

Diana Magina Gonçalves

Licenciada em Engenharia Geológica

Reabilitação de taludes de escavação em rochas de baixa resistência na ER 266

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientadora: Doutora Eng.^a Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.^a auxiliar, FCT/UNL

Co-orientadora: Dr.^a Ana Isabel Sousa Rosa, Técnica superior- Estradas de Portugal S.A.

Júri

Presidente: Doutor Eng.^o Fernando Farinha da Silva Pinho, Prof. auxiliar da
FCT/UNL

Arguente: Mestre Bernardo Pereira Bastos Monteiro, Técnico superior – Estradas
de Portugal S.A.;

Vogal: Doutora Eng.^a Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.^a auxiliar da
FCT/UNL

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Setembro 2014

Reabilitação de taludes de escavação em rochas de baixa resistência na ER 266

Copyright@ Diana Magina Gonçalves, 2014

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou em forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Esta dissertação foi escrita com o antigo Acordo Ortográfico

“É na experiência da vida que o homem evolui”

Harvey Spencer Lewis

Agradecimentos

Ao longo desta dissertação, foram várias e às instituições e pessoas que me apoiaram e deram um valioso contributo para a sua realização e para a minha aprendizagem, pelo que quero expressar os meus sinceros agradecimentos:

- ✓ À Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, que me acolheu e que me proporcionou a uma educação de qualidade, assim como ao departamento Ciências da Terra por contribuir para a minha formação profissional;
- ✓ As Estradas de Portuga S.A., desde a Dona Manuela e a Dona Alcinda que me acompanharam todos os dias e que disponibilizaram um lugar para eu ficar durante toda a minha pesquisa, à Dra. Maria Alexandra Mesquita que sempre que foi solicitado arquivos se disponibilizou a entrega-los com um sorriso, ao Dr. Bernardo Monteiro pelos conselhos e bibliografia cedida e a Dr. Ana Rosa Sousa, minha co-orientadora pela sua disponibilidade, amizade e ensinamentos. Por fim, a todos do grupo de Geotecnia um muito obrigada, pois foram um grande apoio para o desenvolvimento desta dissertação e da minha aprendizagem em infra-estruturas rodoviárias;
- ✓ À minha orientadora, Professora Doutora Eng.^a Ana Paula Fernandes da Silva, pela colaboração, ensinamentos, bibliografia, aconselhamento, disponibilidade, amizade e a todo poio prestado para a elaboração desta dissertação, sem a professora eu não teria conseguido...
- ✓ Ao professor Doutor Pedro Lamas que se disponibilizou de imediato para me ajudar nos ensaios de laboratoriais e bibliografia;
- ✓ Aos meus pais que estiveram sempre presentes e disponíveis para me ajudar em tudo, com uma palavra de alento, incentivo e um sorriso na cara. Bem sei, o esforço que fizeram para me poderem proporcionar uma formação superior em engenharia, sempre confiantes de que iria conseguir ultrapassar todos os obstáculos que iriam surgir ao longo desta jornada, desta forma, agradeço-lhes do fundo do coração tudo o que têm feito por mim ao longo destes anos;
- ✓ Aos meus amigos que estiveram sempre presentes e que me deram sempre o apoio necessário e aquele abraço quando mais precisava.

Porque quando se realiza um trabalho desta natureza, apercebemo-nos realmente quem nos apoia, quer nos momentos mais difíceis em que pensamos em desistir, quer nos momentos em que se dá um pequeno passo e parece que descobrimos um novo mundo!

Por fim, gostaria acima de tudo mostrar a minha gratidão a todos que de forma directa ou indirecta, contribuíram para a presente dissertação, para a minha aprendizagem e pessoa que sou. A todos eles, um muito obrigado!

Aos meus avôs, Ilídio e Manuel

Resumo

A presente dissertação aborda a problemática da reabilitação de taludes de escavação em maciços de baixa resistência. Para o efeito foi estudado um trecho da estrada regional 266 (ER 266), executada nos anos 40 do século passado, que deve a sua construção à necessidade de ligação da estação de caminhos-de-ferro de Luzianes Gare à vila algarvia de Monchique. Esta estrada insere-se em terrenos xistentos/pelíticos da Formação de Mira (Grupo de Flysch do Baixo Alentejo), desenrolando-se o traçado em grande parte da sua extensão em escavação, sendo frequentes os taludes com altura superior a 5 m e com pendentes da ordem de 50°, cuja estabilidade é essencialmente comandada pela compartimentação do maciço rochoso e pelas especificidades das rochas de baixa resistência que os constituem

É analisada a situação de estabilidade dos taludes de escavação em vários trechos da ER 266, quer de taludes já intervencionados, onde se verificou a ocupação da via pelos materiais deslocados, quer de outros cujo reforço ainda não foi implementado. Definem-se as características geométricas, físicas e mecânicas dos taludes analisados, efectua-se uma análise expedita da susceptibilidade ao movimento para cada um, com uma avaliação quantitativa do factor de segurança global e do risco associado ao evento. Posteriormente, estabelece-se uma metodologia de intervenção para as situações mais relevantes estudadas, propondo-se um conjunto de potenciais soluções para as mesmas, abordando a adequação da técnica de estabilização ao maciço em causa, e às características da via em estudo (tipo de via, a sua localização e o respectivo tráfego), tendo por objectivo ser um contributo válido na gestão da manutenção de taludes rodoviários.

Por fim, referem-se as principais conclusões relativas a intervenções de reabilitação de taludes de escavação em condições similares, em terrenos de baixa resistência.

Palavras-chaves: Taludes de escavação, rochas de baixa resistência, estradas, instabilização, reabilitação

Abstract

This dissertation refers to the problem of rehabilitation of road cut slopes in weak rocks. For a case study, the regional road 266 (ER 266), constructed on the last century 40's to link the railway station of Luzianes to Monchique at the Algarve, was selected. This road crosses the Formation of Mira in much of its length (Group of the Lower Alentejo Flysch (GFBA), composed mainly of slates and pelitic rocks with interbedded grauwaques, essentially by excavations, with frequent cut slopes rising above 5 m height and dipping frequently 50°; their stability is controlled by the discontinuities of the rock mass and other specificities of the low resistance rocks which conform them.

The excavation slopes stability situation is analyzed in several stretches of the ER 266, between km 3+025 and 8+025; some of them have already undergone rehabilitation works, others have slide and the displaced materials occupy part of the way, and some others haven't yet been studied. A summary of the geometrical, physical and mechanical characteristics of the analyzed slopes is presented, and an expedited analysis of their instability, with a quantitative assessment of their overall safety factor and the associated risk, are also carried out. Afterwards, a methodology of intervention for the most relevant instability situations registered is established, addressing their adequacy to the rock mass and the road way types (type of route, its location and its traffic).

Finally, the main findings are discussed aiming to contribute to the future rehabilitation of regional roads cut slopes in weak rocks.

Key words: Slopes excavation, weak rocks, roads, slope instability, rehabilitation

Índice

Agradecimentos	VII
Resumo	IX
Abstract	XI
Abreviaturas, siglas e símbolos	XXIII
1. Introdução	- 1 -
1.1. Enquadramento do tema.....	- 1 -
1.2. Objectivos e metodologia.....	- 2 -
1.3. Organização da dissertação	- 4 -
2. Revisão da literatura - Rochas de baixa resistência	5
2.1. Definições	5
2.2. Caracterização geotécnica	6
2.2.1. Características das discontinuidades	8
2.2.2. Atitude	8
2.2.3. Persistência	8
2.2.4. Espaçamento	9
2.2.5. Grau de fracturação	9
2.2.6. Abertura	10
2.2.7. Rugosidade.....	10
2.2.8. Enchimento	11
2.2.9. Resistência das paredes	11
2.2.10. Resistência ao corte - <i>tilt test</i>	12
2.2.11. Percolação de água	12
2.3. Desmonte de maciços rochosos	13
2.4. Factores de instabilização de taludes.....	14
2.5. Mecanismos de rotura	16
2.5.1. Deslizamento em cunha	17
2.5.2. Deslizamento planar.....	18
2.5.3. Tombamento (<i>toppling</i>).....	19
2.5.4. Cálculo do factor de segurança	20

2.5.4.1. Factor de segurança para roturas planares (FS _P).....	21
2.5.4.2. Factor de segurança para roturas em cunha (FSC)	23
2.6. Índice de GSI.....	24
2.7. Índice SMR.....	28
2.8. Risco potencial de instabilização em taludes de escavação	30
2.9. Medidas mitigadoras.....	33
2.9.1. Enquadramento	33
2.9.2. Correção.....	36
2.9.3. Reforço.....	38
2.9.3.1. Betão projectado	38
2.9.3.2. Ancoragens.....	38
2.9.3.3. Muros de suporte	40
2.9.4. Protecção	42
2.9.4.1. Muros de pedra arrumada.....	42
2.9.4.2. Malhas de arame e redes	42
2.9.4.3. Valas de retenção ou vala de Ritchie	44
2.9.5. Drenagem.....	45
2.9.5.1. Drenagem superficial	46
2.9.5.2. Drenagem interna.....	47
2.10. Observação e manutenção	49
3. Caso de Estudo – A ER 266	51
3.1. Enquadramento geográfico e climatérico	51
3.2. Enquadramento geológico	53
3.3. Características litológicas e estruturais	56
3.4. Enquadramento tectónico.....	58
3.5. Enquadramento hidrogeológico.....	59
3.6. Projecto original da ER 266	59
3.7. ER 266 no presente	60
3.7.1. Ocorrências de instabilização detectadaso	60
3.7.2. Trabalhos de estabilização desenvolvidos	62
4. Estudos no terreno	65

4.1. Metodologia adoptada.....	66
4.2. Resultados obtidos e a sua discussão	69
4.2.1. Talude	170
4.2.2. Talude 2	72
4.2.3. Talude 3	75
4.2.3.1. Zona 3.1.....	77
4.2.3.2. Zona 3.2.....	78
4.2.3.3. Zona 3.3	79
4.2.3.4. Zona 3.4.....	81
4.2.3.5. Zona 3.5	83
4.2.3.6. Síntese do Talude 3.....	84
4.2.4. Talude 4.....	85
4.2.4.1. Zona 4.1	87
4.2.4.2. Zona 4. 2	88
4.2.4.3. Zona 4.3.....	89
4.2.4.4. Zona 4.4.....	90
4.2.4.5. Zona 4.5	92
4.2.4.6. Zona 4.6	93
4.2.4.7. Síntese do Talude 4.....	94
4.2.5. Talude 5	94
4.2.5.1.Zona 5.1.....	96
4.2.5.2.Zona 5.2.....	97
4.2.5.3.Zona 5.3	98
4.2.5.4.Zona 5.4	99
4.2.5.5.Zona 5.5	100
4.2.5.6. Síntese do talude 5.....	102
4.2.6. Talude 6	102
4.2.7. Talude 7	106
4.2.8. Talude 8	108
4.2.9. Talude 9	110
4.3. Síntese dos resultados obtidos	113
5. Projecto de Reabilitação	117
5.1. Avaliação do risco potencial de instabilidade.....	117

5.2. Reabilitação proposta	120
5.2.1. Talude 1	120
5.2.2. Talude 2	121
5.2.3. Talude 3	121
5.2.4. Talude 4	122
5.2.5. Talude 5	124
5.2.6. Talude 6	124
5.2.7. Talude 7	125
5.2.8. Talude 8 e 9	125
5.3. Síntese das medidas mitigadoras	125
6. Considerações finais e propostas futuras.....	129
Referências bibliográficas	135
Anexos	143
Anexo I - Tabelas de temperatura e pluviosidade do distrito de Beja	
Anexo II - Fichas de caracterização do terreno	
Anexo III - Valores da dureza ao ressalto (martelo de Schmidt, tipo L)	
Anexo IV - Classificações empíricas utilizadas	
Anexo V - Resultados das classificações empíricas aplicadas ao caso de estudo	
Anexo VI - Cálculos do ângulo de atrito e coesão a partir do GSI e obtenção do ângulo de atrito no Til test	
Anexo VII - Factores de segurança globais: FSC e FSP	

Índice de figuras

Figura 1.1 - Fluxograma do trabalho desenvolvido numa primeira fase.....	3
Figura 1.2 - Fluxograma do trabalho desenvolvido numa segunda fase.....	3
Figura 2.1 - Classificação dos materiais em relação à resistência à compressão uniaxial.....	6
Figura 2.2 – Representação esquemática das descontinuidades.....	8
Figura 2.3 - Perfis de rugosidade.....	11
Figura 2.4 - Ensaio <i>tilt test</i> de uma amostra pelítica	12
Figura 2.5 - Ábaco de Tsiambaos & Saroglou (2010) para a avaliação da escavabilidade de maciços...	14
Figura 2.6 – Esquematização da geometria do talude para deslizamentos em cunha	18
Figura 2.7 -Roturas por cunhas em maciços pelíticos de baixa resistência	18
Figura 2.8 – Esquematização da geometria do talude exibindo rotura planar	19
Figura 2.9 - Aspectos de deslizamentos do tipo planar em maciços pelíticos de baixa resistência	19
Figura 2.10 – Esquema das condições cinemáticas necessárias para existir tombamento.....	20
Figura 2.11 – Esquematização das geometrias de rotura planar de um talude adaptado de.....	22
Figura 2.12 - Representação esquemática das componentes da força de ancoragem	23
Figura 2.13 – Ábaco de valores da constante K a partir da geometria da cunha	24
Figura 2.14 - Classificação de GSI para maciços heterogéneos e do tipo Flysch.....	27
Figura 2.15 - Cronograma de actividades para o planeamento de obras de estabilização	35
Figura 2.16 – Tipos de medidas de estabilizações de taludes rochosos.....	36
Figura 2.17 – Esquematização de diversos materiais instabilizados num talude que precisam de ser removidos.....	37
Figura 2.18 – Esquematização de um reforço de um talude por ancoragens activas e passivas.....	40
Figura 2.19 - Construção de um muro de gabiões	41
Figura 2.20 – Esquematização do funcionamento de um muro de pedra arrumada	42
Figura 2.21 – Rede metálica de protecção	43
Figura 2.22 - Comportamento do material instabilizado segundo o ângulo do talude	44
Figura 2.23 - Dimensionamento de uma vala de retenção de blocos.....	45
Figura 2.24 – Esquematização dos tipos de elementos de drenagem utilizados na estabilização de taludes rochosos	46
Figura 2.25 - Esquematização de um trecho com esporões drenantes	48
Figura 2.26 - Esquema de uma máscara drenante	49
Figura 3.1 - Infografia da localização do trecho.....	52
Figura 3.2- Valores de temperaturas médias mensais no distrito de Beja	53

Figura 3.3 - Valores de precipitação no concelho de Beja	53
Figura 3.4 - Mapa geológico da Zona Sul Portuguesa.....	54
Figura 3.5 - Infografia da Carta Geológica de Portugal, folha 7.....	55
Figura 3.6 - Perfil típico de alteração de rochas metamórficas	56
Figura 3.7 - Complexidade estrutural no GFBA, onde é possível observar vários dobramentos e os vários materiais envolvidos.....	57
Figura 3.8 - Queda de material na via ao km 6+850	61
Figura 3.9 - Problemas de instabilização observados ao km 6+750, fotografias de Fevereiro de 2014	62
Figura 4.1 - Mapa da localização dos trechos estudados.....	66
Figura 4.2 - Ábaco de Miller.....	68
Figura 4.3 – Esquema simplificado do comportamento dos taludes da ER 266, sentido Sul	69
Figura 4.4 – Aspectos de instabilidade no talude 1 em Junho de 2014	71
Figura 4.5 - Representação cinemática do talude 1.....	72
Figura 4.6 - Aspecto do talude 2 em Outubro de 2013, onde se observam roturas planares e obras de drenagem.....	73
Figura 4.7- Representação estereográfica do talude 2.....	74
Figura 4.8 - Projecção estereográfica e análise cinemática para o Talude 3	76
Figura 4.9 – Aspecto da 1ª zona do Talude 3, em Junho de 2014	78
Figura 4.10 – Aspecto da 2ª zona do Talude 3 em Junho de 2014.....	78
Figura 4.11 – Aspecto da 3ª zona do Talude 3 em Junho de 2014	80
Figura 4.12 – Pormenor da colmatação de caixa colectora na zona 3.3 do Talude 3, Fevereiro de 2014	80
Figura 4.13 – Ravinamento de material instabilizado ocupando a banquetta e colmatando parcialmente a drenagem na zona 3.3 do Talude 3, Fevereiro de 2014	80
Figura 4.14 – Erosão, por ressalto da água para fora da descida de talude, na zona 3.3 do Talude 3, Fevereiro de 2014	81
Figura 4.15 – Vista geral da zona 3.4 do Talude 3 em Junho de 2014	82
Figura 4.16 – Pormenor da zona 3.4 do Talude 3 em Junho de 2014, com destruição parcial do muro de protecção.....	82
Figura 4.17 - Deslocação da máscara drenante da 5ª zona do Talude 3 observada em Junho de 2014 .	83
Figura 4.18 – Pormenor das bermas do Talude 4 em Junho de 2014	86
Figura 4.19 - Projecção estereográfica e análise cinemática do Talude 4	86
Figura 4.20 – Aspecto da zona 1 do Talude 4 em Junho de 2014 com ênfase para os deslizamentos planares	87
Figura 4.21 – Aspectos da zona 4.2 do Talude 4 em Junho de 2014	88

Figura 4.22 - Aspecto da zona 4.3 do Talude 4 em Junho de 2014, identificando-se lajes instáveis e roturas do tipo planar	89
Figura 4.23 – Aspecto zona 4.4 do Talude 4 em Junho de 2014: instabilidade comandada por roturas do tipo planar	90
Figura 4.24 – Pormenor da zona 4.4 do Talude 4 em Junho de 2014: intensa fracturação das lajes grauvacóides.....	91
Figura 4.25 – Aspecto típico da zona 4.5do Talude 4 em Junho de 2014	92
Figura 4.26 - Aspecto da zona 4.6 do Talude 4, em Junho de 2014, onde se observam dobras junto ao fim deste trecho com o núcleo em materiais competentes	93
Figura 4.27 - Análise cinemática das zonas 5.1; 5.2; 5.3 e 5.4 do Talude 5	95
Figura 4.28 – Aspecto da zona 5.1 do Talude 5 em Junho de 2014.....	96
Figura 4.29 – Aspecto zona 5.2 do Talude 5 em Junho de 2014	97
Figura 4.30 – Aspecto da zona 5.3 do Talude 5 em Junho de 2014	98
Figura 4.31 Aspecto da zona 5.4 do Talude 5 em Junho de 2014.....	100
Figura 4.32 – Aspecto do Talude 5 em Junho de 2014: zona 5.5	100
Figura 4.33 - Análise cinemática da zona 5.5 do Talude 5	101
Figura 4.34 – Pormenor do talude 6 em Junho de 2014, onde se observa as pregagens aplicadas....	103
Figura 4.35 – Perfil do talude 6 em Junho de 2014: lajes de material e de vegetação rasteira na valeta não revestida e na berma.....	103
Figura 4.36 – Pormenor do talude 6 em Junho de 2014, ao centro com fenda preenchida por quartzo	104
Figura 4.37 – Análise cinemática para o Talude 6	105
Figura 4.38 – Aspecto do talude 7 em Junho de 2014.....	106
Figura 4.39 - Projecção estereográfica do Talude 7	107
Figura 4.40 – Perfil do Talude 8 em Junho de 2014	109
Figura 4.41 - Projecção estereográfica do Talude 8	110
Figura 4.42 – Vários aspectos do Talude 9 em Junho de 2014	111
Figura 4.43 - Projecção estereográfica do Talude 9.....	112
Figura 4.44 - Variação do factor de segurança em relação com o tempo	116

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Graus de alteração de uma rocha	7
Tabela 2.2 – Valores de persistência adoptados	9
Tabela 2.3 - Classes de espaçamento.....	9
Tabela 2.4 - Graus de fracturação do maciço	9
Tabela 2.5 - Abertura das descontinuidades	10
Tabela 2.6 - Classificação de rugosidade a várias escalas	10
Tabela 2.7 – Designações do grau de resistência segundo a BGD	11
Tabela 2.8 - Descrição da percolação de água nas descontinuidades	13
Tabela 2.9 - Factores que influenciam a estabilidade dos taludes	15
Tabela 2.10 – Inventariação das principais causas de quedas de rochas em estradas na Califórnia	16
Tabela 2.11 - Valores do FS global e a estabilidade relativa dos taludes.....	21
Tabela 2.12 - Valores estimados para o m_i	26
Tabela 2.13 – Valores estimados para a escolha do factor D	28
Tabela 2.14 – Valores recomendados para o parâmetro F_4	29
Tabela 2.15 - Classificação em classes segundo os valores de SMR	29
Tabela 2.16 – Potenciais tipos de roturas e alternativas para a sua estabilização para diferentes gamas de valores de SMR.....	30
Tabela 2.17 - Distância de visibilidade de paragem recomendada pela JAE.....	31
Tabela 2.18 – Critérios da avaliação de Pierson (1993).....	33
Tabela 2.19- Escala semafórica com os diferentes graus de risco de instabilidade e prazo de intervenção.....	33
Tabela 3.1- Valores médios de peso volúmico publicados e adoptados nesta dissertação	58
Tabela 3.2 - Trechos intervencionados	63
Tabela 4.1 - Localização dos taludes analisados em função de quilometragem	66
Tabela 4.2 – Síntese de características geométricas e visuais dos taludes em estudo	113
Tabela 4.3 - Síntese de dados geológicos e geotécnicos dos taludes estudados	114
Tabela 5.1 – Aplicação da classificação de Pierson <i>et al.</i> , (1993) para os taludes estudados.....	119
Tabela 5.2 - Escala semafórica com os diferentes graus de risco de instabilidade e prazo de intervenção.....	120
Tabela 5.3 – Valores do valor de SMR obtidos para cada talude em estudo e o seu grau de risco potencial associado e prazo associado	120
Tabela 5.4 - Tabela síntese das medidas propostas para cada talude em estudo e intervenções já realizadas	126

Tabela A.1 - Temperaturas (°C) e pluviosidade (mm) do distrito de Beja

Tabela A.3.1 - Classificação dos maciços com base no RQD

Tabela A.3.2 - Classificação da condição das descontinuidades - RMR

Tabela A.3.3 - Classificação geomecânica - RMR

Tabela A.5.1 - Valores de RMR_b

Tabela A.5.2 - Cálculo do valor de SMR

Abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas e siglas

ANPC- Autoridade Nacional de Protecção Civil

Apud - Usa-se para fazer uma citação indirecta, para citar alguém que citou outrem

CDOS- Comando Distrital de Operações de Socorro

EC7 - Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1)

E.P. – Estradas de Portugal S.A.

EQU – Estado limite último por perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno; a resistência do terreno e da estrutura não são relevantes

ER- Estrada Regional

FS – Factor de segurança

FS_c- Factor de segurança para roturas do tipo cunha

FS_p- Factor de segurança para roturas do tipo planar

FS_T- Factor de segurança para roturas do tipo tomento

GEO – Estado limite último por a rotura ou deformação excessiva do terreno; a resistência do terreno é relevante

GFBA- Grupo do *Flysch* do Baixo Alentejo

GSI – *Geological Strength Index*

HYD – Estado limite último associado à instabilidade hidráulica podendo provocar erosão interna e *pipping*

i.e. – isto é

IPMA- Instituto Português do Mar e da Atmosfera

ODOT - Departamento de transportes de Oregon

Op cit - *opus citatum*, obra citada

RMR- *Rock Mass Rating*

RQD - *Rock Quality Designation*

PRN2000- Plano Rodoviário Nacional 2000

SMR – *Slope Mass Rating*

STR – Estado limite último por rotura ou deformação excessiva de elementos estruturais; a resistência dos elementos estruturais é relevante;

UPL – Estado limite último por perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a subpressões ou outras acções verticais

ZSP – Zona Sul Portuguesa

Símbolos

a - Parâmetro que depende das características do maciço rochoso

α_j – Valor do ângulo de pendora das discontinuidades

α_s – Valor do ângulo de pendora do talude

β_j – Ângulo de mergulho das descontinuidades

β_s – Ângulo de mergulho das descontinuidades do talude

β - Ângulo da cunha

ε - Inclinação da cunha

ϕ' – Ângulo de atrito entre a superfície das descontinuidades

γ_a – Peso volúmico aparente

σ'_1 - Tensão principal efectiva máxima;

σ_c – Resistência à compressão simples;

σ'_3 - Tensão principal efectiva mínima;

σ'_{3n} - Tensão efectiva aplicada na horizontal

c' - Coesão do maciço

D - factor de perturbação do maciço, GSI

F_1, F_2 e F_3 - factores de ajuste devido à orientação das descontinuidades, SMR

F_4 - factor de ajuste devido ao método de escavação, SMR

F_1, F_2 e F – Família de descontinuidades

K – constante K que pode ser calculado a partir de ábaco

m_i – parâmetro relacionado com o tipo de maciço (valor tabelado) , GSI

m_b - Valor reduzido do parâmetro m_i , GSI

s - Parâmetro que depende das características do maciço rochoso, GSI

S_0 – Estratificação/xistosidade

1. Introdução

1.1. Enquadramento do tema

Desde há muitos séculos que as vias de comunicação terrestre, nomeadamente as estradas, são um elemento importante e fundamental no desenvolvimento das sociedades, pois asseguram a circulação de pessoas e bens, possibilitando assim o crescimento económico e social de uma cidade, região ou país.

As primeiras vias de comunicação foram criadas pelos romanos devido à necessidade de ligar todas as aldeias, cidades e países conquistados por Roma, levando assim à concepção das primeiras estradas de terra por volta de 400 a.C.. Posteriormente, concluíram que as vias construídas em terra não apresentavam uma melhoria significativa face aos caminhos pré-existentes. Desta forma, por volta de 312 a.C., foram construídas as primeiras estradas em pedra, as quais permitiram que as deslocações se processassem com maior rapidez e segurança, facilitando o transporte de pessoas e bens. Com esta inovação os romanos conseguiram ligar os locais mais importante a Roma, levando mesmo ao aparecimento de um provérbio que realça a importância das vias de comunicação construídas: 'Todos os caminhos vão dar a Roma'. Na actualidade ainda são visíveis alguns desses trechos de estradas no país.

Ao longo dos tempos, as exigências técnicas para a construção de estradas tem vindo a sofrer evolução, sobretudo a partir das primeiras décadas do século XX, motivada pelo aumento do volume de tráfego bem como pelo tipo de veículos que nelas circulam, por forma a garantir maior segurança e conforto aos utentes da via, bem como à durabilidade da infra-estrutura.

Actualmente a conjuntura económica e social deparou-se com a redução da actividade de execução de novas vias, centrando-se agora na manutenção e reabilitação das estradas existentes no país. Neste contexto os taludes de escavação revestem-se de particular importância na manutenção da infra-estrutura rodoviária. Verifica-se assim a necessidade de criar uma inventariação dos taludes de escavação que se encontrem risco de modo a dar prioridade de intervenção aos casos mais preocupantes, tendo como objectivo final a minimização de riscos para a via, bens e utentes.

Devido à grande importância deste tema, esta dissertação aborda a problemática dos taludes de escavação em vias de comunicação. Para isso foi seleccionado um trecho da estrada regional 266 (ER 266), localizado na região de Odemira, com uma extensão aproximadamente de 24 km.

A sua construção ocorreu na década de 30 do séc. XX e deveu-se à necessidade de ligação entre a Estação de Caminhos de Ferro de Luzianes Gare, no concelho de Odemira, ao concelho de Monchique. Esta via encontra-se inserida nas Serras do Caldeirão e Monchique, sendo o traçado, em grande parte da sua extensão, realizado em escavação, pelo que são frequentes taludes com alturas maiores ou iguais a 5 m e uma inclinação acentuada, aproximadamente 50°.

Assim sendo, para efeitos do desenvolvimento do presente estudo, decidiu-se tratar apenas as zonas mais problemáticas observadas ao longo de um trecho com cerca de 5 km de extensão, começando ao km 3+025. Neste contexto foram analisados taludes de escavação alvo de trabalhos de reabilitação quer outros que não tiveram intervenções de reabilitação ao longo do período de serviço da via.

1.2. Objectivos e metodologia

Esta dissertação é realizada com o objectivo de obter o grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia), pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e pretende analisar e avaliar os problemas associados aos taludes de escavação em rochas de baixa resistência ocorrentes na ER 266, cujo traçado se insere em maciços pelíticos/xistentos e algo meteorizados.

Com este trabalho pretende-se assim contribuir com um estudo sobre a problemática da instabilização gerada em taludes de escavação em rochas de baixa resistência do Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (GFBA), avaliando os mecanismos de instabilização envolvidos, de modo a contribuir para a análise e optimização de soluções no âmbito da intervenção de reabilitação de taludes em condições geotécnicas similares.

O desenvolvimento deste trabalho possibilitou a elaboração de um artigo científico, intitulado de "A problemática de escavações antigas em rocha de baixa resistência – análise de um caso de estudo", aceite para apresentação IX Congresso Nacional de Geologia, em Julho de 2014 na cidade do Porto, que teve a colaboração das Estradas de Portugal, S.A. (E.P.S.A.).

A metodologia adoptada para a realização desta dissertação divide-se em duas fases, sendo que na primeira fase, tal como consta na Figura 1.1, é efectuada a pesquisa bibliográfica, que tem por objectivo a recolha de informação existente sobre a área em estudo, sendo ainda efectuada uma primeira visita ao local, de modo a definir o trecho e as situações a abordar.

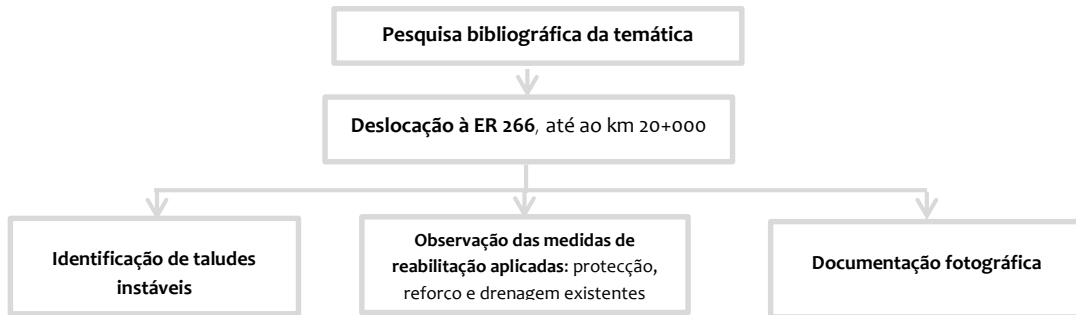


Figura 1.2 - Fluxograma do trabalho desenvolvido numa primeira fase

A segunda fase consiste em escolher definitivamente os locais a estudar procedendo-se, posteriormente, a novas visitas ao local em estudo com o objectivo de recolher dados geomecânicos e geotécnicos de modo a caracterizá-los. Esta fase encontra-se esquematizada na Figura 1.2.

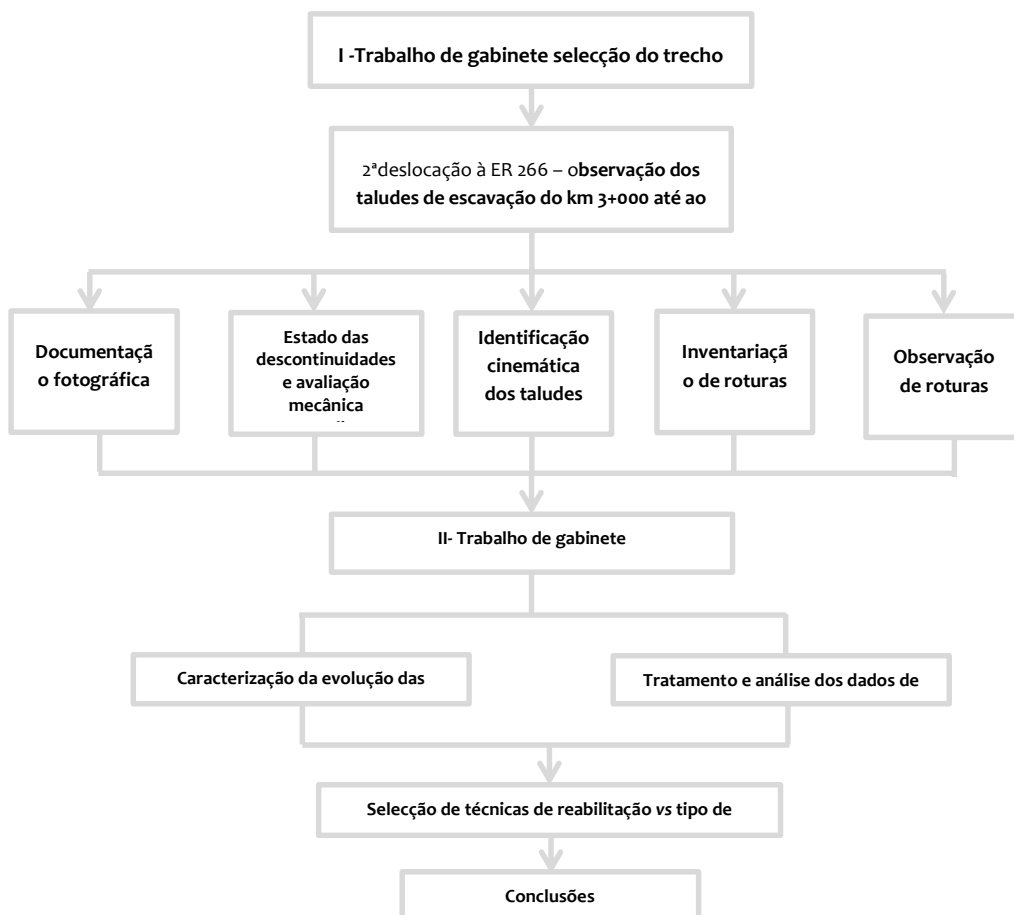


Figura 1.1 - Fluxograma do trabalho desenvolvido numa segunda fase

1.3. Organização da dissertação

No **capítulo 1** é feita uma breve introdução à temática abordada na presente dissertação, incluindo um enquadramento do tema, os objectivos e a metodologia adoptada.

