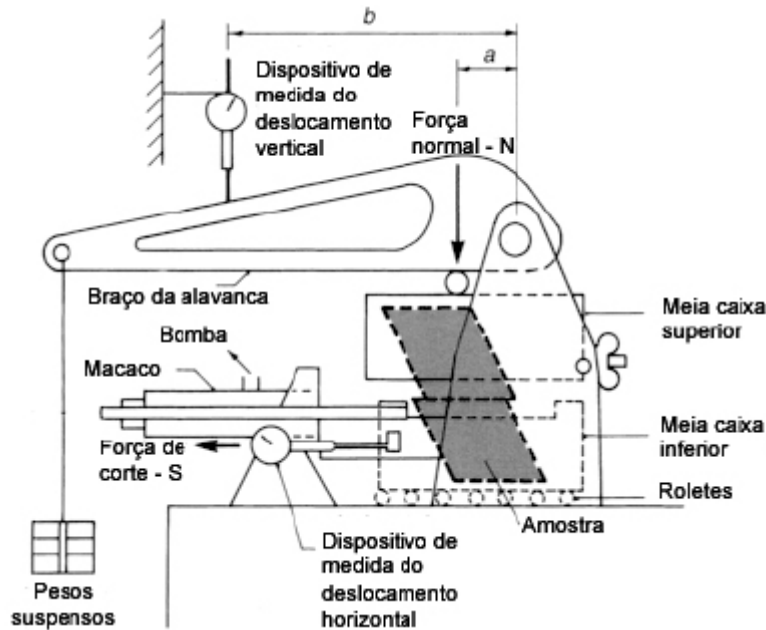


Fig.2.3. – Corte esquemático de uma máquina de ensaio de corte directo, utilizada para determinação da resistência ao deslizamento de descontinuidades (Hoek, 2007)

A rugosidade ou irregularidade das paredes das descontinuidades é um dos factores que mais influencia na resistência friccional, sobretudo em descontinuidades submetidas a baixos esforços normais.

2.2.1. DESCONTINUIDADES PLANAS E LISAS

A resistência ao corte de pico, τ_p , de descontinuidades planas vem dada pela expressão de Mohr-Coulomb (Fig.2.4.):

$$\tau_p = c + \sigma'_n \tan \phi_p \quad (2.4.)$$

onde σ'_n é a tensão normal efectiva sobre o plano da descontinuidade, c é a coesão e ϕ_p é o ângulo de atrito de pico. A expressão anterior apesar da sua grande aplicabilidade, é demasiado simples, pois contempla unicamente a tensão normal e dois parâmetros resistentes do plano de descontinuidade, não contemplando factores que controlam a resistência ao corte das descontinuidades como a rugosidade, grau de alteração das paredes, tipo de descontinuidade, espessura, área de contacto entre as paredes rochosas, etc.

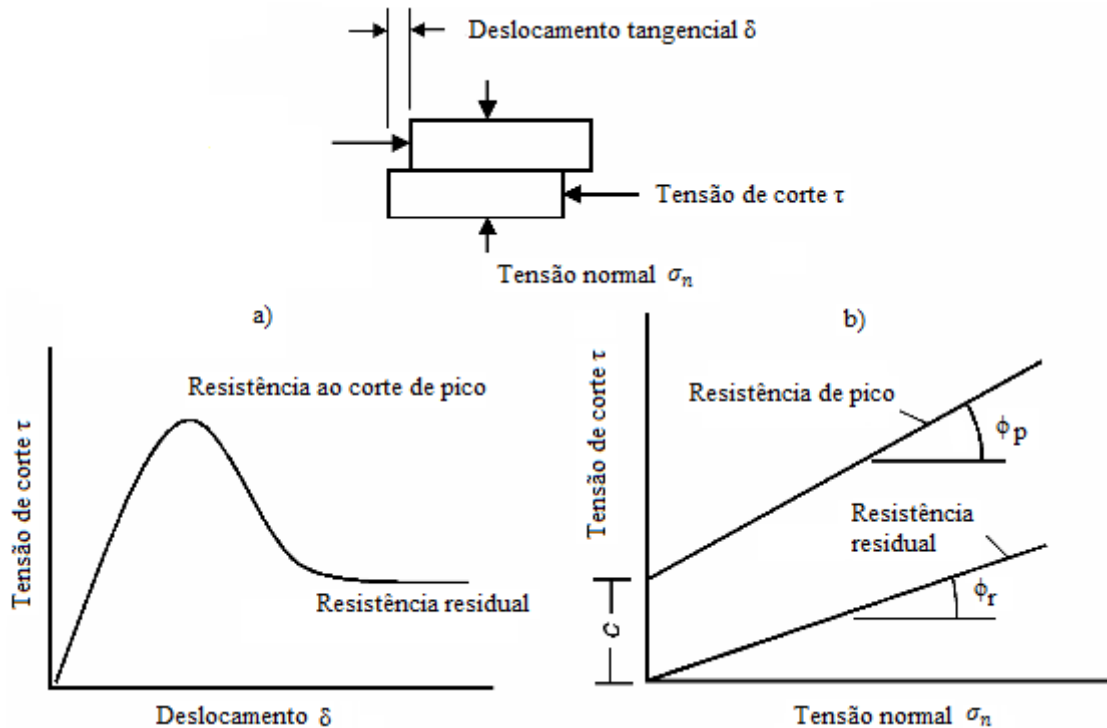


Fig.2.4. – a) Curvas típicas tensão tangencial τ - deslocamento tangencial δ para descontinuidades planas;

b) Resistência ao corte teórica de uma descontinuidade plana (Hoek, 2007)

2.2.2. DESCONTINUIDADES RUGOSAS

As descontinuidades naturais apresentam normalmente rugosidade. Esta rugosidade ou aspereza influencia a resistência ao corte na superfície das descontinuidades, aumentando a resistência. Este aumento é importante na estabilidade de taludes rochosos.

Patton (1966) propôs um modelo de rotura bilinear baseada na influência das rugosidades ou irregularidades que geralmente apresentam as descontinuidades, recorrendo a ensaios usando modelos simples. Patton demonstrou essa influência a partir de um ensaio de corte sobre uma superfície em forma de *dentes de serra* (Figura 2.5.). Os deslocamentos neste ensaio resultaram na dilatação da amostra rochosa (Hoek, 2007).

As superfícies salientes no plano médio da descontinuidade apresentam-se inclinadas de um ângulo i em relação ao plano médio. O atrito das descontinuidades com esta superfície rugosa pode ser dado por:

$$\phi_p = \phi_b + i \quad (2.5.)$$

O ângulo i é o ângulo entre a face da superfície saliente na descontinuidade e o plano da descontinuidade e ϕ_b o ângulo de atrito básico.

O ângulo i tem uma grande influência no comportamento geomecânico das descontinuidades. A descrição e medida da rugosidade têm como principal finalidade a estimativa da resistência ao corte dos planos. O valor de ϕ_p só pode estar compreendido entre 30° e 70°, o ângulo ϕ_b habitualmente oscila entre 20° e 40° e o ângulo i pode variar entre 0° e 40° (Vallejo, 2002).

Segundo a Figura 2.5., se a descontinuidade não tiver coesão:

$$\tan \phi = \tau^* / \sigma_n^* \quad (2.6.)$$

Projectando τ e σ_n na direcção do plano da descontinuidade e na normal a esta, tem-se:

$$\tau^* = \tau \cos i - \sigma_n \sin i \quad (2.7.)$$

$$\sigma_n^* = \sigma_n \cos i + \tau \sin i \quad (2.8.)$$

o que por substituição e simplificação da expressão anterior conduz à condição de escorregamento:

$$\tau / \sigma_n = \tan(\phi_b + i) \quad (2.9.)$$

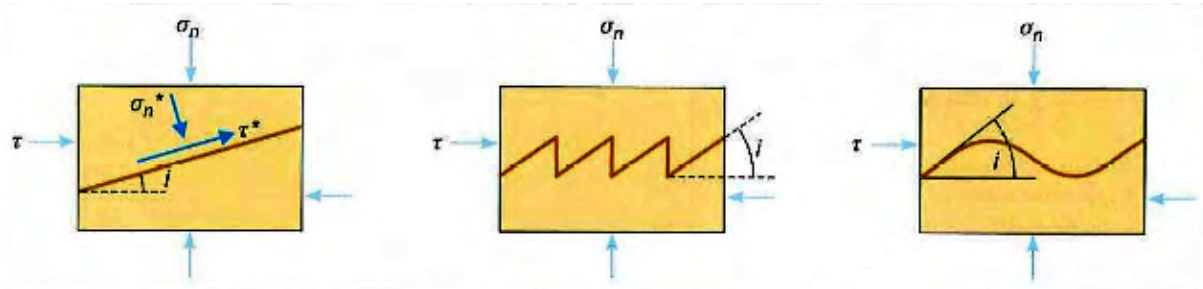


Fig.2.5. – Influência do ângulo de rugosidade na resistência ao corte da descontinuidade (Vallejo, 2002)

Quando se exerce um esforço tangencial sobre uma descontinuidade submetida a baixos esforços normais, ao produzir-se o deslocamento tangencial tem lugar uma dilatância (abertura ou separação) das paredes da descontinuidade, por ter que se superar o ângulo i para que ocorra deslocamento. Actua então o atrito efectivo $\phi_b + i$ (Fig.2.6.), e o valor de τ_p virá dado por (considerando $c = 0$):

$$\tau_p = \sigma_n' \tan(\phi_b + i) \quad (2.10.)$$

Com o progresso do deslocamento tangencial, alguns bordos mais angulosos vão rompendo, “suavizando” a rugosidade, e as duas superfícies ficam em contacto, prevalecendo então o valor de ϕ_b . Quando se incrementa um esforço σ_n sobre o plano, alcança-se um valor para o qual se impede a dilatância, e as irregularidades devem romper para que exista deslocamento, aproximando-se então a pendente da recta $\tau - \sigma_n$ ao valor da tangente do ângulo de resistência residual ϕ_r . Para tensões normais elevadas:

$$\tau_p = \sigma_n \tan \phi_r \quad (2.11.)$$

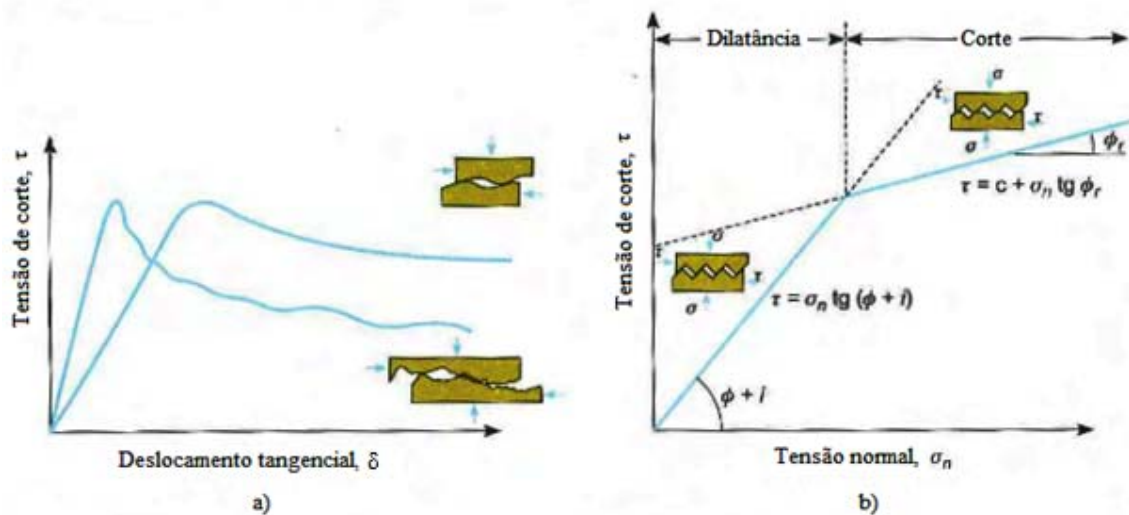


Fig.2.6. – a) Curvas típicas tensão tangencial τ - deslocamento tangencial δ para descontinuidades rugosas;
b) Critério de rotura bilinear para descontinuidades rugosas (Vallejo, 2002)

O ponto de inflexão do critério bilinear de Patton corresponde a um determinado valor de σ_n . A partir do critério de Patton, diversos autores desenvolveram critérios empíricos de rotura para planos de descontinuidades rugosas. Entre eles merecem destaque os critérios de Barton e Choubey (1977).

2.2.3. CRITÉRIO DE BARTON E CHOUBEY

Trata-se de um critério empírico, deduzido a partir de análises de comportamento das descontinuidades em ensaios de laboratório, que permite estimar a resistência ao corte em descontinuidades rugosas. Expressa-se da seguinte forma:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.12.)$$

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (2.13.)$$

Sendo:

- τ e σ_n são as tensões tangencial e normal sobre o plano de descontinuidade;
- JRC é um coeficiente de rugosidade das paredes da descontinuidade (*joint roughness coefficient*);
- JCS representa o valor da resistência à compressão simples do material da parede da descontinuidade (*joint wall compression strength*);
- ϕ_r é o ângulo de atrito residual;
- R é o valor do recuo do martelo de Schmidt sobre uma superfície de material não alterado;
- r é o valor do recuo do martelo de Schmidt sobre a superfície da junta com rocha alterada;
- ϕ_b é o ângulo de atrito básico da rocha.

Segundo a expressão 2.12. a resistência ao escorregamento da descontinuidade depende de três componentes: uma componente friccional básica relacionada com ϕ_r , uma componente geométrica controlada pela rugosidade da descontinuidade (JRC) e, por fim, uma componente relacionada com a resistência das asperidades, controlada pela razão (JCS/σ_n). A combinação destas últimas componentes determina o efeito global da rugosidade anteriormente atribuída ao ângulo i .

Com a relação de Barton e Choubey obtêm-se ângulos de atrito muito altos para tensões de compressão muito baixas sobre a descontinuidade. A equação referida anteriormente não se deve usar para tensões σ_n tais que $JCS/\sigma_n > 50$, devendo-se adoptar nestes casos um ângulo de atrito constante independente da carga, com um valor de ϕ_p igual a (Hoek, 2007):

$$\phi_p = \phi_r + 1,7 \cdot JRC \quad (2.14.)$$

A equação 2.12. também não é válida para $\sigma_n = 0$ e deixa de ter significado prático para $JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma_n) + \phi_r > 70^\circ$. Este limite poderá então ser usado para determinar o valor mínimo para σ_n . O limite superior para σ_n será obtido quando $\sigma_n = JCS$ (Hoek, 2007).

2.2.4. COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO INSTANTÂNEOS

Muitas das análises realizadas para o cálculo de factores de segurança em relação ao deslizamento são expressas com base nos parâmetros de resistência coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) definidos pelo critério de Mohr-Coulomb. No entanto é reconhecido que a relação entre a resistência ao deslizamento e a tensão normal é mais fielmente representada por uma relação não linear, tal como a proposta de Barton. Contudo, afigura-se por vezes com interesse estimar os valores equivalentes da coesão e ângulo de atrito a partir deste tipo de relações não lineares.

Da Figura 2.7. deduzem-se as definições da coesão instantânea c_i e ângulo de atrito instantâneo ϕ_i para uma determinada tensão normal σ_n . Estes valores são obtidos respectivamente, pela ordenada na origem e inclinação da tangente à relação não linear entre a tensão tangencial τ e tensão normal σ_n e podem ser usados para análises de estabilidade nas quais é aplicado o critério de Mohr-Coulomb desde que a tensão normal σ_n tenha um valor relativamente próximo do valor considerado na definição do ponto de tangência.

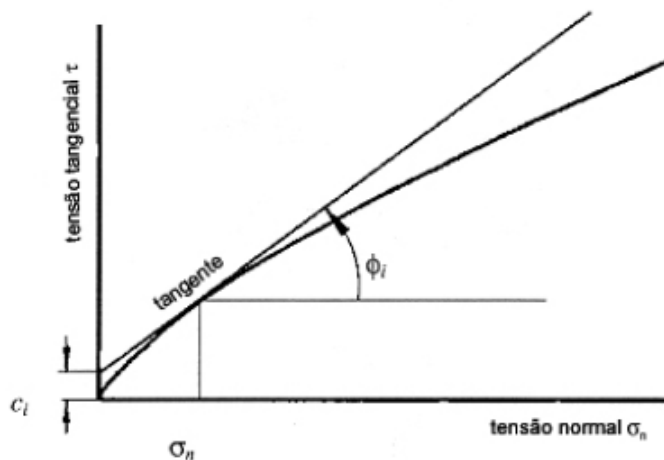


Fig.2.7. – Determinação da coesão c_i e ângulo de atrito ϕ_i instantâneos relativos a critérios de rotura não linear (Hoek, 2007)

O ângulo de atrito instantâneo ϕ_i para uma determinada tensão normal σ_n poderá ser determinado a partir das seguintes relações:

$$\phi_i = \arctan\left(\frac{\partial\tau}{\partial\sigma_n}\right) \quad (2.15.)$$

$$\frac{\partial\tau}{\partial\sigma_n} = \tan\left(JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right) - \frac{\pi \cdot JRC}{180 \cdot \ln 10} \left[\tan^2\left(JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right) + 1 \right] \quad (2.16.)$$

enquanto a coesão instantânea c_i é determinada pela relação:

$$c_i = \tau - \sigma_n \cdot \tan\phi_i \quad (2.16.)$$

A determinação dos valores c_i e ϕ_i para uma aplicação específica deve ser antecedida pela estimativa da tensão normal média actuando nos planos das discontinuidades. Para muitos dos problemas práticos, a utilização do valor médio de σ_n será suficiente, mas quando se analisam situações críticas, deverá a determinação de c_i e ϕ_i ser efectuada para cada uma das superfícies das discontinuidades mais importantes.

2.2.5. INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DA ÁGUA

Quando no maciço rochoso existe água sob pressão, as superfícies das discontinuidades são forçadas a afastar-se e o valor da tensão normal σ_n sofre uma redução. Em condições de estabilidade, isto é, quando decorreu um período de tempo suficientemente longo para que as pressões da água tenham atingido o equilíbrio, a tensão normal reduzida será dada por $\sigma'_n = (\sigma_n - u)$, onde u representa a pressão da água, correntemente designada por *pressão neutra*. A tensão normal reduzida σ'_n é usualmente conhecida por *tensão normal efectiva*, e deve ser utilizada esta em vez da tensão normal σ_n em todas as equações apresentadas anteriormente em 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3 e 2.2.4.

3

TIPOS DE INSTABILIDADE E ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM TALUDES ROCHOSOS

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os diferentes tipos de instabilidade que se observam em taludes rochosos estão ligados ao tipo de estruturas geológicas encontradas no maciço rochoso, como por exemplo o grau de fracturação do maciço e a orientação e distribuição das descontinuidades em relação ao plano do talude, ficando a estabilidade dependente dos parâmetros de resistência das descontinuidades e da matriz da rocha. Em maciços rochosos duros e resistentes, as descontinuidades determinam a localização dos planos de rotura. Em maciços formados por rochas brandas pouco competentes, as descontinuidades já não são muito determinantes nos mecanismos de rotura sendo as características mecânicas da matriz rochosa mais importantes na instabilidade do talude. É de grande importância a identificação precoce do tipo de instabilidade que as descontinuidades podem originar no talude, de modo a conduzir uma melhor e mais adequada medida de estabilização.

Na maioria dos livros de mecânica das rochas, autores como por exemplo Hoek e Bray (1999) e Goodman (1989), identificam três tipos principais diferentes de instabilidade de blocos cujas características são função das orientações da face do talude e das descontinuidades presentes no maciço:

- Bloco deslizando sobre um único plano (denominado por plano de deslizamento);
- Bloco deslizando sobre dois planos em simultâneo (denominado por cunha deslizante),
- Derrube de vários blocos (geralmente designado por *toppling*).

Existe também um quarto tipo principal de instabilidade, rotura circular, que ocorre principalmente em solos, enrocamentos ou maciços rochosos muito fracturados.

Se um talude rochoso for grande e abranger uma boa variedade de tipo de rochas e estruturas, será de esperar que ocorra mais que um tipo de rotura. Assim dentro de uma massa instável é razoável encontrar vários tipos de instabilidades. Uma parte pode ser deslizante, outra apresentar *toppling*, e outras podem sofrer novas fracturas e destruição de volumes contínuos de rocha.

3.2. ROTURA PLANAR

A rotura planar é originada por descontinuidades contínuas e bem definidas, que possuam inclinação a favor e com um ângulo de azimute semelhante ao do talude (com inclinação para o exterior da face do talude).

As condições para a ocorrência deste tipo de rotura consistem (Hoek e Bray, 1999):

- na inclinação das superfícies de descontinuidades (α) ser inferior à inclinação da face do talude (β), ou seja, $\beta > \alpha$;
- na inclinação das descontinuidades ser superior ao seu ângulo de atrito (ϕ), isto é, $\beta > \alpha > \phi$;
- no plano de descontinuidade ter uma direcção quase paralela à face do talude ou fazer um reduzido ângulo com a inclinação do talude ($<20^\circ$);

Neste tipo de rotura a massa rochosa escorrega segundo uma superfície de deslizamento aproximadamente planar. Na Figura 3.1. está esquematizada a rotura planar e dá-se ênfase ao posicionamento das descontinuidades em relação ao talude, pela sua projecção estereográfica típica – subparalelas à crista do talude sendo a inclinação destas para o exterior da face do talude mas com ângulo de inclinação menor.

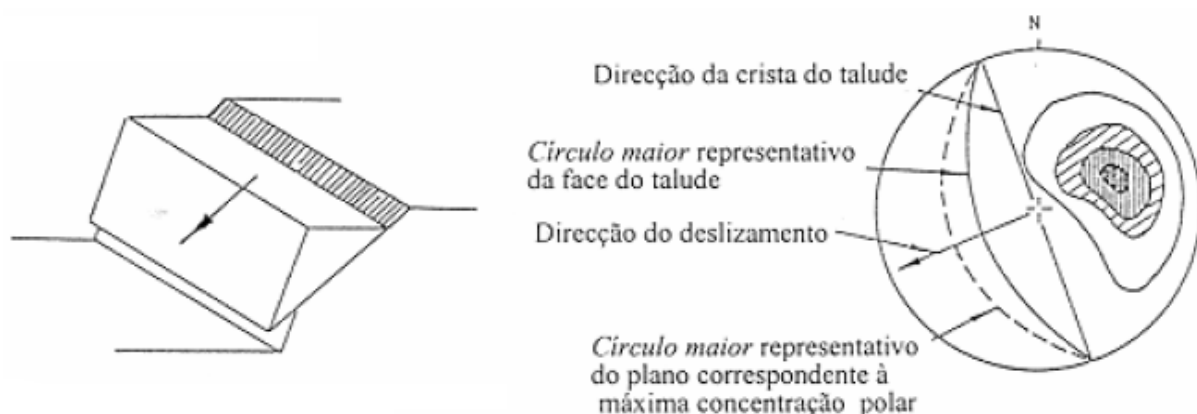


Fig.3.1. – Rotura planar e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)

Em taludes escavados paralelamente à estratificação, podem ocorrer com maior frequência roturas planas por deslizamento dos estratos. Os diferentes tipos de roturas planas dependem da distribuição e características das descontinuidades no talude. As mais frequentes são:

- Rotura por um plano que emerge na face ou no pé do talude com ou sem fissuras de tracção;
- Rotura por um plano paralelo à face do talude por erosão ou perda de resistência no pé do talude.

Este tipo de rotura é característico de maciços rochosos com descontinuidades e juntas bem definidas, por exemplo, camadas de rocha sedimentar, fluxo de rochas vulcânicas, blocos de granito com diaclases, rochas metamórficas foliadas, etc.

3.3. ROTURA POR DESLIZAMENTO DE UMA CUNHA

Este tipo de rotura corresponde ao deslizamento sem rotação de um bloco em forma de cunha, que resulta da intersecção de dois planos definidos por superfícies de descontinuidades de diferentes famílias. A cunha de rocha escorregará segundo a linha de intersecção das descontinuidades.

Para a ocorrência deste tipo de rotura terão que ser satisfeitas as seguintes condições (Hoek e Bray, 1999):

- a inclinação da face do talude na direcção da linha de intersecção (β_i) deve ser maior que a inclinação da linha de intersecção dos dois planos de descontinuidade (α_i), isto é, $\beta > \alpha_i$;
- a inclinação da linha de intersecção dos dois planos ser superior ao ângulo de atrito (ϕ), ou seja, $\alpha_i > \phi$.

As projecções estereográficas típicas da rotura em cunha são caracterizadas por duas famílias principais de diaclases, cuja linha de intersecção inclina para fora do talude, conforme se pode observar na Figura 3.2.

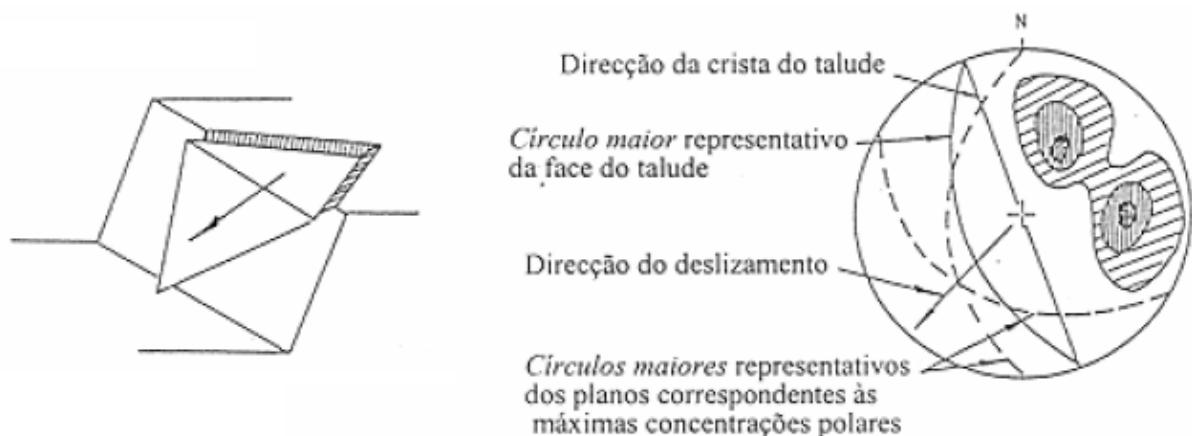


Fig.3.2. – Rotura em cunha e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)

A rotura em cunha é característica de maciços rochosos sedimentares, graníticos ou em rochas metamórficas, onde exista várias famílias de descontinuidades, onde a sua orientação, espaçamento e continuidade determinam a forma e volume da cunha.

3.4. ROTURA POR TOPPLING

A rotura por *toppling* envolve o derrubamento de blocos de rocha interactivos (rotação para a frente sobre uma aresta). Acontece em maciços cuja família principal de descontinuidades possui inclinação elevada orientada para o interior do talude, isto é, com inclinação contrária à do talude rochoso, e com um ângulo de azimuth semelhante ao do talude, como se pode verificar na Figura 3.3. A forma mais usual de encontrar este tipo de rotura é em blocos delimitados por planos de estratificação, diaclases, etc. Para que seja desencadeado este movimento torna-se necessário que ocorram deslizamentos ao longo da superfície das descontinuidades e que a dimensão dos blocos seja tal que o seu centro de gravidade caia exteriormente à sua base de sustentação.

Para ocorrer rotura por *toppling* a inclinação dos planos das descontinuidades deve ser suficientemente elevada para que o escorregamento entre blocos possa ocorrer. Se as faces das camadas tiverem um

ângulo de atrito ϕ , então o escorregamento só ocorrerá se a direcção das tensões de compressão aplicadas fizer com a normal às discontinuidades um ângulo superior a ϕ . Como a direcção da tensão principal máxima numa escavação é paralela à face de corte (β), então o escorregamento entre camadas e a rotura por toppling ocorrerá em planos de discontinuidades com inclinação α (normal com inclinação $\alpha_n = \pi/2 - \alpha$), assim a condição necessária para a ocorrência deste tipo de rotura é que seja satisfeita a desigualdade (Hoek e Bray, 1999):

$$\alpha_n < \beta - \phi \Leftrightarrow \alpha + \beta > \pi/2 + \phi \quad (3.1.)$$

sendo α a inclinação das superfícies de discontinuidade, β a inclinação da face do talude e ϕ o ângulo de atrito das superfícies de discontinuidade.

Este tipo de rotura implica um movimento de rotação dos blocos, o que se reflecte no cálculo da estabilidade, pois assim o seu cálculo não depende unicamente da resistência ao deslizamento. É típico de rochas metamórficas foliadas, camadas de rochas sedimentares e dos blocos graníticos com juntas, etc.

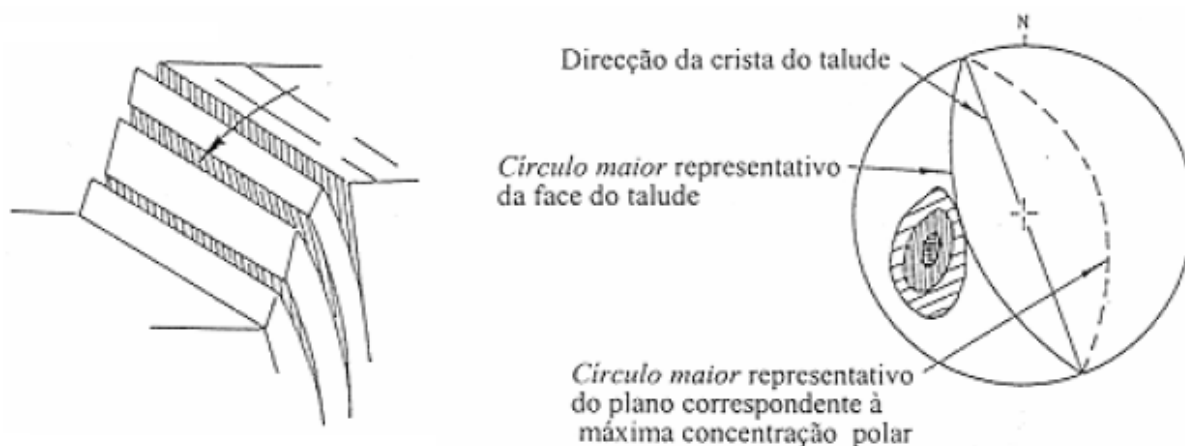


Fig.3.3. – Rotura por *toppling* e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)

Os tipos de deslizamentos dos pontos 3.1. e 3.2. são mais comuns que o efeito de *toppling*, porém este último é muito significativo, sendo por vezes dominante em alguns tipos de rochas de encostas montanhosas íngremes ou de minas a céu aberto.

3.5. ROTURA CIRCULAR

Este tipo de rotura ocorre principalmente em solos e detritos, podendo por vezes ocorrer em maciços rochosos, por exemplo, blocos unitários de pequenas dimensões relativamente ao talude (enrocamentos). Devido à elevada resistência ao corte da rocha quando comparada com a resistência ao deslizamento das discontinuidades, este tipo de rotura ocorre principalmente em maciços rochosos com fracturas muito próximas onde a maior parte das superfícies de deslizamento coincidem com as discontinuidades que emergem para a face do talude. Na Figura 3.4. apresenta-se o esquema de rotura circular e a projecção estereográfica dos pólos das principais discontinuidades envolvidas.

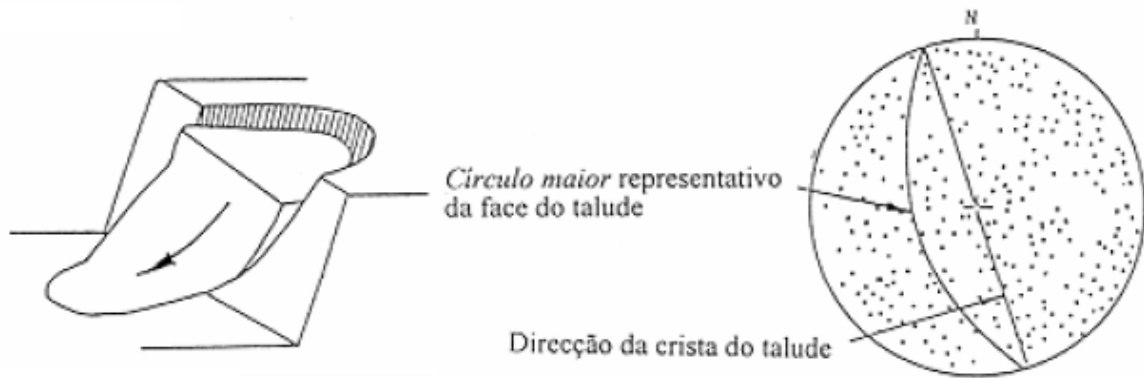


Fig.3.4. – Rotura circular e sua projecção estereográfica tipo (Hoek e Bray, 1999)

Verifica-se que este tipo de rotura apresenta uma disposição aleatória das descontinuidades face á posição e inclinação do talude.

3.6. OUTROS TIPOS DE ROTURA

Como foi indicado nas considerações gerais, no mesmo talude podem ocorrer vários tipos de instabilidades. Neste ponto são apresentados esses tipos de rotura e os materiais onde podem ocorrer. Erosão, desabamento de rochas, rotura por encurvadura, *slide base rupture*, *slide base toppling*, *toppling toe slide* ou *slide head toppling* são alguns dos tipo de rotura que podem ocorrer em taludes. O Quadro 3.1. apresenta um resumo sobre os outros tipos de rotura que se pode observar em taludes rochosos. Nas Figuras 3.5. e 3.6. estão exemplificados os tipos de rotura descritos no Quadro 3.1.

