



EVA SOFIA FERNANDES RODRIGUES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE DOIS TALUDES ROCHOSOS
GRANÍTICOS**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, realizada sob a orientação científica do Prof. Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina, Professor Auxiliar do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

O JÚRI
PRESIDENTE

Beatriz Valle Aguado

Professora Associada do Departamento de Geociências da
Universidade de Aveiro

Hélder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação do Departamento
de Engenharia Geotécnica do Instituto Superior de
Engenharia do Porto

Jorge Manuel Pessoa Girão Medina

Professor Auxiliar do Departamento de Geociências da
Universidade de Aveiro

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Doutor Jorge Medina, pelo acompanhamento científico e pela sua orientação e pelo facto de nunca ter desistido de me apoiar e incentivar. Agradeço igualmente à minha família a paciência e o amor nesta etapa tão longa. À Maria, ao Rui e ao Filipe pelo apoio incondicional, e ao meu pequeno Afonso.

PALAVRAS - CHAVE

Estabilidade de taludes, maciço rochoso, descontinuidades, “DIPS”, rotura planar, rotura em cunha.

RESUMO

Esta dissertação aborda um tema com o qual somos frequentemente confrontados no domínio da geologia de engenharia; refere-se à instabilidade de taludes rochosos, os quais culminam muitas vezes no deslizamento e queda de blocos, responsáveis por prejuízos materiais e, por vezes, perda de vidas.

Para a análise da estabilidade de taludes, o fator dominante na instabilidade de maciços rochosos são as descontinuidades e suas características. As características das descontinuidades são avaliadas com base num conjunto de parâmetros dos quais se destacam: orientação, espaçamento, continuidade, abertura, rugosidade, preenchimento, percolação e resistência. Após caracterização das descontinuidades são abordados os critérios e tipos de rotura que se podem verificar nos maciços rochosos, e são também abordadas as soluções mais usuais na estabilidade dos mesmos. Nesta dissertação, analisou-se um caso real de instabilidade de dois taludes de um maciço rochoso granítico, através do levantamento sistemático das descontinuidades existentes. Para o seu tratamento estatístico foi utilizado o *software* “DIPS”, versão 5.0 da Rocscience para analisar o tipo de rotura provável. Verificamos que existe a probabilidade de rotura planar e em cunha e para a quais foram propostas soluções de estabilização que passam pela aplicação de redes pregadas e reforçadas com cabos de aço, pregagens pontuais e barreiras dinâmicas.

KEYWORDS

Slope stability, rock mass, granite, discontinuities, "DIPS", plane failure, wedge failure.

ABSTRACT

This dissertation deals with a topic that we are often faced in the field of engineering geology, on the rock slope stability, which often culminate in rock failure, responsible for material damage and loss of life.

Among the several existing methods for the analysis of slope stability, this dissertation discusses the dominant factor in the stability of rock masses, planar discontinuities and their description. It also discusses criteria and types of failure that can occur in rock masses, and more useful solutions on the stability of rock masses.

In this dissertation, is analyzed a real problem of stability of a rock slope, through the description of planar discontinuities, "DIPS" software, version 5.0 of Rocscience is used to, data presentation and slope failure analysis. Several solutions are proposed for slope stabilization passing through networking application preched and reinforced with steel cables, nailing punctual and dynamic barriers.

ÍNDICE GERAL

1.INTRODUÇÃO	2
1.1 Enquadramento	2
1.2 Objetivo	2
1.3 Metodologia	3
1.4 Estrutura	4
2. ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS.....	6
2.1 Considerações Iniciais	6
2.2 Geotecnia	7
2.3 Mecânica das Rochas	7
2.4 Descrição de Maciços Rochosos	8
2.4.1 Descontinuidades.....	9
2.4.1.1 Tipos de Descontinuidades	10
2.4.1.2 Características das Descontinuidades	12
2.5 Caracterização do Maciço Rochoso.....	26
2.6 Análise de Estabilidade de Taludes.....	31
2.6.1 Tipos de Instabilidade em Taludes	31
2.6.2 Análise do Tipo de Rotura	33
2.6.2.1 Rotura Circular	34
2.6.2.2 Rotura Planar	34
2.6.2.3 Rotura em Cunha	36
2.6.2.4 Rotura por “Toppling” ou Tombamento.....	37
2.7 Análise de Estabilidade	37
2.7.1. Estabilidade do Deslizamento Planar	38
2.7.2 Estabilidade de Deslizamento de Cunhas	41
2.8 Medidas de Estabilização	42
2.8.1 Drenagem.....	43
2.8.2 Redes de Proteção	44
2.8.2.1 Redes Suspensas	45
2.8.2.2 Redes Pregadas.....	47
2.8.3 Pregagens.....	49

2.8.4 Barreiras Dinâmicas	51
2.8.5 Barreiras Metálicas Rígidas	52
2.8.6 Muros de Suporte, Revestimento ou de Espera	52
3. CASO DE ESTUDO.....	55
3.1.Enquadramento Geográfico e Geológico do Local de Estudo.....	55
3.2 Apresentação e Análise de Resultados	61
3.2.1 Levantamento de Descontinuidades	61
3.2.2 Análise de Rotura	63
4. CONCLUSÕES	85
BIBLIOGRAFIA	87
ANEXOS	90

ÍNDICE DE FIGURAS

.....	X
Figura 2.1 – Deslizamento de talude rochoso na linha do Douro, ocorrido em 2004.	6
Figura 2.2 - Orientação de um plano de uma descontinuidade (adaptado de Vallejo, 2002).	13
Figura 2.3 – Exemplo de projeção estereográfica dos polos das superfícies de descontinuidade (projeção igual área ou Schmidt), utilizado no <i>software</i> “DIPS”.	14
Figura 2.4 – Medição do espaçamento a partir de uma face exposta <i>d</i>) espaçamento aparente <i>s</i>) espaçamento real α) ângulo (adaptado de ISRM, 1981).	15
Figura 2.5 – Representação simples e blocos-diagrama exemplificativos da continuidade relativa de várias famílias de descontinuidades a) Duas famílias de descontinuidade persistentes (ou contínuas); b) Uma família contínua e outra descontínua; c) Duas famílias pouco contínuas; d) Duas famílias muito pouco contínuas; e) Muito pouca continuidade em todas as famílias; f) Pouca continuidade em todas as famílias; g) Uma família com persistência e outra não persistente (adaptado de ISRM, 1981).	16
Figura 2.6 – Determinação da rugosidade utilizando discos (adaptado de Vallejo, 2002).	18
Figura 2.7 – Perfis de rugosidade e respetiva designação a) ISRM, 1981 b) Barton and Choubey, 1977.	19
Figura 2.8 - Método alternativo para estimar o JRC (Barton, 1982).	20
Figura 2.9 – Representação esquemática: a) descontinuidade fechada; b) descontinuidade aberta; c) descontinuidade preenchida (adaptado de ISRM, 1978).	22
Figura 2.10 – Representação do número de famílias mediante blocos diagramas. (adaptado de Vallejo, 2002).	27
Figura 2.11 – Exemplo de curvas de isodensidades de concentração dos polos representados em projeção de igual área.	30
Figura 2.12 a)– Rotura planar e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray, 1981).	32
Figura 2.12 b)– Rotura em cunha e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray, 1981).	32
Figura 2.12 c)– Rotura por <i>toppling</i> (tombamento) e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray, 1981).	33
Figura 2.12 d) - Rotura circular e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray, 1981).	33
Figura 2.13 – Análise cinemática de blocos em taludes; a) representação das descontinuidades b) envolventes representadas através de projeção estereográfica de igual área para rotura em cunha, planar e toppling (Wyllie and Mah, 2004).	36
Figura 2.14 – Deslizamento por um plano a) distribuição triangular de pressões de água num único plano b) distribuições triangulares de pressões de água em caso de existência fissura de tração (adaptado de Vallejo, 2002).	40
Figura 2.15 – Representação das componentes da força de uma pregagem T (adaptado de Vallejo, 2002).	40
Figura 2.16 – Ábacos para uma diferença do ângulo de pendor entre os dois planos que formam a cunha de 10° (10° é a diferença entre as duas inclinações dos planos A e B da cunha que se interseitam) (Hoek & Bray, 1981).	42
Figura 2.17 – Desenho tipo de redes suspensas (GEG, 2010).	44
Figura 2.18 – Desenho tipo de redes pregadas (GEG, 2010)	45
Figura 2.19 – Exemplo de redes suspensas, que permitiu a deposição e acumulação dos blocos na base do talude (http://www.enrico-piolanti.pt).	45
Figura 2.20 – Redes de tripla torção, na linha do Douro, 2011.	46
Figura 2.21 – Base da malha com varão de aço (http://www.enrico-piolanti.pt).	46
Figura 2.22 – Redes pregadas, na linha do Douro, 2009.	47
Figura 2.23 – Desenvolvimento das obras de estabilização de taludes na linha do Douro, 2010.	48
Figura 2.24 – Exemplo de redes pregadas reforçadas com cabos de aço (http://www.enrico-piolanti.pt).	49
Figura 2.25 – Desenho tipo de uma pregagem (GEG, 2010).	50
Figura 2.26 – Exemplos de diferentes sistemas de aperto de pregagens.	50

Figura 2.27 – Corte e alçado tipo de uma barreira dinâmica (GEG,2010).	51
Figura 2.28 – Barreiras dinâmicas existentes na Linha do Douro.	52
Figura 2.29 – Barreira rígida para proteção da circulação ferroviária existente na Linha do Douro.	53
Figura 3.1 – Localização da zona de estudo (Google Maps – 2013).	55
Figura 3.2 – Imagem aérea pormenorizada do local onde se encontram os taludes estudados (Google Maps – 2010).	56
Figura 3.3 – Folha 11 – C (Torre de Moncorvo) da Carta Geológica de Portugal editada na escala 1/50.000 (Silva et al., 1989). O retângulo a preto localiza o troço de caminho de ferro onde se encontram os taludes estudados.)	57
Figura 3.4 – Mapa geológico simplificado da Folha 11-C, Torre de Moncorvo (1989). Legenda: 1- granitóides hercínicos indiferenciados; 2- Depósitos de cobertura; 3- Ordovícico; 4- Metassedimentos ante-ordovícicos (Grupo do Douro).	58
Figura 3.5 – Aberturas, rugosidade e preenchimento observadas nos taludes.	61
Figura 3.6 – Vista geral da zona a) zona 1 de estudo b) zona 2 de estudo.	62
Figura 3.7 – Vista geral do talude 1.	63
Figura 3.8 – Vista geral do talude 2.	64
Figura 3.9 – Representação estereográfica dos polos das diaclases (projeção igual área) no	64
Figura 3.10 – Representação estereográfica dos polos das diaclases (projeção igual área) no ..	65
Figura 3.11 – Representação de zonas de isodensidades no talude 1 (programa “DIPS”).	65
Figura 3.12 – Representação de zonas de isodensidades de polos no talude 2 (programa “DIPS”).....	66
Figura 3.13 – Representação de zonas de isodensidades de polos das diaclases nos dois taludes a) sem correção b) com correção de Terzaghi (programa “DIPS”)......	67
Figura 3.14 – Orientação dos planos médios das famílias de descontinuidades no talude 1	69
Figura 3.15 – Vista das descontinuidades no talude 1.	69
Figura 3.16 – Vista das descontinuidades no talude 2.	69
Figura 3.17 – Orientação dos planos médios das famílias de descontinuidades no talude 2	70
Figura 3.18 – Orientação dos planos médios das famílias de descontinuidades dos dois taludes	71
Figura 3.19 – Critérios de rotura por toppling (adaptado de Goodman, 1989).	71
Figura 3.21 – Deslizamento e “toppling”.	73
Figura 3.22 – Análise de rotura por toppling no talude 2	73
Figura 3.23 – Critérios de rotura planar (adaptado de Hoek & Bray, 1981).	74
Figura 3.24 – Análise de rotura planar no talude 1	75
Figura 3.25 – Análise de rotura planar no talude 2	75
Figura 3.26 – Bloco seccionado em risco de queda (talude 2).	76
Figura 3.27 – Condições de rotura por cunha (adaptado de Hoek & Bray, 1981).....	78
Figura 3.28 – Análise de rotura por cunha no talude 1 (programa “DIPS”).	79
Figura 3.29 – Zona exemplificativa de rotura em cunha e planar no talude 1.	79
Figura 3.30 – Análise de rotura em cunhar no talude 2 (programa “DIPS”).	80
Figura 3.31 – Vista de zonas de potencial rotura no talude 2.....	81
Figura 3.32 – Ábacos para rotura em cunha para diferença entre ângulos de pendore de 10° a) Parâmetro A b) Parâmetro B (Hoek & Bray, 1981).	82
Figura 3.33 – Ábacos para rotura em cunha para diferença entre ângulos de pendore de 20° a) Parâmetro A b) Parâmetro B (Hoek & Bray, 1981).	82

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Estado de alteração do maciço (adaptado de ISRM,1981).....	8
Tabela 2.2 – Estado de fracturação do maciço (adaptado de ISRM,1981).	9
Tabela 2.3 – Descrição do espaçamento (adaptado de ISRM, 1981).....	15
Tabela 2.4 – Descrição da continuidade (adaptado de ISRM, 1981).	17
Tabela 2.5 – Descrição da abertura (adaptado de ISRM, 1978).....	23
Tabela 2.6 – Descrição das infiltrações em descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).	25
Tabela 2.7 – Descrição do tamanho dos blocos em função do número de famílias de descontinuidade (adaptado de ISRM, 1981).....	27
Tabela 2.8 – Classificação do maciço rochoso em função do tamanho e forma dos blocos (adaptado de ISRM, 1981).....	28
Tabela 3.1 – Resumo das famílias de descontinuidades que podem potenciar rotura planar.....	76
Tabela 3.2 – Resultado da análise do FS para rotura planar.....	77
Tabela 3.3 – Resumo das famílias de descontinuidades que podem potenciar rotura em cunha.	80
Tabela 3.4 – Resultado da análise do FS para rotura por cunha.....	83

CAPÍTULO I
INTRODUÇÃO

1.INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A presente dissertação foi escrita no âmbito da unidade curricular Dissertação/Projeto/Estágio (código 49991), realizada para a conclusão do Mestrado do 2º ciclo em Engenharia Geológica (código 9149) lecionada na Universidade de Aveiro.

Esta dissertação versa sobre um trabalho que tem como principal objetivo a avaliação da estabilidade de dois taludes de um maciço rochoso granítico, com cerca de 12 metros de altura e 30 metros de extensão, localizado no Alto Douro Vinhateiro, junto da barragem da Ferradosa na margem norte do rio Douro, local com um enorme histórico de queda de blocos e, atualmente considerado de elevado risco geotécnico.

Dado que as descontinuidades influenciam o comportamento do maciço através da sua natureza, orientação, número e suas características, foi efetuado um trabalho de campo minucioso, com a recolha de dados para avaliar as características destas.

Com base nos dados recolhidos, para analisar o tipo de rotura que poderá ocorrer, utilizou-se o *software* “DIPS”, versão 5.0 da Rocscience.

1.2 Objetivo

O trabalho apresentado analisa a estabilidade dos taludes de um maciço rochoso granítico, com base no estudo das características das descontinuidades, onde se definiram como principais objetivos:

1. Reconhecimento geológico e geomorfológico da região, com base na cartografia e bibliografia existente;
2. Estudo das características das descontinuidades e parâmetros característicos presentes nos taludes graníticos;
3. Levantamento de todas as superfícies de descontinuidades, maioritariamente diaclases, e respetivos parâmetros a elas associados, como a orientação, espaçamento, continuidade, rugosidade, abertura, preenchimento e percolação;

4. Tratamento estatístico do parâmetro orientação, com recurso ao programa de modelação “DIPS”, versão 5.0 da Rocscience, para verificação do tipo de rotura provável a ocorrer;
5. Avaliação da instabilidade dos taludes, análise do risco de rotura e tipo de rotura que poderá ocorrer;

1.3 Metodologia

A metodologia usada para a concretização dos objetivos propostos foi:

1. Pesquisa bibliográfica sobre:
 - a) geologia da região;
 - b) tipos de descontinuidades existentes nos maciços rochosos, em particular graníticos, e estudo dos seus parâmetros;
 - c) tipos de rotura existentes e avaliação do risco de instabilidade de taludes em maciços rochosos;
 - d) utilização do *software* “DIPS” da Rocscience
 - e) possíveis soluções geotécnicas a adotar para a estabilização de taludes.

A pesquisa bibliográfica revelou-se fundamental não só para o conhecimento dos assuntos tratados mas em especial para a interpretação dos dados obtidos e tecer algumas conclusões.

2. Realização de trabalho de campo que consistiu, com recurso a uma bússola de geólogo, em medir a direção e o pendor de todos os planos de descontinuidade existentes no talude, que no caso presente são maioritariamente diaclases. O trabalho de campo incluiu também a medição, com fita métrica, do espaçamento, e abertura entre as diaclases. A continuidade foi avaliada visualmente assim como a rugosidade, o preenchimento e a percolação. Procurou-se complementar o trabalho da melhor forma possível com registo fotográfico;

3. Tratamento dos dados colhidos tendo como objetivo final avaliar a estabilidade do talude no que diz respeito às roturas que possam ocorrer. Para o efeito foi usado o “DIPS” o que obrigou ao estudo prévio desta aplicação;
4. Havendo a possibilidade de rotura, procurou-se adiantar possíveis soluções geotécnicas usadas normalmente em situações semelhantes no sentido de estabilizar o talude;
5. Redação do documento final (dissertação).

1.4 Estrutura

A presente dissertação está organizada em quatro capítulos. No primeiro introduz-se e enquadra-se a temática subjacente a esta dissertação, assim como, os objetivos.

No Capítulo 2 aborda-se o fator dominante na instabilidade de maciços rochosos, as descontinuidades, tipos de rotura e análise da estabilidade.

O Capítulo 3 apresenta o enquadramento geológico e geográfico do caso de estudo e analisa-se o caso real relativo aos taludes instáveis, através do estudo das descontinuidades e análise dos dados no *software* “DIPS”.

Finalmente, no Capítulo 4 referem-se as principais conclusões resultantes do trabalho executado.

CAPÍTULO II
ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS

2. ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS

2.1 Considerações Iniciais

Atualmente, somos frequentemente confrontados com problemas relacionados com a instabilidade de taludes rochosos, os quais culminam muitas vezes no deslizamento e queda de blocos, responsáveis por prejuízos materiais e perda de vidas (figura 2.1). A geologia de engenharia, em especial o estudo da estabilidade de taludes, tem hoje um papel fundamental na engenharia e na sociedade.



Figura 2.1 – Deslizamento de talude rochoso na linha do Douro, ocorrido em 2004.

Quando este tipo de acidentes ocorre não existe apenas um agente responsável, mas um conjunto de fatores que contribuíram para a instabilidade do talude rochoso. A estabilidade de um talude rochoso é determinada por condições geométricas, inclinação e altura do talude, fatores geológicos, onde se incluem as descontinuidades e litologia,

condições hidrológicas e fatores geotécnicos relacionados com o comportamento de resistência e deformabilidade do talude. O estado e comportamento do maciço é o resultado da combinação de todos estes fatores, tornando-os determinantes para a ocorrência e tipo de rotura que possa vir a acontecer.

No caso em estudo, taludes em maciço rochoso granítico, as descontinuidades têm um papel determinante para a sua estabilidade, controlando os processos de deformação, rotura, natureza, orientação, número e suas características.

2.2 Geotecnia

A geotecnia é o ramo da engenharia que agrupa as disciplinas científicas que se ocupam da caracterização e comportamento dos terrenos: a geologia de engenharia, a mecânica dos solos e a mecânica das rochas. Cabe-lhe explicar a génese dos terrenos terrosos e rochosos, fazer a sua descrição qualitativa e a sua caracterização quantitativa, a análise da estabilidade dos terrenos terrosos e rochosos, para posterior desenvolvimento de projetos de estruturas que garantam a estabilidade face às solicitações previsíveis.

2.3 Mecânica das Rochas

A mecânica das rochas, disciplina da geotecnia, tem como finalidade conhecer e prever o comportamento dos maciços rochosos face às solicitações (internas e externas) que sobre eles se exercem. Um maciço rochoso pode ser concebido como uma entidade constituída por duas parcelas: a “matriz rochosa” e as “descontinuidades” que o compartimentam.

Estas descontinuidades funcionam como superfícies de fraqueza que separam os blocos e controlam os processos de deformação e rotura dos maciços rochosos. No caso dos maciços rochosos de qualidade média a elevada, como é o caso do maciço em estudo, considera-se que as descontinuidades são o aspeto fundamental a ter em conta no comportamento mecânico do maciço.

Assim, a orientação, frequência e resistência ao longo das descontinuidades definem a estrutura do talude, individualizando blocos, criando planos de rotura e de potencial deslizamento.

2.4 Descrição de Maciços Rochosos

Algumas das características de qualidade dos maciços rochosos podem ser descritas de forma simples através de classificações baseadas em métodos expeditos de observação, e são estas as abordadas neste item e que foram objeto de estudo neste trabalho. Um dos parâmetros mais importantes de descrever, mas também dos mais fáceis, é o estado de alteração de um maciço rochoso, como se apresenta na tabela 2.1. O número de graus considerado varia em diferentes literaturas consultadas, mas na maioria dos casos consideram-se cinco graus de acordo com a classificação elaborada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981).

Símbolo	Designação	Características
W_1	Sã	A rocha não apresenta quaisquer sinais de alteração
W_2	Pouco alterada	Sinais de alteração apenas nos planos e bordos das discontinuidades
W_3	Medianamente alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso (mudança de cor) mas a rocha não é friável (não se desagrega em contacto com a água)
W_4	Muito alterada	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W_5	Decomposta	O maciço apresenta-se completamente friável (comportamento de solo)

Tabela 2.1 – Estado de alteração do maciço (adaptado de ISRM,1981).

Outro parâmetro de simples observação, que pode ser usado para a classificação expedita dos maciços rochosos é o grau de fracturação (espaçamento entre fraturas), que no caso de estudo foi feito através da contagem do espaçamento entre as diaclases (tabela 2.2).

Classe	Designação (Afastamento das fraturas)	Designação (Fracturação do maciço)	Afastamento (cm)
F ₁	Muito afastadas	Muito pouco fraturado	>200
F ₂	Afastadas	Pouco fraturado	60 a 200
F ₃	Mediamente afastadas	Mediamente fraturado	20 a 60
F ₄	Próximas	Muito fraturado	6 a 20
F ₅	Muito próximas	Fragmentado	<6

Tabela 2.2 – Estado de fraturação do maciço (adaptado de ISRM,1981).

Estas duas classificações, para o caso do maciço rochoso objeto de estudo, foram considerados suficientes para descrever sucintamente a qualidade do maciço.

2.4.1 Descontinuidades

A descrição da qualidade de um maciço, especialmente de um maciço rochoso, inclui a análise das características das descontinuidades ocorrentes nesses locais.

A análise de estabilidade de blocos em maciços rochosos requer o conhecimento de informação fidedigna de dois tipos de características das descontinuidades:

- orientação e dimensões das descontinuidades, onde a presença de várias famílias de descontinuidades com diferentes orientações define o grau de fracturação do maciço rochoso, forma e grandeza dos blocos, e a direção segundo a qual o bloco pode deslizar;
- as propriedades de resistência ao deslizamento das descontinuidades, que determinam a resistência ao escorregamento dos blocos.

2.4.1.1 Tipos de Descontinuidades

Uma descontinuidade é qualquer quebra mecânica ou fratura presente num maciço rochoso (Priest, 1983), sendo importante qualificar a sua origem.

Os diferentes tipos de descontinuidades apresentam-se divididas em sistemáticas, quando estão agrupadas em famílias, como é o caso das diaclases, e singulares quando aparece um único plano que atravessa o maciço rochoso, como é o caso de algumas falhas consideradas singulares.

As descontinuidades singulares são por norma mais contínuas e persistentes; já as sistemáticas, ficam agrupadas em famílias e são caracterizadas pela orientação média e suas características gerais.

1. Falha

Fratura em que houve um deslocamento de grandeza significativa ao longo da superfície de separação das partes, esta usualmente designada por superfície ou plano de falha. As superfícies dos blocos que delimitam a falha designam-se por paredes de falha e o espaço compreendido entre estas designa-se por caixa de falha.

As falhas por norma são normalmente contínuas e persistentes e quando se procede à sua caracterização, estas são em regra estudadas individualmente, isto porque, normalmente têm orientações e propriedades físicas diferentes umas das outras,

podendo mesmo controlar o comportamento do maciço, sobrepondo-se à influência de outras descontinuidades.

2. Diaclases

As diaclases são planos de descontinuidade em que não ocorreu significativo deslocamento ao longo da superfície de rotura.

A um conjunto de diaclases sensivelmente paralelas numa dada região agrupam-se numa família de diaclases, já o conjunto de duas ou mais famílias de diaclases nessa região designa-se por sistema de diaclases. Duas famílias de diaclases com orientações aproximadamente normais entre si designam-se por ortogonais.

No caso das diaclases, é relativamente frequente a ocorrência de três famílias principais com atitudes sensivelmente normais entre si, como ocorre muitas vezes em maciços de rochas ígneas.

3. Planos de Estratificação

Estes planos são descontinuidades paralelas à superfície de deposição dos sedimentos, delimitando os estratos nas rochas sedimentares.

Os planos de estratificação conduzem à compartimentação dos maciços, ocorrendo em geral em grande número, associados em famílias com idêntica orientação e génese, o que justifica que o seu estudo se revista de um carácter estatístico.

4. Planos de Laminação

Os planos de laminação são descontinuidades determinadas pela orientação paralela dos minerais lamelares ou bandas minerais nas rochas sedimentares, delimitando os níveis de menor espessura numa sequência sedimentar que nalguns casos pode variar do milímetro ao centímetro.

5. Planos de Xistosidade

Este tipo de descontinuidades, de origem tectónica, surge nas rochas que sofreram grandes deformações e ocorrem em geral, em grande número, associados em famílias com idêntica orientação e génese, dispendo-se perpendicularmente à direção compressiva principal que lhes deu origem.