No **capítulo 2**, sintetiza-se a revisão da literatura, que inclui as características geomecânicas dos maciços de baixa resistência e a escavabilidade dos mesmos, as principais causas de instabilidade associadas a este tipo de maciços, assim como os mecanismos de roturas associados. Identificam-se ainda as possíveis intervenções a que podem ser sujeitos, bem como a sua monitorização. Abordam-se ainda as classificações *Slope Rating Mass* (SMR) e o *Geological Strength Index* (GSI), para comparação dos resultados obtidos para o ângulo de atrito a partir do GSI recorreu-se ainda ao ensaio do *Tilt test* para que fosse possível obter-se uma maior gama de valores para o ângulo de atrito. Aborda-se uma possível avaliação do risco e da perigosidade a partir de características geométricas do talude e condições da via, realça-se o cálculo dos factores de segurança (FS) para maciços rochosos consoante os seus tipos de rotura, refere-se ainda as possíveis medidas mitigadoras para reabilitação nos taludes rochosos para assegurar a sua estabilidade e, por fim, a sua monitorização.

No **capítulo 3**, apresenta-se o caso de estudo, descreve-se o enquadramento geográfico e climatológico, bem como o geológico e geotécnico. É ainda descrito o objectivo que este na base do projecto de execução da ER 266, assim como os problemas a ela associados na actualidade, nomeadamente instabilidades em alguns trechos, a evolução dos mesmos e os condicionamentos que causam.

No **capítulo 4** faz-se uma análise dos dados recolhidos em campo no âmbito desta investigação, bem como um enquadramento de cada talude estudado caracterizando as suas principais características geomecânicas e problemas associados.

No **capítulo 5** identificam-se possíveis soluções de reabilitação de taludes de escavação mais adequadas para cada caso, tendo como finalidade uma optimização de soluções de intervenção, quer seja em taludes já intervencionados, de modo a complementar trabalhos previamente executados, quer em taludes que ainda por intervir.

No **capítulo 6** apresentam-se as considerações finais e recomendações para futuros desenvolvimentos no âmbito da temática estudada.

2. Revisão da literatura - Rochas de baixa resistência

Para realizar qualquer obra de reabilitação em maciços rochosos é necessário conhecer o respectivo estado de arte pelo que, neste capítulo, serão abordados os aspectos fundamentais para proceder à realização da reabilitação de taludes de escavação. Para tal, é fundamental conhecer o tipo de maciço em que se vai realizar a obra e o tipo de desmonte que sofreu inicialmente. Posteriormente, é fundamental tentar avaliar as suas propriedades geomecânicas, podendo-se recorrer ao GSI para o cálculo do ângulo de atrito e da coesão, ao valor de SMR para verificar a estabilidade e possíveis roturas associadas, determinar os FS (Factores de Segurança globais) para avaliar o grau de segurança, e por fim tentar hierarquizar os taludes mais problemáticos a partir de uma avaliação da perigosidade. Após se saber estas características, segue-se o tipo de medidas de reabilitação a aplicar consoante a necessidade e mais tarde a sua monitorização.

2.1. Definições

A designação de rocha de baixa resistência nesta dissertação refere-se a materiais que apresentam valores de resistência à compressão inferiores ou iguais a 20 MPa, que corresponde à mesma qualificação atribuída pela ISRM (1981). Contudo, estes valores apresentam algumas variações, embora dentro da mesma ordem de grandeza, na literatura de especialidade, onde cada autor designa uma certa gama de valores diferentes, como se pode observar na Figura 2.1. Maranha das Neves (1998), vai ao encontro da designação da ISRM (*op. cit.*), detalhando ainda que, face às gamas de valores de resistências baixas à compressão uniaxial dos materiais rochosos, é possível subdividi-los em rochas muito brandas, com resistências compreendidas entre 2 e 6 MPa, e em rochas brandas, com resistências entre 6 e 20 MPa; aos solos rijos já correspondem valores inferiores de resistência, variando entre 0,6 e 2 MPa. Desta forma estes tipos de materiais devem ser distinguidos a partir da respectiva resistência à compressão uniaxial, isto porque “não existe uma aceitação de fronteiras entre solos moles e rijos, entre rochas brandas e duras, e entre solos rijos e rochas brandas” (*ibid.*, 1998). Desta forma, neste texto são abordadas as rochas ditas de brandas (*weak rocks*, na nomenclatura anglo-saxónica), também designadas de rochas de resistência baixa (≤ 20 MPa).

Nestes materiais incluem-se os pelitos, xistos argilosos, xistos grafitosos, ardósias, arenitos, alguns grauvaques e calcarenitos, entre outras litologias. Estas rochas são do tipo evolutivo, segundo Durmekova *et al.* (2003) e Santi (2006), estando-lhes associadas frequentemente os seguintes tipos de problemas: deformabilidade relevante, geralmente associada a fluência e/ou anisotropia, permeabilidade essencialmente por fracturação, nalguns casos variação de volume na presença da água (expansibilidade), uma durabilidade fraca e uma resistência à meteorização reduzida. Estas duas

últimas características tornam-nas mais susceptíveis a mudanças drásticas de temperatura e à pluviosidade intensa, desintegrando-se facilmente num reduzido espaço de tempo (Durmekova *et al.*, 2003; Nickmann *et al.*, 2006), podendo levar à rotura quando expostas, sem qualquer aviso prévio. Estes autores salientam ainda que estes materiais têm uma deterioração mais significativa junto ao pé dos taludes porque, além de estarem em contacto directo com os agentes de meteorização à superfície e ao longo das respectivas discontinuidades, também se concentram nessa zona as águas de percolação superficiais e é mais directa a acção das vibrações devidas à circulação dos veículos motorizados.

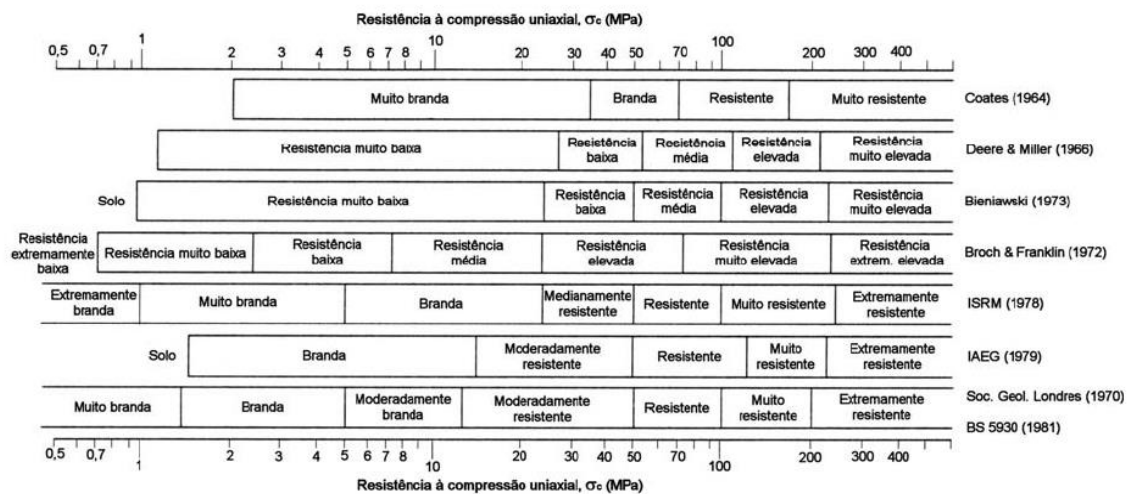


Figura 2.1 - Classificação dos materiais em relação à resistência à compressão uniaxial (Hawkins, 1998 *apud* Pinho, 2003)

Para além das características definidas anteriormente estes materiais apresentam, devido à sua génese, diversos tipos de discontinuidades isoladas ou com uma distribuição sistemática tais como estratificação, xistosidade, diaclases e falhas, cujas orientações, conjugadas com a do talude, condicionam a estabilidade deste, bem como o tipo de medidas a utilizar para a sua reabilitação.

Tendo em conta o tema desta dissertação, abordam-se as rochas pelíticas/xistentas, já estudadas por autores como: ISRM (1981), Lucas (1991), Lucas & Correia (1991), Gomes (1992), Santarém-Andrade *et al.* (1997), Maranha das Neves (1998), Marques (2002), Durmekova *et al.*, (2003), Pinho (2003), Sossai & Marques (2004), Nickmann *et al.*, (2006), Santi (2006), Fontinhas (2012) e Brissos (2013), chegando os autores à conclusão que são de facto rochas brandas.

2.2. Caracterização geotécnica

Este tipo de materiais podem ser considerados na transição entre solos e rochas, em que as propriedades geotécnicas destes materiais estão fortemente relacionados com as características mineralógicas e texturais, (Gomes, 1992). Este tipo de materiais são bastante sensíveis à água, levando

a uma rápida diminuição da sua resistência e a um aumento da deformabilidade pois, sofrendo facilmente de expansibilidade, factores estes que levam à instabilização do maciço rochoso.

Existem várias dificuldades de trabalhar neste tipo de materiais, tais como: recolha de informações *in situ* a partir de ensaios de refração sísmica, devido aos grandes contrastes de velocidades existentes entre os diferentes materiais, sendo aconselhado antes a sísmica directa entre furos de sondagem (Gomes, 1992), e na recolha de amostras devido à sua baixa resistência e alta deformabilidade.

O grau de alteração dos maciços rochosos é caracterizado pela sua alteração química, física ou mecânica, induzindo a alteração da rocha devida a processos de desagregação e/ou decomposição, alterando assim a sua composição inicial. Este parâmetro pode ser quantificado a partir do seu aspecto *in situ*, de ensaios laboratoriais e pela prospecção geofísica. De modo a que esta classificação seja universal, a ISRM (1981) propôs que os graus de alteração sejam os descritos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Graus de alteração de uma rocha (adaptado de ISRM, 1981)

Grau de meteorização	Símbologia	Descrição	Características
Sã ou não alterada	W ₁	Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa	Sã e compacta; Descontinuidades fechadas; Permeabilidade é praticamente nula.
Pouco alterada	W ₂	Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração) junto a descontinuidades	
Medianamente alterada	W ₃	O material rochoso está alterado, mas não se desagrega e mantém a sua composição química inicial	Maciços mais ou menos são; Intersectado por descontinuidades abertas
Muito alterada	W ₄	Mais de metade do material rochoso esta decomposto e/ou desagrega-se; a rocha é muito friável	Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta; Permeabilidade do tipo intersticial.
Decomposta	W ₅	Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado como um solo residual	

O ângulo de atrito é importante para caracterizar uma rocha, pois as rochas de grão fino e ou com elevado teor em mica tendem a apresentar valores baixos, enquanto rochas de grão grosseiro ou de elevada resistência têm elevado ângulo de atrito (Hoek, 2006). Logo, a partir dos valores obtidos, ou a partir do material em estudo consegue-se prever a gama de valores do ângulo de atrito, como por exemplo:

- i. Rochas com baixo atrito (20° - 27°): correspondem a xisto micáceo, argila xistosa, margas;
- ii. Rochas de médio atrito (27° - 34°) correspondem a arenito, siltito, cré, gnaiss, ardósia;
- iii. Rochas de elevado atrito (34° - 40°) correspondem a basalto, granito, calcário, conglomerado.

2.2.1. Características das descontinuidades

As propriedades dos maciços rochosos estão condicionadas pelas descontinuidades, quer em termos de resistência, quer em deformabilidade e comportamento hidráulico (ISRM, 1981). O maciço pelítico/xistento não é exceção, principalmente devido à sua gênese, tendendo a apresentar diversos tipos de descontinuidades, tais como estratificação, xistosidade e famílias de diaclases pelo que, quando exposto em taludes de escavação, a orientação destas estruturas relativamente à do talude condiciona o maior ou menor potencial de instabilização do mesmo, bem como o tipo de reabilitação a utilizar para garantir a sua estabilização, como mostra Figura 2.2. Assim sendo, segue-se uma breve descrição de algumas características fundamentais a caracterizar nas descontinuidades.

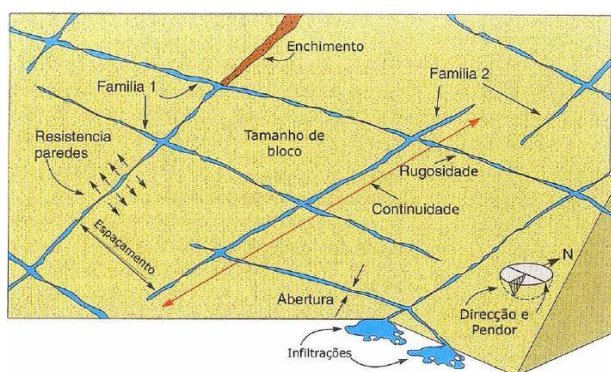


Figura 2.2 – Representação esquemática das descontinuidades (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)

2.2.2. Atitude

A atitude de uma descontinuidade é definida através da respectiva direcção e da inclinação, sendo este parâmetro obtido com recurso à bússola de geólogo. A direcção é o ângulo que uma linha horizontal faz com o Norte magnético; por outro lado, a inclinação é o ângulo que a recta de maior declive do plano (perpendicular a direcção) define com o plano horizontal. No estudo de um maciço rochoso é importante medir várias descontinuidades para assim definir cada família de descontinuidade (Hudson & Harrison, 1997).

2.2.3. Persistência

Pode ser também designada por continuidade e representa o comprimento da descontinuidade. Este parâmetro, embora dos mais relevantes, é também o mais difícil de quantificar. A ISRM (1981) define que a persistência é o comprimento do traço da superfície das descontinuidades em superfícies expostas do maciço, podendo ser quantificada conforme listado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores de persistência adoptados (ISRM, 1981)

Persistência	Comprimento (m)
Muito baixa persistência	<1
Baixa persistência	1 – 3
Persistência média	3 – 10
Muito persistente	10 – 20
Elevada persistência	>20

2.2.4. Espaçamento

O espaçamento é a distância entre descontinuidades de uma mesma família. Pode ser medido ao longo de uma “scanline” disposta na face de um talude, ou em tarolos de sondagem. Este parâmetro é importante porque as roturas associadas aos maciços podem variar em função da relação entre as dimensões do espaçamento das descontinuidades (Hudson & Harrison, 1997). De modo a que este parâmetro seja universal é recomendado por ISRM (1981) que seja classificado com o listado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Classes de espaçamento (ISRM, 1981)

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

2.2.5. Grau de fracturação

Este parâmetro é definido como a distância média entre descontinuidades sucessivas medida segundo a intersecção com a linha de amostragem - “scanline”, de modo a que seja um parâmetro internacional, ISMR (1981) sugeriu a classificação listada na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Graus de fracturação do maciço (ISRM, 1981)

Intervalo entre fracturas (cm)	Simbologia	Designação
> 200	F ₁	Muito afastadas
60 – 200	F ₂	Afastadas
20 – 60	F ₃	Medianamente afastadas
6 – 20	F ₄	Próximas
< 6	F ₅	Muito próximas

2.2.6. Abertura

É definida como a distância medida, na perpendicular, entre as paredes de uma descontinuidade, com o espaço intersticial a ser preenchido por ar ou água (ISRM, 1981). Como as descontinuidades não são constantes, este parâmetro é variável ao longo da descontinuidade, sendo que à superfície as aberturas tendem a ser maiores, chegando às vezes dezena de milímetros, enquanto em profundidade tendem a encontrar-se completamente fechada. De modo a que este parâmetro seja universal, a ISRM (1981) propõe a classificação listada na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981)

Abertura (mm)	Descrição	
< 0,1	Muito apertada	Fechada
0,1 – 0,25	Apertada	
0,25 – 0,5	Parcialmente aberta	
0,5 – 2,5	Aberta	Aberta
2,5 - 10	Razoavelmente larga	
> 10	larga	
10 -100	Muito larga	Muito aberta
100 - 1000	Extremamente larga	
> 1000	Cavernosa	

2.2.7. Rugosidade

As paredes das descontinuidades tendem a ter rugosidades devidas às condições, quer em que se originaram, quer às que existem *in situ*; mas de um modo geral, elas tendem a ser irregulares. Este parâmetro está directamente relacionado com a resistência - por norma, quanto mais rugosa for a descontinuidade, maior será a resistência (ISRM, 1981). Esta característica pode ser inserida num dos seguintes grupos: superfície denteada, ondulada ou plana (*op cit.*) - Tabela 2.6.

A influência deste parâmetro na resistência pode ser obtida a partir de equações matemáticas ou, então, a partir de observações no campo, com o auxílio de perfis padrão de rugosidade como o da Figura 2.3, conseguindo-se assim obter uma medida qualitativa da rugosidade.

Tabela 2.6 - Classificação de rugosidade a várias escalas (adaptado de ISRM, 1981)

Classe	Descrição	Simbologia (R)	Grupo
I	Rugosa	R ₁₋₂ Pouco rugosa	Denteada
II	Lisa		
III	Estriada		
IV	Rugosa	R ₃ Medianamente rugosa	Ondulada
V	Lisa		
VI	Estriada		
VII	Rugosa	R ₄₋₅ Muito rugosa	Plana
VIII	Lisa		
IX	Estriada		

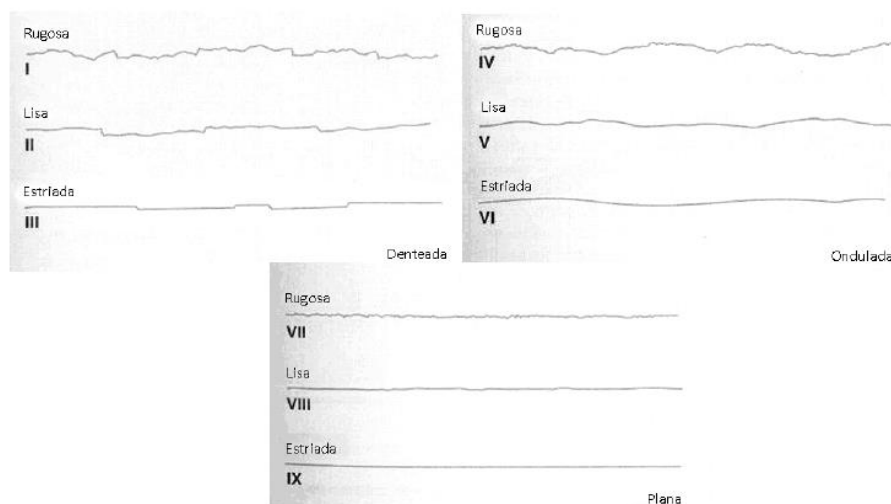


Figura 2.3 - Perfis de rugosidade (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)

2.2.8. Enchimento

É usado para descrever o material que preenche o espaço entre as paredes da descontinuidade e poderá ser muito diversificado, como por exemplo: calcite, quartzo, silte, material esmagado, argila, entre outros. Deve-se ter cuidado com preenchimentos materiais brandos ou argilosos, pois as propriedades físicas, mecânicas e químicas do preenchimento da descontinuidade, podem alterar os parâmetros do maciço rochoso, como a resistência ao corte, a deformabilidade e a permeabilidade (Hudson & Harrison, 1997).

2.2.9. Resistência das paredes

A resistência das paredes das descontinuidades é uma componente muito importante da resistência ao corte e deformabilidade, especialmente no caso em que as paredes estão em contacto, i.e., se as descontinuidades estiverem fechadas, existindo assim contacto entre os dois bordos. Este parâmetro pode ser avaliado a partir ensaios de compressão uniaxial ou triaxial e ainda, de modo expedito, pelo martelo de Schmidt, após aplicar as devidas correlações ao valor de ressalto obtido (Hudson & Harrison, 1997). Os valores obtidos podem ser classificados como mostra a Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Designações do grau de resistência segundo a BGD (ISRM, 1981)

Simbologia	Designação	σ_c (MPa)
S ₅	Muito elevada	> 200
S ₄	Elevada	60 – 200
S ₃	Moderada	20 – 60
S ₂	Baixa	6 – 20
S ₁	Muito baixa	< 6

2.2.10. Resistência ao corte - *tilt test*

O estudo das discontinuidades é importante na avaliação da estabilidade de maciços rochosos, porque estas desempenham um papel predominante, na resistência daquele através do respectivo ângulo de atrito. No caso de diáclases sem enchimento, o ensaio mais expedito para o avaliar é o de *tilt test*.

Este ensaio pode ser realizado numa mesa basculante e consiste em inclinar progressivamente um plano, subparalelo à discontinuidade, que se encontra inicialmente na horizontal; sobre esse plano encontram-se os dois blocos de rocha cortados pela diaclase a ensaiar, sendo que o de baixo se encontra fixo e o de cima pode deslizar livremente ao longo do plano da diaclase. Deste modo, com o aumento da inclinação do plano por acção de um torque manual, o bloco livre começa a deslizar sobre o fixo, como ilustra a Figura 2.4, sendo que H – corresponde ao comprimento da amostra e L – a largura. O ensaio dá-se por finalizado quando se observa um simples movimento do bloco livre, obtendo por fim o valor da inclinação do plano com a horizontal (α), (Muralha, 1991).

Este ensaio deverá ser realizado em diversas direcções, para observar se existe alguma alteração de valores. Por fim, pode-se obter o valor do ângulo de atrito básico a partir de 2.14.

$$\phi'_b = \arctg(1,115 \times tg(\alpha))$$

2.1

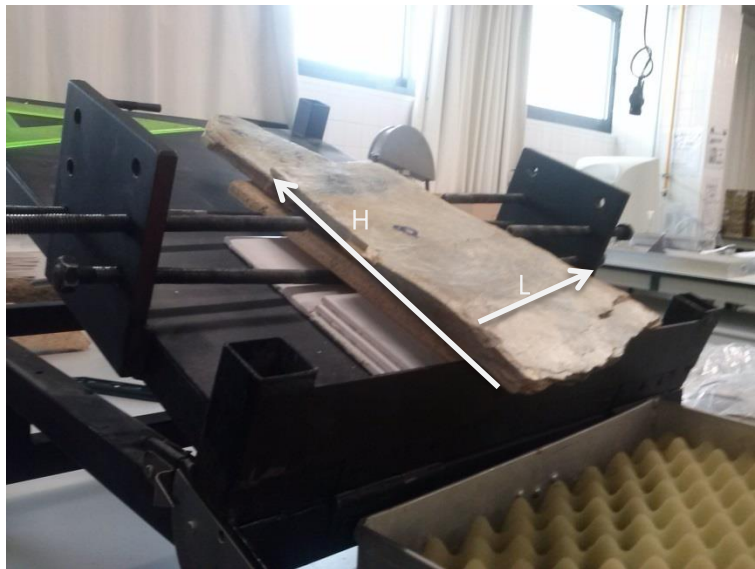


Figura 2.4 - Ensaio *tilt test* de uma amostra peltica

2.2.11. Percolação de água

Parâmetro que se refere à presença de água ou humidade nas discontinuidades do maciço (ISRM, 1981). Para determinar este parâmetro recorre-se a inspecções visuais no campo, contudo deve-se ter

atenção e distinguir a água de percolação na descontinuidade das águas de escoamento superficial. As designações adoptadas neste trabalho encontram-se listadas na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Descrição da percolação de água nas descontinuidades (adaptado de Bieniawski, 1989)

	Descrição				
Presença de água	Seco	Húmido	Molhado	Escorrência	Fluxo contínuo

2.3. Desmorte de maciços rochosos

O tipo de desmorte utilizado em maciços rochosos tem um papel importante na estabilidade dos respectivos taludes. O método de escavação varia consoante o tipo e as características do maciço interessado, podendo ser manual, com recurso a equipamentos mecânicos diversos, ou por explosivos. Para escolher o tipo de desmorte mais eficiente para um dado maciço, os principais critérios a ter em consideração são a litologia, a velocidade de propagação das ondas sísmicas, a resistência do maciço, a fracturação e a presença de água.

A avaliação da escavabilidade de um maciço rochoso pode ser feita também expeditamente, por exemplo recorrendo-se ao ábaco da Figura 2.5, adaptado do índice GSI por Tsiambaos e Saroglou (2010) e ajustado para maciços fracturados. Este ábaco apresenta os diversos tipos de desmorte mais adequados para estes maciços, tendo em consideração a respectiva estrutura e o estado da superfície das suas descontinuidades. Este ábaco, obtido recentemente, é de aplicação exclusiva em maciços fracturados, como é o caso dos analisados no Capítulo 4. Estes materiais são anisotrópicos e como a velocidade das ondas elásticas obtida em perfis sísmicos de refração depende, fortemente, da orientação das descontinuidades e dos minerais, assim como as suas restantes características físicas, leva a que o valor daquelas ondas seja diferente consoante a direcção do perfil. Por isso é que este ábaco não tem em consideração a velocidade das ondas sísmicas, mas apenas o estado das descontinuidades e o tipo de estrutura do maciço, sendo assim vantajosa a sua utilização neste tipo de materiais.

Desta forma, o método de escavação a adoptar deve ter em consideração as características do maciço e a sua capacidade para resistir ao seu desmorte, condicionamentos de cariz ambiental, custos associados aos métodos de desmorte e outros custos. Estas características têm que estar sempre presentes em cada situação em estudo, pois cada situação é única e deve ser analisada de forma criteriosa (Martinho 2012).

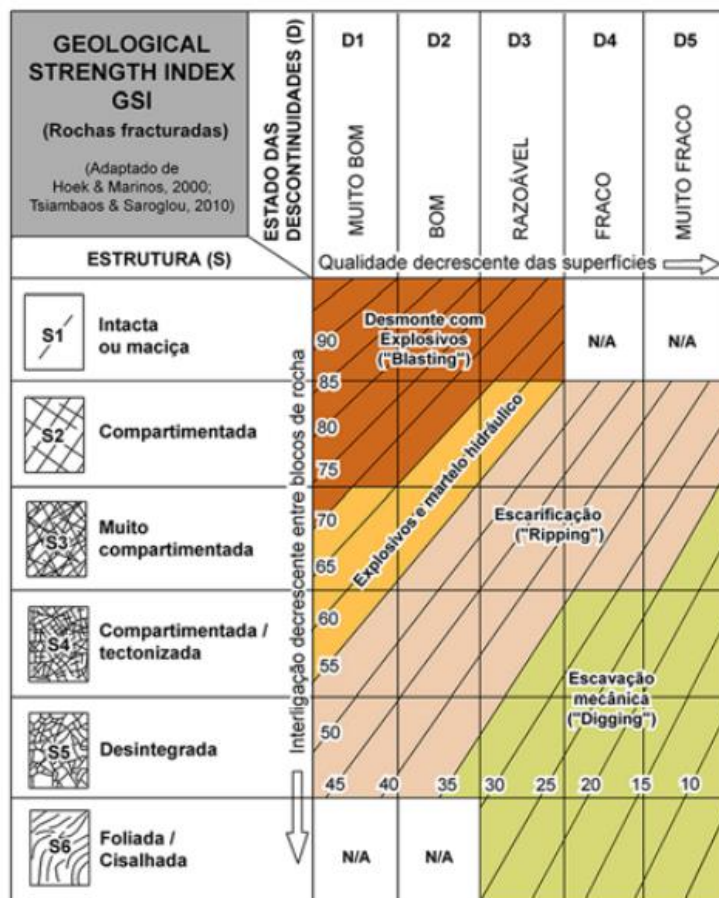


Figura 2.5 - Ábaco de Tsiambaos & Saroglou de (2010) para a avaliação da escavabilidade de maciços (Galiza, *et al.*, 2011)

2.4. Factores de instabilização de taludes

A instabilização dos taludes de escavação ocorre por alteração da sua posição de equilíbrio estático, proporcionando assim alterações das condições hidrogeológicas e hidráulicas, podendo levar mesmo à alteração do nível freático. A instabilidade também poderá estar associada ao tipo de desmonte a que o talude foi sujeito, i.e., por meios mecânicos o maciço não sofre tantas vibrações como por explosivos, sendo este último potencialmente mais instabilizador que o primeiro. Após o desmonte, o maciço tenderá a descomprimir e sofrer processos de meteorização física e química.

Os processos que provocam a instabilização do maciço são diversos e podem dividir-se em dois grupos: os condicionantes ou passivos, e os desencadeadores ou activos, como se observa na Tabela 2.9 (Vallejo *et al.*, 2002). Os factores condicionantes são os intrínsecos ao material rochoso e são susceptíveis de provocar uma possível rotura no talude, enquanto os factores desencadeadores têm em conta o meio envolvente, podendo influenciar o maciço ao afectar as suas propriedades e características e pondo em causa o respectivo equilíbrio.

Tabela 2.9 - Factores que influenciam a estabilidade dos taludes (adaptado por Vallejo *et al.*, 2002)

Factores condicionantes	Factores desencadeadores
Estratigrafia e litologia	Sobrecargas estáticas
Estrutura geológica	Solicitações dinâmicas
Condições hidrogeológicas e comportamento hidrogeológico dos materiais	Mudanças nas condições hidrogeológicas Factores climáticos
Propriedades físicas, resistentes e deformabilidade	Variação na geometria
Tensões naturais e estado de tensão-deformação	Redução de parâmetros resistentes

Pires-Carreto (1989), a partir de estudo de Blivet que observou um vasto número de deslizamentos de taludes de escavação, conclui que:

- i. A água desempenha um papel importante na rotura;
- ii. Na maioria dos casos observados a instabilidade poderá ocorrer num intervalo temporal de meses a anos após a escavação do talude;
- iii. E nos casos de escavação provisória, não se executam estudos, correndo-se assim riscos potenciais mais ou menos conscientes, sendo que o problema é que, às vezes neste tipo de obras, os taludes deixam de ser provisórias e passam a ser definitivos.

Wyllie & Mah (2004) observaram ainda que a queda de blocos está associada a, pelo menos, um conjunto de agentes, listados na Tabela 2.10. Pode-se observar que alguns destes agentes (chuva, congelamento e descongelamento de água em fissuras/poros do solo, escoamento canalizado) estão directamente relacionados com a água, seja ela proveniente da chuva, do nível freático, do escoamento canalizado ou não, da erosão diferencial e de eventuais infiltrações. Existem também outros motivos a ter em consideração, tais como o crescimento de raízes de árvores ou de outro tipo de vegetação que às vezes crescem nas discontinuidades dos maciços, provocando um aumento significativo da abertura das fissuras, devido ao efeito alavanca. Este mesmo estudo comprova o que é visível e senso comum, i.e., que cerca de 70% das instabilizações estão associadas às épocas onde as condições climáticas são menos favoráveis devido à forte pluviosidade e/ou temperaturas baixas, De facto estas pode originar a presença de gelo (crioclastia) nas discontinuidades, mesmo em curtos períodos, e assim o ampliar da respectiva abertura.

Neste contexto, a instabilidade tende a implementar-se principalmente no período de tempo compreendido entre o Outono e a Primavera.

Tabela 2.10 – Inventariação das principais causas de quedas de rochas em estradas na Califórnia (adaptado por Wylie & Mah, 2004)

Causas de quedas dos blocos / Percentagem de casos (%)
Chuva e gelo-degelo, 59%
Escoamento controlado, 7%
Vento, 12%
Erosão diferencial, 1%
Solo meteorizado, 0,3%
Maciço fracturado, 12%
Fracturas planares, com inclinação desfavorável, 5%
Locas originadas por animais 2,3%
Efeito mecânico de vegetação em especial de árvores, "efeito alavanca", 0,6%
Vibração devidas a veículos a circular na via, 0,3%

Do exposto verifica-se ainda o principal desencadeador de instabilizações em qualquer tipo de maciço é a água, à superfície ou no subsolo, sendo por isso aconselhável o seu adequado controlo em qualquer obra de engenharia.

2.5. Mecanismos de rotura

Os fenómenos de instabilidade de qualquer maciço rochoso, segundo Pires-Carreto (1989) estão fundamentalmente relacionados com as seguintes características: planos de descontinuidade, a litologia, o estado de meteorização e as condições hidrogeológicas. Quando a estabilidade é posta em causa, conseguem-se distinguir duas fases distintas associadas a mecanismos diferentes:

- i. Rotura inicial, delimitando assim um volume libertado;
- ii. Deslizamento desse volume para jusante.

Existem diferentes tipos de roturas em maciços rochosos, que dependem das características geológicas e estruturais do maciço, podendo ocorrer roturas deslizamentos ao longo de planos, por tombamentos e ainda escorregamentos circulares em zonas que se apresentem muito fracturadas/alteradas. A questão de saber qual o tipo de rotura associada a cada maciço é importante, porque cada uma tem características, assim como o comportamento e modo de actuação a adoptar distintos.