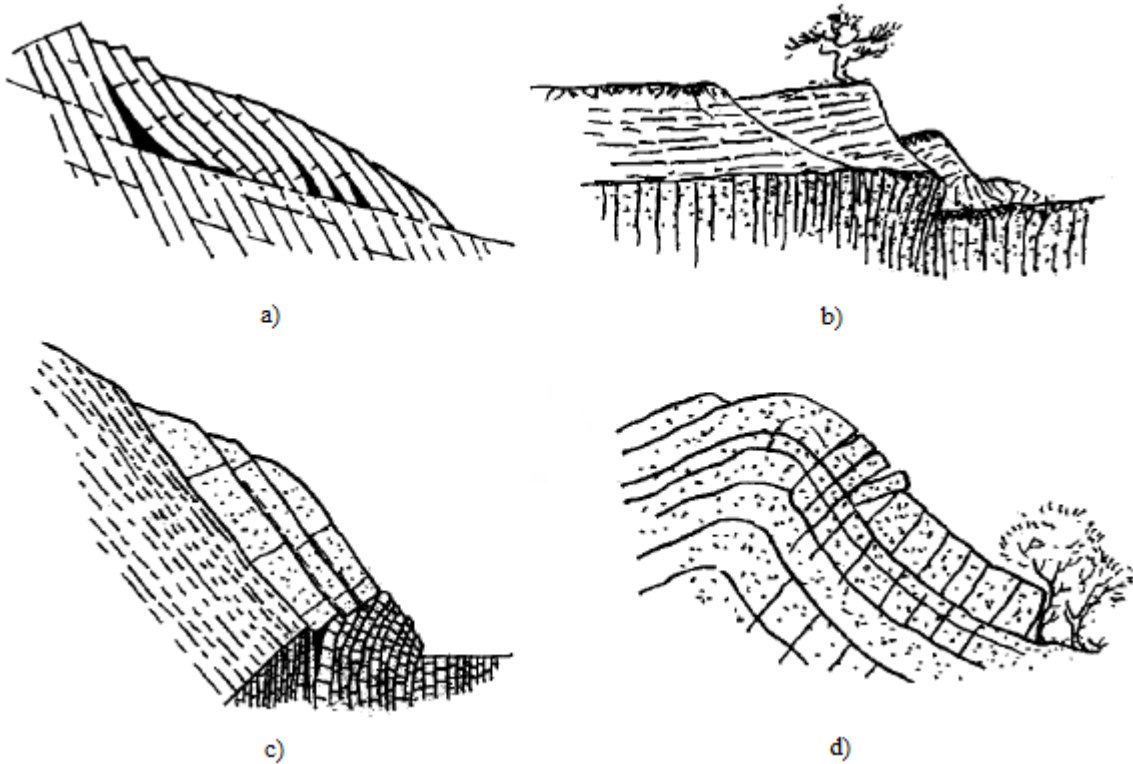


Fig.3.5. – a) *Rock slumping*; b) *Slide base toppling*; c) *Slide toe toppling*; d) *Slide head toppling*

(Goodman, 2000)

Quadro 3.1. – Outros modos de rotura em taludes rochosos (Goodman, 2000)

Modos de rotura	Descrição	Materiais típicos	Figura
Erosão	Ravinas formadas pela acção das águas superficiais ou águas subterrâneas	Solos residuais siltosos resultantes especialmente da desintegração do granito e areias não cimentadas de rochas	
Desabamento de rochas (<i>Rock slumping</i>)	Rotação em sentido contrário do talude de um ou mais blocos sobre uma aresta ou face	Rochas duras regulares e com descontinuidades com inclinação paralelamente ao talude. Desabamento por múltiplos blocos são comuns em rochas metamórficas foliadas e sedimentares, enquanto por um único bloco é típico de rochas graníticas, arenitos e rochas vulcânicas	3.5. (a)
<i>Slide base toppling</i>	<i>Toppling</i> no maciço da base do talude, ocasionando deslizamento de uma massa assente na base do talude	Normalmente desenvolvido em qualquer tipo de rocha susceptível a <i>toppling</i> , localizada abaixo da base da terra deslizante	3.5. (b)
<i>Slide toe toppling</i>	Instabilidade por <i>toppling</i> no pé do talude como resposta à carga de uma massa rochosa que pode sofrer deslizamento na parte superior do talude	Típico de rochas metamórficas foliadas, camadas de rochas sedimentares e dos blocos graníticos com juntas	3.5. (c)
<i>Slide head toppling</i>	<i>Toppling</i> na parte superior do talude que é ocasionada por deslizamentos no pé do talude	Todos os tipos de rochas susceptíveis a <i>slide toe toppling</i>	3.5. (d)
Rotura por encurvadura	Colapso de colunas de rocha da face do talude devido à compressão na rocha	Rocha sedimentar fraca fortemente inclinada e paralela à superfície do talude e rochas metamórficas foliadas	3.6. (a)
<i>Slide base rupture</i>	Rotura do maciço rochoso da base ocasionando deslizamento no talude	Rocha fraca no pé do talude onde pode ocorrer deslizamento	3.6. (b)

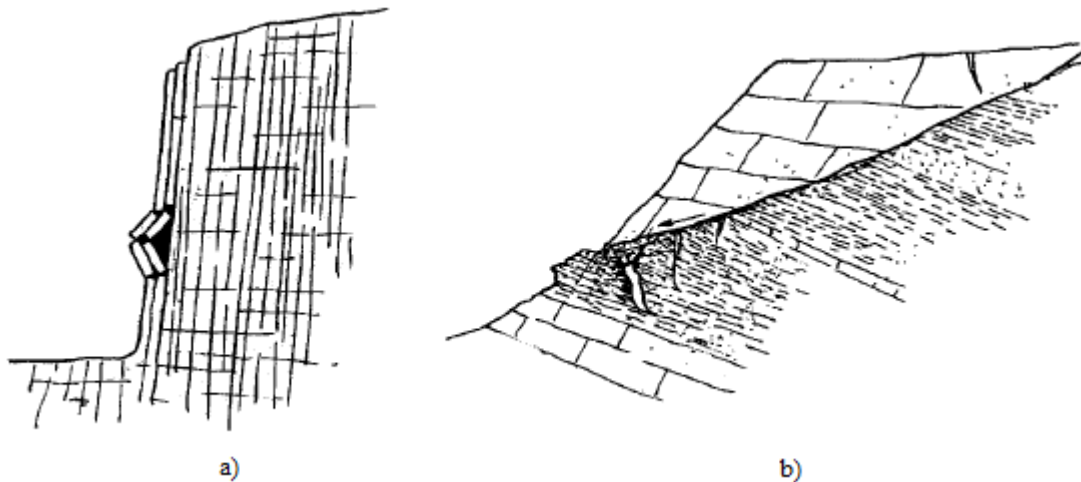


Fig.3.6. – a) Rotura por encurvadura; b) *Slide base rupture* (Goodman, 2000)

3.7. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

As análises de estabilidade de taludes são realizadas na fase de projecto ou quando estes apresentam problemas de instabilidade no terreno. Para diminuir o risco de instabilidade é necessário garantir um factor de segurança adequado à análise de estabilidade. Este coeficiente vai depender da finalidade da escavação e do carácter temporário ou definitivo do talude, combinando os aspectos de segurança, custos de execução, consequências ou riscos que poderiam causar a rotura, etc. Para taludes permanentes o coeficiente a adoptar deve ser superior a 1.5, ou até 2.0, dependendo da segurança exigida e da confiança que se possua nos dados geotécnicos que intervêm nos cálculos. Em taludes temporários o coeficiente de segurança poderá ser fixado no valor de 1.3, mas em certos casos poderá ser adoptado um valor inferior.

As análises de estabilidade de taludes permitem definir geometrias de escavação e eventuais forças externas que devem ser aplicadas de forma a atingir níveis de segurança pretendidos. No terreno, perante taludes instáveis, as análises permitem definir medidas preventivas de correcção ou estabilização adequadas para evitar novos movimentos.

As análises *à posteriori* de taludes (*back-analysis*) realizam-se após a ocorrência da rotura, onde se conhece o mecanismo, modelo e geometria da instabilidade. Esta análise é muito útil para a caracterização geomecânica dos materiais envolvidos, para o estudo dos factores que influenciaram a rotura e para conhecer o comportamento mecânico dos materiais do talude. Os resultados obtidos podem ser utilizados no estudo de outros taludes de características semelhantes. Estas análises consistem na determinação, a partir dos dados de campo necessários ao estudo (geometria, tipos de materiais, modelos de rotura, pressões da água, etc.), dos parâmetros resistentes do terreno, geralmente pares de valores c e ϕ do critério de Mohr-Coulomb, que satisfazem a condição de equilíbrio limite do talude ($FS=1$) ao longo da superfície real de rotura.

Os métodos de análise de estabilidade podem dividir-se em três grandes grupos principais:

- i. **Métodos analíticos:** baseiam-se na teoria de equilíbrio limite, que expressam a estabilidade de um talude por um Coeficiente ou Factor de Segurança (CS ou FS), ou pela Probabilidade de Rotura (PF, “Probability of Failure”); os métodos numéricos podem ser considerados como a aplicação generalizada de modelos analíticos de comportamento mecânico.

- ii. **Métodos experimentais:** utilizando modelos físicos em diferentes escalas;
- iii. **Métodos de observação:** aliados à experiência acumulada com a análise de roturas anteriores (retro-análise, ábacos de projectos, opinião de especialistas, etc.).

O tema desta dissertação é a comparação entre métodos analíticos e métodos numéricos. Os métodos analíticos baseiam-se numa perspectiva de equilíbrio limite onde intervêm as forças estabilizadoras e desestabilizadoras que actuam no talude e que determinam o comportamento e condições de estabilidade. Podem agrupar-se em:

- *Métodos determinísticos:* conhecidas ou supostas as condições em que se encontra um talude, estes métodos indicam se o talude é ou não estável. Consistem em seleccionar os valores adequados dos parâmetros físicos e mecânicos que controlam o comportamento do material para, a partir deles e das leis de comportamento adequadas, definir a condição de estabilidade ou o factor de segurança do talude. Enquadram-se neste tipo os métodos de equilíbrio limite;
- *Métodos probabilísticos:* consideram a probabilidade de rotura de um talude sob determinadas condições. É necessário conhecer as funções de distribuição dos diferentes valores considerados como variáveis aleatórias nas análises (o que pressupõe uma maior dificuldade pela grande quantidade de dados necessários), realizando-se a partir delas os cálculos da probabilidade de rotura mediante processos iterativos. Obtêm-se as funções de densidade de probabilidade e distribuição de probabilidade do factor de segurança, e curvas de estabilidade do talude com o factor de segurança associado a uma determinada probabilidade de ocorrência.

A selecção do método de análise mais adequado a cada caso dependerá de:

- Características geológicas e geomecânicas dos materiais (solos ou maciços rochosos);
- Dados disponíveis sobre o talude e da sua envolvente (geométricos, geológicos, hidrogeológicos, geomecânicos, etc.);
- Alcance e objectivos do estudo, grau de pormenorização e resultados que se espera obter.

Estes factores são, por sua vez, interdependentes entre si, não sendo possível efectuar uma análise detalhada se não se dispõe de dados necessários e suficientes, como no caso de uma análise de estabilidade complexa, que não poderá ser abordada com um método simples por se dispor de poucos dados de campo ou laboratório. Assim sendo, há que ter em conta que, tanto os dados de campo como os de laboratório, devem ser obtidos em função do método de análise de estabilidade que será utilizado e do tratamento que se irá dar aos dados. Depois de se conhecer os parâmetros necessários e influentes na estabilidade de um talude, haverá que eleger um modelo ou método que melhor represente as condições particulares de cada caso. Os métodos probabilísticos pela sua dificuldade de aplicação, são utilizados com pouca frequência.

Outra via para a análise da estabilidade de taludes é a via numérica, através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Este método é cada vez mais utilizado em Geotecnia, bem como as outras áreas da engenharia civil. A sua capacidade de adaptação e facilidade de utilização, conferem-lhe um papel muito importante na análise de estabilidade de taludes.

3.8. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE EM TALUDES ROCHOSOS

Os métodos de equilíbrio limite (os mais utilizados) analisam o equilíbrio de uma massa potencialmente instável e consistem em comparar as forças que tendem a provocar o movimento ao

longo de uma determinada superfície de rotura com as forças resistentes que se opõem a esse mesmo movimento. Tais métodos têm por base:

- A selecção de uma superfície teórica de rotura no talude;
- O critério de rotura de Mohr-Coulomb (usualmente) ou de Barton;
- A definição da noção de segurança.

Os problemas de estabilidade são estaticamente indeterminados e para a sua resolução é necessário considerar uma série de hipóteses de partida, as quais são diferentes conforme os métodos. Contudo, de uma forma geral são assumidas as seguintes condições:

- A superfície de rotura deve satisfazer uma geometria tal que permita a ocorrência do deslizamento, isto é, deverá ser uma superfície cinematicamente possível;
- A distribuição das forças actuando na superfície de rotura poderá ser determinada utilizando dados conhecidos (peso volúmico do material, pressão da água, forças externas);
- A resistência é mobilizada simultaneamente ao longo de toda a superfície de rotura.

Com estas condições são estabelecidas as equações de equilíbrio entre as forças que induzem o deslizamento (desestabilizadoras) e as forças resistentes que o contrariam (estabilizadoras). As análises proporcionam a determinação do valor do coeficiente de segurança do talude para a superfície analisada, referido ao equilíbrio limite entre as forças actuantes. O factor de segurança, FS , será o valor numérico pelo qual devem ser divididas as forças resistentes (ou multiplicadas as forças de corte destabilizadoras) para alcançar o equilíbrio limite:

$$FS = \frac{F_{stb}}{F_{dst}} \quad (3.1.)$$

No caso do maciço ser contínuo, após uma avaliação do factor de segurança da superfície suposta, é necessário analisar outras superfícies de rotura, cinematicamente possíveis, até encontrar aquela que tenha o menor factor de segurança, FS_{min} , a qual se admite como superfície potencial de rotura do talude.

No caso de ser adoptado o critério de rotura de Mohr-Coulomb, o coeficiente de segurança ao deslizamento será dado por:

$$FS = \frac{T_c + T_\phi}{T} \quad (3.2.)$$

onde:

- T_c representa a resultante das forças coesivas resistentes no plano de deslizamento, obtida pelo somatório do produto da coesão c pela área A das superfícies de rotura;
- T_ϕ representa a resultante das forças friccionais resistentes no plano de deslizamento, obtida através do somatório dos produtos das componentes das forças normais ao plano de rotura por $\tan \phi$;
- T representa a resultante das forças que tendem a provocar o deslizamento, obtida através do somatório das projecção das forças actuantes na direcção do deslizamento.

3.9. EUROCÓDIGO 7 (EC7)

Os Eurocódigos são uma iniciativa da Comissão Europeia com vista a contribuir para o estabelecimento de um mercado único europeu, em particular para os serviços e produtos de engenharia, suprimindo os obstáculos devidos às diferentes práticas nacionais na avaliação da fiabilidade estrutural.

O Eurocódigo 7 estabelece os princípios e os requisitos de segurança e de funcionalidade, descreve as bases para o dimensionamento e a verificação e fornece orientações sobre outros aspectos relacionados com a fiabilidade estrutural. A norma EN 1997 (EC7) aplica-se aos aspectos geotécnicos de projecto de edifícios e de obras de engenharia civil. Diz respeito aos requisitos de resistência, estabilidade, funcionalidade e durabilidade de estruturas. Os valores das acções a considerar no projecto são estabelecidos na EN 1991 (EC1) para os vários tipos de construções. As acções provocadas pelo terreno, tais como as pressões de terras, devem ser calculadas de acordo com as regras da EN 1997. O EC7 não cobre os requisitos especiais de projecto de estruturas sismo-resistentes, sendo o EN 1998 (EC8) que fornece regras adicionais para os aspectos geotécnicos do dimensionamento sísmico que completam ou adaptam as regras da EN 1997.

O dimensionamento segundo o EC7 baseia-se no método de equilíbrio limite e na definição de estados limites. Esta abordagem de segurança foi usada pela primeira vez por Brinch Hansen em 1956 (Maranha das Neves, 2004), usando o termo “projecto limite”. Escreveu ainda que “no projecto de qualquer estrutura devem, em princípio, efectuar-se duas análises separadas: uma para determinar a segurança relativamente à rotura (Estado Limite Último) e outra para determinar as deformações resultantes das condições de serviço (Estado Limite de Serviço)”.

São usados coeficientes parciais de segurança que afectam os valores característicos, quer das acções (F) quer dos parâmetros resistentes (X) dos materiais, para passar para os valores de cálculo, F_d e X_d :

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad (3.3.)$$

$$F_{rep} = \psi F_k \quad (3.4.)$$

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (3.5.)$$

em que:

- F_{rep} é o valor representativo da acção;
- F_k é o valor característico da acção;
- ψ é o factor que converte o valor característico da acção em valor representativo (dado pelo EC1);
- γ_F é o coeficiente parcial de segurança para a acção, que tem em conta possíveis desvios desfavoráveis do valor da mesma;
- X_k é o valor característico da propriedade do material;
- γ_M é o coeficiente de segurança parcial para o material, que tem em conta possíveis desvios desfavoráveis em relação ao valor característico.

O valor característico da propriedade de um material pode ser obtido de tal forma que a probabilidade de ocorrência de um valor mais desfavorável controlando a ocorrência de um estado limite não seja superior a 5%.

No caso em que desvios nos parâmetros definidores da geometria têm um efeito significativo no desempenho da estrutura, os valores de cálculo daqueles parâmetros, a_d , intervêm na abordagem referida.

Os Estados Limites Últimos (ELU) a considerar no projecto geotécnico são os seguintes:

- Perda de equilíbrio, EQU – O equilíbrio é equacionado considerando a estrutura ou o terreno como corpos rígidos. As propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não contribuem de forma significativa para o equilíbrio (ex: derrubamento de uma estrutura de suporte fundada em rocha);
- Rotura estrutural e/ou do terreno, STR/GEO – São os estados limites mais comuns a considerar no projecto geotécnico. As propriedades de resistência dos materiais estruturantes e/ou do terreno condicionam a capacidade resistente (ex: rotura estrutural das sapatas, etc. – STR; e rotura de fundações, de taludes, etc. – GEO);
- Rotura por levantamento (flutuação), UPL – São estados limite que se verificam quando a pressão na água dos poros instalada sob uma estrutura ou sob um estrato de terreno de baixa permeabilidade, se torna mais elevada do que a tensão total vertical média devido à estrutura e/ou estratos de terreno sobrejacentes (ex: levantamento de uma estrutura oca enterrada);
- Rotura hidráulica do terreno (levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular), HYD – São estados limite relativamente frequentes na engenharia civil geotécnica, devido a gradientes hidráulicos instalados no terreno (ex: terreno a jusante de uma estrutura de contenção que provoca um desnível da água).

A análise de estabilidade de taludes pode ser verificada pelo estado limite EQU e pelo STR/GEO. Nesta dissertação a análise de estabilidade de taludes através do EC7 será efectuada pelo estado limite STR/GEO, onde se efectua a verificação do equilíbrio estático da seguinte forma:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} \quad (3.6.)$$

com

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (3.7.)$$

e

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb} \quad (3.8.)$$

onde $E_{dst;d}$ representa o valor de cálculo das acções desestabilizadoras e $E_{stb;d}$ o valor de cálculo das acções estabilizadoras ou resistentes.

No EC7 está previsto três abordagens de cálculo, que diferem no que respeita aos valores previstos para os coeficientes parciais de segurança. Nesta dissertação serão efectuados os cálculos a partir da Abordagem de Cálculo 1, que é constituída pelas Combinações 1 e 2.

Os valores recomendados dos coeficientes de segurança parciais são definidos pelos Quadros 3.2. e 3.3.

Quadro 3.2. – Coeficientes de segurança parciais para as acções (γ_F) – Abordagem de Cálculo 1 do EC7

Combinação	Acções (γ_F)			
	Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis	Favoráveis
1	1.35	1.00	1.5	0
2	1.00	1.00	1.3	0

Na análise de estabilidade de taludes rochosos o maciço rochoso delimitado por superfícies de deslizamento (descontinuidades) será tratado como um corpo rígido ou vários corpos rígidos que se deslocam simultaneamente. O conhecimento dos valores característicos da resistência ao corte das descontinuidades do maciço rochoso deve ser escolhido com base numa estimativa conservadora. De acordo com o EC7 no caso de se usarem métodos estatísticos, o valor característico deve ser derivado de tal forma que a probabilidade de um valor desfavorável condicionante na ocorrência do estado limite em causa, não seja superior a 5%.

No caso particular desta dissertação são apenas utilizados os coeficientes de segurança parciais das propriedades do terreno para os parâmetros de rotura de Mohr-Coulomb das descontinuidades (c e ϕ). Para estas condições a Combinação adoptada e que melhor se ajusta às análises em estudo é a Combinação 2.

Quadro 3.3. – Coeficientes de segurança parciais para as propriedades do terreno (γ_M) – Abordagem de Cálculo 1 do EC7

Propriedades do terreno (γ_M)	Símbolo	Combinação 1	Combinação 2
Ângulo de atrito de corte ^a	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistência não drenada	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1.00	1.40
Peso volúmico	γ_γ	1.00	1.00
^a Factor aplicado à $\tan \phi'$			

4

EXPRESSÕES ANALÍTICAS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são apresentadas as expressões analíticas utilizadas na estabilidade de vários tipos de roturas de taludes rochosos, tais como a rotura de uma cunha através de um plano de deslizamento, rotura de 2 blocos rochosos consecutivos, rotura por *toppling* e rotura circular. A análise é feita através do Método de Equilíbrio Limite, utilizando o coeficiente global de segurança e os coeficientes parciais de segurança do Estado Limite Último (ELU) do EC7.

4.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE DESLIZAMENTO PLANAR

4.2.1. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO

A análise da estabilidade de taludes pelo método do coeficiente global de segurança define-se por um coeficiente de segurança (FS) que é traduzido por:

$$FS = \frac{F_{stb}}{F_{dst}} \quad (4.1.)$$

onde F_{stb} é a força estabilizadora na superfície de descontinuidade e F_{dst} é a força desestabilizadora do talude.

No caso do EC7 é necessário verificar a seguinte inequação:

$$F_{dst;d} \leq F_{stb;d} \quad (4.2.)$$

onde $F_{dst;d}$ é a força desestabilizadora de cálculo e $F_{stb;d}$ é a força estabilizadora de cálculo, que são calculadas pela Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1 do EC7 e onde, comparativamente com o método do coeficiente global de segurança, o ângulo de atrito ϕ é substituído pelo ângulo de atrito de cálculo ϕ_d .

Na análise apresentada seguidamente, pretende-se determinar o ângulo de atrito ϕ , parâmetro de resistência de Mohr-Coulomb, da descontinuidade que corresponde a uma situação de equilíbrio limite do talude.

O procedimento a seguir para a análise da estabilidade de um talude através do Método de Equilíbrio Limite passa por determinar as forças actuantes na superfície de deslizamento (Figura 4.1.). Na Figura 4.2. está representado a decomposição do peso próprio da cunha segundo o ângulo α .

Através do somatório das forças tangenciais e normais à superfície de deslizamento, é possível determinar as forças desenvolvidas na superfície de deslizamento.

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N - W \cos \alpha = 0 \\ N &= W \cos \alpha \end{aligned} \quad (4.3.)$$

$$\begin{aligned} \sum F_t = 0 &\Leftrightarrow T - W \sin \alpha = 0 \\ T &= W \sin \alpha \end{aligned} \quad (4.4.)$$

onde $N = \sum N_i$ e $T = \sum T_i$

A força T é igual à força desestabilizadora provocada pelo peso próprio. Assim temos que:

$$F_{dst} = T = W \sin \alpha \quad (4.5.)$$

No que diz respeito à força estabilizadora esta é igual a:

$$F_{stb} = \tau_{desc.} \times \overline{AB} = (c + \sigma \tan \phi) \times \overline{AB} \quad (4.6.)$$

onde $\overline{AB}$ é o comprimento da superfície da descontinuidade de largura unitária, c e ϕ são os parâmetros de resistência da descontinuidade segundo Mohr-Coulomb. No caso em estudo a coesão (c) é igual a zero. Assim a força estabilizadora é igual a:

$$\begin{aligned} F_{stb} &= \tau_{desc.} \times \overline{AB} = N \tan \phi \\ F_{stb} &= W \cos \alpha \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad (4.7.)$$

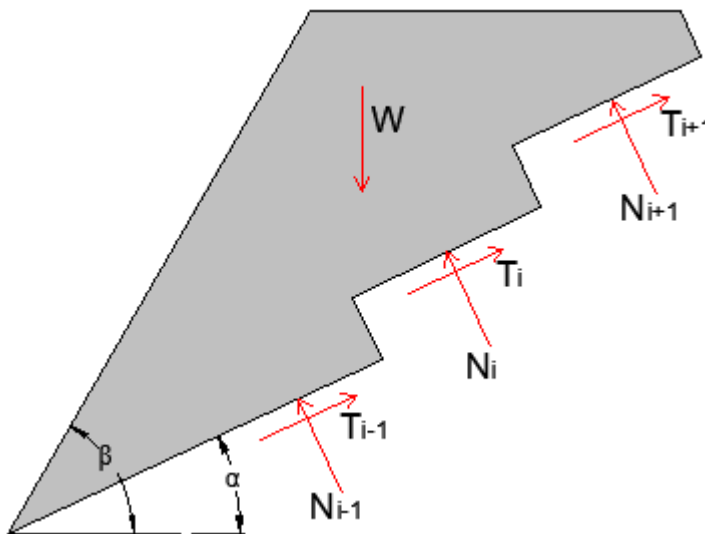


Fig.4.1. – Representação das forças actuantes na cunha

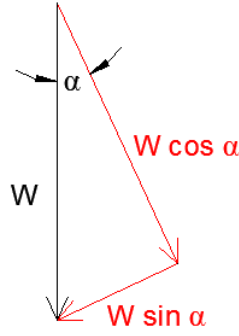


Fig.4.2. – Decomposição do peso próprio segundo o ângulo α

Para calcular o ângulo de atrito crítico (ϕ) que corresponde ao equilíbrio limite do bloco, é necessário considerar o coeficiente de segurança global igual a 1:

$$FS = \frac{F_{stb}}{F_{dst}} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{W \cos \alpha \cdot \tan \phi}{W \sin \alpha} = 1 \quad (4.8.)$$

Daqui resulta o valor de ϕ :

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} \right) = \alpha \quad (4.9.)$$

Pela abordagem do EC7 a estabilidade do talude é verificada pela inequação (4.2.). Os procedimentos para a determinação das forças estabilizadoras e desestabilizadoras são os mesmos que os do Método de Equilíbrio Limite, no entanto os parâmetros de resistência da descontinuidade segundo Mohr-Coulomb são parâmetros de cálculo. Assim obtêm-se as seguintes expressões para as forças estabilizadoras e desestabilizadoras de cálculo, $F_{stb;d}$ e $F_{dst;d}$, respectivamente:

$$F_{dst;d} = T = W \sin \alpha \quad (4.10.)$$

$$\begin{aligned} F_{stb,d} &= \tau_{desc.} \times \overline{AB} = N \tan \phi_d \\ F_{stb,d} &= W \cos \alpha \cdot \tan \phi_d \end{aligned} \quad (4.11.)$$

sendo ϕ_d é o ângulo de atrito de cálculo, que é calculado a partir do ângulo de atrito característico ϕ_k , cuja tangente é minorada por um coeficiente de segurança para o ângulo de atrito γ_ϕ . O valor de γ_ϕ encontra-se no Quadro 3.3 do Capítulo 3.

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi} = \frac{\tan \phi_k}{1.25} \Leftrightarrow \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi_k}{1.25} \right) \quad (4.12.)$$

Se a inequação 4.2. for verificada, o talude estará em equilíbrio segundo o EC7:

$$F_{dst;d} \leq F_{stb;d} \quad (4.2.)$$

4.2.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS DE INÉRCIA SÍSMICAS

Neste subcapítulo, apresenta-se a análise de um talude sujeito a forças de inércia sísmicas adicionais ao peso próprio. Na Figura 4.3. estão representados o peso da cunha e as forças de inércia sísmicas.

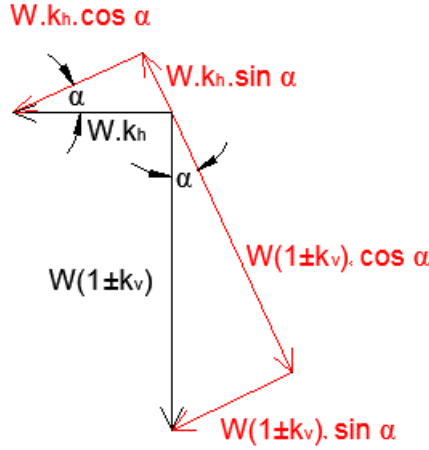


Fig.4.3. – Decomposição das forças do peso próprio durante um sismo

Seguindo os procedimentos do método do coeficiente global de segurança anteriormente explicados no ponto 4.2.1 para a cunha sujeita a forças de inércia sísmicas, as forças normais e tangenciais desenvolvidas na superfície de deslizamento da cunha são:

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N - W(1 \pm k_v) \cos \alpha + W.k_h \sin \alpha = 0 \\ N &= W(1 \pm k) \cos \alpha - W.k_h \sin \alpha \end{aligned} \quad (4.13.)$$

$$\begin{aligned} \sum F_t = 0 &\Leftrightarrow T - W(1 \pm k_v) \sin \alpha - W.k_h \cos \alpha = 0 \\ T &= W(1 \pm k_v) \sin \alpha + W.k_h \cos \alpha \end{aligned} \quad (4.14.)$$

A força estabilizadora é igual a:

$$F_{stb} = N \tan \phi = (W(1 \pm k_v) \cos \alpha - W.k_h \sin \alpha) \cdot \tan \phi \quad (4.15.)$$

A força desestabilizadora é igual a:

$$F_{dst} = T = W(1 \pm k_v) \sin \alpha + W.k_h \cos \alpha \quad (4.16.)$$

Igualando o coeficiente de segurança a 1, determina-se o ângulo de atrito crítico (ϕ) que corresponde ao equilíbrio limite do bloco:

$$FS = \frac{F_{stb}}{F_{dst}} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{(W(1 \pm k_v) \cos \alpha - W.k_h \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{W(1 \pm k_v) \sin \alpha + W.k_h \cos \alpha} = 1 \quad (4.17.)$$

Daqui resulta o valor de ϕ :

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{(1 \pm k_v) \sin \alpha + k_h \cos \alpha}{(1 \pm k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha} \right) \quad (4.18.)$$

As diferenças que o EC7 vai impor na análise de estabilidade do talude são mínimas. O EC7 impõe que se utilize os valores de cálculo nos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c_d e ϕ_d), (no caso em estudo não se está a considerar a coesão c_d). É necessário verificar se é válida a inequação 4.2., se isso for verdade, então o talude estará em equilíbrio.

$$F_{dst;d} \leq F_{stb;d} \quad (4.2.)$$

onde:

$$F_{dst;d} = T = W (1 \pm k_v) \sin \alpha + W \cdot k_h \cos \alpha \quad (4.19.)$$

$$F_{stb;d} = N \tan \phi_d = (W(1 \pm k_v) \cos \alpha - W \cdot k_h \sin \alpha) \cdot \tan \phi_d \quad (4.20.)$$

4.2.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA

A presença de água no maciço rochoso é das maiores causas de instabilidades em taludes rochosos. Neste ponto apresenta-se a análise de estabilidade deste tipo de problema ocorrente em taludes rochosos.

A Figura 4.4. representa um talude esquemático com uma linha piezométrica. Na Figura 4.5. estão representadas as forças resultantes da pressão da água na superfície das descontinuidades (U).

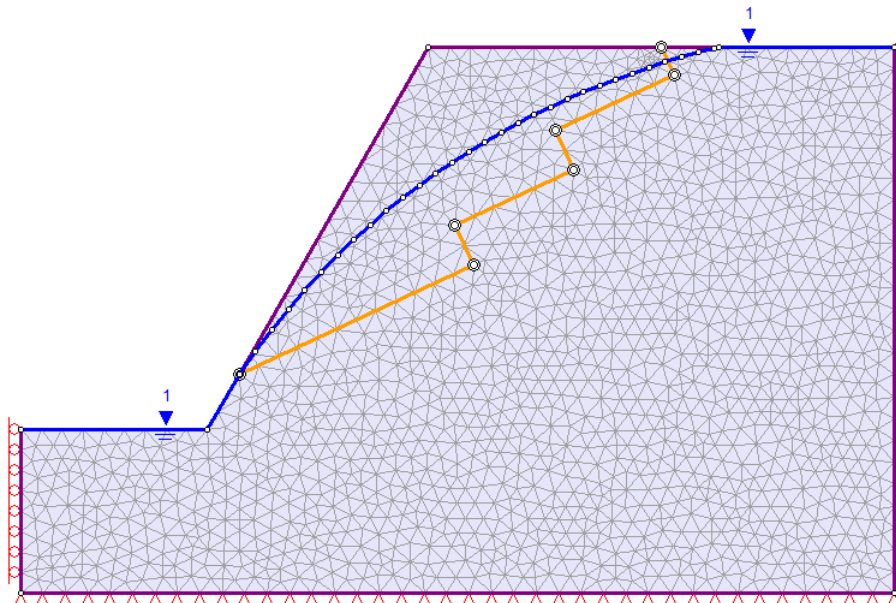


Fig.4.4. – Talude esquemático com nível freático

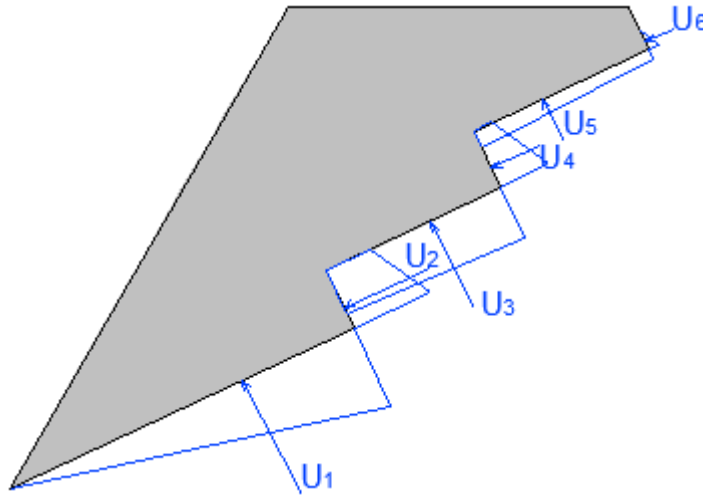


Fig.4.5. – Representação das forças resultante das pressões de água

Pelo somatório das forças perpendiculares e paralelas à superfície de deslizamento, obtém-se as forças normais e tangenciais, respectivamente.

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N - W \cos \alpha + U_1 + U_3 + U_5 = 0 \\ N &= W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5 \end{aligned} \quad (4.21.)$$

$$\begin{aligned} \sum F_t = 0 &\Leftrightarrow T - W \sin \alpha - U_2 - U_4 - U_6 = 0 \\ T &= W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 \end{aligned} \quad (4.22.)$$

A força desestabilizadora é:

$$F_{dst} = T = W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 \quad (4.23.)$$

A força estabilizadora é igual a:

$$F_{stb} = N \tan \phi = (W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5) \cdot \tan \phi \quad (4.24.)$$

O ângulo de atrito ϕ para o qual o talude está em equilíbrio limite, corresponde a um factor de segurança igual a 1. Assim obtém-se o seguinte resultado para o ângulo de atrito pelo método do coeficiente global de segurança:

$$F.S. = \frac{F_{stb}}{F_{dst}} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{(W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5) \cdot \tan \phi}{W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6} = 1 \quad (4.25.)$$

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6}{W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5} \right) \quad (4.26.)$$

Pela abordagem do EC7 e seguindo a analogia anterior, é necessário verificar a inequação 4.2.

$$F_{dst;d} \leq F_{stb;d} \quad (4.2.)$$

onde:

$$F_{dst;d} = T = W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 \quad (4.27.)$$

$$F_{stb;d} = N \tan \phi_d = (W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5) \cdot \tan \phi_d \quad (4.28.)$$

4.2.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO, FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA E FORÇA APLICADA POR UMA ANCORAGEM

Quando não é verificada a segurança em relação a estabilidade do talude, é necessário aplicar medidas de estabilização, como é o exemplo da aplicação de uma ancoragem.

Na Figura 4.6. está representada a aplicação de uma ancoragem num talude sujeito a deslizamento planar de uma cunha e a decomposição da força exercida pela mesma. A força A representa a força exercida pela ancoragem no maciço rochoso.

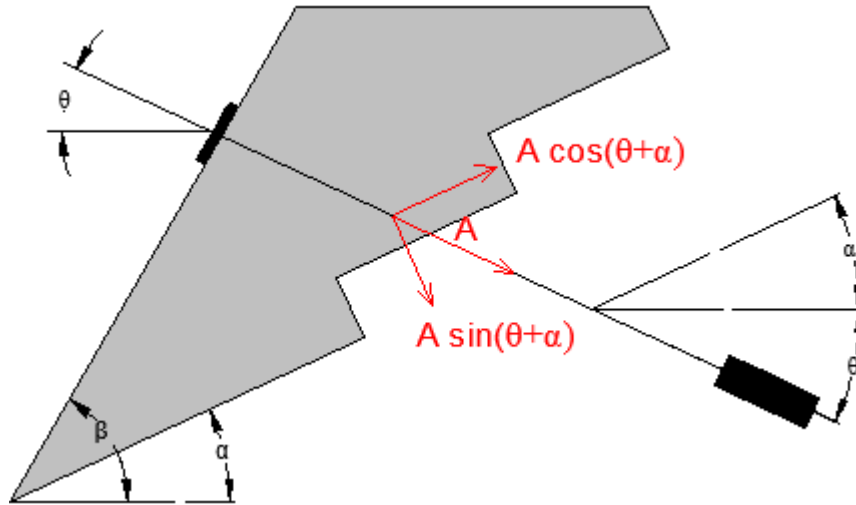


Fig.4.6. – Talude constituído por uma cunha estabilizado por uma ancoragem

O procedimento a seguir é o mesmo adoptado no ponto 4.2.3., no entanto é adicionada a força exercida pela ancoragem. Pelo somatório das forças perpendiculares e paralelas à superfície de deslizamento, obtêm-se as forças normais e tangenciais, respectivamente.