Os planos de xistosidade são descontinuidades sistemáticas que se desenvolvem melhor quanto menor for o tamanho do grão da rocha que sofreu deformação.

2.4.1.2 Características das Descontinuidades

A importância das descontinuidades assenta no facto de serem elas que governam em regra o comportamento mecânico do maciço pois são as estruturas menos resistentes, designadamente nas situações de rotura relacionadas com deslizamentos verificados ao longo de superfícies de anisotropia bem definidas.

A caracterização das descontinuidades e o estudo da intensidade de fraturação de maciços rochosos é muito importante para se entender o comportamento do maciço antes, durante e depois da escavação. Assim, a descrição das diferentes famílias de descontinuidades torna-se fundamental e deve incluir características como a orientação, persistência (que também pode ser designada continuidade), espaçamento, rugosidade, resistência das paredes, abertura, enchimento e infiltrações, segundo a ISRM (1978), Priest (1983) e Hoek & Bray (1981).

1. Orientação

A orientação das descontinuidades é um dos aspetos mais importantes para a caracterização de um maciço rochoso.

A atitude das descontinuidades permite identificar as descontinuidades singulares e as famílias de descontinuidades, que podem individualizar blocos de rocha potencialmente instáveis.

A informação sobre a orientação das discontinuidades pode ser obtida a partir de diferentes fontes, tais como mapeamentos de superfície e subterrâneos, amostras e furos de sondagens, sendo necessário combinar os dados num sistema que possibilite a respetiva análise.

No caso de estudo foi efetuado um mapeamento de superfície com o levantamento ao longo do talude de todas as discontinuidades presentes, com recurso a uma bússola com clinómetro.

A orientação, ou atitude, das discontinuidades é definida pelo pendore, ou mergulho, da linha de maior declive do respetivo plano que a contém, através do ângulo medido no sentido descendente a partir da horizontal, e pelo azimute da direção dessa mesma linha, medido a partir do Norte no sentido dos ponteiros do relógio, como se representa na figura 2.2.

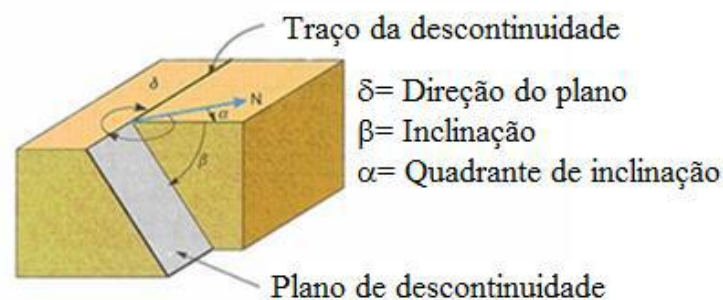


Figura 2.2 - Orientação de um plano de uma descontinuidade (adaptado de Vallejo, 2002).

No que se refere ao tratamento da representação da orientação das discontinuidades, há a referir uma dualidade de critérios de tratamento em função do tipo de discontinuidades. Algumas, pela sua grande importância, constituindo singularidades específicas, têm representação individual, como é o caso por exemplo das falhas e dos filões, sendo estudadas em pormenor.

No caso de discontinuidades que ocorrem em grande número, conduzindo à fraturação geral do maciço, torna-se impossível representá-las na totalidade, recorrendo-se com frequência à análise estatística das suas características, sobretudo das atitudes medidas (em regra da ordem das centenas), sendo usual apresentar-se apenas algumas atitudes

representativas e um esquema gráfico com o tratamento do conjunto das medições efetuadas e, em complemento, descrever num relatório a envolvente das propriedades físicas para cada família de descontinuidades.

As representações mais usadas nas aplicações são as projeções estereográficas, e que na presente dissertação foi utilizado através do *software* “DIPS” (figura 2.3).

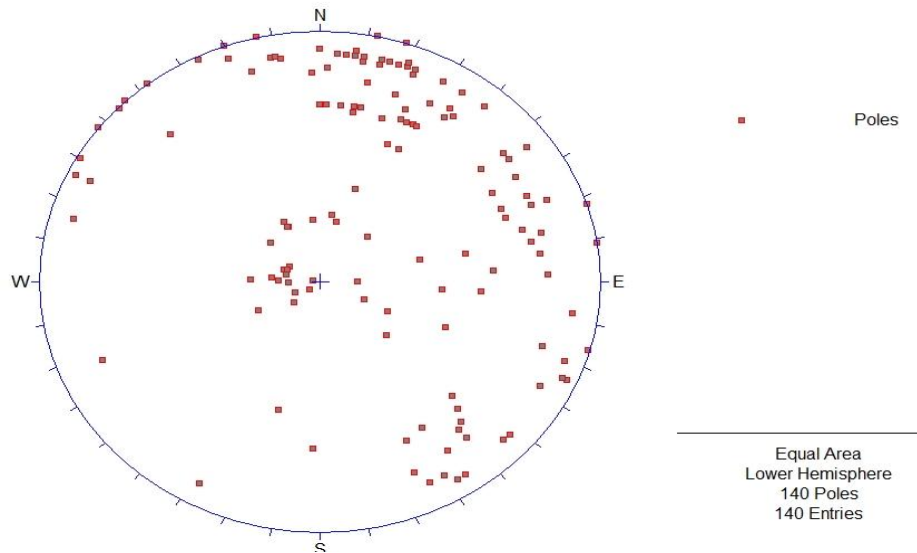


Figura 2.3 – Exemplo de projeção estereográfica dos polos das superfícies de descontinuidade (projeção igual área ou Schmidt), utilizado no *software* “DIPS”.

2. Espaçamento

O espaçamento pode ser definido como a distância entre descontinuidades adjacentes de uma mesma família, sendo esta distância medida ao longo de uma linha de observação na face de um talude. Para estudar o espaçamento de diferentes famílias de descontinuidades deve-se realizar medições segundo linhas de observação com diferentes orientações, preferivelmente com uma linha de observação normal a cada família, se fisicamente possível, e numa extensão suficientemente representativa da frequência das descontinuidades.

A figura 2.4 representa a face de um afloramento; o espaçamento médio das descontinuidades é determinado registando o espaçamento aparente, d , para posteriormente obter o espaçamento real, s , através da expressão $s=d.\text{sen}\alpha$, sendo α o

ângulo entre a linha ao longo do qual se fizeram as medidas e a direção das famílias de descontinuidades.

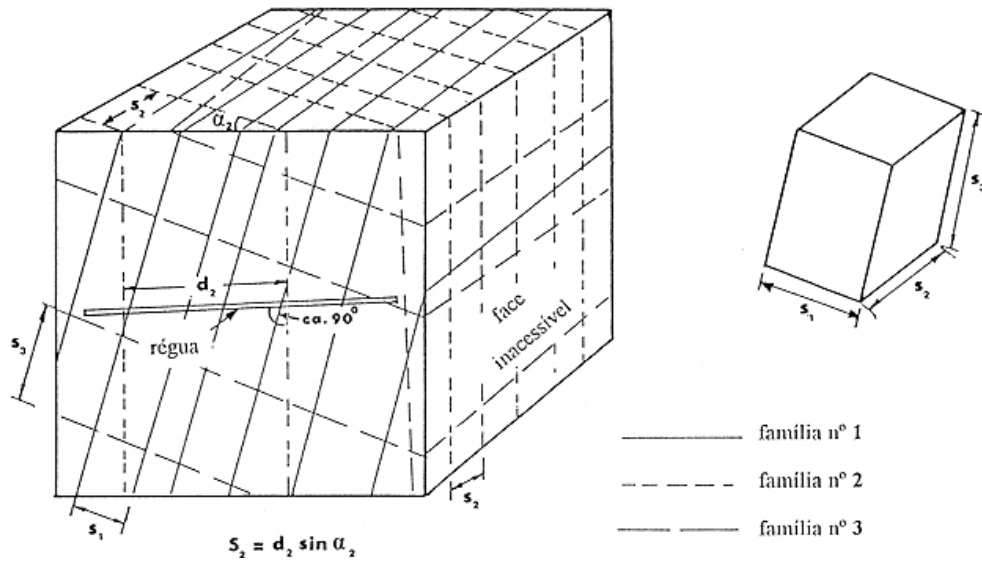


Figura 2.4 – Medição do espaçamento a partir de uma face exposta d) espaçamento aparente s) espaçamento real α) ângulo (adaptado de ISRM, 1981).

Descrição	Espaçamento (mm)
Extremamente próximas	<20
Muito próximas	20 - 60
Próximas	60 - 200
Moderadamente afastadas	200 - 600
Afastadas	600 - 2000
Muito afastadas	2000 - 6000
Extremamente afastadas	>6000

Tabela 2.3 – Descrição do espaçamento (adaptado de ISRM, 1981).

A medição do espaçamento entre descontinuidades da mesma família (Figura 2.4), deve ser efetuada seguindo as recomendações propostas pela ISRM (1981) para a sua correta avaliação, apresentando também uma terminologia para a sua caracterização (Tabela 2.3). O espaçamento é relevante na determinação do comportamento geomecânico dos maciços rochosos, influenciando a permeabilidade e características de percolação (ISRM, 1981). Os mecanismos de rotura e de deformação podem variar em função da razão entre as dimensões do espaçamento das descontinuidades e as da escavação. Um espaçamento das descontinuidades demasiado pequeno traduz-se por uma perda de coesão do maciço rochoso, principalmente se for grande a área das descontinuidades.

3. Continuidade

A continuidade define-se como a extensão em área de uma descontinuidade medida num plano. É um dos parâmetros com maior influência no comportamento mecânico e hidráulico dos maciços rochosos, condicionando a estabilidade do talude.

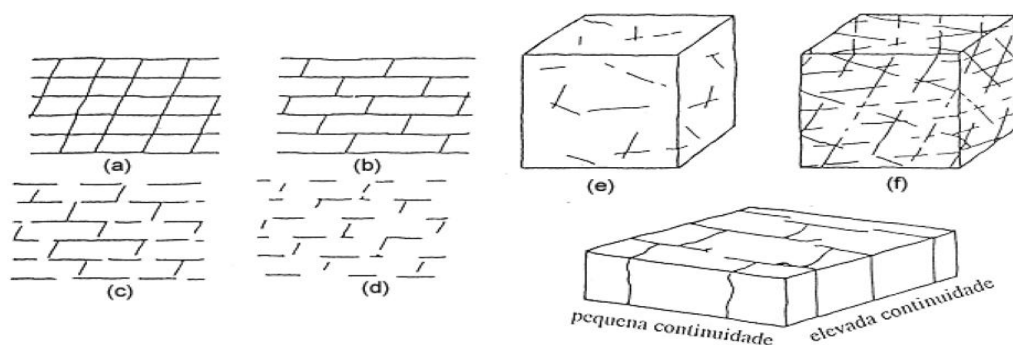


Figura 2.5 – Representação simples e blocos-diagrama exemplificativos da continuidade relativa de várias famílias de descontinuidades a) Duas famílias de descontinuidade persistentes (ou contínuas); b) Uma família contínua e outra descontínua; c) Duas famílias pouco contínuas; d) Duas famílias muito pouco contínuas; e) Muito pouca continuidade em todas as famílias; f) Pouca continuidade em todas as famílias; g) Uma família com persistência e outra não persistente (adaptado de ISRM, 1981).

A dificuldade na avaliação da continuidade, principalmente quando as descontinuidades se prolongam para o interior do talude, leva a que muitas vezes se recorra à representação gráfica através de blocos-diagrama obtidos por visualizações de campo

(figura 2.5), com os quais se pretende representar a importância relativa das várias famílias de descontinuidades em termos da continuidade.

Através destas representações é possível perceber se as descontinuidades de uma dada família são mais extensas do que as de outras famílias, tendendo as de menor área a terminar contra as principais, ou até no seio da própria rocha.

Os valores da continuidade são obtidos recorrendo a uma fita graduada, medindo o comprimento do traço da superfície das descontinuidades em zonas expostas do maciço. Com estas medições, são estimadas as áreas médias das diversas famílias de descontinuidades. De acordo com o valor modal do comprimento do traço das descontinuidades pertencentes a uma mesma família, é usual utilizar a classificação proposta pela ISRM (1981) que distingue cinco classes (tabela 2.4) para esta característica.

Designação da Continuidade	Comprimento (m)
Muito pequena	<1
Pequena	1-3
Média	3 - 10
Elevada	10 -20
Muito Elevada	>20

Tabela 2.4 – Descrição da continuidade (adaptado de ISRM, 1981).

4. Rugosidade

A rugosidade é representada pelas irregularidades e ondulações presentes nas superfícies das descontinuidades que condiciona, de modo determinante, a resistência ao corte das mesmas (ISRM, 1978).

Para uma mesma descontinuidade, a rugosidade pode apresentar-se com valores perfeitamente distintos consoante a direção, pelo que, quando se pretende estudar um problema que envolve a análise ao escorregamento, importa antever qual a direção provável do movimento. A sua importância como fator favorável à resistência diminui com os aumentos da abertura e da espessura do enchimento.

A rugosidade é medida no campo por diferentes métodos dependendo da exatidão requerida, da escala da medida e da acessibilidade, podendo obter-se estimativas qualitativas e quantitativas.

Se a direção de um potencial escorregamento é conhecida, a rugosidade poderá ser amostrada através de perfis lineares paralelos a essa direção, apoiando uma régua sobre a rugosidade mais saliente e registar, em intervalos regulares, a distância entre a régua e a superfície de descontinuidade, obtendo os valores de x-y a partir dos quais se podem obter os ângulos de rugosidade.

Se não se conhece o possível sentido do deslizamento, pode-se utilizar o método dos discos, colocando discos planos de diferentes diâmetros (5, 10, 20 ou 40 cm) sobre diferentes zonas das descontinuidades e medir, com uma bússola, a direção e o pendor do plano definido pelo disco (figura 2.6).

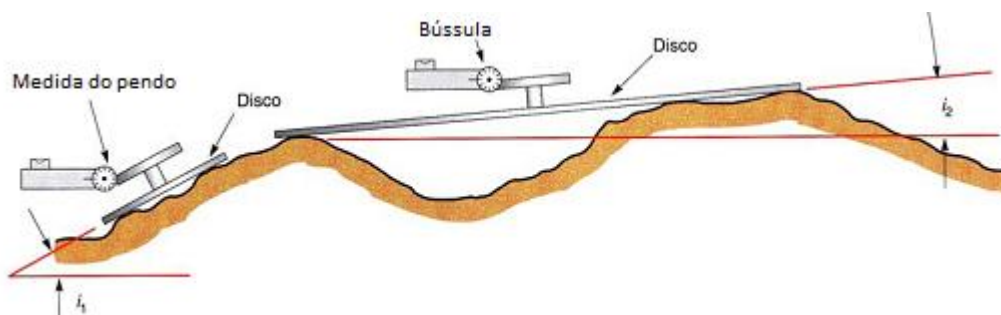


Figura 2.6 – Determinação da rugosidade utilizando discos (adaptado de Vallejo, 2002).

Caso haja limitações que impeçam as determinações antes referidas, a descrição da rugosidade poderá limitar-se à utilização de termos qualitativos, baseados em escalas de

observação, usando como referência os perfis de rugosidade apresentados na figura 2.7, método utilizado no desenvolvimento deste trabalho.

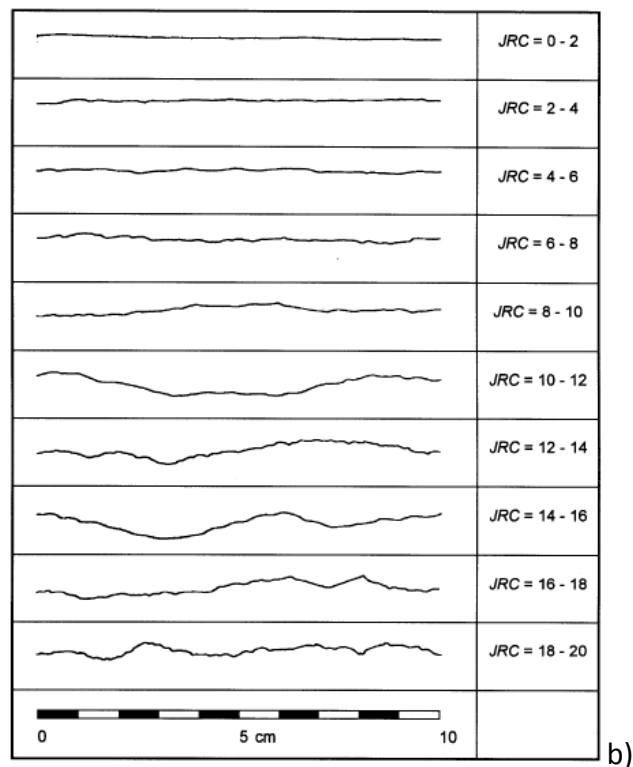
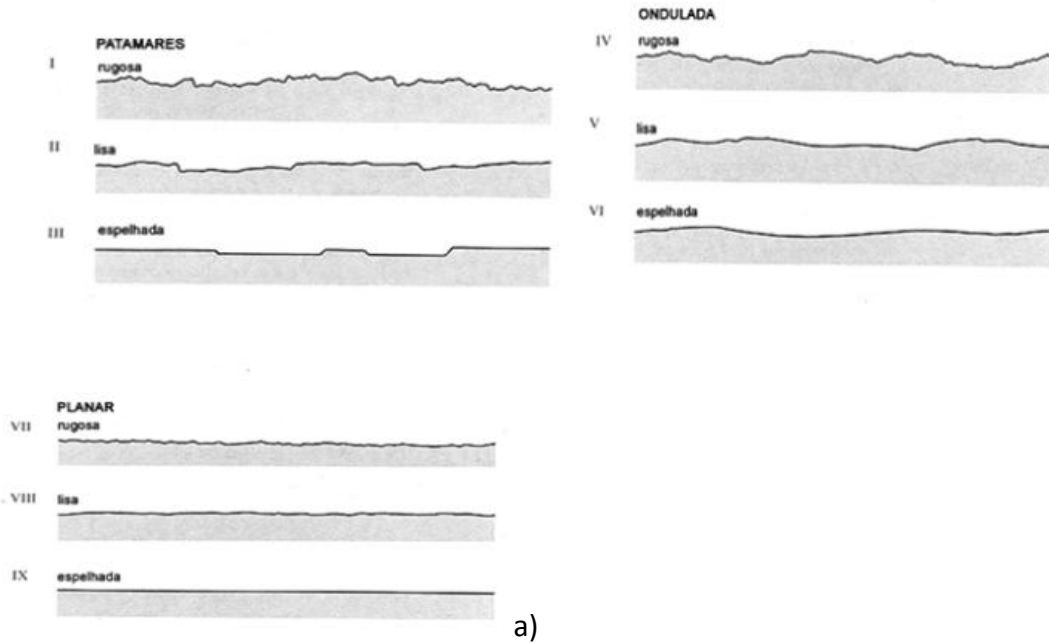


Figura 2.7 – Perfis de rugosidade e respetiva designação a) ISRM, 1981 b) Barton and Choubey, 1977.

A escala intermédia da rugosidade é dividida em três graus (em patamar, ondulada e planar) e sobreposta à rugosidade de pequena escala, esta também dividida em três graus (rugosa, lisa e espelhada), resultando por combinação nove classes (figura 2.7. a).

A partir dos perfis de rugosidade obtidos por técnicas similares, Barton propôs, em 1977, a sua correlação com o coeficiente relativo à rugosidade das paredes das discontinuidades, parâmetro (JRC), que permite estimar a resistência de pico duma descontinuidade em relação ao deslizamento (figura 2.7.b).

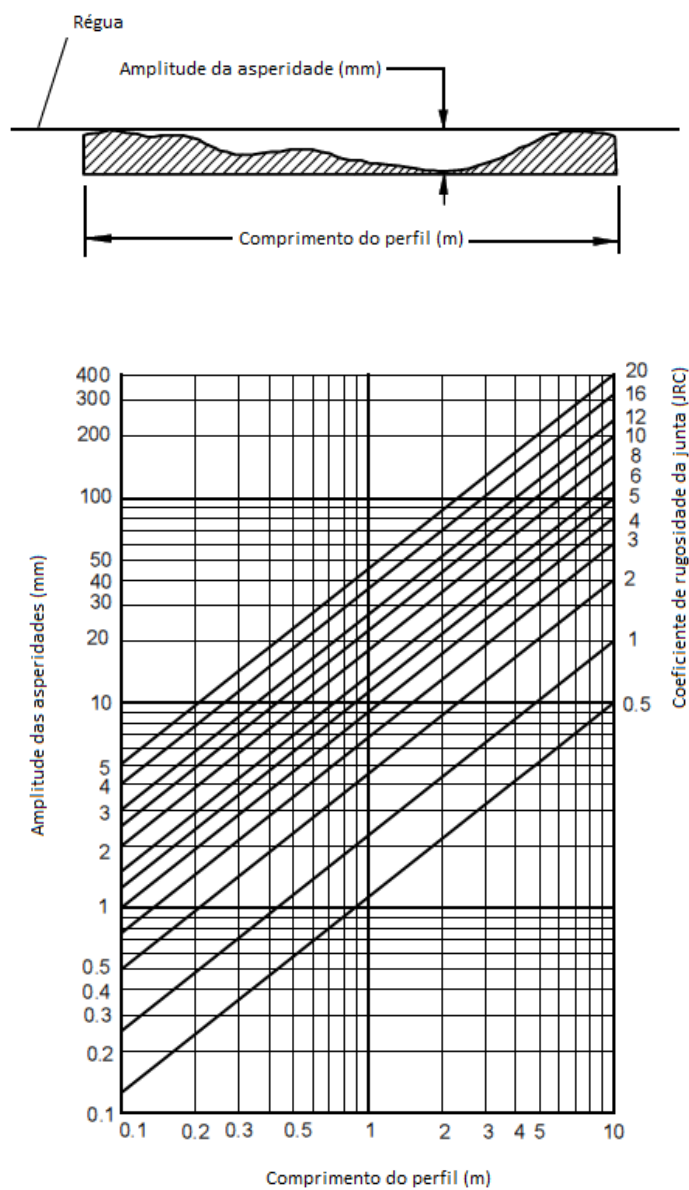


Figura 2.8 - Método alternativo para estimar o JRC (Barton, 1982).

O método apresentado na figura 2.8, é um método alternativo que permite determinar o valor aproximado de JRC, referente a tamanhos de blocos *in situ*, através do comprimento e a amplitude máxima do perfil.

5. Resistência das paredes

O estado de alteração da rocha junto às paredes das discontinuidades tem forte influência na resistência ao corte dos maciços rochosos, principalmente se as discontinuidades estiverem fechadas, isto é, se houver contacto entre os dois bordos, como também pode condicionar a sua deformabilidade.

A ocorrência de pequenos deslizamentos segundo as discontinuidades, causados por tensões de corte desenvolvidas no interior dos maciços rochosos, pode originar áreas de contacto muito pequenas das asperidades, levando a que localmente seja excedida a resistência à compressão da rocha junto à parede, e, em consequência, a esmagamentos pontuais com redução da rugosidade.

Os maciços rochosos apresentam-se frequentemente alterados perto da superfície por ação dos agentes de meteorização, e, algumas vezes, estão também alterados por processos hidrotermais. O processo de alteração geralmente afeta mais a rocha junto às paredes das discontinuidades do que no interior dos blocos que constituem os maciços rochosos. Em resultado disso, a resistência da parede é apenas uma fração daquela que se regista no interior da matriz rochosa.

Enquanto a resistência da rocha pode ser avaliada em ensaios de compressão uniaxial ou triaxial, a camada relativamente fina da rocha mais alterada junto à parede, que mais afeta a resistência ao corte e deformabilidade, só pode ser estimada por via indireta recorrendo a testes ou ensaios cujos resultados possam ser correlacionados com a resistência à compressão simples. Estão neste caso os ensaios com martelos de Schmidt, de funcionamento idêntico ao utilizado em ensaios para avaliar as características resistentes do betão, e outros ensaios para determinação das resistências ao choque e ao desgaste. Neste trabalho não foi possível avaliar este parâmetro.

6. Abertura

A abertura consiste na distância média que separa paredes adjacentes de uma descontinuidade, sendo esse espaço preenchido por ar, água ou materiais diversos. Preenchimento é o termo usado para descrever o material que ocupa o espaço entre as paredes da descontinuidade e que poderá ser muito diversificado, como por exemplo: calcite, quartzo, argila, silte, milonito de falha, brecha, etc. (figura 2.9), e que a abertura das descontinuidades varia em função das diferentes zonas do maciço.

A distância é medida na perpendicular às paredes de uma descontinuidade que esteja preenchida e é usualmente designada por espessura.

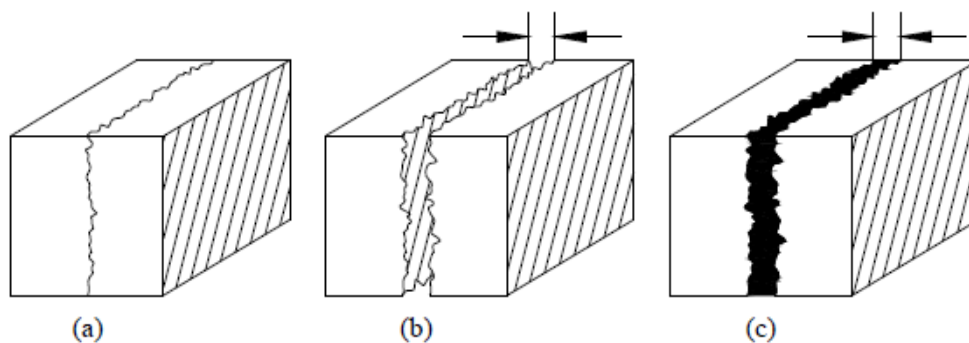


Figura 2.9 – Representação esquemática: a) descontinuidade fechada; b) descontinuidade aberta; c) descontinuidade preenchida (adaptado de ISRM, 1978).