Para identificar os potenciais tipos de roturas associadas a um certo maciço rochoso pode-se recorrer a análises cinemáticas. Para o efeito, projectam-se todas as famílias de descontinuidades (direcções e

inclinações), bem como as direcções dos taludes em referência numa rede estereográfica, de modo a que se consiga identificar o tipo de rotura como se descreve nas secções seguintes (ver secções 2.5.1 e 2.5.2). Esta identificação pode ainda ser efectuada por observações/inspecções visuais de forma expedita, mas fiável, e ainda pela avaliação do valor de SMR (ver secção 2.7).

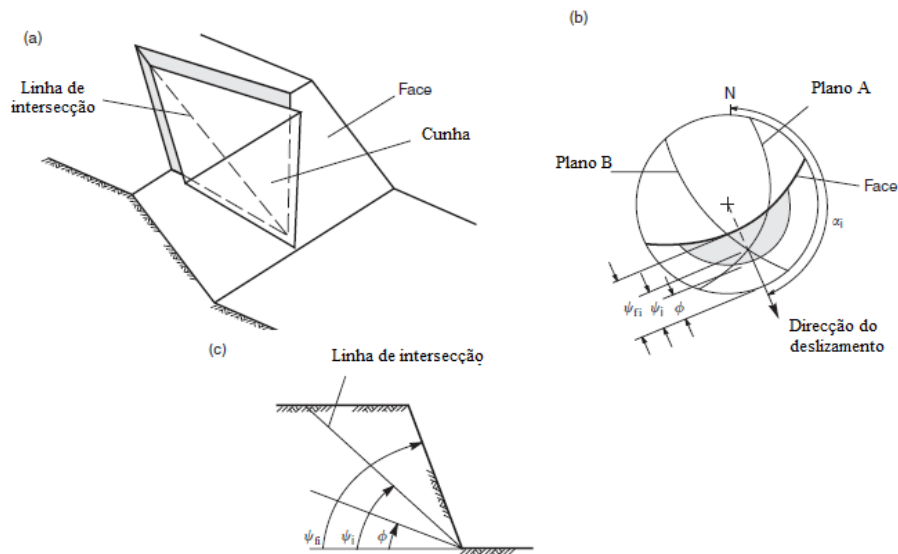
Os mecanismos de rotura de maciços de rochas de baixa resistência em Portugal, nomeadamente como os analisados nos capítulos seguintes, pelíticos, já foram analisadas por diversos autores nomeadamente: Santarém Andrade *et al.*, (1997), Marques (2002), Pinho (2003), Fontinhas (2012) e Brissos (2013), chegando todos à conclusão que este material apresenta maioritariamente deslizamentos do tipo planar, em cunha e por tombamentos. Assim sendo, a autora irá apenas abordar estes três tipos de roturas em seguida.

2.5.1. Deslizamento em cunha

A rotura em cunha, como pode ser observado esquematicamente na Figura 2.6 e um exemplo de um caso real na Figura 2.4, é caracterizada pelo deslizamento de um bloco de rocha definido por duas famílias de descontinuidades, que se intersectam segundo essa linha e definem uma cunha. Este tipo de rotura ocorre em maciços rochosos que possuem várias famílias de descontinuidades, cuja orientação, espaçamento e continuidade determinam as dimensões da cunha de tal modo que (Hoek & Bray, 1981):

- i. A linha de intersecção entre as descontinuidades deve intersectar a face do talude, e esta deve ser inferior à inclinação daquela face;
- ii. A inclinação da linha de intersecção entre as descontinuidades deve ter um valor inferior ao do ângulo de atrito nos planos de potencial escorregamento;
- iii. As superfícies de deslizamento deverão intersectar-se ou aflorar no talude.

Os parâmetros a ter em conta para este tipo de rotura são a atitude do talude, a atitude da cunha e o ângulo de atrito mobilizado.



(a) Esquema de deslizamento em cunha; (b) análise cinemática da rotura; (c) secção transversal com a linha de intersecção
 Figura 2.6 – Esquemática da geometria do talude para deslizamentos em cunha (adaptada de Wyllie & Mah, 2004)



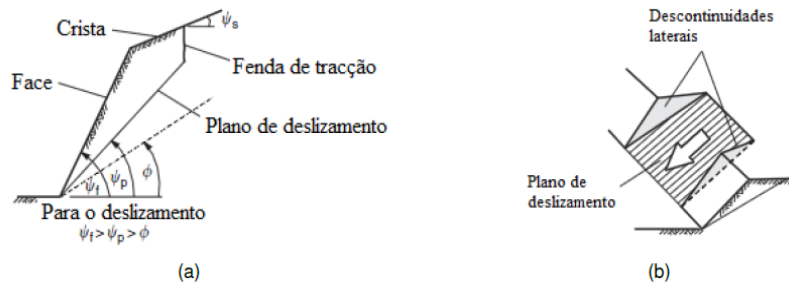
Figura 2.7 -Roturas por cunhas em maciços pelíticos de baixa resistência

2.5.2. Deslizamento planar

Um deslizamento do tipo planar ocorre devido à presença de uma família de descontinuidade com uma persistência significativa que mergulha na mesma direcção do que a superfície do talude, como se esquematiza na Figura 2.8 e se observa no caso real da Figura 2.9. Hoek & Bray (1981) verificaram que, para ocorrer deslizamento planar, é necessário que as seguintes condições se verifiquem:

- i. A direcção do plano de escorregamento deve ser paralela ou quase paralela à direcção do plano definido pela face do talude, tendo uma variação aproximada de $\pm 20^\circ$;

- ii. O plano de deslizamento deverá intersectar a face do talude, fazendo com que a inclinação desse plano seja inferior à inclinação do plano (ψ_p) definido pela face do talude (ψ_f);
- iii. A inclinação do plano de deslizamento (ψ_p) deve ser superior ao ângulo de atrito (ϕ) desse mesmo plano;



(a) Secção transversal; (b) deslizamento do bloco pela existência de descontinuidades laterais

Figura 2.8 – Esquematisação da geometria do talude exibindo rotura planar (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)



Figura 2.9 - Aspectos de deslizamentos do tipo planar em maciços pelíticos de baixa resistência

Os parâmetros a considerar para avaliar a potencialidade cinemática deste tipo de rotura acontecer são: a atitude do talude, a atitude da descontinuidade e o ângulo de atrito.

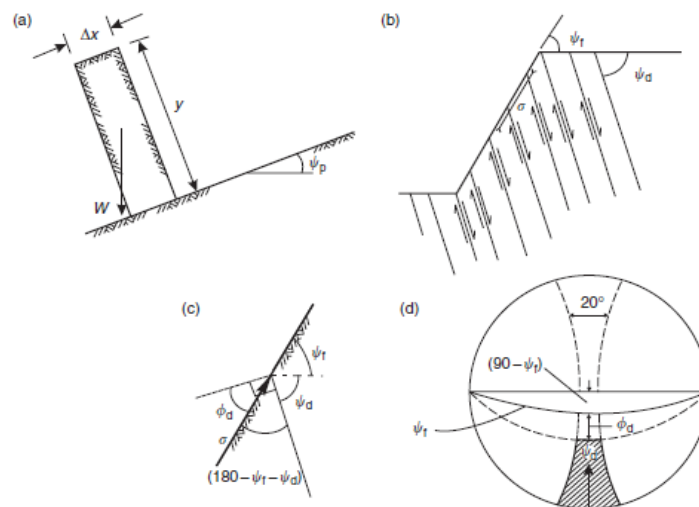
2.5.3. Tombamento (*toppling*)

Este tipo de rotura ocorre devido à existência de descontinuidades subverticais com uma inclinação desfavorável, isto é, de sentido contrário ao da face do talude. Os estratos apresentam-se fracturados em blocos contidos num sistema de descontinuidades ortogonais entre si como a representada na Figura 2.10. Assim sendo, as condições ideais para que ocorra este tipo de rotura são:

- i. Um maciço rochoso competente;

- ii. Uma família de diáclases com uma inclinação muito acentuada, aproximadamente subvertical, inclinando para dentro da face do talude criando colunas extensas;
- iii. Uma segunda família de diáclases, sensivelmente ortogonal à anterior e à face do talude;

Os parâmetros a ter em conta neste tipo de análise cinemática de eventualidade rotura são as atitudes do talude e das discontinuidades.



(a) Altura do bloco em relação à largura necessária; (b) direcções de tombamento e direcções do talude; (c) a condição necessária para ocorrer tombamento; (d) análise cinemática
 Figura 2.10 – Esquema das condições cinemáticas necessárias para existir tombamento (adaptado de Wyllie & Mah 2004)

2.5.4. Cálculo do factor de segurança

Uma análise numérica da estabilidade de taludes de escavação, ou de aterro, passa pela selecção do método adequado, que depende das características geológicas e geomecânicas do talude, i.e., dos respectivos parâmetros geométricos, geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos.

O cálculo do factor de segurança global – FS, baseia-se no princípio físico-matemático do método de equilíbrio limite, que considera ser imprescindível que as forças resistentes superem as instabilizantes, determinando assim o comportamento e condições de estabilidade dos taludes. A partir deste conceito é possível dizer que o FS para um dado mecanismo de rotura pode ser calculado a partir da equação 2.1 e, em seguida, podem avaliar-se as condições de estabilidade relativa - Tabela 2.11.

$$FS = \frac{\text{Forças estabilizadoras}}{\text{Forças instabilizadoras}} \quad 2.1$$

Tabela 2.11 - Valores do FS global e a estabilidade relativa dos taludes.

FS	Estabilidade relativa
$FS \leq 1$	Instável (rotura certa)
$1 < FS < 1.25$	Instável (rotura provável)
$1.25 < FS < 1.5$	Marginalmente estável
$FS > 1.5$	Estável

No caso de estudo analisado adiante, apenas se utiliza esta abordagem numérica para deslizamentos do tipo planar e em cunha, uma vez que os tombamentos não são viáveis nos taludes dos trechos referidos.

2.5.4.1. Factor de segurança para roturas planares (FS_p)

O FS_p está relacionado com as forças resistentes e actuantes na superfície de rotura, sendo, que as forças resistentes têm que ser maiores que as actuantes. Assim o FS_p é dado por 2.2.

$$FS_p = \frac{c \times A + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi'}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad 2.2$$

Onde:

c – Coesão do talude; A – Área do talude, pode ser calculado pela equação 2.3; W - Peso do bloco deslizado; U – Pressão intersticial; V - Resultante da pressão aplicada na fenda de tração.

$$A = (H + b \tan \psi_p - z) \times \operatorname{cosec} \psi_p \quad 2.3$$

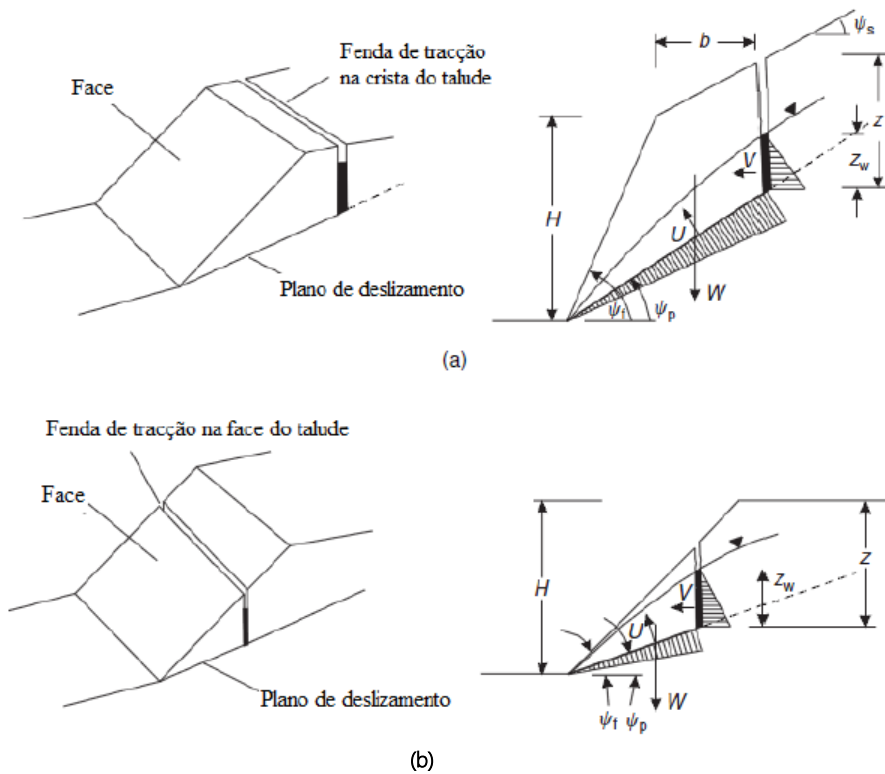
Pode-se ainda concluir que:

- i. $W \cos \psi_p$ – Componente estabilizadora do peso (normal à superfície de deslizamento);
- ii. $W \sin \psi_p$ – É a componente do peso que tende ao deslizamento (paralela à superfície de deslizamento);
- iii. $(W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi'$ - É a força de corte do plano de deslizamento.

As componentes e forças aplicadas no talude podem ser observadas no esquema da Figura 2.11.

Ao longo desta secção pressupõe-se que nível freático se encontra acima da base da fenda de tracção, levando a que as pressões hidrostáticas actuem tanto na fenda de tracção como no plano de deslizamento Wyllie & Mah (2004).

Para determinar o peso do bloco instabilizado existe dois métodos: caso a fenda de tracção esteja no topo do talude como na Figura 2.11 (a), então o peso é expresso por 2.4, caso esta se situe da face do talude como na Figura 2.11 (b), então o peso é dado por 2.5. Assumindo que a posição fenda de tracção é conhecida através da visualização do seu traço na superfície do talude e a sua profundidade pode ser estabelecida projectando um perfil transversal preciso, as pressões exercidas pela água, U e V , podem ser obtidas a partir de 2.6 e 2.7.



(a) Fenda de tracção na crista do talude; (b) fenda de tracção na face do talude
 Figura 2.11 – Esquematização das geometrias de rotura planar de um talude adaptado de
 Wyllie & Mah, 2004

$$W = \gamma_r \left[(1 - \cot \psi_f \tan \psi_f) \times \left(bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad 2.4$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad 2.5$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z A \quad 2.6$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \quad 2.7$$

Onde:

b – comprimento do topo do talude; H – Corresponde à altura do talude; γ_r – Peso volúmico do material instabilizado; γ_w – Peso volúmico da água, $9,8 \text{ kN/m}^3$; Z - Profundidade relativamente ao nível freático.

Caso tenha elementos de estabilização, como por exemplo uma ancoragem, o FS irá ser diferente isto porque, existe uma tensão acrescida que esta transmite uma força activa na face do talude, T , como mostra a Figura 2.12, o FS_p passa a ser calculado a partir da 2.8.

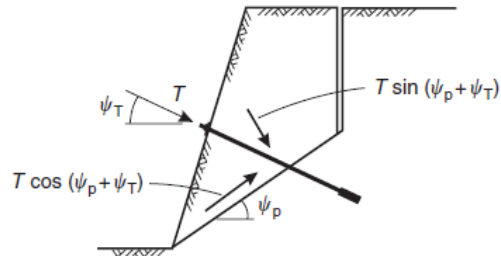


Figura 2.12 - Representação esquemática das componentes da força de ancoragem, Wyllie & Mah (2004)

$$FS_p = \frac{c \times A + (W \cos \psi_p - U - V \operatorname{sen} \psi_p + T \operatorname{sen}(\psi_T + \psi_p)) \tan \phi'}{W \operatorname{sen} \psi_p + V \cos \psi_p - T \cos(\psi_T + \psi_p)} \quad 2.8$$

2.5.4.2. Factor de segurança para roturas em cunha (FSC)

O cálculo do FS_c parte das mesmas condições que o FS_p , i.e., peso da cunha e a área de cada uma das faces, pressão da água, entre outros factores se necessários, como o caso das tensões de ancoragens e forças sísmicas. Nestes casos a sua resolução é mais complexa que o caso anterior (cálculo do FS_p), sendo que é necessário forças actuantes em cada um dos planos de deslizamento, (Wyllie & Mah, 2004).

Partido do mesmo pressuposto, abordar-se apenas adiante o cálculo do FS_c pelo mecanismo de equilíbrio limite. Mas supondo que existe atrito para os planos da cunha e que o ângulo de atrito é o mesmo para ambos os planos, o FS_c é dado por 2.9 (*op cit*).

$$FS_c = \frac{(R_A + R_B) \times \tan \phi'}{W \operatorname{sen} \psi_p} \quad 2.9$$

Onde:

R_A e R_B - são as reacções normais dos planos A e B, direcção paralela e perpendicular à linha de intersecção dos planos da cunha, podem ser calculados a partir de 2.10 e 2.11; $W \operatorname{sen} \psi_p$ - Componente instabilizadora, o peso da cunha.

$$R_A \operatorname{sen} \left(\beta - \frac{1}{2} \varepsilon \right) + R_B \operatorname{sen} \left(\beta + \frac{1}{2} \beta \right) = W \cos(\psi_p) \quad 2.20$$

$$R_A \operatorname{sen} \left(\beta - \frac{1}{2} \varepsilon \right) = R_B \operatorname{sen} \left(\beta + \frac{1}{2} \beta \right) \quad 2.31$$

Onde:

ε – Ângulo da cunha; β – Inclinação da cunha.

Resolvendo o sistema de equações chega-se ao FS_c (equação 2.12).

$$FS_c = \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\varepsilon/2)} \times \frac{\tan\phi'}{\tan\psi_p} \quad 2.42$$

A problemática de se usar esta última equação é que ela considera que o maciço se encontra seco, não tendo em conta o nível freático do maciço. Contudo, se já se souber o valor de FS_p , o FS_c pode ser escrito em sua função, isto porque o primeiro factor é suportado pelo ângulo de atrito, enquanto no segundo a rotura dá-se ao longo de plano de deslizamento, com um ângulo de atrito, ϕ' , e uma inclinação semelhante à linha de intersecção das cunhas, ψ_p (Gonçalves, 2013). Deste modo, o FS_c pode ser escrito conforme mostra a equação 2.13 (Wyllie & Mah 2004).

$$FS_c = KFS_p \quad 2.5$$

Onde:

K – depende do ângulo da cunha, ε , e a inclinação da cunha, β , sendo que pode ser calculado a partir do ábaco da Figura 2.13.

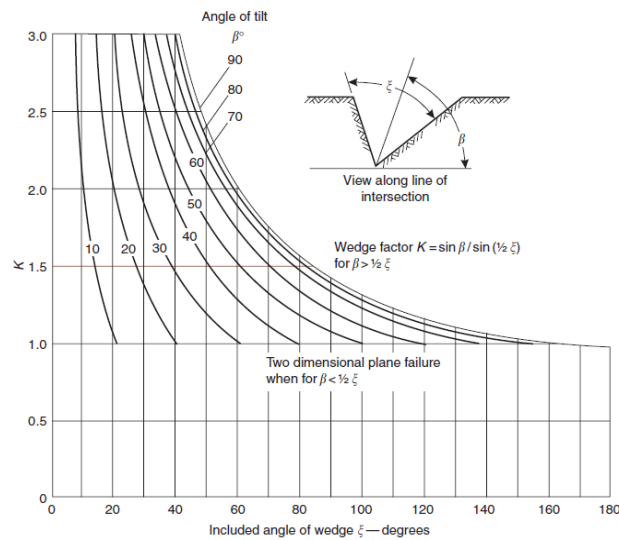


Figura 2.13 – Ábaco de valores da constante K a partir da geometria da cunha, Wyllie & Mah (2004)

2.6. Índice de GSI

O índice de resistência geológica – GSI, baseia-se na avaliação da litologia, da estrutura e das condições das discontinuidades expostas à superfície nos maciços rochosos, sendo estimado visualmente, por inspecção directa do maciço – é assim uma classificação qualitativa e de aplicação no campo, simples, rápida e expedita. Este índice tem em consideração as propriedades das

descontinuidades existentes no maciço e a capacidade que têm de deslizar entre si sob diferentes condições de tensão. O valor do GSI pode ser ainda ser estimado a partir do índice de índice de *Rock Mass Rating* – RMR (Bieniawski, 1989), se o maciço não for de muito fraca qualidade ($RMR \geq 23$); no entanto, Hoek *et al.* (2007) recomendam que de preferência se deve aplicar directamente a classificação.

Como os maciços de natureza flyschóide são muito difíceis de classificar devido à sua tectonização e à alternância de camadas com competência diversa, de espessura centimétrica a métrica, para avaliar o GSI deste tipo de maciço foi desenvolvida uma tabela específica por Hoek *et al.* (op. cit.) - Figura 2.14, que dá ênfase às condições das descontinuidades e ao estado de meteorização/tectonização do maciço. Esta classificação tem ainda em conta a eventual presença de água no maciço, que caso exista é penalizante do valor final obtido, pois obriga à deslocação para a classe situada à direita da obtida caso o maciço esteja seco (Figura 2.14), baixando assim o valor do índice final.

O valor do GSI não corresponde a um valor exacto, sendo recomendando a utilização de um intervalo de valores. Se a gama obtida para aquele índice for baixa ou nula, Hoek *et al.* (op. cit.) aconselham cuidados especiais, pois podem ocorrer eventos de instabilização inesperados, afirmando ainda que o comportamento das roturas neste tipo de maciço está condicionado pelos planos de estratificação predominando, assim, as do tipo planar ou em cunha.

Posteriormente e uma vez definido o valor do GSI para o maciço rochoso em apreço, podem-se calcular os parâmetros de resistência de acordo com o critério de rotura generalizado de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \times \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad 2.6$$

Onde: σ_1' - Tensão principal efectiva máxima; σ_c - resistência à compressão simples; σ_3' - tensão principal efectiva mínima; m_b - é o valor reduzido do parâmetro m_i calculado a partir da equação 2.16; m_i - valor obtido na Tabela 2.4; s - parâmetro que depende das características do maciço rochoso, e calculado a partir da equação 2.17; a - parâmetro que depende das características do maciço rochoso, e obtido a partir da equação 2.18; D - factor de perturbação do maciço, relacionado com a libertação de tensões a que foi submetido durante o desmonte, varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados (Hoek *et al.*, 2002); os valores obtêm-se na Tabela 2.5.

$$m_b = m_i \times e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \times D} \right)} \quad 2.7$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad 2.8$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad 2.9$$

Para calcular a resistência do maciço rochoso, recorre-se à equação 2.19:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] \left(\frac{m_b}{4 + s} \right)^{a-1}}{2(1 + s)(2 + a)} \quad 2.10$$

Por fim, consegue-se ainda calcular os valores dos parâmetros resistentes, ângulo de resistência ao corte e coesão, respectivamente através das equações 2.20 e 2.21.

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6 \times a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \times (1 + a) \times (2 + a) + 6 \times a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad 2.11$$

$$c' = \frac{\sigma_c [(1 + 2 \times a) \times s + (1 - a) \times m_b \times \sigma'_{3n}] \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a) \times (2 + a) \times \sqrt{1 + (6 \times a \times m_b (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1})} / ((1 + a) \times (2 + a))} \quad 2.12$$

Tabela 2.12 - Valores estimados para o m_i (traduzido de Hoek et al., 2013)

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (21±3)	Arenito (7±4)	Siltito (7±2)	Argilito (4±2)
			Grauvaque (18±3)			
	Não-clástica	Orgânico	Carvão (8-21)			
		Carbonatado	Calcário cristalino (19±5)	Calcário compacto 10±2	Calcário grosseiro 9±2	
		Químico		Gesso 8±2	Anidrite 12±2	
Metamórfica	Não foliada	Mármore 9±3	Corneana 9±3	Quartzite 20±3		
	Levemente foliada	Migmatito 29±3	Anfibolite 26±6	Milonite 29±3		
	Foliada *	Gnaise 28±5	Xisto 12±3	Filite 7±3	Ardósia 7±4	
Ígnea	Clara		Granito 32±3		Riolite (25±5)	Obsidiana (19±3)
			Granodiorito 29±3		Dacite 16±5	
			Diorito 25±5		Andesite 25±5	
	Escura		Gabro 27±3	Dolerite (9±3)	Basalto (25±5)	
			Norite 20±5			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (19±3)	Brechia (19±5)	Tufo (13±5)	

Notas:

- i) Os valores entre parênteses são estimados.
- ii) Os valores assinalados com (*) são para amostras de rocha ensaiadas numa direcção normal à estratificação ou foliação.
- iii) Os valores de m_i serão significativamente diferentes se ocorrer rotura ao longo de superfícies de baixa resistência.

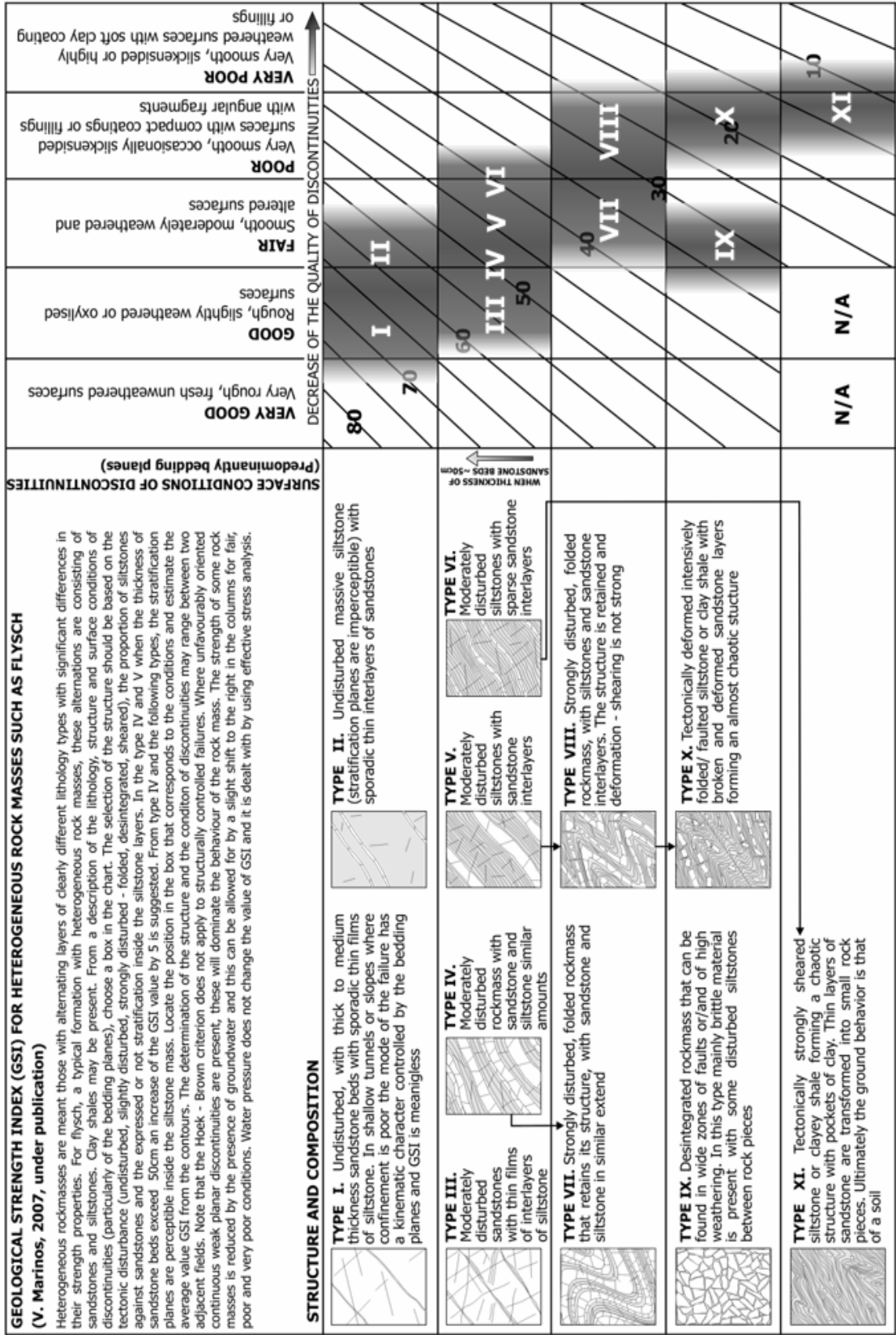


Figura 2.14 – Classificação de GSI para maciços heterogêneos e do tipo Flysch, (Hoek et al., 2007)

Tabela 2.13 – Valores estimados para a escolha do factor *D*, Miranda (2003)

Descrição do maciço rochoso	D sugerido
Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM resultam em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	D=0
Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas do maciço rochosos em torno do túnel. Quando existe levantamentos importantes do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada a menos que um aterro provisório seja colocado, como na ilustração à esquerda.	D=0 D=0,5 (sem aterro provisório)
Rebentamentos de muito má qualidade num maciço muito rijo resulta em perturbações locais graves, numa extensão de 2 a 3 m, no maciço rochoso circundante.	D=0,8
Os taludes de grandes dimensões para exploração de rocha sofrem significativas perturbações devido aos rebentamentos e também devido ao alívio de tensões provocado pela libertação de materiais. Em rochas mais brandas pode ser executado através de meios mecânicos.	D=0,7 Remoção mecânica D=1 Remoção com explosivos

2.7. Índice SMR

O SMR é um índice geomecânico implementado por Romana (1993) e ulteriormente actualizado (Romana, 2003) para tentar caracterizar a estabilidade de taludes rochosos. Este sistema é derivado da classificação geomecânica de Bieniawski (1989), ou seja do valor de RMR dito básico - RMR_b (obtido apenas com base em cinco parâmetros e desprezando o contributo da atitude das discontinuidades), complementado por quatro características que são: a inclinação das discontinuidades, a relação entre a atitude das discontinuidades existentes e a do talude, a orientação do talude em relação às discontinuidades e, por fim, o tipo de desmonte realizado no maciço (Tomás *et al.*, 2006). O valor do SMR é obtido da seguinte equação:

$$SMR = RMR_{básico} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad 2.13$$

Onde:

F₁: é um factor que avalia o paralelismo entre a direcção das discontinuidades (α_i) e a do talude (α_s); de acordo com a equação 2.23, e varia entre 1, quando as discontinuidades são paralelas ao talude, e 0,15, se o mergulho das discontinuidades for superior 30°, correspondendo a uma possibilidade de rotura baixa (*ibid.*);

F₂: corresponde à inclinação das discontinuidades existentes no maciço. O ângulo do mergulho pode ser calculado a partir da equação 2.24. Assim como o parâmetro F_1 , este valor varia entre 1 e 0,15, sendo que o valor de 1 corresponde às discontinuidades que mergulham mais de 45°, (ou seja, quase nenhuma discontinuidade tem um ângulo de atrito maior) e o valor de 0,15 significa que as discontinuidades apresentam uma inclinação inferior a 20°;

F₃: é a relação entre a inclinação média das discontinuidades (β_j) e a do talude (β_s), calculado usando a equação 2.25; no caso de roturas do tipo planar, ele avalia a probabilidade das discontinuidades emergirem na face livre do talude; para isso a

inclinação média da família de descontinuidades têm que ser pelo menos igual à do talude, sendo então o talude considerado parcialmente estável; caso a inclinação do talude seja superior em 10° à inclinação das descontinuidades, regista-se uma situação muito desfavorável; as roturas por tombamento não são consideradas desfavoráveis, nem muito desfavoráveis, porque elas não acontecem repentinamente, evoluindo ao longo do tempo, sendo passíveis de ser detectadas por inspecções visuais regulares;

F₄ é um factor de correcção associada ao tipo de desmonte a que o maciço foi submetido, correspondendo aos valores empíricos listados na Tabela 2.14.

$$F_1 = (1 - \sin(|\alpha_j - \alpha_s|))^2 \quad 2.14$$

$$F_2 = \text{tg } \beta_j^2 \quad 2.15$$

$$F_3 = -29 + \frac{1}{3} \times \text{arctg}(\beta_j - \beta_s) \quad 2.16$$

Tabela 2.14 – Valores recomendados para o parâmetro F₄ (traduzido de Romana 1996)

Talude						
Tipo de desmonte	Natural ou em vertente	Pré-corte	Microretardos	Detonação 'normal'	Explosão deficiente (*)	Escavação mecânica
Valor de F ₄	+15	+10	+8	0	-8	0

(*) A explosão deficiente acontece porque se utilizou demasiado explosivo, ou inversamente, quantidade de explosivo insuficiente

O valor de SMR obtido permite a inclusão numa dada classe da Tabela 2.15, de que depende o tipo de estabilidade, o tipo de roturas e ainda o tipo de contenção a aplicar ao maciço estudado (Romana, 1996).

Tabela 2.15 - Classificação em classes segundo os valores de SMR (traduzido de Romana, 1996)

Classe	SMR	Descrição	Estabilidade	Tipo de rotura	Tipo de contenção
I	100 – 81	Muito boa	Completamente estável	Nenhuma	-
II	80 – 61	Boa	Estável	Alguns blocos	Ocasional
III	60 – 41	Normal	Parcialmente estável	Pequenas planares ou muitas por cunha	Sistemática
IV	40 – 21	Má	Instável	Planar ou grandes por cunha	Correctiva
V	20 – 0	Muito má	Completamente instável	Grandes planares ou circulares	Reperfilamento

A partir do valor de SMR consegue-se ainda detalhar o tipo potencial de rotura e a respectiva dimensão, bem como eventuais técnicas de reabilitação recomendadas, em alternativa, como se constata na Tabela 2.16.