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N - W \cos \alpha + U_1 + U_3 + U_5 - A \sin(\theta + \alpha) = 0 \\ N &= W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5 + A \sin(\theta + \alpha) \end{aligned} \quad (4.29.)$$

$$\sum F_t = 0 \Leftrightarrow T - W \sin \alpha - U_2 - U_4 - U_6 + A \cos(\theta + \alpha) = 0 \quad (4.30.)$$

$$T = W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 - A \cos(\theta + \alpha)$$

A força desestabilizadora é:

$$F_{dst} = T = W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 - A \cos(\theta + \alpha) \quad (4.31.)$$

A força estabilizadora é igual a:

$$F_{stb} = N \tan \phi = [W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5 + A \sin(\theta + \alpha)]. \tan \phi \quad (4.32.)$$

A expressão do factor de segurança pelo método do coeficiente global de segurança virá dada por:

$$F.S. = \frac{F_{stb}}{F_{dst}} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{(W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5 + A \sin(\theta + \alpha)). \tan \phi}{W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 - A \cos(\theta + \alpha)} \quad (4.33.)$$

Esta equação 4.33. permite calcular a força total de ancoragem necessária para conseguir um determinado coeficiente de segurança do talude.

Pela abordagem do EC7 e seguindo a analogia anterior, é necessário verificar a inequação 4.2.

$$F_{dst;d} \leq F_{stb;d} \quad (4.2.)$$

onde:

$$F_{dst;d} = T = W \sin \alpha + U_2 + U_4 + U_6 - A \cos(\theta + \alpha) \quad (4.34.)$$

$$F_{stb;d} = N \tan \phi_d = (W \cos \alpha - U_1 - U_3 - U_5 + A \sin(\theta + \alpha)). \tan \phi_d \quad (4.35.)$$

4.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE DESLIZAMENTO DE UM TALUDE CONSTITUÍDO POR 2 BLOCOS

4.3.1. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO

Na Figura 4.7. está representado esquematicamente um possível caso de um talude constituído por 2 blocos, bem como a representação do peso próprio de cada bloco, a força de interacção entre blocos e as forças de reacção desenvolvidas na base de cada bloco. No caso em estudo os ângulos de atrito são considerados iguais.

O cálculo analítico deste tipo de problema pressupõe a existência de uma força de interacção I entre os dois blocos.

No decorrer deste capítulo é analisada a estabilidade de um talude deste tipo, recorrendo ao método do coeficiente de segurança global e demonstrando-se seguidamente como se procede à análise da estabilidade através da Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1 do EC7.

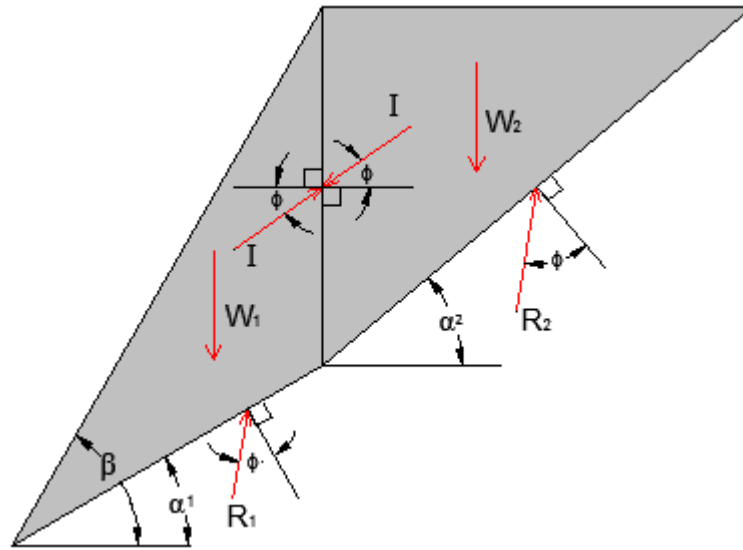


Fig.4.7. – Talude constituído por 2 blocos

Na Figura 4.8. estão representadas as forças actuantes no bloco 2.

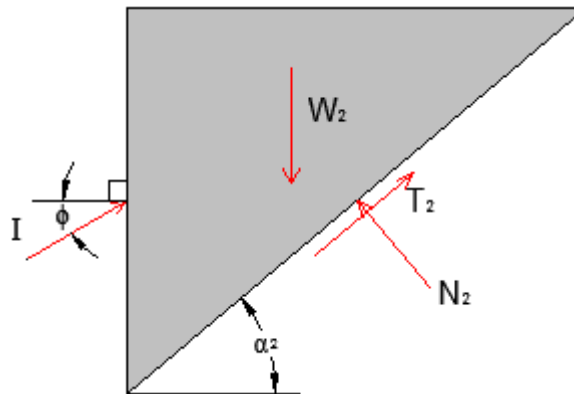


Fig.4.8. – Representação das forças actuantes no bloco 2

No que diz respeito à força de interacção entre os dois blocos (I) esta será decomposta segundo o ângulo de atrito (ϕ) e o ângulo da inclinação da base do bloco 2 (α_2) (Figura 4.9. e 4.10.).

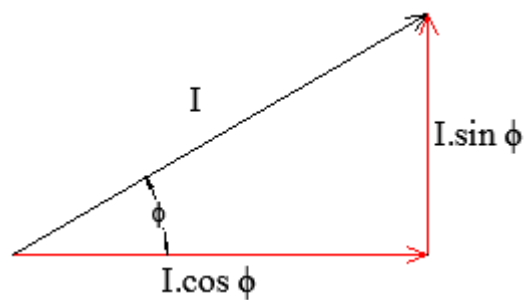


Fig.4.9. – Decomposição da força I segundo o ângulo ϕ

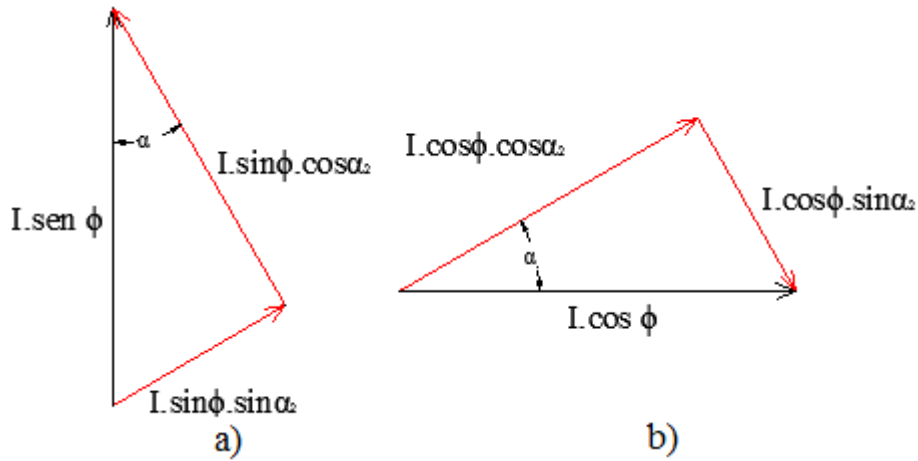


Fig.4.10. – a) Decomposição da vertical da força I segundo o ângulo α_2 ;
b) Decomposição da horizontal da força I segundo o ângulo α_2

Igualando o factor de segurança do bloco 2 à unidade, é possível determinar a força I para o caso do factor de segurança global.

$$FS_2 = \frac{F_{stb,2}}{F_{dst,2}} = 1 \Leftrightarrow \frac{N_2 \tan \phi}{T_2} = 1 \quad (4.1.)$$

$$\frac{(W_2 \cos \alpha_1 - I \sin \phi \cos \alpha_2 + I \cos \phi \sin \alpha_2) \tan \phi}{W_2 \sin \alpha_2 - I \sin \phi \sin \alpha_2 - I \cos \phi \cos \alpha_2} = 1 \quad (4.36.)$$

$$I = \frac{W_2}{\cos \phi \frac{1 + \tan \alpha_2 \tan \phi}{\tan \alpha_2 - \tan \phi} + \sin \phi} \quad (4.37.)$$

Para verificar o equilíbrio global do talude é necessário verificar se o bloco 1 está em equilíbrio. Na Figura 4.11. estão representadas as forças actuantes no bloco 1.

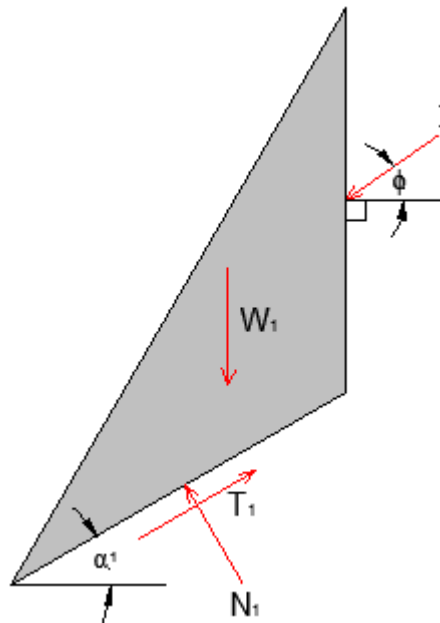


Fig.4.11. – Representação das forças actuantes no bloco 1

Decompondo a força de interação entre os blocos que está representado nas Figuras 4.12. e 4.13., e através do somatório das forças perpendiculares e paralelas à base da superfície da descontinuidade, é possível verificar o equilíbrio do bloco 1. Para este cálculo a força I já é conhecida pela expressão.

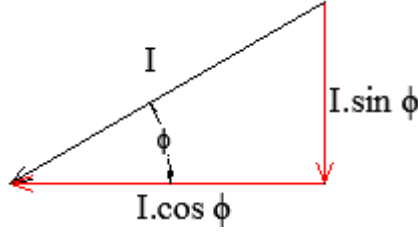


Fig.4.12. – Decomposição da força I segundo o ângulo ϕ

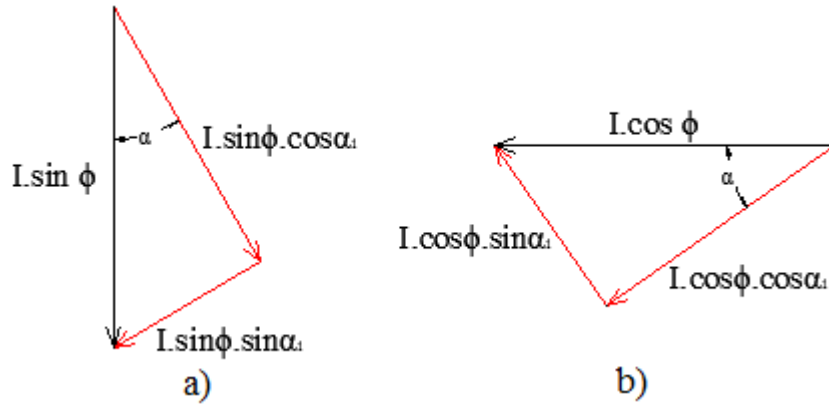


Fig.4.13. – a) Decomposição da vertical da força I segundo o ângulo α_1 ;

b) Decomposição da horizontal da força I segundo o ângulo α_1

$$\sum F_n = 0 \Leftrightarrow N_1 - W_1 \cos \alpha_1 - I \cdot \sin \phi \cdot \cos \alpha_1 + I \cdot \cos \phi \cdot \sin \alpha_1 = 0 \quad (4.38.)$$

$$N_1 = W_1 \cos \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \cos \alpha_1 - I \cdot \cos \phi \cdot \sin \alpha_1$$

$$\sum F_t = 0 \Leftrightarrow T_1 - W_1 \sin \alpha_1 - I \cdot \sin \phi \cdot \sin \alpha_1 - I \cdot \cos \phi \cdot \cos \alpha_1 = 0 \quad (4.39.)$$

$$T_1 = W_1 \sin \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \sin \alpha_1 + I \cdot \cos \phi \cdot \cos \alpha_1$$

Seguindo os procedimentos anteriores para a determinação das forças estabilizadoras e as destabilizadoras, verifica-se se existe equilíbrio limite através da equação 4.1., sendo considerado a força I calculada para um factor de segurança igual a 1 para o bloco 2.

$$FS_1 = \frac{F_{stb,1}}{F_{dst,1}} = \frac{N_1 \tan \phi}{T_1} \quad (4.1.)$$

$$FS_1 = \frac{(W_1 + I \cdot \sin \phi - I \cdot \cos \phi \cdot \tan \alpha_1) \cdot \tan \phi}{W_1 \tan \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \tan \alpha_1 + I \cdot \cos \phi} \quad (4.40.)$$

Se o valor de FS_1 é maior que 1, então o talude está em equilíbrio. Se o valor de FS_1 for inferior a 1, o talude não está em equilíbrio. No caso de $FS_1 = 1$ o talude estará em equilíbrio limite.

Nesta dissertação o objectivo é encontrar o valor de ϕ para o qual o talude esteja em equilíbrio limite ($FS_1 = 1$) para posterior comparação com os métodos numéricos.

Em síntese o procedimento a seguir para a análise de estabilidade do talude constituído por 2 blocos pelo método do coeficiente global de segurança é o seguinte:

- Igualar o factor de segurança do bloco 2 a 1 e calcular a força de interacção entre os dois blocos;
- Calcular as forças perpendiculares e tangenciais desenvolvidas na superfície de deslizamento do bloco 1;
- Verificar qual o valor do factor de segurança do bloco 1.

Podem ocorrer três situações:

- $FS_1 < 1$, sendo o talude instável;
- $FS_1 > 1$, estando o talude em equilíbrio;
- $FS_1 = 1$, estando o talude em equilíbrio limite.

Através de um processo iterativo é possível encontrar o valor de ϕ que corresponde à situação de equilíbrio limite dos 2 blocos.

No caso do EC7 para a análise de segurança da estabilidade do talude é necessário verificar a inequação 4.2. ($F_{dst;d} \leq F_{stb;d}$).

O procedimento é idêntico ao do método do coeficiente global, no entanto os parâmetros de resistência da descontinuidade segundo Mohr-Coulomb são parâmetros de cálculo. Assim ϕ é substituído por ϕ_d .

Sendo ϕ_d o ângulo de atrito de cálculo, que é calculado a partir do ângulo de atrito característico ϕ_k que é minorado por um coeficiente de segurança para o ângulo de atrito γ_ϕ , que deve ser aplicado à $\tan \phi$. Assim temos:

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi} = \frac{\tan \phi_k}{1.25} \Leftrightarrow \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi_k}{1.25} \right) \quad (4.12.)$$

Pelo EC7 para a determinação da força I é necessário igualar as forças desestabilizadoras de cálculo às forças estabilizadoras de cálculo ($F_{dst;d} = F_{stb;d}$).

$$F_{dst;d} = F_{stb;d} \Leftrightarrow T_2 = N_2 \tan \phi_d \quad (4.41.)$$

$$\begin{aligned} & W_2 \sin \alpha_2 - I \cdot \sin \phi_d \cdot \sin \alpha_2 - I \cdot \cos \phi_d \cdot \cos \alpha_2 = \\ & = (W_2 \cos \alpha_1 - I \cdot \sin \phi_d \cdot \cos \alpha_2 + I \cdot \cos \phi_d \cdot \sin \alpha_2) \cdot \tan \phi_d \end{aligned} \quad (4.42.)$$

$$I = \frac{W_2}{\cos \phi_d \frac{1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d}{\tan \alpha_2 - \tan \phi_d} + \sin \phi_d} \quad (4.43.)$$

Para verificar se o talude se encontra em equilíbrio é necessário verificar se o bloco 1 obedece a inequação 4.2. Seguindo os passos anteriormente descritos, as forças desestabilizadoras e estabilizadoras de cálculo do bloco 1 são:

$$F_{dst,1;d} = T_1 = W_1 \sin \alpha_1 + I \sin \phi_d \cdot \sin \alpha_1 + I \cos \phi_d \cdot \cos \alpha_1 \quad (4.44.)$$

$$F_{stb,1;d} = N_1 \tan \phi_d = (W_1 \cos \alpha_1 + I \sin \phi_d \cdot \cos \alpha_1 - I \cos \phi_d \cdot \sin \alpha_1) \cdot \tan \phi_d \quad (4.45.)$$

Se a seguinte inequação for verificada o talude estará em equilíbrio, segundo o EC7:

$$F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d} \quad (4.2.)$$

Em síntese para a Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1 do EC7 para o cálculo do ELU é procedimento a seguir e o seguinte:

- Determinar o valor de ϕ_d ;
- A partir do bloco 2 calcular a força de interação I entre os dois blocos;
- Calcular as forças perpendiculares e paralelas desenvolvidas na superfície de deslizamento do bloco 1;
- Verificar a inequação $F_{dst;d} \leq F_{stb;d}$.

Pode ocorrer duas situações:

- $F_{dst;d} \leq F_{stb;d}$, verificando-se que o talude está em equilíbrio;
- $F_{dst;d} > F_{stb;d}$, não se verificando que o talude está em equilíbrio.

4.3.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS DE INÉRCIA SÍSMICAS

Na Figura 4.3. apresentada anteriormente estão representados o peso do bloco conjugado com forças de inércia sísmicas. O ângulo α para o caso presente é igual a α_1 para o bloco 1 e α_2 para o bloco 2.

É seguido o procedimento descrito anteriormente para o método do coeficiente de segurança global, onde é adicionado às expressões deduzidas no ponto 4.2.1. as forças de inércia sísmicas.

Sintetizando o método dos coeficientes de segurança globais, que já foi demonstrado anteriormente, as expressões mais importantes para a determinação de equilíbrio limite são:

- O valor da força I que é calculado a partir do equilíbrio limite do bloco 2:

$$I = \frac{W_2(1 \pm k_v)(\tan \alpha_2 - \tan \phi) + W_2 \cdot k_h(1 + \tan \alpha_2 \tan \phi)}{\cos \phi(1 + \tan \alpha_2 \tan \phi) + \sin \phi(\tan \alpha_2 - \tan \phi)} \quad (4.46.)$$

- O valor do factor de segurança do bloco 1:

$$FS_1 = \frac{(W_1(1 \pm k_v) - W_1 \cdot k_h \tan \alpha_1 + I \sin \phi - I \cos \phi \cdot \tan \alpha_1) \cdot \tan \phi}{W_1(1 \pm k_v) \tan \alpha_1 + W_1 \cdot k_h + I \sin \phi \cdot \tan \alpha_1 + I \cos \phi} \quad (4.47.)$$

As três possíveis situações que podem resultar desta análise estão referidas na síntese do método do coeficiente global de segurança no ponto 4.3.1.

Pelo método utilizado pelo EC7, as expressões mais importantes para verificar a segurança são:

- O valor da força I que é calculado a partir do equilíbrio limite do bloco 2:

$$I = \frac{W_2(1 \pm k_v)(\tan \alpha_2 - \tan \phi_d) + W_2 \cdot k_h(1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d)}{\cos \phi_d(1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d) + \sin \phi_d(\tan \alpha_2 - \tan \phi_d)} \quad (4.48.)$$

- Verificar se $F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d}$:

$$\begin{aligned} & W_1(1 \pm k_v) \sin \alpha_1 + W_1 \cdot k_h \cos \alpha_1 + I \cdot \sin \phi_d \cdot \sin \alpha_1 + I \cdot \cos \phi_d \cdot \cos \alpha_1 \leq \\ & \leq (W_1(1 \pm k_v) \cos \alpha_1 - W_1 \cdot k_h \sin \alpha_1 + I \cdot \sin \phi_d \cdot \cos \alpha_1 - I \cdot \cos \phi_d \cdot \sin \alpha_1) \cdot \tan \phi_d \end{aligned} \quad (4.49.)$$

Se $F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d}$ for verificado o talude encontra-se em equilíbrio, caso contrario o talude será instável.

4.3.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA

A presença de água no maciço rochoso é das maiores causas de instabilidades em taludes rochosos. Neste ponto apresenta-se as equações que são utilizadas numa análise de estabilidade de um talude com água.

A Figura 4.14. representa um talude esquemático com linha piezométrica. Considerando z_w como a altura da coluna de água no ponto B, é possível determinar o valor e o sentido das pressões de água exercidas em cada um dos blocos.

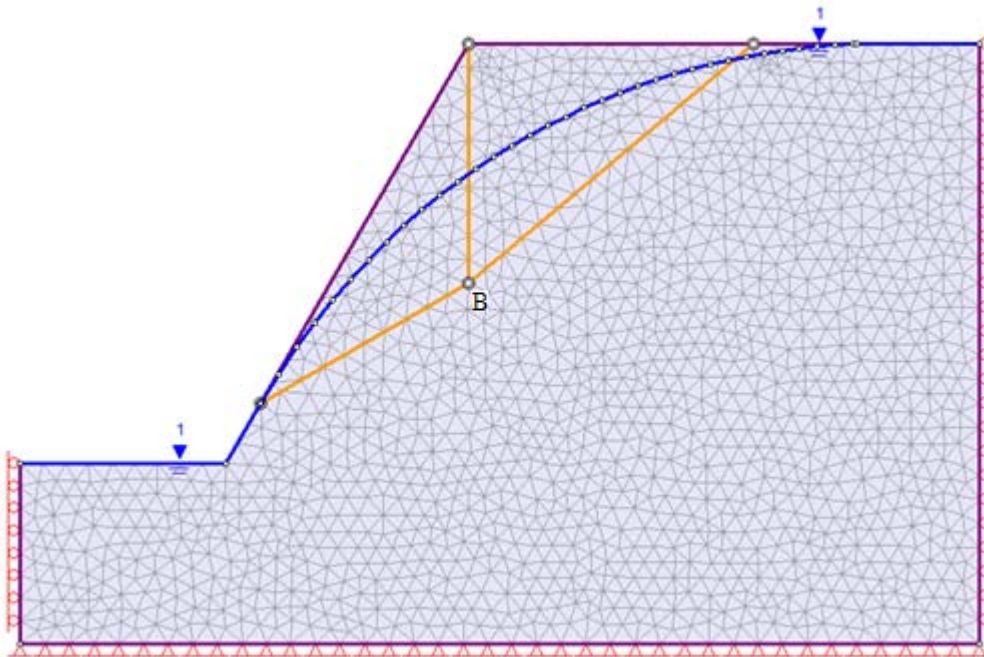


Fig.4.14. – Talude esquemático com nível freático

Nas Figuras 4.15. e 4.16. estão representados os pontos de aplicação das forças resultantes da pressão da água sobre os blocos 2 e 1, respectivamente.

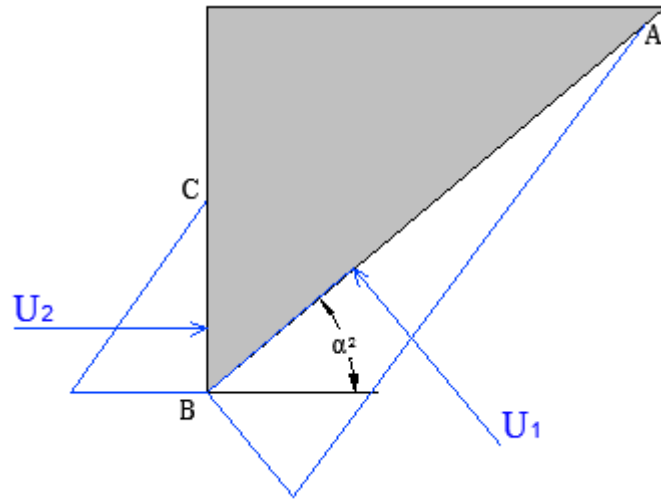


Fig.4.15. – Pressões de água no bloco 2

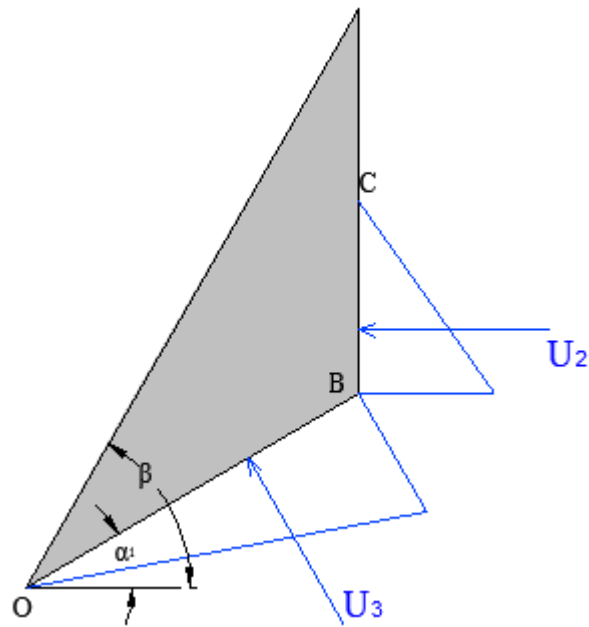


Fig.4.16. – Pressões de água no bloco 1

As pressões de água no bloco 1 são as seguintes:

$$U_1 = \frac{1}{2} \gamma_w \times z_w \times \overline{AB} \quad (4.50.)$$

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w \times z_w \times \overline{BC} \quad (4.51.)$$

Para o bloco 2 as pressões são as seguintes:

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w \times z_w \times \overline{BC} \quad (4.51.)$$

$$U_3 = \frac{1}{2} \gamma_w \times z_w \times \overline{OB} \quad (4.52.)$$

Sintetizando o método dos coeficientes de segurança globais, que já foi demonstrado anteriormente, as expressões mais importantes para a determinação de equilíbrio limite são:

- O valor da força I que é calculado a partir do equilíbrio limite do bloco 2:

$$I = \frac{W_2 \cdot (\tan \alpha_2 - \tan \phi) - U_2 \cdot (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi) + U_1 \cdot \tan \phi / \cos \alpha_2}{\cos \phi (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi) + \sin \phi (\tan \alpha_2 - \tan \phi)} \quad (4.53.)$$

- O valor do factor de segurança do bloco 1:

$$FS_1 = \frac{(W_1 + I \cdot \sin \phi - I \cdot \cos \phi \cdot \tan \alpha_1 - U_2 \cdot \tan \alpha_1 - U_3) \cdot \tan \phi}{W_1 \tan \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \tan \alpha_1 + I \cdot \cos \phi + I_{w2}} \quad (4.54.)$$

As três possíveis situações que podem resultar desta análise estão referidas na síntese do método do coeficiente global de segurança no ponto 4.3.1.

Pelo método utilizado pelo EC7, as expressões mais importantes para verificar a segurança são:

- O valor da força I que é calculado a partir do equilíbrio limite do bloco 2:

$$I = \frac{W_2 \cdot (\tan \alpha_2 - \tan \phi_d) - U_2 \cdot (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d) + U_1 \cdot \tan \phi_d / \cos \alpha_2}{\cos \phi_d (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d) + \sin \phi_d (\tan \alpha_2 - \tan \phi_d)} \quad (4.55.)$$

- Verificar se $F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d}$:

$$\begin{aligned} W_1 \sin \alpha_1 + I \cdot \sin \phi_d \cdot \sin \alpha_1 + I \cdot \cos \phi_d \cdot \cos \alpha_1 + U_2 \cdot \cos \alpha_1 &\leq \\ \leq (W_1 \cos \alpha_1 + I \cdot \sin \phi_d \cdot \cos \alpha_1 - I \cdot \cos \phi_d \cdot \sin \alpha_1 - U_2 \cdot \sin \alpha_1 - U_3) \cdot \phi_d &\end{aligned} \quad (4.56.)$$

Se $F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d}$ for verificado o talude encontra-se em equilíbrio, caso contrario o talude será instável.

4.3.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO, FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA E FORÇA APLICADA POR UMA ANCORAGEM

Uma das várias medidas de estabilização de taludes rochosos consiste na aplicação de ancoragens no maciço. Na Figura 4.17. está representada a aplicação de uma ancoragem (A) num talude sujeito a deslizamento planar de uma cunha e a decomposição da força exercida pela mesma.

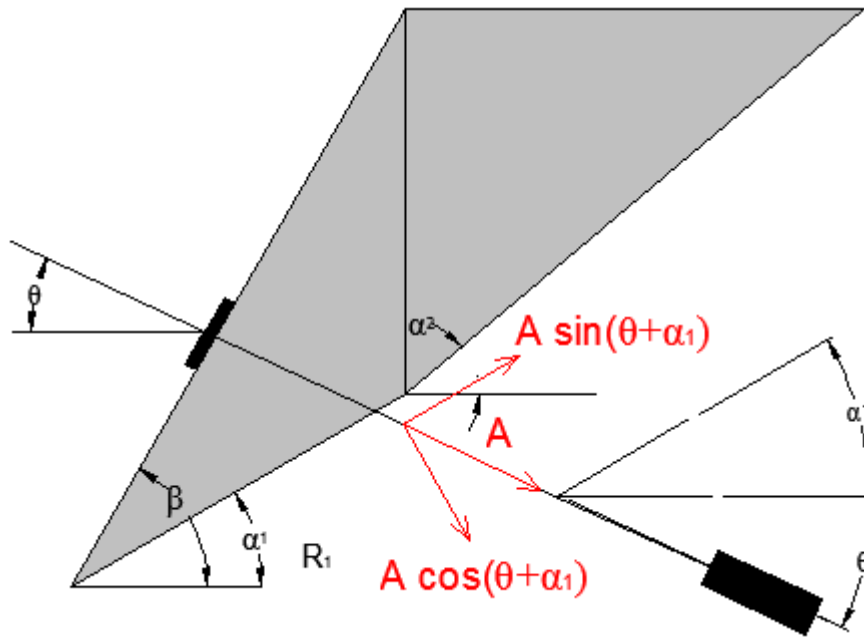


Fig.4.17. – Talude constituído por 2 blocos estabilizado por uma ancoragem

Neste caso particular o procedimento a seguir é o mesmo adoptado no ponto 4.3.3., no entanto é adicionada a força exercida pela ancoragem.

Sintetizando o método dos coeficientes de segurança globais, que já foi demonstrado anteriormente, as expressões mais importantes para a determinação de equilíbrio limite são:

- O valor da força I que é calculado a partir do equilíbrio limite do bloco 2:

$$I = \frac{W_2 \cdot (\tan \alpha_2 - \tan \phi) - U_2 \cdot (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi) + U_1 \cdot \tan \phi / \cos \alpha_2}{\cos \phi (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi) + \sin \phi (\tan \alpha_2 - \tan \phi)} \quad (4.57.)$$

- O valor do factor de segurança do bloco 1:

$$FS_1 = \frac{(W_1 \cos \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \cos \alpha_1 - I \cdot \cos \phi \cdot \sin \alpha_1 - U_2 \cdot \sin \alpha_1 - U_3 + A \cos(\theta + \alpha_1)) \cdot \tan \phi}{W_1 \sin \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \sin \alpha_1 + I \cdot \cos \phi \cdot \cos \alpha_1 + I_{w2} \cdot \cos \alpha_1 - A \sin(\theta + \alpha_1)} \quad (4.58.)$$

As três possíveis situações que podem resultar desta análise estão referidas na síntese do método do coeficiente global de segurança no ponto 4.3.1.

Pelo método utilizado pelo EC7, as expressões mais importantes para verificar a segurança são:

- O valor da força I que é calculado a partir do equilíbrio limite do bloco 2:

$$I = \frac{W_2 \cdot (\tan \alpha_2 - \tan \phi_d) - U_2 \cdot (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d) + U_1 \cdot \tan \phi_d / \cos \alpha_2}{\cos \phi_d (1 + \tan \alpha_2 \tan \phi_d) + \sin \phi_d (\tan \alpha_2 - \tan \phi_d)} \quad (4.59.)$$

- Verificar se $F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d}$:

$$\begin{aligned} & W_1 \sin \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \sin \alpha_1 + I \cdot \cos \phi \cdot \cos \alpha_1 + U_2 \cdot \cos \alpha_1 - A \sin(\theta + \alpha_1) \leq \\ & \leq (W_1 \cos \alpha_1 + I \cdot \sin \phi \cdot \cos \alpha_1 - I \cdot \cos \phi \cdot \sin \alpha_1 - U_2 \cdot \sin \alpha_1 - U_3 + A \cos(\theta + \alpha_1)) \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad (4.60.)$$

Se $F_{dst,1;d} \leq F_{stb,1;d}$ for verificado o talude encontra-se em equilíbrio, caso contrario o talude será instável.

4.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDE SUJEITO A *TOPPLING*

4.4.1. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO

A rotura por *toppling* pode dar-se quando as descontinuidades mergulham para o interior do talude e originam um bloco único, ou uma série de blocos paralelepípedicos (e/ou tabulares) formando “placas”, de forma que o centro de massa do bloco caia fora da base (Figura 4.18.). Estas condições para ocorrer *toppling* verificam-se quando o plano da face do talude e os planos de descontinuidades mergulham em sentidos opostos e com elevados pendores.

A experiência neste tipo de rotura tem demonstrado que podem ocorrer movimentos significativos de alguns blocos sem existir rotura global do talude. Esta rotura só ocorrerá quando houver deslocamentos significativos nos blocos do pé de talude, actuando estes como um elemento chave na estabilização do talude.

A identificação das estruturas geológicas que podem desencadear *toppling* é de grande importância pois os deslocamentos neste tipo de taludes podem ser maiores que os valores limites admissíveis para a maioria das super-estruturas.

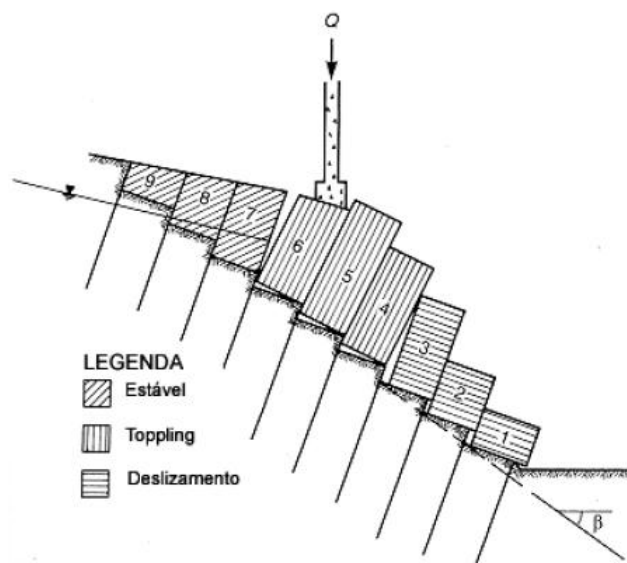


Fig.4.18. – Talude composto por blocos sujeitos a rotura por *toppling*

A análise de estabilidade da rotura por *toppling* foi estudada por vários autores, tais como Goodman e Bray (1976) e Hoek e Bray (1981). Os autores citados desenvolveram análises deste tipo de rotura para casos simples e taludes com blocos esquemáticos. O método de análise baseia-se no equilíbrio limite das forças induzidas nos blocos susceptíveis a *toppling* e consiste na análise das condições de estabilidade de cada bloco a partir da parte superior do talude. Quando um sistema de blocos começa a ficar instável, é geralmente possível identificar 3 grupos distintos de comportamento:

- a) Um conjunto de blocos estáveis, no topo do talude;
- b) Um conjunto de blocos instáveis em relação ao deslizamento, normalmente no pé do talude;
- c) Um conjunto de blocos instáveis em relação ao derrubamento, na parte intermédia do talude.

Estas situações dependem das dimensões do bloco, dos parâmetros de resistência ao deslizamento das respectivas faces e das forças externas nele aplicadas.

O primeiro passo na análise de estabilidade pelo método de equilíbrio limite, utilizando o coeficiente global de segurança é a determinação das dimensões de todos os blocos, definindo a largura Δx e altura y_n (Figura 4.19.).