Naturalmente que a abertura das descontinuidades varia bastante ao longo da sua extensão, o que dificulta, ou mesmo impossibilita, a sua medida.

Assim, em função do valor da abertura podem classificar-se as descontinuidades de acordo com as designações apresentadas na tabela 2.5.

A abertura e a sua variação têm influência na resistência ao deslizamento já que a uma maior abertura corresponde uma diminuição de contactos entre as paredes da descontinuidade, podendo daí resultar concentrações de tensões conduzindo a esmagamentos pontuais das asperidades das paredes da descontinuidade.

Designação	Abertura (mm)
Muito fechadas	<0,10
Fechadas	0,10 – 0,25
Parcialmente fechadas	0,25 – 0,50
Abertas	0,50 – 2,50
Largas	>10
Muito largas	10 – 100
Extremamente largas	100 – 1000
Cavernosas	>1000

Tabela 2.5 – Descrição da abertura (adaptado de ISRM, 1978).

O tipo de preenchimento e a abertura das descontinuidades faz-se sentir de modo notável em todos os parâmetros geotécnicos de um maciço: resistência, deformabilidade e permeabilidade.

7. Preenchimento

Por vezes as descontinuidades surgem com preenchimento; este é o termo utilizado para descrever o material que ocupa total ou parcialmente, o espaço entre as paredes das descontinuidades, podendo ser composto por materiais desde os mais brandos, argilosos, aos mais resistentes, como calcite ou quartzo.

É evidente a diferença de comportamento em termos de resistência ao corte entre descontinuidades preenchidas por um material pétreo, por vezes mais resistente e menos deformável do que o restante material que constitui o maciço rochoso, e o de uma descontinuidade preenchida por um material argiloso brando de elevada deformabilidade

e baixa resistência ao corte. Devido à enorme variedade de ocorrências possíveis, ditando comportamentos extremamente diferenciados, a ISRM (1978) propõem que a medição da espessura do preenchimento deve ser feita diretamente com régua graduada, devendo também ser efetuada uma descrição do preenchimento, incluindo a identificação da mineralogia do material, tamanho do grão, grau de alteração, assim como indicação do teor em água e estimativa qualitativa da permeabilidade do mesmo material. Todos os aspectos descritos anteriormente conjuntamente com a percolação, que será descrita no ponto 8, condicionam a resistência nas discontinuidades, assim, importa para cada situação proceder a um estudo cuidadoso das características do preenchimento das discontinuidades.

8. Percolação

A percolação é uma das principais características que condicionam as situações de instabilidade que podem surgir associadas aos planos de discontinuidades. A presença da água na envolvente de uma escavação em maciços rochosos tem vários efeitos negativos, sendo a mais importante devido à pressão da água que reduz a estabilidade dos taludes por diminuição da resistência ao deslizamento ao longo das potenciais superfícies de rotura.

A variação do teor em água de certas rochas, pode causar uma acelerada alteração da rocha com um correspondente decréscimo da resistência ao deslizamento das discontinuidades. A água que preenche as discontinuidades ao gelar aumenta de volume podendo agravar a fraturação da rocha originando o aparecimento de blocos de menores 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 maciço rochoso, o que contribui para o decréscimo das condições de estabilidade, a erosão dos solos da superfície e do preenchimento das discontinuidades por estes solos, resultado da circulação da água que pode levar ao aumento da abertura e, conseqüentemente, à diminuição das condições de estabilidade. No entanto, o efeito mais importante da

presença da água nos maciços rochosos reside normalmente na redução das condições de estabilidade resultante da pressão exercida pela água nas paredes das descontinuidades.

Classe	Descontinuidade sem preenchimento	Descontinuidade com preenchimento
I	Fenda muito plana e fechada; aparece seca e não parece possível que circule água	Material de preenchimento muito consolidado e seco; não é possível o fluxo de água
II	Fenda seca sem evidência de fluxo de água	Material de preenchimento húmido, mas sem água livre
III	Fenda seca mas com evidência de ter circulado água	Material de preenchimento molhado com gotejar ocasional
IV	Fenda húmida, mas sem água livre	Material de preenchimento onde se observa fluxo de água contínuo (estimar o caudal)
V	Fenda com água; gotejar ocasional mas sem fluxo contínuo	Material de preenchimento localmente lavado; fluxo de água considerável segundo canais preferentes (estimar o caudal e a pressão)
VI	Fenda com fluxo contínuo de água (estimar o caudal e a pressão)	Material de preenchimento completamente lavado; pressões de água elevadas

Tabela 2.6 – Classificação do maciço rochoso com base na permeabilidade causada pelas infiltrações nas descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).

As observações relativamente às infiltrações de águas nas discontinuidades, que se apresentem preenchidas com ou sem material de preenchimento, devem respeitar as descritas na tabela 2.6.

2.5 Caracterização do Maciço Rochoso

Para a caracterização global do maciço rochoso são utilizadas as características das discontinuidades descritas em 2.4.1.2, em especial o número e orientação das famílias de discontinuidades, o estado de alteração (tabela 2.1), o grau de fraturação (tabela 2.2), e a volumetria dos blocos.

1. Volumetria dos Blocos

A volumetria dos blocos é um indicador extremamente importante do comportamento dos maciços rochosos.

O número de famílias e a orientação determinam a forma dos blocos, já as dimensões dos blocos são determinadas pelo espaçamento das discontinuidades, pelo número de famílias e pela persistência das discontinuidades que delimitam os potenciais blocos.

A descrição da volumetria dos blocos pode ser realizada através das dimensões médias dos blocos medidos ou através do parâmetro J_v (Volumetric joint count). Este parâmetro representa o número total de discontinuidades que intersectam uma unidade de volume do maciço. Por norma o J_v é determinado contando as discontinuidades de cada família que intersectam um plano, medido perpendicularmente à direção de cada família, como se verifica na figura 2.10.

De acordo com as orientações da ISRM, o valor obtido de J_v poder ser relacionado com o tamanho dos blocos (tabela 2.7).

Na presente dissertação, a volumetria dos blocos não foi quantificada, dada a dificuldade de acesso aos locais onde existiam os blocos individualizados.

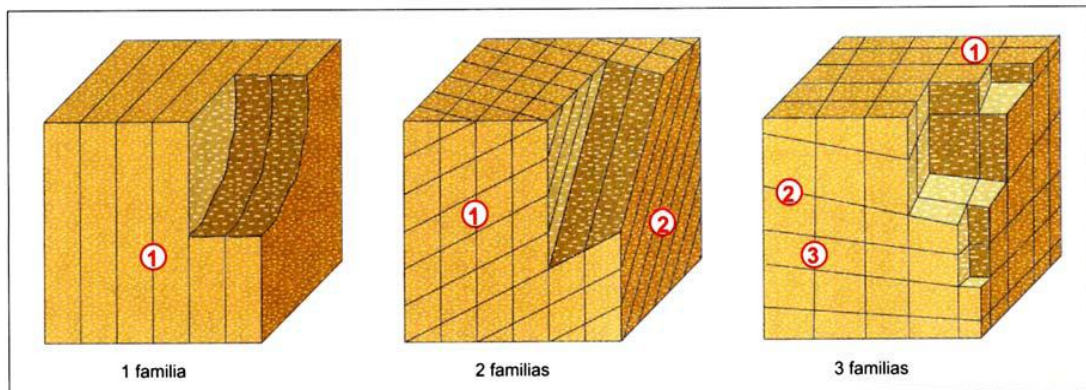


Figura 2.10 – Representação do número de famílias mediante blocos diagramas. (adaptado de Vallejo, 2002).

Descrição	J_V (descontinuidades/m ³)
Blocos muito grandes	<1
Blocos grande	1 - 3
Blocos médios	3 - 10
Blocos pequenos	10 - 30
Blocos muito pequenos	> 30

Tabela 2.7 – Descrição do tamanho dos blocos em função do número de famílias de descontinuidade (adaptado de ISRM, 1981).

Da conjugação da dimensão dos blocos e da intensidade da fracturação, resulta a classificação apresentada na tabela 2.8.

Assim, verificamos que, maciços rochosos constituídos por blocos de grandes dimensões tendem a ser menos deformáveis. No caso de maciços rochosos com blocos de pequena dimensão (classe VI da tabela 2.8), pode-se verificar tipos de rotura próximos dos registados com as formações terrosas, isto é, circulares ou rotacionais, em vez de modos de rotura translacionais ou do tipo toppling.

Classe	Tipo de maciço rochoso	Descrição
I	Massivo	Poucas descontinuidades e com espaçamento elevado
II	Cúbico	Blocos aproximadamente equidimensionais
III	Tabular	Blocos com dimensões consideravelmente menor que a dos restantes
IV	Colunar	Blocos com dimensões consideravelmente maior que a dos restantes
V	Irregular	Grandes variações no tamanho e forma dos blocos
VI	Triturado	Maciço rochoso muito fraturado

Tabela 2.8 – Classificação do maciço rochoso em função do tamanho e forma dos blocos (adaptado de ISRM, 1981).

2. Representação das Descontinuidades

Como já foi referido anteriormente, o comportamento mecânico do maciço rochoso está fortemente condicionado pelo número de famílias de descontinuidades e a sua orientação.

Existem vários tipos de representação gráfica da orientação das descontinuidades: diagrama de roseta, projeção estereográfica (Lambert, Schmidt), entre outras.

A projeção estereográfica é um método de representação e análise das relações tridimensionais entre planos e retas num diagrama bidimensional, e foi este o método utilizado na presente dissertação.

Esta projeção pode usar uma rede de projeção que mantém as relações angulares, dita de igual ângulo ou de Wulff ou uma rede que mantém a relação entre áreas, dita igual área, de Lambert ou Schmidt.

Tem sido uma ferramenta largamente utilizada no campo da geologia estrutural e mais recentemente a sua utilização tem tido um grande incremento na resolução de problemas de engenharia. As bases do método e as suas aplicações práticas são descritas por vários autores tais como Hoek & Brown (1980), Hoek & Bray (1981) e Goodman (1989).

A projeção pode ser de igual ângulo ou de Wulff ou em alternativa pode ser projeção igual área, de Lambert, ou de Schmidt.

Nas aplicações práticas, a utilização da projeção de igual área é preferível para o tratamento de dados das orientações das descontinuidades, já que permite uma representação gráfica com menores distorções. A projeção de igual ângulo, nomeadamente quando se recorre a aplicações manuais, pode apresentar-se com alguma vantagem pela facilidade de recurso à utilização do compasso para executar certas construções gráficas. Apesar destas diferenças entre os tipos de projeção indicados, a filosofia de abordagem dos problemas é idêntica para qualquer deles.

Uma utilização elementar das projeções estereográficas é a representação e análise das orientações das descontinuidades medidas no campo. Disposto dos dados correspondentes a um elevado número de descontinuidades é possível representá-las num dos sistemas de projeção atrás referidos e, a partir daí, identificar as principais famílias de descontinuidades e determinar a orientação mais representativa de cada família.

Para este tratamento dos dados relativos às orientações das descontinuidades, é conveniente fazer a representação dos planos através dos respetivos polos com a utilização de uma rede de igual área, permitindo o traçado de curvas de isodensidades de concentração de polos, como se verifica na figura 2.11 que ilustra um exemplo de concentração de polos e traçado das curvas de isodensidades ou diagrama de contornos.

Atualmente existe no mercado diversos *softwares* que permitem o tratamento informático dos dados do levantamento de campo e o seu tratamento.

No desenvolvimento deste trabalho foi utilizado o *software* “DIPS” (comercializado pela Rocscience) para tratamento dos dados obtidos após levantamento do conjunto de descontinuidades efetuado nos taludes. O programa “DIPS” foi desenvolvido em 1989 pelo grupo “ Rock Engineering Group” do departamento de Engenharia Civil, da Universidade de Toronto.

O “DIPS” tem atualmente uma versão 5.0, foi desenvolvido para a análise interativa de dados, provenientes das orientações das descontinuidades recolhidas no estudo de campo, a qual é bastante utilizada em tratamento de grandes volumes de dados por fornecer respostas rápidas e confiáveis (www.rocscience.com/products/1/Dips), ferramenta utilizada no âmbito da presente dissertação.

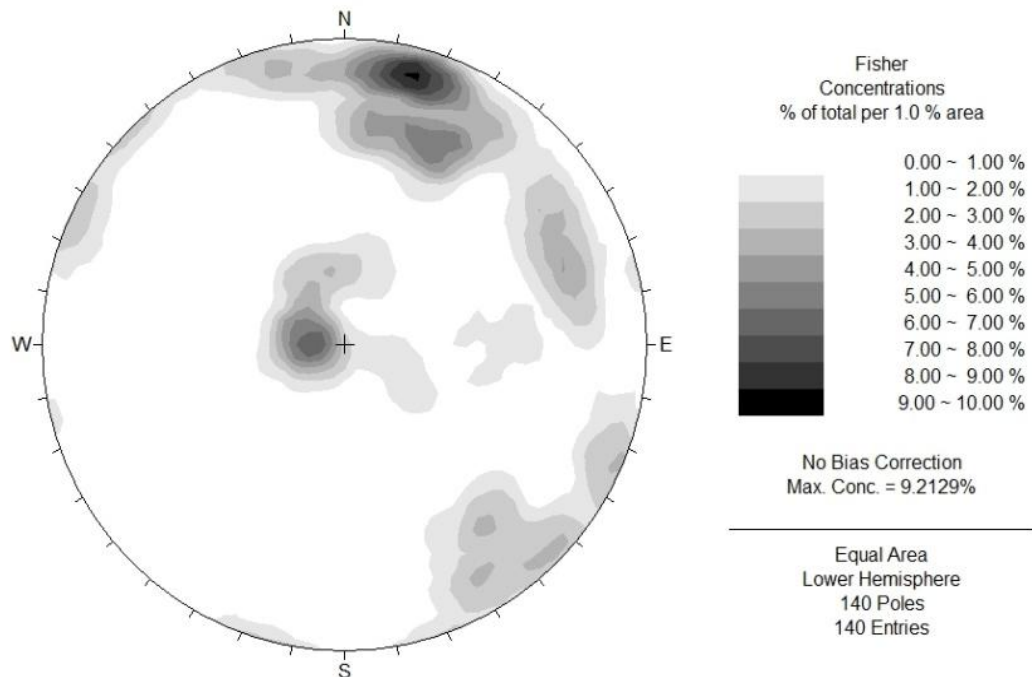


Figura 2.11 – Exemplo de curvas de isodensidades de concentração dos polos representados em projeção de igual área.

Com este *software*, para além do traçado de curvas de isodensidades de concentração de polos, permite também a análise de projeções estereográficas.

2.6 Análise de Estabilidade de Taludes

2.6.1 Tipos de Instabilidade em Taludes

A instabilidade em taludes rochosos está intimamente ligada ao tipo de estruturas geológicas existentes pelo que é importante, logo numa fase preliminar dos estudos, identificar quais as potenciais situações de instabilidade que tais estruturas podem ocasionar. Estas situações, podem ser muitas vezes facilmente identificadas através da simples análise dos diagramas com a representação dos polos das descontinuidades e das respetivas curvas de isodensidades. (Figura 2.11).

Os tipos de rotura podem ser definidos como a descrição geométrica com que a rotura ocorre (Bieniawski, 1967) e, nos maciços rochosos estão condicionados pelo seu grau de fraturação e pela orientação das descontinuidades em relação ao talude.

Podem-se diferenciar quatro potenciais tipos de rotura cujas características são em função das orientações relativas da face do talude e das descontinuidades. Para cada um dos potenciais tipos de rotura existe um método específico de análise da estabilidade, o qual tem em consideração a forma e dimensões dos blocos, a resistência ao deslizamento das superfícies de escorregamento, as pressões da água e outras forças envolvidas.

Os primeiros três tipos de instabilidade de blocos – planar, cunha e *toppling* (ou tombamento), têm formas distintas determinadas pela estrutura geológica. No caso de blocos planares e cunhas (figuras 2.12 a) e 2. 12 b)) a estrutura tem mergulho concordante com a face do talude e emerge nesta, pelo que na projeção estereográfica os polos das descontinuidades localizam-se na parte oposta do círculo maior representativo do plano da face do talude. No caso do *toppling* (figura 2. 12 c)) a estrutura mergulha no sentido contrário (com elevado pendor), para o interior da face do talude, pelo que na representação estereográfica os polos e o círculo maior do plano da face situam-se do mesmo lado da área de projeção.

O quarto tipo de instabilidade, rotura circular, ocorre em solos, enrocamentos ou rochas com fraturas muito próximas e com descontinuidades tão persistentes que o maciço

rochoso acaba por se comportar como um solo (figura 2.12 d)). Para cortes de escavação em maciços com rocha fraturada, a superfície de escorregamento forma-se seguindo em parte o traçado das descontinuidades com orientação aproximadamente paralela a esta superfície e na parte restante do traçado intersectando a rocha intacta. Dada a relativamente elevada resistência ao corte da rocha quando comparada com a resistência ao deslizamento das descontinuidades, este tipo de rotura somente ocorre em maciços rochosos com fraturas muito próximas onde a maior parte da superfície de deslizamento coincide com as descontinuidades. Em consequência, quando a rotura ocorre sob estas condições, a superfície de escorregamento aproxima-se de um arco circular de grande raio determinando uma superfície de rotura pouco profunda.

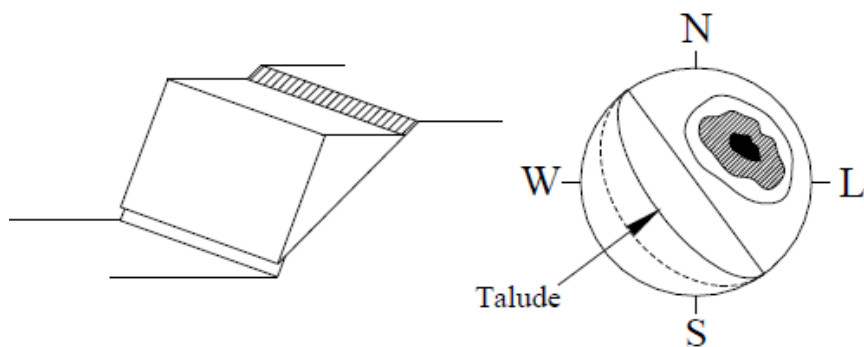


Figura 2.12 a)– Rotura planar e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray,1981).

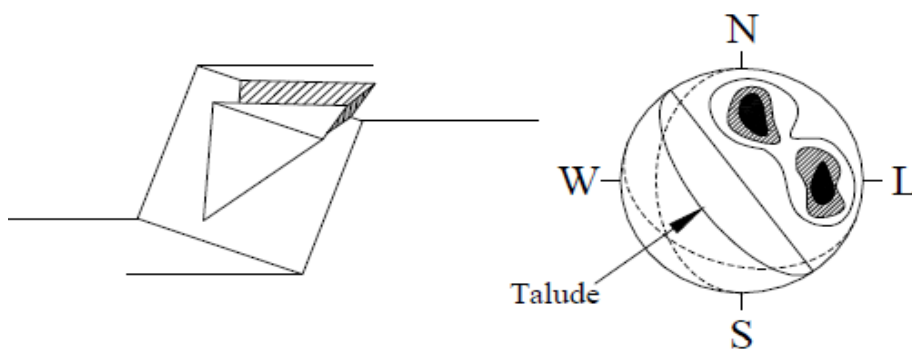


Figura 2.12 b)– Rotura em cunha e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray,1981).

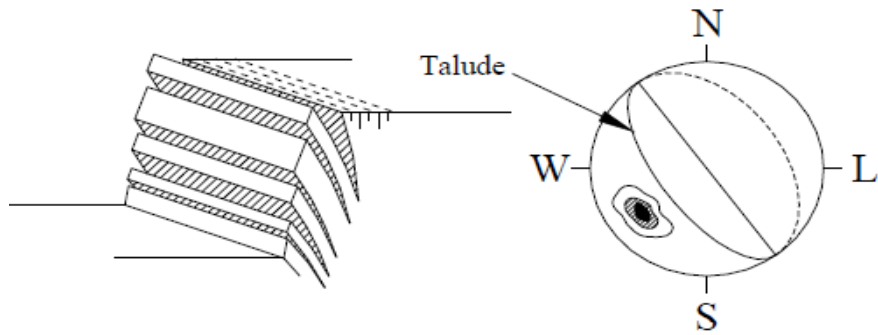


Figura 2.12 c)– Rotura por *toppling* (tombamento) e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray,1981).

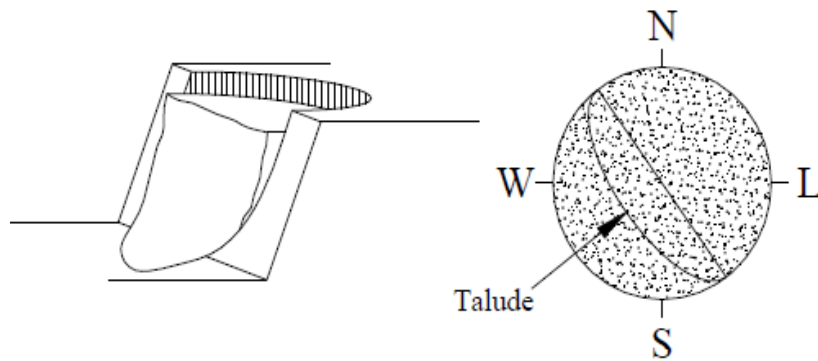


Figura 2.12 d) - Rotura circular e condições estruturais que lhe dão origem (adaptado de Hoek & Bray,1981).

2.6.2 Análise do Tipo de Rotura

O procedimento usual consiste na utilização da análise cinemática para identificar blocos potencialmente instáveis, seguido de análises numéricas para verificação da estabilidade desses blocos, identificando qual o tipo de rotura presente. O potencial para estas discontinuidades determinarem blocos instáveis depende do seu azimute e pendora em relação à face do talude; assim, as condições de estabilidade podem ser estudadas através da projeção estereográfica como se descreve seguidamente.

2.6.2.1 Rotura Circular

Mais frequente em solos, podendo ocorrer em maciços rochosos muito fraturados, apresentando um comportamento isotrópico onde a rotura não é controlada por eventuais planos de descontinuidade. Segundo Hoek (1987) uma fraturação pouco espaçada, com pressões intersticiais suficientemente elevadas, assim como uma meteorização intensa no caso dos maciços rochosos, pode causar este tipo de movimento. A massa deslocada pode ir para além da parte inferior da superfície de rotura. Nas roturas circulares as superfícies de deslizamento são muitas vezes visíveis ou podem ser inferidas pela prospeção *in situ*. Em termos de área afetada, as dimensões destas roturas são muito variáveis, podendo movimentar desde poucos metros quadrados de material até zonas complexas com vários hectares.

A análise da estabilidade deste tipo de rotura em maciços rochosos pode ser conduzida de modo idêntico ao da estabilidade de solos, utilizando parâmetros apropriados de resistência, razão pela qual não voltará a ser mencionado. Acresce o facto de o maciço rochoso granítico, objeto deste estudo, não ter estas características.

2.6.2.2 Rotura Planar

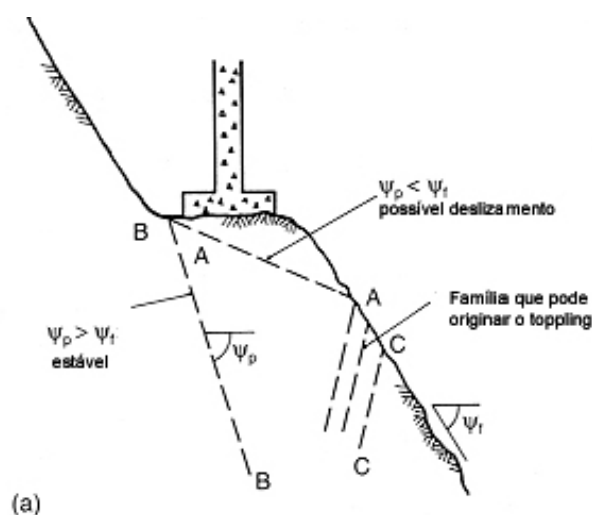
A rotura planar envolve o deslocamento de massas rochosas ao longo de uma ou mais superfícies subparalelas entre si e, segundo Hoek e Bray (1981), ocorre quando a direção do plano de deslizamento é aproximadamente paralela à face do talude, podendo ter uma diferença máxima de 20°, e o ângulo de inclinação da descontinuidade ao longo do qual se dá a rotura deve ser menor do que o da face do talude, permitindo que o material acima daquela deslize por gravidade (figura 2.13)). Este tipo de rotura ocorre também por ação de forças como a pressão intersticial e acelerações sísmicas, sendo o volume de rocha deslocada ditado pela persistência das descontinuidades. Estas, nos casos mais extremos, podem justificar a movimentação de milhares de metros cúbicos de rocha numa só rotura.

Para existir rotura é necessário que um bloco distinto se destaque, tornando obrigatória a existência de descontinuidades laterais perpendiculares à face do talude para permitir assim a livre rotura do bloco (figura 2.12 a)).

Hoek e Bray acrescentam que para que ocorra uma rotura planar em condições drenadas, o ângulo de inclinação do plano de deslizamento deve ser maior que o ângulo de atrito do mesmo plano.

Na prática verifica-se que o escorregamento não é possível se o azimute da reta de maior declive da descontinuidade diferir da direção da reta de maior declive da face de um valor superior a cerca de 20° (figura 2.13 b)), isto é, o bloco será estável se $|\alpha_p - \alpha_f| > 20^\circ$ 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.

Na projeção estereográfica esta restrição relativa à orientação das retas de maior declive dos planos é representada por duas linhas definindo direções da reta de maior declive ($\alpha_f + 20^\circ$) e ($\alpha_f - 20^\circ$). Estas duas linhas determinam os limites laterais da envolvente “daylight” aplicável aos casos de instabilidade por rotura planar (área preenchida por uma trama vertical).