Tabela 2.16 – Potenciais tipos de roturas e alternativas para a sua estabilização para diferentes gamas de valores de SMR (traduzido de Romana, 2003)

Roturas associadas	Planar		Grandes dimensões					Importantes					Nenhumas						
	Cunha						Muitas					Algumas					Muito poucas		
	Circular	Possíveis					Nenhuma												
	Tombamento						Grandes dimensões			Média dimensão		Pequenas dimensões			Nenhuma				
	Queda de blocos	Possível					Nenhuma												
SMR	0-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75	75-100					
Medidas de reabilitação	Correcção	Modificação da geometria do talude e muros de contenção																	
	Drenagem	Drenagem profunda ou superficial																	
	Reforço						Colocação de betão (betão projectado, contrafortes, muros no pé do talude)												
	Protecção								Protecção do talude (redes metálicas, valas no pé do talude, protecção no pé do talude)										
	Não aplicado											Não são necessárias medidas de estabilização (possível retirada de blocos instáveis)							

2.8. Risco potencial de instabilização em taludes de escavação

Para avaliar o risco potencial de instabilização de taludes de escavação rodoviários não existe em Portugal nenhuma recomendação específica a adoptar, ficando assim ao critério das entidades responsáveis o método a aplicar. Nesta dissertação optou-se por utilizar o “sistema de avaliação do risco potencial de desmoronamentos e queda de blocos” aplicado pelo Departamento de Transportes de Oregon (ODOT) com base na classificação de Pierson et al. (1993). Este tipo de método não é desconhecido em Portugal, já tendo sido utilizado pelo menos duas vezes, a primeira por Neves (1995), em materiais carbonatados na Arrábida, Setúbal, dos taludes da EN 379-1, e posteriormente por Nunes *et al.*, (2002), num Complexo Xisto-Grauváquico, na EN 222.

A metodologia analisa o risco potencial associado à rotura por desmoronamento e queda de blocos por aplicação de um conjunto de critérios listado na Tabela 2.18. A avaliação é feita com base num conjunto de características determinadas por inspecção visual do talude em apreço, com base na qual se atribui uma pontuação, de 3, 9, 27 e 81, consoante a gravidade das condições registadas. Foram seleccionados estes valores, mas podiam ter sido adoptados outros, convido apenas que fossem muito distintos entre si, para se obter uma diferença significativa que permitisse comparar e priorizar zonas com potenciais riscos de instabilização distintos. Para o caso de estudo analisado adiante, apenas foram consideradas as seguintes nove características:

- i. Altura (m) – medida na vertical do talude; deve ser determinada para o ponto mais alto do talude onde se prevê a potencial queda de material;

- ii. Capacidade de retenção entre a valeta e a base do talude (berma) – esta característica é importante pois avaliar a capacidade potencial de armazenamento de material instabilizado, diminuindo assim a probabilidade desses materiais atingirem a plataforma da via e, portanto, diminui o potencial grau de risco;
- iii. Probabilidade de ocorrer queda e de atingir um veículo - quanto mais extenso for o talude, mais tempo permanece o veículo no trecho potencialmente instabilizado e, portanto, maior é a vulnerabilidade que lhe está associada; neste contexto, deve-se também considerar a velocidade máxima e o tráfego médio diário (MDV) nesse trecho, que pode ser calculado a partir da equação 2.26 (Pierson et al., 1990).

$$MRV = \frac{MDV \times comprimento\ do\ talude\ (m)/24\ (h)}{\limite\ de\ velocidade\ máxima\ sinalizada\ (m/h)} \times 100\% \quad 2.17$$

- iv. Distância de visibilidade para decisão (DDV) – esta característica avalia se o talude está situado numa zona de recta ou de curva da via, e estima o risco potencial de ocorrência de um acidente imediatamente após a queda de material na plataforma; assim, o tempo de reacção do condutor é tanto maior quanto maior for a distância média de visibilidade (DVM), que lhe permita aperceber-se do obstáculo na via, e consiga travar ou contorná-lo, evitando a colisão; pode ser calculada a partir da equação 2.27 (Pierson et al., 1990):

$$DDV = \frac{DVM}{DVP} \times 100\% \quad 2.18$$

Onde:

DVP – Distância de visibilidade de paragem, recomendada pela (JAE 1994 in Neves, 1995), listada na Tabela 2.17

Tabela 2.17 - Distância de visibilidade de paragem recomendada pela JAE (1994 in Neves, 1995)

Velocidade (km/h)	Distância de visibilidade de paragem (m)
40	40
50	60
60	80
70	100
100	180
110	220
120	250
130	320
140	390

- v. Largura da plataforma – este parâmetro tenta avaliar se o condutor consegue ou não contornar o obstáculo que está a cair ou já se encontra na plataforma;

vi. Caracterização geológica:

- a) Condições estruturais - estão relacionadas com o comportamento das famílias de descontinuidades; a atribuição da pontuação a este parâmetro baseia-se na atitude das descontinuidades e o seu valor aumenta se forem potencialmente instáveis, ou seja, quando os planos das descontinuidades são subparalelos ao talude, inclinam para a via e menos do que talude;
- b) Característica das descontinuidades – este parâmetro avalia a facilidade com que os potenciais blocos se podem destacar do talude e moverem-se entre si; baseia-se nas características de rugosidade e do enchimento das descontinuidades, que podem facilitar ou não aqueles movimentos;

vii. Volume de material caído por ocorrência – parâmetro relacionado com a dimensão do material deslocado ou do potencial instável, isto porque, quanto maior for o volume desse material, mais danos pode causar;

viii. Presença de água no talude – sendo a água um agente instabilizador, quanto maior a percolação interna e a sua acumulação de água nos planos de descontinuidades do talude, maior é a probabilidade de existirem instabilizações;

ix. Histórico - Está relacionado com o número de quedas ao longo do tempo, sendo que, quanto maior for o número de casos de instabilidade, maior potencial grau de risco.

Não foram considerados nesta abordagem a individualização da vegetação e clima, pois considerou-se que não iriam afectar o valor final obtido em cada trecho estudado, na medida em que eram semelhantes em toda a área analisada.

Após preencher a Tabela 2.18 com as devidas pontuações parciais, consulta-se a Tabela 2.19 para avaliar o risco potencial associado ao talude estudado e definir a prioridade da intervenção para reverter a situação de instabilidade observada.

A gama de valores da Tabela 2.19 tem uma escala semafórica associada: verde, amarelo e vermelho, sendo que a verde associa-se ao risco potencial baixo ou nulo, a amarela ao risco potencial moderado, e a vermelha ao risco potencial elevado.

Tabela 2.18 – Critérios da avaliação de Pierson (1993) e adaptado por Nunes *et al.*, (2002)

Categorias		Critérios de classificação e pontuação			
		3 pontos	9 pontos	27 pontos	81 pontos
Altura do talude (m)		0 a 7,5	7,5 a 23	23 a 30	+30
Capacidade de retenção (berma)		Boa	Moderada	Reduzida	Nula
Probabilidade de atingir um veículo		0 a 25 %	25 a 50%	50 a 75%	75 a 100%
Distância de visibilidade para decisão		Adequada	Moderada	Reduzida	Muito reduzida
Largura da plataforma		20 m	15 m	10 m	5 m
Caracterização geológica	Condições estruturais	Orientação favorável	Orientação aleatória	Orientação desfavorável	Orientação muito desfavorável
	Características das descontinuidades	Rugosa / irregular	Planar	Lisa ou enchimento com o material envolvente	Preenchimento com quartzo
Volume de material caído		2 m ³	4 m ³	6 m ³	8 m ³
Presença de água no talude		Nenhuma	Períodos reduzidos	Períodos intermitentes	Períodos contínuos
Histórico de ocorrências		Nenhuma	Poucas	Ocasionais	Frequentes
Total					

Tabela 2.19- Escala semafórica com os diferentes graus de risco de instabilidade e prazo de intervenção

Pontuação	Risco potencial	Intervenção
30-90	Baixo	Médio prazo
90-270	Moderado	Curto prazo
270-810	Elevado	Imediata

2.9. Medidas mitigadoras

2.9.1. Enquadramento

As medidas estabilizadoras de taludes têm por finalidade a manutenção, reabilitação e/ou a redução do grau de risco de uma potencial ocorrência instabilizadora, promovendo o aumento da resistência do maciço face às forças instabilizadoras e/ou protegendo os eventuais elementos vulneráveis ao perigo. Deste modo, a implementação de medidas mitigadoras adequadas é importante na manutenção da estabilidade de um talude dentro de níveis aceitáveis para a infra-estrutura em análise.

Os taludes de escavação adoptam geometrias adequadas às características geotécnicas e estruturais das formações geológicas presentes. Porém, em taludes de estradas com largas dezenas de anos, nem sempre estes aspectos foram considerados face aos conhecimentos técnicos e/ou aos condicionamentos económicos da época de construção. Para além disso, na definição de um traçado nem sempre é possível seleccionar a orientação mais adequada face às condições geológicas e geotécnicas encontradas, uma vez que o alinhamento da directriz é quase sempre determinado por outro tipo de factores.

Quando se refere a um talude de escavação e este se encontra instável ou as suas características apontam para uma possível rotura iminente deverá ser adoptada, rapidamente, uma metodologia que permita caracterizar a potencial instabilização, com a ajuda de uma ficha de registo de campo, onde é possível registar os elementos mais relevantes do talude e da possível instabilização ou mesmo da rotura já ocorrida. Caso exista um registo histórico para um determinado local, pode-se avaliar a sua evolução contribuindo, deste modo, com um maior conjunto de elementos para a definição de um plano de reabilitação adequado ao talude.

Assim sendo e de modo a evitar possíveis roturas por instabilizações, é imprescindível implementar uma abordagem proactiva para estabilizar qualquer talude, principalmente num talude de escavação, e que deve incluir também um trabalho de gabinete, para que possam ser identificadas as soluções de reabilitação mais adequadas, quer do ponto de vista técnico, quer do ponto de vista económico. É fundamental também neste tipo de intervenções manter registos precisos com o auxílio de fotografias obtidas, sempre que possível, a partir da mesma localização e ângulo, de modo a acompanhar a respectiva evolução, por exemplo para observar a geometria do terreno, nomeadamente a variação da respectiva altura e inclinação ou volume de blocos caídos, entre outros.

A Figura 2.15 apresenta um fluxograma com uma das possíveis abordagens a adoptar no âmbito da estabilização de taludes rodoviários. A aplicação desta metodologia permite obter mais informação sobre o talude em estudo e identificar a técnica de reabilitação mais adequada a utilizar. As medidas mitigadoras ou estabilizadoras devem ser usadas de uma maneira ponderada para que as técnicas a aplicar tenham um comportamento e desempenho adequados, cumprindo assim o seu objectivo. Os métodos de estabilização dos taludes dividem-se em quatro tipos:

- i. Correctivos;
- ii. De reforço;
- iii. De protecção;

iv. De drenagem.

As intervenções de estabilização mais comuns estão listadas no diagrama da Figura 2.16 e no âmbito de uma podem ser empregues diversas técnicas, porque cada situação é diferente de outra, mesmo que as condições litológicas e estruturais sejam semelhantes. Assim, deve desenvolver-se um estudo apropriado para cada local de modo a que as técnicas a adoptar sejam as mais eficazes, tendo em conta: a gravidade da situação, os condicionamentos de tráfego, o tipo de rotura, o confinamento, os materiais e as técnicas disponíveis, os prazos, as deformações aceitáveis e os custos associados.

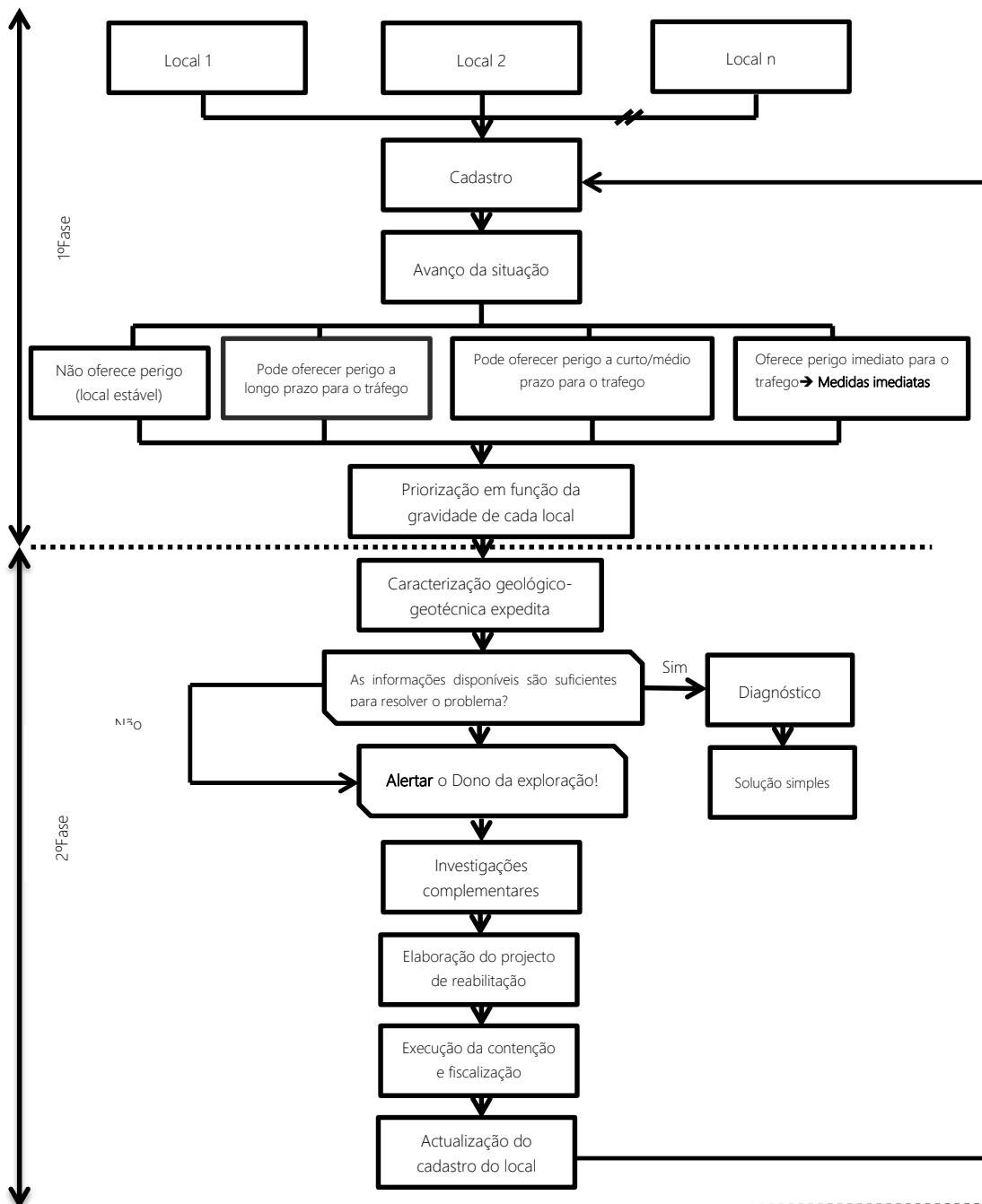


Figura 2.15 - Cronograma de actividades para o planeamento de obras de estabilização (adaptado de Carvalho *et al.*,1991)

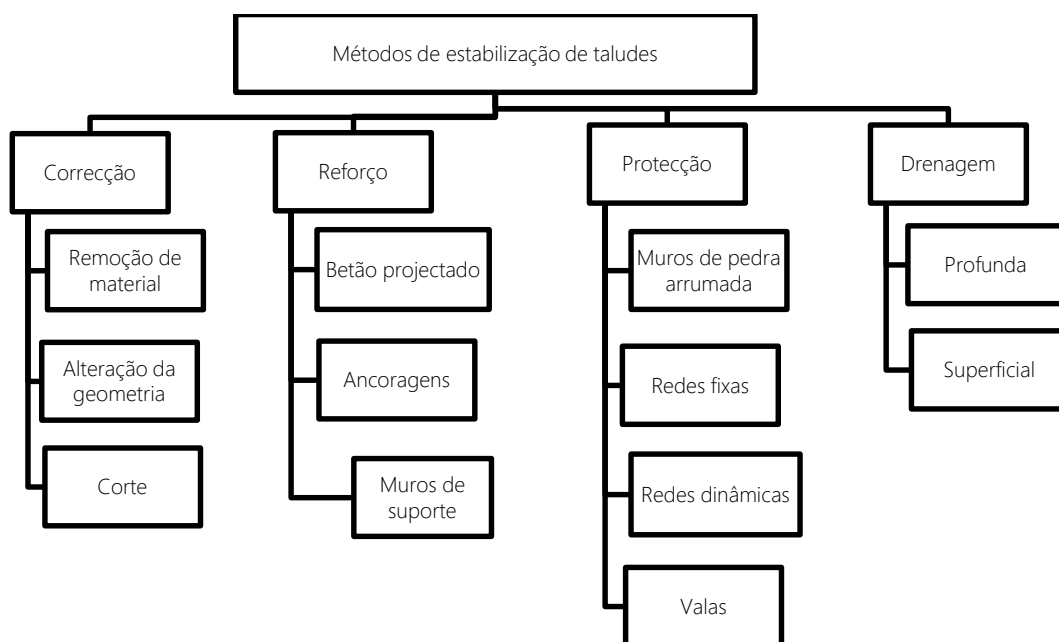


Figura 2.16 – Tipos de medidas de estabilizações de taludes rochosos (adaptado de *Wyllie & Mah, 2004*)

As obras de reabilitação e de contenção são muito importantes e imprescindíveis pois “o trabalho do engenheiro confrontado com a instabilidade das encostas é comparável ao do médico, presidindo o obstetra ao nascimento dos novos taludes e o gerontologista tratando a velhice enunciativa da morte. O diagnóstico, a despistagem, a prevenção, os traumatismos internos e externos, a hipertensão, encontram o seu equivalente na estabilização das encostas” Pires (1989 *apud* Duffaut, 1986).

Descrevem-se sucintamente em seguida as principais técnicas utilizadas.

2.9.2. Correção

As medidas correctivas englobam o saneamento de blocos instáveis e de vegetação de médio a grande porte, e o reperfilamento dos taludes, sendo que estes métodos são frequentemente utilizados. Consistem geralmente no uso de meios mecânicos para remover o material instável e/ou potencialmente instável num talude, como mostra a Figura 2.17, mas também podem recorrer a explosivos, se necessário, tornando-o assim mais estável. Este tipo de intervenção consiste em:

- i. Definir um ângulo de estabilidade (segurança) para o talude;
- ii. Remover blocos instáveis e limpeza de material desagregado;
- iii. Reperfilar o talude, com adopção de uma geometria mais estável, adequada às características do maciço rochoso ocorrente e, se necessário, incluindo banquetas.

As principais vantagens na utilização deste tipo de intervenção são a rapidez de mobilização e de actuação, bem como a facilidade de utilização num curto prazo, aliada aos custos baixos associados em comparação com outras medidas potenciais. As limitações à sua aplicação prendem-se, essencialmente, com o tipo e capacidade dos equipamentos disponíveis no mercado e do espaço físico disponível para manobrar em segurança os equipamentos, face à altura e geometria do talude de escavação, bem como às características resistentes do maciço rochoso em presença.

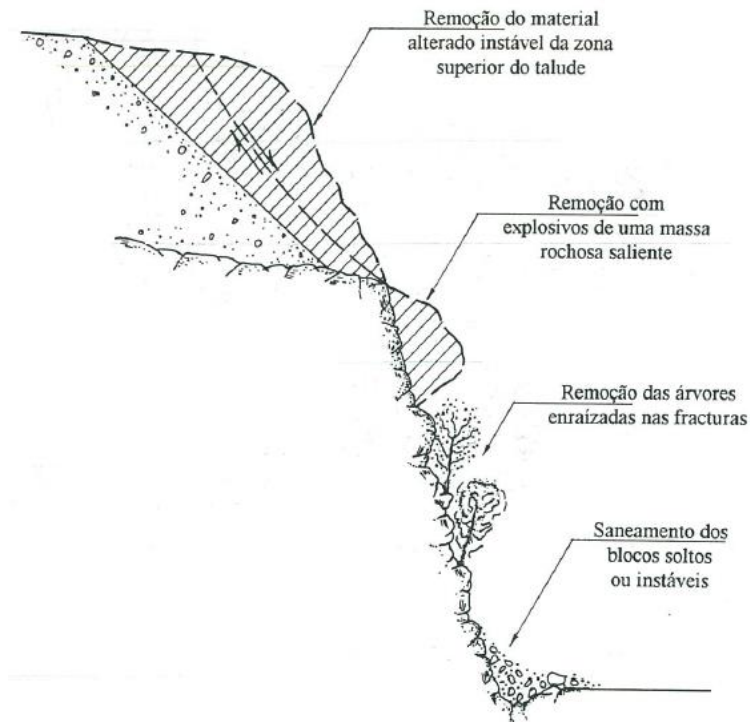


Figura 2.17 – Esquemática de diversos materiais instabilizados num talude que precisam de ser removidos (Wyllie, 1991 *apud* Neves, 1995)

Outro aspecto a considerar relativamente a este tipo de intervenção relaciona-se com o facto de estes trabalhos não poderem garantir por si só que, a médio/longo prazo, não existirão novas instabilizações no mesmo local. Entre os factores externos que podem contribuir para as novas instabilizações (como os factores antrópicos, climatéricos, de drenagem e presença de vegetação, entre outros), as características geológicas e geotécnicas do maciço rochoso podem ter primazia no controlo dos mecanismos de rotura e no aparecimento sistemático de roturas nos taludes de escavação.

Muitas vezes estas intervenções correctivas obrigam à ocupação de terrenos que se encontram no tardoz e a montante dos taludes, para além dos limites pertencentes ao domínio da estrada, sendo necessário recorrer a expropriações para obter a área necessária a, por exemplo, um reperfilamento

de talude, cujos custos e prazos inerentes podem não ser comportáveis face à situação em estudo. Noutros casos a realização das medidas correctivas pode ser limitada pela ocupação desses terrenos com outras infra-estruturas, obrigando a optar por medidas de reforço.

2.9.3. Reforço

2.9.3.1. Betão projectado

Esta técnica pode ser aplicada em obra, quer por via seca, quer por via húmida. A sua escolha depende essencialmente do tipo de intervenção, da quantidade a aplicar e da distância a transportar. Isto porque na aplicação por via seca os “agregados são misturados com o cimento e injectados sob pressão numa mangueira que humifica uniformemente a pasta” (Saraiva, 2007). Este modo proporciona ainda uma melhor adesão ao maciço devido a poderem existir várias velocidades de projecção. A aplicação por via húmida significa que “a amassadura é feita de forma convencional e depois projectada sobre pressão” (*op cit.*).

A aplicação do betão pode ser de “fluxo diluído” ou de “fluxo denso”. O processo de fluxo diluído consiste em transportar o betão pneumáticamente por meio do ar, fazendo com que o betão posteriormente não tenha que ser uniformizado. A grande vantagem deste processo é que o betão pode ser aplicado por via seca ou húmida. Esta técnica é mais utilizada no âmbito da reabilitação, onde existe pouco espaço de manobra, isto porque as máquinas para a projecção têm dimensões mais reduzidas que as usadas no método de fluxo denso, tendo ainda uma elevada flexibilidade sendo considerado um processo simples e que apresenta menores requisitos em termos da composição do betão (Sika, 2010).

O processo de fluxo denso é o mais recomendando quando se quer bombear elevadas quantidades de betão, sendo projectado por ar comprimido. Como este processo tem uma grande capacidade de resposta é muitas vezes aplicado para a estabilização de grandes taludes, bem como na estabilização e construção de túneis (*op. cit.*).

2.9.3.2. Ancoragens

Segundo o EC7 (NP EN 1997-1, 2010) esta técnica pode ser aplicada de modo provisório ou definitivo e é utilizada com um objectivo de:

- i. Apoiar uma estrutura de suporte;
- ii. Assegurar a estabilidade de taludes, de escavações ou de túneis;
- iii. Resistir a forças de levantamento global em estruturas.

As ancoragens podem dividir-se em ancoragem passivas e activas. Como as ancoragens são estruturas com fios ou cordões de aço, podem necessitar de um tratamento contra a corrosão logo no início da sua construção, dependendo da agressividade do meio onde estão instaladas e do seu período de vida útil. Sempre que se tratar de uma ancoragem definitiva, isto é, com um período de vida útil superior a 2 anos, o tratamento deve garantir a sua eficácia ao longo do tempo de vida previsto para a ancoragem.

a) Ancoragens passivas

As ancoragens passivas, vulgarmente designadas em geotecnia por “pregagens”, são versáteis podendo ter funções de estabilização em encostas e em taludes, ou de sustimento de obras de contenção, entre outros. São designadas por passivas porque consistem num reforço passivo, i.e., sem traccionamento. “São constituídas por uma cabeça de ancoragem, um comprimento livre da armadura e um dispositivo de ligação ao terreno, seja com um predeterminado comprimento da ancoragem ligado ao terreno por meio de calda, um corpo passivo, uma âncora helicoidal ou uma pregagem em rocha” (*op. cit.*, 2010).

Atingem comprimentos entre 3 e 6 m e ter um diâmetro compreendido entre 25 e 40 mm. A sua execução consiste em colocar a armadura num furo previamente aberto e posteriormente preenchido com caldas de cimento, argamassas de cimento e areia ou ainda resina inerte, de modo a selar o respectivo varão ao terreno (Vallejo *et al.*, 2002), e podem ser observadas na Figura 2.18(a).

A vantagem desta estrutura é a sua fácil aplicação, podendo ser totalmente mecanizada sendo “muito eficaz e económica para suportar escavações em rocha (...). Podem ser usadas para controlar todos os tipos de instabilidade, excepto aqueles que envolvem solo extremamente fraco e brando como pode acontecer em zonas de falhas” (Coelho, 1996).

b) Ancoragens activas

A ancoragem activa é um reforço activo onde os fios ou cordões em aço, instalados num furo, posteriormente injectado com caldas de cimento e, após ganhar presa, são tracionados. “São constituídas por uma cabeça de ancoragem, um comprimento livre de armadura e um comprimento de selagem da armadura ao longo do qual se efectua a ligação por meio da calda” (NP EN 1997-1, 2010).

Esta estrutura, ilustrada na Figura 2.18 (b), tem como objectivo evitar a ocorrência de deslizamento de blocos ao longo de discontinuidades já existentes, sendo assim um método geralmente utilizado em maciços rochosos fracturados. A aplicação da força de tracção vai modificar as tensões normais e de cisalhamento no material que potencialmente podia deslizar, reforçando-o (Wyllie & Mah, 2004).

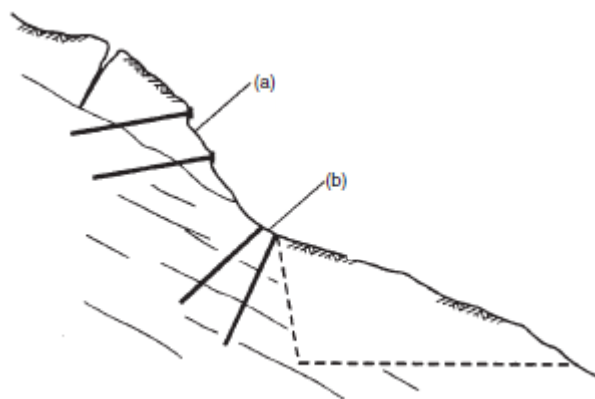


Figura 2.18 – Esquemática de um reforço de um talude por ancoragens activas e passivas
(adaptado de *Wyllie & Mah 2004*)

2.9.3.3. Muros de suporte

Este tipo de obra de estabilização pode ser realizado com material do mesmo talude (aproveitado das zonas de escavação), com betão simples ou armado, betão ciclópico, alvenarias de blocos de betão ou outros tipos de materiais.

As suas fundações devem garantir as condições de segurança com uma adequada distribuição das tensões no terreno e a estabilidade no muro de modo a que respeite os estados limites últimos. Deste modo deverá se verificado a segurança aos vários estados (NP EN 1997-1, 2010):

- i. Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno; a resistência do terreno e da estrutura não são relevantes (EQU);
- ii. Rotura ou deformação excessiva de elementos estruturais; a resistência dos elementos estruturais é relevante (STR);
- iii. Rotura ou deformação excessiva do terreno; a resistência do terreno é relevante (GEO);
- iv. Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a subpressões ou outras acções verticais (UPL);
- v. Instabilidade hidráulica podendo provocar erosão interna e *piping* (HYD).

A construção de muros de suporte, como qualquer outra obra, é sempre condicionada por questões económicas, pelas características do terreno, localização, acessos, estruturas existentes também pelo seu desempenho e manutenção a médio /longo prazo. Assim os muros podem ser de betão ciclópico, de pedra arrumada, de gabiões e de betão armado.

a) Betão ciclópico

São muros de gravidade com deformação baixa, pois o betão preenche aos vazios existentes entre os blocos de pedra. Estes muros requerem boas condições de fundação e uma drenagem eficiente, através da utilização de drenos, pois a argamassa confere uma maior rigidez ao muro (Freitas, 2011).

b) Muros de gabiões

Os muros de gabiões são muros flexíveis, constituídos por caixas ou contentores de formas geralmente paralelepípedicas conformadas em redes de malha hexagonal constituídas por arames de aço galvanizado ou revestidos com PVC (Coelho, 1996). Estas caixas são preenchidas com pedras arrumadas à mão, com uma granulometria uniforme e um diâmetro entre uma a duas vezes a dimensão da malha, para além de se apresentarem não alteradas e devem ter uma durabilidade prolongada. Esta obra apresenta uma boa capacidade de drenagem e uma grande flexibilidade, permitindo ainda deformações elevadas sem entrar em rotura - Figura 2.19- [<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/39-execucao-de-estruturas-em-gabiao>, consultado dia 20 de Agosto de 2013].



Figura 2.19 - Construção de um muro de gabiões

c) Muros de betão armado

Este tipo de estrutura de contenção é executado *in situ*, apresentando uma estrutura de contraforte. O muro de betão armado deve ser projectado de acordo com as tensões de flexão e os impulsos a que vai estar submetido.

A sua construção implica a impermeabilização do tardo e a aplicação de vários drenos para reduzir a pressão intersticial a actuar no talude a estabilizar. Podem ainda ser reforçados com ancoragens, a fim de melhorar a resistência do maciço e impedir o deslizamento da estrutura Freitas (2011). Uma das vantagens da sua aplicação está relacionada com a esbelteza da estrutura de suporte, a qual apresenta um menor volume relativamente aos muros de betão ciclópico, necessitando de uma menor área de implantação. Em contrapartida, é uma técnica mais dispendiosa, devendo a sua

execução ser devidamente analisada tendo em consideração o custo-benefício da sua realização para o local em estudo.

2.9.4. Protecção

2.9.4.1. Muros de pedra arrumada

Este tipo de muro de protecção é um modelo simplificado do de suporte e é construído pelo arranjo manual de pedras; a sua resistência resulta do imbricamento dos blocos de pedras. Os blocos devem apresentar dimensões regulares e a base do muro deve ter uma largura mínima de 0,5 a 1,0 m. Este tipo de obra não necessita de dispositivos de drenagem, devido à própria estrutura do muro ser drenante (Freitas, 2011) e tem ainda a vantagem de possuir uma capacidade significativa para retenção de material caído do terreno situado a montante - Figura 2.20. Assim, este tipo de técnica precisa de manutenção constante, limpeza e monitorização.

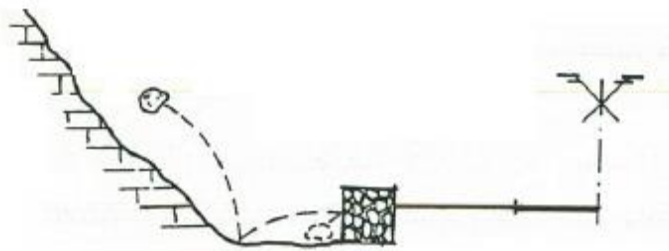


Figura 2.20 – Esquemática do funcionamento de um muro de pedra arrumada (Peckover & Kerr 1977 *apud* Neves, 1995)

2.9.4.2. Malhas de arame e redes

Nas obras geotécnicas utilizam-se muitas das vezes estes dispositivos de protecção, porque são de execução rápida e relativamente económicos em relação à maioria das outras medidas mitigadoras existentes.

a) Arame estáticos

Segundo Coelho (1996) o arame estático é um arame contínuo em cadeia também designada por capoeira, a sua malha pode ser de aço, e pode ter uma forma quadrada, rectangular ou em losango com soldadura nos cruzamentos dos arames, podendo ter diferentes diâmetros. As malhas de diâmetro menor tendem a ser mais frágeis que as de maior diâmetro, porque existe uma quantidade menor de fios enrolados entre si, o que as torna menos resistentes e mais susceptíveis aos agentes corrosivos, que tendem a deteriorá-las com maior rapidez do que as de diâmetro maior. Para resolver este problema foram criados produtos próprios que são aplicados directamente na

malha de modo a evitar a corrosão, tornando-a assim tão ou mais resistente e duradoura do que as de maior diâmetro.

b) Arame contínuo

São flexíveis e fortes e aplicam-se directamente no talude tendo como função prevenir o desprendimento e queda de pequenos blocos que possam atingir a plataforma rodoviária de forma não controlada. As malhas de aço podem ser usadas em conjunto com betão projectado, geotêxteis e sementeiras, que protegem o talude de agentes erosivos. A desvantagem de usar o betão projectado em relação às outras técnicas mencionadas é a maior probabilidade de surgirem problemas de drenagem e, ainda, a razões meramente estéticas, pois o uso de betão poderá criar um desenquadramento visual e paisagístico da zona.

c) “Redes metálicas”

São de torção dupla ou tripla e são colocadas em zonas do talude que se encontram muito fracturadas, de modo a evitar a queda de blocos rochosos para a plataforma da estrada, podendo ainda ser reforçadas com cabos metálicos que são ancorados ao maciço rochoso e esticadas (Vallejo, 2002). Esta técnica deve ser fixada somente na parte superior do talude ou no topo de uma bancada do talude, evitando deste modo que o material rochoso instabilizado se acumule na faixa de rodagem e origine roturas na rede metálica - Figura 2.21.