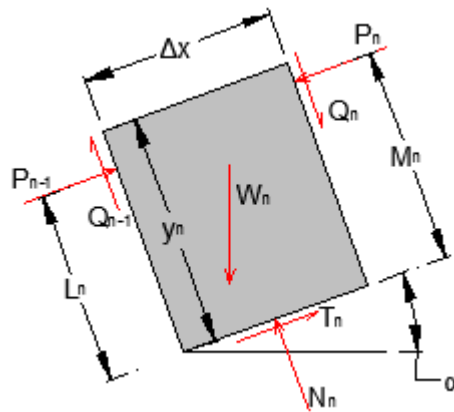


Fig.4.19. – Forças actuantes no bloco n sujeito a *toppling*

Na Figura 4.19. mostra-se um bloco genérico (n) com a representação das reacções normal e tangencial aplicadas na base (N_n , T_n). As forças P_n e Q_n são as componentes da força de interacção entre o bloco n e o bloco $n+1$, componente segundo a normal e a superfície de contacto entre os dois blocos, respectivamente. Como ocorre deslizamento entre os dois blocos segundo a superfície de contacto entre os dois, Q_n pode ser traduzido pela expressão 4.61. As forças P_{n-1} e Q_{n-1} são as componentes da força de interacção entre o bloco n e o bloco $n-1$. W_n representa o peso do bloco n . Num conjunto de blocos que podem sofrer *toppling*, M_n e L_n são as distâncias de aplicação das forças P_n e P_{n-1} , respectivamente, à base do bloco (Figura 4.19.).

As forças tangenciais de interacção entre o bloco n e os blocos adjacentes é dado por:

$$Q_n = P_n \tan \phi \quad (4.61.)$$

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan \phi \quad (4.62.)$$

Para a análise de estabilidade do talude sujeito a *toppling*, deve adoptar-se um sistema de cálculo em que, em primeiro lugar, por decomposição do conjunto de forças actuantes no bloco nas componentes perpendicular e paralela à base, são determinadas as resultantes das forças normal (N_n) e tangencial (T_n) que actuam na base.

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N_n - W_n \cdot \cos \alpha - P_n \tan \phi + P_{n-1} \tan \phi = 0 \\ N_n &= W_n \cdot \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi \end{aligned} \quad (4.63.)$$

$$\sum F_t = 0 \Leftrightarrow T_n - W_n \cdot \sin \alpha - P_n + P_{n-1} = 0$$

$$T_n = W_n \cdot \sin \alpha + (P_n - P_{n-1}) \quad (4.64.)$$

onde o peso do bloco n é dado por $W_n = \gamma \cdot \Delta x \cdot y_n$; α é o pendor da base dos blocos; ϕ é o ângulo de atrito das discontinuidades dos blocos.

Considerando o somatório dos momentos em relação ao ponto O é igual a 0 (Figura 4.20.), determina-se o valor da força $P_{n-1,t}$ que é necessária para evitar o *toppling* do bloco n :

$$\sum M_O = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow P_{n-1} \times L_n - P_n \times M_n + P_n \tan \phi \times \Delta x + W_n \cos \alpha \times \frac{\Delta x}{2} - W_n \sin \alpha \times \frac{y_n}{2} = 0 \quad (4.65.)$$

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \cdot \tan \phi) + (W_n/2)(y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha)}{L_n} \quad (4.66.)$$

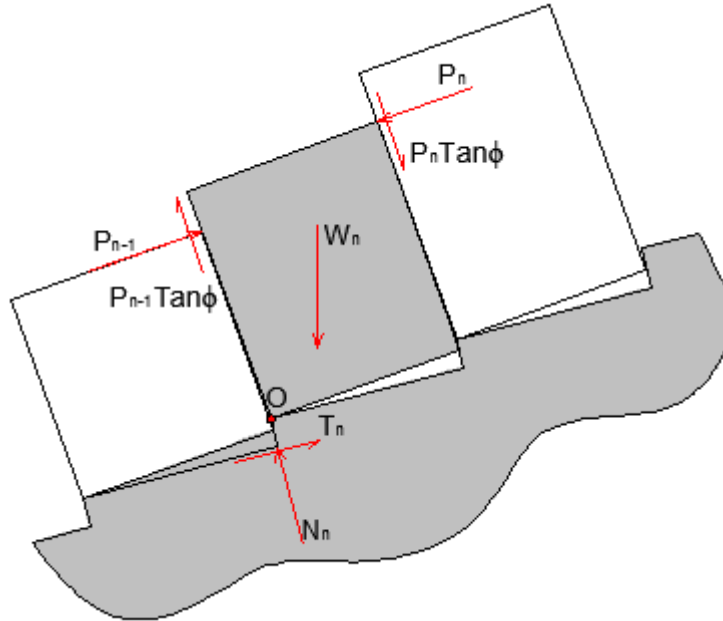
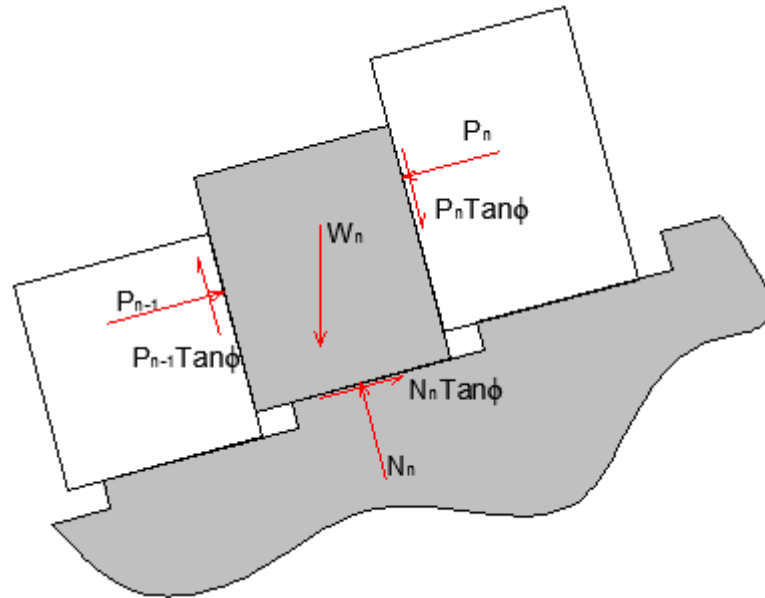


Fig.4.20. – Condições de equilíbrio limite para *toppling* no bloco n

Assumindo que os blocos estão em estado de equilíbrio limite e atendendo às expressões 4.63. e 4.64., a força necessária para evitar o escorregamento resulta da aplicação das expressões de equilíbrio (Figura 4.21.) é dada por:

$$W_n \cdot \sin \alpha + (P_n - P_{n-1}) = (W_n \cdot \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi) \tan \phi \quad (4.67.)$$

$$P_{n-1,s} = P_n + \frac{W_n (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{1 - \tan^2 \phi} \quad (4.68.)$$

Fig.4.21. – Condições de equilíbrio limite para deslizamento no bloco n

O procedimento para a análise da estabilidade do talude consiste em examinar a condição de estabilidade de cada bloco, começando a partir do topo do talude.

Seguidamente apresenta-se em síntese o modo de análise da estabilidade do talude sujeito a *toppling*.

1. Determinar a partir do topo do talude o bloco mais alto junto a crista do talude que satisfaça a seguinte condição:

$$y_n / \Delta x > \cotg(\alpha)$$

2. A partir do primeiro bloco a contar do topo do talude que satisfaça a condição anterior (situação geradora de *toppling*), calcular as forças laterais P_{n-1} necessária para garantir estabilidade. Sendo $P_{n-1,t}$ e $P_{n-1,s}$ respectivamente os valores calculados para garantir equilíbrio limite do bloco n em relação ao *toppling* e ao deslizamento.

Podem ocorrer três situações:

se $P_{n-1,t} > P_{n-1,s}$ e $P_{n-1,t} > 0$, o bloco tende a bascular e $P_{n-1} = P_{n-1,t}$

se $P_{n-1,s} > P_{n-1,t}$ e $P_{n-1,s} > 0$, o bloco tende a deslizar e $P_{n-1} = P_{n-1,s}$

se $P_{n-1,s} < 0$ e $P_{n-1,t} < 0$, o bloco é estável e $P_{n-1} = 0$

3. Para a análise do equilíbrio de cada bloco subsequente (Bloco $n-1$), aplica-se no lado adjacente ao bloco n a força inter-blocos P_{n-1} , mas de sentido oposto ao desta, e calcula-se a força do outro lado através do procedimento descrito anteriormente;
4. Prossegue-se com o idêntico cálculo até chegar ao bloco do pé do talude.

Se $P_0 > 0$, o talude é instável.

Se $P_0 < 0$, o talude é estável.

Se $P_0 = 0$, o talude estará em situação de equilíbrio limite.

Contudo mesmo que o bloco do pé do talude seja estável, o que impede a rotura global do talude, podem registar-se deslocamentos nos blocos mais altos do talude, que têm a tendência para bascular, sendo esses deslocamentos por vezes muito significativos.

O modo de determinação do factor de segurança do talude é possível através da divisão da tangente do ângulo de atrito (ϕ) das descontinuidades dos blocos rochosos pela tangente do ângulo de atrito crítico necessário ao equilíbrio limite do talude (ϕ_{crit}), que corresponde à situação de $P_0 = 0$. Assim o factor de segurança é dado por:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{crit}} \quad (4.69.)$$

Na análise de estabilidade feita através do EC7, ao Método de Equilíbrio Limite são aplicados coeficientes parciais de segurança às acções e propriedades dos materiais. A filosofia de cálculo é a mesma utilizada nos coeficientes globais de segurança. Um dos casos particulares da análise segundo o EC7 é a utilização de valores de cálculo nas acções e nas propriedades dos materiais. Nesta análise é efectuada a análise segundo a Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1. Assim para efectuar uma análise de estabilidade segundo o EC7 é necessário substituir nas expressões anteriores o ângulo de atrito (ϕ) pelo ângulo de atrito de cálculo (ϕ_d).

O ângulo de atrito de cálculo (ϕ_d), é calculado a partir do ângulo de atrito característico ϕ_k , cuja tangente é minorada por um coeficiente de segurança parcial para o ângulo de atrito γ_ϕ . O valor de γ_ϕ encontra-se no Quadro 3.3 do Capítulo 3.

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi} = \frac{\tan \phi_k}{1.25} \Leftrightarrow \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi_k}{1.25} \right) \quad (4.12.)$$

O valor da força $P_{n-1,t;d}$ de cálculo que é necessária para evitar o *toppling* do bloco n passa a ser:

$$P_{n-1,t;d} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \cdot \tan \phi_d) + (W_n/2)(y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha)}{L_n} \quad (4.70.)$$

O valor da força $P_{n-1,s;d}$ de cálculo que é necessária para evitar deslizamento do bloco n passa a ser:

$$P_{n-1,s;d} = P_n + \frac{W_n(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi_d)}{1 - \tan^2 \phi_d} \quad (4.71.)$$

Os procedimentos e etapas a efectuar na análise de estabilidade segundo o EC7 é a mesma utilizada na análise de estabilidade através dos coeficientes globais de segurança. No que diz respeito à verificação de segurança é necessário verificar a seguinte inequação:

$$P_{0,d} \leq 0 \quad (4.72.)$$

Se esta inequação se verificar, o talude encontra-se em segurança, caso não se verifique a inequação o talude não se encontra em segurança segundo o EC7.

4.4.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS DE INÉRCIA SÍSMICAS

No caso de ocorrência de um sismo, às expressões utilizadas para o caso de instabilidade por *toppling* só com peso próprio dos blocos adiciona-se as respectivas forças de inércia causadas pelo sismo (Figura 4.3.).

As resultantes das forças normal (N_n) e tangencial (T_n) que actuam na base, com o contributo das forças sísmicas são:

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N_n - W_n(1 \pm k_v) \cdot \cos \alpha + W_n \cdot k_h \cdot \sin \alpha - P_n \tan \phi + P_{n-1} \tan \phi = 0 \\ N_n &= W_n(1 \pm k_v) \cdot \cos \alpha - W_n \cdot k_h \cdot \sin \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi \end{aligned} \quad (4.73.)$$

$$\begin{aligned} \sum F_t = 0 &\Leftrightarrow T_n - W_n(1 \pm k_v) \sin \alpha - W_n \cdot k_h \cdot \cos \alpha - P_n + P_{n-1} = 0 \\ T_n &= W_n(1 \pm k_v) \sin \alpha + W_n \cdot k_h \cdot \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \end{aligned} \quad (4.74.)$$

onde o peso do bloco n é dado por $W_n = \gamma \cdot \Delta x \cdot y_n$; α é o pendor da base dos blocos; ϕ é o ângulo de atrito das discontinuidades dos blocos.

Considerando o somatório dos momentos em relação ao ponto O é igual a 0 (Figura 4.20.), determina-se o valor da força $P_{n-1,t}$ que é necessária para evitar o *toppling* do bloco n :

$$\begin{aligned} \sum M_O = 0 &\Leftrightarrow P_{n-1} \times L_n - P_n \times M_n + P_n \tan \phi \times \Delta x + W_n(1 \pm k_v) \cos \alpha \times \frac{\Delta x}{2} - \\ &- W_n(1 \pm k_v) \sin \alpha \times \frac{y_n}{2} - W_n \cdot k_h \cdot \cos \alpha \times \frac{y_n}{2} - W_n \cdot k_h \cdot \sin \alpha \times \frac{\Delta x}{2} = 0 \end{aligned} \quad (4.75.)$$

$$P_{n-1,t} = \frac{1}{L_n} \left\{ \begin{aligned} &P_n(M_n - \Delta x \cdot \tan \phi) + W_n(1 \pm k_v)/2 \times (y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha) + \\ &+ W_n \cdot k_h/2 \times (y_n \cdot \cos \alpha - \Delta x \cdot \sin \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (4.76.)$$

Assumindo que os blocos estão em estado de equilíbrio limite e atendendo às expressões 4.73. e 4.74., a força necessária para evitar o escorregamento é dada por:

$$\begin{aligned} &(W_n(1 \pm k_v) \cdot \cos \alpha - W_n \cdot k_h \cdot \sin \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi) \cdot \tan \phi = \\ &= W_n(1 \pm k_v) \sin \alpha + W_n \cdot k_h \cdot \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \end{aligned} \quad (4.77.)$$

$$P_{n-1,s} = P_n + \frac{W_n(1 \pm k_v) \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) + W_n \cdot k_h (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{1 - \tan^2 \phi} \quad (4.78.)$$

O procedimento a efectuar na análise da estabilidade do talude para os coeficientes globais de segurança é igual à descrita anteriormente em 4 pontos, bem como o factor de segurança.

Segundo o EC7 o procedimento é o mesmo descrito no ponto 4.4.1., neste caso as forças $P_{n-1,t;d}$ e $P_{n-1,s;d}$ são dados por:

$$P_{n-1,t;d} = \frac{1}{L_n} \left\{ \begin{aligned} &P_n(M_n - \Delta x \cdot \tan \phi_d) + W_n(1 \pm k_v)/2 \times (y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha) + \\ &+ W_n \cdot k_h/2 \times (y_n \cdot \cos \alpha - \Delta x \cdot \sin \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (4.79.)$$

$$P_{n-1,s;d} = P_n + \frac{W_n(1 \pm k_v) \cdot (\text{sen} \alpha - \text{cos} \alpha \cdot \tan \phi_d) + W_n \cdot k_h (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi_d)}{1 - \tan^2 \phi_d} \quad (4.80.)$$

4.4.3. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO E FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA

O procedimento para a análise de estabilidade pelos coeficientes globais de segurança é o mesmo do ponto 4.4.1., onde é adicionado a pressão que o nível da água causa nas descontinuidades entre os blocos.

As resultantes das forças normal (N_n) e tangencial (T_n) que actuam na base são

$$\begin{aligned} \sum F_n = 0 &\Leftrightarrow N_n - W_n \cdot \cos \alpha - P_n \tan \phi + P_{n-1} \tan \phi + U_2 = 0 \\ N_n &= W_n \cdot \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi - U_2 \end{aligned} \quad (4.81.)$$

$$\begin{aligned} \sum F_t = 0 &\Leftrightarrow T_n - W_n \cdot \sin \alpha - P_n + P_{n-1} - U_1 + U_3 = 0 \\ T_n &= W_n \cdot \sin \alpha + (P_n - P_{n-1}) + U_1 - U_3 \end{aligned} \quad (4.82.)$$

As forças U_1 e U_3 são as forças da pressão de água actuante nas faces laterais do bloco e U_2 a força da pressão de água na base do bloco. Estas forças são expressas da seguinte forma:

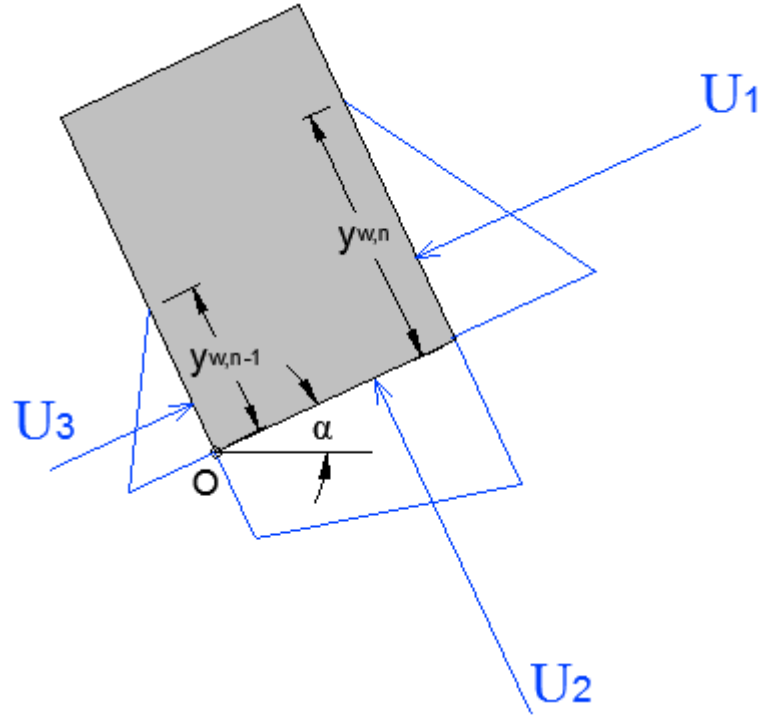
$$U_1 = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_{w,n}^2 \quad (4.83.)$$

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w (z_{w,n} + z_{w,n-1}) \cdot \Delta x \quad (4.84.)$$

$$U_3 = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_{w,n-1}^2 \quad (4.85.)$$

Para a análise de estabilidade de *toppling*, deve ter-se em atenção duas situações distintas. Como se pode visualizar na Figura 4.22., $y_{w,n-1}$ e $y_{w,n}$ são as alturas nas faces laterais do bloco n desde a base ao nível freático junto ao bloco inferior e superior, respectivamente.

Para o cálculo de $P_{n-1,t}$ a diferença entre estas duas alturas tem influência da distância da resultante das pressões de água na base do bloco (U_2), que é crucial para o equilíbrio dos momentos em torno do ponto **O**.


 Fig.4.22. – Representação as pressões de água para $y_{w,n-1}$ menor que $y_{w,n}$

Considerando o somatório dos momentos em relação ao ponto O é igual a 0, determina-se o valor da força $P_{n-1,t}$ que é necessária para evitar o *toppling* do bloco n:

$$\sum M_O = 0 \Leftrightarrow P_{n-1} \times L_n - P_n \times M_n + P_n \tan \phi \times \Delta x + W_n \cos \alpha \times \frac{\Delta x}{2} - W_n \sin \alpha \times \frac{y_n}{2} - U_1 \times \frac{1}{3} y_{w,n} + U_3 \times \frac{1}{3} y_{w,n-1} - U_2 \times d = 0 \quad (4.86.)$$

sendo d a distância do ponto O à resultante da força U_2 . Visto que a forma das pressões é um trapézio, esta pode-se decompor em duas formas: um triângulo e um rectângulo. Neste caso a distância da resultante da força de pressões de água de cada forma geométrica ao ponto d é de simples determinação.

Para o caso de $y_{w,n}$ maior que $y_{w,n-1}$ (Figura 4.22.), o cálculo de $U_2 \times d$ é da seguinte forma:

$$U_2 \times d = \gamma_w \times y_{w,n-1} \times \Delta x \times \frac{\Delta x}{2} + \frac{1}{2} \gamma_w \times (y_{w,n} - y_{w,n-1}) \times \Delta x \times \frac{2}{3} \Delta x \quad (4.87.)$$

A partir do somatório dos momentos em relação ao ponto O, a expressão que caracteriza $P_{n-1,t}$ é:

$$P_{n-1,t} = \frac{1}{L_n} \left\{ \begin{aligned} &P_n (M_n - \Delta x \cdot \tan \phi) + (W_n/2) (y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha) + \\ &+ U_1 \times \frac{1}{3} y_{w,n} - U_3 \times \frac{1}{3} y_{w,n-1} + \gamma_w \times y_{w,n-1} \times \Delta x \times \frac{\Delta x}{2} + \\ &+ \frac{1}{2} \gamma_w \times (y_{w,n} - y_{w,n-1}) \times \Delta x \times \frac{2}{3} \Delta x \end{aligned} \right\} \quad (4.88.)$$

Caso de $y_{w,n}$ menor que $y_{w,n-1}$ (Figura 4.23.), o cálculo de $V_2 \times d$ é da seguinte forma:

$$U_2 \times d = \gamma_w \times y_{w,n} \times \Delta x \times \frac{\Delta x}{2} + \frac{1}{2} \gamma_w \times (y_{w,n-1} - y_{w,n}) \times \Delta x \times \frac{1}{3} \Delta x \quad (4.89.)$$

E a expressão de $P_{n-1,t}$ é:

$$P_{n-1,t} = \frac{1}{L_n} \left\{ \begin{aligned} &P_n (M_n - \Delta x \cdot \tan \phi) + (W_n/2)(y_n \cdot \text{sen} \alpha - \Delta x \cdot \text{cos} \alpha) + \\ &+ U_1 \times \frac{1}{3} y_{w,n} - U_3 \times \frac{1}{3} y_{w,n-1} + \gamma_w \times y_{w,n} \times \Delta x \times \frac{\Delta x}{2} + \\ &+ \frac{1}{2} \gamma_w \times (y_{w,n-1} - y_{w,n}) \times \Delta x \times \frac{2}{3} \Delta x \end{aligned} \right\} \quad (4.90.)$$

Caso $y_{w,n} = y_{w,n-1}$, a pressão da base será de forma rectangular, pelo que a distância da resultante de forças U_2 está a $(1/2)\Delta x$ de distância do ponto **O**, a expressão de $U_2 \times d$ é:

$$U_2 \times d = \frac{1}{2} \gamma_w \times y_{w,n} \times \Delta x^2 = \frac{1}{2} \gamma_w \times y_{w,n-1} \times \Delta x^2 \quad (4.91.)$$

E a expressão de $P_{n-1,t}$ é:

$$P_{n-1,t} = \frac{1}{L_n} \left\{ \begin{aligned} &P_n (M_n - \Delta x \cdot \tan \phi) + (W_n/2)(y_n \cdot \text{sen} \alpha - \Delta x \cdot \text{cos} \alpha) + \\ &+ U_1 \times \frac{1}{3} y_{w,n} - U_3 \times \frac{1}{3} y_{w,n-1} + \frac{1}{2} \gamma_w \times y_{w,n} \times \Delta x^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.92.)$$

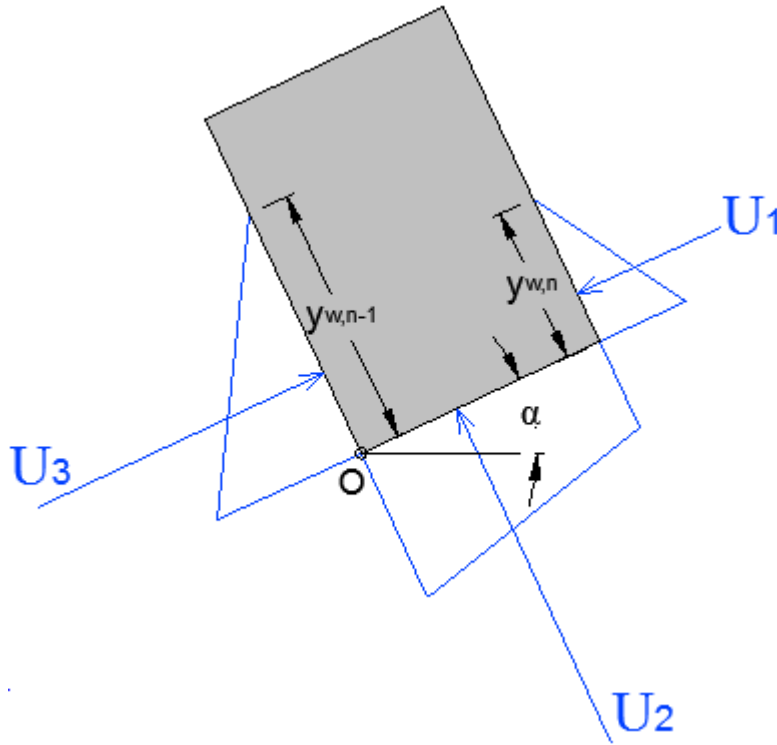


Fig.4.23. – Representação as pressões de água para $y_{w,n-1}$ maior que $y_{w,n}$

Assumindo que os blocos estão em estado de equilíbrio limite e atendendo às expressões 4.81. e 4.82., a força necessária para evitar o escorregamento é dada por:

$$W_n \cdot \sin \alpha + (P_n - P_{n-1}) + U_1 - U_3 = (W_n \cdot \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi - U_2) \tan \phi \quad (4.93.)$$

$$P_{n-1,s} = P_n + \frac{W_n (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) + U_1 - U_3 + U_2 \tan \phi}{1 - \tan^2 \phi} \quad (4.94.)$$

Os procedimentos a seguir para a verificação da estabilidade do talude para o método do coeficiente global de segurança e a verificação de segurança segundo o EC7 são os mesmos apresentados no ponto 4.4.1.

4.4.4. EXPRESSÕES ANALÍTICAS PARA PESO PRÓPRIO, FORÇAS EXERCIDAS PELA ÁGUA E FORÇA APLICADA POR UMA ANCORAGEM

A aplicação de uma ancoragem num talude deste tipo só é necessária caso o talude seja instável ou se for necessário aumentar o factor de segurança do talude. Neste caso são deduzidos as expressões analíticas correspondentes à aplicação uma ancoragem no bloco 1 de um sistema de blocos que podem sofrer *toppling*. Na Figura 4.24. está representada a força exercida pela ancoragem (A).

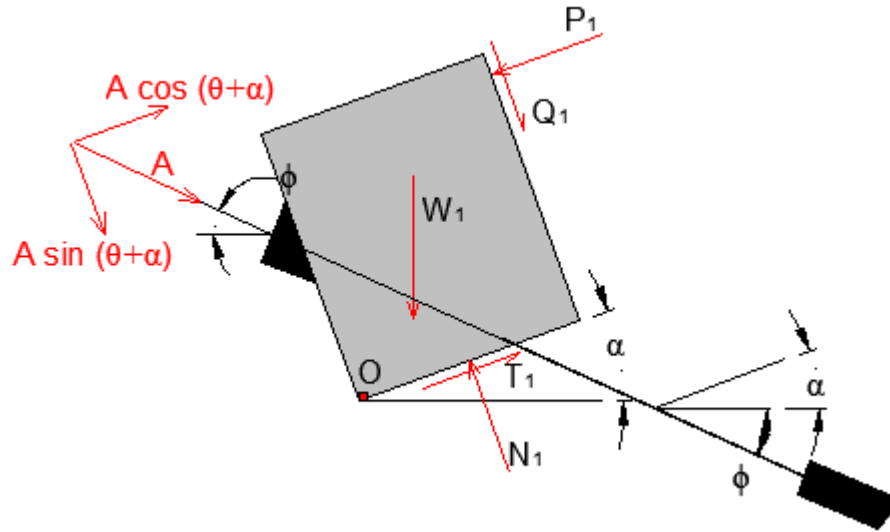


Fig.4.24. – Bloco 1 de um sistema de blocos sujeitos a *toppling*, estabilizado por uma ancoragem

Assumindo que o bloco 1 está em estado de equilíbrio limite, a força A necessária para evitar o escorregamento pelo método do coeficiente global de segurança é dada por:

$$A_s = \frac{W_1 (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) + P_1 - P_1 \cdot \tan^2 \phi + U_1 - U_3 + U_2 \tan \phi}{\sin(\theta + \alpha) \cdot \tan \phi + \cos(\theta + \alpha)} \quad (4.95.)$$

Considerando o somatório dos momentos em relação ao ponto O igual a 0 (Figura 4.24.), determina-se o valor da força A_t que é necessária para evitar o *toppling* do bloco n:

$$\sum M_O = 0 \Leftrightarrow A \cos(\theta + \alpha) \times L_0 - P_1 \times M_1 + P_1 \tan \phi \times \Delta x + W_1 \cos \alpha \times \frac{\Delta x}{2} - W_1 \sin \alpha \times \frac{y_n}{2} - U_1 \times \frac{1}{3} y_{w,1} + U_3 \times \frac{1}{3} y_{w,0} - U_2 \times d = 0 \quad (4.96.)$$

$$A_t = \frac{P_1(M_1 - \Delta x \cdot \tan \phi) + (W_1/2)(y_1 \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha) - U_1 \times \frac{1}{3} y_{w,1} + U_3 \times \frac{1}{3} y_{w,0} - U_2 \times d}{L_0 \cdot \cos(\theta + \alpha)} \quad (4.97.)$$

onde $U_2 \times d$ pode variar conforma as situações indicadas no ponto 4.4.3. onde $y_{w,n}$ pode ser maior, menor ou igual a $y_{w,n-1}$, que neste caso se traduz por y e $y_{w,0}$ respectivamente.

4.5. EXPRESSÕES ANALÍTICAS DE ESTABILIDADE DE SUPERFÍCIES DE DESLIZAMENTO CIRCULARES – MÉTODO DAS FATIAS

Muitas vezes a rotura de taludes verifica-se ao longo de superfícies de deslizamento que são muito próximas de arcos de circunferência. Este tipo de rotura é característico de taludes constituídos por solos, no entanto a rotura circular também pode ocorrer em taludes rochosos muito fracturados.

A análise de estabilidade do talude é facilitada por meio da divisão da massa deslizante em fatias de faces verticais como se pode verificar pela Figura 4.25. (Matos Fernandes, 2006).

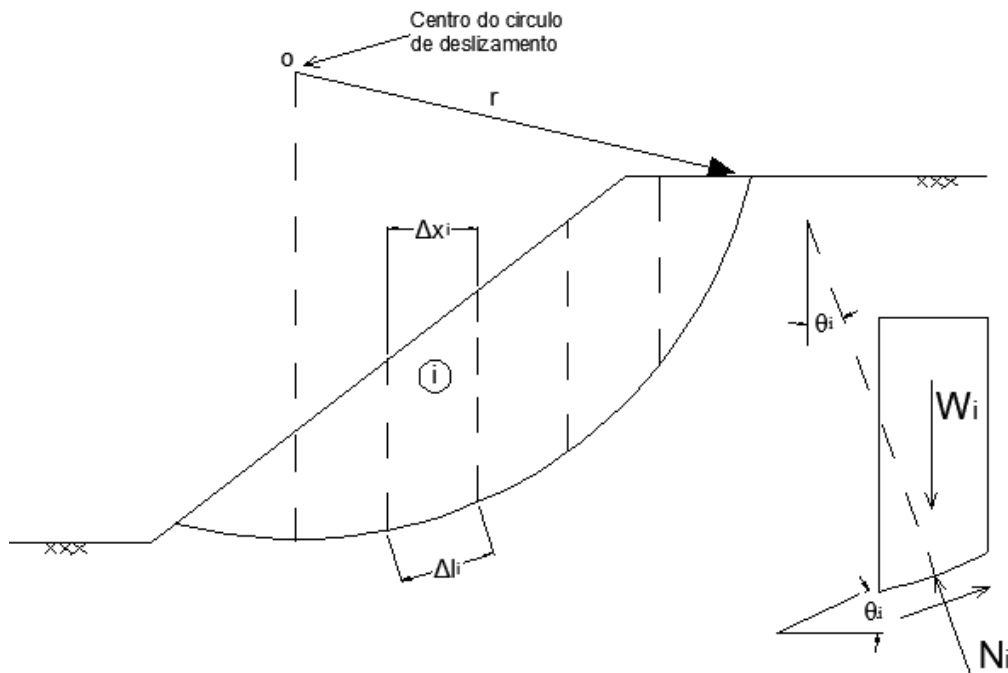


Fig.4.25. – Cunha de deslizamento analisada pelo método das fatias

O método de equilíbrio limite, utilizando o coeficiente de segurança global é definido em termos de momentos em relação ao centro do círculo:

$$FS = \frac{M_{stb}}{M_{dst}} \quad (4.98.)$$

sendo M_{stb} o momento das forças que se opõem ao deslizamento, isto é, das forças estabilizadoras mobilizáveis ao longo do arco, e M_{dst} o momento das forças que tendem a provocar aquele deslizamento, isto é, das forças desestabilizadoras.

Atendendo às notações da Figura 4.25.:

$$M_{stb} = r \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \tan \phi) \Delta l_i = r \left(c \cdot l + \tan \phi \sum_{i=1}^n N_i \right) \quad (4.99.)$$

$$M_{dst} = r \sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i \quad (4.100.)$$

sendo l o comprimento de toda a superfície circular e r o raio da circunferência.

Depois de determinar M_{stb} e M_{dst} , factor de segurança é dado por:

$$FS = \frac{c \cdot l + \tan \phi \sum_{i=1}^n N_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (4.101.)$$

No caso do maciço não ser homogéneo, variando as características resistentes de fatia para fatia a expressão para determinar o factor de segurança passa a ser:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c \cdot \Delta l_i + \tan \phi_i N_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (4.102.)$$

Segundo o EC7 para verificar a segurança do problema é necessário verificar a seguinte inequação:

$$M_{stb,d} \geq M_{dst,d} \quad (4.103.)$$

sendo $M_{stb,d}$ o momento das forças estabilizadoras de cálculo mobilizadas ao longo do arco, e $M_{dst,d}$ o momento das forças desestabilizadoras de cálculo que provocarão o deslizamento.

A forma de calcular os momentos estabilizadores e desestabilizadores é a mesma utilizada anteriormente para o coeficiente de segurança global. No entanto são utilizados os valores de cálculo dos parâmetros resistentes (c_d e ϕ_d) em vez de a c e ϕ . Assim através do EC7 para o caso homogéneo deve verificar-se a seguinte inequação:

$$c_d \cdot l + \tan \phi_d \sum_{i=1}^n N_i \geq \sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i \quad (4.104.)$$

A dificuldade de resolução deste tipo de problema reside na determinação das forças N_i na base de cada uma das fatias. Já que o problema é estaticamente indeterminado, o cálculo exige a adopção de algumas hipóteses, nomeadamente no que respeita às forças de interacção entre fatias. Em seguida serão apresentados dois dos métodos mais utilizados, o Método de Fellenius e o de Bishop simplificado. Cada método admite uma hipótese referente as forças de interacção entre as fatias. No entanto nenhum destes métodos fornece resultados teoricamente correctos, já que são baseados em hipóteses simplificadas. O Método de Bishop simplificado consegue uma maior aproximação de

resultados, relativamente a métodos mais elaborados, podendo considerar-se satisfatório para efeitos práticos. O Método de Fellenius apresenta sempre resultados inferiores aos de Bishop, pelo que se está sempre pelo lado da segurança.

O coeficiente de segurança determinado por estes métodos diz respeito apenas à superfície de deslizamento considerada, e não do maciço. Deve-se repetir os cálculos para várias superfícies de deslizamento, procurando a que conduz a um valor mínimo do coeficiente de segurança. A análise deste tipo de taludes existe em vários programas de cálculo automático, onde se destaca o *Slope* que é vocacionado para a análise da estabilidade de taludes através do método das fatias.