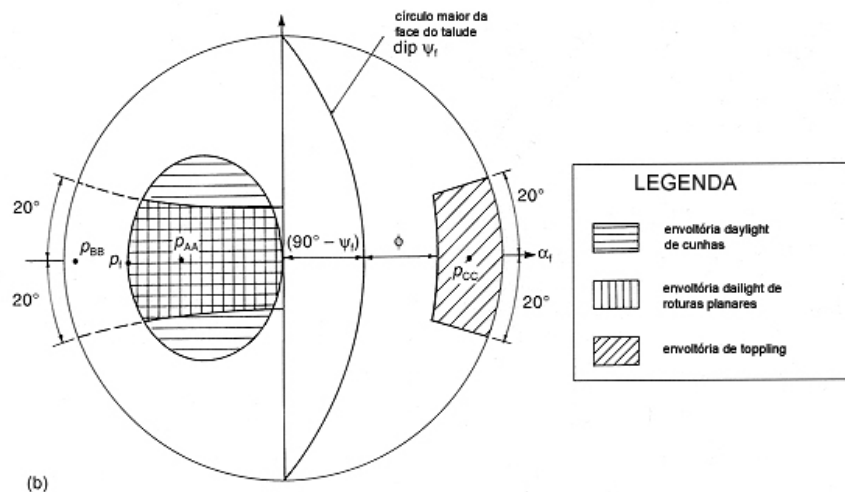


Figura 2.13 – Análise cinemática de blocos em taludes; a) representação das discontinuidades b) envolventes representadas através de projeção estereográfica de igual área para rotura em cunha, planar e toppling (Wyllie and Mah, 2004).

2.6.2.3 Rotura em Cunha

A rotura em cunha é formada por dois planos de discontinuidades com direções divergentes que, ao se intersectarem, formam um bloco em forma de cunha (figura 2.12 b)).

Para se dar este tipo de rotura, a linha de intersecção dos dois planos deve aflorar na superfície do talude com um ângulo de inclinação superior ao ângulo de atrito das discontinuidades (Hoek e Bray, 1981). É pois uma forma de rotura típica em maciços rochosos com várias famílias de discontinuidades, cujas orientações, espaçamentos e persistências vão determinar a forma e volume da cunha.

A velocidade com que ocorrem estas roturas é normalmente rápida, podendo causar danos elevados, principalmente quando o bloco se desprende de alturas elevadas.

A análise cinemática deste tipo de rotura pode ser efetuada através da reta de intersecção de duas discontinuidades representada na área de projeção estereográfica e considera-se que o escorregamento é possível se esta emergir na face do talude, isto é ($\psi_i < \psi_f$) (figura 2.13a).

A análise da direção do escorregamento no caso de cunhas com possibilidade cinemática de deslizar é mais complexa que o das roturas planares uma vez que existem dois planos

que delimitam a superfície de escorregamento, podendo o deslizamento processar-se simultaneamente sobre os dois planos ou sobre um deles.

Refira-se desde já que o lugar geométrico correspondente às linhas de intersecção emergentes na face, tal como é mostrado na figura 2.13b, é mais amplo que o relativo ao das roturas planares.

2.6.2.4 Rotura por *Toppling* ou Tombamento

A rotura por *toppling* resulta da rotação de blocos de rocha sobre uma base fixa (figura 2.12d)), tendo de existir uma família de descontinuidades paralela ou subparalela à face do talude, com um desvio máximo de 30° entre ambas as direções (Goodman, 1989), mergulhando com inclinação contrária à do mesmo, e quando for verificada a condição: $(90^\circ - \psi_f) + \phi < \psi_p$, ou seja, $\psi_{np} < \psi_f - \phi$ (Goodman, 1976), determinando a envolvente “daylight” representada na figura 2.13b.

O material rocha que se desprende do talude, desloca-se para a frente do mesmo, movimentando-se rapidamente pela face do talude, podendo fraturar-se, rolar e deslizar.

2.7 Análise de Estabilidade

Após se verificar a existência de situações de instabilidade deve-se proceder a análise de estabilidade do talude. A seleção do método de análise mais adequado para cada caso depende das características geológicas e geomecânicas dos materiais e dos dados disponíveis sobre o talude e da sua envolvente (geométricos, geológicos, hidrogeológicos, geomecânicos, etc.) e, finalmente, do alcance e objetivos do estudo, grau de pormenorização e resultados que se espera obter.

Um dos métodos de análise é através do coeficiente de segurança (FS), que é a força necessária para deter as solicitações das forças desestabilizadoras. Deve-se escolher um coeficiente de segurança (FS) adequado, dependendo da finalidade da escavação e do carácter temporário ou definitivo do talude, combinando os aspetos de segurança, custos de execução, consequências ou riscos que poderiam advir da rotura, etc. Para taludes permanentes, será recomendável adotar um coeficiente de segurança igual ou 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.

Para taludes temporários o fator de segurança poderá ser fixado no valor de 1.3, mas em certos casos poderá ser adotado um valor inferior. Estas análises permitem definir a geometria da escavação ou as forças externas que devem ser aplicadas para atingir o fator de segurança requerido, permitindo definir as medidas de correção ou estabilização adequadas para evitar movimentos (Vallejo, 2002).

Na presente dissertação a análise foi feita a partir dos ábacos e fórmulas propostos por Hoek e Bray.

2.7.1. Estabilidade de Deslizamento Planar

A análise de estabilidade faz-se a partir das forças atuantes sobre a superfície de rotura considerada estabelecendo a equação do coeficiente de segurança.

Um talude onde, ao longo da superfície de deslizamento com uma determinada área A , e com inclinação α em relação ao plano horizontal (figura 2.14 a)), admite-se instalar o diagrama de pressões da água cuja resultante é U , a equação do coeficiente de segurança será dada por:

$$FS = \frac{c.A + (W \cdot \cos \alpha - U) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha}$$

onde:

c.A é a força resistente devida à coesão no plano de deslizamento;

W.cos α é a componente estabilizadora do peso (normal à superfície de deslizamento);

(W.cos α - U). tan ϕ é a força resistente ao atrito no plano de deslizamento;

W.sin α é a componente do peso tendente a provocar o deslizamento (paralela à superfície de deslizamento).

No caso de existir também uma fissura de tração com água:

$$FS = \frac{c.A + (W \cdot \cos \alpha - U - V \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha + V \cdot \cos \alpha}$$

onde:

V é a resultante da força exercida pela água na parede da fissura de tração (figura 2.14b)).

O peso do talude (**W**) é determinado pelo produto do volume por unidade de comprimento (medido na normal ao plano do corte), representado na figura 2.14 do bloco deslizante, pelo peso volúmico do material.

As resultantes das forças exercidas pela água e peso volúmico podem ser determinadas pelas expressões, nas quais **Z** é a altura da coluna de água:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z \cdot A \quad V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z^2$$

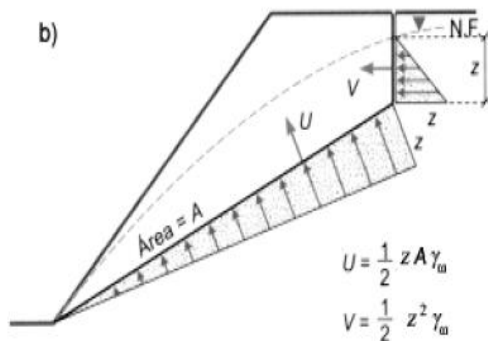
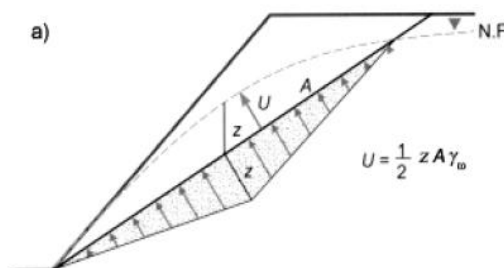


Figura 2.14 – Deslizamento por um plano a) distribuição triangular de pressões de água num único plano b) distribuições triangulares de pressões de água em caso de existência fissura de tração (adaptado de Vallejo, 2002).

A partir desta formulação geral, é possível calcular a força necessária (T) aplicada na face do talude através da expressão do coeficiente de segurança (não considerando água em fissura de tração):

$$FS = \frac{c.A + (W \cdot \cos \alpha - U + T \cdot \cos \delta) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \sin \delta}$$

Esta equação permite calcular a força total de pregagem T necessária para conseguir um determinado coeficiente de segurança do talude (figura 2.15). Assim, e com o objetivo de aumentar as condições de estabilidade em relação ao deslizamento de um talude poderão ser utilizados varões de aço selados em todo o comprimento e atravessando a superfície de rotura (pregagens). Estes varões, capazes de suportar uma carga T , constituem um elemento passivo resistente, já que a sua capacidade só será mobilizada no caso de se verificar um deslocamento relativo do bloco delimitado pela descontinuidade que constitui a superfície de rotura.

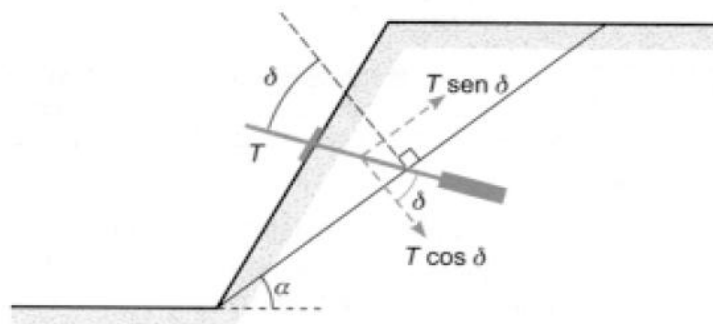


Figura 2.15 – Representação das componentes da força de uma pregagem T (adaptado de Vallejo, 2002).

2.7.2 Estabilidade de Deslizamento de Cunhas

A análise da estabilidade de blocos em forma de cunha obedece aos mesmos princípios descritos para a análise da rotura planar.

Existem vários métodos para efetuar a análise da estabilidade de blocos em forma de cunha, e na presente dissertação foram utilizados os ábacos de Hoek e Bray (1981), uma vez que consideramos o terreno seco e sem coesão, permitindo obter um fator de segurança com base nos valores da orientação dos planos das famílias das descontinuidades e ângulo de atrito.

A partir dos ábacos de Hoek e Bray (figura 2.16), obtemos os valores de A e B, obtendo assim o fator de segurança através da equação:

$$FS = A \operatorname{tg} \phi_a + B \operatorname{tg} \phi_b$$

onde:

ϕ_a e ϕ_b são os ângulos de atrito dos planos A e B, respetivamente;

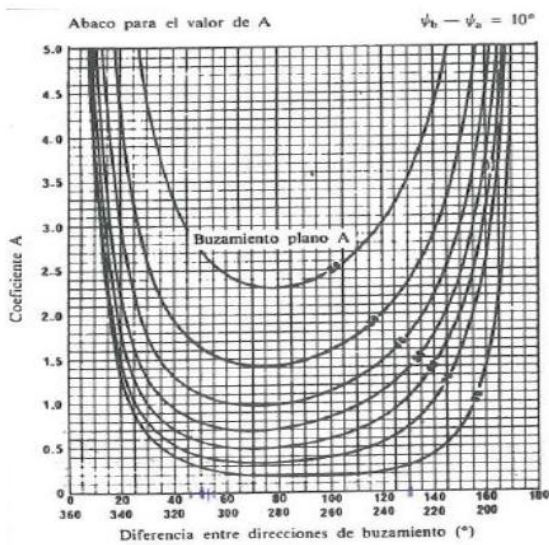
A é o parâmetro obtido através do abaco para o valor de A;

B é o parâmetro obtido através do abaco para o valor de B.

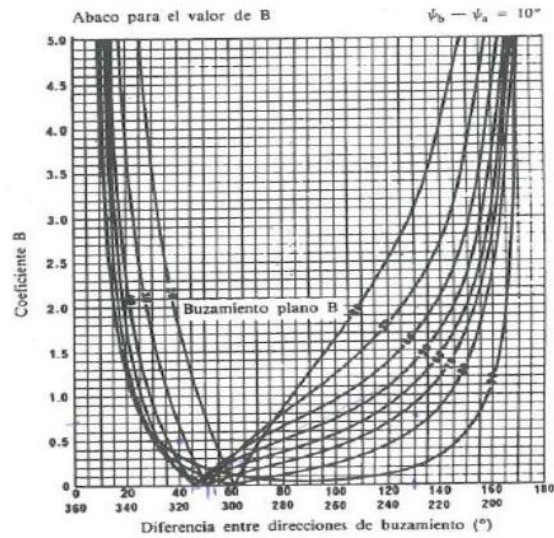
Para se obter os parâmetros A e B, em primeiro lugar calculamos a diferença entre o pendor dos planos que se intersectam; com o valor obtido seleccionamos o abaco com o qual vamos trabalhar (exemplo, 10º na figura 2.16).

Posteriormente calcula-se a diferença de ângulos da direção do pendor, registamos este valor na linha das abcisas do ábaco para o parâmetro A (figura 2.16a), para determinar o valor de A.

O mesmo procedimento é efetuado para calcular o valor de B (figura 2.16b), a partir da diferença entre os ângulos da direção do pendor, mas no ábaco B.



a)



b)

Figura 2.16 – Ábacos para uma diferença do ângulo de pendor entre os dois planos que formam a cunha de 10° (10° é a diferença entre as duas inclinações dos planos A e B da cunha que se interseitam) (Hoek & Bray, 1981).

2.8 Medidas de Estabilização

Da previsão da ocorrência de rotura de um talude, devem adotar-se determinadas medidas de estabilização com o objetivo de evitar a ocorrência de catástrofes. A queda de blocos pode ser caracterizada como um movimento rápido, geralmente em queda livre, mobilizando volumes de rocha relativamente pequenos, normalmente associado a taludes naturais ou de escavação em maciço rochoso, de elevada inclinação. Trata-se de um problema que pode ter custos elevados, podendo ser resolvido tanto por manutenção como por mitigação de trechos potencialmente instáveis, mas que a não resolução pode envolver custos ainda mais elevados e causar danos graves, inclusive perda de vidas (Hoek, 2007).

O aumento do coeficiente de segurança de um talude consegue-se através da diminuição das forças instabilizadoras ou pelo aumento das forças estabilizadoras.

As técnicas de estabilização de taludes rochosos podem ser divididas em dois grupos; um de obras de reforço, com as quais se tentam fixar blocos soltos evitando a sua queda, e o

segundo, de obras de proteção, que não previnem a queda dos blocos mas tentam evitar que os mesmos atinjam estruturas permanentes ou estradas (Requetim et al., 2006).

A seleção das técnicas de estabilização vai depender de diversos fatores, tais como; perigo potencial, número e dimensão dos blocos de rocha, estado de meteorização do maciço rochoso, declive do talude, entre outros.

No entanto neste capítulo apenas vamos abordar as soluções que se consideram adequadas para a estabilização de taludes rochosos graníticos.

Para este tipo de situação, enquadram-se as seguintes soluções:

- Drenagem;
- Redes de proteção;
- Pregagens pontuais;
- Barreiras dinâmicas;
- Barreiras metálicas rígidas;
- Coberturas e túneis de proteção;
- Muros de suporte e de espera ou de impacto.

2.8.1 Drenagem

- Drenagem Superficial

A drenagem é muito importante e pode ser um forte auxiliar na estabilização de um talude. Um deficiente sistema de drenagem superficial pode levar à ocorrência de pressões hidrostáticas no interior do maciço e à diminuição da resistência ao corte das descontinuidades devido à infiltração de água, e pode causar erosão na face do talude devido ao efeito das águas de escorrência superficial.

A drenagem superficial pode incluir valetas abertas ao longo da crista do talude bem como outras, descendentes pela face do mesmo, com espaçamentos regulares de maneira a evacuar rapidamente as águas de escorrência superficial (Vallejo, 2002).

- Drenagem Interna

No caso particular dos maciços rochosos, as descontinuidades na superfície tendem a estar mais abertas e a serem mais permeáveis do que as descontinuidades que se encontram em profundidade, fazendo com que os problemas de drenagem interna sejam, às vezes, pouco importantes quando se está a tratar da estabilidade de um talude em maciço rochoso (Romana, 1993). No entanto a percolação através das descontinuidades que compartimentam maciço rochoso proporcionam a lavagem destas por arraste de finos e, como referido acima, o acréscimo de pressões hidrostáticas instabilizadores.

Uma das medidas mais comuns para promover a drenagem interna de taludes rochosos consiste na execução de furos drenantes, procurando interseccionar o maior número possível de famílias de descontinuidades.

2.8.2 Redes de Proteção

As redes são utilizadas para prevenir que blocos de rocha entrem em queda livre, logo após o seu destaque de zonas altas dos taludes rochosos. A estabilização de um talude rochoso instável através da aplicação de redes pode ser a solução adequada se se pretender:

- Proteger uma área, controlando as trajetórias de queda de blocos e permitindo uma deposição e acumulação ordenada dos desprendimentos na base do talude, aplicando as **redes suspensas** (figura 2.17);

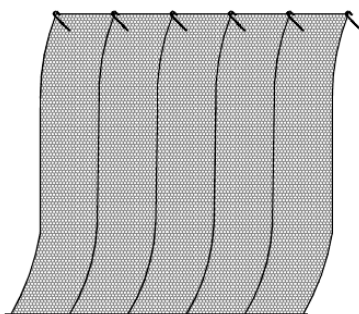


Figura 2.17 – Desenho tipo de redes suspensas (GEG, 2010).

- Estabilização, mesmo que passiva, de massas rochosas de modo a não permitir a sua queda para determinada área a proteger e minimizar o seu movimento de descompressão do maciço, **redes pregadas** (figura 2.18);

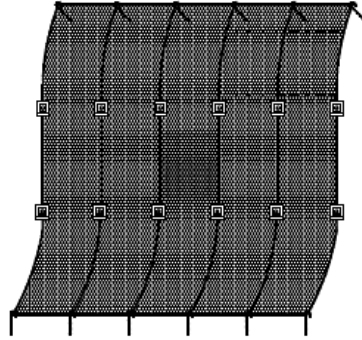


Figura 2.18 – Desenho tipo de redes pregadas (GEG,2010).

2.8.2.1 Redes Suspensas

Como já foi referido anteriormente, estes sistemas têm como objetivo proteger uma área, controlando as trajetórias de queda de blocos e permitindo uma deposição e acumulação ordenada dos desprendimentos na base do talude. As redes suspensas são redes simples que têm como função interceptar massas rochosas após a rotura, evitando-se assim que os blocos em queda ganhem velocidades excessivas, controlando as suas trajetórias (figura 2.19).



Figura 2.19 – Exemplo de redes suspensas, que permitiu a deposição e acumulação dos blocos na base do talude (<http://www.enrico-piolanti.pt>).

Atualmente, as redes mais comercializadas apresentam malhas de dupla ou tripla torção, com malha de 8 cm × 10 cm de arame galvanizado de diâmetro entre 2.7mm e 3.00mm (figura 2.20).

As redes são normalmente aplicadas a partir da crista do talude com pregagens seladas e com comprimentos variáveis consoante as características do talude.

Na base da rede é frequente colocar-se um sistema que materializa um contrapeso com o objetivo de manter a rede estendida, colocando-se um varão de aço na base (figura 2.21).



Figura 2.20 – Redes de tripla torção, na linha do Douro, 2011.



Figura 2.21 – Base da malha com varão de aço (<http://www.enrico-piolanti.pt>).

2.8.2.2 Redes Pregadas

Quando os taludes se apresentam mais descomprimidos, quase verticais e com blocos de várias dimensões onde não é possível a deposição e acumulação ordenada dos desprendimentos na base do talude, as redes pregadas são por norma a solução mais utilizada.

Nesta situação, as redes são associadas a uma malha de pregagens, que por norma tem uma disposição de 3 em 3m; assim as redes ficam ligeiramente tensionadas de modo a minimizar folgas evitando a descompressão do maciço e de fenómenos de desprendimentos (figura 2.22 e figura 2.23).



Figura 2.22 – Redes pregadas, na linha do Douro, 2009.

As pregagens, por norma são constituídas por varões de ponta roscada de aço A500NR com diâmetro de 32mm, e o sistema de aperto é constituído por placas de aço, porcas e contra-porcas (figura 2.25 e figura 2.26) para permitir um aperto e ajuste final nas pregagens após a selagem com calda de cimento, dotando o sistema de um ligeiro pré-

esforço, melhorando a sua capacidade de suporte e estabilização. O comprimento das pregagens é bastante variável, de caso para caso.



Figura 2.23 – Desenvolvimento das obras de estabilização de taludes na linha do Douro, 2010.

Muitas vezes, para soluções mais reforçadas de estabilização, as redes pregadas são reforçadas por cabos de aço dispostos horizontalmente (figura 2.24), verticalmente e diagonalmente, unindo-se nos pontos de pregagens, reforçando as redes e consequentemente aumentando a capacidade de estabilização.

A forma e disposição dos cabos de aço, espaçamento e profundidades das pregagens, podem variar de modo a responder às maiores ou menores solicitações do maciço.

Quando são aplicados cabos de aço, normalmente são aplicados após executadas as perfurações e selada a malha de pregagens.

As redes pregadas são as que têm maior aplicação na estabilização de taludes porque conseguem cobrir uma maior variedade de situações de desprendimentos.



Figura 2.24 – Exemplo de redes pregadas reforçadas com cabos de aço (<http://www.enrico-piolanti.pt>).

2.8.3 Pregagens

As pregagens correspondem a uma técnica de reforço que consiste na inclusão de elementos rígidos que reagem passivamente, quer mobilizando forças por aderência, quer oferecendo resistência à custa de momentos fletores absorvidos (Folque, 1989). Esses elementos rígidos funcionam por tração e o reforço é obtido por aumento da resistência de corte. De modo a potenciar o seu desempenho, as pregagens devem ser instaladas com a orientação dos máximos esforços de tração desenvolvidos no maciço, dado que estas inclusões serão praticamente ineficazes se dispostas segundo os esforços de compressão.

Estes elementos de reforço consistem, geralmente, em barras de aço, ou outros metais (Feijó, 2007), envolvidos por material ligante (em geral, calda de cimento), que resistam a

esforços de tração, de corte e momentos fletores impostos pelos movimentos do terreno finalizado com um placa anilha e porca.

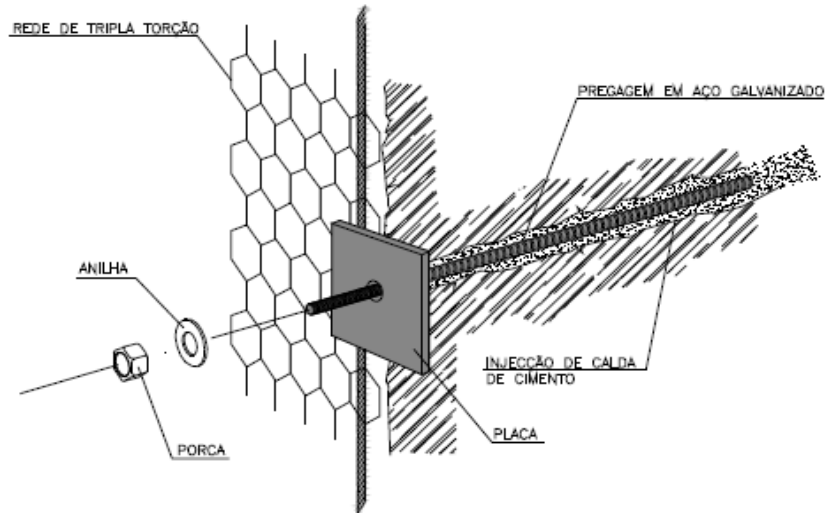


Figura 2.25 – Desenho tipo de uma pregagem (GEG,2010).



Figura 2.26 – Exemplos de diferentes sistemas de aperto de pregagens.

As pregagens são uma técnica muito utilizada por todo o mundo para o reforço de taludes, sendo apropriadas para estabilizar taludes onde ocorram destaques por cunha, roturas planares e/ou pequenos tombamentos. Segundo Romana (1993), o comprimento de uma pregagem ronda normalmente 3 - 4m de comprimento, devendo atravessar as descontinuidades desfavoráveis a, pelo menos, 1 - 2m de rocha maciça.

As pregagens pontuais são executadas quando verificamos a existência de blocos individualizados de dimensões consideráveis ou para conseguir uma boa modelação das redes de proteção nos taludes mais irregulares, com cavidades ou saliências morfológicas.

2.8.4 Barreiras Dinâmicas

As barreiras dinâmicas, barreiras de proteção contra a queda de blocos, são estruturas constituídas por diversos dispositivos, como redes de aço de elevada resistência, postes rígidos, cabos de aço, cabos ancorados e tensinados, anéis ou elementos de travagem e de dissipação de energia, redes de aço de tripla torção, chumbadores, fixadores tipo braçadeiras, etc. (figura 2.27)

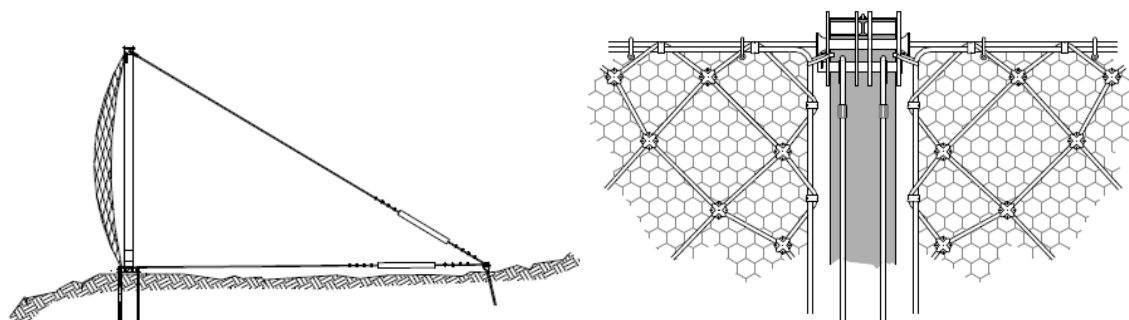


Figura 2.27 – Corte e alçado tipo de uma barreira dinâmica (GEG,2010).