Figura 2.21 – Rede metálica de protecção (Azfil, 2014)

Esta técnica de protecção também requer manutenção, isto é, a limpeza do eventual material que possa estar retido na rede, procedendo-se também à respectiva observação de integridade e estado de conservação para garantir a sua qualidade e eficácia durante o seu tempo de vida útil.

d) Barreiras dinâmicas

Este tipo de rede por norma são aplicadas a jusante do talude e actuam de uma forma passiva isto porque, têm como função interceptar blocos de rocha de dimensões variáveis que possam se desprender do maciços rochoso instabilizado, evitando assim a que o material atinja a via.

Estas soluções são compostas por conjuntos de elementos formados por painéis, cabos de aço e postes conectados aos elementos estruturais que garantem a absorção de altas energias de impacto.

2.9.4.3. Valas de retenção ou valas de Ritchie

Estas valas são construídas no sopé dos taludes tendo como objectivo reter material caído dos mesmos. No entanto, a sua adopção depende da distância da base à infra-estrutura, neste caso a uma rodovia, sendo por isso necessário espaço para a sua instalação. Para garantir uma maior eficácia esta tem que ser bem dimensionada tanto em profundidade como em largura, sendo que estas dimensões dependem da altura e inclinação do talude (Neves 1995), como se pode ver na Figura 2.22.

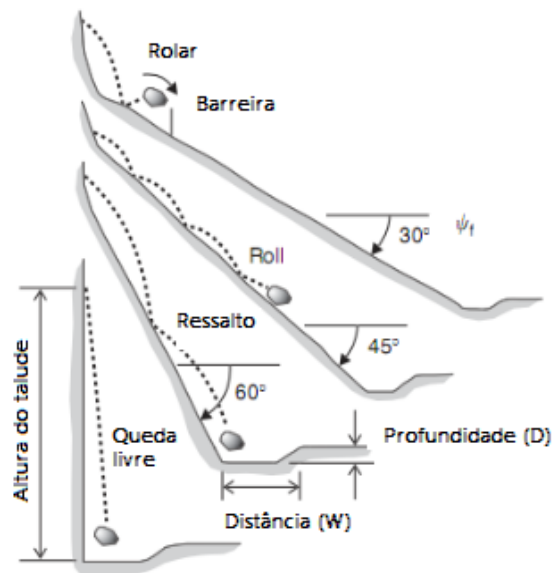


Figura 2.22 - Comportamento do material instabilizado segundo o ângulo do talude

Para dimensionar este tipo de valas pode ser utilizado o ábaco da Figura 2.23, é utilizado para calcular as dimensões destas valas de retenção a construir na base dos taludes instáveis, que

considera a inclinação e a altura do talude e que permite dimensionar este tipo de vala. Este ábaco foi elaborado em 1963 após o estudo sobre a "A avaliação da queda de blocos e seu controlo". Actualmente utiliza-se *software*, como o Rockfall da Rocscience, para estudar as potenciais zonas de chegada de blocos que se desprendam de taludes e dimensionar as barreiras dinâmicas a colocar como protecção.

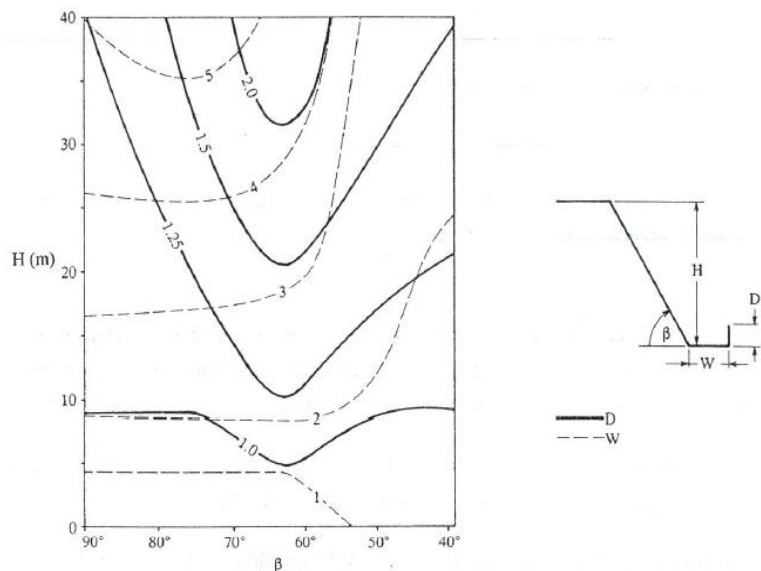


Figura 2.23 - Dimensionamento de uma vala de retenção de blocos (Whitside 1986 *apud* Neves, 1995)

2.9.5. Drenagem

A maior parte dos problemas de instabilidade dos taludes está relacionado com a presença de água. Isto porque "a água intervém pelo seu carácter próprio, i.e., pela pressão intersticial e pela força da percolação de água, diminuindo em certa medida as características geomecânicas do terreno, principalmente pelo amortecimento e redução da resistência ao corte, degradando igualmente a superfície do solo e aumentando o seu peso específico, sendo este factor tanto mais importante se se trata de terrenos com predisposição para o escorregamento, tais como os siltes e argilas" (Pires Carreto, 1989). Assim, a drenagem tem um papel importante em assegurar a remoção ou a redução da pressão intersticial dos terrenos. Na Figura 2.24 representam-se todos os tipos de elementos de drenagem, superficial e interna, possíveis de instalar para garantir a estabilidade de taludes rochosos, que se caracterizam sucintamente em seguida.

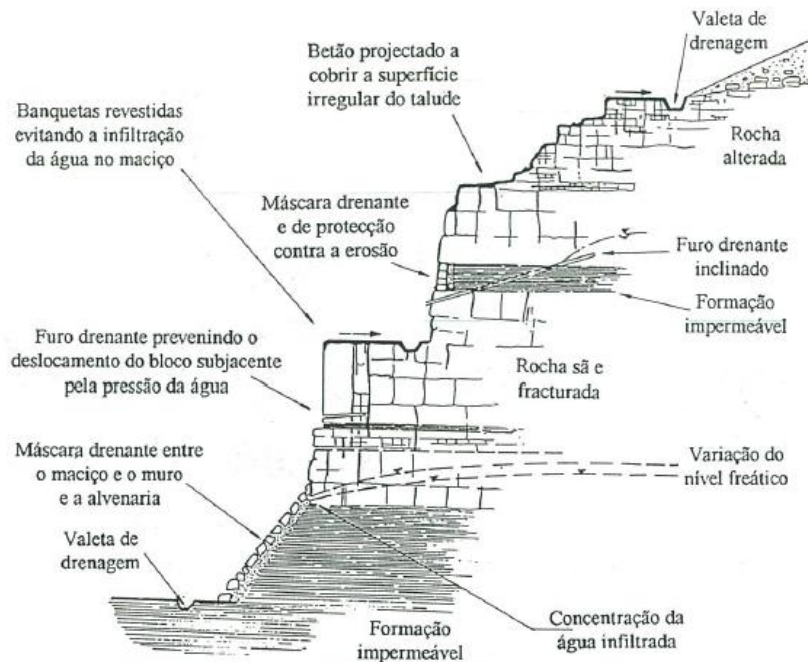


Figura 2.24 – Esquematisação dos tipos de elementos de drenagem utilizados na estabilização de taludes rochosos (Fookes & Sweeney, 1976 *apud* Neves, 1995)

2.9.5.1. Drenagem superficial

A drenagem superficial como o nome indica é executada à superfície do maciço ou da estrutura geotécnica e tem como principal objectivo encaminhar as águas superficiais, evitando a sua infiltração directa no talude, através de valas, valetas de pé de talude e de crista e descidas de talude, conseguindo assim controlar a percolação da água nesses locais, e ainda evitando possíveis problemas de erosão na superfície dos taludes. Posteriormente, a água deve ser reencaminhada para locais apropriados, como as caixas colectoras, e restituída de forma controlada à drenagem natural.

a) Valetas de crista

As valas de crista são, como o seu nome indica, implantadas na crista do talude, de modo a que se consiga interceptar o fluxo de água superficial proveniente de montante, colectando-o e encaminhando as águas para fora dessa zona, evitando assim a sua infiltração e escorrência. A água é assim conduzida para caixas colectoras.

Este tipo de drenagem deve de ser revestida a betão ou qualquer outro material impermeável de modo a que, durante o processo de encaminhamento e recolha, a água não penetre no maciço.

b) Valetas de pé de talude

Estas valetas podem ser equiparadas às valas de retenção de blocos, pois às vezes assumem a mesma função, i.e., reter os materiais caídos do talude; mas o seu principal objectivo é o de recolher as águas provenientes da escorrência superficial dos taludes.

Estas valetas, assim como as anteriores, evitam a erosão do maciço, mas desta vez na base do talude.

c) Descidas de água

As descidas de água têm como objectivo conduzir as águas captadas por outros dispositivos de drenagem a nível superior, até à drenagem de pé de talude. Assim encaminham as águas das valetas de crista ou de banquetas até às caixas colectoras. Estas descidas de água podem ter secção rectangular e semicircular (em meia cana), e são geralmente construídas em betão.

São feitas com degraus sempre que os declives envolvidos forem significativos, dissipando assim melhor a energia da água e prevenindo o ressalto da mesma ao percolar até ao pé do talude.

2.9.5.2. Drenagem interna

A drenagem interna, ou profunda, tem como principal objectivo o rebaixamento do nível freático, promovendo assim a captação de água do interior do maciço, com a inerente diminuição das pressões intersticiais, e a sua remoção controlada nas zonas próximas da face de um talude. Neste tipo de drenagem incluem-se a construção de poços, com ou sem bombagem, galerias, trincheiras, máscaras drenantes, esporões drenantes e furos drenantes.

a) Furos drenantes

O uso de drenos horizontais, que consistem em meros furos sub-horizontais para drenagem dos maciços rochosos, com certa inclinação de modo a que a água possa sair do talude para o exterior por gravidade, é o tipo de elemento de drenagem interna mais utilizada, particularmente associada a outras intervenções de estabilização que impliquem a impermeabilização da superfície do terreno. Constituem assim uma das medidas mais eficazes em maciços rochosos desde que os furos intersectem adequadamente as fracturas que conduzem a água.

b) Poços drenantes

Os poços são furos verticais com uma profundidade máxima de 20m, sendo que o respectivo diâmetro depende das características hidrogeológicas da área a ser drenada, fazendo com que o nível freático nas proximidades seja rebaixado. Podem ser revestidos ou não, constituindo ainda uma maneira expedita de recolher amostras e aceder directamente ao maciço de uma maneira rápida.

Eles podem ser executados nas várias fases da obra, i.e., no seu início, a meio ou na fase final. Para uma eficiente drenagem é recomendando a construção de, pelo menos, dois poços com um espaçamento previamente calculado e a sua ligação entre si, sendo que a sua construção depende do tipo de obra e da respectiva área.

c) Galerias

A construção de galerias, normalmente sub-horizontais, em maciços rochosos é uma intervenção demasiado onerosa que só em situações extremas se concretiza no âmbito de reabilitação de taludes rodoviários. Este tipo de obras permite, em contrapartida, o acesso directo ao interior do maciço. Para a sua construção é essencial um adequado estudo da geologia, da hidrogeologia e de todas as estruturas adjacentes.

Um das principais utilidades é a capacidade de interceptar um grande número de descontinuidades do maciço, levando assim a um rebaixamento das águas subterrâneas e diminuição da pressão intersticial. Elas podem ainda ser complementadas com a execução de furos drenantes a partir do seu interior e/ou associadas a poços de drenagem.

d) Esporão drenante

São consideradas trincheiras drenantes, verticais e perpendiculares ao eixo do talude, como mostra o esquema da Figura 2.25. A estabilização do talude é obtida através do rebaixamento do nível freático bem no interior do terreno, servindo também de contraforte ao terreno, reforçando-o. Aplicam-se em situações em que os níveis freáticos passam relativamente próximos da frente do talude, conseguindo assim intersectá-la em alguns pontos.

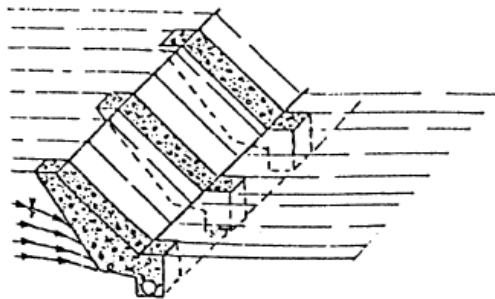


Figura 2.25 - Esquemática de um trecho com esporões drenantes (Pires Carreto, 1989)

Este método tem como inconveniente a dificuldade de aplicação em alguns taludes, nomeadamente de rochas mais resistentes, cujas características geomecânicas não permitam a realização da escavação necessária para a execução do esporão.

É uma solução de estabilização adequada a situações pontuais ou pouco extensas.

e) Máscara drenante

Assim como os esporões drenantes, são executadas com material drenante e não reactivo/solúvel, mas neste caso o material é colocado sobre o talude numa camada de espessura decimétrica não homogénea, que é geralmente decrescente do topo do talude para a base.

Este método é aplicado em taludes cuja estabilidade é condicionada pela exurgência de água à sua superfície, i.e., tem uma função drenante e ainda de protecção superficial do terreno. Tal como nos esporões drenantes, as águas são recolhidas por um colector no pé do talude - Figura 2.26, e também são pouco utilizadas em maciços rochosos, particularmente nos mais resistentes.

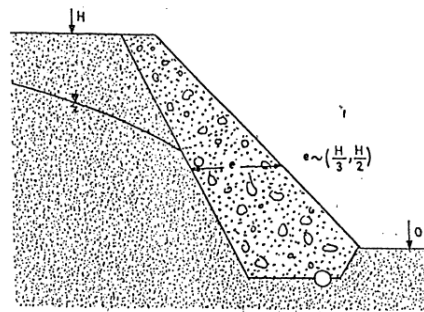


Figura 2.26 - Esquema de uma máscara drenante (Pires Carreto, 1989)

2.10. Observação e manutenção

A monitorização dos taludes rodoviários é fundamental, sendo a inspecção visual dos taludes de escavação às vezes difícil devido à sua envergadura e porque a grande maioria dos taludes não tem acesso à respectiva crista. Para a resolução deste problema deve então recorrer-se a plataformas próprias para assegurar a sua inspecção em altura.

Nos taludes fracturados a presença de vegetação, e como mencionado anteriormente, pode provocar o efeito alavanca, acelerando a abertura de discontinuidades existentes e, conseqüentemente, a queda de material do talude.

Refere-se ainda a monitorização dos sistemas de drenagem, superficial e profunda, de modo a verificar se estão a funcionar como previsto. Deste modo, é importante que as seguintes acções de manutenção dos taludes sejam mantidas e executadas com regularidade:

- i. Limpeza dos detritos quer do talude quer do sistema de drenagem;
- ii. Remoção da vegetação que tenha crescido na face e crista do talude, principalmente a que estiver a preencher as discontinuidades do talude e a potenciar a instabilização do mesmo;
- iii. Reparar, se necessário, os sistemas de drenagem;
- iv. Manter limpas as caixas de recolha de água, de modo a que estas não fiquem entupidas com as primeiras chuvas, não conseguindo cumprir a sua função.

3. Caso de Estudo – A ER 266

A ER 266 foi escolhida para o caso de estudo desta dissertação tendo-se sempre em consideração que se trata de uma via construída à cerca de 80 anos e que intersecta, em grande parte da sua extensão, formações de rochas de baixa resistência onde, ao longo dos anos, se tem registado a ocorrência de diversas instabilizações nos taludes de escavação. As estradas com décadas de serviço revestem-se de particular importância, pois possibilitam avaliar a evolução da estabilidade dos seus taludes de escavação e dos materiais que os constituem, ao longo do tempo, bem como o resultado das acções de manutenção efectuadas ou da sua ausência,

Os problemas de estabilidade registados nos taludes de escavação em rochas de baixa resistência, estão geralmente associados a fortes invernias, nomeadamente a períodos de intensa e/ou persistente pluviosidade, os quais se caracterizam, essencialmente, pela ocorrência de deslizamentos periódicos, não controlados, de material e encerramento temporário de alguns trechos da estrada, constituindo um risco potencial para os utentes que circulam nesta via.

Neste capítulo caracteriza-se o trecho estudado, localizando-o geograficamente, abordando as condições climáticas, um dos factores desencadeadores dos deslizamentos observados. Apresentam-se seguidamente os enquadramentos geológico, geotécnico e hidrogeológico da área estudada. Foca-se ainda na via em estudo, o motivo da sua construção e o estado actual. A realização deste capítulo baseou-se em elementos obtidos na bibliografia existente e em visitas ao local.

3.1. Enquadramento geográfico e climatérico

A zona em estudo pertence ao distrito de Beja, concelho de Odemira, estando inserida no Baixo Alentejo junto à serra algarvia. A sua localização inclui a Figura 3.1, onde ainda aparece designada por N266 embora a via seja presentemente classificada por de estrada regional (ER), este lapso poderá ser explicado devido ao Portal das Estradas (<http://www.estradas.pt/mapa?AspxAutoDetectCookieSupport=1>, consultado dia 20-2-2014). Este site não está actualizado conforme o Plano Rodoviário Nacional 2000 (PRN 2000), pois, a desclassificou de estrada nacional para regional.

A via em apreço apresenta algum tráfego, geralmente de carácter local e regional e insere-se nas Serras do Caldeirão e Monchique, fazendo a ligação entre as estações ferroviárias da zona e, ainda, o acesso à Barragem de Santa Clara-a-Velha. O traçado em grande parte da sua extensão é realizado em zonas de escavação, onde são frequentes os taludes com altura acima de 5 m e inclinação média elevada – da ordem de 50°.

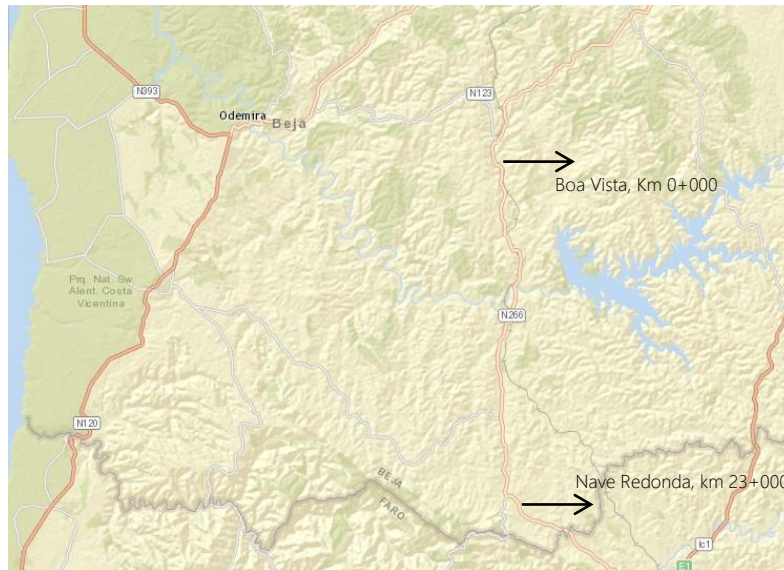


Figura 3.1 - Infografia da localização do trecho

A ER 266 tem um perfil transversal de 1x1 vias, com uma plataforma pavimentada com largura de cerca de 5 m, praticamente sem bermas e com valetas longitudinais de plataforma não revestidas na maioria do traçado. Nos primeiros 24 km sulca a Formação de Mira e, nos restantes, a Formação da Brejeira do GFBA. O trecho em estudo situa-se entre o km 3+025 e o km 8+025, desenvolvendo-se ainda paralelamente à linha ferroviária do Sul. Os taludes de escavação em estudo apresentam alturas que variam entre 2,5 m e mais de 20 m, cujo perfil transversal em escavação apresenta-se geralmente muito assimétrico, com os taludes de maior envergadura expostos a nascente (Monteiro *et al.*, 2014).

Como a via se insere geograficamente num distrito onde a temperatura e a pluviosidade apresentam valores significativos, i.e., têm temperaturas muito elevadas durante o verão e baixas a muito baixas (às vezes negativas) no inverno, e como se referiu anteriormente (secção 2.4), este tipo de informação é relevante na avaliação dos factores desencadeadores de instabilização de taludes.

A análise da Figura 3.2 permite verificar as temperaturas médias (em graus Celsius, °C) do distrito de Beja e da Figura 3.3 o valor da pluviosidade média mensal (em milímetros, mm). Estes valores estão ainda listados no Anexo I.

As temperaturas e pluviosidades apresentadas respectivamente na Figura 3.2 e na Figura 3.3 correspondem aos valores médios e em todo o distrito de Beja e não só ao concelho de Odemira. A análise deste tipo de dados é importante porque estes materiais são susceptíveis a mudanças drásticas de temperatura, à pluviosidade intensa e à crioclastia (como se referiu na secção 2.4.), uma vez que este tipo de material se desintegra facilmente num reduzido espaço de tempo (Nickmann *et*

al., 2006). Apesar de existirem alguns dados climatéricos para a Barragem de Santa Clara, mais próximo da zona em estudo, esta não tem uma estação meteorológica, não conseguindo assim os valores mais precisos.

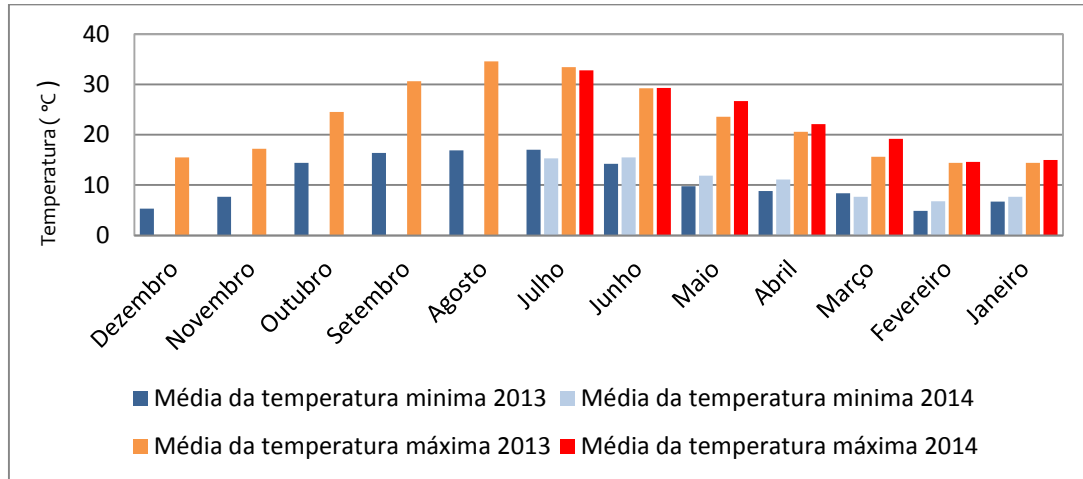


Figura 3.2- Valores de temperaturas médias mensais no distrito de Beja (IPMA 2013; 2014, adaptado)

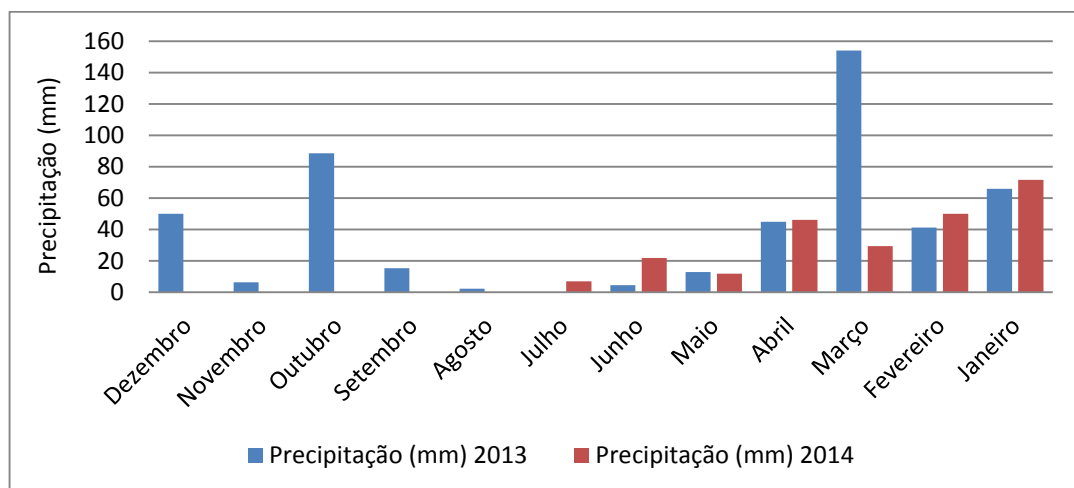


Figura 3.3 - Valores de precipitação no concelho de Beja, adaptado IPMA (2013; 2014)

3.2. Enquadramento geológico

A área insere-se na zona morfo-estrutural designada de Zona Sul Portuguesa (ZSP). Esta unidade tectono-paleogeográfica situa-se no limite sul do Maciço Ibérico e apresenta uma certa homogeneidade litológica, sendo quase exclusivamente constituída por materiais metassedimentares atribuídas ao Devónico superior / Carbonífero superior. A ZSP é dividida em quatro domínios importantes designados por: o Antiforma do Pulo do Lobo, a Faixa Piritosa, o Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (GFBA) e o Sector Sudoeste (Pereira *et al.*, 2007; Oliveira *et al.*, 2013) - Figura 3.1.

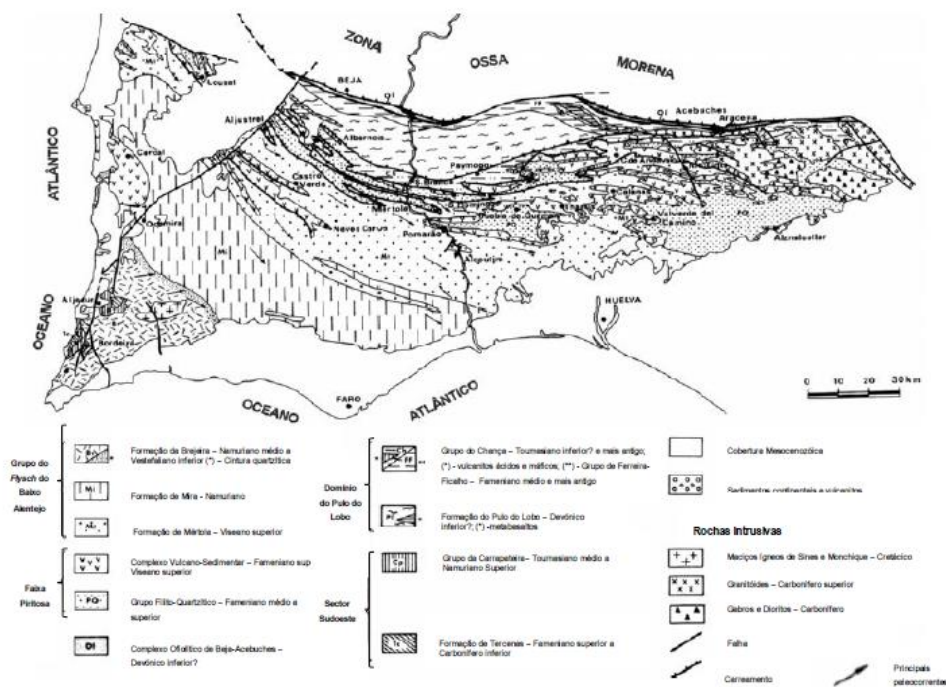


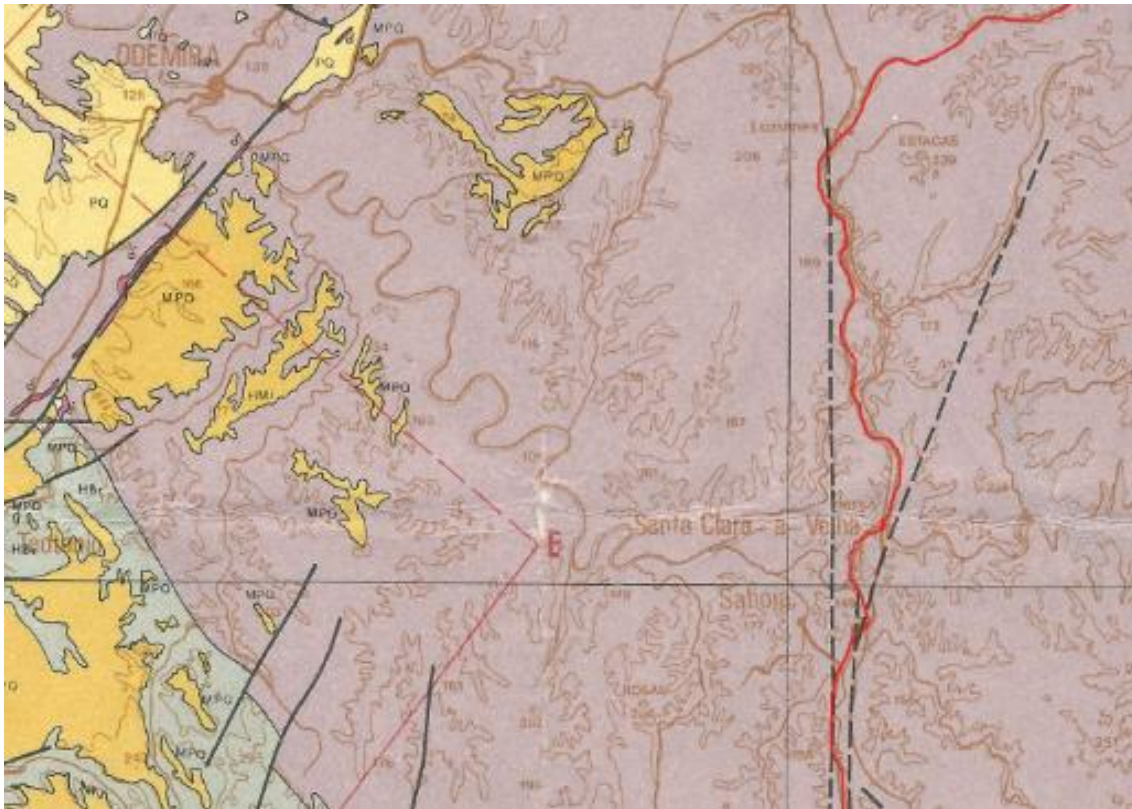
Figura 3.4 - Mapa geológico da Zona Sul Portuguesa (Oliveira 1990)

O GFBA é dividido em três unidades litoestratigráficas, da base para o topo, designadas por Formações de Mértola, de Mira e da Brejeira e que constituem uma sucessão de sedimentos turbidíticos profundos com espessuras superior a 5 km e inclinando para SW (Oliveira *et al.*, 1984; 2013). Estas formações segundo Oliveira *et al.* (2013) são provenientes de um ambiente marinho, e depositaram-se numa bacia de sedimentação do tipo geossinclinal formada sobre a margem continental, onde terá ocorrido uma forte subsidência, resultando assim uma acumulação de massas possantes de detritos, os turbiditos. Estas formações têm na sua composição rochas metassedimentares, variando entre metagravauques de grão médio a fino, de resistência elevada, a turbiditos e pelitos, em bancadas centimétricas a métricas, com alternância de grauques alternadas com níveis de pelitos finamente estratificados existindo, às vezes, intercalações de conglomerados.

Nesta dissertação de mestrado dá-se apenas dar ênfase à Formação de Mira, porque é a única onde se insere o trecho rodoviário em estudo. Estas formações são visíveis na Figura 3.5, que corresponde um extracto da carta geológica da ZPS, originalmente na escala de 1:200.000, uma vez que corresponde à carta publicada na escala de maior pormenor.

A Formação de Mira é marcada pela predominância de turbiditos finamente estratificados, onde podem ocorrer sucessões de bancadas ricas de grauques e raros conglomerados, apresentado uma relação entre as fracções areia e argila baixa (Oliveira *et al.*, 2013). A série é peltica a xistenta,

constituída por quartzitos, xistos negros carbonosos, xistos argilo-talcosos, xistos luzentes e xistos grauvacóides com alguns restos vegetais fósseis.