5.5.1. MÉTODO DE FELLENIUS

Fellenius em 1936 desenvolveu o primeiro método dentro da filosofia exposta, admitindo que as forças de interacção entre cada fatia e as vizinhas têm a direcção paralela à base da fatia em causa. Assim, aquelas forças não aparecem numa equação de equilíbrio de forças na direcção normal à base da fatia.

Assim N_i vem dado por:

$$N_i = W_i \cos \theta_i \quad (4.105.)$$

O factor de segurança é obtido através da seguinte equação:

$$FS = \frac{c \cdot l + \tan \phi \sum_{i=1}^n W_i \cos \theta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (4.106.)$$

5.5.1. MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

O método de Bishop na sua versão simplificada admite que as forças de interacção entre as fatias são horizontais. Sendo assim, as forças N_i são calculadas a partir de uma equação de projecção das forças na direcção vertical. Considerando novamente as notações da Figura 4.25., pode escrever-se:

$$W_i - N_i \cos \theta_i - T_i \sin \theta_i = 0 \quad (4.107.)$$

A força T_i representa a resultante das forças resistentes mobilizadas na base da fatia, logo:

$$T_i = \frac{c}{FS} \Delta l_i + \frac{\tan \phi}{FS} \cdot N_i \quad (4.108.)$$

Substituindo a equação 4.108. na equação 4.107., obtém-se:

$$N_i = \frac{W_i - (1/FS) \cdot c \cdot \Delta x_i \tan \theta_i}{\cos \theta_i [1 + (1/FS) \tan \phi \tan \theta_i]} \quad (4.109.)$$

Assim o factor de segurança é dado por:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c \cdot \Delta x_i + W_i \tan \phi) [1/M_i(\theta)]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (4.110.)$$

onde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left(1 + \frac{\tan \theta_i \tan \phi}{FS} \right) \quad (4.111.)$$

A resolução da equação 4.110. tem que ser efectuada por tentativas já que FS aparece nos dois membros.

5

PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

5.1. *DIPS*

O *Dips* é um programa desenvolvido pela Rocscience (2009) para análise interactiva da orientação de descontinuidades em maciços rochosos. O programa apresenta um conjunto de ferramentas com várias aplicações diferentes e é concebido tanto para utilizadores ocasionais como para utilizadores mais experientes que pretendam utilizar ferramentas mais avançadas na análise de dados geológicos. O *Dips* permite ao utilizador visualizar e analisar dados de estruturas geológicas.

O *Dips* é visto como um programa preliminar na análise de possíveis instabilidades de taludes rochosos, pois permite o tratamento de dados geológicos e posterior análise das famílias de descontinuidades existentes. Como se pode ver na Figura 5.1., através do diagrama de *curvas de isodensidades* de concentração de pólos, podem identificar-se 5 famílias diferentes de descontinuidades.

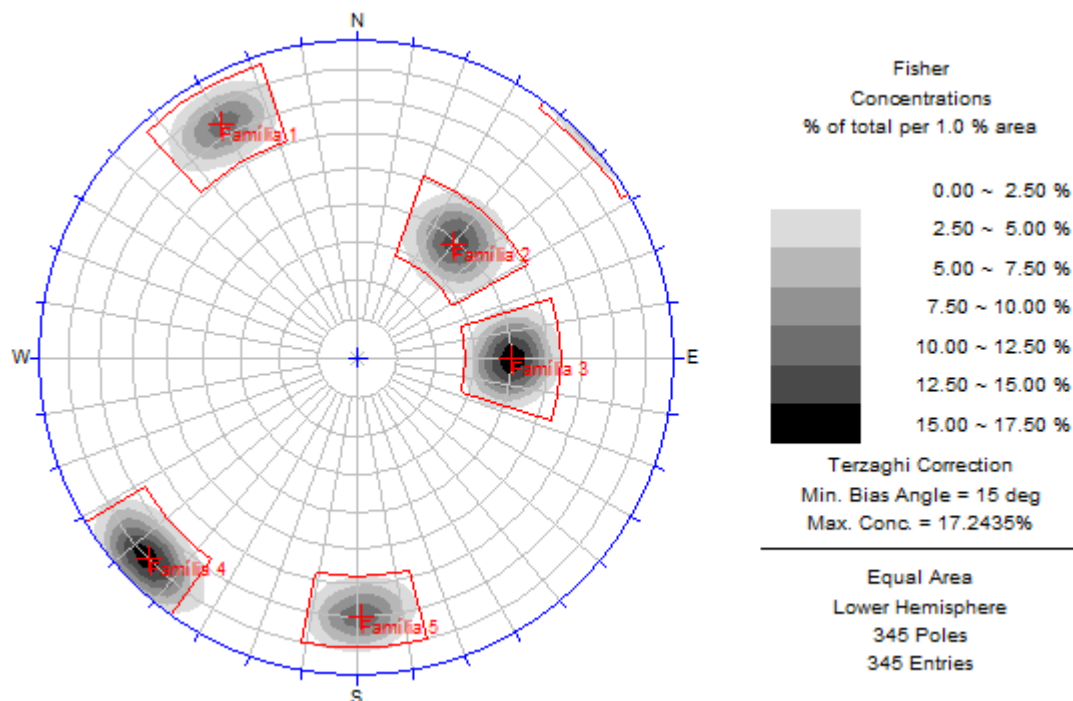


Fig.5.1. – Diagrama de curvas de isodensidade de concentração de pólos

Após a identificação das famílias de discontinuidades, o *Dips* calcula a orientação média de cada família, pendor e azimuth, ficando assim conhecidas as orientações dos planos médios das famílias de discontinuidades (Figura 5.2.).

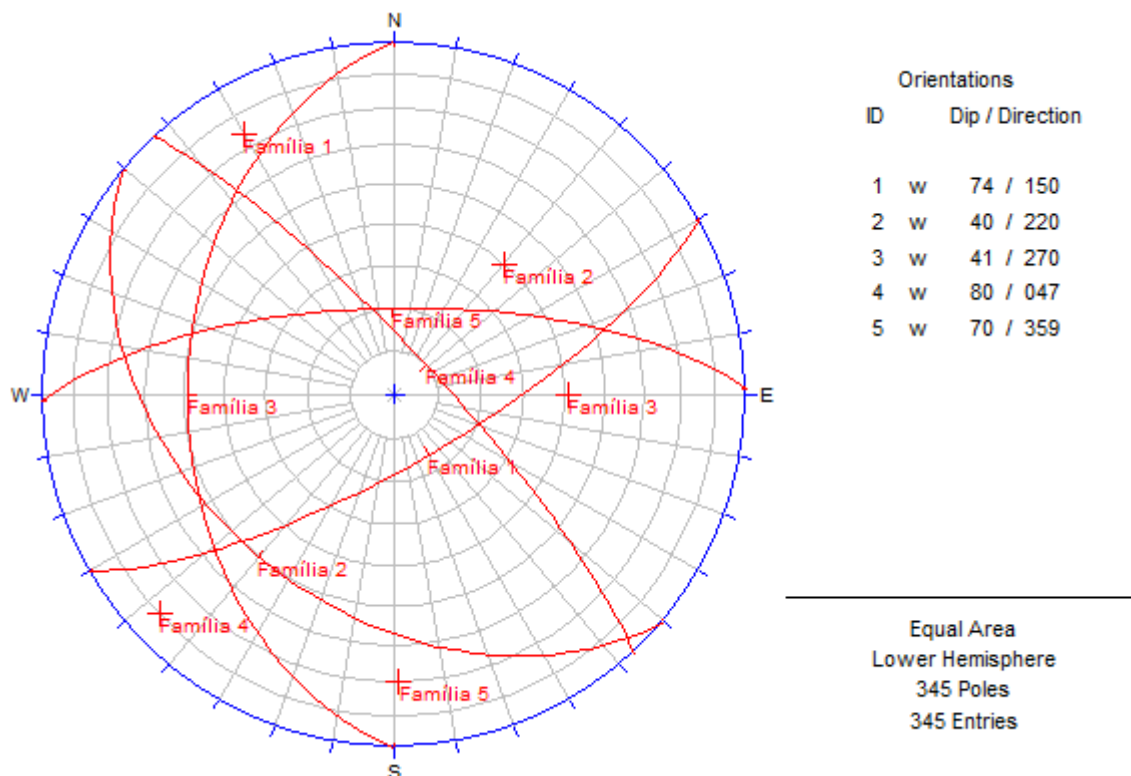


Fig.5.2. – Orientações médias de cada família de discontinuidades

Para identificar os possíveis tipos de instabilidades, o programa permite introduzir a inclinação e a direcção do talude, o valor médio do ângulo de atrito das descontinuidades e efectuar a análise de instabilidade através da análise cinemática e do teste de Markland.

A identificação de um caso de deslizamento planar, é possível através da análise da posição dos pólos das rectas de maior declive dos planos médios das famílias de descontinuidades em relação à posição do pólo do plano do talude e da representação do valor do ângulo de atrito (teste de Markland).

Na Figura 5.3. está representado um possível risco de deslizamento de uma cunha sobre uma superfície plana. A zona delimitada a azul corresponde à zona crítica onde pode haver deslizamento sobre o plano de uma família de descontinuidades. Essa zona crítica é delimitada pelo círculo maior representativo da face do talude, por um cone de atrito de eixo vertical, que representa que um bloco se encontra em equilíbrio sempre que o ângulo entre a vertical (linha de acção do peso próprio) e a normal ao plano da descontinuidade da base seja inferior a ϕ , e um cone de atrito de eixo horizontal que representa a condição de só ser possível deslizamento segundo um plano se a diferença entre o azimuth da família de descontinuidade e do plano do talude for inferior a 20° . O azimuth da recta de maior declive das famílias de descontinuidades tem influência na estabilidade do talude, na prática verifica-se que o escorregamento não é possível se o azimuth da recta de maior declive da descontinuidade diferir da direcção da recta de maior declive da face de um valor superior a cerca de 20° . O bloco será estável se a diferença entre o azimuth da família de descontinuidade e do plano do talude for superior a 20° porque, nestas condições, haverá um incremento da espessura de rocha

intacta numa das extremidades do bloco a qual permitirá garantir a este uma resistência suficiente para evitar o seu escorregamento.

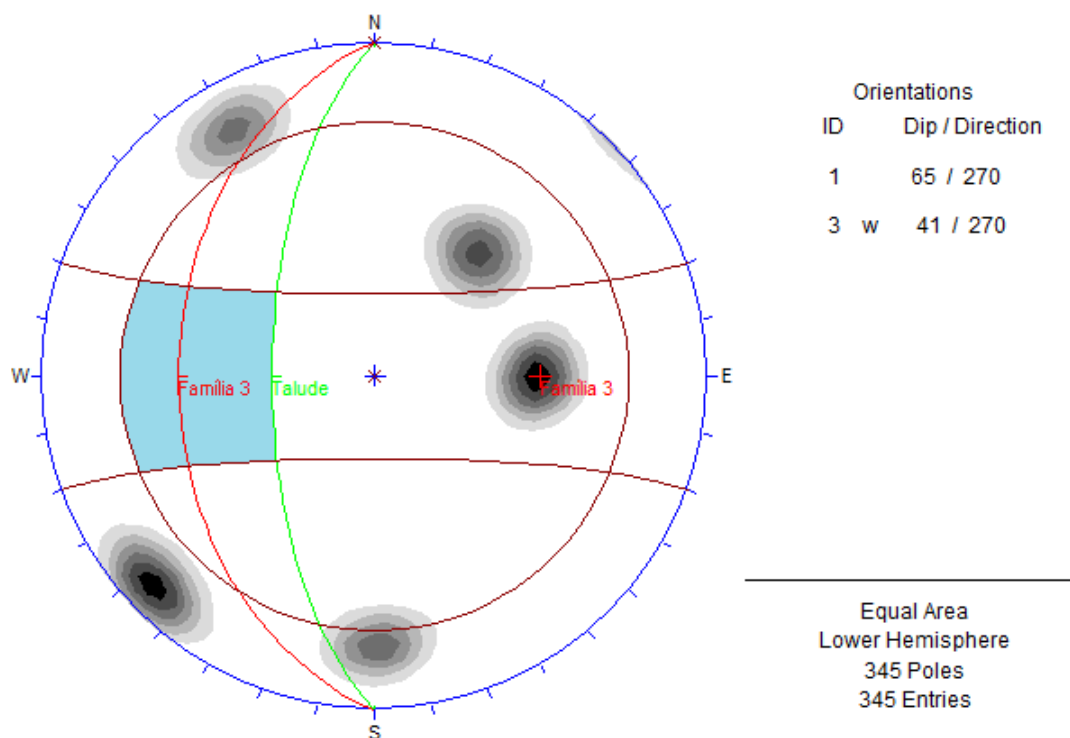


Fig.5.3. – Deslizamento planar da família 3 de descontinuidades

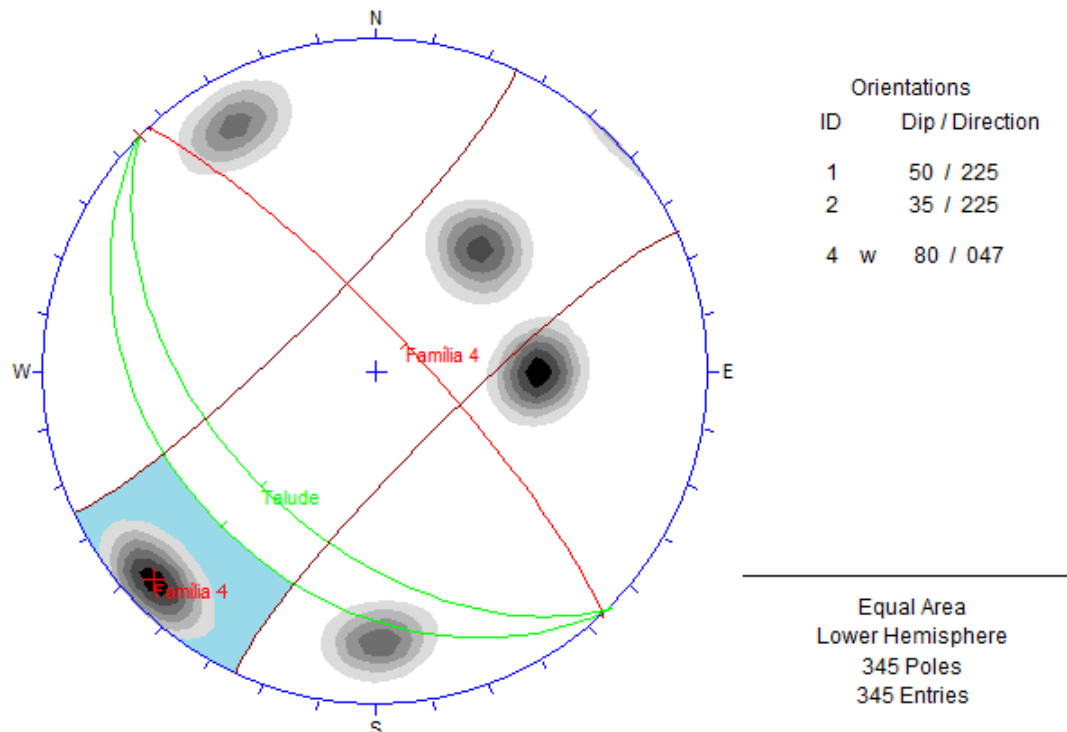


Fig.5.4. – Instabilidade por *toppling* da família 4

A rotura por *toppling* pode ser identificada a partir de uma análise cinemática. Para que a rotura por *toppling* possa ocorrer o azimuth da recta de maior declive das descontinuidades, mergulhando no

sentido oposto ao do pendor da face do talude, não deve divergir mais que cerca de 20° do azimute da recta de maior declive do plano da face do talude, o que é traduzido pelo cone de eixo horizontal representado na Figura 5.4.

Na Figura 5.4. está ilustrada a instabilidade por *toppling* da família 4 de descontinuidades. A zona a azul é a zona crítica para a ocorrência deste tipo de instabilidade, onde como se pode analisar pela figura, o pólo da normal da família 4 se encontra na zona de risco. A zona de risco é delimitada pelo cone de eixo horizontal e por um plano auxiliar que limita o pendor dos planos de descontinuidades que deve ser suficientemente elevado para que o escorregamento entre blocos possa ocorrer.

Estas características permitem classificar o *Dips* como um programa de grande utilidade na identificação de possíveis instabilidades em taludes rochosos, que levará a uma subsequente análise pormenorizada para a elaboração de escavações de taludes.

5.2. RocPLANE

RocPlane é um software desenvolvido pela *Rocscience* que permite avaliar a estabilidade de taludes rochosos sujeitos a deslizamento segundo um plano. O programa permite aos utilizadores, por exemplo, estimar a capacidade de suporte necessária para alcançar um determinado factor de segurança. Este programa permite analisar blocos que possuam inclinação a favor e com um ângulo de azimute semelhante ao do talude. Os utilizadores têm a opção de realizar uma análise determinística ou probabilística.

Numa análise determinística, o *RocPlane* calcula o factor de segurança para uma cunha com orientação conhecida, cargas aplicadas conhecidas, e outros parâmetros geométricos, físicos e mecânicos. Na análise probabilística o programa permite aos utilizadores especificar distribuições estatísticas para vários parâmetros de cálculo, bem como o número de simulações requeridas. O programa permite efectuar análises de descontinuidades preenchidas por água, de aplicação de forças exteriores ao maciço do talude, análise dinâmica e a aplicação de pregagens para estabilização do talude.

O *RocPlane* executa a análise de deslizamento planar de um bloco de largura unitária através do método de equilíbrio limite. O factor de segurança do talude é definido pelo rácio entre as forças resistentes e as forças desestabilizadoras que induzem o deslizamento do bloco.

De seguida apresenta-se um exemplo de um talude de aproximadamente 12 m de altura com uma inclinação $\beta = 60^\circ$ e inclinação da superfície de deslizamento $\alpha = 25^\circ$. O critério de rotura utilizado é o de Mohr-Coulomb, com $\phi = 25^\circ$ e $c = 0 \text{ kPa}$, que corresponde ao analisado em capítulos seguintes.

Na Figura 5.5. está representado a janela de introdução de dados geométricos do talude, para uma análise determinística. Na Figura 5.6. está representado a janela de introdução de dados e escolha do modelo de resistência ao corte na superfície de deslizamento. O programa permite a análise segundo vários critérios de rotura existentes, como por exemplo, Mohr-Coulomb e Barton. O *RocPlane* calcula o factor de segurança do talude, como se pode visualizar pela na Figura 5.6.

Deterministic Input Data

Geometry | Strength | Forces

Slope

Angle (deg): 60

Height (m): 11.98265

Unit Weight (t/m3): 2.5484199

☒ Tension Crack

Angle (deg): 90

☐ Minimum FS Location

☒ Specify Location

Distance from Crest (m): 14.68

Distance in meters

Force in Tonnes (1000 kg)

Failure Plane

Angle (deg): 25

Waviness (deg): 0

* Waviness = [Avg. Angle] - [Min. Angle]

Upper Face

Angle (deg): 0

☐ Bench Analysis

Width (m): 18.7787

Safety Factor = 1

Wedge Weight = 276.739 tonnes/m

Normal Force = 250.811 tonnes/m

Resisting = 116.955 tonnes/m

Driving = 116.955 tonnes/m

OK Cancelar Aplicar

Fig.5.5. – Dados geométricos

Deterministic Input Data

Geometry | Strength | Forces

Shear Strength Model:

Mohr-Coulomb $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$

Friction Angle (deg): 25

Cohesion (t/m2): 0

Distance in meters

Force in Tonnes (1000 kg)

Safety Factor = 1

Wedge Weight = 276.739 tonnes/m

Normal Force = 250.811 tonnes/m

Resisting = 116.955 tonnes/m

Driving = 116.955 tonnes/m

OK Cancelar Aplicar

Fig.5.6. – Modelo de resistência ao corte da superfície de deslizamento

Como referido anteriormente é possível efectuar uma análise hidrostática, aplicação de forças exteriores ao talude, ou efectuar uma análise dinâmica. Na Figura 5.7. está representado a adição de pressões de água na superfície de deslizamento do talude descrito anteriormente. Para este caso, o talude é instável, pois o factor de segurança é inferior a 1.

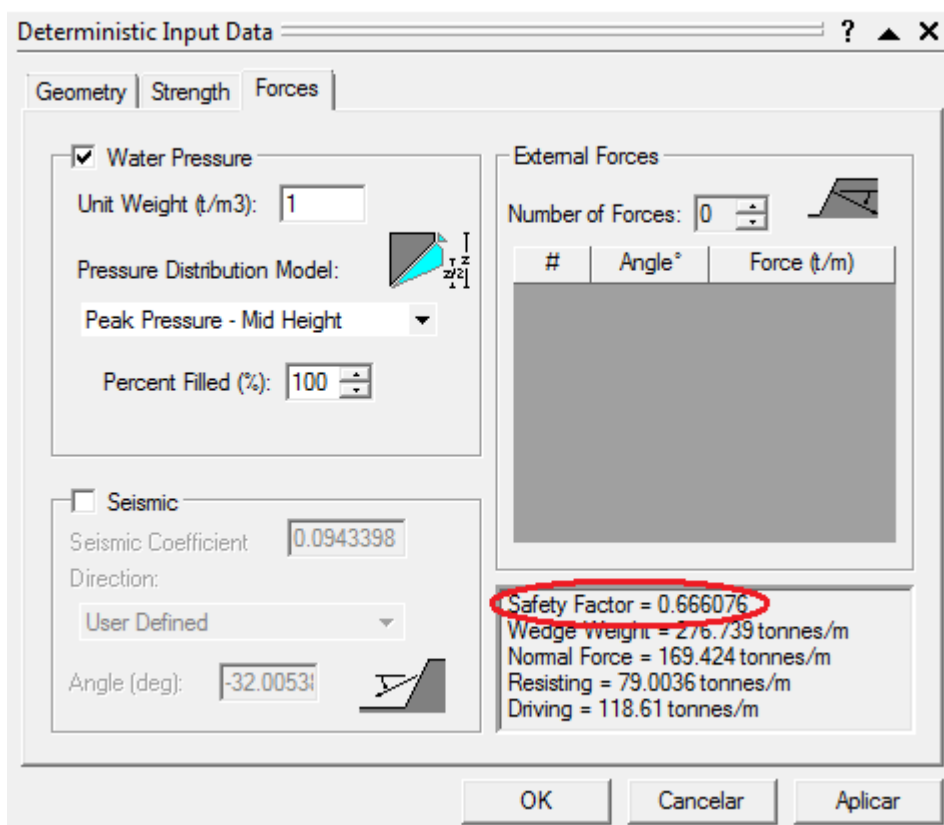


Fig.5.7. – Janela de adição de pressões de água, forças exteriores e coeficiente sísmico

No caso de o talude não ser estável, é possível introduzir no talude ancoragens. Na Figura 5.8. apresenta-se a janela com propriedades da ancoragem que se pode introduzir, como por exemplo, comprimento, ancoragem activa ou passiva, inclinação da ancoragem com a horizontal e a capacidade.

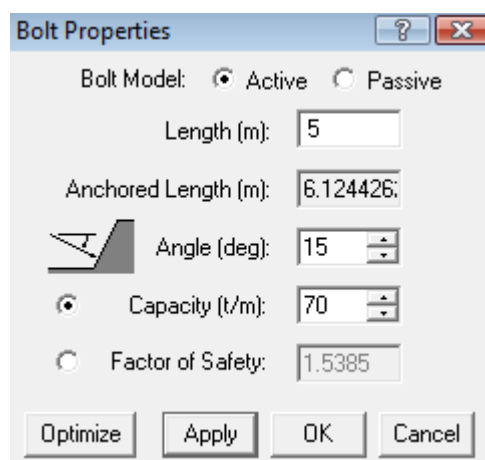


Fig.5.8. – Dados geométricos e capacidade de uma ancoragem

Também é possível introduzir o factor de segurança desejado e o *RocPlane* calcula a capacidade que a ancoragem deve possuir.

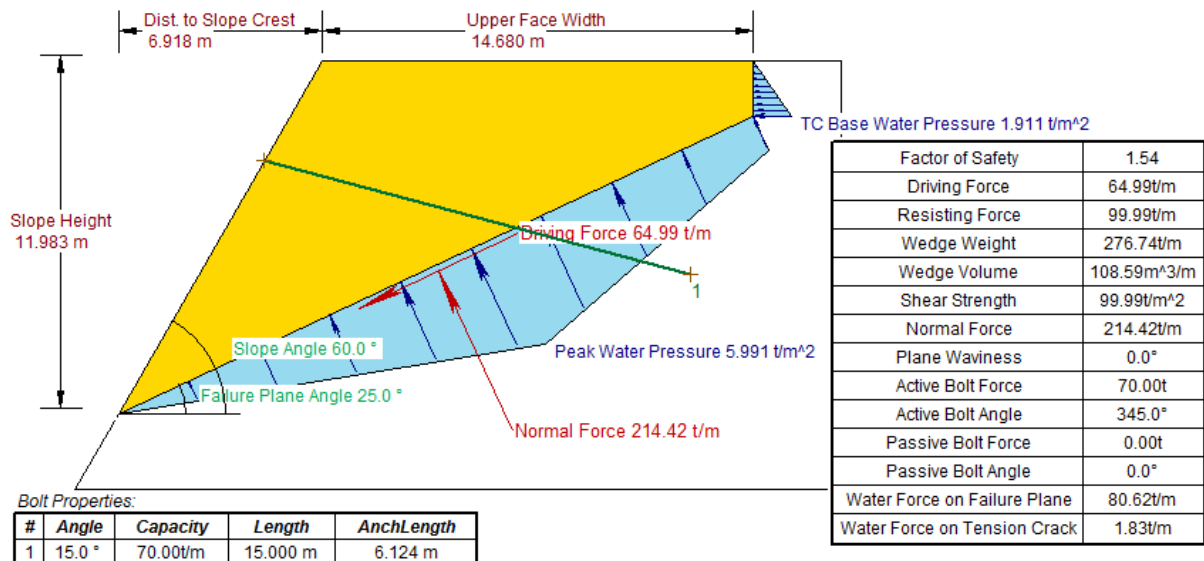


Fig.5.9. – Exemplo de talude analisado no *RocPlane*

Na Figura 5.9. está representada a vista 2D do talude analisado através do programa, onde se apresenta em síntese as forças resistentes, as forças destabilizadoras, o factor de segurança, as propriedades da ancoragem, entre outros.

O método de análise utilizado pelo programa *RocPlane* na estabilidade de taludes pode ser encontrado em *Rock Slope Engineering* (Hoek e Bray, 1999).

5.3. SWEDGE

Swedge é um software tal como o *RocPlane*, desenvolvido pela *Rocscience*. É utilizado para avaliação de estabilidade de taludes rochosos com superfície de deslizamento formada pela intersecção de dois planos de descontinuidades formando um bloco em forma de cunha. A estabilidade de taludes deste formato pode ser avaliada, tal como acontece com o *RocPlane*, através de um método determinístico e probabilístico.

Para uma análise determinística, *Swedge* calcula o factor de segurança para a cunha de orientações conhecidas. Para uma análise probabilística, o utilizador pode inserir dados estatísticos no programa, como incertezas da orientação de descontinuidades ou valores de forças aplicadas no talude.

No *Swedge* também é possível modelar outras características importantes que podem ajudar na análise da estabilidade de taludes com possível rotura em forma de cunha:

- Pressão de água;
- Forças externas e sísmicas;
- Pregagens activas ou passivas.

O programa só assume escorregamento translacional da cunha formada pela intersecção de dois planos de descontinuidades. Escorregamento rotacional e *toppling* não são tidos em conta. O método utilizado

pelo *Swedge* na estabilidade de taludes pode ser encontrado em *Rock Slope Engineering* (Hoek e Bray, 1999).

5.4. PHASE²

Phase² da Rocscience é um programa de cálculo de análise bidimensional elasto-plástica de elementos finitos, utilizado principalmente no cálculo de tensões e deslocamentos em escavações subterrâneas. Com o desenvolver do programa foram adicionadas várias opções de análise, sendo permitido resolver uma vasta gama de problemas de geotecnia e engenharia civil para além da análise de túneis. *Phase²* permite analisar escavações em solos e rochas, permite considerar escavações faseadas, aplicar vários materiais ao mesmo tempo e utilizar materiais plásticos e elásticos, aplicar suportes tais como pregagens, betão, geossintéticos, etc., aplicar um campo de tensão gravítico ou constante, descontinuidades, análise de estabilidade de taludes através da redução da tensão de corte, entre outros.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) pela sua grande capacidade de adaptação e facilidade de utilização, tem vindo a ser cada vez mais utilizado não só nesta matéria, mas nos vários problemas de modelação numérica em Geotecnia, bem como noutras áreas da engenharia.

A formulação do MEF baseada nos deslocamentos, na qual as incógnitas do problema são os deslocamentos nodais, engloba resumidamente as seguintes operações:

- a. Discretização do domínio, que consiste na subdivisão do domínio em zonas, denominadas elementos finitos que se ligam entre si por intermédio de nós situados nas suas fronteiras;
- b. Selecção das funções de interpolação que definem aproximadamente o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito, em função do comportamento dos seus nós (estas funções podem ser polinomiais, trigonométricas ou de outro tipo);
- c. Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos recorrendo ao teorema dos trabalhos virtuais ou ao princípio da energia potencial mínima;
- d. Construção da matriz de rigidez global e do vector de solicitação global tendo em consideração a contribuição de cada elemento finito;
- e. Considerando as condições fronteira, resolução do sistema de equações permitindo a obtenção dos deslocamentos nodais e as reacções de apoio em nós de deslocamento prescrito;
- f. Determinação através das funções de aproximação dos deslocamentos no interior dos elementos e posteriormente as deformações e as tensões.

A versão 6.0 do programa *Phase²* apresenta uma opção designada *Shear Strength Reduction* (SSR) que permite efectuar a análise de estabilidade de taludes por elementos finitos através da redução da resistência ao corte e calcular o factor de redução da resistência (SRF) crítico do talude, o que corresponde ao factor de segurança do talude.

O método SSR resume-se da seguinte forma:

1. Os parâmetros de resistência do talude são reduzidos de um determinado factor (SRF), e é calculada a tensão nos elementos finitos;
2. Este processo é repetido para diferentes valores do factor de redução da resistência (SRF), até que o modelo se torne instável;
3. Quando o talude se torna instável é assumido esse valor como o factor de redução da resistência crítico, que corresponde ao factor de segurança do talude.

A Figura 5.10. representa a aplicação do método SSR, que possibilita a determinação do factor de segurança do talude e do modelo de rotura do talude.

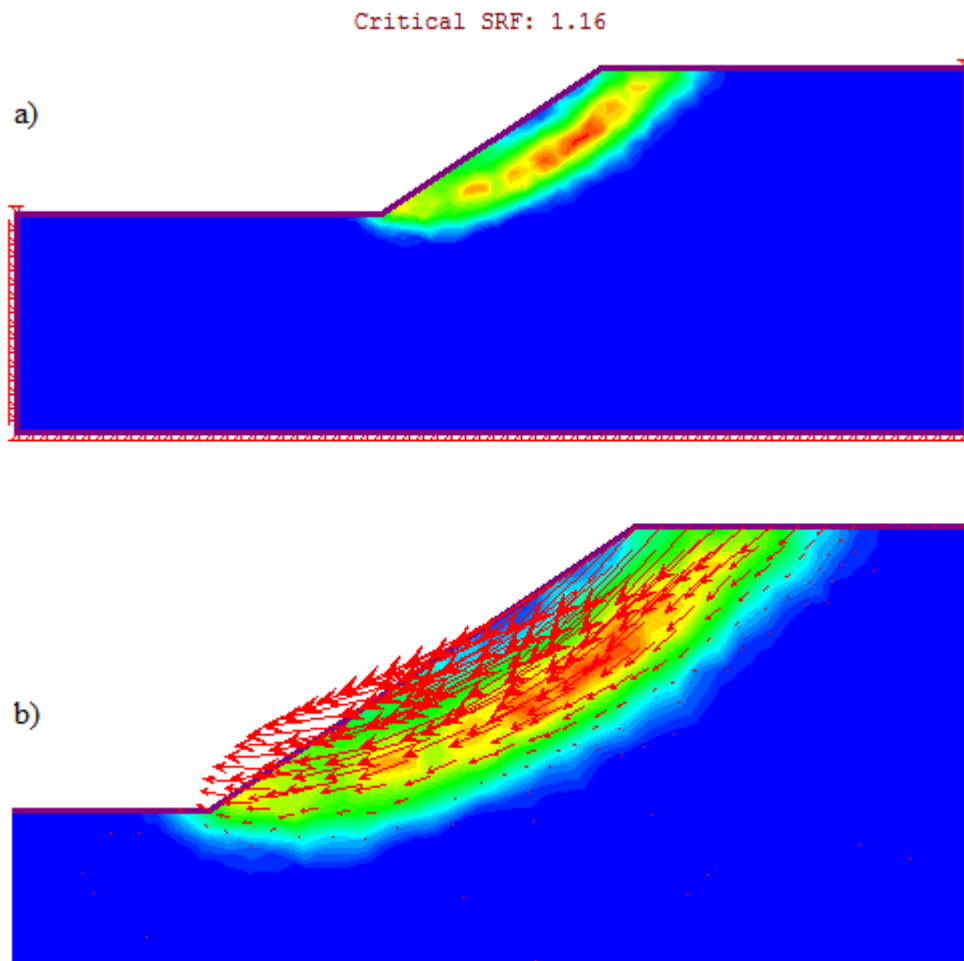


Fig.5.10. – a) Aplicação do método SSR e respectivo factor de segurança;

b) Mecanismo de rotura e deslocamentos no maciço

Como os maciços rochosos, na prática têm, geometrias complicadas e heterogeneidades, estes problemas de instabilidades de taludes podem ser resolvidos pelo *Phase*², com o intuito de obter resultados mais esclarecedores.

6.5. *SLOPE/W*

O *Slope/W* é um programa desenvolvido pela *Geo-Slope* que utiliza a teoria do equilíbrio limite para calcular o factor de segurança de taludes em rocha ou solo. Este software veio facilitar a análise de estabilidade de taludes complexos, usando simultaneamente vários métodos de análise desenvolvidos por vários autores, tais como, Fellenius, Janbu e Bishop.

Slope/W permite a aplicação de vários tipos de condicionalismos aos taludes em análise. Aplicação de vários tipos de materiais, análises dinâmicas, aplicação de estruturas de suporte e ancoragens, análise hidrostática, aplicação de cargas e análise probabilística, são algumas das funcionalidades que este programa permite ao utilizador.

Na Figura 5.11. é apresentado o exemplo de um talude analisado no *Slope/W* onde se pode visualizar a verde o mecanismo de rotura resultante da análise pelo Método das Fatias. Na parte superior esquerda da imagem está representada a malha de centros de circunferências que o programa utilizou até encontrar o raio de circunferência e o mecanismo que traduz o factor de segurança mínimo do talude. Este processo de calcular o factor de segurança mínimo do talude pelo Método das Fatias é repetitivo, efectuando-se várias análises sobre diversas superfícies de deslizamento, o que tem toda a vantagem de ser automatizado.