As barreiras podem apresentar alturas variáveis de modo a dar resposta às diferentes trajetórias previsíveis de queda. As gamas de energia correntes utilizadas variam entre 100 e 3000 quilojoules (KJ).

A disposição das redes reforçadas de aço de elevada resistência é então garantido pela configuração dos postes metálicos, fixados transversalmente à encosta com recurso a cabos selados em profundidade de terreno são. Este tipo de barreiras não atua na origem do problema, mas sim no controlo dos seus efeitos, permitindo que a mesma possa abranger um conjunto grande de fontes de desprendimentos de blocos rochosos. Uma mais-valia deste tipo de soluções é a sua integração paisagística (figura 2.28).



Figura 2.28 – Barreiras dinâmicas existentes na Linha do Douro.

2.8.5 Barreiras Metálicas Rígidas

O recurso a barreiras metálicas rígidas, estáticas, surge da necessidade de criar um obstáculo ao movimento de pequenos blocos entre as encostas de vertentes e uma determinada zona a proteger.

Estas barreiras apenas funcionam para acautelar pequenos e médios desprendimentos, uma vez que apresenta capacidade de amortecimento e resistência a impactos bastante inferiores às barreiras dinâmicas e normalmente são aplicadas em zonas onde é assegurada alguma distância entre a zona a proteger e os taludes sobranceiros que se caracterizam por inclinação pouco arrojadas. Nos dias de hoje, esta medida, também é implementada em conjunto com outras soluções que a montante resistirão a impactos maiores.

2.8.6 Muros de Suporte, Revestimento ou de Espera

Existem vários tipos de muros, entre os quais os muros de espera, suporte e revestimento. Estes muros, por norma são construídos no pé do talude, e impedem o deslizamento de terras do maciço rochoso e têm a capacidade de armazenar um certo volume de blocos e/ou terras que deslizam ao longo da superfície do talude (figura 2.29).

Estes muros também podem funcionar como um reforço do pé do talude do maciço rochoso, evitando assim a degradação na zona crítica face à estabilidade. A construção do muro no pé do talude como um elemento resistente, de contenção ou sustentação tem-se demonstrado ser uma solução eficaz contra a instabilidade superficial.



Figura 2.29 – Barreira rígida para proteção da circulação ferroviária existente na Linha do Douro.

A desvantagem dos muros de contenção é o facto de ser necessário escavar o pé do talude para permitir a sua construção, sendo que esta fase tende a favorecer a instabilidade e impossibilita saber se a superfície de rotura esteja situado acima ou abaixo do muro. Salienta-se que o material que é colocado entre o talude e o muro de sustentação como, por exemplo, os gabiões, serve como um revestimento para evitar a erosão do pé do talude e proporcionar um peso adicional que ajuda uma maior estabilização do talude.

CAPÍTULO III
CASO DE ESTUDO

3. CASO DE ESTUDO

3.1. Enquadramento Geográfico e Geológico do Local de Estudo

A área estudada localiza-se no norte de Portugal, província da Beira Alta, distrito da Guarda, concelho de Vila Nova de Foz Côa (figura 3.1).

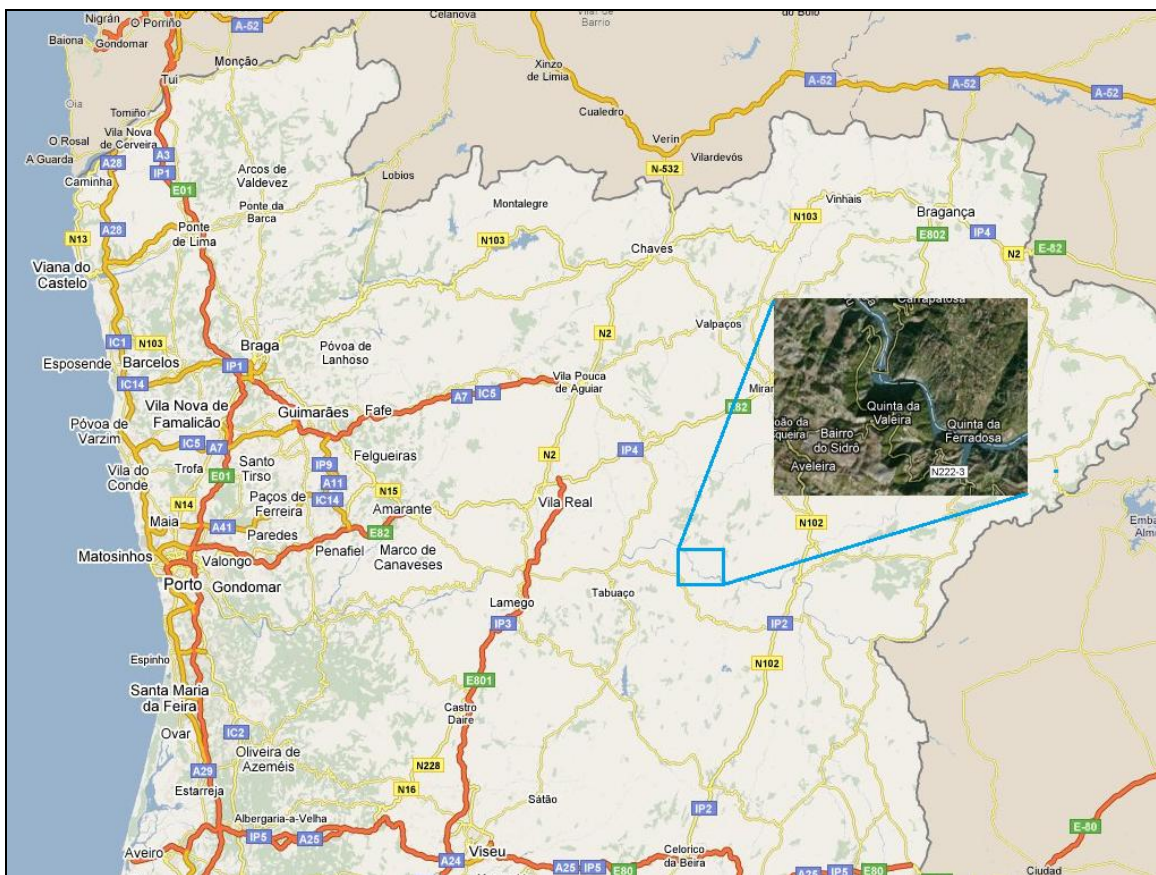


Figura 3.1 – Localização da zona de estudo (Google Maps – 2013).

Esta é percorrida pelo caminho de ferro pertencente à linha do Douro, exibindo um relevo de fortes contrastes, por vezes bastante escarpado, em regra consequência da erosão diferencial relacionada com o encaixe do rio Douro (figura 3.2).

A região apresenta, em geral, grandes desníveis, da ordem dos 700 a 800 metros, sobretudo nas imediações do Rio Douro.



Figura 3.2 – Imagem aérea pormenorizada do local onde se encontram os taludes estudados (Google Maps – 2010).

Os taludes estudados desenvolvem-se ao longo de uma pequena porção do caminho de ferro da linha do Douro, próximo da barragem da Valeira, ocupando uma pequena área no extremo sudoeste da Folha 11-C (Torre de Moncorvo), da Carta Geológica de Portugal editada na escala 1/50.000 pelo extinto Serviços Geológicos de Portugal (actual Laboratório Nacional de Energia e Geologia – LNEG), onde se encontra estudada e descrita a geologia da região (Silva et al., 1989) (figura 3.3).

A nível de distribuição geográfica das formações geológicas, as rochas metassedimentares ante-ordovícicas, incluídas no Grupo do Douro, distribuem-se maioritariamente na zona sul e sudeste da folha 11-C, a nordeste de Torre de Moncorvo, e intruídas a norte, junto do rio, pelas rochas granitóides que ocupam grande parte da folha 11-C. O Ordovício aflora no extremo sueste, constituindo a terminação ocidental do grande sinclínio de Moncorvo, cujo flanco norte corresponde à serra de Reboredo. Os depósitos de cobertura e aluviões estão praticamente confinados à distribuição geográfica da falha da Vilarça e depósitos de vertente (figura 3. 4).

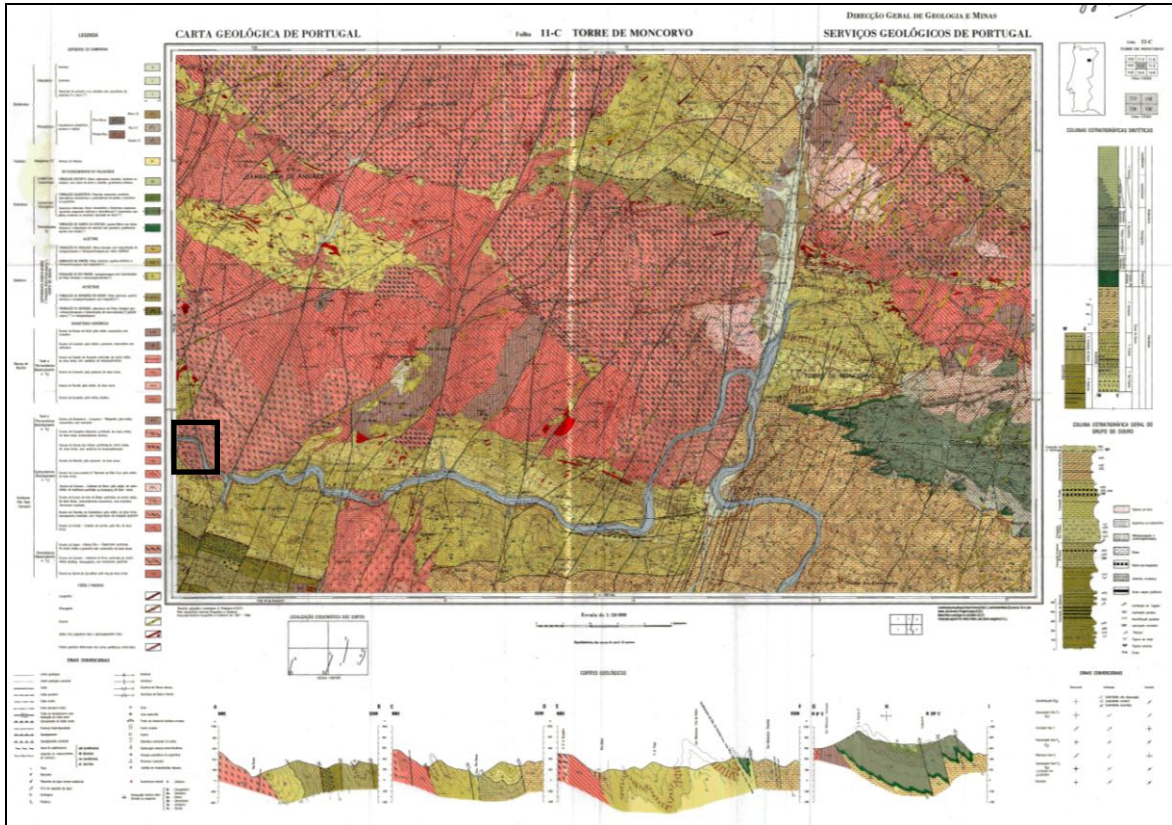


Figura 3.3 – Folha 11 – C (Torre de Moncorvo) da Carta Geológica de Portugal editada na escala 1/50.000 (Silva et al., 1989). O retângulo a preto localiza o troço de caminho de ferro onde se encontram os taludes estudados.).

Situada na Zona Centro-Ibérica, a zona de Moncorvo faz parte do domínio do Douro inferior (Ribeiro, 1974) e, por outro lado, pertence à sub-bacia norte a noroeste da Zona Centro-Ibérica, isto é, à bacia metassedimentar do Douro. Por sua vez localiza-se na parte mais interna do orógeno hercínico da Península Ibérica (Silva et al., 1989).

Esta zona estaria coberta pelo designado mar de lapetus, durante o ciclo Caledoniano, em tempos vendiano-câmbrico (Perroud et al., 1984). Neste período depositaram-se os actuais metassedimentos turbidíticos do Grupo do Douro que, da base para o topo, é constituída pelas Formações de Bateiras, Ervedosa do Douro, Rio Pinhão, Pinhão e Desejosa (Sousa, 1982).

Ao terminar o Câmbrio, a fase Sarda cria intensa actividade tectónica, que criou grande instabilidade na bacia e conseqüentes deslocações subaquáticas de grandes massas de sedimentos, produzindo carreamentos sin-sedimentares sardos, geralmente de sentido NE-SW a ENE-WSW, os quais levaram ao seccionamento e duplicação da metassequência

do Grupo do Douro, passando a ser designadas por um conjunto autóctone (Formações de Bateiras e Ervedosa do Douro) e outro alóctone (Formações de Rio Pinhão, Pinhão e Desejosa) (Silva & Ribeiro, 1985).

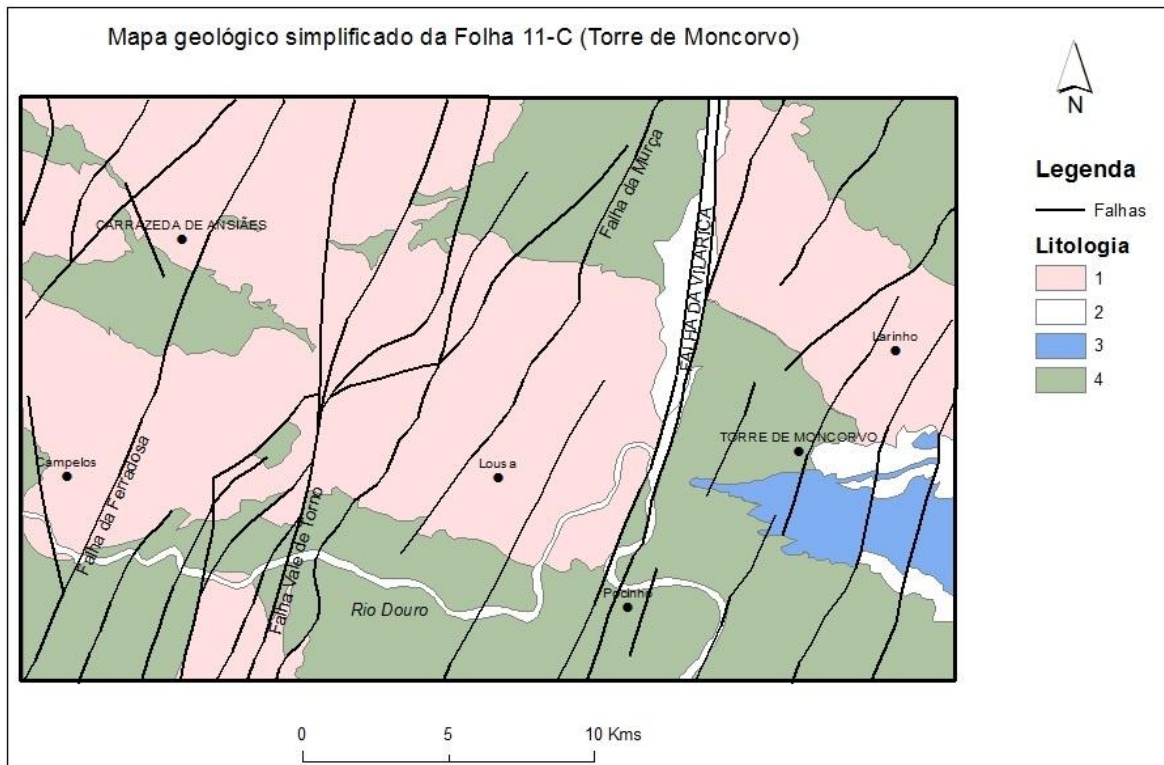


Figura 3.4 – Mapa geológico simplificado da Folha 11-C, Torre de Moncorvo (1989). Legenda: 1-granitóides hercínicos indiferenciados; 2- Depósitos de cobertura; 3- Ordovício; 4- Metassedimentos ante-ordovícicos (Grupo do Douro).

A fase compressiva Sarda, foi responsável por um estilo de dobras bastante amplas e no regime de distensão configurou o sistema em “horst” e “graben”, podendo mesmo terem-se desenvolvido fraturas em mosaico com levantamento e abatimento de blocos. Coincidindo com a fase sarda depositaram-se as Formações de Quinta da Ventosa, já no início do Ordovício. Os quartzitos armonicanos, assim como as restantes litologias da Formação Quartzíticas, depositaram-se em condições de ambiente costeiro ou de plataforma distal a proximal, enquanto a Formação Xistenta ter-se-ia originado em ambiente euxínico (Silva et al., 1989).

Posteriormente, entre o Silúrico e o Devónico médio, deu início a abertura do mar Proto-Tethys, antecedendo a deformação compressiva do Ciclo Varisco, do Devónico médio.

A primeira fase de deformação hercínica, F_1 , ocorre após o Devónico médio, embora antes do Dinanciano. A primeira fase de formação hercínica proporcionou a génese das principais estruturas observadas na região, originando dobras acompanhadas de xistosidade de plano axial, orientadas segundo NW-SE a W-E, com comprimento de onda hectométrico a quilométrico, como o sinclínório de Moncorvo e anticlinório de Alijó-Carviçais (Silva et al., 1989).

Entre o início do Namuriano e o Vestefaliano inferior, fez-se sentir, localmente, embora de modo suave, a segunda fase F_2 de deformação hercínica. A sua presença pode estar relacionada com os carreamentos periféricos do Domínio peri-transmontano, ocorrendo contiguamente na região de Vila Flor. Esta fase também foi responsável pelo cavalgamento de Adeganha (Silva et al., 1989).

A terceira fase F_3 , foi contemporânea da intrusão dos granitóides que afloram na área. Estes instalaram-se no núcleo de uma grande estrutura da fase F_1 , proporcionando a génese do antiforma de Alijó-Carviçais. Os granitóides tardi a pós-tectónicos consolidaram-se no fim da fase F_3 , durante o Estefaniano e início do Pérmico inferior.

Os granitóides hercínicos, relacionados com a fase de deformação F_3 são as litologias que maior área ocupa na Folha 11-C constituindo o prolongamento para leste da designada Antiforme de Vila-Real – Carviçais (antiforma granitoide que, de Vila Real prossegue para Espanha, passando por Alijó, Carrazeda de Ansiães, Carviçais e Fornos), atualmente separada em dois blocos devido ao rejeito provocado pela falha da Vilariga; o bloco mais ocidental estende-se entre Carrazeda de Ansiães e Lousa (Silva et al., 1989).

Todos os granitóides contêm duas micas e estão correlacionados com a fase F_3 , resultando da consolidação de um magma, implantado em níveis superiores da crosta e que metamorizou os sedimentos encaixantes no seu contacto, pelo que se podem considerar alóctones. Com base essencialmente em critérios de campo, os autores da Folha 11-C (Torre de Moncorvo), nos granitos do Antiforma de Vila Real – Carviçais, distinguem fácies pertencentes a três grupos, cronologicamente distintos, com presença ou ausência de texturas mineralógicas, moldadas pela terceira fase de deformação.

Em tempos tardi-hercínicos e posteriormente, desenvolveram-se as grandes falhas com orientações NNE-SSW, em regra frágeis, onde predominam os desligamentos esquerdos,

que impuseram uma estruturação em blocos, com reflexos no atual estado morfológico da região. As falhas mais importantes da região são a da Ferradosa, Vale do Torno, Vilarinho da Castanheira, Murça e Vilariça, todas elas localizadas a este da zona de estudo (figura 3.4). Estes acidentes foram acompanhados por outras falhas e fraturas conjugadas ou de segunda ordem, com orientação WSW-ENE. Algumas destas falhas, tardi-hercínicas ou pós-hercínicas, ao rejeitarem as anteriores estruturas, propiciaram a formação de blocos, exibindo basculamentos longitudinais (NE) e transversais (E-W), que se refletem no posicionamento das isógradas do metamorfismo (Silva et al., 1989).

O maciço rochoso granítico onde se situam os taludes alvo deste estudo, pertence ao granito de Campelos, incluído no grupo de granitos tradi-tectónico, uma vez que foi atuado pela terceira fase de deformação antes de estar completamente consolidado. Encontra-se encravado entre o granito de Lousa-Larinho, a norte, e pelas Formações do Grupo das Beiras a este, sul e oeste (figura 3.3). O granito de Campelos apresenta características mineralógicas de grão médio de duas micas, porfiroíde, essencialmente biotítico sendo frequentemente intruído por filonetes aplítico pegmatíticos (Silva et al., 1989).

De acordo com descrições presentes na Notícia Explicativa da Folha 11-C, ao microscópio é uma rocha heterogranular, fortemente deformada, o que reflete uma intensa subgranulação dos seus constituintes mineralógicos, presença de megacristais, como o feldspato perítico, que engloba todos os tipos de minerais constituintes da matriz – quartzo, microclina, plagioclase, moscovite e biotite.

A deformação frágil poderá ter contribuído para o desaparecimento da biotite em certas zonas situadas a sudeste da Lousa (Silva et al., 1989). A rocha apresenta-se fortemente deformada, heterogranular, o que reflete uma intensa subgranulação dos seus constituintes mineralógicos.

Os taludes objeto de estudo nesta dissertação situam-se a este, bem junto da falha da Ferradosa com orientação NNE e rejeito esquerdo; a separar os dois taludes estudados encontra-se uma falha menos importante com orientação NNW e rejeito direito (figura 3.3).

3.2 Apresentação e Análise de Resultados

3.2.1 Levantamento das Descontinuidades

Com o intuito de determinar as orientações das diferentes famílias de diaclases do maciço rochoso granítico, granito de Campelos, agora alvo de estudo, foi feito um levantamento de campo ao longo do qual foram medidas as direções e inclinações dos diversos planos de descontinuidades. Para cada uma das descontinuidades observadas foram também registadas algumas das suas características, como o espaçamento, preenchimento, alteração, rugosidade, etc.

Na tentativa de traduzir o melhor possível o sistema de fracturação global presente no maciço, teve-se em consideração na definição de famílias, não só a distribuição dos dados projetados, mas também as observações feitas ao longo do levantamento de campo.

A recolha de dados foi realizada em dois taludes locais (figura 3.2), definido no levantamento de campo. O primeiro talude tem orientação geral de aproximadamente $82^{\circ}/190^{\circ}$, enquanto o segundo tem uma orientação geral de aproximadamente $80^{\circ}/240^{\circ}$. Na tabela em anexo, encontram-se listados todos os dados recolhidos nos dois taludes referentes às superfícies de descontinuidade presentes e estudadas.



Figura 3.5 – Aberturas, rugosidade e preenchimento observadas nos taludes.

De um modo geral, o maciço rochoso onde se inserem os taludes poderá classificar-se, de acordo com as classificações do ISRM, descritas no capítulo 2 como: maciço granítico pouco alterado, predominantemente W_2 e mediamente fraturado F_3 a F_2 , com sinais de alteração apenas nos planos e bordos das diaclases, embora existam algumas zonas pontuais, muito alteradas, consequência da ação das águas de escorrência.

Relativamente ao estado de fraturação, apresenta-se bastante descomprimido com diaclases frequentemente abertas e com algumas zonas de forte percolação de água. O espaçamento dominante, entre as descontinuidades, é moderadamente afastadas, e apresentam uma continuidade média.

As superfícies das diaclases são onduladas, por vezes planares, maioritariamente rugosas. Nos locais onde existe circulação de água as descontinuidades encontram-se abertas e com preenchimento argiloso (figura 3.5). Da observação verifica-se que a estabilidade do maciço é controlada essencialmente pelas descontinuidades (uma vez que não se apresenta com estados de alteração avançados), e onde se verificou a existência de desprendimentos ou deslizamentos de blocos à superfície do talude (figura 3.6).



a)

b)

Figura 3.6 – Vista geral da zona a) zona 1 de estudo b) zona 2 de estudo.

3.2.2 Análise de Rotura

Com base nas atitudes das descontinuidades levantadas e na orientação média das duas zonas (talude 1 e talude 2), figura 3.7 e 3.8, foi feita uma análise dos diferentes tipos de rotura prováveis de ocorrer.

Posteriormente ao trabalho de campo, iniciou-se o trabalho de gabinete, para o desenvolvimento da análise a efetuar considerou-se com base na experiência adquirida e alguns pressupostos de valores típicos de rochas graníticas, tendo sido indicado o valor do ângulo de atrito ao longo das diaclases de 35°.

Assim, efetuou-se o tratamento informático dos dados através do *software* “DIPS” da Rocscience, versão 5.0.



Figura 3.7 – Vista geral do talude 1.

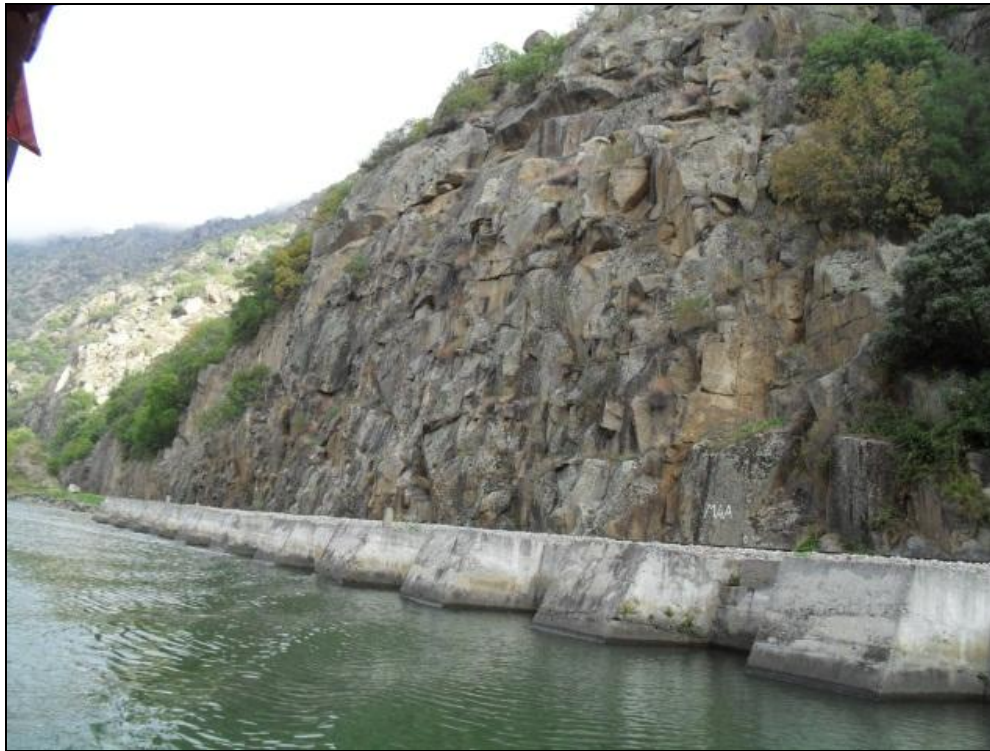


Figura 3.8 – Vista geral do talude 2.