Legenda:

Cenozóico

PQ Areias, arenitos e cascalheiras do litoral do Baixo Alentejo e do Vale do Sado

MPO Argilas, margas com concreções calcárias, calcários às vezes com silte, areias e cascalheiras

E.N. 266

Falha normal

Carbonífero

HMi Formação de Mira (GFBA): turbiditos (grauvaques, siltitos e pelitos)

HBr Formação da Brejeira (GFBA): turbiditos (grauvaques, quartzitos impuros e pelitos)

Falha fotointerpretada

Figura 3.5 - Infografia da Carta Geológica de Portugal, folha 7, sem escala (adaptado de Oliveira et al., 1989)

Verifica-se ainda a existência de depósitos transportados e alterados, nomeadamente de solos residuais e depósitos de vertente, com matriz silto-argilosa, que cobrem os do maciço mais antigo.

Naquela formação as dobras existentes apresentam os eixos predominantemente próximos de NNW-SSE, a que se associa a uma clivagem do plano axial. As lineações de estiramento ocorrem principalmente subparalelas às estruturas. As principais famílias de descontinuidades são

representadas pela estratificação, fracturação e xistosidade, esta última dispendo-se subparalelamente à estratificação, cuja orientação dominante é NNW-SSE (Geolusa, 2007).

Em relação à zona em estudo, pode-se afirmar que tem um perfil de alteração semelhante à Figura 3.6, sendo que esta representa um esquema tipo para os maciços pelíticos / xistentos. A maioria dos trechos estudados inserem-se na classe II, designada por estado alterado, tendo em atenção que nem sempre se verifica a existência de alteração, tendo mesmo por vezes estados de meteorização baixa, apresentando-se sim, muito diaclasado e fracturado.

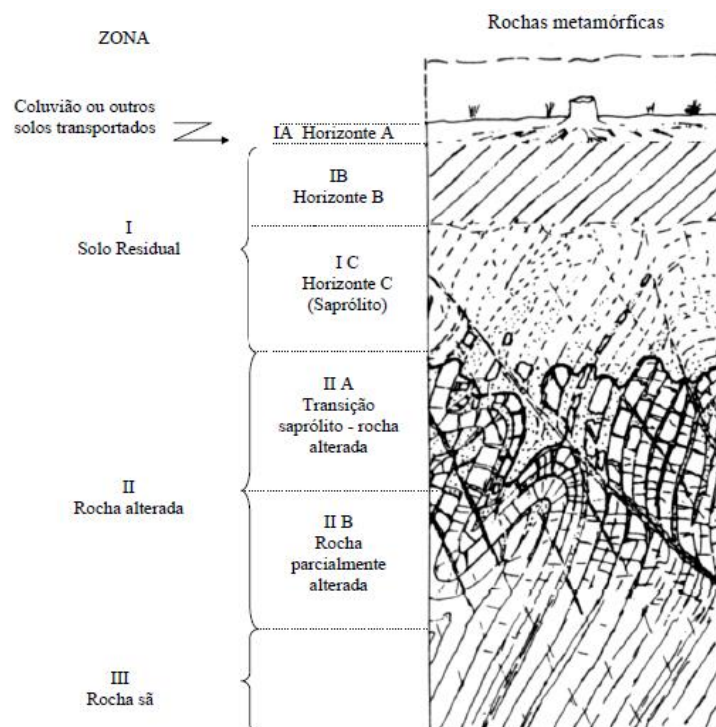


Figura 3.6 - Perfil típico de alteração de rochas metamórficas (Deere & Miller, 1966 *apud* Pinho, 2003)

3.3. Características litológicas e estruturais

Os maciços de índole turbidítica tendem a apresentar-se muito heterogêneos e anisotrópicos. Estas características foram confirmadas e referenciadas também por Pinho (2003), que estudou do ponto de vista geotécnico as formações do GFBA. A zona em estudo pode ser caracterizado pelas descrições a baixo (e também pela Figura 3.7):

- i. Uma certa complexidade estrutural, com diversos dobramentos e zonas de cisalhamento;
- ii. Alternâncias de xistos, pelitos e grauvaques, com espessuras variadas. É de salientar nestas alternâncias que os materiais envolvidos apresentam comportamentos diferentes em termos de resistência (grauvaque é mais resistente que o pelito) e deformabilidade (os pelitos são mais deformáveis que os grauvaques);

- iii. Existência de contactos irregulares, isto é, zonas muito alteradas passando a zonas pouco alteradas.



Figura 3.7 - Complexidade estrutural no GFBA, onde é possível observar vários dobramentos e os vários materiais envolvidos

Partindo do pressuposto que a construção da ER 266 teve início na década de 30, é provável que o seu projecto se tenha limitado aos aspectos puramente geométricos, tendo-se dado fraca importância às características geológicas e geotécnicas dos maciços atravessados pelo seu traçado, o que foi confirmado pelo facto de não se ter encontrado qualquer referência / resultados de ensaios ou de sondagens mecânicas.

Na Tabela 3.1 encontram-se listados os valores do peso volúmico obtidos em ensaios laboratoriais por Pinho (2003). Contudo estes valores, embora obtidos em amostras recolhidas também na Formação de Mira, não provém da zona em estudo e sendo esta unidade heterogénea, sofrido várias fases orogénicas e processos de meteorização ao longo da sua história geológica, pode ser diferente das condições analisadas por aquele autor. Por exemplo, na zona estudada por Pinho (*op. cit.*), o maciço é mais xistoso do que na zona da ER 266 em apreço, que é mais pelítica. Assim sendo,

decidiu-se utilizar um valor de 22 kN/m³ para aquele parâmetro, considerando que r se adequa mais à zona.

Tabela 3.1- Valores médios de peso volúmico publicados e adoptados nesta dissertação

Litologia	Estado de meteorização	γ_a (kN/m ³)	Valores adoptados para γ_a (kN/m ³)
Xistos	W ₁₋₂	26	22
	W ₃	22	
	W ₄₋₅	21	
Grauvaques	W ₁₋₂	26	24
	W ₃	23	
	W ₄₋₅	20	

3.4. Enquadramento tectónico

Do ponto de vista estrutural, a ZSP corresponde a uma complexa faixa de carreamentos e dobramentos imbricados com vergência NNE-SSW e corredores de cisalhamento (esquerdo e direito) de orientação geral NE-SW, associados a uma clivagem dos planos axiais subverticais (Dias & Basile, 2013). Observam-se ainda fracturas em *échelon*, onde se instalaram muitas vezes, filões quartzo (*op cit.*). Posteriormente, aquelas estruturas foram dobradas e rodaram devido à sua incapacidade em continuar a absorver o encurtamento, criando assim dobras de eixos subhorizontais e famílias de descontinuidades físicas retratadas pela estratificação, fracturação e xistosidade, sendo esta última subparalela à estratificação (Geolusa, 2007); a sua orientação dominante é NNW-SSE e outra WNW-ESE (Dias & Basile, 2013; Geolusa, 2007), com vergência a dominar para sudoeste. Estas dobras são geralmente assimétricas ou apresentam flancos invertidos, e com planos axiais a inclinar para nordeste. É ainda de salientar a existência de outro sistema de fracturas com orientação próxima de N-S, que se admite possa ser tardi-hercínica (Pinho, 2003).

Devidos as várias fases de orogénicas, que incluem dobramentos e cavalgamentos imbricados, os materiais são caracterizados pelo desenvolvimento de uma clivagem xistenta regional, favorecendo assim, em determinadas circunstâncias, o desenvolvimento de um estilo de deformação pelicular, do tipo *thin-skinned* (Oliveira *et al.*, 2013).

Quanto aos turbiditos do GFBA, apresentam dobramentos do tipo flexural achatado, sendo que as dobras da primeira ordem quando afectam horizontes de camadas espessas são abertas e fortemente regulares. Quanto à clivagem xistenta dos dobramentos, desenvolvem-se segundo uma geometria próxima do plano axial apresentando-se pouco penetrativos nos leitos grauvacóides, sob a forma de clivagem de fractura.

3.5. Enquadramento hidrogeológico

Os terrenos do GFBA são caracterizados principalmente por apresentarem escoamento superficial, estando rodeados na área estudada sobretudo por três rios principais: Sado, Mira e Guadiana. Os leitos dos rios são caracterizados por serem encaixantes e facilmente galgáveis na época das chuvas, pois durante o Verão o escoamento superficial é inexistente, só se verificando em zonas mais profundas dos cursos fluviais. O escoamento na época das chuvas é considerado torrencial, podendo criar inundações em poucas horas (Chambel 1999 *apud* Pinho 2003).

Relativamente aos aquíferos do GFBA, estabelecem-se em meio fissurado / fracturado, fazendo com que a água circule principalmente pelas discontinuidades do maciço; apresentam, contudo, uma baixa permeabilidade, quer devido à cobertura de solos silto-argilosos pouco permeáveis que cobrem o maciço antigo, resultantes quer da alteração e meteorização *in situ* dos mesmos, quer devido ao preenchimento das fracturas por materiais igualmente silto-argilosos.

A capacidade de infiltração directa é assim limitada, apesar dos grauvaques apresentarem uma porosidade mais elevada, enquanto que a matriz dos pelitos tem um comportamento impermeável. No entanto, em zonas alteradas e nas fracturas do maciço, apresentam um valor de absorção mais significativo. Nos pelitos o escoamento superficial é, em regra, predominante (*op cit*).

Em relação aos depósitos de vertente existentes ao longo da ER 266, tendem a apresentar uma permeabilidade por porosidade. Graças à sua matriz silto-argilosa são, contudo, moderadamente permeáveis.

Em resumo, os pelitos apresentam comportamento impermeável, sendo apenas susceptíveis de interesse as zonas mais fracturadas, devido à fácil penetração da água no maciço. Enquanto os materiais mais grauvacóides, menos relevantes e em regra pouco espessos, apresentam em regra uma fracturação mais elevada e constituem locais de infiltração preferencial, estes sistemas poderão admitir algum nível de escoamento subterrâneo (Pinho, 2003).

3.6. Projecto original da ER 266

Este trecho de estrada foi executado com o intuito de servir “a rica e turística região de Monchique, passando na vila e nas Caldas deste nome, terminando no Oceano, na Praia da Rocha” de acordo com o projeto original da JAE (30’s). Com este trecho de estrada conseguia-se assim ligar o Norte do país, a partir da antiga E.N. 22-1, a norte, estabelecendo assim uma ligação entre o Baixo Alentejo e o litoral Algarvio (*op. cit.*).

O traçado em planta foi implantado com uma orientação geral N-S numa região com uma fraca altitude e bastante recortada por afluentes do Rio Mira, os quais apresentam um carácter torrencial, considerando-se assim um terreno medianamente ravinoso. Acompanha os vales mais importantes da região e a ferrovia, pois a estrada já existente era pelo litoral e, com a construção desta outra, conseguia-se diminuir a distância até o Algarve (*op cit*).

Em termos de escavação, o desmonte dos taludes em alguns trechos deu-se por escavação mecânica. Em relação aos movimentos de terras, o projecto de execução previa um volume de escavação da ordem de 150.000 m³, dos quais cerca de 147.000 m³ eram reutilizados na execução de aterros e, os restantes 3 000, conduzidos a depósito. Previa ainda a utilização de um volume da ordem de 9 000 m³ de materiais provenientes de áreas de empréstimo (*op cit*).

3.7. ER 266 no presente

Após a realização dos desmontes nos trechos em escavação, os maciços tendem a descomprimir gradualmente, por libertação de tensões paralelamente à sua face, levando assim à abertura das discontinuidades pré-existent e ao aparecimento de outras novas. Estas situações fazem com que a probabilidade de situações de perigo potencial aumentem devido à queda de blocos. Determinar quais os quais taludes susceptíveis a possíveis movimentos de massas é uma tarefa complexa e de difícil identificação sendo que, às vezes, a sua detecção é mesmo praticamente impossível, porque a rotura pode ser instantânea ou mesmo muito rápida, podendo ser desencadeada a partir de pequenas deformações existente no interior do maciço e levando à queda de blocos rochosos, às vezes de dimensões significativas.

3.7.1. Ocorrências de instabilização detectadas

A via em estudo é bastante problemática tanto a nível de pavimento como a nível dos taludes de escavação, essencialmente os que se encontram expostos a nascente. A última ocorrência de instabilização identificada pelo Comando Distrital de Operações de Socorro de Beja (CDOS), no dia 17 de Janeiro de 2014, refere: "Interdição: Via condicionada com supressão de berma direita e limite de velocidade, numa extensão de 50 m entre o km 6+840 e o km 6+890 no sentido N/S, devido a instabilidade de talude de escavação. Local sinalizado" (ANPC., 2014).

Anteriormente, em Fevereiro de 2013, existiu um outro evento mais relevante, registando-se um extenso deslizamento próximo do km 6+850. Este acontecimento ocorreu posteriormente a chuvas intensas que se registaram naquele mês (Figura 3.8), fazendo com que parte do talude colapsasse, deslocando para a via material de dimensões distintas, bem como vegetação possivelmente

proveniente do topo do talude, tendo a via sido encerrada durante um certo período de tempo para a respectiva limpeza e assegurar a estabilidade do talude.



Figura 3.8 - Queda de material na via ao km 6+850 (Monteiro, 2013)

Mas estes casos não são únicos, entre Julho e Agosto de 2013, existiu outra interdição: “Via condicionada a uma faixa de rodagem, entre o km 6 e 7 no sentido N/S, devido a desmoronamento. Local sinalizado” (ANPC., 2013).

Na Figura 3.9 é possível observar outros casos de instabilização ao km 6+575 e 6+675 ocorridos em 2014, também em Fevereiro, onde a instabilidade ocorreu igualmente após um período de chuva intensa. Nesta ocorrência a drenagem superficial ficou danificada e as caixas de recepção colmatadas, registando-se ainda o galgamento da banqueteta existente com o material deslizado, assim como as respectivas valetas. Este trecho é caracterizado na secção 4.2.3, uma vez que é um dos trechos investigados.

Este problema é muito comum neste género de taludes rochosos, onde o deslocamento do material ocorre por deslizamento de massas instabilizadas induzido pelas características críticas do maciço, tais como: a alternância de materiais com competências diversas, presença de lajes de material meteorizado, a relação entre a geometria do talude e a estrutura, o diaclasamento intenso e o baixo ângulo de atrito das descontinuidades, a inclinação desfavorável de algumas descontinuidades do maciço, por exemplo as subparalelas ao talude e, por fim, mas não menos importante, a presença constante de água no maciço, devido a problemas relacionados com drenagem deficiente e/ou pluviosidade intensa.



Figura 3.9 - Problemas de instabilização observados ao km 6+750, fotografias de Fevereiro de 2014

3.7.2. Trabalhos de estabilização desenvolvidos

Devido a várias ocorrências de instabilidade (como as descritas na secção anterior, 3.7.1.), a estrada em estudo já sofreu ao longo dos anos várias intervenções de reabilitação e requalificação em alguns trechos. Os trabalhos realizados incluíram desde a execução de drenagem - no pé do talude e de crista; passando por reperfilamentos, construção de banquetas e reforço com pregagens e muros de pedra arrumada, encontrando-se listados na Tabela 3.2 os trechos que já sofreram obras de reabilitação.

Tabela 3.2 - Trechos intervençcionados (adaptado de Geolusa, 2007)

Trecho instabilizado (km)	Talude exposto		Data da intervenção	Obras estabilizadoras
	E	W		
0+900-0+987.5	*	*	2009 - 2012	Limpeza / saneamento / reperfilamento*
1+140-1+250	X		2009 - 2012	Limpeza/saneamento / reperfilamento*
2+050	X		2009 - 2012	Pregagens, drenagem superficial
3+800	X		2009 - 2012	Limpeza / saneamento / reperfilamento
6+275-6+400	X		2009 - 2012	Pregagens, drenagem superficial
6+575-6+750	X		2009 - 2012	Murete de pedra solta, drenagem superficial e interna
6+800-6+900	X		2009 - 2013	Limpeza / saneamento
7+225-7+305	X		2009 - 2012	Pregagens e drenagem superficial
7+500-7+900	X		2009 - 2013	-

* No relatório da Geolusa (2007) não existia qualquer tipo de informação sobre o tema

Existem ainda outros casos de instabilidade, mas que ainda não sofreram obras reabilitação, tais como os detectados aos km 6+800 a 6+950; 7+065 a 7+140; 7+850; 8+000 a 8+025, onde se registaram ocorrências como quedas de blocos na via / valeta, geralmente de reduzidas dimensões, excepto ao km 6+800 a 6+950.

Esta situação também é visível em taludes já reabilitados, onde se verificou nova evolução devido à constante descompressão e meteorização do maciço, com redução das características resistentes dos materiais na respectiva face. Alguns necessitam de ser novamente intervençcionados, como é o caso do talude do km 5+575 ao km 6+625 (caracterizado no Capítulo 4), que mostra sinais de instabilidade, como é possível observar na Figura 3.9.

4. Estudos no terreno

A autora realizou várias saídas de campo, entre período de Outubro de 2013 a Junho de 2014 à ER266. Na primeira visita, verificou que nos primeiros quilómetros da via, mais ou menos até cerca do km 3+025, o maciço comportava-se em regra como um solo e os respectivos taludes de escavação tinham uma altura reduzida, não sendo alvo de interesse para o presente estudo. A partir do km 3+025, o maciço começa a comportar-se como rochoso, os taludes têm maior envergadura, com alturas superiores a 5 m, e apresentam situações de instabilização, apesar de alguns dos trechos já terem sido alvo de obras de reabilitação. Por esta razão, considerou-se conveniente iniciar o estudo a partir daquele km, sendo que o primeiro talude estudado se encontra ao km 6+250 e o último situa-se ao km 8+025.

Desta forma, foram seleccionados no total nove taludes ao longo de 5 km, tendo sido elevada a informação recolhida nessa extensão. Deste modo, fez-se uma caracterização individual de cada um deles, uma vez que as características geológicas e geotécnicas do maciço envolvido em cada trecho apresentam um comportamento heterogéneo. Esta variabilidade implica que, às vezes, não existam duas reabilitações iguais, pois cada talude é um caso singular. Na Tabela 4.1, encontram-se listados os taludes estudados assim como a sua respectiva localização na via, enquanto na Figura 4.1 estão as respectivas localizações em mapa.

No seguimento da escolha dos taludes a estudar, procedeu-se a um levantamento geológico-geotécnico dos trechos envolvidos com a intenção de realizar uma caracterização geotécnica para avaliar a sua estabilidade, não descuidando os parâmetros geométricos. Estes últimos foram: a altura do talude, comprimento do trecho em estudo, inclinação e orientação do talude, largura da via, dimensão das bermas e das drenagens de pé do talude. Os parâmetros geológicos e geotécnicos recolhidos incluíram: informação sobre tipo de material presente no trecho, direcção e inclinação das principais famílias de descontinuidades, nomeadamente a estratificação e xistosidade, estados de meteorização, espaçamento das descontinuidades, espessuras das lajes e das camadas de matéria orgânica, a presença de vegetação, valores de dureza ao resalto obtidos com o martelo de Schmidt (tipo L) e, por fim, classificou-se o talude segundo os índices de SMR e de GSI e calcularam-se os respectivos factores de segurança globais - FS.

Tabela 4.1 - Localização dos taludes analisados em função de quilometragem

	Localização (km)
 Talude 1	6+250
 Talude 2	6+300
 Talude 3	6+575 – 6+750
 Talude 4	6+800 – 6+957
 Talude 5	7+065 - 7+140
 Talude 6	7+225 - 7+305
 Talude 7	7+850
 Talude 8	8+000
 Talude 9	8+025

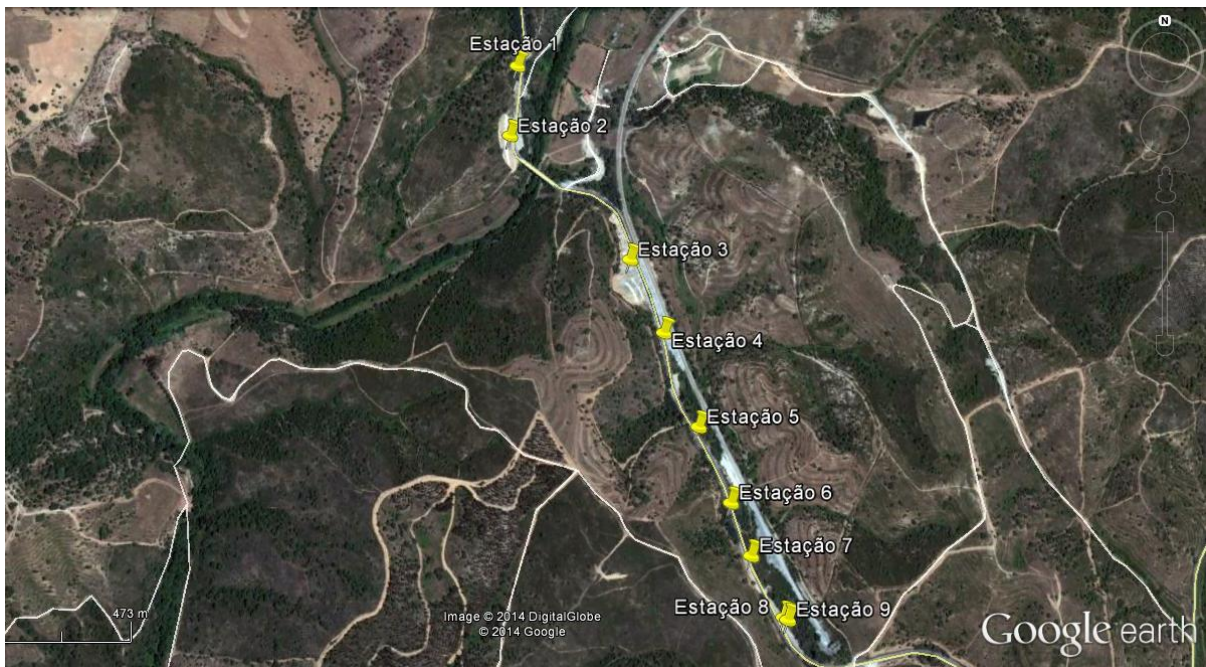


Figura 4.1 - Mapa da localização dos trechos estudados (adaptado de Google earth 2014),

4.1. Metodologia adoptada

Numa primeira fase e antes do autor se deslocar ao terreno, realizou fichas de caracterização de maciços, para que não fossem caracterizados os mesmos parâmetros nas visitas ao terreno. Deste modo, as fichas de caracterização tiveram como objectivo principal a descrição e caracterização dos maciços, como base nas medições feitas como: a altura do talude, o comprimento do trecho,

inclinação do talude, fotografias, esquemas entre outros, e valores recolhidos como: inclinação e orientação das descontinuidades e do talude e a dureza ao ressalto, deste modo, a informação recolhida no campo foi mais tarde trabalhada. No Anexo II, encontra-se um exemplar da ficha de caracterização de maciços, utilizada no estudo dos taludes, que teve como base às várias fichas apresentadas por Vallejo & Ferrer (2007) para caracterizar maciços rochosos.

Para calcular os parâmetros geométricos foi utilizado um metro articulado de modo a que fosse possível medir altura dos taludes, a berma, o espaçamento das descontinuidades, assim como a espessura, entre outros pormenores. Nas situações onde não era possível a utilização do metro devido a se tratar de talude mais altos (acima dos 2,5 m), recorreu-se a captura fotográfica com objectos padronizados ou então pessoas de modo a que fosse possível obter uma escala. Para que fosse possível obter as inclinações dos taludes e das respectivas famílias de descontinuidade e xistosidade, utilizou-se uma bússola de geólogo para fazer estas medições.

Para calcular a resistência dos materiais intersectados utilizou-se o martelo de *Schmidt* (tipo L), que avalia a dureza ao ressalto. Este ensaio, considerado expedito, permite obter uma variada gama de valores de resistência ao ressalto. Este martelo é ideal para materiais heterogéneos e além disso consegue ainda resultados rápidos e baratos da dureza à superfície do terreno (Aydin & Basu, 2005). Todas as medições efectuadas com o martelo de *Schmidt* foram feitas com o martelo subhorizontal, i.e., com uma inclinação cerca de 0°, e em superfícies lisas.

Com os valores das durezas ao ressalto (R) obtidas em campo e com o valor adoptado de 22 kN/m³ de peso volúmico para os pelitos (valor justificado na secção 2.2), recorreu-se à Figura 4.2, o ábaco de Miller, para relacionar o valor de R obtido com o peso volúmico dos pelitos, conseguindo assim a gama de valores correspondentes à resistência à compressão uniaxial (em MPa). Após a conversão de valores, estes foram tratados de modo a obter a média de apenas 10 medições (ISMR, 1981), para o efeito eliminaram-se os valores mais afastados da média, ou seja os *outliers*. Os valores obtidos para os cálculos das resistências encontram-se no Anexo III.

Para determinar as principais famílias de descontinuidade e confirmar o tipo de rotura envolvido em cada talude, utilizou-se como auxílio o programa informático *Dips*®, da *Rocscience*. Este trabalho permitiu definir as orientações das principais famílias de descontinuidades, com auxílio de diagramas de isodensidades, obtidos a partir da projecção estereográfica dos pólos, e analisadas em função dos potenciais mecanismos de rotura a que os taludes estão sujeitos, sejam eles deslizamentos planares

ou por cunhas, ou mesmo tombamentos. A projecção foi feita a partir de uma rede de igual área e com projecção no hemisfério inferior.

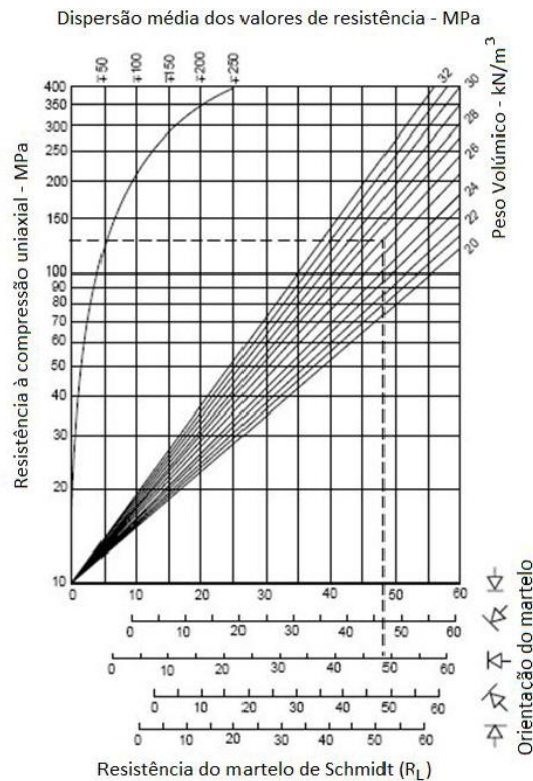


Figura 4.2 - Ábaco de Miller (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)

Calculou-se o valor de SMR para os nove taludes em estudo, obtido a partir da equação 2.22 e que tem em conta o cálculo dos parâmetros F_i que foram obtidos a partir das equações 2.23 à 2.25 e, ainda, pela Tabela 2.14. Para os valores do índice de RMR_b utilizaram-se as recomendações de Bieniaswki (1989), tabeladas no Anexo IV. Os valores de SMR calculados encontram-se disponíveis no Anexo V. Posteriormente, conseguiu-se comprovar por métodos empíricos (SMR), confirmado pela análise cinemática e reconhecimento de campo, o tipo de rotura associado a cada talude, para isso recorreu-se à Tabela 2.17 da secção 2.8; nessa mesma tabela foi também possível identificar o risco potencial associado e ainda a prioridade para a intervenção.

Para obter o valor de GSI recorreram-se aos registos de campo e, com base neles, aplicou-se a classificação de Hoek (2007), na Figura 2.14, conseguindo assim obter um intervalo de valores correspondentes a cada trecho em estudo. Posteriormente, com esses intervalos, fez-se a média para cada talude de modo a conseguir realizar os cálculos para obter valores de ângulo de atrito e da coesão. Estes valores podem ser observados no Anexo VI. Como o valor do ângulo de atrito foi

estimado e a fim de minimizar o erro potencial associado ao valor daquele parâmetro, procedeu-se a um conjunto de ensaios expedidos do tipo *Tilt test*, feitos num conjunto de lajes do mesmo material que constitui os taludes, obtendo-se assim uma ordem de grandeza da gama de valores prováveis e diminuindo assim o potencial erro associado.

Posteriormente, procedeu-se ao cálculo dos FS's, porque quantificam o equilíbrio existente entre as forças instabilizadoras e as forças resistentes no talude, estimando assim a probabilidade de ocorrer um determinado deslizamento. Para isso recorreu-se ao cálculo dos FS_P e FS_C a partir das equações apresentadas na secção 2.5.4.1 (equação 2.2) e na secção 2.5.4.2 (equação 2.8). Estes valores incluem o Anexo VII. Para os trechos reabilitados que tivessem pregagens, existia um método para calcular o FS_P desses casos (Hudson & Harrison (1997), Vallejo *et al.*, (2002), Wyllie & Mah (2004), Gonçalves, (2013), entre outros), mas como não existiam dados das condições em que as pregagens tinham sido executadas, recorreu-se apenas ao cálculo do FS_P usando a equação 2.2.

4.2. Resultados obtidos e a sua discussão

Os taludes de escavação em estudo foram apresentados na secção seguinte por ordem crescente da quilometragem da estrada, i.e., no sentido Norte-Sul e comportam-se como ilustra a Figura 4.3 (<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAAQ00AE/geologia-aplicada-a-engenharia-2006?part=2>, consultado em Setembro de 2014). Este acontecimento deve-se principalmente à inclinação das discontinuidades, que em todos os taludes virados a nascente mergulham no sentido da estrada, enquanto no lado oposto sucede o inverso, encontrando-se estes taludes virados a poente parcialmente estáveis. Assim e nas secções que se seguem, referem-se apenas os taludes dos lado direito da via, ou seja, os instabilizados.

Como referido anteriormente, cada talude foi analisado *per si* face à heterogeneidade estrutural do GFBA, sendo que em certos casos - Taludes 3, 4 e 5, ainda foi necessário dividir o trecho estudado em subzonas diferentes, devido à respectiva heterogeneidade, por apresentarem comportamentos distintos entre si.



Figura 4.3 – Esquema simplificado do comportamento dos taludes da ER 266, sentido Sul, adaptada

4.2.1. Talude 1

Este trecho intersecta uma vertente que se prolonga para cima do talude, sendo que o este se encontra junto à via e tem uma altura de 20 ± 5 m, uma extensão de 10 m e uma orientação de $N8^\circ E$ e uma inclinação de $52^\circ NE$. O topo do talude apresenta uma espessura aproximadamente de 0,5 m de solo residual e alguns vestígios de terra vegetal. Encontrando-se de modo geral pouco alterado com passagens moderadamente alteradas, mas muito diaclasado devido à sua tectonização.

Este talude sofreu obras de reabilitação entre o ano de 2009 a 2012, tendo sido implementadas pregagens e elementos de drenagem superficial - valetas revestidas a betão (com uma largura média de 0,65 m), de crista e de plataforma.

Na última visita ao trecho em estudo (Junho de 2014), foi ainda possível observar sinais de instabilidade, nomeadamente a existência de lajes de material de dimensão variável proveniente do maciço, depositado quer nas valetas de plataforma, quer na berma da estrada (Figura 4.4.). Na mesma figura é possível observar que as pregagens só estabilizaram as lajes de material onde a pregagem assenta, mas a instabilidade continua no restante maciço, desde a zona envolvente à pregagem (possivelmente devido à furação para a sua colocação) até zonas mais afastadas delas, tornando-as assim numa medida menos eficientes.

Apesar do material instabilizado se encontrar na valeta e não afectar a via, o mesmo deve ser removido atempadamente, uma vez que a sua acumulação interfere com o normal funcionamento do sistema de drenagem superficial existente, bem como reduz a capacidade de retenção da valeta, no caso de ocorrer nova rotura.

A partir dos valores recolhidos no campo em Junho de 2014 pode-se concluir que a resistência dos pelitos é de 26 ± 10 MPa, classificando-se com uma resistência moderada.

O talude em estudo é caracterizado por sucessões de lajes de pelitos e grauvaques. Foram encontradas três famílias de descontinuidade, sendo que duas delas são persistentes a estratificação (S_0) e F_1 , enquanto a terceira família (F_2), é pouco persistente. As superfícies de descontinuidades apresentam fracturas levemente onduladas e a sua textura é ligeiramente lisa.

Foi observado percolação de água ao longo das superfícies de descontinuidades, que se apresentavam húmidas, como ilustra a Figura 4.4 (a), onde é possível observar na valeta de plataforma manchas de água. Quanto ao espaçamento, F_1 e F_2 têm em média 0,5 m entre si e uma abertura de 5 mm. Pode-se observar ainda na mesma figura que o talude tende a ser mais

grauvacóide com espessura de 0,15 m, enquanto na Figura 4.4 (b) o talude é mais pelítico e tem uma espessura média de 0,5 mm.



a) Material retido na valeta de plataforma



(b) Deslizamentos após obras de reabilitação (pregagens)

Figura 4.4 – Aspectos de instabilidade no talude 1 em Junho de 2014

A análise cinemática deste trecho (Figura 4.5), representa o que foi evidenciado no campo: S_0 é a família mais instabilizadora, provocando deslizamentos do tipo planar e em cunha, sendo que esta último apresenta uma menor probabilidade de ocorrer em relação aos deslizamentos planares.