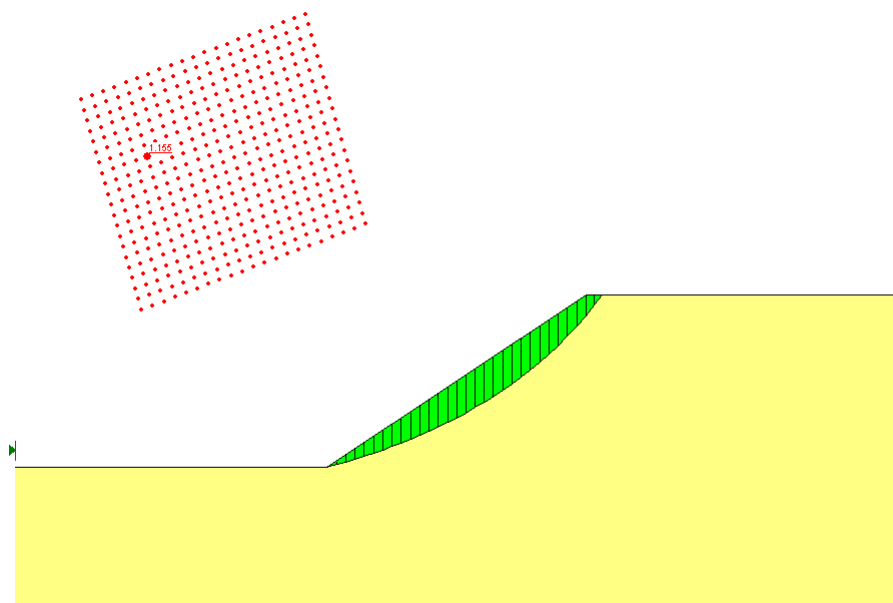


Fig.5.11. – Exemplo de talude analisado no *Slope/W*

6

CARACTERIZAÇÃO DOS TALUDES EM ESTUDO E MODELAÇÃO NOS PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são apresentados os tipos de taludes em estudo, onde é representada a geometria, os planos de descontinuidade, as propriedades dos materiais e a modelação feita nos programas de análise numérica utilizada. Alguns dos exemplos de taludes em análise são adaptados das bibliografias consultadas. É efectuada análise a taludes que podem sofrer deslizamento planar de uma cunha, deslizamento de 2 blocos consecutivos, *toppling* ou rotura circular. A maior parte das análises numéricas é feita no programa *Phase²*, pois utiliza o Método dos Elementos Finitos como análise numérica, o que confere resultados com maior precisão. Também é efectuada a análise numérica através do programa *RocPlane* e *Slope*, para a análise da estabilidade do deslizamento da cunha planar e da rotura circular, respectivamente. São efectuadas 4 análises diferentes para alguns dos taludes, uma onde só entra o peso próprio dos blocos, outra em que se adiciona à primeira um nível freático, e outras duas sujeitas a diferentes forças de inércia sísmicas adicionais ao peso próprio. Outros taludes não apresentam a análise com pressões de água.

6.2. GEOMETRIA DOS TALUDES EM ANÁLISE

6.2.1. TALUDE SUSCEPTÍVEL A ROTURA DE UMA CUNHA

O talude em análise com possível deslizamento de uma massa rochosa em forma de cunha apresenta três superfícies de deslizamento com a mesma orientação, correspondentes a uma família de descontinuidades. Estão presentes três fissuras de tracção, como se pode ver pela Figura 6.1.

O talude tem 15 metros de altura e inclinação com a horizontal de 60°, a superfície de deslizamento tem um comprimento de 23.83 metros e uma inclinação de 25° com a horizontal. A área transversal da cunha representada é de 108.60 m².

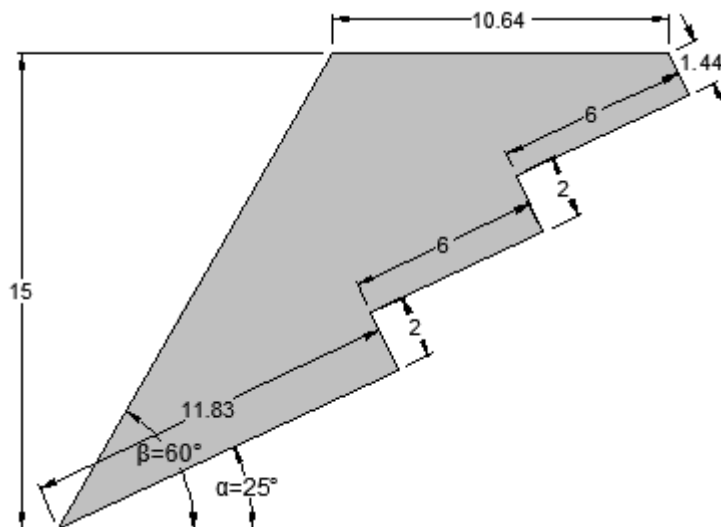


Fig.6.1. – Talude com possível instabilidade por deslizamento

6.2.2. TALUDE SUSCEPTÍVEL A ROTURA DE 2 BLOCOS

Para a análise de estabilidade de um talude constituído por 2 blocos que se evidenciam do resto do maciço rochoso e que podem sofrer deslizamento sobre as superfícies de descontinuidade, são analisados 2 exemplos distintos: um adoptado do livro *Introduction to Rock Mechanics* (Goodman, 1989) (exemplo 1) e outro de um talude de auto-estrada no norte de Portugal (exemplo 2). Na Figura 6.2. está representada a geometria considerada para o talude do exemplo 1 e na Figura 6.3. a geometria do segundo exemplo.

O talude do exemplo 1 apresenta uma altura de 15 metros e inclinação de 60° com a horizontal. A superfície de deslizamento do bloco 1 tem um comprimento de 10 metros e uma inclinação de 30° , o bloco 2 tem 10 metros de altura e a superfície de deslizamento apresenta um comprimento de 15.56 metros e uma inclinação de 40° com a horizontal. A área transversal do bloco 1 é de 43.3 m^2 e a do bloco 2 é de 59.6 m^2 . A superfície de deslizamento entre os 2 blocos tem um comprimento de 10 metros.

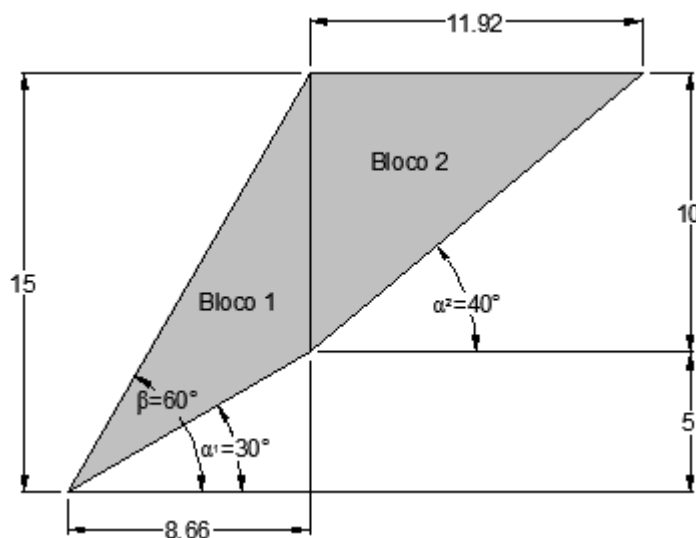


Fig.6.2. – Talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos – exemplo 1

O talude do exemplo 2 apresenta uma altura de 45 metros e inclinação de 78.69° com a horizontal. A superfície de deslizamento do bloco 1 tem um comprimento de 31.11 metros e uma inclinação de 45° com a horizontal, o bloco 2 tem 18 metros de altura e a superfície de deslizamento apresenta um comprimento de 19.86 metros e uma inclinação de 65° com a horizontal. A área transversal do bloco 1 é de 388 m^2 e a do bloco 2 é de 75.51 m^2 . A superfície de deslizamento entre os 2 blocos tem um comprimento de 18 metros.

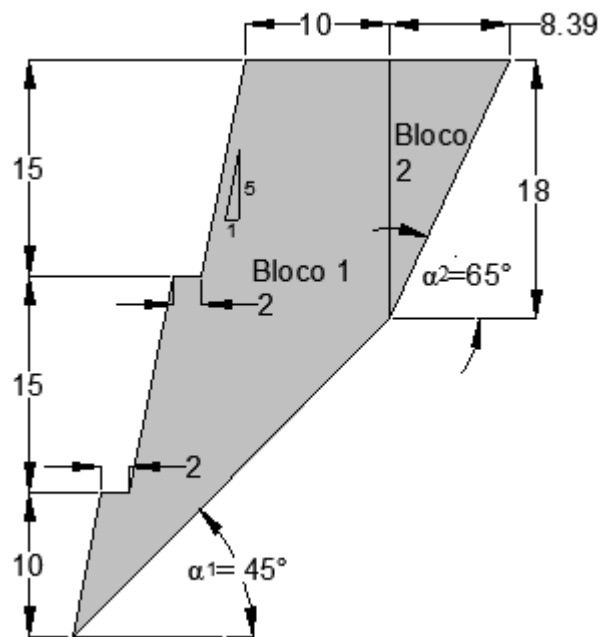


Fig.6.3. – Talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos – exemplo 2

6.2.3. TALUDE SUSCEPTÍVEL A ROTURA POR TOPPLING

O talude em análise com possível instabilidade por *toppling* foi adoptado do livro *Rock Slope Engineering* (Hoek e Bray, 1999). O talude em análise está representado na Figura 6.4. O talude tem 92.5 m de altura, com um sistema regular de 16 blocos. Os blocos têm 10 m de largura (Δx), variando o seu comprimento (y_n) de 4 a 40 metros (Quadro 6.1.). A superfície onde cada bloco está assente tem uma inclinação de 30° . Os blocos estão assentes numa superfície tipo escada, estando a superfície do bloco $n+1$ elevado 1 metro da superfície do bloco n , mas mantendo a mesma inclinação de 30° . No Quadro 6.1. está representado as alturas $y_{w,n}$ e $y_{w,n-1}$ em cada face lateral de cada um dos 16 blocos.

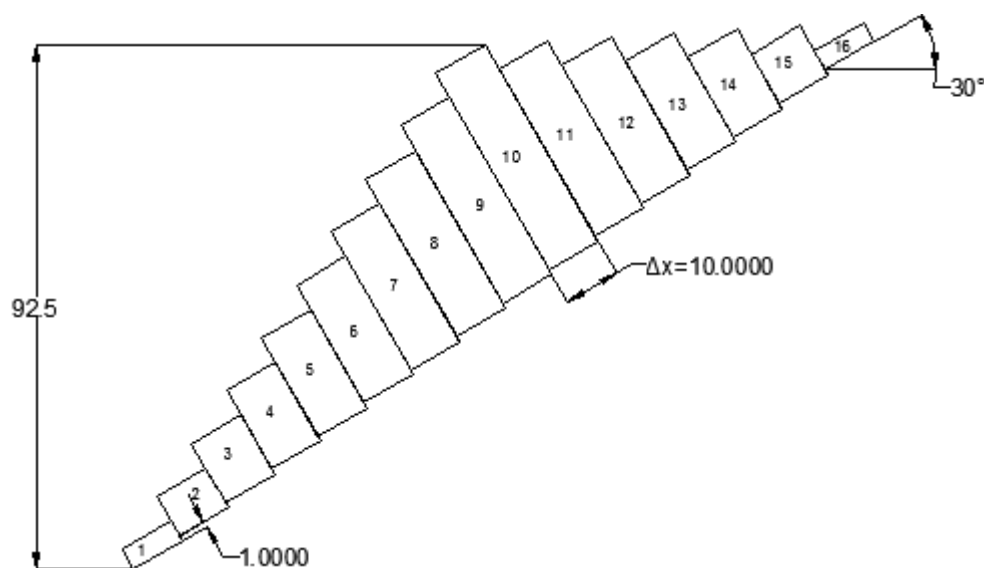


Fig.6.4. – Talude com possível instabilidade por *toppling* (adaptado de Hoek e Bray, 1999)

Quadro 6.1. – Dados geométricos de cada bloco

Bloco n	y_n (m)	$y_{w,n}$ (m)	$y_{w,n-1}$ (m)
16	4	0	2
15	10	3	5
14	16	6	8
13	22	9	11
12	28	12	14
11	34	15	17
10	40	18	17
9	36	18	15
8	32	16	13
7	28	14	11
6	24	12	9
5	20	10	7
4	16	8	5
3	12	6	3
2	8	4	1
1	4	2	0

6.2.3. TALUDE SUJEITO A ROTURA CIRCULAR

A análise de um talude com possível instabilidade por rotura circular é efectuada a um talude com as dimensões apresentadas na Figura 6.5. A altura do talude é de 25 m e faz uma inclinação de 45° com a horizontal.

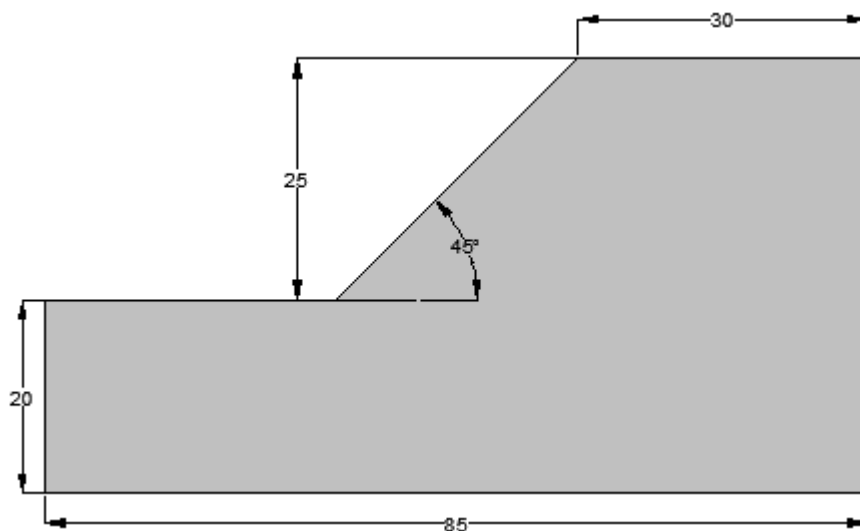


Fig.6.5. – Talude com possível rotura circular

6.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E COEFICIENTES SÍSMICOS UTILIZADOS

No Quadro 6.2. são descritos os valores utilizados nas propriedades dos materiais na análise analítica, onde só foi necessário considerar o valor do peso volúmico do material, e na análise numérica efectuada no programa *Phase*².

Quadro 6.2. – Propriedades do material rochoso

Propriedade do material	Valor
Módulo de Elasticidade – E (GPa)	35
Coesão – c (MPa)	3.5
Ângulo de atrito – ϕ (°)	65
Peso volúmico – γ (kN/m ³)	25
Coefficiente de Poisson – ν	0.3

De modo a utilizar propriedades realistas dos materiais, os valores utilizados de algumas das propriedades dos materiais são de granitos encontrados nas escavações efectuadas nas obras do Metro do Porto, e que foram utilizados na análise do comportamento estrutural da estação Faria Guimarães (Ferreira, 2006).

No que diz respeito ao talude com possível rotura circular, nos parâmetros de resistência coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) são adoptados os seguintes valores respectivamente: 0 kPa e 45°.

Os coeficientes das forças de inércia sísmicas foram retirados do Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP). Foi considerada a Zona D onde está inserida a Cidade do Porto, o coeficiente sísmico para efeitos horizontal (k_h) adoptado é de 0.08, que corresponde a uma

acção sísmica tipo 1 e para efeitos verticais (k_v) é de 0.05, que corresponde a uma acção sísmica do tipo 2. A acção sísmica do tipo 1 representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, enquanto a acção de tipo 2 representa um sismo de maior magnitude a maior distância focal. Os valores dos coeficientes já se encontram majorados. Nas duas análises efectuadas com forças de inércia sísmicas adicionais ao peso próprio, a componente horizontal tem o sentido do maciço rochoso para a face do talude (direita para esquerda), no que diz respeito a componente vertical uma das análises tem o sentido gravítico (cima para baixo) e outra o sentido contrário ao gravítico (cima para baixo).

6.4. MODELAÇÃO NO PROGRAMA *PHASE*²

Neste subtítulo apresenta-se as condições gerais impostas no programa *Phase*² para modelar os taludes em análise.

O *Phase*² permite efectuar a análise numérica através do MEF. Na modelação dos taludes a malha de elementos finitos considerada é constituída por elementos de forma triangular cada um com 3 nós. De modo a reproduzir a continuidade do maciço, ao modelo utilizado para caracterizar cada um dos taludes é imposto condições fronteiras, limitando através de apoios duplos a parte inferior do modelo e de apoios de roletes com impedimento de deslocamentos horizontais as partes laterais.

As descontinuidades que limitam a geometria dos blocos são descontinuidades abertas e estão representadas através de uma linha de cor laranja. Para as descontinuidades é adoptado o critério de rotura de Mohr-Coulomb, no qual a coesão (c) é considerada nula e onde o ângulo de atrito (ϕ) é variável.

O programa *Phase*², primeiramente vocacionado para análise estrutural de túneis, permite efectuar análise de escavação em várias fases. Esta propriedade é utilizada na análise da estabilidade de taludes, atribuindo um determinado valor para o ângulo de atrito que é diminuído em sucessivas fases de 0.5° ou 0.25° até um valor considerável. Nesse intervalo de valores considerados, posteriormente são analisados os deslocamentos em cada fase e elaborado um gráfico com os valores dos deslocamentos e dos ângulos de atritos (ϕ) de modo a identificar o valor deste último para o qual se dá a rotura do talude. Seguidamente apresenta-se figuras da modelação efectuada no programa *Phase*².

Na Figura 6.6. está representada a modelação do talude com possível deslizamento de uma cunha de largura unitária, e na Figura 6.7. a modelação feita para o mesmo talude, mas com nível freático no maciço rochoso.

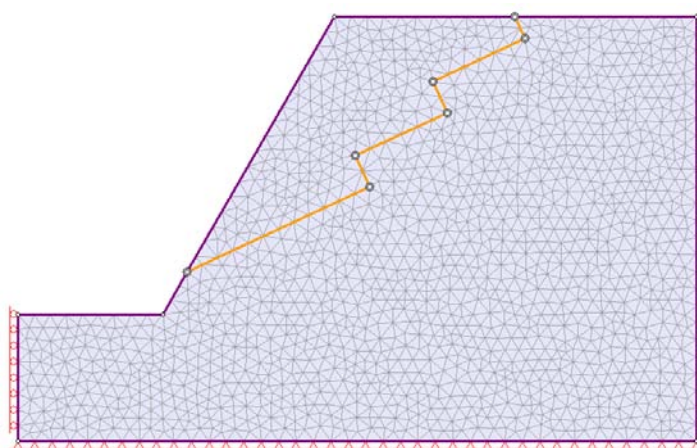


Fig.6.6. – Modelo de talude com possível instabilidade por deslizamento no *Phase*²

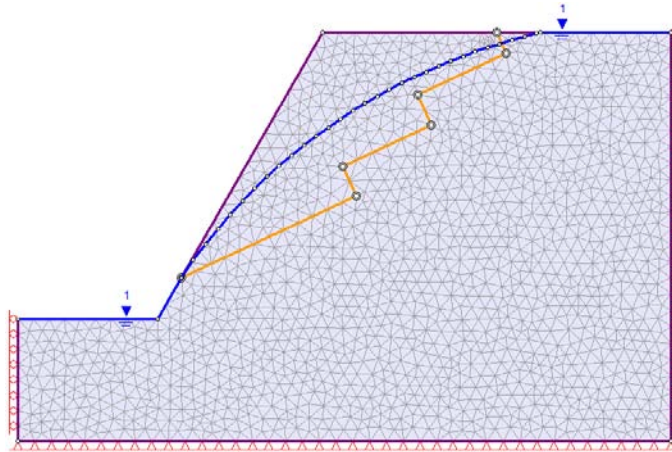


Fig.6.7. – Modelo de talude com possível instabilidade por deslizamento com nível freático no *Phase*²

A curva que passa no maciço correspondente à cunha tem a seguinte equação:

$$y = -0.000000053x^6 + 0.000004841x^5 - 0.000183039x^4 + \\ +0.004073407x^3 - 0.076739696x^2 + 1.486953662x$$

O ponto de coordenadas (0,0) desta equação é o vértice inferior da cunha. Esta equação corresponde a uma linha de tendência executada no *Excel*. A linha de tendência vem aperfeiçoar um nível freático introduzido manualmente no *Phase*². Assim através da linha de tendência foi facilitada a interpretação da altura piezométrica em cada vértice das discontinuidades, para efectuar o estudo analítica. O mesmo ocorre para a definição do nível freático do exemplo 1 do talude formado por 2 blocos (Figura 6.9.). A equação deste nível freático é:

$$y = -0.000000083x^6 + 0.000007856x^5 - 0.000309703x^4 + \\ +0.006815514x^3 - 0.111941929x^2 + 1.719883035x$$

onde o ponto de coordenadas (0,0) é o vértice inferior do bloco 1.

Na Figura 6.8. está representada a modelação do talude sem nível freático. Este modelo foi utilizado na análise com peso próprio e na análise dinâmica.

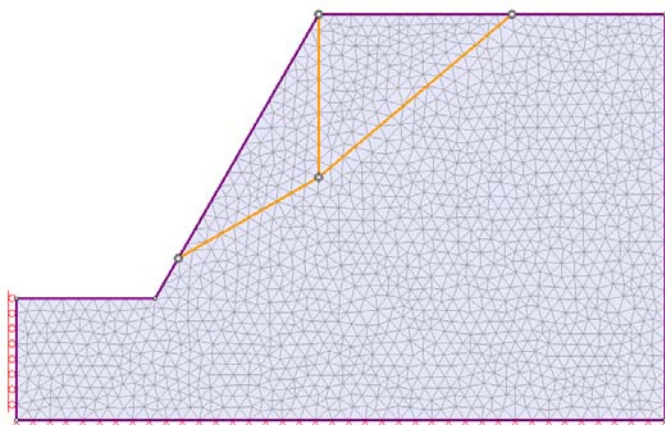


Fig.6.8. – Modelo do exemplo 1 do talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos no *Phase*²

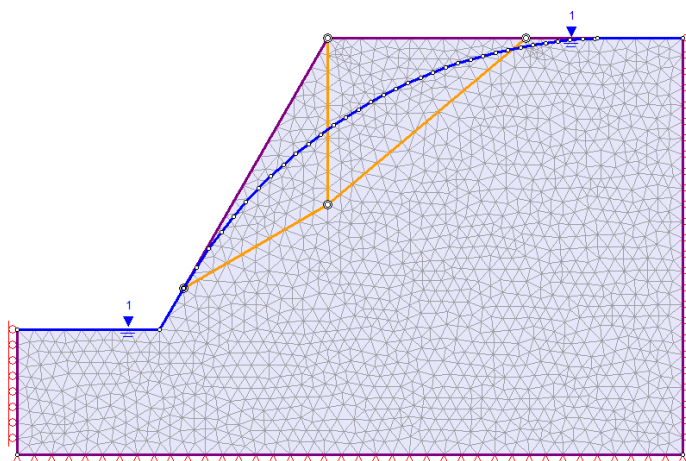


Fig.6.9. – Modelo do exemplo 1 do talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos com nível freático no *Phase*²

A Figura 6.10. representa a modelação do exemplo 2 do talude formado por 2 blocos, do qual não foi efectuada nenhuma análise com nível freático.

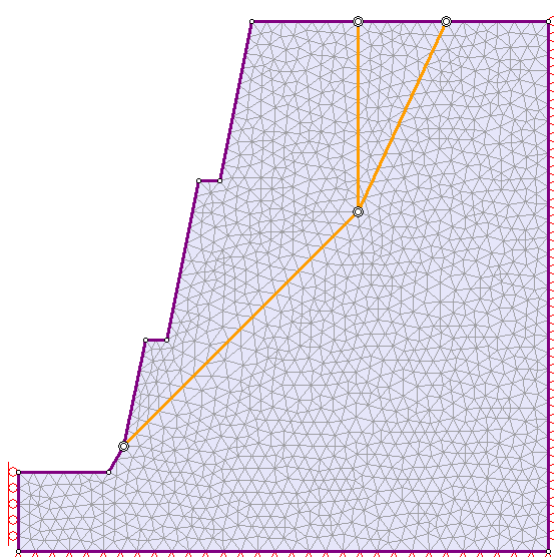


Fig.6.10. – Modelo do exemplo 2 do talude com possível instabilidade por deslizamento de 2 blocos no *Phase*²

As Figura 6.11. e 6.12. dizem respeito ao talude com possível instabilidade dos blocos por *toppling*. Na Figura 6.12. está representado o nível freático considerado para a análise de estabilidade com pressões de água. Os valores das alturas $y_{w,n-1}$ e $y_{w,n}$ nas faces laterais do bloco n desde a base ao nível freático junto ao bloco inferior e superior, respectivamente, estão representados no Quadro 6.1.

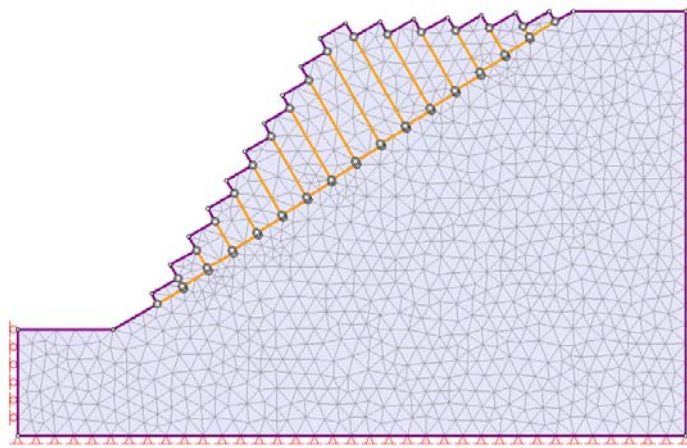


Fig.6.11. – Modelo de talude susceptível a instabilidade por *toppling* no *Phase*²

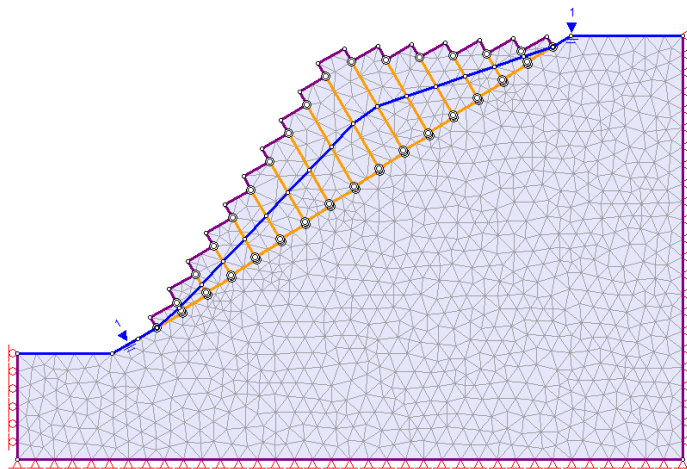


Fig.6.12. – Modelo de talude susceptível a instabilidade por *toppling* com nível freático no *Phase*²

A Figura 6.13. representa a modelação do talude sujeito a uma análise pelo método SSR que é disponível no *Phase*², e que efectua uma análise de rotura circular. Este método só funciona com a consideração do material com propriedades plásticas.

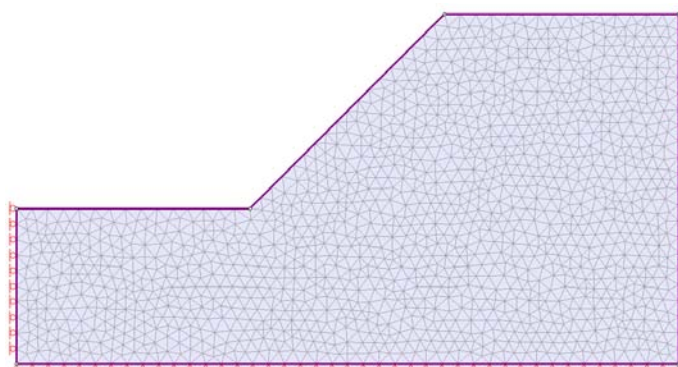


Fig.6.13. – Modelo talude com possível rotura circular no *Phase*²

6.5. MODELAÇÃO NO PROGRAMA *RocPlane*

Para comparação dos valores obtidos analiticamente e numericamente com o programa *Phase*², é analisado um talude sujeito a deslizamento planar de uma cunha de largura unitária. Como o *RocPlane* não permite analisar taludes com superfícies de deslizamento irregulares como o talude representado no ponto 6.2.1., é utilizado um talude com as mesmas características que condicionam o deslizamento do talude anteriormente referenciado. O talude modelado no *RocPlane* apresenta o mesmo ângulo de inclinação ($\alpha = 25^\circ$) e comprimento ($l = 23.831 \text{ m}$) da superfície de descontinuidade, a mesma área da cunha ($A = 108.60 \text{ m}^2$) e também foi considerada a mesma inclinação da face do talude ($\beta = 60^\circ$). Na Figura 6.14. está representada a modelação do talude no *RocPlane*.

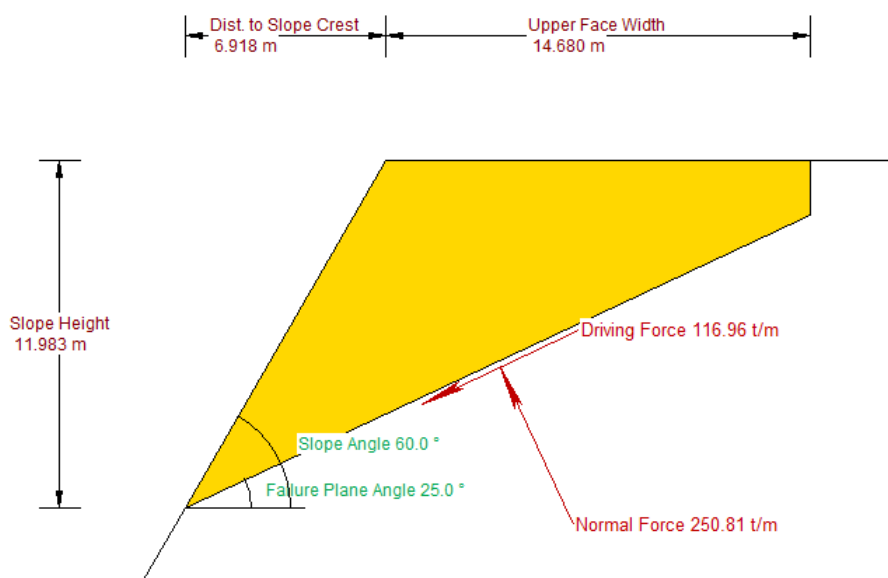


Fig.6.14. – Modelo do talude sujeito a deslizamento planar de uma cunha no *RocPlane*

6.6. MODELAÇÃO NO PROGRAMA *Slope/W*

No programa *Slope/W* é modelado o talude para avaliação de instabilidade de rotura circular para posterior comparação com o método SSR do *Phase*². Na Figura 6.15. é apresentado o modelo utilizado no *Slope/W*. A malha de pontos que representa os centros de circunferências é composto por 400 pontos. E a malha que está representada no interior do talude corresponde a directrizes por onde passará a superfície de deslizamento de forma circular. Esta malha apresenta 15 linhas.

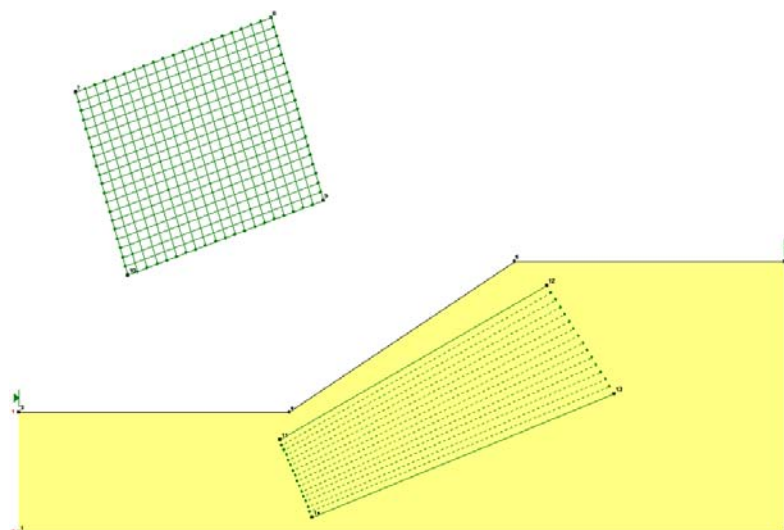


Fig.6.15. – Modelo do talude com possível rotura circular no *Slope/W*

7

**RESULTADOS ANALÍTICOS E
NUMÉRICOS DOS TALUDES EM
ANÁLISE****7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

No presente capítulo são apresentados os resultados dos cálculos dos valores do ângulo de atrito (ϕ) para os quais os taludes em análise estão em equilíbrio limite. Esses valores são obtidos através das expressões analíticas e dos métodos numéricos utilizados na análise de estabilidade dos taludes assinalados no capítulo 4. Para verificar qual o valor do ângulo de atrito que corresponde a uma situação de equilíbrio limite obtido pelo programa de cálculo *Phase*² foi interpretado um gráfico onde se relaciona o deslocamento total de um ponto na face do talude e o ângulo de atrito (ϕ) que é diminuído em cada fase considerada no programa *Phase*². Posteriormente é feita uma comparação entre os resultados obtidos analiticamente e numericamente. Para o talude que apresenta instabilidade por rotura circular, foi identificado o mecanismo de rotura e o factor de segurança com posterior comparação entre os resultados do programa *Slope/W* e *Phase*².

7.2. TALUDE CONSTITUÍDO POR UMA CUNHA

O talude em análise é constituído por um bloco cuja base corresponde a um plano de descontinuidade. Nas várias condições impostas ao maciço rochoso foram calculados os ângulos de atrito (ϕ) da superfície de deslizamento para os quais o talude se encontra em equilíbrio limite.

7.2.1. RESULTADOS ANALÍTICOS

No Quadro 7.1. está representado os resultados analíticos obtidos através das expressões enumeradas no ponto 4.2. do Capítulo 4. Os valores do ângulo de atrito (ϕ) apresentados no Quadro 7.1. correspondem à situação de equilíbrio limite para as várias condições a que o maciço do talude em forma de cunha esteve submetido. Estes resultados serão seguidamente comparados com os resultados obtidos nos programas de cálculo automático, para a mesma situação de equilíbrio limite do talude.

Quadro 7.1. – Resultados analíticos de talude sujeito a deslizamento de uma cunha

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	25.0
Peso próprio e pressões de água	33.8
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	29.4
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	29.8

7.2.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

Para a identificação do ângulo de atrito correspondente a uma situação de equilíbrio limite do talude na análise numérica através do *Phase*², foram interpretados gráficos com os deslocamentos totais de um ponto na face do talude e o ângulo de atrito das discontinuidades considerado em cada fase. O ângulo de atrito considerado inicialmente para a análise numérica é superior ao ângulo de atrito crítico da análise analítica e depois é diminuído de 0.5° nas sucessivas fases (Quadro 7.2.). Após se efectuar a análise numérica são interpretados os deslocamentos totais do ponto A indicado na Figura 7.1., que corresponde ao vértice inferior da cunha.

Quadro 7.2. – Ângulos de atrito considerados em cada fase

Fase	Ângulo de atrito ϕ (°)
1	27.0
2	26.5
3	26.0
4	25.5
5	25.0
6	24.5
7	24.0
8	23.5
9	23.0
10	22.5
11	22.0
12	21.5
13	21.0

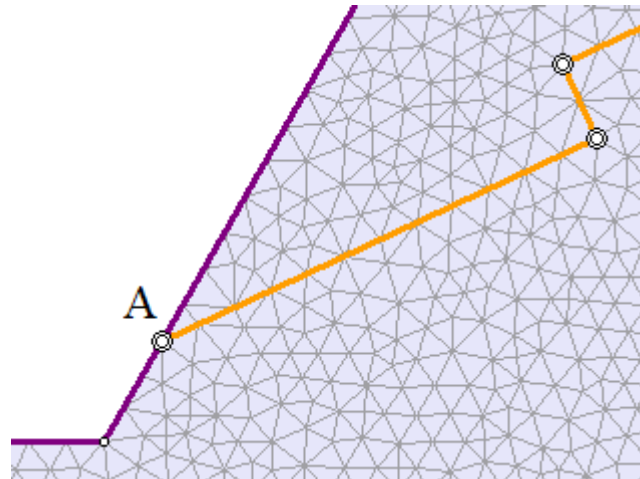


Fig.7.1. – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por uma cunha

Na Figura 7.2. está representada com linhas de cor cinzenta a deformada do talude, onde se pode verificar no zoom efectuado, o deslocamento que o vértice inferior do bloco sofreu.