Na figura 3.9 e 3.10 estão representadas as projeções estereográficas dos dados obtidos nos respectivos taludes, e as respectivas zonas de isodensidades são apresentados nas figuras 3.11 e 3.12.

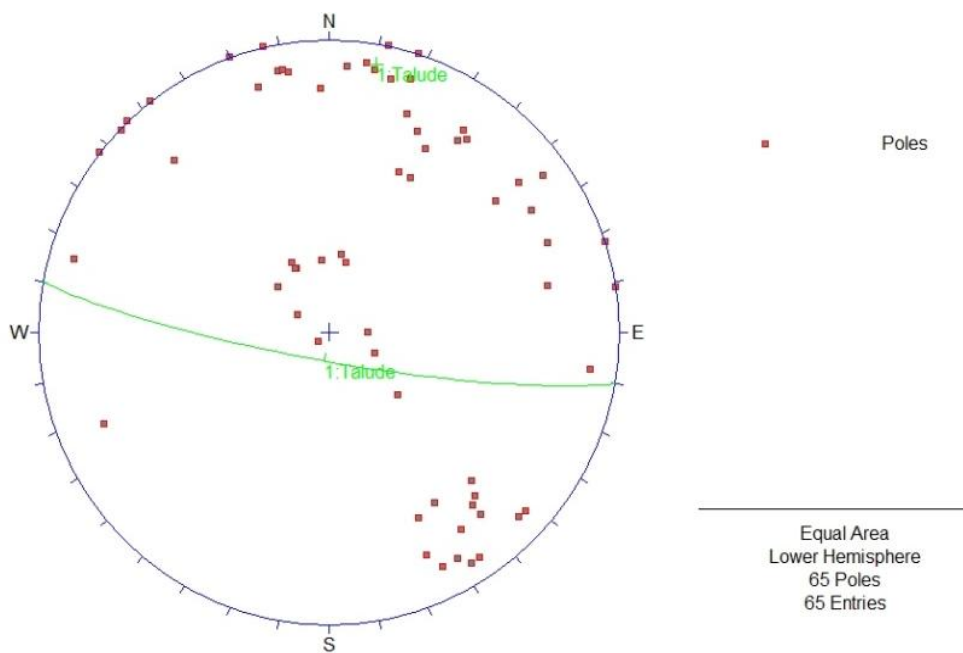


Figura 3.9 – Representação estereográfica dos polos das diaclases (projeção igual área) no talude 1 (programa “DIPS”).

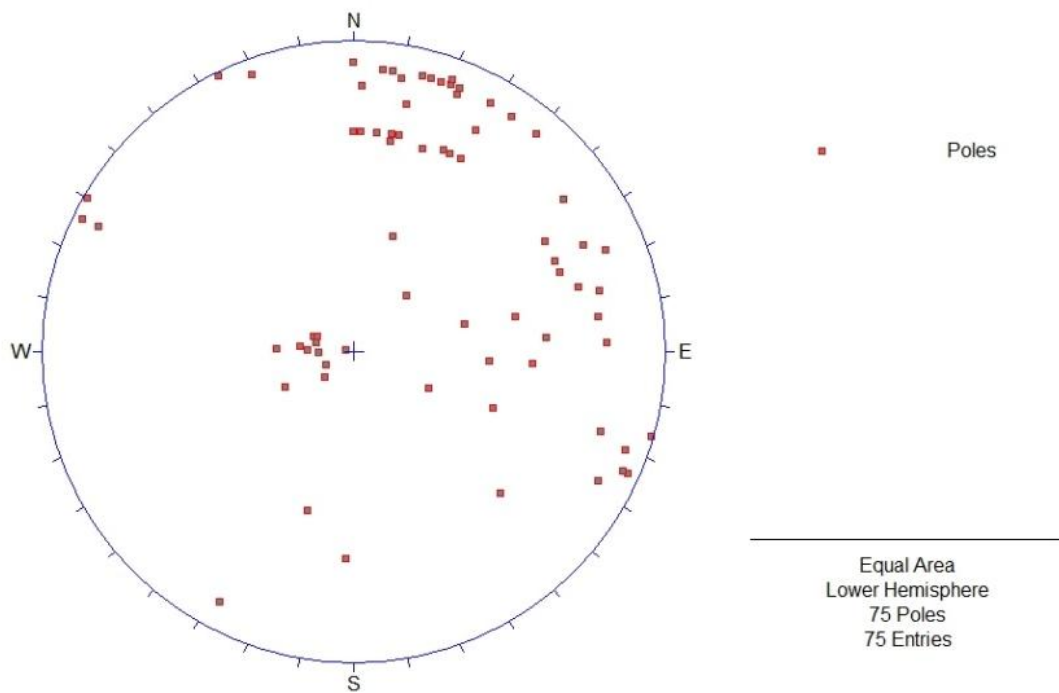


Figura 3.10 – Representação estereográfica dos polos das diaclases (projeção igual área) no talude 2 (programa “DIPS”).

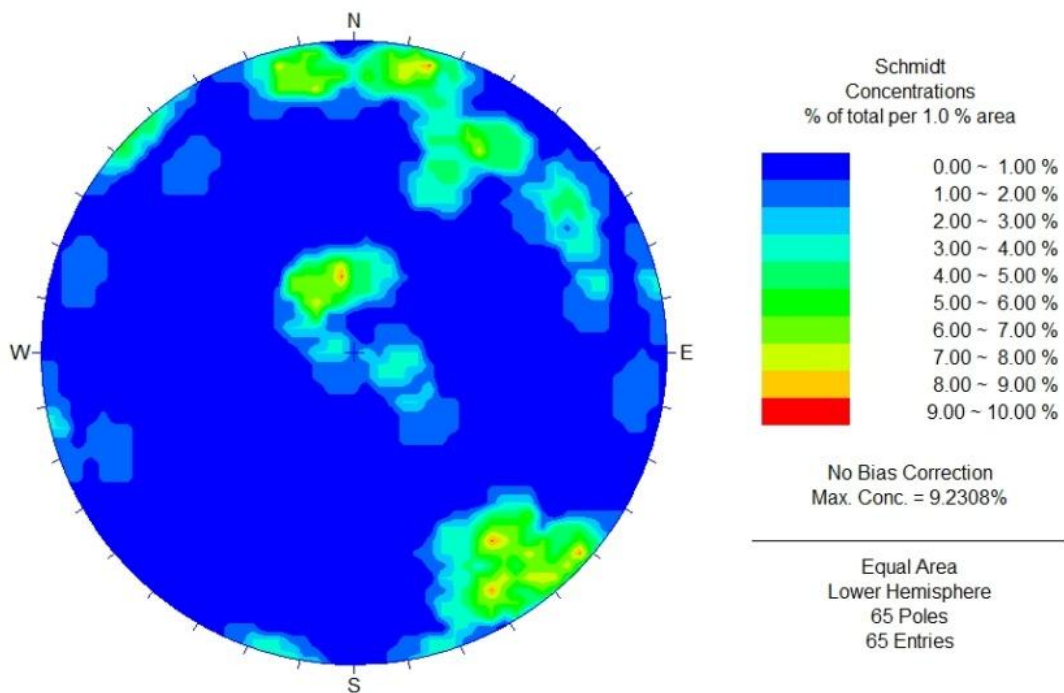


Figura 3.11 – Representação de zonas de isodensidades no talude 1 (programa “DIPS”).

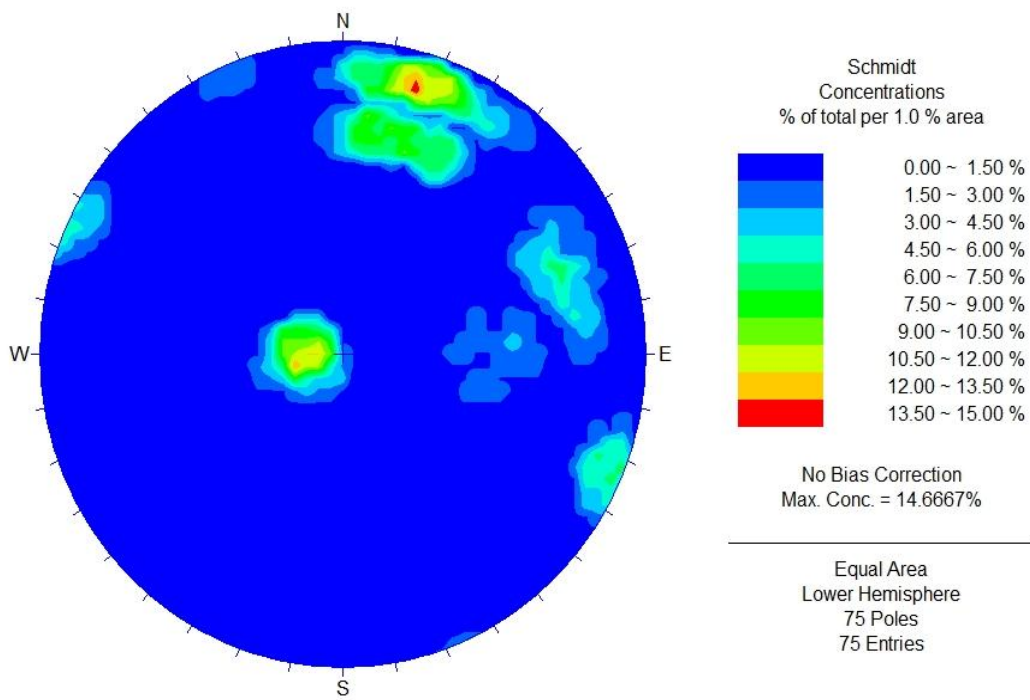
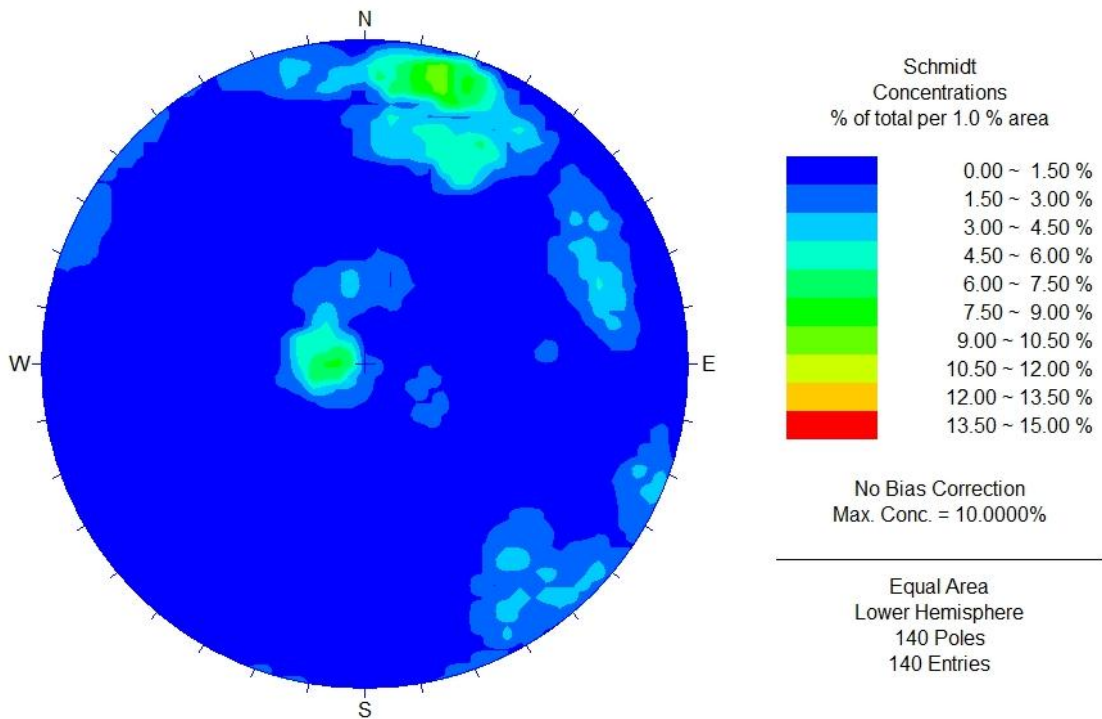
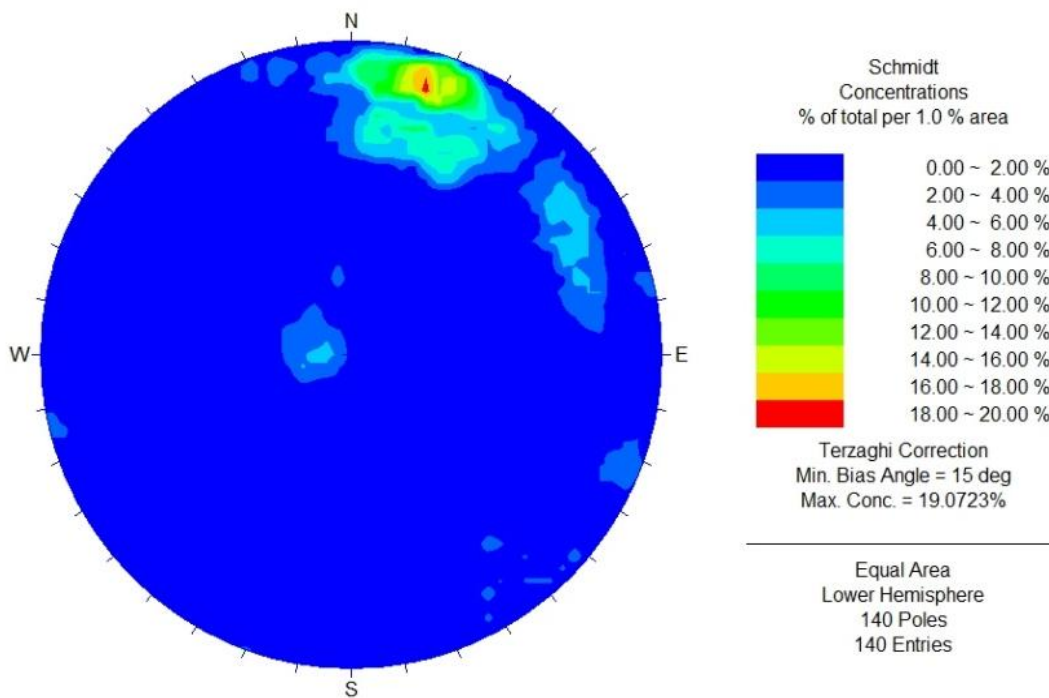


Figura 3.12 – Representação de zonas de isodensidades de polos no talude 2 (programa “DIPS”).



a)



b)

Figura 3.13 – Representação de zonas de isodensidades de polos das diaclases nos dois taludes a) sem correção b) com correção de Terzaghi (programa “DIPS”).

As discontinuidades foram cartografadas segundo linhas de observação traçadas nas faces dos taludes.

A identificação das famílias de discontinuidades foi efetuada definindo as áreas de maior concentração de polos na representação de zonas de isodensidade das figuras 3.11 e 3.12.

Um fator importante a considerar na interpretação dos resultados do levantamento é a orientação relativa entre o plano ou linha de observação e as discontinuidades, uma vez que tal observação introduz um enviesamento não só no espaçamento como no número de discontinuidades amostradas. Tal viés resulta do facto de todas as discontinuidades com atitude normal à superfície de observação serem visíveis, enquanto as sub-paralelas a estas superfícies, por serem menos visíveis, são menos amostradas.

Assim, na análise conjunta do talude 1 e 2 (figura 3.13), foi introduzida a correção de Terzaghi.

A correção da amostragem em relação à orientação das descontinuidades, conhecida por correção de Terzaghi, poderá ser efectuada associando um factor de ponderação ω_j relativo a cada descontinuidade, cujo valor é dado pela relação:

$$\omega_j = \frac{1}{\cos \delta_j}$$

onde δ_j é o ângulo entre a linha de observação e a normal ao plano da descontinuidade j . Mostra-se na figura 3.13b) o diagrama obtido através do software “DIPS” em resultado do tratamento do conjunto de descontinuidades dos dois planos de observação, com a introdução da correção de Terzaghi.

Conclui-se que tal correção conduz a uma alteração significativa da importância relativa entre as famílias de descontinuidades: enquanto na análise representada na figura 3.13a) a família sub-horizontal tem representatividade superior a duas famílias de descontinuidades subverticais, a introdução da correção de Terzaghi vem mostrar ser esta a família que tem uma menor importância e haver uma diferença significativa entre as 3 famílias subverticais. Esta correção apenas se utiliza quando são inseridos dados onde existam dois ou mais campos de observação.

No talude 1, embora existam zonas pontuais, onde, devido à existência de circulação de água o maciço se encontra mais alterado e as aberturas preenchidas com material argiloso, este não é muito expressivo na avaliação global do maciço rochoso, o espaçamento dominante entre as descontinuidades é moderadamente afastadas, e apresenta uma continuidade média. De um modo geral, as superfícies das diaclases são onduladas, por vezes planares, maioritariamente rugosas, parcialmente fechadas (figura 3.15 e 3.16).

Como se pode observar na figura 3.14, no talude 1 foram identificadas 4 famílias principais de descontinuidades, com orientação $71^\circ/192^\circ$, $75^\circ/245^\circ$, $76^\circ/322^\circ$ e $12^\circ/169^\circ$.

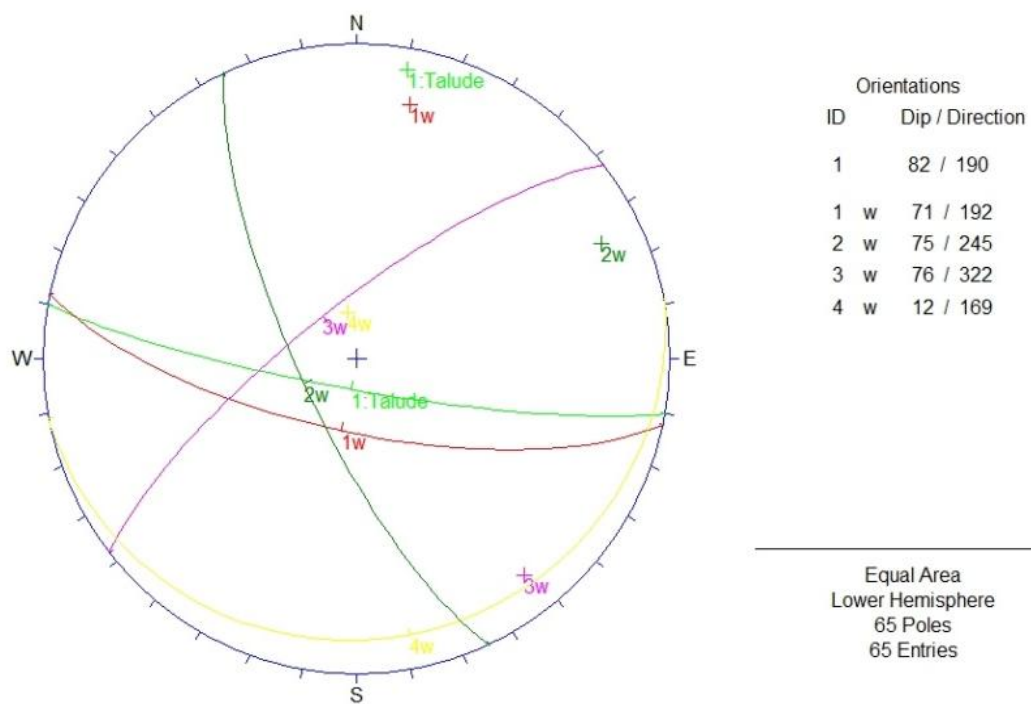


Figura 3.14 – Orientação dos planos médios das famílias de descontinuidades no talude 1 (programa “DIPS”).

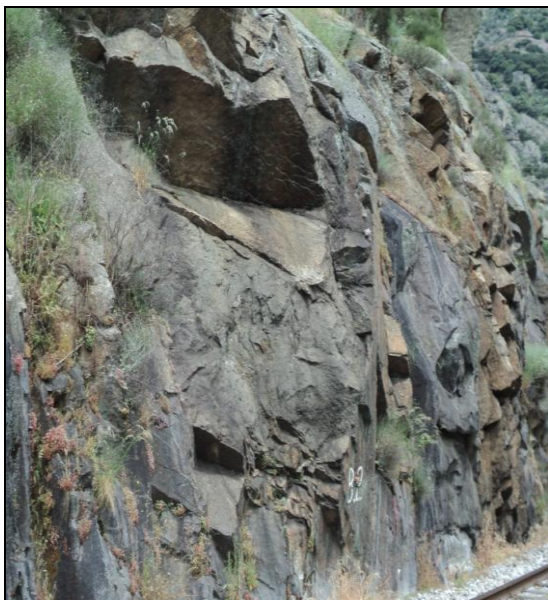


Figura 3.15 – Vista das descontinuidades no talude 1.



Figura 3.16 – Vista das descontinuidades no talude 2.

No talude 2 (figura 3.17), foram identificadas 4 famílias principais de discontinuidades, com orientação 71°/196°, 67°/250°, 11°/087° e 86°/294°.

Neste talude, o espaçamento entre as diaclases em algumas zonas do talude é muito afastadas, mas predominantemente são moderadamente afastadas, apresentando uma continuidade média. De um modo geral, as superfícies das diaclases são onduladas, por vezes planares, maioritariamente rugosas.

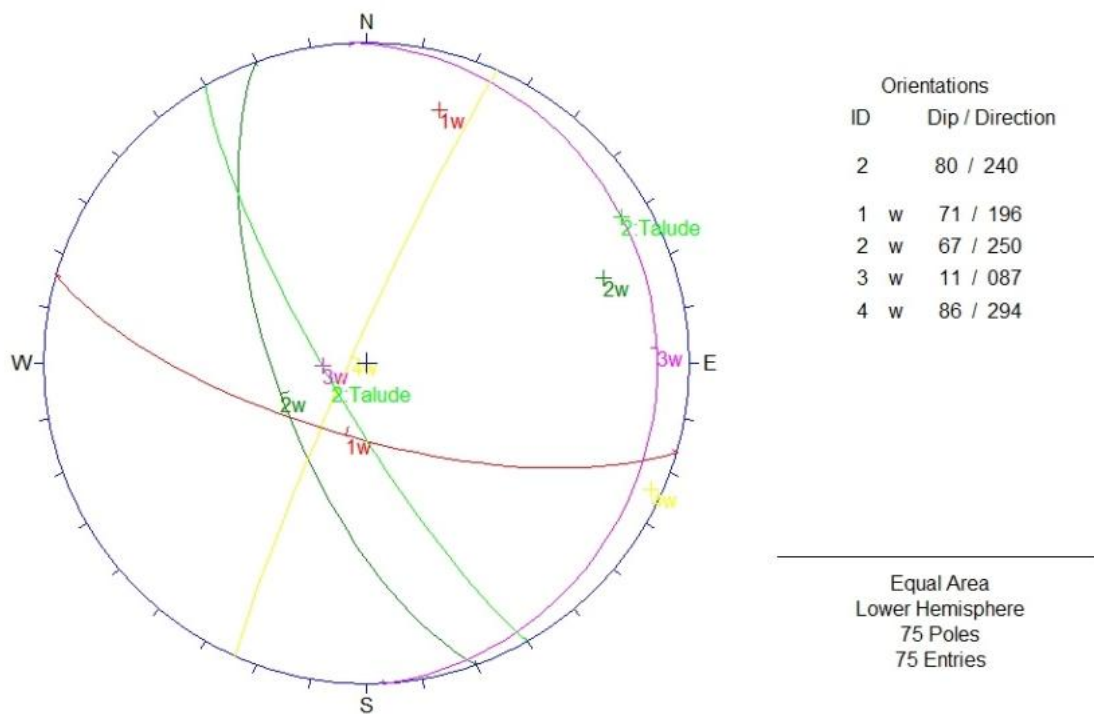


Figura 3.17 – Orientação dos planos médios das famílias de discontinuidades no talude 2 (programa “DIPS”).

Com base na análise conjunta das discontinuidades dos taludes 1 e 2 (figura 3.13), foram definidas as áreas de maior concentração de polos na representação de zonas de isodensidades; assim, no conjunto de ambos os taludes foram identificadas três famílias principais com orientação 72°/197°, 74°/245° e 07°/140° (figura 3.18).

Após a representação estereográfica das discontinuidades, a análise de rotura efetuada foi realizada em cada zona de acordo com os critérios sugeridos por Hoek e Bray (1981).