De modo a ficar do lado da segurança, considera-se que o valor de SMR obtido é um intervalo de valores compreendido no intervalo [37; 51]. Esta diferença era esperada, sendo que o valor mais baixo corresponde à estratificação, que é a família de descontinuidade mais problemática e pelas observações feitas em campo é a que mais provoca deslizamento de material. Este índice refere que os deslizamentos planares são importantes e têm grandes dimensões, enquanto os deslizamentos em cunha correspondem a situações pontuais. Desta forma, o talude 1 encontra-se na classe IV-Instável, sendo recomendadas medidas de sustimento do tipo correctivo, assunto que irá se abordar mais aprofundadamente na secção 5.2.1.

Para o GSI obteve-se um intervalo de [IX-X], classificando-se por qualidade média a fraca. Este intervalo de valores é caracterizado por apresentar roturas do tipo planar e em cunha, o que foi confirmado pelas observações *in situ*, pela análise cinemática (

Figura 4.5) e ainda pelo valor de SMR. Posteriormente, calculou-se o valor de coesão que deu igual a 9 kPa (isto é, desprezável) e um ângulo de atrito igual a 26°. O valor obtido no *tilt test* foi de 23°, e os valores obtidos encontram-se dentro do intervalo esperado, como referido na secção 2.2.

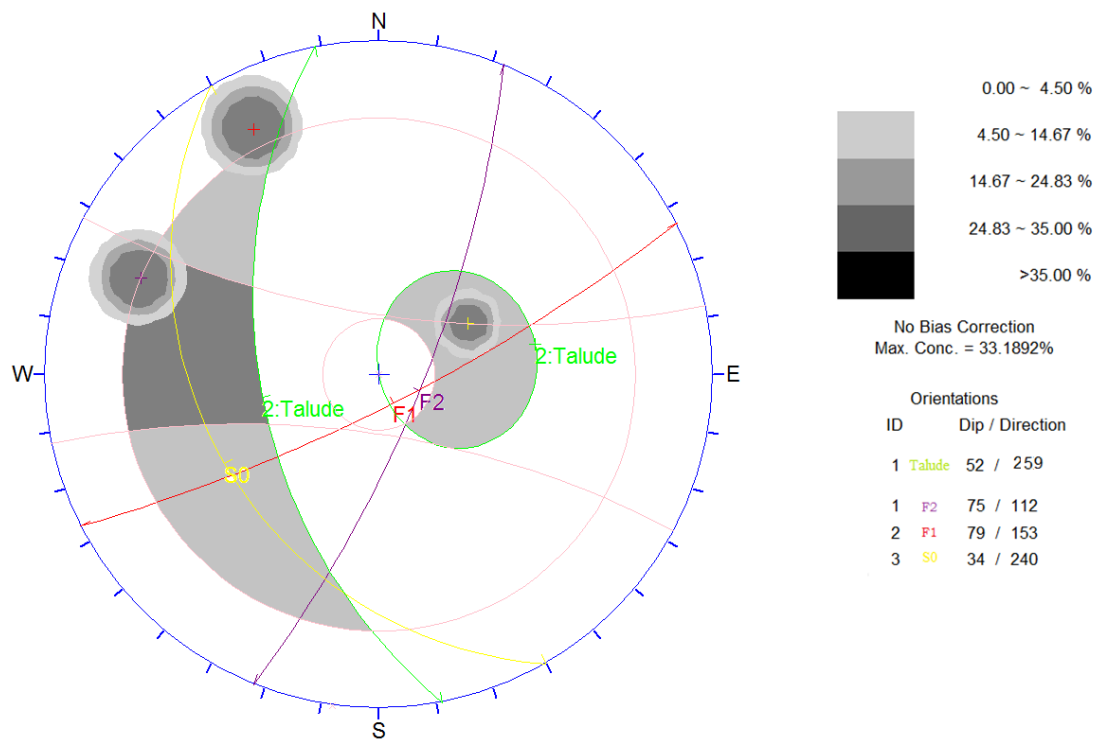


Figura 4.5 - Representação cinemática do talude 1

O FS_P para este talude foi de 0,7, classificando-se como instável - rotura certa, é o que era de esperar, pois o talude encontra-se instabilizado. Apesar de este talude ter pregagens, não foi possível o calcular FS_P relacionado com as pregagens, porque como referido se desconhecem as condições em que foram efectuadas, como por exemplo, a respectiva inclinação e profundidade. O FS_C dá um valor de 1, classificando o talude como instável - rotura provável, o que já era esperado, a partir das análises descritas anteriormente. Apesar do $FS_C > FS_P$, não devem ser menosprezadas as roturas em cunha, até porque ambos os casos foram assinalados.

4.2.2. Talude 2

Este talude, no seguimento do anterior para Sul, é também caracterizado por intersectar uma vertente que se prolonga para além da crista do talude. O talude em estudo tem uma altura de 15 ± 5 m, uma extensão de 10 m, uma orientação de N12°W (início do trecho) a N4°W (mais a Sul, perto de um viaduto) e uma inclinação média de 50° NE. O topo do talude apresenta uma espessura aproximadamente de 0,25 m de solo residual. A área em estudo encontra-se pouco a medianamente meteorizada apresenta ainda uma fracturação levemente ondulada.

Este talude também sofreu, tal como o anterior, obras de reabilitação entre o ano de 2009 a 2013, possivelmente obras de limpeza/saneamento do material instabilizado, instalação de drenagem superficial revestida a betão - valetas de crista e de pé de talude (largura média de 0,65m). Na Figura 4.6 obtida em Outubro de 2013, conclui-se que o talude tem uma constituição pelítica e não aparenta ser grauvacóide, observando-se sinais de instabilidade e ainda cicatrizes antigas de deslizamentos planares. Na mesma figura é possível observar duas das obras de reabilitação executadas: valetas de plataforma e de crista. Contudo e apesar destas intervenções, persistem instabilizações pontuais, por destacamento de lajes de material, segundo a estratificação, sendo que estas se encontram na valeta não ocupando a via, mas podendo vir a colmatar as caixas colectoras existentes e originar outros problemas, como o aparecimento de vegetação, destruição da drenagem, extravasão de caudal escoado para a via, ensofamento da base do talude, entre outras.



Figura 4.6 - Aspecto do talude 2 em Outubro de 2013, onde se observam roturas planares e obras de drenagem

A resistência média obtida é de 34 ± 15 MPa, classificando-se com moderada e podendo ser baixa, no extremo inferior do intervalo.

Foram identificadas três famílias de descontinuidade, F_1 , F_2 e S_0 (estratificação/xistosidade), sendo que todas as famílias são persistentes, S_0 apresenta fracturação ligeiramente ondulada, contudo as suas superfícies de descontinuidades apresentam-se ligeiramente lisas. As famílias F_1 e F_2 têm um

espaçamento de 0,3 m, entre si, com uma abertura máxima aproximada de 3 mm, formando lajes com diferentes dimensões que podem ir desde 0,05 cm a 0,15 m. No local não se observou percolação de água nas superfícies de descontinuidades, apresentando-se assim secas. Foi observado que S_0 é a família de descontinuidade mais instável porque é praticamente paralela ao talude e é a que comanda os deslizamentos planares e cunhas.

A análise cinemática realizada para este talude (Figura 4.7), permite confirmar o que se observou *in situ*, isto é que o talude tem uma forte probabilidade de ter roturas planares, enquanto que as roturas por cunha são menos prováveis. Em ambos os casos de deslizamento, a família S_0 , paralela ao talude, está envolvida na instabilidade do talude, podendo assim afirmar-se que é a mais instabilizadora.

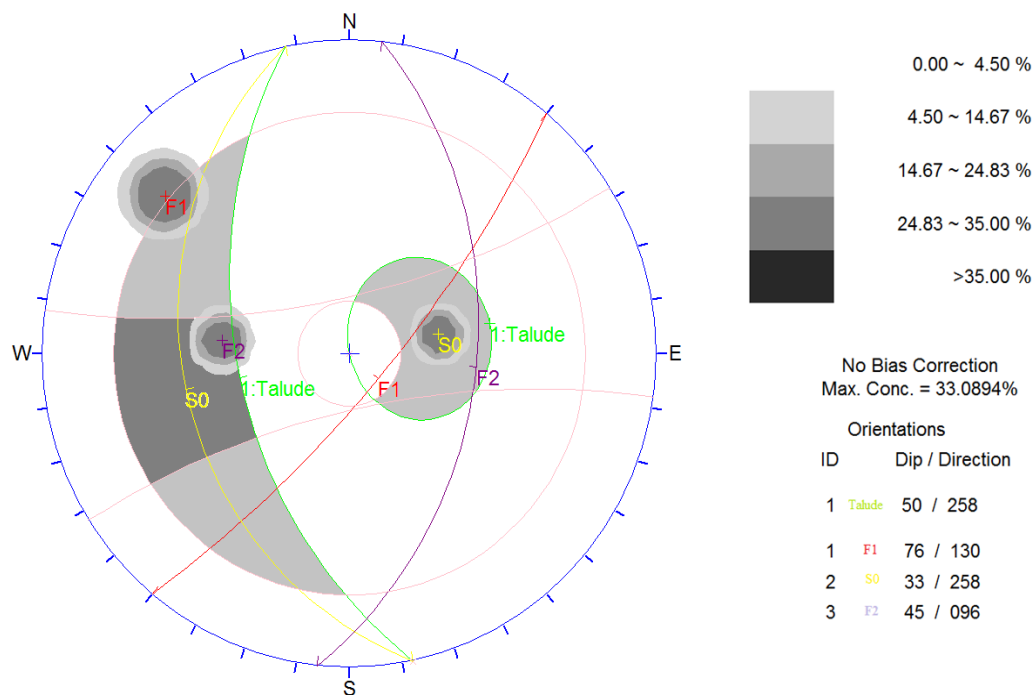


Figura 4.7- Representação estereográfica do talude 2

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido é dado por um intervalo de valores compreendido entre [3;53], esta diferença não seria espectral, devido à aparente estabilidade do maciço; o valor mais baixo do intervalo corresponde à avaliação para a família S_0 pois, como se verificou anteriormente pela análise cinemática, é a mais problemática. O valor do índice confirma serem as roturas planares as mais importantes e envolverem grandes extensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão, como se verificou nos resultados obtidos na análise cinemática e confirmados *in situ*. O talude encontra-se na "classe V - Totalmente instável", sendo recomendadas a implementação de medidas do tipo reperfilamento. É de referir que o talude não aparenta estar

totalmente instabilizado pelo seu aspecto (Figura 4.6) e que os valores obtidos são muito pessimistas, devido à estratificação ser paralela ao talude; contudo, não devem ser menosprezados apesar do que se observou. O valor de SMR não pode ser alterado pela existência de obras de reabilitação prévias, porque não interferiram com a inclinação da estratificação, daí o valor de SMR ser baixo. Deste modo, aconselha-se apenas um sustimento do tipo correctivo. Na secção 5.2.2 detalham-se as possíveis técnicas de reabilitação adicional.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes compreendido entre [IX-X], classificando o trecho como de qualidade média a fraca. Este intervalo é caracterizado por valores baixos, e antevê que o talude possa sofrer roturas por deslizamento, como foi confirmada anteriormente. Posteriormente, calculou-se o valor de coesão, que deu igual a 10 kPa, ou seja, desprezável, e um ângulo de atrito igual a 30°, contra um valor obtido no *tilt test* de 26°. Assim, o valor estimado pelo GSI é maior.

O FS_p para este talude foi de 0,7 classificando-se como “instável - rotura certa”, como seria de esperar, pois o talude encontra-se instável, confirmando assim os valores de SMR. Quanto ao FS_c dá um valor de 1,1, referindo-se assim que é tendencialmente instável e que a rotura é provável, o que também confere com o observado. Apesar do $FS_c > FS_p$, não devem ser menosprezadas as roturas em cunha, pelas razões apresentadas anteriormente.

4.2.3. Talude 3

É o talude que tem a maior extensão, 175 m, com alturas variáveis que vão desde 4 m até 15 m, apresenta uma direcção de N12°W e uma inclinação média de 49°E, sendo este um dos trechos mais problemáticos de todo o estudo.

Este talude foi um dos que registou mais instabilizações em todo o traçado estudado, tendo sido alvo de trabalhos de reabilitação, nomeadamente com execução de reperfilamento para uma geometria menos agressiva com execução de uma banqueteta, colocação de drenagem superficial (valetas de crista, de banqueteta e de plataforma), drenagem interna (máscara drenante), e construção de um muro de protecção em pedra arrumada. Apesar destas medidas terem sido aplicadas entre o ano de 2009 a 2013, verificam-se ainda novas instabilizações em algumas zonas do talude.

Devido à grande heterogeneidade do maciço ocorrente (existência de pelitos, grauvaques, filões de quartzo, óxidos de ferro) e às diferentes medidas de reabilitação implementadas, optou-se por dividir o talude em cinco zonas, para facilitar o estudo, excepto na sua projecção estereográfica, que é efectuada para todo o talude, como se observa na

Figura 4.8. De facto, verifica-se que, apesar da sua heterogeneidade relativamente às características geomecânicas, as famílias de descontinuidade apresentam relativa homogeneidade na sua orientação ao longo de toda a extensão do talude.

A análise cinemática (Figura 4.8) confirma o que foi observado no terreno, i.e., o talude tem probabilidade de ter deslizamentos planares e em cunha, sendo a família S_0 a mais instável, comandando as roturas registadas neste trecho. Nesta projecção incluíram-se também as fendas de tracção com enchimento de quartzo.

Na mesma figura, identificam-se quatro famílias de descontinuidades, que se apresentam no terreno persistentes. Duas destas famílias, S_0 e F representam a estratificação, a diferença é que S_0 corresponde à xistosidade propriamente dita (à semelhança dos taludes anteriores), e F corresponde à xistosidade que rodou em média 25° devido a um dobramento secundário que surge neste trecho. Quanto a F_1 e F_2 , têm um espaçamento médio de 0,3 m entre si e uma abertura aproximada de 3 mm, constituindo o próprio material do envolvente o respectivo enchimento. O talude apresenta-se muito fracturado, formando lajes de dimensões variadas, sendo que os pelitos têm uma espessura aproximada de 2 mm e os grauvaques chegam por vezes a uma espessura de 5,0 mm (como na zona 3.4); os pelitos apresentam-se mais fracturados do que os grauvaques. Quanto às suas superfícies, apresentam-se ligeiramente lisas. É por vezes possível observar descontinuidades com aberturas na ordem de 40 mm, com preenchimento de quartzo. No local observou-se percolação de água nas superfícies de descontinuidades, que se apresentam húmidas.

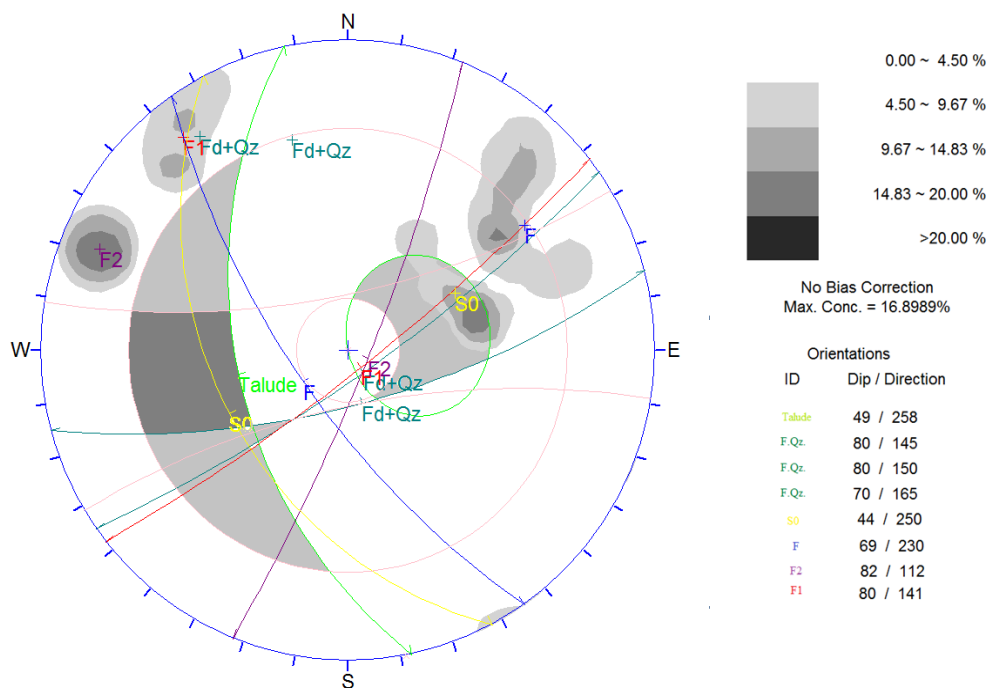


Figura 4.8 - Projecção estereográfica e análise cinemática para o Talude 3

Assim sendo, devido à sua heterogeneidade descrita anteriormente, optou-se por subdividir o talude em cinco zonas distintas, que se caracterizam em seguida.

4.2.3.1. Zona 3.1

Este trecho de talude tem uma extensão de 50 m e uma altura média de 4 m. Nesta zona, como pode ser observado pelo conjunto de imagens da Figura 4.9, verifica-se a existência de uma rede de drenagem superficial, incluindo valetas de plataforma, canais de escorrência (descidas de talude) e de crista, sendo que não é visível devido à intensa vegetação. É ainda possível observar nessa figura, a meteorização elevada do maciço que, às vezes, se encontra mesmo decomposto em algumas partes. O maciço pelítico apresenta uma fracturação intensa, denominada por *sugar cube*, aparentando não existir material grauvacóide. Os pelitos têm, em média uma espessura média de 0,5 m de solo residual, podendo por vezes chegar a 1,50 m em alguns locais.

Esta zona apresenta uma resistência média de 22 ± 10 MPa, classificando-se com uma resistência média, mas com uma parte significativa do intervalo na zona da resistência baixa.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido é dado por um intervalo de valores compreendido entre [43;46], que confirma a preponderância de roturas planares, tendo os deslizamentos em cunha uma expressão menor. Este resultado vêm de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática acima apresentados, mas *in situ* e devido à forte fracturação, o que se observa é uma segmentação do talude em pequenas lajes. Segundo Romana (1996) e para os valores de SMR referido, superiores a 30, não é possível existir rotura circular no maciço, como aliás se verifica no terreno e isto apesar da intensa fracturação. Desta forma, o talude encontra-se na "classe III - Parcialmente estável", o que é explicado a partir da análise cinemática (Figura 4.8), onde se verifica que a estratificação não é paralela ao talude, aumentando o valor de SMR, mas não o suficiente sugerindo a adopção de um sustimento do tipo sistemático, abordado na secção 5.2.3.



(a) Início do trecho com fracturação do tipo *sugar cube*

(b) a meio do trecho, deslizamentos planares



(c) fim do trecho

Figura 4.9 – Aspecto da 1ª zona do Talude 3, em Junho de 2014

Para o GSI obteve-se um intervalo compreendido entre as classes [IX-X]. Posteriormente, estimou-se o valor de coesão que deu igual a 8 kPa (desprezável) e um ângulo de atrito igual a 22°; confirmado pelo valor obtido no *tilt test* - 23°.

4.2.3.2. Zona 3.2

Este subtrecho tem uma extensão de cerca de 47 m e uma altura de 6 m. Na Figura 4.10 observa-se que o sistema de drenagem superficial existente, valetas de crista e de pé de talude e descida de água, encontra-se colmatado na junção desta com a valeta de plataforma, devido a um possível ravinamento. Além disso, registou-se que a caixa colectora de águas se encontrava danificada devido ao material escorregado, e observaram-se pequenas lajes de material na berma da via. Estas drenagens encontravam-se parcialmente danificadas e obstruídas, fazendo com que não estivessem a cumprir os objectivos propostos aquando da sua execução. Um funcionamento insuficiente da drenagem instalada como os registados podem causar a infiltração de água no talude, aumentando assim a sua instabilidade.



Figura 4.10 – Aspecto da 2ª zona do Talude 3 em Junho de 2014

Este talude apresenta uma espessura média de 0,5 m de solo residual, encontra-se meteorizado, mas não tanto como no subtrecho previamente descrito. Registou-se uma resistência de 24 ± 10 MPa para os materiais que o compõem, sendo assim semelhantes ao do subtrecho anterior.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido está num intervalo de valores, [36;39]. Os valores são indicativos de roturas planares de grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão. Este resultado vem de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática. Desta forma, o talude encontra-se na “classe IV – Instável”, recomendado a adopção de medidas do tipo correctivo. Na secção 5.2.3 abordam-se as possíveis técnicas de reabilitação a utilizar.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes, [IX-X], classificando-o de qualidade média a fraca e indicativo de ser susceptível a deslizamentos planares e em cunha. Posteriormente calculou-se o valor de coesão, que se considera desprezável - 1 kPa, e um ângulo de atrito de 10° , tendo o valor obtido no *tilt test* sido bastante inferior - 23° . O valor para o ângulo de atrito estimado pelo GSI é menor porque a qualidade do material é menor, i.e., o material *in situ* encontra-se bastante fracturado, ainda com uma fracturação *sugar cube*, mas não tão evidente como na zona anterior. Este valor contrasta com o valor obtido pelo *tilt test* porque, as lajes de material ensaiada tinham uma maior dimensão, aumentando assim o seu valor. Contudo, o valor obtido em média é semelhante aos trechos em estudo.

4.2.3.3. Zona 3.3

Esta zona do Talude 3 tem aproximadamente uma extensão de 34 m e uma altura média de 10 m, e é caracterizada essencialmente por ser mais grauvacóide do que os anteriormente descritos. Algumas das descontinuidades existentes apresentam um preenchimento de quartzo e presença de alguns óxidos de ferro, denunciada pela cor alaranjada, as descontinuidades têm uma textura ligeiramente lisa e um perfil levemente ondulado, como se observa na Figura 4.11. Neste local é possível observar a construção de uma banquetta aproximadamente a meio do talude, assim como a existência de drenagem de crista, na banquetta e na plataforma. Pode-se observar também que existe solo residual, com aproximadamente 0,50 m de espessura e o maciço apresentar-se muito meteorizado e decomposto no topo.

Devido à invernada que se fez sentir no ano passado (2013), que se prolongou até aproximadamente ao mês de Março de 2014, verificou-se a ocorrência de alguns deslizamentos de material do talude, que colmataram e danificaram parcialmente a rede de drenagem superficial neste subtrecho, nomeadamente as valetas de plataforma e as caixas colectoras, pondo assim em causa o seu

desempenho adequado (Figura 4.12)). Foi também observado o galgamento da banqueteta e destruição parcial da mesma pelo material deslizado - Figura 4.13. É ainda possível observar problemas de erosão de solo, fazendo com que as descidas de água apresentem trechos em consola (zonas com infra-escavação) não estando assentes no terreno (Figura 4.14), pondo assim em causa a sua estabilidade futura.



Figura 4.11 – Aspecto da 3ª zona do Talude 3 em Junho de 2014



Figura 4.12 – Pormenor da colmatção de caixa colectora na zona 3.3 do Talude 3, Fevereiro de 2014



Figura 4.13 – Ravinamento de material instabilizado ocupando a banqueteta e colmatando parcialmente a drenagem na zona 3.3 do Talude 3, Fevereiro de 2014



Figura 4.14 – Erosão, por ressalto da água para fora da descida de talude, na zona 3.3 do Talude 3, Fevereiro de 2014

Para esta zona foi obtida uma resistência da rocha de $34 \pm 13 \text{MPa}$, valor este mais elevado do que os anteriores devido a uma maior existência de litologias grauvacóides, classificando o material como de resistência moderada.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido é dado por uma gama de valores no intervalo [37;40], sendo indicativo de roturas planares de grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão, o que é confirmado pelos resultados obtidos na análise cinemática e pelas observações feitas no terreno. Deste modo, o talude integra-se na classificação de “III – Instável”. O valor de SMR sugere a aplicação de uma contenção sistemática, sendo que na secção 5.2.3 se detalha a respectiva reabilitação.

O GSI corresponde a um intervalo de classes, compreendida entre [IX-X], classificando a zona na qualidade média a fraca, também caracterizada por roturas planares e em cunha, resultado este comprovado pelos resultados da análise cinemática, pelo valor de SMR e pelas observações *in situ* já apresentados. Posteriormente, calculou-se o valor de coesão, que deu um valor desprezável - 6 kPa, e um ângulo de atrito de 23° , que corresponde ao valor obtido no *tilt test*. Estes resultados eram os esperados para este tipo de maciço, como referido na secção 2.2.

4.2.3.4. Zona 3.4

Este subtrecho apresenta uma altura média de 15 m e uma extensão 24 m. É caracterizada por uma fracturação de grande raio de curvatura, a estratificação, que confere igualmente um aspecto ondulado à superfície do talude, como que pode ser observado na Figura 4.15, que é marcada pela transição mais acentuada do maciço grauvacóide para o pelítico, observado-se às vezes lajes de material grauvacóide que chegam aos 0,050 m de espessura. Essas zonas de transição entre

materiais de competência distinta são frequentemente aproveitadas por enchimentos de quartzo que podem atingir 0,04 m de espessura.



Figura 4.15 – Vista geral da zona 3.4 do Talude 3 em Junho de 2014

Esta zona também é uma das que já sofreu intervenção de reabilitação, com execução de drenagem de crista e plataforma e, ainda, a construção de um muro de protecção em pedra arrumada no pé do talude. Apesar das obras efectuadas, ela encontra-se ainda instabilizada, com material retido nas redes de drenagem e ainda na destruição parcial do muro de pedra arrumada, o que se pode observar na Figura 4.16. A destruição do muro pode estar relacionada com a forte invernada que se fez sentir em 2013/2014, induzindo o desprendimento das lajes de material do maciço rochoso e seu deslizamento talude abaixo, só parando quando embateram no muro, provocando assim a respectiva destruição parcial.

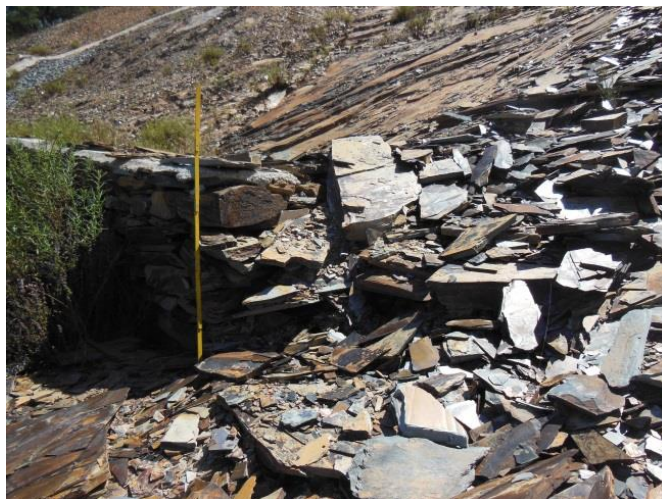


Figura 4.16 – Pormenor da zona 3.4 do Talude 3 em Junho de 2014, com destruição parcial do muro de protecção

A resistência obtida para o material rocha foi aproximadamente de 28 ± 13 MPa, classificando-se com uma resistência predominantemente baixa, podendo atingir gamas já de resistência moderada.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR considera uma gama de valores entre [37;40], designando-se assim o talude por "III-Instável". O SMR é indicativo de roturas planares de grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão. Este resultado é confirmado pelos obtidos na análise cinemática e as observações feitas no terreno. O valor de SMR sugere contenção sistemática, é detalhada na secção 5.2.3.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes compreendida entre [IX-X], classificando zona como sendo de qualidade média a fraca e caracterizando-a por roturas planares e em cunha, como já foi confirmado por outros métodos. Seguidamente estimou-se o valor de coesão, que se considera desprezável - 6 kPa, e um ângulo de atrito igual a 24°, quase igual ao valor obtido no *tilt test*, de 25°. Estes valores eram os esperados, como referido na secção 2.2.

4.2.3.5. Zona 3.5

A zona 5 é caracterizada por uma altura média de 25 m e uma extensão de 10 m. Este trecho sofreu de igual modo, como as anteriores, obras de reabilitação, mas que também se encontram parcialmente destruídas, com redução da eficácia do sistema de drenagem instalado, potenciando uma maior instabilização do talude.

Como se observa na Figura 4.17, a máscara drenante colocada entre o ano de 2009 a 2013, já se encontra deslocada da sua posição inicial, tendo sido parcialmente destruída. Em virtude desse deslizamento, ocorreu um possível aumento das pressões intersticiais no terreno. É também visível parte do material instabilizado sobre o sistema de drenagem, bem como vegetação nas valetas de plataforma e de crista, sendo este um outro factor instabilizador.



Figura 4.17 - Deslocação da máscara drenante da 5ª zona do Talude 3 observada em Junho de 2014

Inferiu-se para o material rocha desta zona uma resistência de cerca de 22 ± 10 MPa, classificando-o de resistência predominantemente baixa, podendo contudo atingir resistência média.

O valor de SMR obtido foi um intervalo de valores, [37;40], designando-se assim o terreno por “III-Instável”, sendo a descrição semelhante às das duas zonas anteriores, 3.3 e 3.4.

Para o GSI obteve-se também um intervalo de classes, [IX-X], classificando-se o maciço como de qualidade média a fraca e caracterizando-o por roturas planares e em cunha, o que já foi comprovado por outros métodos. Posteriormente estimou-se o valor de coesão, da ordem de 7 kPa, considerada desprezável, e um ângulo de atrito igual a 24° , semelhante ao valor obtido pelo *tilt test*, de 23° .

4.2.3.6. Síntese do Talude 3

O talude tem uma alternância de metagrauvaques e pelitos, sendo que a presença de metagrauvaques vai diminuindo conforme se avança para Sul. Este talude encontra-se muito instabilizado, devido à presença de água identificada em todo o trecho, sendo um dos principais agentes instabilizadores.

Foram verificados determinados diversos valores de SMR, que diferiram ligeiramente devido aos valores de cálculo do RMR_b serem diferentes, i.e., existem alguns trechos que apresentam um menor valor, caso da zona 3.2, outros um valor intermédio - zonas 3.3, 3.4 e 3.5, e um outro, o valor mais alto - zona 3.1. Esta diferença faz com que o valor de SMR seja maior nas zonas com RMR_b mais elevado. De modo geral, o valor de SMR encontra-se na gama de [36-46], classificando-se na classe “IV - Instável” a “III - Parcialmente estável”. As características de comportamento associadas a este valor são confirmadas pelas observações feitas no campo e pela análise cinemática, nomeadamente a ocorrência de importantes roturas planares de grandes dimensões e de deslizamento de cunhas com reduzida expressão. Este talude requer, de modo geral, um sustimento de tipo correctivo, caracterizado na secção 5.2.3.

Para o GSI obteve-se sempre o mesmo intervalo de classes, [IX-X], classificando o maciço como de qualidade média a fraca, e caracterizando-o também por ser afectado por roturas planares e em cunha. Os valores de coesão estimados a partir do GSI foram sempre desprezáveis, como seria espectável, visto que o preenchimento das é quase inexistente; o valor do ângulo de atrito rondou em média 20° , da mesma ordem de grandeza do obtido no ensaio de *tilt* - valor médio de 23° (confrontar com secção 2.2).

O F_{Sp} para este talude foi de 0,74, classificando-o como instável, rotura certa. Quanto ao F_{Sc} obteve-se um valor de 0,97, também indiciador de rotura certa e instabilidade. Ambos os resultados confirmam numericamente os resultados observados ou obtidos empiricamente.

4.2.4. Talude 4

Este talude é importante porque fica em frente a uma estrutura adjacente, a linha do comboio que faz a ligação ao Sul do país. Apresenta ainda alturas variáveis, que oscilam entre 2,5 m e 8 m, tem uma extensão total de 157 m e uma orientação de N5°W e uma inclinação variável de 50 a 80°E. Assim como no Talude 3, decidiu-se dividir este talude em zonas distintas, num total de seis, devido à heterogeneidade das suas características geomecânicas, mas a representação espacial das descontinuidades é homogénea, sendo por isso abordada em conjunto, de seguida.

O talude 4 é caracterizado pelo facto da composição grauvacóide ser maior do que a pelítica, tendo as camadas uma espessura e resistência maiores do que nos taludes precedentes. Este sector, assim como no Talude 3, apresenta-se húmido, sendo por isso a água um dos principais factores de instabilidade.

Em frente ao talude, i.e., no lado esquerdo da via, no sentido N-S, é possível observar uma infraestrutura adjacente, a linha ferroviária que faz a ligação ao sul do país, pertencente à REFER. Foi possível observar que existia água na berma do lado esquerdo da via, apesar desta observação ter sido efectuada num período do ano já com temperaturas elevadas, rondando 30°C, em Junho de 2014.