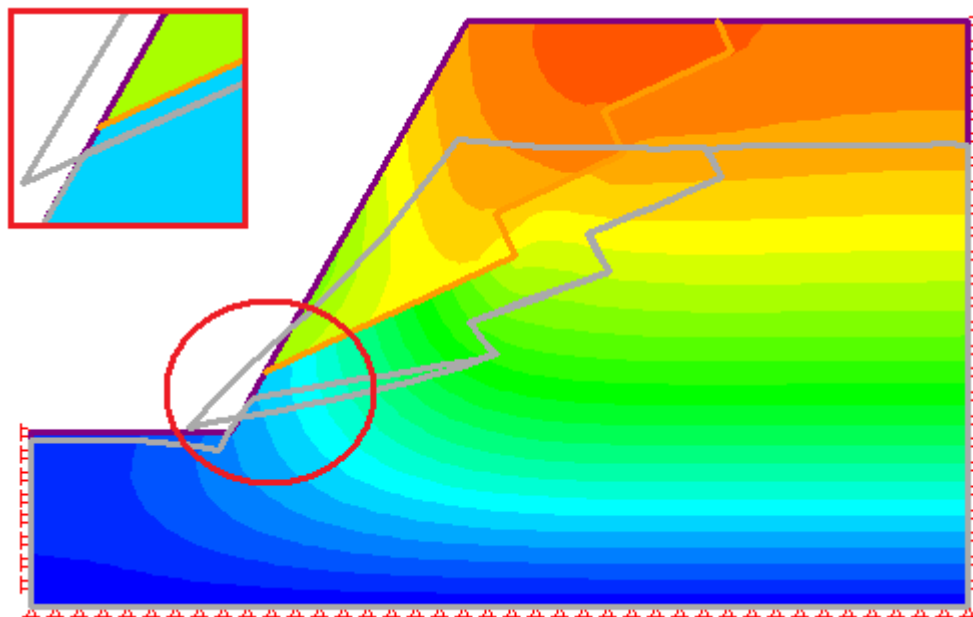


Fig.7.2. – Deformada do talude constituído por uma cunha

Nas Figuras 7.3. a 7.6. estão representados os gráficos deslocamento total – ângulo de atrito obtidos para cada condição imposta ao maciço rochoso do talude em análise no programa *Phase*² e na legenda de cada figura está indicado o valor do ângulo de atrito crítico da análise analítica.

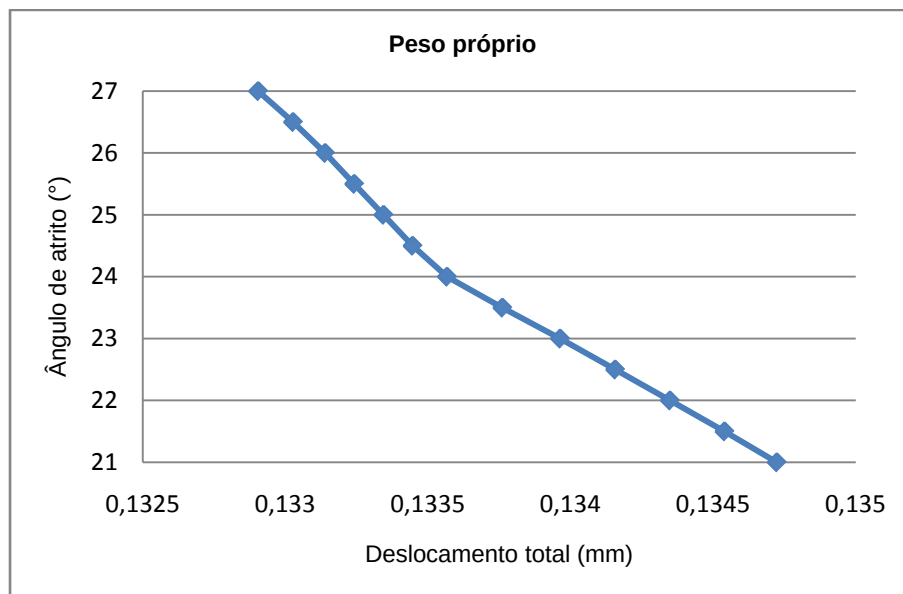


Fig.7.3. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 25^\circ$)

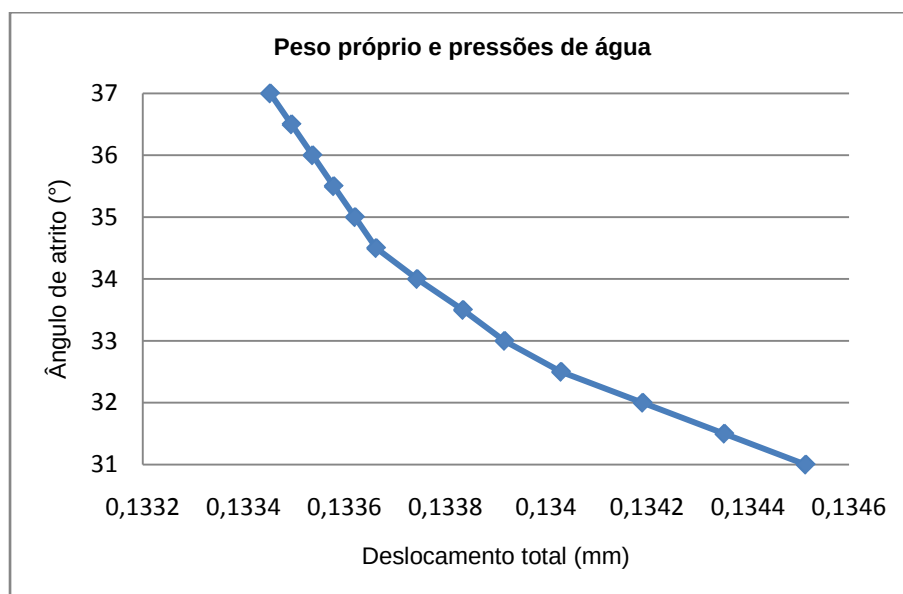


Fig.7.4. – Gráfico deslocamento total – ângulo de atrito para peso próprio e pressões de água do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 33,8^\circ$)

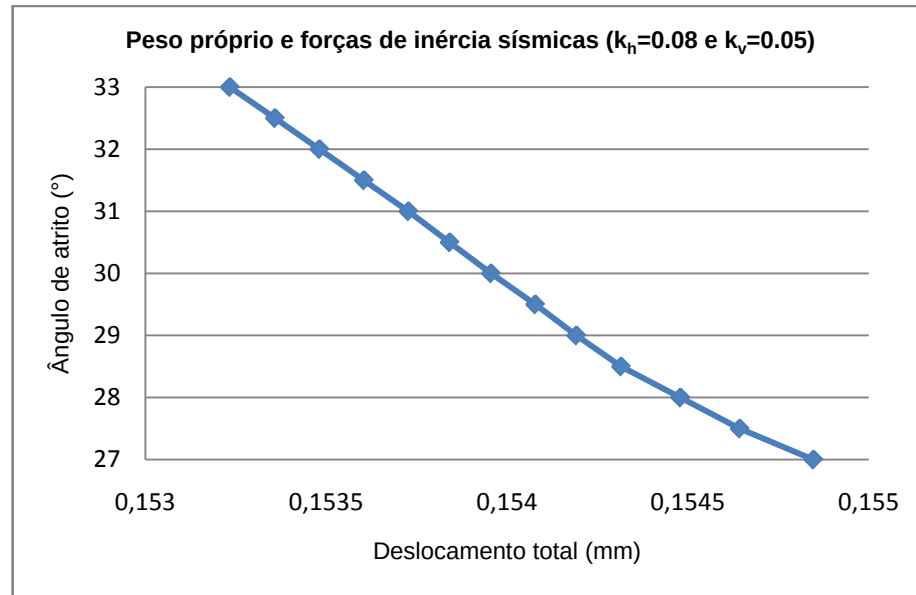


Fig.7.5. – Gráfico deslocamento total – ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 29.4^\circ$)

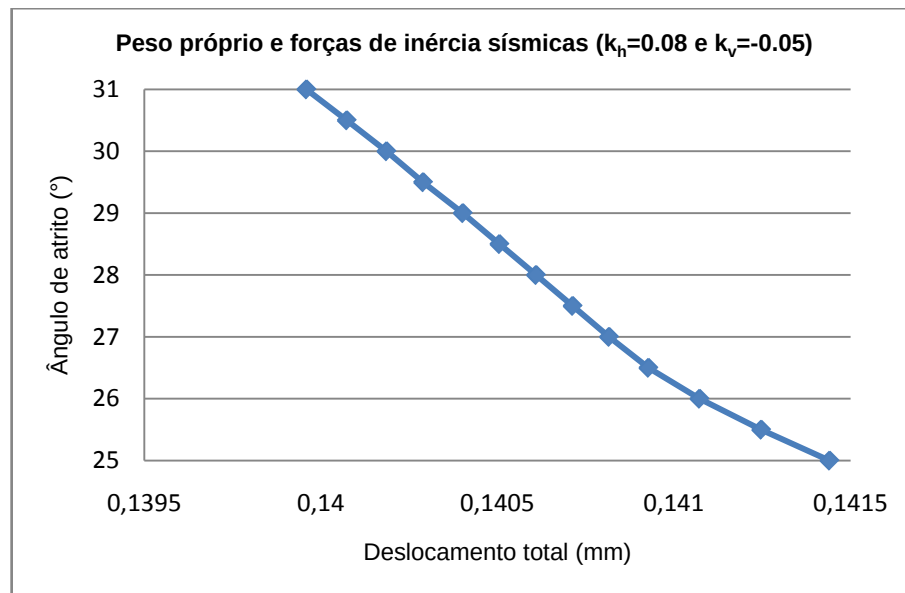


Fig.7.6 – Gráfico deslocamento total – ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude sujeito a deslizamento de uma cunha (valor analítico de $\phi = 29.8^\circ$)

No Quadro 7.3. apresenta-se em resumo os resultados obtidos no programa de cálculo automático *Phase*².

Quadro 7.3. – Resultados *Phase*² do talude sujeito a deslizamento de uma cunha

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	24.0 a 24.5
Peso próprio e pressões de água	34.0 a 34.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	28.5 a 29.0
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	26.5 a 27.0

Também foi efectuada uma análise no programa *RocPlane*. Como o programa não permite analisar taludes com superfícies de deslizamento irregulares é utilizado um talude com as mesmas características que influênciam o deslizamento do talude em análise. No Quadro 7.4. representa-se em resumo os resultados obtidos no *RocPlane*.

Quadro 7.4. – Resultados *RocPlane* do talude sujeito a deslizamento de uma cunha

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	25.0
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	29.4
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	29.8

7.2.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

No caso do talude constituído por uma cunha de largura unitária, os resultados obtidos entre a análise analítica e a numérica efectuada através do *RocPlane* são iguais, como seria de esperar. O programa *RocPlane* utiliza as expressões deduzidas por Hoek e Bray em 1977, através do Método de Equilíbrio Limite. Na comparação entre os resultados analíticos e os numéricos obtidos pelo programa *Phase*² conclui-se que são próximos. No programa *Phase*² o nível freático é representado por uma equação polinomial de 6ª ordem, e nas expressões analíticas as pressões hidrostáticas sobre o plano de deslizamento têm forma triangular, que são uma simplificação aproximada da forma como as pressões hidrostáticas se comportam na superfície de deslizamento. Por este facto, existe esta discrepância entre os resultados analíticos e numéricos.

Quadro 7.5. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude sujeito a deslizamento de uma cunha

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°) da análise analítica	ϕ (°) da análise numérica
Peso próprio	25.0	24.0 a 25.5
Peso próprio e pressões de água	33.8	34.0 a 34.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	29.4	28.5 a 29.0
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	29.8	26.5 a 27.0

7.3. TALUDE CONSTITUÍDO POR 2 BLOCOS

Os taludes em análise são constituídos por descontinuidades que evidenciam a formação de 2 blocos rochosos. Em todas as análises foram calculados os ângulos de atrito (ϕ) das superfícies de deslizamento para os quais o factor de segurança global fosse igual a 1, o que significa que o talude se encontra em equilíbrio limite.

7.3.1. RESULTADOS ANALÍTICOS

Nos Quadros 7.6. e 7.7. estão representados os resultados analíticos obtidos através das expressões enumeradas no ponto 4.3. Os valores do ângulo de atrito (ϕ) apresentados no Quadro 7.6. correspondem à situação de equilíbrio limite para as várias condições a que o maciço do exemplo 1 do talude constituído por 2 blocos esteve submetido. O Quadro 7.7. corresponde aos resultados do exemplo 2.

Quadro 7.6. – Resultados analíticos de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	35.5
Peso próprio e pressões de água	44.2
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	39.7
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	40.2

Quadro 7.7. – Resultados analíticos de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	47.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	51.6
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	52.1

7.3.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

A forma de interpretação dos resultados numéricos dos dois exemplos do talude constituído por 2 blocos é a mesma descrita no ponto 7.2.2. Neste caso o ângulo de atrito é diminuído de 0.25° nas sucessivas fases. Os pontos de interpretação dos deslocamentos totais do exemplo 1 e 2 estão representados pela letra A nas Figuras 7.7. e 7.8., respectivamente. O ponto A corresponde ao vértice inferior do bloco 1.

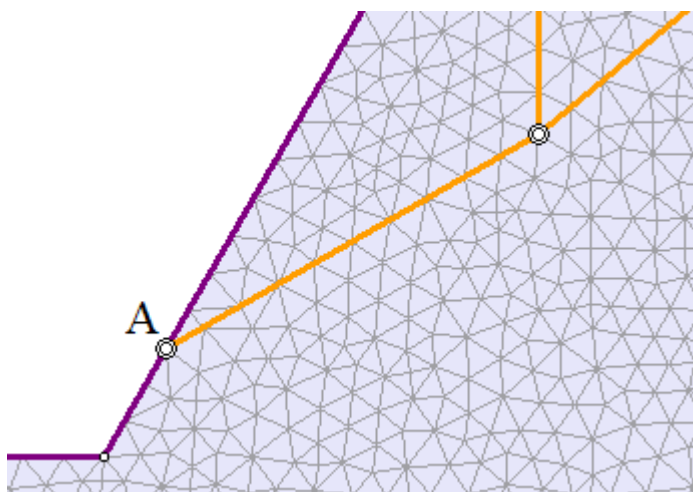


Fig.7.7. – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por 2 blocos – exemplo 1

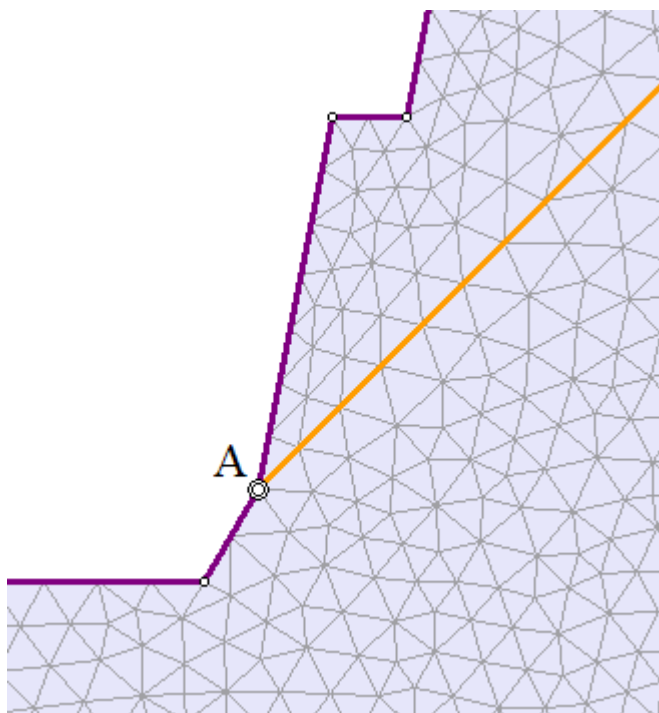


Fig.7.8 – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por 2 blocos – exemplo 2

Nas Figuras 7.9. e 7.10 representam-se com linhas de cor cinzenta as deformadas obtidas para os exemplos 1 e 2, respectivamente, onde se pode visualizar o deslizamento dos 2 blocos em relação ao resto do maciço.

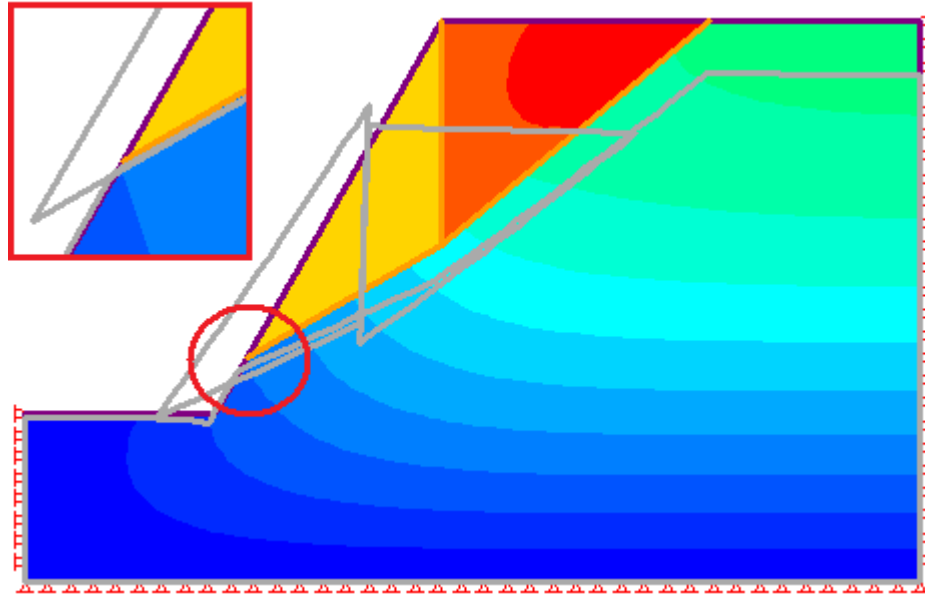


Fig.7.9 – Deformada do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1

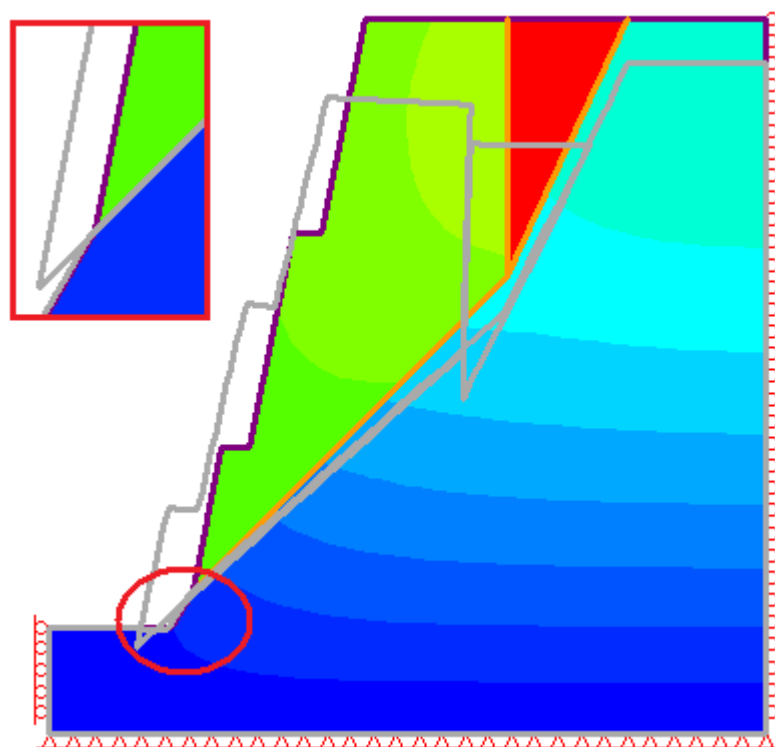


Fig.7.10 – Deformada do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2

Nas Figuras 7.11. a 7.14. estão representados os gráficos deslocamento total – ângulo de atrito obtidos para cada condição imposta ao maciço rochoso do talude em análise para o exemplo 1.

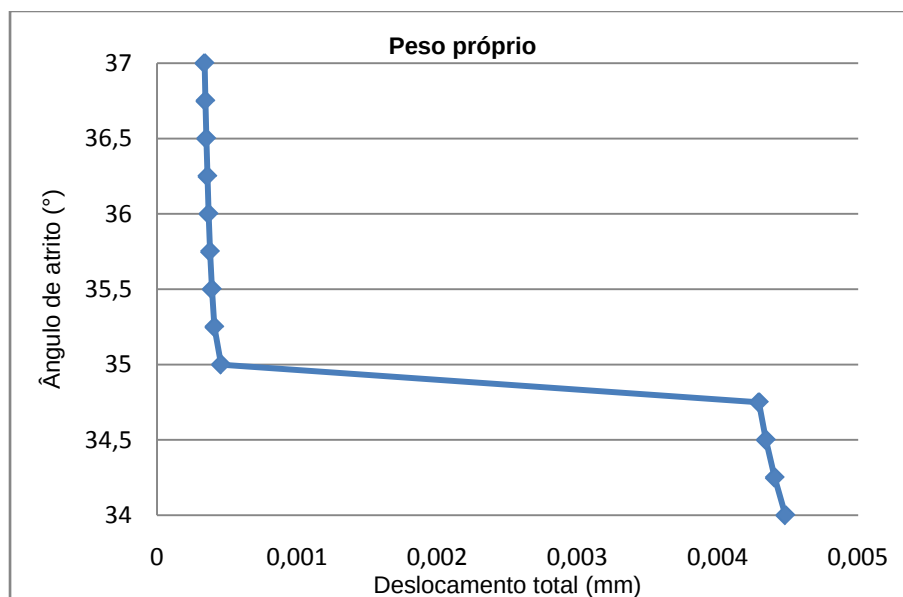


Fig.7.11. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1 (valor analítico de $\phi = 35,5^\circ$)

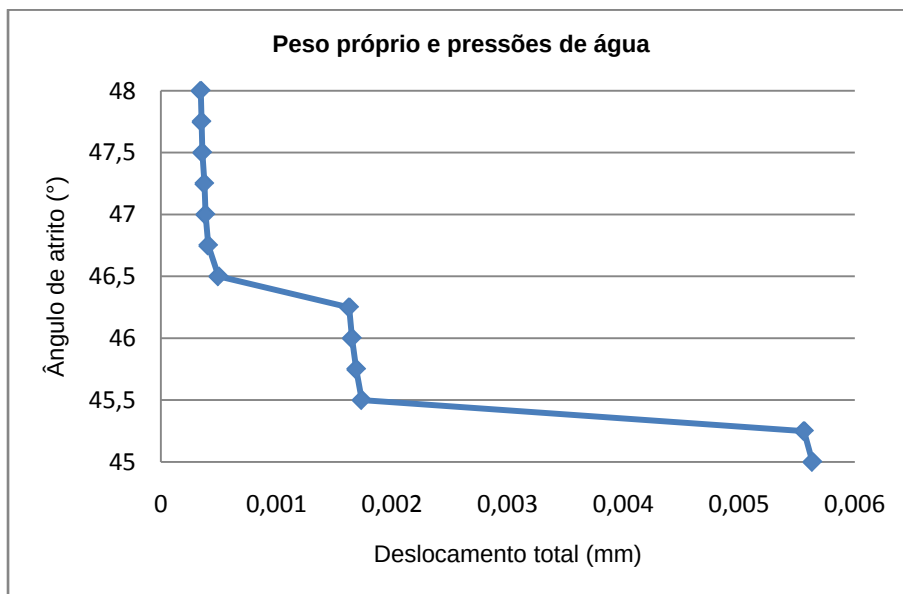
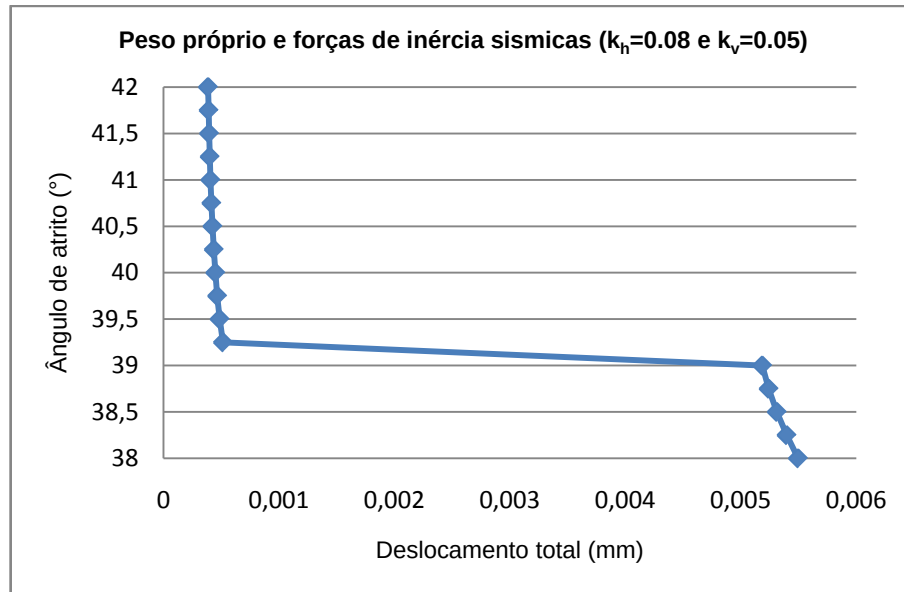


Fig.7.12. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e pressões de água do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1 (valor analítico de $\phi = 44,2^\circ$)



Quadro 7.8. – Resultados *Phase*² de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	34.8 a 35.0
Peso próprio e pressões de água	46.3 a 46.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	39.0 a 39.3
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	39.5 a 39.8

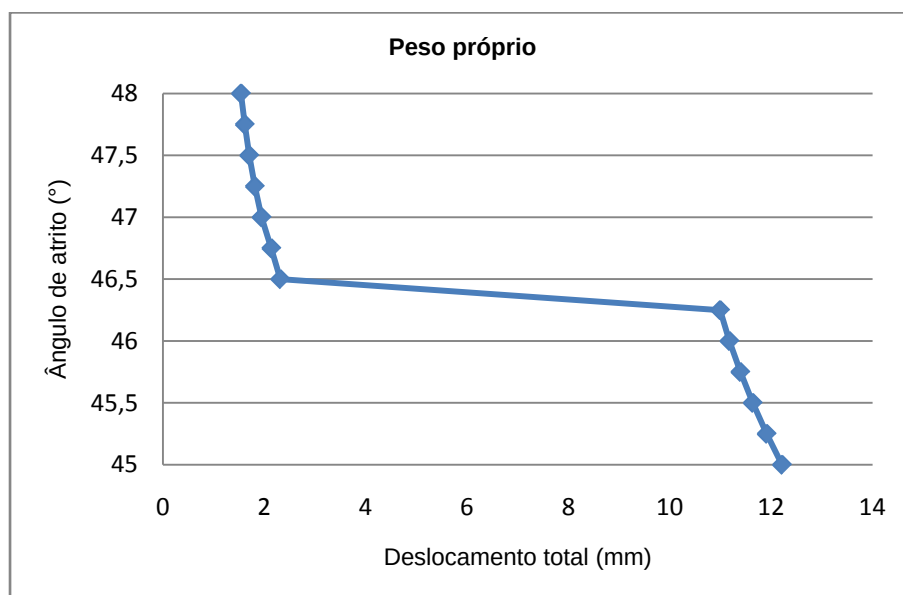


Fig.7.15. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2 (valor analítico de $\phi = 47.5^\circ$)

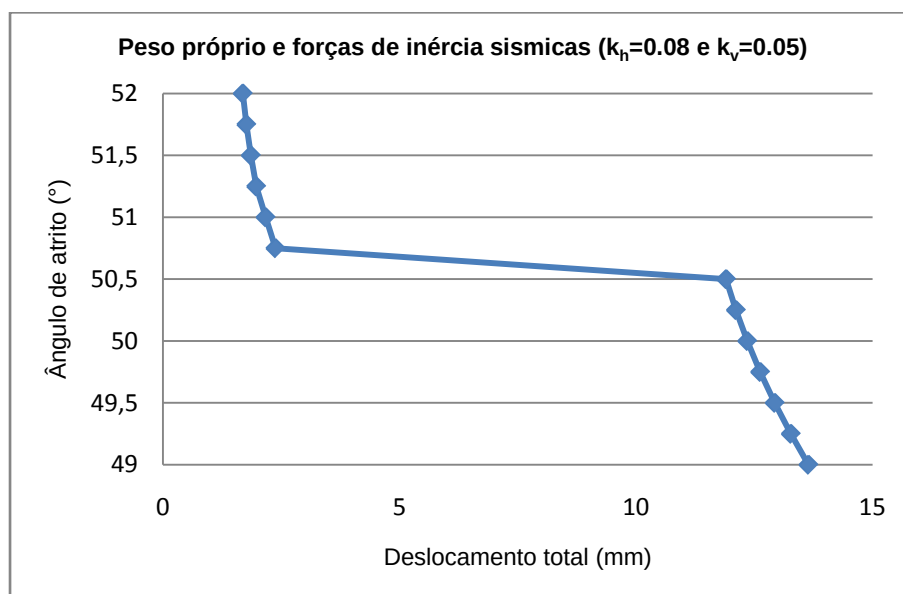


Fig.7.16. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2 (valor analítico de $\phi = 51.6^\circ$)

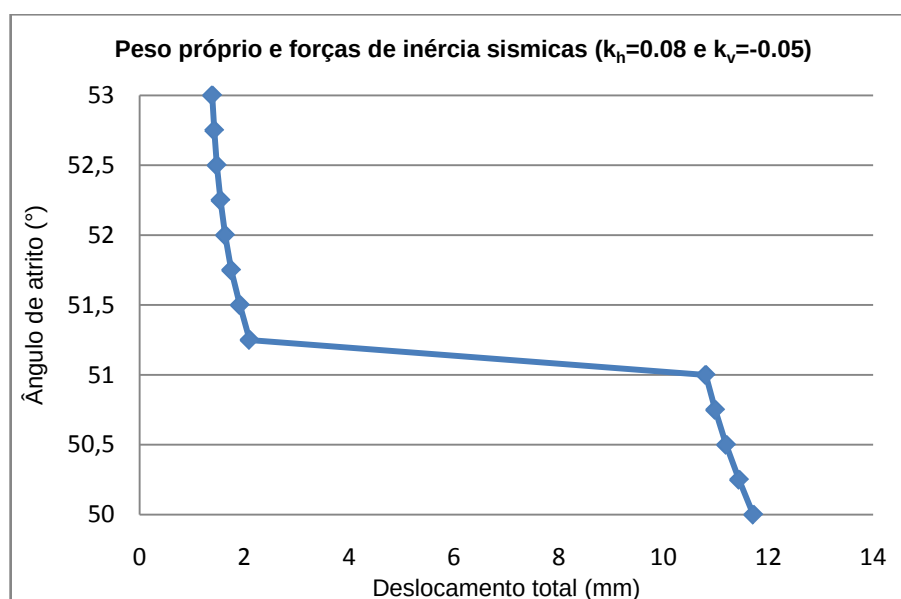


Fig. 7.17. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2 (valor analítico de $\phi = 52.1^\circ$)

As Figuras 7.15. a 7.17. representam os gráficos deslocamento total – ângulo de atrito obtidos para cada condição imposta ao maciço rochoso do talude em análise. No exemplo 2 do talude constituído por 2 blocos, não foi efectuada a análise para a condição *peso próprio e pressões de água*.

No Quadro 7.9. apresenta-se em resumo os resultados obtidos no programa de cálculo automático *Phase²* para o exemplo 2.

Quadro 7.9. – Resultados *Phase²* de talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	46.3 a 46.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	50.5 a 50.8
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	51.0 a 51.3

7.3.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

No Quadro 7.9. e 7.10. apresentam-se em resumo os resultados da análise analítica e da numérica para cada um dos exemplos. Conclui-se que os valores dos resultados obtidos são próximos, sendo os valores da análise numérica inferior aos da análise analítica. Os resultados referentes ao tipo de condição *peso próprio e pressões de água* do exemplo 1, tal como acontece no talude analisado no ponto 7.2, o resultado da análise analítico é inferior ao numérico, e deve-se ao facto da consideração das pressões hidrostáticas de forma triangular sobre o plano de deslizamento nas expressões analíticas, que não traduz fialmente a consideração de um nível freático representado por uma equação polinomial de 6ª ordem no programa de cálculo automático.

Quadro 7.9. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 1

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°) da análise analítica	ϕ (°) da análise numérica
Peso próprio	35.5	34.8 a 35.0
Peso próprio e pressões de água	44.2	46.3 a 46.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	39.7	39.0 a 39.3
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	40.2	39.5 a 39.8

Quadro 7.10. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude sujeito a deslizamento de 2 blocos – exemplo 2

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°) da análise analítica	ϕ (°) da análise numérica
Peso próprio	47.5	46.3 a 46.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	51.6	50.5 a 50.8
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	52.1	51.0 a 51.3

7.4. TALUDE CONSTITUÍDO POR 16 BLOCOS SUSCEPTÍVEIS A ROTURA POR TOPPLING

O talude em análise é constituído por 16 blocos que podem sofrer rotura por *toppling*. Nas várias condições impostas ao maciço rochoso foram calculados os ângulos de atrito (ϕ) da superfície de deslizamento para o qual o talude se encontra em equilíbrio limite.

7.4.1. RESULTADOS ANALÍTICOS

No Quadro 7.11. estão representados os resultados analíticos obtidos através das expressões enumeradas no ponto 4.4. Os resultados dos ângulos de atrito (ϕ) são correspondentes à situação de equilíbrio limite do talude constituído por 16 blocos com possível derrube dos mesmos, para as diferentes condições de instabilidade.

Quadro 7.11 – Resultados analíticos de talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling*

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	38.2
Peso próprio e pressões de água	41.6
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$)	40.7
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$)	40.9

7.4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

A forma de interpretação dos resultados numéricos é idêntica à descrita no ponto 7.2.2. Neste caso o ângulo de atrito é diminuído de 0.5° nas sucessivas fases. O ponto de interpretação dos deslocamentos totais está representado na Figura 7.18. pela letra A, que corresponde ao vértice superior da face do bloco 1 no pé do talude do sistema de 16 blocos.

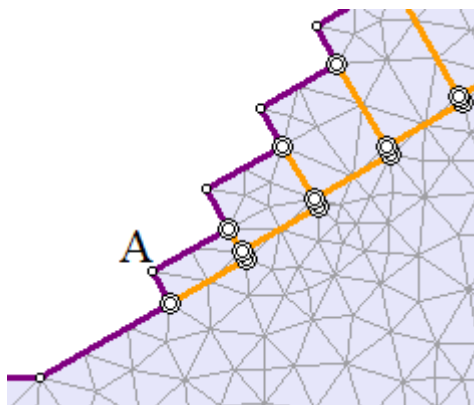


Fig.7.18 – Identificação do ponto onde é analisado o deslocamento total na análise do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling*

Na Figura 7.19. representa-se a deformada do talude, onde se pode verificar no zoom efectuado, o deslizamento e levantamento da base do bloco representado.