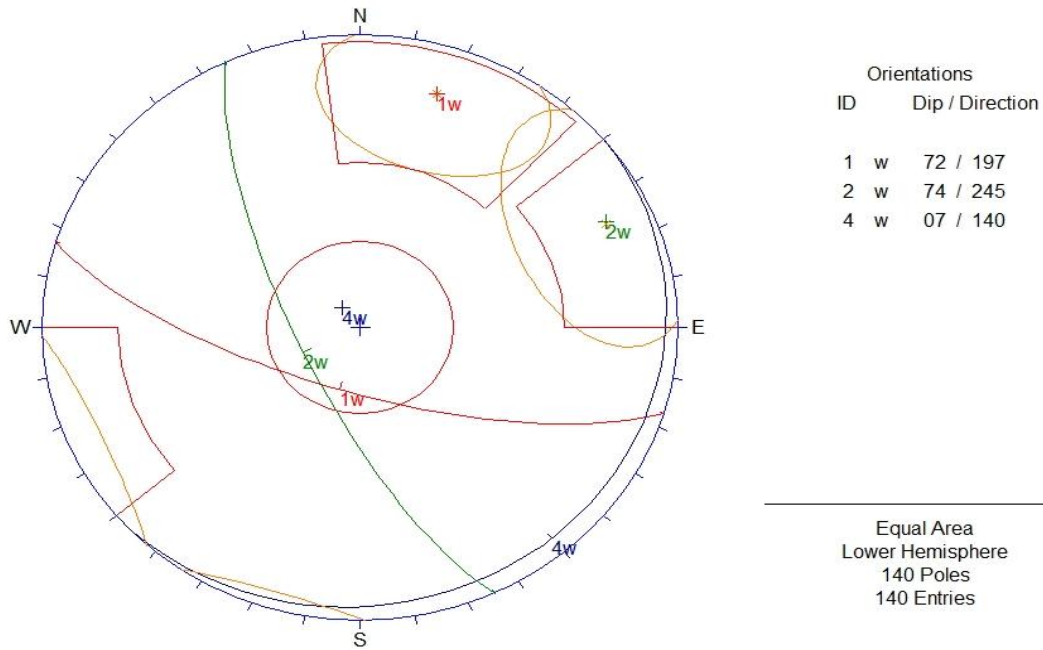


Figura 3.18 – Orientação dos planos médios das famílias de descontinuidades dos dois taludes (programa “DIPS”).

- **Análise de rotura por toppling**

Quando estão presentes descontinuidades verticais ou subverticais e de mergulho contrário à face do talude, pode haver rotação e consequente queda de blocos ou colunas segundo um ponto fixo. A figura 3.19 apresenta as condições necessárias para que ocorra toppling.

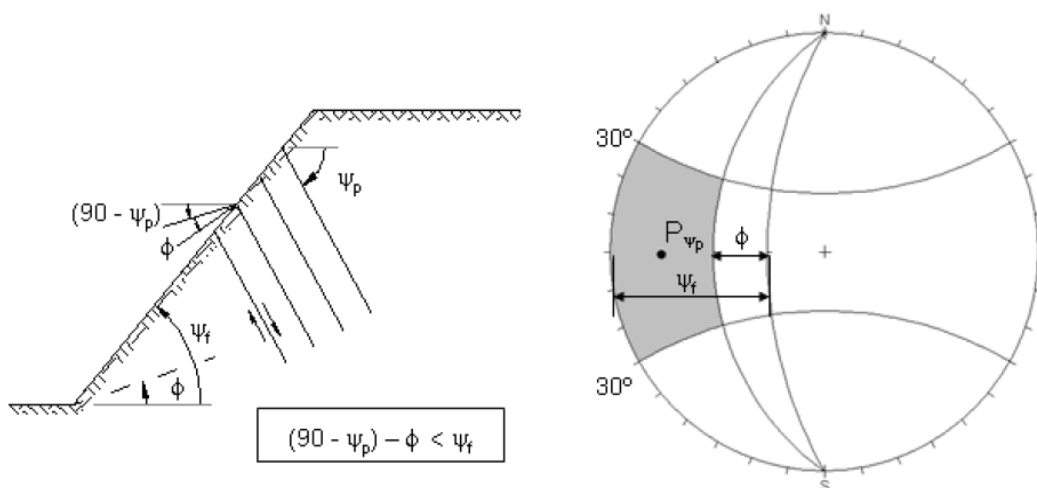


Figura 3.19 – Critérios de rotura por toppling (adaptado de Goodman, 1989).

Neste caso o mergulho dos blocos a deslizar é contrário ao da face do talude, daí o ângulo ser subtraído ao mergulho da face do talude, encontrando-se o posicionamento crítico do polo das descontinuidades.

Na análise efetuada (figura 3.20), verificamos que o plano 2, verde, que representa o limite de escorregamento (ϕ) e o contorno, representado a rosa claro, definem a área de risco associado a rotura por toppling.

Na mesma figura, observa-se que apenas existe um risco muito reduzido de toppling da família 1 e 3, uma vez que os polos das diaclases não estão inseridos na área de risco, apenas uma pequena parte da envolvente de probabilidade encontra-se inserida nessa área.

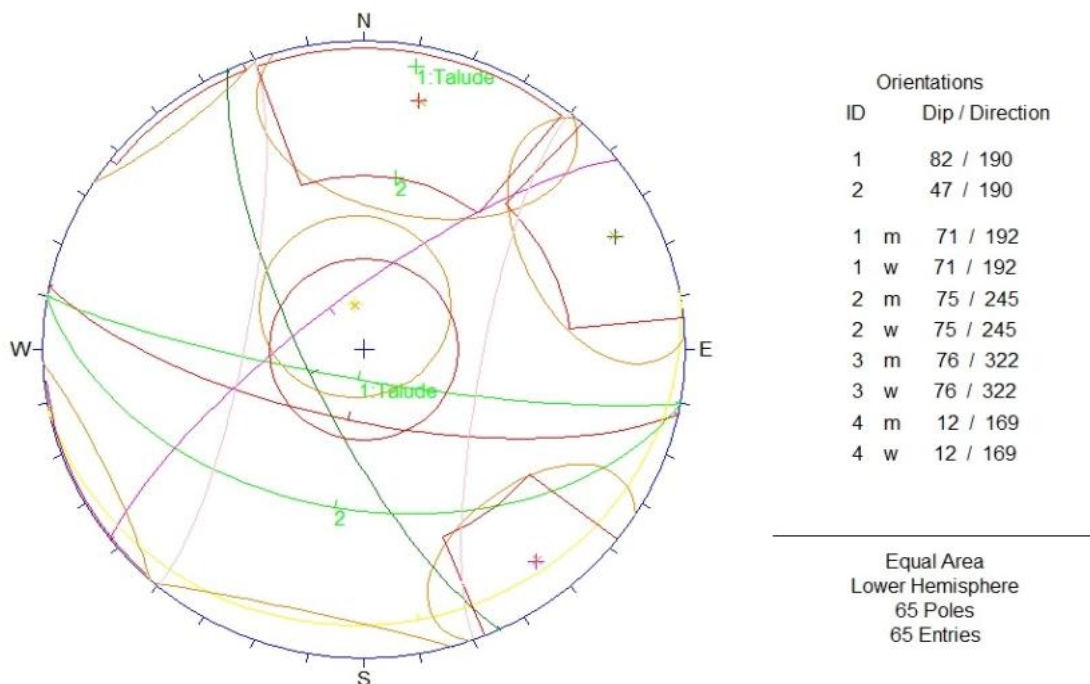


Figura 3.20 – Análise de rotura por toppling no talude 1 (programa “DIPS”).

Pelo exposto anteriormente e pela análise efetuada através do “DIPS” podemos concluir que o risco de rotura por toppling é remoto, existindo apenas uma pequena área de risco de rotura por toppling da família 1 e 3, que através da observação efetuada no local de estudo, verificamos que, numa zona da vertente sobranceira à via, zonas mais alta, onde

o acesso não é possível, podemos prever, devido à forma geométrica dos blocos, que neste local poderá ocorrer rotura por toppling (figura 3.21).

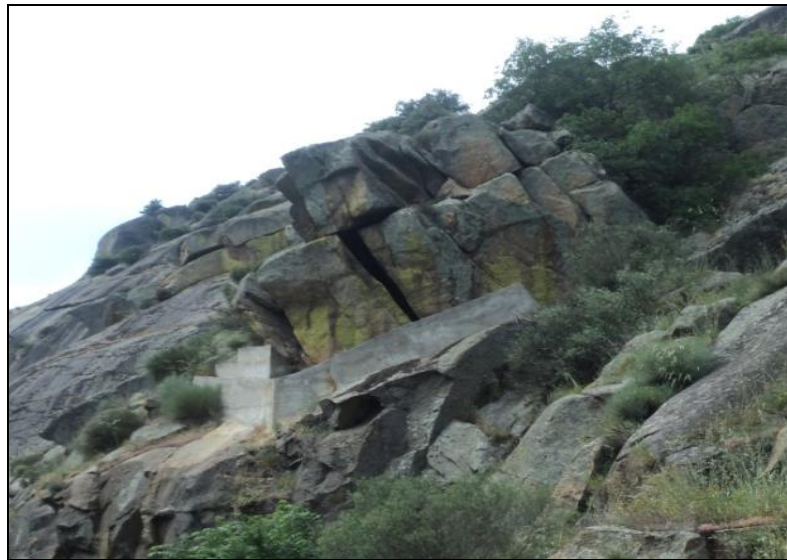


Figura 3.21 – Deslizamento e “toppling”.

Analisando a projeção estereográfica do talude 2 (figura 3.22), verifica-se que não existe risco de rotura por toppling, uma vez que, nem os polos das diaclases, nem parte das envolventes de probabilidade das famílias das diaclases estão inseridas na área de risco definida pelo plano 3, verde, que representa o limite de escorregamento (ϕ) e o contorno, representado a rosa claro (figura 3.22).

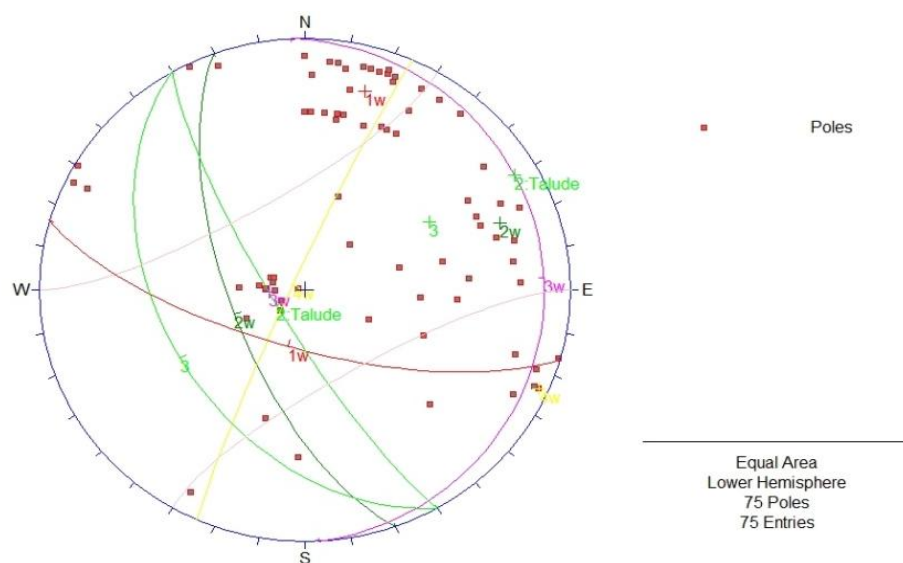


Figura 3.22 – Análise de rotura por toppling no talude 2 (programa “DIPS”).

- **Análise de rotura planar**

Para que ocorra rotura planar é necessário que (figura 3.23):

- O bloco será estável se $|\alpha_p - \alpha_f| > 20^\circ$;
- um bloco planar potencialmente instável é caracterizado por ter um pendore menor que a face ($\psi_p < \psi_f$)
- o mergulho do plano de fratura deve ser maior que o seu ângulo de atrito ($\psi_p > \phi$);
- superfícies de liberdade que propiciem resistência desprezível devem estar presentes no maciço para definir superfícies laterais de escorregamento.

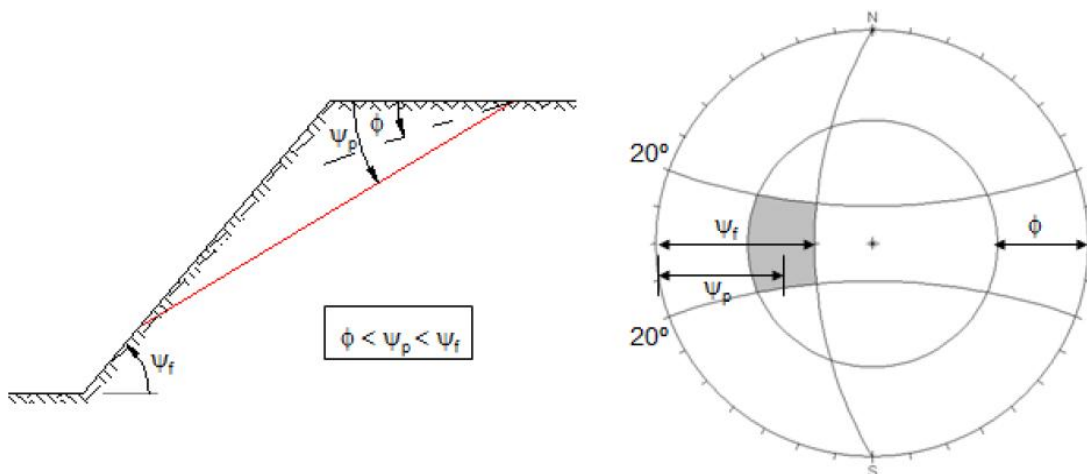


Figura 3.23 – Critérios de rotura planar (adaptado de Hoek & Bray, 1981).

Como se pode observar nas figuras 3.24 e 3.25, a projeção foi realizada em função da concentração dos polos das diaclases, onde a elipse verde contorna os polos das discontinuidades que afloram na face do talude, o círculo rosa claro circunda qualquer polo de discontinuidades com mergulho inferior ao ângulo de atrito (35°) e, o contorno de 20° representa o paralelismo com a face do talude.

Concluindo, a área definida representa o posicionamento de polos de diaclases em potencial instabilidade.

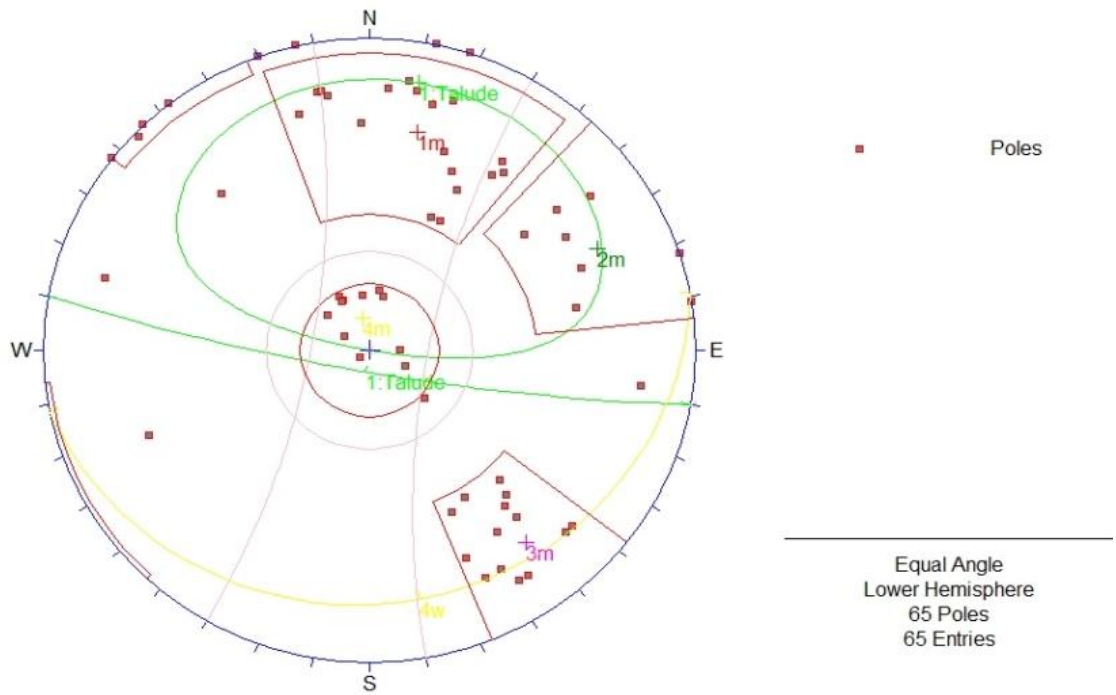


Figura 3.24 – Análise de rotura planar no talude 1 (programa “DIPS”).

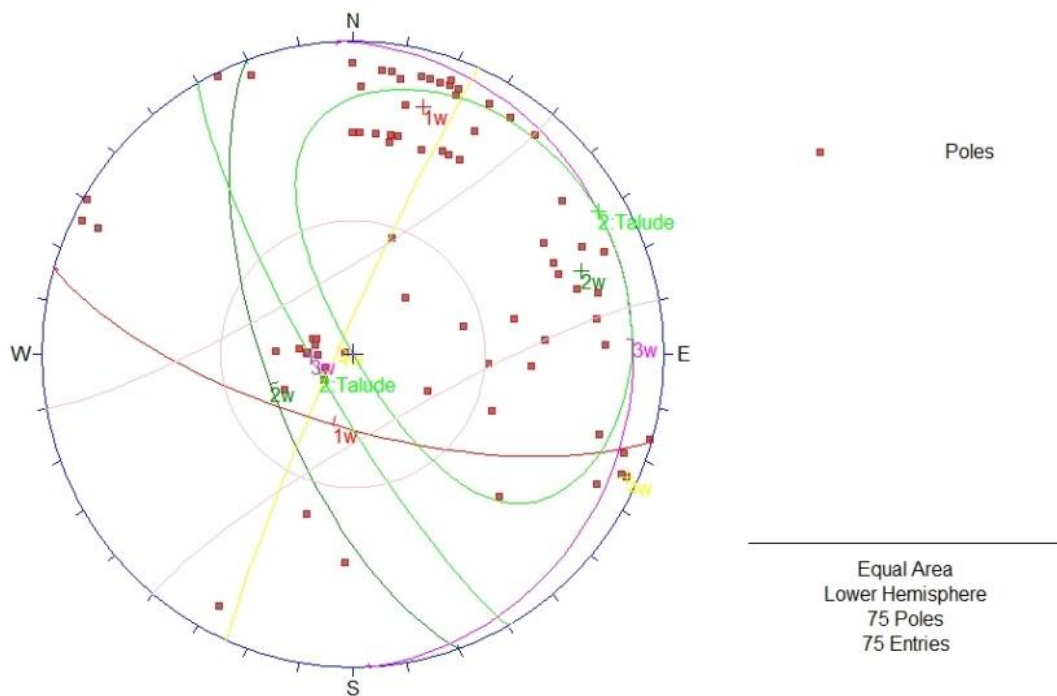


Figura 3.25 – Análise de rotura planar no talude 2 (programa “DIPS”).

Relativamente à rotura planar no talude 1 (figura3.24) verifica-se que os polos das diaclases da família 1 se encontram dentro da zona de risco de rotura planar. Na figura 3.25, verificamos que os polos das diaclases da família 2 também se encontram dentro da zona de risco de rotura planar para o talude 2. Para uma análise global das famílias que podem potenciar rotura planar foi elaborada uma tabela resumo (tabela 3.1).

Zona 1 - Talude 1				Zona 2 - Talude 2			
Famílias de Descontinuidades		Plano de Observação (Traverse)		Famílias de Descontinuidades		Plano de Observação (Traverse)	
DIP	Dip Direction	DIP	Dip Direction	DIP	Dip Direction	DIP	Dip Direction
71	192	82	190	71	196	80	240
75	245	82	190	67	250	80	240
76	322	82	190	11	087	80	240
12	169	82	190	86	295	80	240

Tabela 3.1 – Resumo das famílias de descontinuidades que podem potenciar rotura planar (assinaladas a vermelho).

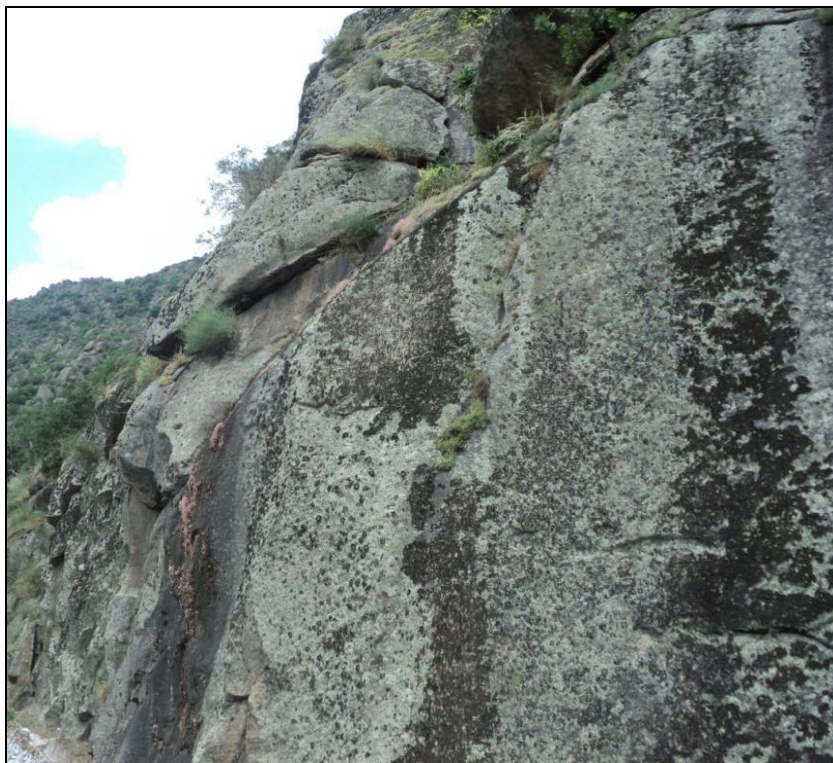


Figura 3.26 – Bloco seccionado em risco de queda (talude 2).

Para a análise do coeficiente de segurança, considerou-se para as diaclases um ângulo de atrito residual de 35º, coesão nula e sem presença de água.

Com base numa média da continuidade observada, definiu-se a dimensão dos blocos analisados, de 1, 6, 19, 45 e 88 toneladas e utilizando a fórmula:

$$FS = \frac{c.A + (W \cdot \cos \alpha - U) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha}$$

onde:

c.A é a força resistente devida à coesão no plano de deslizamento;

W.cos α é a componente estabilizadora do peso (normal à superfície de deslizamento);

(W.cos α - U). tan φ é a força resistente ao atrito no plano de deslizamento;

W.sin α é a componente do peso tendente a provocar o deslizamento (paralela à superfície de deslizamento).

Zona 1 - Talude 1				Zona 2 - Talude 2			
Famílias de Descontinuidades		Análise		Famílias de Descontinuidades		Análise	
DIP	Dip Direction	Peso	FS	DIP	Dip Direction	Peso	FS
71	192	1	0,24	67	250	1	0,30
		6	0,24			6	0,30
		19	0,24			19	0,30
		45	0,24			45	0,30
		88	0,24			88	0,30

Tabela 3.2 – Resultado da análise do FS para rotura planar.

Através da tabela resumo da análise do FS (tabela 3.2), verificamos que o fator de segurança se situa nos 0,24, um valor muito baixo, uma vez que o valor mínimo recomendável para o FS é 1.5.

A figura 3.26 ilustra o risco existente de rotura planar observada no talude 2.

- **Análise de rotura por cunha**

A análise de rotura por cunha é realizada em função da interseção entre os planos das famílias componentes do sistema de fraturamento do maciço rochoso.

Uma vez determinadas as interseções, tem-se a orientação do vetor de mergulho da cunha e, conseqüentemente, a direção de deslizamento ditado pela coexistência dessas duas famílias. Percebe-se que, como a direção de deslizamento é comandada pelo confinamento lateral que as próprias famílias de diaclases impõem, não há uma tolerância de paralelismo com a face do talude. Basta então que o vetor de interseção aflore na face do talude tenha mergulho superior ao valor do ângulo de atrito (figura 3.27).

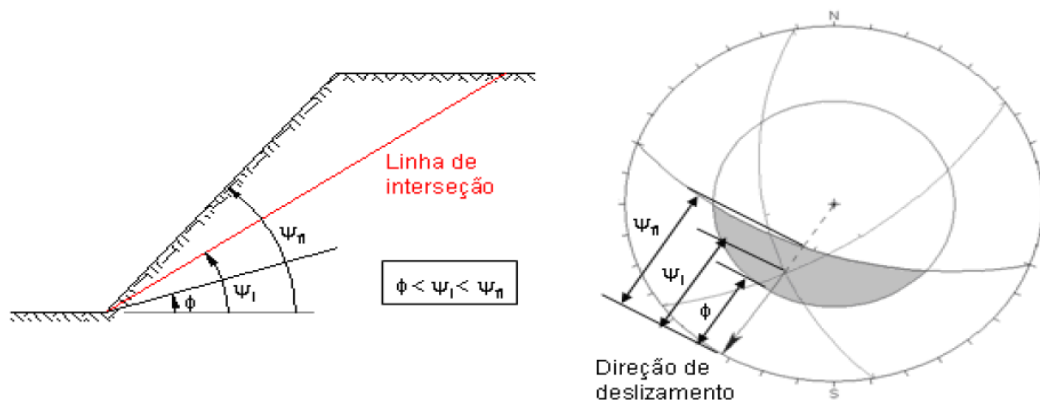


Figura 3.27 – Condições de rotura por cunha (adaptado de Hoek & Bray, 1981).

Como se pode observar na figura 3.28, a rotura em cunha, ao contrário da rotura planar, não é realizada em função da elipse que contorna os polos das diaclases, mas da interseção entre os planos das famílias de diaclases.

Aqui a área de risco é definida pelo plano do talude, verde, e o círculo rosa claro, ângulo de atrito (35°) que circundam a interseção entre as famílias de diaclases.

Verificamos que a instabilidade de blocos, devido à formação de cunhas é bastante provável. Como se pode observar existem duas intersecções de planos de diaclases propícios a provocar situações de rotura, famílias 1 e 2 e as famílias 1 e 3.

Durante o trabalho de campo também se verificou zonas onde a formação de cunhas é possível (figura 3.29).

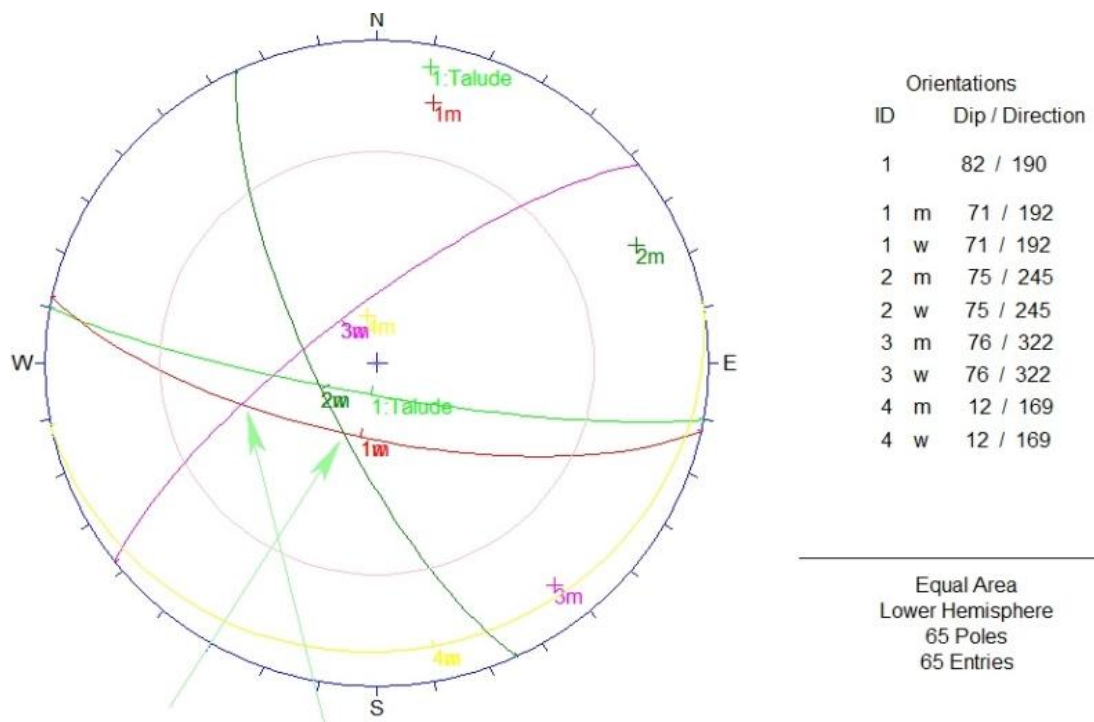


Figura 3.28 – Análise de rotura por cunha no talude 1 (programa “DIPS”).



Figura 3.29 – Zona exemplificativa de rotura em cunha e planar no talude 1.

Na figura 3.30, verificamos que, no caso do talude 2, a instabilidade de blocos devido à formação de cunhas também é bastante provável, aqui a interseção das famílias 1 e 2, famílias 1 e 4 e famílias 2 e 4 dentro da zona de risco definida pelo plano do talude, verde, e o círculo rosa claro, ângulo de atrito (35°) indicam um risco elevado de rotura em cunha. A figura 3.29 ilustra o risco existente de rotura por cunha e rotura planar observada no talude 1.

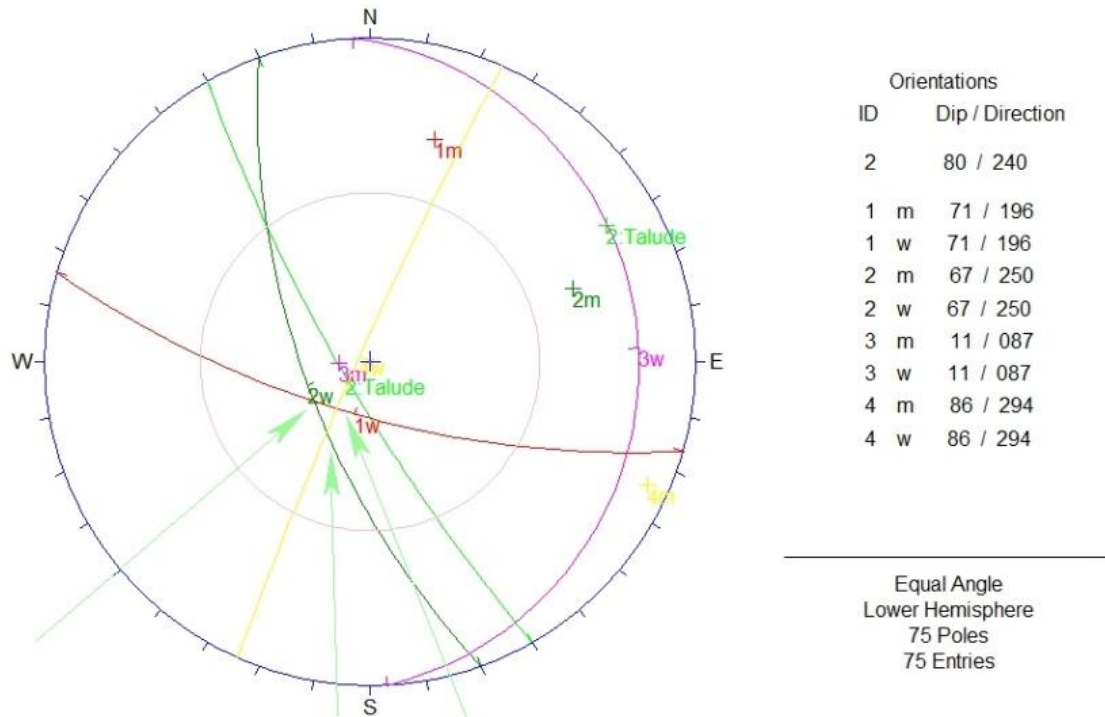


Figura 3.30 – Análise de rotura em cunhar no talude 2 (programa “DIPS”).

Zona 1 - Talude 1				Zona 2 - Talude 2			
Famílias de Descontinuidades		Plano de Observação (Traverse)		Famílias de Descontinuidades		Plano de Observação (Traverse)	
DIP	Dip Direction	DIP	Dip Direction	DIP	Dip Direction	DIP	Dip Direction
71	192	82	190	71	196	80	240
75	245	82	190	67	250	80	240
76	322	82	190	11	087	80	240
12	169	82	190	86	295	80	240

Tabela 3.3 – Resumo das famílias de descontinuidades que podem potenciar rotura em cunha (assinaladas a vermelho).

Na tabela 3.3, são assinaladas as famílias de descontinuidades que podem potenciar rotura em cunha, assim como na figura 3.31.



Figura 3.31 – Vista de zonas de potencial rotura no talude 2.

Para analisar o FS na rotura em cunha, também se considerou não existir coesão nem presença de água, e, independentemente da altura e orientação do talude, utilizou-se os ábacos de Hoek e Bray (1981) permitindo obter o coeficiente de segurança a partir dos valores da direção dos planos.

$$FS = A \operatorname{tg} \phi_a + B \operatorname{tg} \phi_b$$

Os coeficientes adimensionais A e B são obtidos a partir dos ábacos, e têm a vantagem de se obter a partir de dados de campo.

Para se obter FS, em primeiro lugar calculamos a diferença entre o pendor dos planos que se intersectam, como valor obtido seleccionamos o abaco correspondente.

Posteriormente calcula-se a diferença do azimute dos planos, registamos este valor na linha das abscisas do ábaco para o parâmetro A (figura 3.33a), para determinar o valor de A.

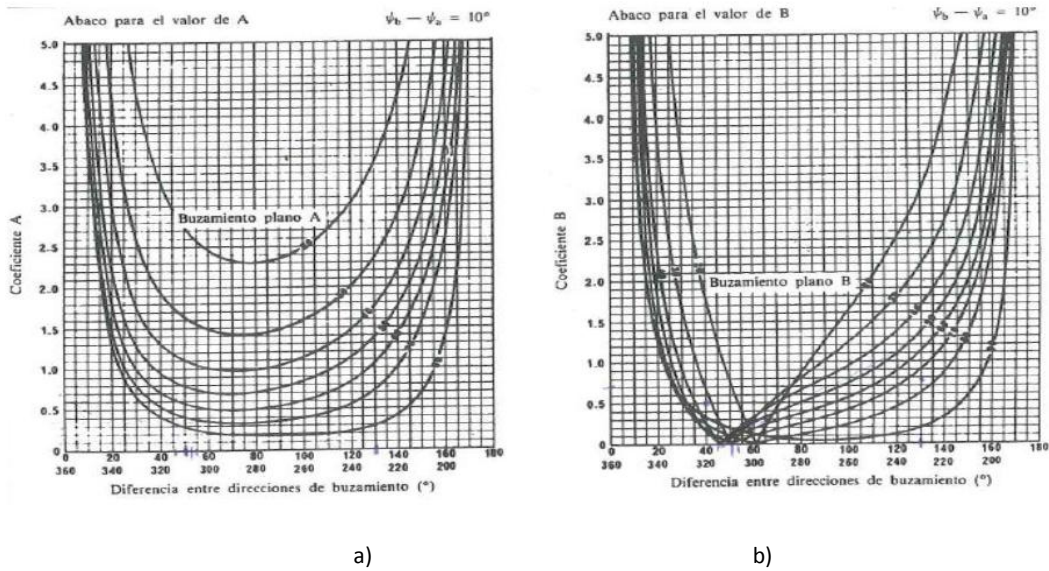


Figura 3.32 – Ábacos para rotura em cunha para diferença entre ângulos de pendur de 10° a) Parâmetro A b) Parâmetro B (Hoek & Bray, 1981).

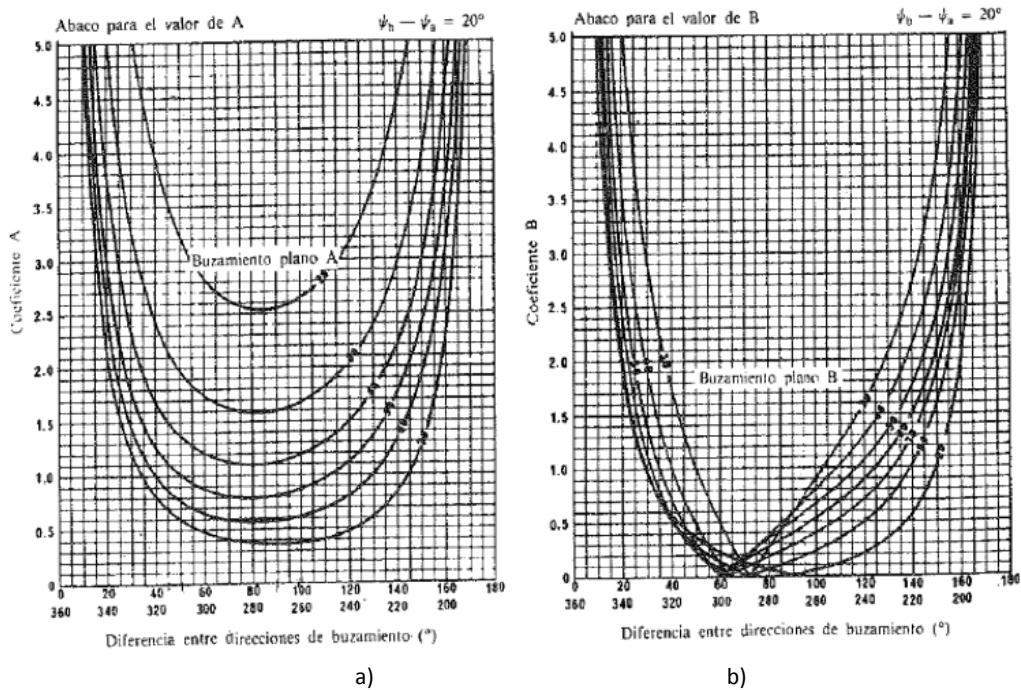


Figura 3.33 – Ábacos para rotura em cunha para diferença entre ângulos de pendur de 20° a) Parâmetro A b) Parâmetro B (Hoek & Bray, 1981).

O mesmo procedimento é efetuado para calcular o valor de B (figura 3.33b), a partir da diferença entre os ângulos Dip Direction, mas no ábaco B.

Os resultados obtidos na tabela 3.4 tiveram como base os abacos das figuras 3.32 e 3.33.

Zona 1 - Talude 1				Zona 2 - Talude 2			
Famílias de Descontinuidades		Análise		Famílias de Descontinuidades		Análise	
DIP	Dip Direction	ϕ	FS	DIP	Dip Direction	ϕ	FS
71	192	35	0,31	71	196	35	0,33
75	245	35		67	250	35	
71	192	35	0,56	71	196	35	0,32
76	322	35		86	295	35	
				67	250	35	0,40
				86	295	35	

Tabela 3.4 – Resultado da análise do FS para rotura por cunha.

Não considerar a coesão, não afeta negativamente o FS, mas a presença de água pode diminuir fortemente o FS.

No nosso caso, que desprezamos tanto a coesão como a presença de água para calcular o FS, verificou-se valores de FS inferiores a 1,5, não sendo necessário recorrer a verificações, uma vez que mesmo considerando o terreno completamente seco os valores de FS são menores do que 1,5.

**CAPÍTULO IV
CONCLUSÕES**

4. CONCLUSÕES

Com o trabalho desenvolvido pretendeu-se realçar a importância do estudo das descontinuidades numa fase preliminar de um projeto de estabilização.

Para esse efeito, foram estudados os diferentes tipos de roturas possíveis, aplicadas a um caso de estudo, dois taludes, pertencentes a um maciço rochoso granítico, designado granito de Campelos e localizado na margem do rio Douro, na zona do Alto Douro Vinhateiro.

Foi efectuado um reconhecimento geotécnico de superfície no qual foram analisados vários aspetos tais como o grau de fracturação e estado de meteorização do maciço rochoso, assim como as propriedades geométricas e físicas das descontinuidades, e posteriormente foi feita a análise através do *software* "DIPS", versão 5.0 da Rocscience.

Foi possível verificar que, a rotura planar e por cunha são os tipos de rotura admissíveis para os taludes de estudo, e estes mecanismos foram confirmados através das observações realizadas no campo.

Relativamente à rotura planar, verifica-se que no talude 1, com orientação $82^{\circ}/190^{\circ}$, a família 1 com orientação $71^{\circ}/192^{\circ}$ se encontram dentro da zona de risco.

Já no talude 2, com orientação $80^{\circ}/240^{\circ}$, existe o risco de rotura planar para a família 2, com orientação $67^{\circ}/250^{\circ}$.

Verificamos que a instabilidade de blocos devido à formação de cunhas é possível através das famílias de diaclases 1 ($71^{\circ}/192^{\circ}$) e 2 ($75^{\circ}/245^{\circ}$); as famílias de diaclases 1 ($71^{\circ}/192^{\circ}$) e 3 ($76^{\circ}/322^{\circ}$) no talude 1.

No caso do talude 2, a instabilidade de blocos devido à formação de cunhas é possível através das famílias de diaclases 1 ($71^{\circ}/196^{\circ}$) e 2 ($267^{\circ}/250^{\circ}$); famílias de diaclases 1 ($71^{\circ}/196^{\circ}$) e 4 ($86^{\circ}/294^{\circ}$) e famílias de diaclases 2 ($267^{\circ}/250^{\circ}$) e 4 ($86^{\circ}/294^{\circ}$).

Há que ter em consideração que esta avaliação deve ser indicativa devido à quantidade de dados disponíveis, devido às zonas do talude que não puderam ser alvo de levantamento e devido ao padrão de distribuição das diaclases ao longo do talude, que não é homogéneo.

Assim, tendo em conta todos os valores obtidos, e dado o risco de rotura planar e em cunha, será adequado implementar medidas de estabilização de taludes para anular o risco de queda de blocos.

Existem várias técnicas que podem ser utilizadas e combinadas de modo a obter soluções satisfatórias para estabilizar um talude potencialmente instável.

A nível de estabilização taludes rochosos, atualmente, o método mais utilizado e também mais económico é um sistema de redes de proteção com pregagens, como já foi anteriormente descrito.

Atendendo à localização da zona de estudo, surge a necessidade de implementar soluções e metodologias de estabilização que consigam, por um lado, ser o mais estáveis possíveis, e por outro, revelarem-se compatíveis com o meio envolvente, a nível de impacto paisagístico, uma vez que estamos na região do Alto Douro Vinhateiro, e com os meios capazes de serem mobilizados para o local.

Verifica-se que a solução mais adequada para os taludes de escavação será um sistema de redes de tripla torção pregadas e nas zonas com blocos de elevadas dimensões em risco de queda, estas redes devem ser reforçadas com cabos de aço.

Para as zonas onde não é viável aplicar rede, como por exemplo zonas mais afastadas de difícil acesso, e existam blocos de elevada dimensão em risco de queda, pode optar-se pela aplicação de pregagens pontuais.

Nas zonas mais a montante, na vertente, as barreiras dinâmicas são a solução mais adequada para proteger a zona de desprendimentos de blocos ao longo da vertente.

BIBLIOGRAFIA

- Barton, N, Lien, R., Lunde, J.. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Springer Verlag. 1974.
- Barton, N, Choubey, V.. The shear strength of rock joints in the theory and practice. Rock Mechanics. 1977.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C. Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symposium on rock mechanics. Berkeley. 1982.
- Bieniawski, Z.T.. Engineering Classification of Jointed rock masses. South African Journal of Civil Engineers. 1973.
- Bieniawski Z.T.. Mechanism of brittle rock fracture: part 1 - theory of the fracture process. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical abstracts, 1967.
- Bieniawski, Z.T.. Engineering Rock Mass Classification. John Wiley & Sons. New York. 1989.
- Feijó, R.J.. Monitorização de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado. Tese de Doutoramento em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.
- Folque, J.. Algumas notas sobre solos reforçados. LNEC, Lisboa, 1989.
- GEG, Memória Descritiva – Projecto de Estabilização do Talude ao km 142+500. Porto. 2010.
- Goodman R. E. - Methods of geological engineering in discontinuous rocks – West Publishing Co.. St. Paul. 1976.
- Goodman, R.E., Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons. New York. 1989.
- Hoek, E., Brown, E.T., Underground excavation in rock. The Institution of Mining and Metallurgy. London. 1980.
- Hoek, E., Bray, J.W., Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy. London. 1981.

- Hoek, E.. Rockfall - A program in basic for the analysis of rockfalls from slopes. Golder and associates, Vancouver B.C.. 1987.
- Hoek, E.. Practical Rock Engineering, Cap. 4 "Shear strength of discontinuities". 2007.
Disponível em: http://www.rocsience.com/education/hoeks_corner. Acesso em Março de 2013.
- ISRM, Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. abstr.. 1978.
- ISRM, Rock Characterization. Testing and monitoring. ISRM Suggest. Brow, E. T., Commision on testing and monitoring. International Society for Rock Mechanics .Pergamon Press.1981.
- Julivert, M., Fontboté, J., Ribeiro, A., Conde, L., Memória Explicativa del Mapa Tectónico da la Península Ibérica y Baleares. Inst. Geol.Min. Espanha, Madrid. 1974.
- Ribeiro, A., Contribution à l'étude tectonique de Trás-os-Montes Oriental. Men.Serv.Geol. Portugal, Lisboa. 1974.
- Perroud, H., Van Der Voo, R. e Bonhommet, N., Paleozoic evoluton of the Armorica plate on the basis of paleomagnetic data. Geology, 12. 1984.
- Priest, S.D., Hudson, J.A.. Discontinuity frequency in rock masses. Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr. 20, nº 2. 1983.
- Requetim, L., Pinho, A., Duarte, I., Lopes, L., Valente, A.. Análise da estabilidade de um talude de escavação em Odemira. VII Congresso Nacional de Geologia, Universidade de Évora. 2006.
- Romana M..A geomechanical classification for slopes: slope mass rating. Rock Testing and Site Characterization, 3. 1993.
- Silva, A.F., Ribeiro, A. – Trust Tectonics of Sardic Age in the Alto Douro Region. Comum. Serv. Geol. Portugal,Lisboa. 1985.
- Silva, A.F., Rebelo, J.A., Ribeiro, M.L. – Carta Geológica de Portugal e Notícia Explicativa da Folha 11-C - Torre de Moncorvo. Escala 1:50 000. Lisboa, 1989.
- Tutorial Dips. Disponível em www.rocsience.com. Acesso em 16 de Junho de 2011.

- Vallejo, L.I.G., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. – Ingeniería Geológica. Pearson Educación. Madrid. 2002.
- Wyllie, D.C., Mah, C.W. – Rock slope engineering : civil and mining. London. Spon Press. 2004

ANEXOS

Atitude		Descont.	Alter.	Espaça	Contín.	Rugos.	Abertura	Preench.	Água
Direction	Dip.(°)			(mm)	(m)		(mm)		
1º Talude									
190 / 82									
20	80	Falha							
258	66	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
214	68	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
214	72	Diaclase	W2	200-600	3-10	PL	0,25-0,5	não	não
204	64	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
239	70	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
232	62	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não

068	72	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
050	04	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
312	26	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
294	14	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
330	78	Diaclase	W3	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	sim
312	80	Diaclase	W3	200-600	3-10	ON	0,5 – 2,5	sim	sim
326	82	Diaclase	W3	200-600	3-10	ON	0,5 – 2,5	sim	sim
334	78	Diaclase	W3	60-200	3-10	ON	0,5 – 2,5	sim	sim
328	58	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
320	66	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
316	60	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
318	64	Diaclase	W2	20-	3-10	ON	0,1 –	não	não

				60			0,25		
320	70	Diaclas e	W2	200- 600	1-3	ON	0,25- 0,5	não	não
326	70	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
334	60	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
328	82	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
314	80	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
270	11	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
336	72	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
232	72	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
278	80	Diaclas e	W2	200- 600	10- 20	ON	0,25- 0,5	não	não
314	80	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,5- 2,5	sim	não
248	70	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não

198	90	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
136	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
128	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
142	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
160	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
252	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
167	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
261	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
192	90	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
216	70	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
200	68	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
208	50	Diaclase	W2	20-	3-10	ON	0,25-	não	não

				60			0,5		
208	60	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
204	50	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
164	76	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
169	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
184	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
189	22	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
194	20	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
174	20	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
178	72	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
188	82	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
234	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não

194	78	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
190	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
198	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
171	79	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
170	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
106	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
138	68	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
134	89	Diaclase	W2	60-200	3-10	PL	0,25-0,5	sim	não
131	19	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
152	22	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
153	20	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
152	20	Diaclase	W2	20-	3-10	ON	0,25-	sim	não

				60			0,5		
124	10	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
058	78	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
050	80	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
057	75	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
180	00	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
088	90	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
038	20	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
064	44	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
240	40	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
2ºTalude									
240 / 80									
296	22	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5		

294	86	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5		
288	72	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
294	84	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
290	82	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
314	55	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
286	89	Diaclase	W2	200-600	10-20	ON	0,25-0,5	sim	não
298	78	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
292	40	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
016	44	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
002	56	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
028	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
048	10	Diaclase	W2	200-	3-10	ON	0,25-	sim	não

				600			0,5		
063	08	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
092	12	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
062	20	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
088	09	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
096	14	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
116	80	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
092	20	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
110	11	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
112	10	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
104	02	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
104	10	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não

116	86	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
120	88	Diaclase	W2	200-600	10-20	ON	0,25-0,5	sim	não
209	70	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
202	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
204	60	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
206	60	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
204	60	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
200	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
196	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
192	70	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
186	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
186	60	Diaclase	W2	200-	3-10	ON	0,25-	não	não

				600			0,5		
190	78	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
192	70	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
190	60	Diaclas e	W2	200- 600	1-3	ON	0,25- 0,5	não	não
182	60	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
180	60	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
202	78	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
249	60	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
248	76	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
246	60	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
240	60	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
220	80	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não

224	20	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
209	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
200	82	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
266	52	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
245	70	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
258	44	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
254	64	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
256	70	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
262	68	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
268	70	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
274	36	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
274	48	Diaclase	W2	20-	3-10	ON	0,25-	sim	não

				60			0,5		
256	30	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
154	88	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
196	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
182	74	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
180	82	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
198	80	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
199	58	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
192	60	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
234	72	Diaclase	W2	200-600	3-10	PL	0,25-0,5	sim	não
190	58	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
188	80	Diaclase	W2	20-60	3-10	ON	0,25-0,5	não	não

160	84	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
194	80	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
199	32	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
209	60	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
214	80	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
160	64	Caixa de falha							
302	70	Diaclas e	W4	600- 2000 0	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não
070	80	Diaclas e	W4	600- 2000 0	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
130	26	Diaclas e	W4	600- 2000 0	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
026	70	Diaclas e	W2	600- 2000	3-10	ON	0,25- 0,5	sim	não

				0					
172	82	Diaclase	W2	600-20000	10-20	ON	0,25-0,5	não	não
082	86	Diaclase	W2	600-20000	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
050	90	Diaclase	W2	600-20000	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
118	90	Diaclase	W2	600-20000	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
010	80	Diaclase	W2	600-20000	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
042	46	Diaclase	W2	60-200	10-20	PL	0,5 – 2,5	sim	não
312	80	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
200	42	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
180	48	Diaclase	W2	60-200	10-20	PL	0,5 – 2,5	sim	não

006	64	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
082	90	Diaclase	W2	60-200	10-20	PL	0,5 – 2,5	sim	não
134	80	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
160	50	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
100	80	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
168	85	Diaclase	W2	60-200	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
84	86	Diaclase	W3	6-20	3-10	PL	0,1-0,25	não	não
202	48	Diaclase	W3	6-20	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
298	84	Diaclase	W3	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	sim	não
184	72	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
360	76	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-0,5	não	não
238	30	Diaclase	W2	200-600	3-10	ON	0,25-	não	não

							0,5		
230	90	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	PL	0,25- 0,5	sim	não
116	86	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
222	76	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
162	86	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
264	84	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
024	84	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
298	88	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
360	76	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
238	30	Diaclas e	W2	20- 60	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não
058	78	Diaclas e	W2	200- 600	3-10	ON	0,25- 0,5	não	não