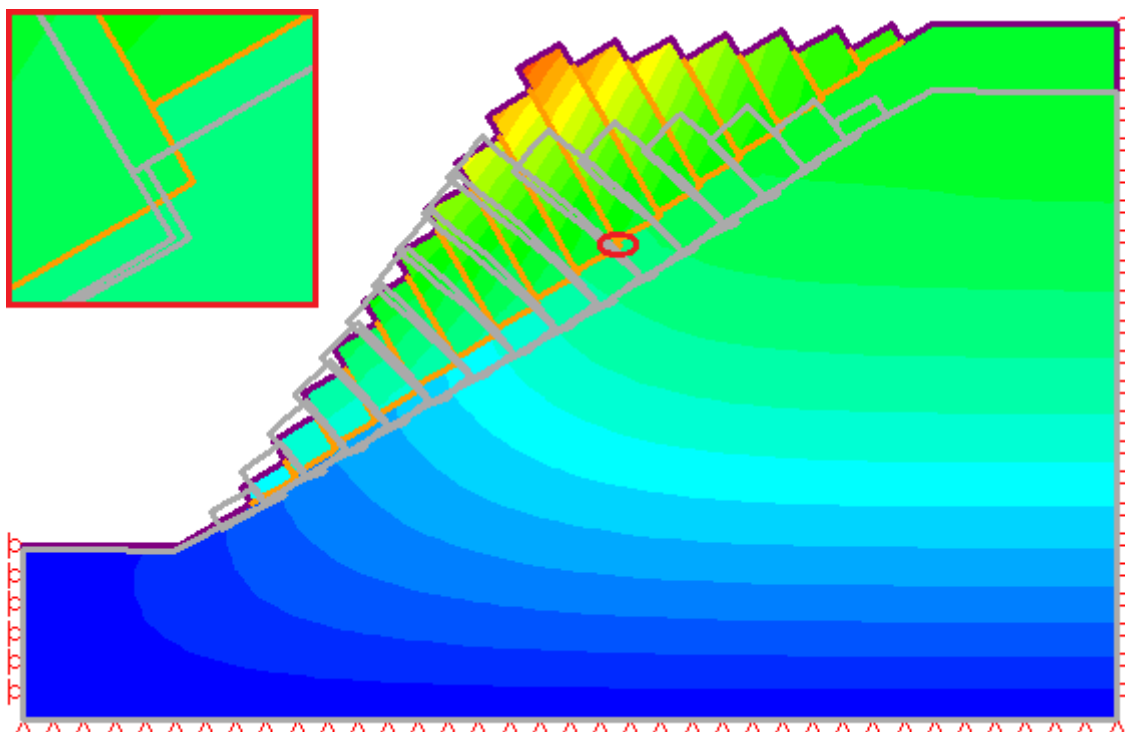


Fig.7.19. – Deformada do talude constituído por 16 blocos susceptível de *toppling*

Nas Figuras 7.20. a 7.23. estão representados os gráficos deslocamento total – ângulo de atrito obtidos para cada condição imposta ao maciço rochoso do talude em análise.

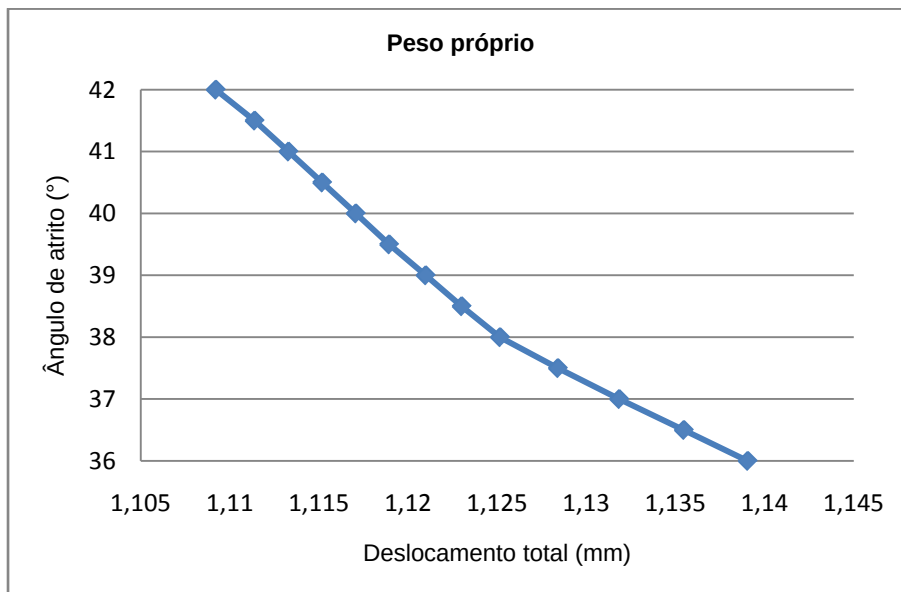


Fig.7.20. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling* (valor analítico de $\phi = 38,2^\circ$)

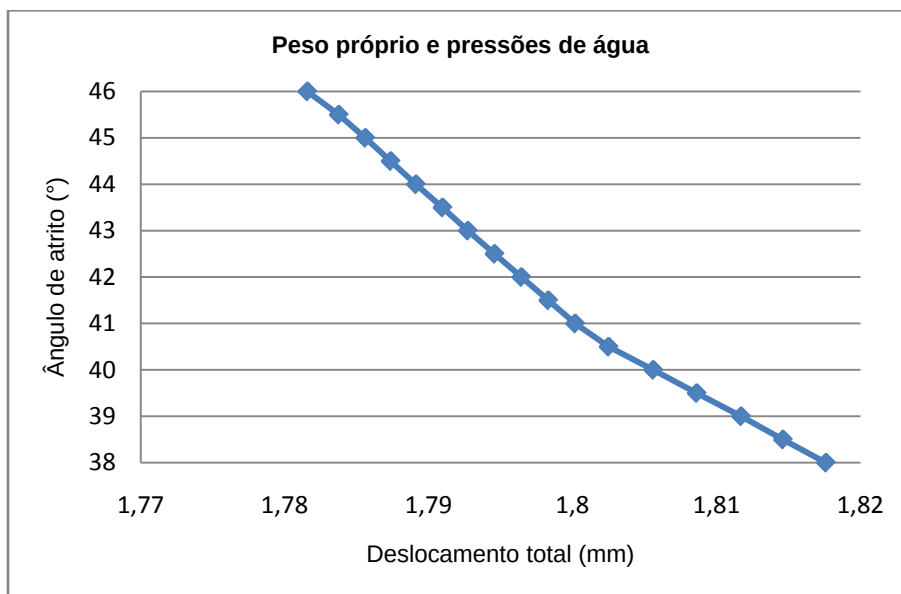


Fig.7.21. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e pressões de água do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling* (valor analítico de $\phi = 41,6^\circ$)

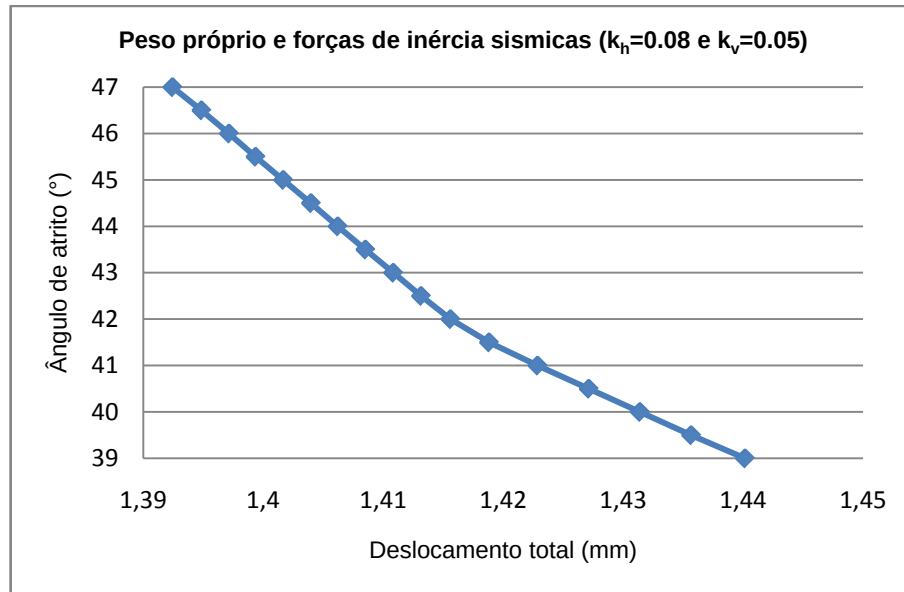


Fig.7.22. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling* (valor analítico de $\phi = 40.7^\circ$)

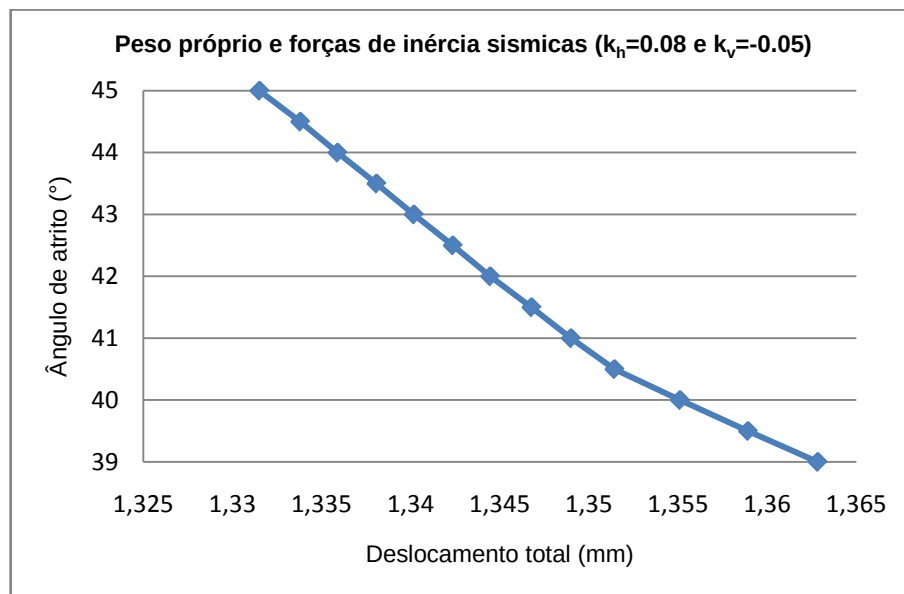


Fig.7.23. – Gráfico deslocamento total - ângulo de atrito para peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_v = -0.05$) do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling* (valor analítico de $\phi = 40.9^\circ$)

No Quadro 7.12. apresenta-se em resumo os resultados obtidos no programa de cálculo automático *Phase*².

Quadro 7.12. – Resultados *Phase*² de talude constituído por 16 blocos susceptíveis de *toppling*

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°)
Peso próprio	37.5 a 38.0
Peso próprio e pressões de água	40.0 a 40.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_h = 0.05$)	41.0 a 41.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_h = -0.05$)	40.0 a 40.5

7.5.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

No caso do talude constituído por 16 blocos susceptíveis de rotura por *toppling*, os resultados obtidos entre a análise analítica e a numérica são bastante próximos. Neste caso o resultado da análise numérica na condição *peso próprio e pressões de água* é inferior ao da análise analítica. Isto deve-se à boa aproximação que representa as pressões hidrostáticas de forma triangular que se encontram sobre a superfície de deslizamento entre os blocos. No entanto o resultado numérico de ϕ obtido na condição *peso próprio e forças de inércia sísmicas* ($k_h = 0.08$ e $k_h = 0.05$) é mais alto que o valor de ϕ obtido na análise analítica, o que contraria os resultados obtidos até agora, onde os resultados obtidos no programa *Phase*² eram sempre inferiores aos obtidos pelas expressões analíticas, exceptuando os casos pontuais onde existe pressões de água sobre as descontinuidades, que foram explicados anteriormente.

Quadro 7.13. – Comparação entre resultados analíticos e numéricos para talude constituído por 16 blocos susceptíveis a *toppling*

Tipo de condições em que se encontra o talude	ϕ (°) da análise analítica	ϕ (°) da análise numérica
Peso próprio	38.2	37.5 a 38.0
Peso próprio e pressões de água	41.6	40.0 a 40.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_h = 0.05$)	40.7	41.0 a 41.5
Peso próprio e forças de inércia sísmicas ($k_h = 0.08$ e $k_h = -0.05$)	40.9	40.0 a 40.5

7.5. TALUDE SUJEITO A ROTURA CIRCULAR

7.5.1. RESULTADOS DO *SLOPE/W*

O *Slope/W* permite efectuar uma análise automatizada pelo Método das Fatias. A dificuldade deste método é a determinação das forças N_i na base de cada uma das fatias. Vários autores formularam hipóteses para a determinação dessa força actuante sobre as fatias. O programa *Slope/W* permite a determinação da força N_i através das hipóteses desenvolvidas pelos vários autores. Na análise efectuada através deste programa, considerou-se 4 hipóteses diferentes: Fellenius, Morgenstern-Price, Janbu e Bishop. A Figura 7.24. apresenta o mecanismo de rotura do método de Bishop Simplificado e o Quadro 7.14. o factor de segurança mínimo relativo as 4 hipóteses consideradas.

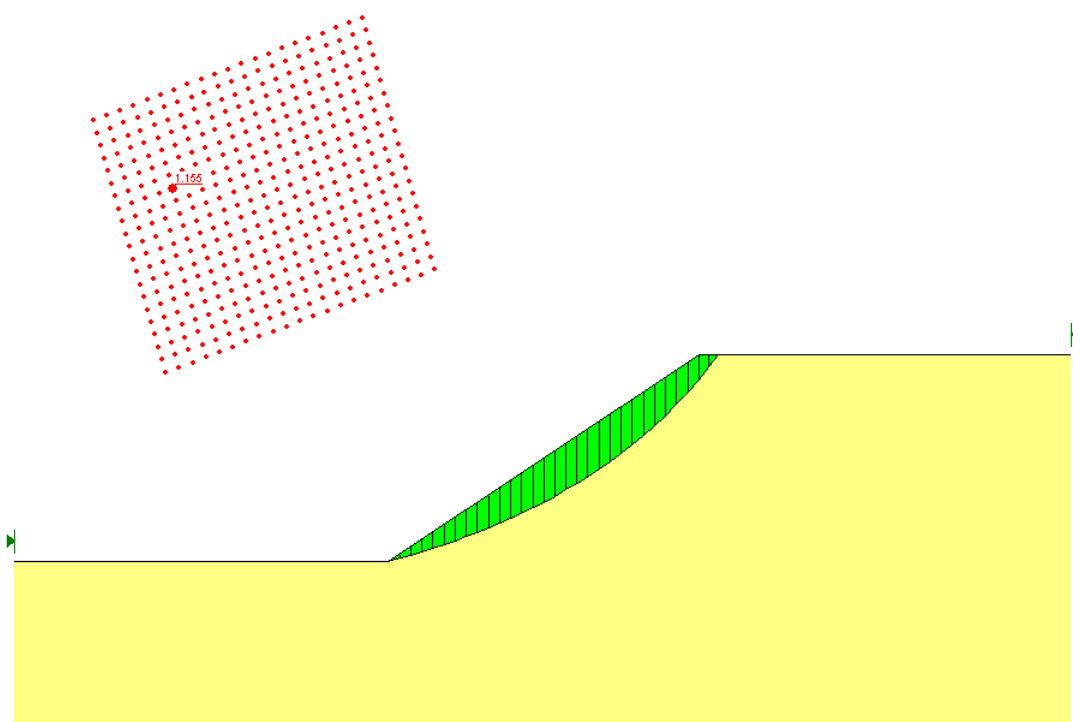


Fig.7.24. – Método de Bishop Simplificado

Quadro 7.14. – Factor de segurança dos vários métodos utilizados pelo *Slope/W*

Método	Factor de Segurança
Fellenius	1.08
Morgenstern-Price	1.15
Janbu	1.08
Bishop	1.16

Como se pode verificar pela Figura 7.24., os mecanismos de roturas são todos parecidos, mudando no entanto o factor de segurança para cada uma das hipóteses equacionadas para a força N_i na base de cada uma das fatias. Como referido no subcapítulo 4.6. o Método de Fellenius apresenta valores inferiores ao real, pelo que está sempre pelo lado da segurança, o Método de Bishop Simplificado é o que melhor se aproxima de métodos mais elaborados.

7.5.2. RESULTADOS DO *PHASE*²

O *Phase*² utiliza o Método SSR para a determinação do factor de segurança de uma talude sujeito a rotura circular. Este método que reduz os parâmetros de resistência ao corte dos materiais utiliza elementos finitos na sua análise, pelo que os seus resultados são considerados mais precisos que a análise efectuada pelo *Slope/W*. Na Figura 7.25. e 7.26. estão representados alguns dos resultados obtidos através do *Phase*². O factor de segurança crítico para o talude em análise é de 1.28 (Figura 7.25.).

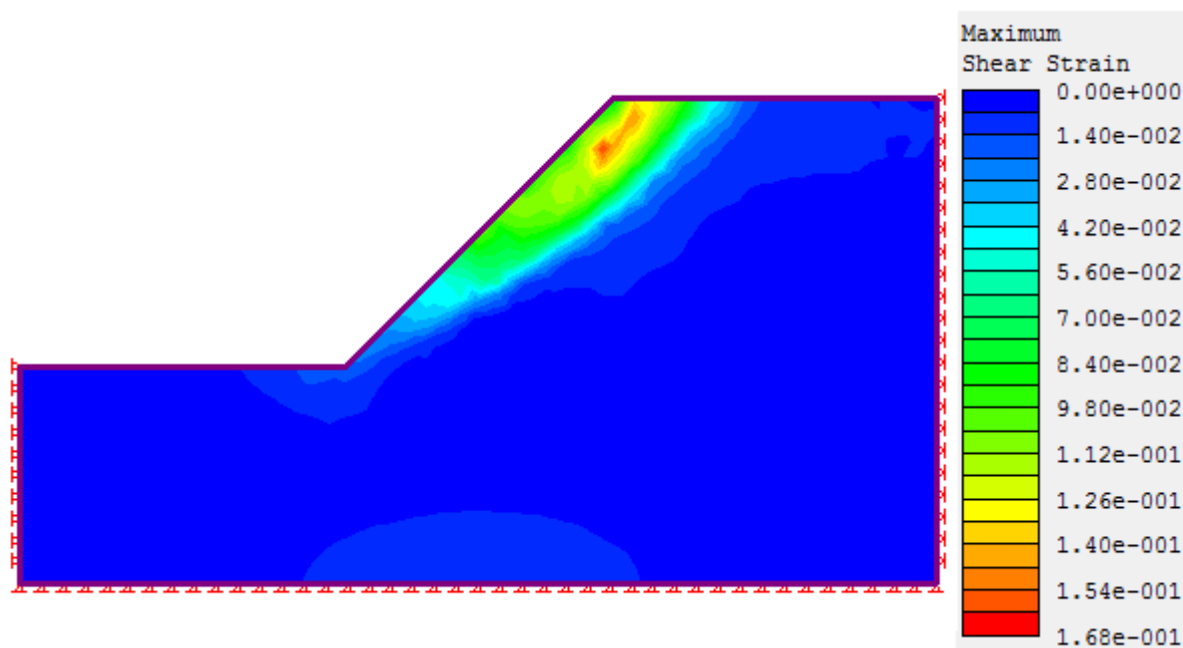


Fig.7.25. – Modelo de rotura e tensões máximas de corte para factores de segurança de 1.28

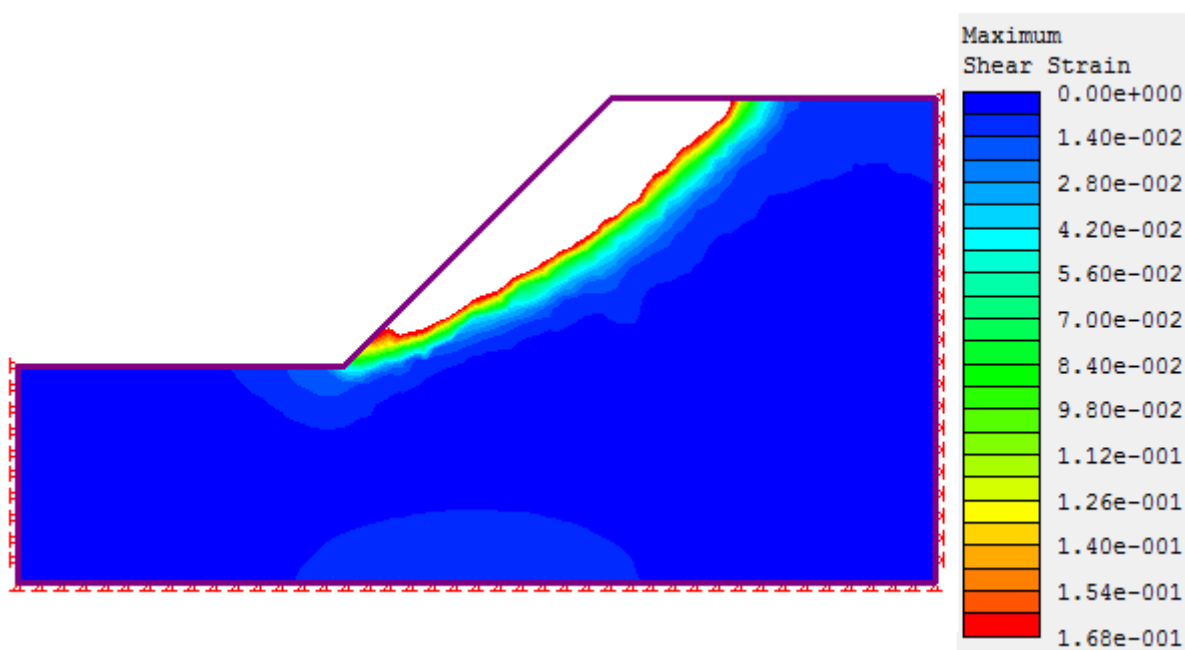


Fig.7.26. – Modelo de rotura e tensões máximas de corte para factores de segurança de 1.5

Na Figura 7.27. estão representados os deslocamentos totais no talude para o factor de segurança crítico de 1.28., onde se evidencia o mecanismo de rotura, que é semelhante ao apresentado na Figura 7.20.

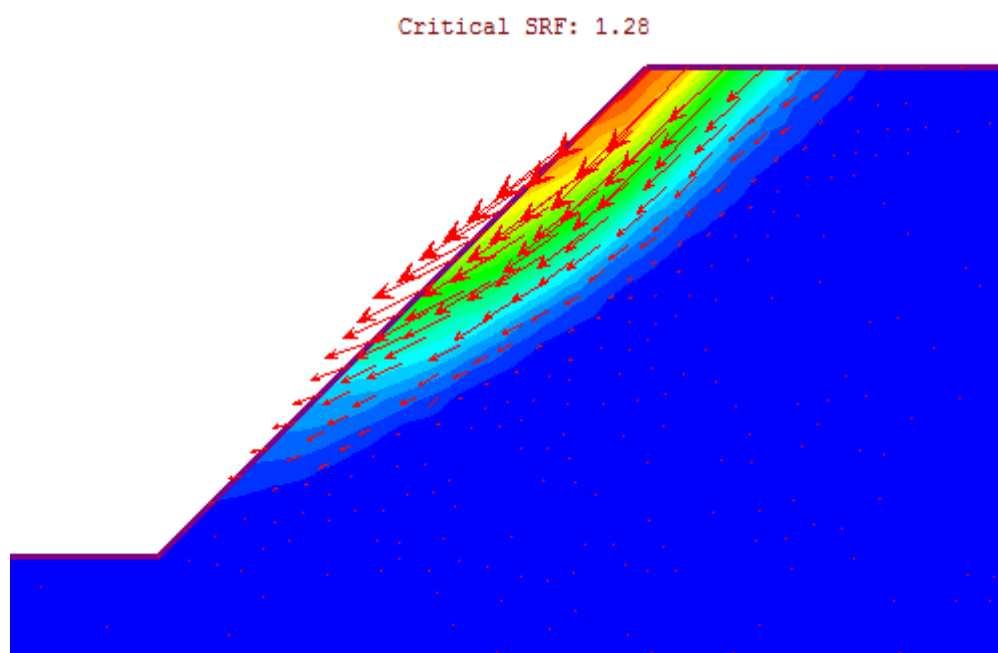


Fig.7.27. – Deslocamentos totais no talude para $FS = 1.28$

7.6.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DO *SLOPE/W* E *PHASE*²

Como se pode verificar pelas Figuras 7.24. e 7.25. os mecanismos de rotura evidenciados pelos 2 programas de cálculo automático são muito semelhantes. No que diz respeito ao factor de segurança do talude, a análise efectuada pelo *Phase*² apresenta um valor superior aos resultados do programa *Slope/W* no entanto a diferença não é muito significativa. O programa *Phase*² como utiliza elementos finitos na sua análise consegue melhor aproximação ao factor de segurança real do talude. Os resultados do *Slope/W* como são todos inferiores aos do *Phase*² estão todos pelo lado da segurança. No entanto se um talude necessitar de um reforço para ser estável, essas soluções de estabilização serão sobredimensionadas, o que economicamente não é favorável.

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO

Ao longo deste trabalho pretendeu-se comparar os resultados das soluções analíticas e dos métodos numéricos para verificação da estabilidade de taludes rochosos. Os resultados obtidos pelos métodos numéricos comparativamente com os analíticos foram próximos, o que é considerado satisfatório.

Na comparação entre o cálculo analítico do talude sujeito a deslizamento planar de uma cunha de largura unitária e o cálculo numérico efectuado pelo programa *RocPlane* de um talude com os mesmos parâmetros que influenciam na instabilidade do talude, os resultados obtidos foram iguais. Este facto deve-se à utilização por parte do programa *RocPlane* das expressões desenvolvidas através do Método de Equilíbrio Limite. No entanto, este programa apresenta limitações, visto que considera apenas taludes com geometria simples.

Nas comparações efectuadas entre os cálculos analítico e o numérico através do *Phase*² verificou-se que os resultados obtidos numericamente são normalmente inferiores aos analíticos, o que poderá sugerir que as soluções analíticas poderão ser mais conservadoras. No entanto os valores obtidos numericamente quando existe presença de água no maciço, no caso do talude constituído por uma cunha e o constituído por 2 blocos, são superiores aos analíticos. Tal como explicado no capítulo 8, esta discrepância poderá dever-se às considerações feitas na distribuição das pressões de água nas paredes das superfícies de descontinuidade para a análise analítica, que nem sempre são aproximadas à realidade. E no caso em análise o nível freático modelado no *Phase*² é definido por uma equação polinomial, o que leva a uma maior dificuldade na sua interpretação.

No caso do talude constituído por 16 blocos, onde pode ocorrer instabilidade por *toppling*, os resultados obtidos para as duas análises são satisfatórios. Neste caso os resultados numéricos obtidos quando existe presença de água no maciço são inferiores aos das soluções analíticas, o que traduz a boa aproximação entre a forma triangular das pressões hidrostáticas que actuam sobre as superfícies de deslizamento. No entanto, os resultados numéricos obtidos para a condição *peso próprio e forças de inércia sísmicas* ($k_h = 0.08$ e $k_v = 0.05$) são superiores aos das soluções analíticas.

Na análise de um talude sujeito a rotura circular, os resultados obtidos pelo *Slope/W*, que se baseia no Método de Equilíbrio Limite, são inferiores os resultados do Método SSR do *Phase*². No entanto o *Phase2* utiliza o MEF, o que leva a uma melhor aproximação à realidade. Ainda assim os resultados entre os dois programas são próximos, verificando-se o mesmo mecanismo de rotura do talude.

Por último destaca-se que uma solução analítica é uma forma rápida de verificação de estabilidade em taludes com geometrias simples, e que numa fase inicial de projecto pode definir se são necessárias medidas de estabilização nos taludes. Os métodos numéricos são uma via de aprofundar e verificar a

análise de estabilidade efectuada pelas soluções analíticas. O método numérico permite uma análise de taludes com geometrias mais complexas, e eventualmente, testar combinações de soluções analíticas de estruturas simples.

A realização de análises numéricas e analíticas simultaneamente permite uma melhor compreensão de resultados e melhor decisão nos métodos de estabilização a implementar.

8.2. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No que se refere ao desenvolvimento de estudos futuros no âmbito do tema, entende-se que eles poderão seguir as seguintes questões fundamentais:

- a. A combinação de soluções analíticas simples para analisar a estabilidade de alguns taludes descritos no ponto 3.6. do Capítulo 3, e validação dessas soluções analíticas mais complexas com cálculos numéricos. Por exemplo instabilidade *Slide Toe Toppling* (Figura 8.1.) com 2 tipos diferentes de materiais rochosos, cada um com um sistema de descontinuidades diferentes, e taludes com geometrias mais complexas (Figura 8.2.);

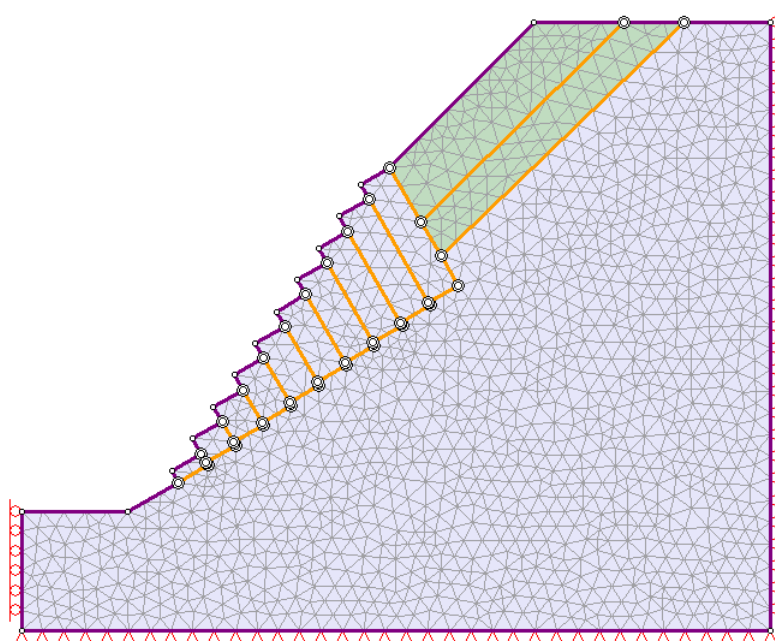


Fig.8.1. – Modelo de talude sujeito a rotura *Slide Toe Toppling* no Phase²

- b. O estudo de taludes constituídos por 2 materiais diferentes, como por exemplo rochoso sujeito a *toppling* e um solo numa posição superior, onde poderá ocorrer deslizamento global do talude (Figura 8.3.)
- c. Realização de cálculos numéricos simulando diferentes medidas de estabilização em taludes com estrutura semelhante aos exemplos referidos.

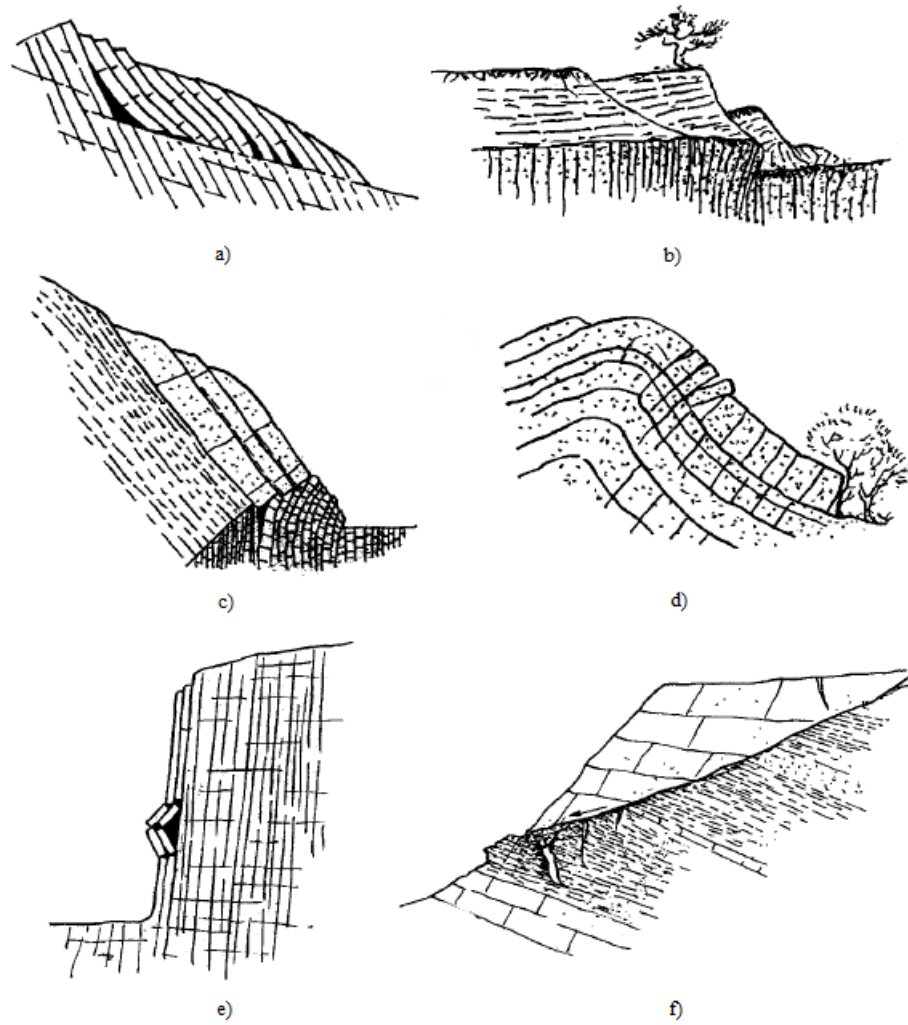


Fig.8.2. – a) *Rock slumping*; b) *Slide base toppling*; c) *Toppling toe slide*; d) *Slide head toppling*; e) *Rotura por encurvadura*; f) *Slide base rupture* (Goodman, 2000)

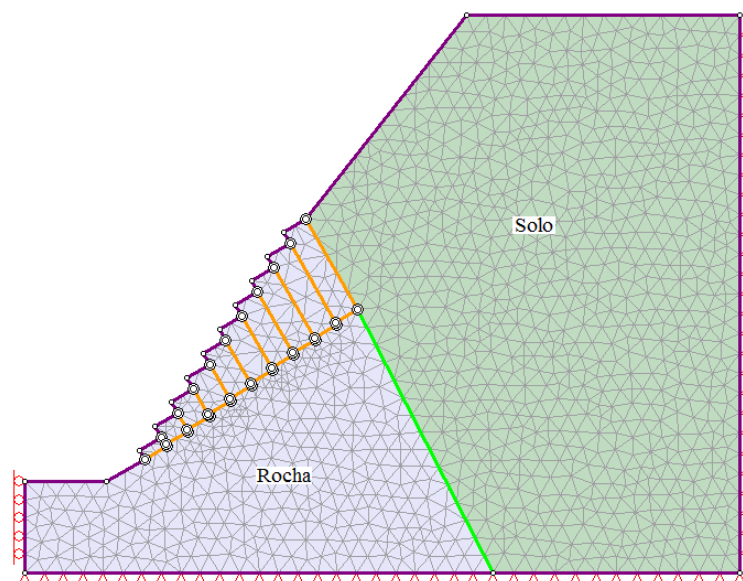


Fig.8.3. – Modelo de talude constituído por 2 materiais no *Phase²*

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Apontamentos de Geologia de Engenharia, FEUP, Porto, 2008.
- [2] Eurocode 7 (2004), *Geotechnical design – Part 1. General rules*. Final Draft, prEN 1997-1. European Committee For Standardization, Brussels
- [3] Ferreira, P. *Análise do comportamento estrutural da estação Faria Guimarães*, Porto, 2006.
- [4] Goodman, R.E., Kieffer, D.S. *Behavior of Rock in Slope*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, Agosto 2000.
- [5] Goodman, R.E. *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd edition, John Wiley & Sons, New York, 1989.
- [6] Hoek, E. *Practical Rock Engineering*. Canadá, 2007.
- [7] Hoek, E., Bray, J.W. *Rock Slope Engineering*. Revised Third Edition, Institute of Mining and Metallurgy, Londres, 1999.
- [8] Maranha das Neves, E. *Algumas Considerações sobre a EM 1997-1 (Eurocódigo 7 – Parte 1)*, Construção Magazine, Lisboa, 2004.
- [9] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais - I Volume*. FEUP Edições, Porto, 2006.
- [10] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos - II Volume*. 2ª Edição, Porto, 2006.
- [11] Rocscience, <http://www.rocsience.com>, 2009.
- [12] Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid, 2002.