Observou-se ainda que o pavimento, tanto do lado esquerdo como do lado direito da via, apresentava uma fissuração significativa. Estas fissuras são visíveis na Figura 4.18, sendo a do lado direito a que apresenta maior extensão, aproximadamente 40 m, às vezes com abatimento da berma, ao contrário da berma esquerda, onde o comprimento máximo medido foi de 14 m. As bermas e as valetas não revestidas têm uma largura máxima de 1,30 m.

Este trecho apresenta sinais de instabilização observadas desde Outubro de 2013 até Junho de 2014, mas as instabilizações não são novas, verificando-se que corresponde a um dos trechos com mais ocorrências de instabilização e de interdições, como foi descrito na secção 3.7.1. (ANPC, 2013; 2014), contudo não existe ainda qualquer obra de reabilitação, estando apenas sinalizado na via as ocorrências de material instabilizado de modo a evitar acidentes.



(a) Berma do lado esquerdo



(b) Berma do lado direito

Figura 4.18 – Pormenor das bermas do Talude 4 em Junho de 2014

Este talude é constituído por pelitos e grauaques que podem atingir espessuras de 0,050 m ao contrário dos pelitos, cuja espessura varia, podendo atingir no máximo 0,020 m. Têm três famílias de descontinuidade: F_1 , F_2 e S_0 (xistosidade), (Figura 4.19); todas elas são persistentes. As famílias F_1 e F_2 têm um espaçamento médio de 0,2 m, uma abertura aproximada de 3 mm, e o enchimento das descontinuidades é com o próprio material do talude, sendo que noutras vezes apresentam-se sem preenchimento; a fracturação é levemente ondulada, gerando lajes de dimensões variadas. As suas superfícies apresentam-se ligeiramente lisas. No local observou-se percolação de água nas descontinuidades, apresentando-se assim húmidas.

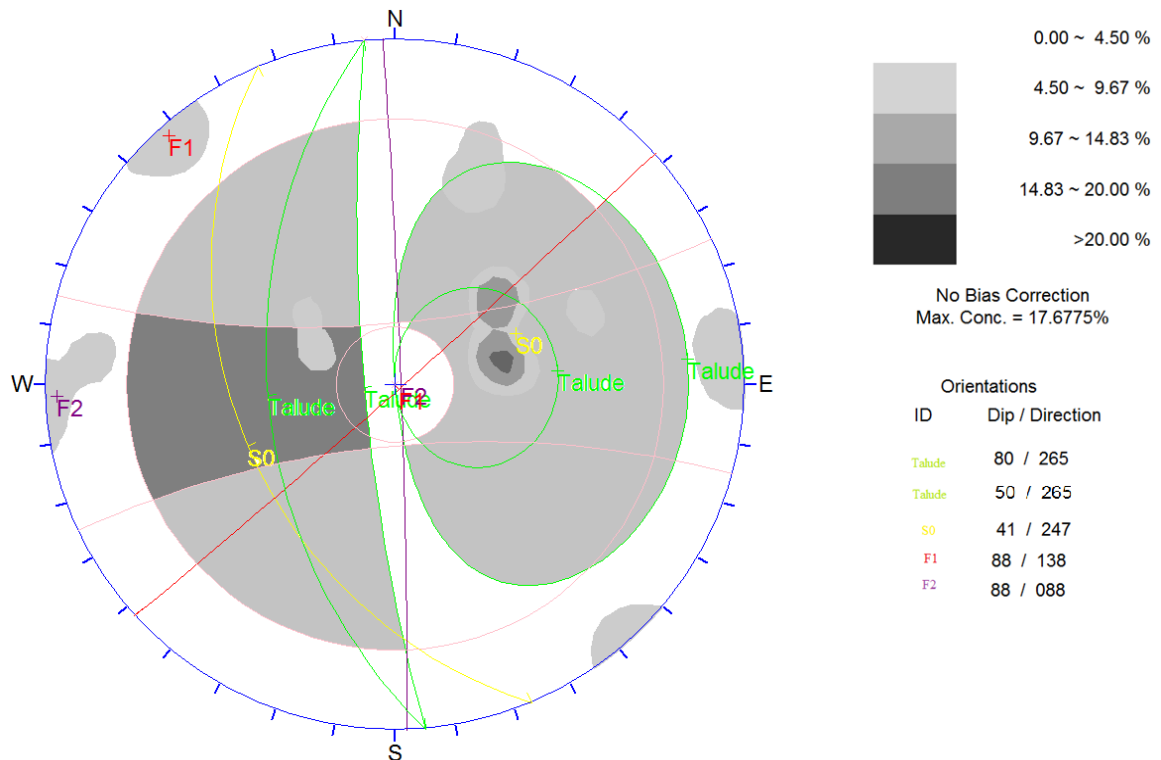


Figura 4.19 - Projecção estereográfica e análise cinemática do Talude 4

A análise cinemática feita para este talude pode ser observada na Figura 4.19, que comprovam o que foi observado em campo, i.e., que o talude tem deslizamentos do tipo planar e em cunha, sendo a família S_0 a que comanda a instabilidade, pois conforma geralmente os deslizamentos planares e em cunha, sendo por isso a família mais instabilizadora.

Apresentam-se em seguida as seis zonas distintas em que se subdividiu o talude.

4.2.4.1. Zona 4.1

Esta zona é caracterizada por um trecho de alturas mais reduzidas, atingindo em média 2,5 m, e tem uma extensão aproximadamente de 35 m. Este trecho é de constituição pelítica com camadas de espessuras máximas de 0,02 m, encontra-se pouco meteorizado, com passagens moderadamente alteradas, fracturadas e apresenta vegetação, quer rasteira, quer arbórea, no topo do talude - Figura 4.20.

Neste trecho, na Figura 4.20, encontram-se sinais de instabilidade como material caído na berma e nas valetas não revestidas, observando-se sinais de roturas planares confirmando assim a análise cinemática já apresentada (Figura 4.19). O material rocha apresenta nesta zona uma resistência de 22 ± 10 MPa, classificando-o com sendo de resistência moderada e baixa.



Figura 4.20 – Aspecto da zona 1 do Talude 4 em Junho de 2014 com ênfase para os deslizamentos planares

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido corresponde ao intervalo [33;53]. O SMR indica que os deslizamentos planares são importantes e têm grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão. Este resultado vem de encontro aos obtidos na análise cinemática e ainda às observações efectuadas *in situ*. Desta forma, o talude encontra-se na classe “IV – Instável”, o que acontece por o talude ser quase vertical (Figura 4.19). O valor de SMR sugere sustento do tipo correctivo, sendo a respectiva reabilitação abordada na secção 5.2.4.

Para o GSI obteve-se o intervalo [IX-X], classificando o maciço na qualidade média a fraca, o que veio confirmar o que foi observado *in situ* e na análise cinemática - o talude apresenta roturas do tipo planar e em cunha. Posteriormente, calculou-se o valor de coesão, que deu um valor desprezável de 8 kPa, e um ângulo de atrito de 22°, semelhante ao valor no *tilt test* - 23°; ambos os valores eram os esperados, como se justifica na secção 2.2..

4.2.4.2. Zona 4.2

Esta zona é caracterizada por uma extensão aproximada de 25 m e uma altura média de 3 m. Foi observada vegetação rasteira e arbórea no seu topo. Esta zona encontra-se pouco a medianamente meteorizada e algo fracturada, e aparenta ser constituída maioritariamente por pelitos com espessuras de máximas de 0,02 m.

Este trecho encontra-se instável tendo-se observado material na berma e na valeta não revestida, como se constata na Figura 4.21 (a), que inclui ainda um deslizamento em cunha. Pelos dados recolhidos em campo, verifica-se que o material rocha tem uma resistência de cerca de 22 ± 10 MPa, classificando-se com uma resistência moderada e baixa. No terreno verificou-se que existiriam no talude pregagens, visíveis em pormenor na Figura 4.21 (b); contudo, não se encontrou qualquer tipo de informação sobre a sua provável implementação, sendo que estas se encontravam na base do talude. Pelo aspecto delas, já devem estar no maciço possivelmente há alguns anos, devido à oxidação apresentada. Não se garante que não existam mais, que poderiam ter sido destruídas pelas quedas sucessivas de material. Em contrapartida, as pregagens têm uma cabeça de dimensão reduzida (bússola de geólogo a fazer de escala – Figura 4.21), acrescentando ainda que estão instaladas na base do talude, pondo assim em causa a sua eficácia.

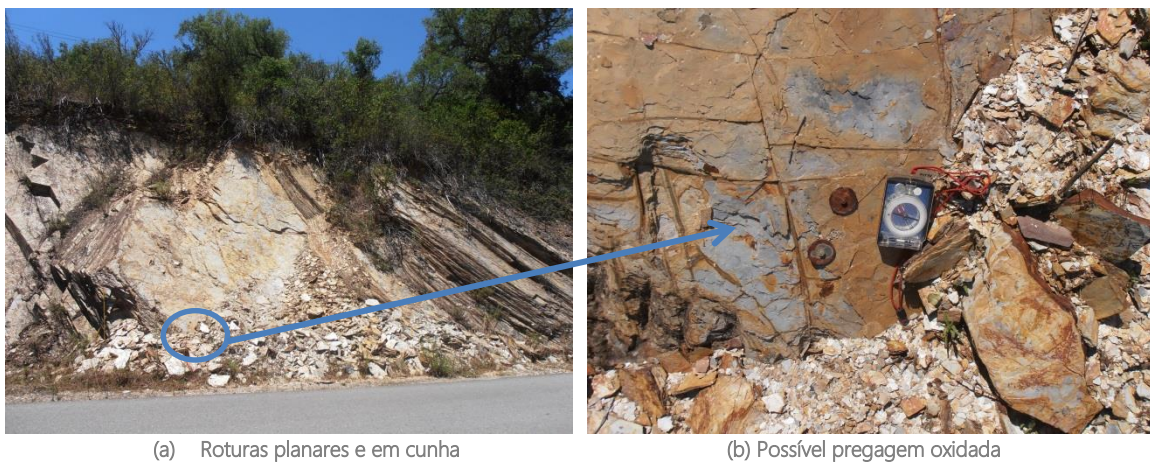


Figura 4.21 – Aspectos da zona 4.2 do Talude 4 em Junho de 2014

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido corresponde a um intervalo, compreendido entre [30;50]. O SMR indica que as roturas planares são importantes e podem ter grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha tem uma menor expressão, este resultado vêm de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática e das observações efectuadas no terreno. O talude inclui-se na classe "IV - Instável", como confirmado pela análise cinemática (Figura 4.19), uma vez que é muito inclinado. O valor de SMR sugere contenção do tipo correctivo, detalhada na secção 5.2.4.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes compreendido entre [IX-X], que classifica o maciço na qualidade média a fraca, o que confirma o observado *in situ* e a análise cinemática, apresentando o talude roturas do tipo planar e em cunha. Posteriormente, derivou-se o valor de coesão, de apenas 8kPa, para um ângulo de atrito de 22°, enquanto o do *tilt test* foi superior - 23°. Estes valores eram os esperados como se descreve na secção 2.2.

4.2.4.3. Zona 4.3

Esta zona apresenta uma altura média de 7,5 m e uma extensão aproximadamente de 20 m. É caracterizada por camadas grosseiras de metagrauvaques (espessuras máximas de 0,05 m) e pouca expressão dos pelitos. Foi observada vegetação rasteira e arbórea no topo do talude, o que não contribui para a respectiva estabilidade. Neste trecho, o maciço encontra-se pouco a medianamente meteorizado e apresenta também sinais de instabilidade, nomeadamente pequenas roturas planares, com material caído na valeta não revestida e na berma - na Figura 4.22.



Figura 4.22 - Aspecto da zona 4.3 do Talude 4 em Junho de 2014, identificando-se lajes instáveis e roturas do tipo planar

Os ensaios de dureza ao ressalto efectuados no campo avaliaram a resistência do material rocha em 28 ± 10 MPa, classificando-o em resistência moderada, podendo alguns trechos ter resistência baixa.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR está compreendido entre [24;44]. O SMR indica que os deslizamentos planares são importantes e têm grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão; contudo, nesta zona só se identificaram deslizamentos do tipo planar. Estes resultados vêm de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática. Desta forma, o talude encontra-se na classe “IV – Instável” (Figura 4.19), uma vez que também aqui o talude é muito inclinado. O valor de SMR sugere sustimento do tipo correctivo, cujas medidas de reabilitação se detalham na secção 5.2.4.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes compreendidas entre [IX-X], classificando-se o maciço na qualidade média a fraca, indicativos de roturas do tipo planar e cunha, correlacionando-se assim com os resultados obtidos a partir do valor de SMR, da análise cinemática e inspecções *in situ*. Posteriormente, estimou-se o valor de coesão, que deu um valor desprezável de 6 kPa, e um ângulo de atrito igual a 24°, semelhante ao valor obtido pelo *tilt test*, de 24°. Estes valores eram os esperados como descrito na secção 2.2.

4.2.4.4. Zona 4.4

Esta zona é caracterizada por uma altura média de 7,5 m e uma extensão aproximadamente de 25 m. Apresenta metagrauvaques e pelitos, sendo estes últimos menos importantes. Também aqui existe vegetação rasteira e arbórea no topo do talude e o material encontra-se pouco a medianamente alterado.

Esta zona é caracterizada por diversos deslizamentos planares, marcada por uma forte instabilidade, como se verifica na Figura 4.23, encontrando-se instabilizado pelo menos desde o ano 2009 e até ao presente. Esta zona instabilizada ainda não foi alvo de intervenção, estando delimitada por dispositivos tipo “*new jersey*” provisórios.



Figura 4.23 – Aspecto zona 4.4 do Talude 4 em Junho de 2014: instabilidade comandada por roturas do tipo planar

Esta instabilidade pode ser explicada pela tectonização intensiva e pela presença de intercalações de grauvaques com pelitos, materiais com competências diferentes, não conseguindo os gravacóides

acompanhar os dobramentos como os pelíticos, mais competentes, o que levou à fracturação mais intensa dos primeiros e à consequente instabilização, como mostra a Figura 4.24. As lajes mais grauvacóides tem uma espessura aproximada de 0,05 m ao contrário dos pelitos, que apresentam uma espessura máxima de 0,020 m e apresentam uma estratificação levemente ondulada.



Figura 4.24 – Pormenor da zona 4.4 do Talude 4 em Junho de 2014: intensa fracturação das lajes grauvacóides

Os ensaios de dureza ao resalto permitiram derivar uma resistência média mais elevada, de cerca de 34 ± 17 MPa, classificando-se com uma resistência moderada, mais elevada do que as das outras zonas já descritas, devido a uma maior presença de materiais grauvacóides.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR obtido considera-se entre [22;42], indicativo de predominância de deslizamentos planares, com grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão. Estes resultados vêm de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática; contudo no terreno só se identificou a existência de deslizamentos de tipo planar. O talude encontra-se na classe "IV – Instável", o que é explicado pelo facto do talude ser muito inclinado, como se verifica pela análise cinemática (Figura 4.19). O valor de SMR sugere sustimento do tipo correctivo, caracterizado na secção 5.2.4.

Para o GSI obteve-se um intervalo classes compreendido entre [IX-X], tratando-se de um maciço de qualidade média a fraca, que tem probabilidade de sofrer roturas do tipo planar e em cunha, confirmando assim os resultados obtidos através do valor de SMR, da análise cinemática e das inspecções efectuadas no campo. Posteriormente, estimou-se o valor de coesão, que deu desprezável - 7 kPa, para um ângulo de atrito de 22° , semelhante ao valor obtido no *tilt test*, de 23° . Estes valores estão de acordo como seria de admitir para estes materiais, como apresentado na secção 2.2.

4.2.4.5. Zona 4.5

Esta zona é caracterizada por uma altura média de 6 m e uma extensão aproximadamente de 15 m, apresentado no topo do talude vegetação herbácea e arbórea. No geral, o maciço encontra-se pouco a medianamente alterado e é constituído por estratos medianamente espessos de gravauques e alguns de pelitos (Figura 4.25).

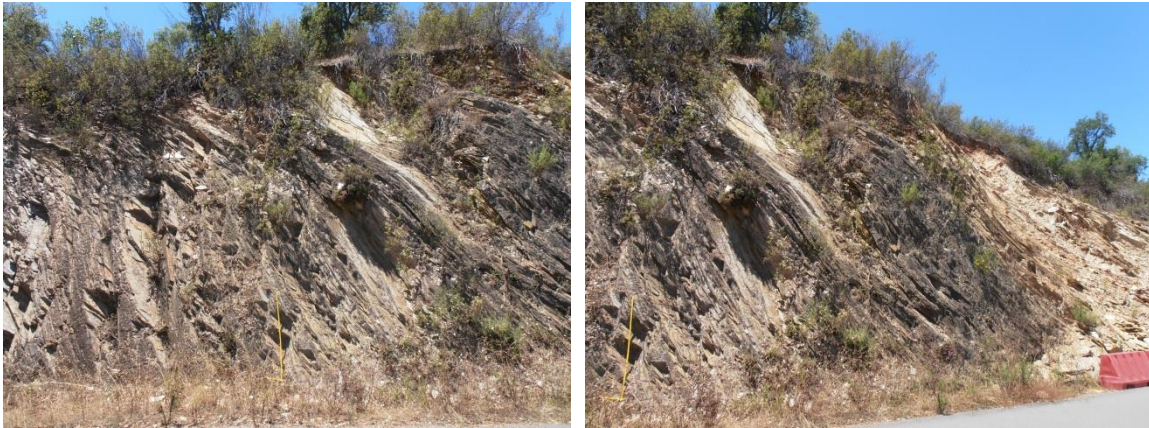


Figura 4.25 – Aspecto típico da zona 4.5 do Talude 4 em Junho de 2014

Os ensaios de dureza ao ressalto permitiram estimar uma resistência moderada e baixa, em média de 24 ± 10 MPa, para o material rocha, o que pode significar que a presença dos gravauques é aqui de menor expressão que a zona anterior.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR corresponde a um intervalo de valores - [26;39], que se baseia no valor do índice de RMR_b mais baixo de todas as subzonas deste talude, implicando assim que as características do talude são as de qualidade mais fraca. O SMR indica que os deslizamentos planares são importantes, com grandes dimensões, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão. Estes resultados vêm de encontro aos obtidos na análise cinemática; contudo nesta zona só se observaram deslizamentos do tipo planar *in situ*. O talude inclui-se igualmente na classe "IV – Instável", o que justifica pela análise cinemática efectuada (Figura 4.19), uma vez que o talude é muito inclinado. O valor de SMR sugere sustimento do tipo correctivo, sendo o tipo de reabilitação recomendado abordado na secção 5.2.4.

Para o GSI obteve-se o intervalo de classes [IX-X], atribuindo ao maciço qualidade média a fraca, e indicativo de que esta zona pode sofrer roturas planares e de cunhas, confirmando assim os resultados do valor de SMR, da análise cinemática e ainda as observações realizadas *in situ*. Posteriormente derivou-se o valor de coesão, considerado desprezável (8 kPa), bem como o valor de 22° para o ângulo de atrito, semelhante ao obtido no *tilt test* - 22° . Estes valores correspondem ao tipo de materiais envolvidos, como se descreve na secção 2.2.

4.2.4.6. Zona 4.6

Esta zona é caracterizada por uma altura média de 2 m e uma extensão de 15 m, correspondendo ao último trecho do talude 4. Apresenta uma alternância de pelitos e de grauvaques, de espessura semelhante e no máximo de 0,02 m, que conformam uma dobra de pequenas dimensões, com o núcleo pelítico (menos resistente) e os flancos grauvacóides, no fim desta zona - Figura 4.26. Pela mesma imagem é possível observar a existência de vegetação rasteira e árvores de grande porte. É ainda possível observar material do talude caído na valeta não revestida.



Figura 4.26 - Aspecto da zona 4.6 do Talude 4, em Junho de 2014, onde se observam dobras junto ao fim deste trecho com o núcleo em materiais competentes

Os ensaios de dureza ao resalto permitem inferir que o material rocha tem resistência baixa, podendo ser ainda moderada, em média de 22 ± 10 MPa, em consequência de apresentar um carácter cada vez mais pelítico do que nas subzonas anteriores.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR corresponde à gama de valores [29;49], indicando este resultado que podem existir deslizamentos planares e em cunha, sendo que os primeiros são importantes e extensos, enquanto os deslizamentos em cunha têm uma menor expressão; contudo, nesta zona, só se têm verificado deslizamentos do tipo planar. O trecho insere-se na classe "IV – Instável", o que corresponde aos resultados obtidos na análise cinemática (Figura 4.19), considerando que o talude é quase vertical, e nas observações *in situ*. O valor de SMR sugere sustimento do tipo correctivo, caracterizando-se na secção 5.2.4 a respectiva reabilitação.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes [IX-X], a que corresponde uma qualidade média a fraca para o maciço, onde se podem encontrar roturas do tipo planar e em cunha, confirmando assim os resultados obtidos pelo SMR, a análise cinemática e ainda as observações efectuadas no terreno. Posteriormente, calculou-se o valor de coesão, que deu desprezável (7 kPa), e para o ângulo de atrito igual a 23°, o corresponde ao valor obtido no *tilt test* - 24°. Estes valores correspondem aos esperados – confrontar com a secção 2.2.

4.2.4.7. Síntese do Talude 4

Este conjunto de taludes é caracterizado por ter a mesma orientação em todas as subzonas caracterizadas, embora a respectiva inclinação varie, como se observa nas imagens incluídas no texto, sendo que nas zonas 4.2, 4.3 e 4.5 é mais inclinado do que nas restantes zonas.

Foi verificado uma certa homogeneidade, sendo o valor de SMR de modo geral de [22-53], classificando-se sempre na classe "IV – Instável", o que seria espectável a partir dos resultados verificados para as zonas anteriores. Este índice confirma ainda as observações feitas no campo e os resultados da análise cinemática, confirmando assim as diversas roturas planares e as poucas cunhas observadas. Este talude requer uma contenção correctiva.

Para o GSI obteve-se sempre o mesmo intervalo de classes, [IX-X], classificando o maciço na qualidade média a fraca, coincidindo com os resultados anteriores. O valor de coesão média estimado é desprezável - 7 kPa; sendo o valor de ângulo de atrito em média de 23°, que corresponde aos valores obtidos nos ensaios de *tilt*. Ambos os parâmetros se encontram dentro dos intervalos previstos para os materiais abrangidos pelas discontinuidades.

O FS_p para este talude foi de 0,76, classificando-o como instável, de rotura certa, o que é compatível com as várias roturas planares que o talude. Quanto ao FS_c obteve-se um valor de 1,3, que corresponde a uma situação marginalmente estável, o que também se observou na zona 4.2, para o mesmo tipo de rotura planar, e que não era muito extenso. Estes valores eram os esperados, pois o SMR já implicava a sua instabilidade potencial, assim como a análise cinemática.

4.2.5. Talude 5

O talude 5 tem uma extensão total de 75 m, alturas variáveis, desde 3,70 a 4,80 m. Este talude fica numa curva, o que faz com que tenha duas direcções diferentes. No início da via o talude tem uma orientação de N15°W e uma inclinação de 52°W, após a curva o talude fica com a direcção de N10°E e uma inclinação 70°E.

Este talude não foi objecto de qualquer obra de reabilitação; contudo, identificaram-se alguns sinais de instabilidade, tais como cicatrizes antigas e outras mais recentes na face do talude. Observou-se que existem lajes fragmentadas de material de dimensões variáveis na valeta não revestida e berma da plataforma (largura máxima de 1,50 m). Pelas observações efectuadas no terreno este material resultou de deslizamentos planares e por cunhas. O maciço encontra-se medianamente a pouco meteorizado.

Devido à sua heterogeneidade, quer dos materiais que o integram, pelitos e grauvaques, passando pelos respectivos comportamentos geomecânicos, decidiu-se dividir o talude em cinco zonas, de modo a facilitar o seu estudo. Contudo, as primeiras quatro zonas têm a mesma análise cinemática devido a corresponderem todas a um trecho de talude com direcção a NNW, enquanto a quinta zona tem uma atitude diferente, porque apresenta-se rodada para Este, tendo contudo as mesmas famílias de descontinuidades. Assim, a projecção da zona 5.5 encontra-se na secção 4.2.5.

Este talude é caracterizado por ser composto por uma sucessão de lajes de pelitos e metagrauvaques e apresenta três famílias de descontinuidade persistentes - F_1 , F_2 e S_0 (estratificação). As superfícies de descontinuidades apresentam-se fracturas e a sua textura é ligeiramente rugosa a lisa. Não se observou percolação de água nas superfícies de descontinuidades, apresentando-se assim secas, F_1 e F_2 tem um espaçamento médio de 0,2 m entre si e uma abertura de 0,05 a 0,150 m. Apresentando lajes com espessura na ordem de 0,015 a 0,020 m.

A análise cinemática desenvolvida para as primeiras quatro zonas (Figura 4.27) confirma o que foi observado no terreno, i.e., o talude tem probabilidade de sofrer deslizamentos planares, sendo que a família S_0 é, mais uma vez, a família de descontinuidade instabilizadora.

Caracterizam-se seguidamente as cinco zonas definidas.

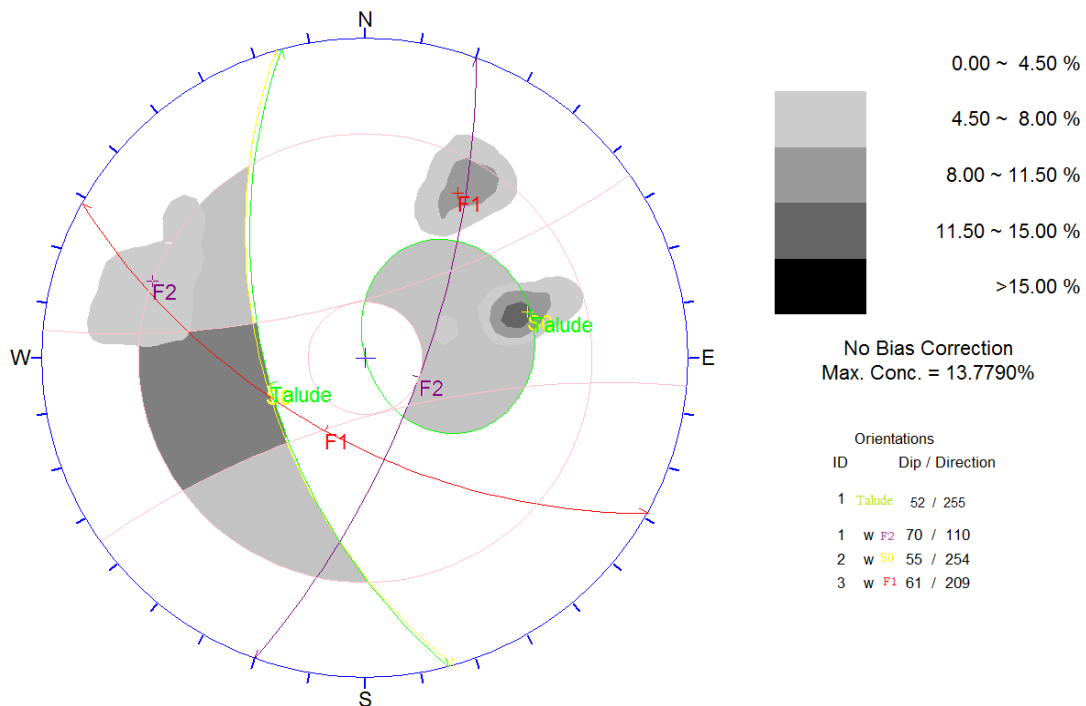


Figura 4.27 - Análise cinemática das zonas 5.1; 5.2; 5.3 e 5.4 do Talude 5

4.2.5.1. Zona 5.1

Esta zona é caracterizada por uma altura média de 2,80 m, sendo que no fim desta zona chega aos 4,5 m, o trecho todo tem uma extensão de aproximadamente de 10 m. Na Figura 4.28 poderá se observar um conjunto de imagens, que definem esta zona, caracterizada essencialmente por várias dobras, com tendência a serem recumbentes.



Figura 4.28 – Aspecto da zona 5.1 do Talude 5 em Junho de 2014

A zona em estudo é caracterizada pela alternância de pelitos e grauvaques. Sendo ainda possível definir uma espessura aproximadamente de 0,1 m de solo orgânico. Observa-se vegetação rasteira e arbórea, desfavorável à estabilidade deste tipo de material, como já foi referido.

Pelos dados recolhidos em campo esta zona tem uma resistência elevada, com valores à ordem dos 30 ± 15 MPa, classificando-se como resistência moderada, este valor era esperado porque o talude aparente ter resistências elevadas, devido à presença dos grauvaques ser mais significativa do que a presença pelítica, classificando-se com uma resistência moderada.

De modo conservativo, o valor de SMR corresponde a um intervalo de valores - [45;50], muito próximos, devido a uma relativa homogeneidade deste subtrecho do talude 5, sendo que S_0 , não constitui um factor de instabilização tão relevante como nos outros taludes. À semelhança das zonas anteriores, o SMR indica que os deslizamentos planares são importantes, enquanto as roturas em cunha têm uma menor expressão; contudo, nesta zona só identificaram deslizamentos planares. Estes resultados vêm de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática (Figura 4.19), confirmados pela qualidade onde se insere o talude - classe "III - Parcialmente estável" e isto apesar de o talude ser muito inclinado. O valor de SMR sugere sustimento do tipo sistemático, detalhado na secção 5.2.5.

O GSI obtido corresponde a um intervalo de classes de [VII-VIII], classificando este maciço numa qualidade melhor que os de todas as zonas anteriores - qualidade média. Posteriormente, derivaram-se os parâmetros geomecânicos – coesão desprezável (14 kPa) e ângulo de atrito de 26°, o valor obtido pelo *tilt test* foi de 23°. Estes valores são os admissíveis para este tipo de maciço, como referido na secção 2.2.

Não se procedeu ao cálculo do FS_P porque a quantidade de material caída é reduzida, não se considerando relevante para o estudo da estabilidade desta zona.

4.2.5.2. Zona 5.2

Esta subtrecho é caracterizado por uma altura média de 4,8 m e uma extensão de aproximadamente 20 m. A zona em estudo corresponde ao conjunto de imagens da Figura 4.29, identificando-se a presença de diversas falhas, dobramentos e locas. Estas características relacionam-se com as alternâncias de pelitos e grauvaques que, como referido anteriormente, apresentam competências opostas; neste subtrecho, os grauvaques têm uma menor abundância relativamente à zona anteriormente descrita.



Figura 4.29 – Aspecto zona 5.2 do Talude 5 em Junho de 2014

Como já foi mencionado, algumas camadas do maciço conseguiram dobrar e outras não, conduzindo assim à sua fracturação (grauvaques) e, outras vezes, ao seu esmagamento (pelitos). Algumas dessas discontinuidades foram posteriormente preenchidas por filões de quartzo e apresentam espessuras reduzidas, na ordem de 10 mm.

É ainda possível observar uma espessura aproximadamente de 1 m de terra vegetal, bem como vegetação rasteira e arbustiva, que pode vir a potenciar futuros casos de instabilidade.

Os ensaios de dureza ao ressalto efectuados permitem atribuir ao material rocha uma resistência média de 22 ± 6 MPa - resistência baixa e podendo atingir a média, i.e. e como salientado, a presença de grauvaques é menor que na zona anterior.

Em relação ao valor de SMR, obteve-se um intervalo idêntico ao da zona anterior (zona 5.1), pelo que os mesmos comentários são válidos. Isto acontece, porque as famílias de descontinuidades se mantêm e o valor do índice RMR_b é semelhante.

Para o GSI obteve-se o intervalo de classes [IX-X], classificando-se por qualidade média a fraca, podendo existir roturas do tipo planar e em cunha, o que é confirmado, quer pelo valor de SMR e análise cinemática, quer pelas observações *in situ*. Os valores dos parâmetros resistentes estimados foram de 8 kPa (desprezável) para a coesão e de 22° para o ângulo de atrito, o valor igual ao obtido no *tilt test*. Ambos os valores correspondem ao admitido para este tipo de maciço, como mencionado na secção 2.2.

À semelhança da zona precedente, também aqui não se procedeu ao cálculo do FS_p porque a quantidade de material caída é reduzida.

4.2.5.3. Zona 5.3

Esta zona apresenta-se mais fracturada do que as anteriores, tem uma altura máxima de 4,8 m e uma extensão aproximada de XXm. Na Figura 4.30 observam-se algumas descontinuidades com aberturas significativas, às vezes maiores do que 10 mm. O talude apresenta uma constituição maioritariamente pelítica, pois a fracção dos grauvaques é pequena e desaparecem nesta zona. É ainda visível a existência de material caído na berma e valeta não revestida, evidenciando sinais de instabilidade. Observa-se também que as roturas visíveis estão perto das zonas onde existe vegetação, o que pode estar associado à influência do efeito mecânico de raízes na potencial queda de material.



Figura 4.30 – Aspecto da zona 5.3 do Talude 5 em Junho de 2014

Os ensaios de dureza ao ressalto efectuados permitem atribuir ao material rocha uma resistência baixa, podendo atingir a média, na ordem de 21 ± 6 MPa.

De um modo conservativo, o valor de SMR obtido corresponde ao intervalo [42;47], de valores muito próximos, denunciando a relativa homogeneidade da zona, sendo que S_0 também não é significativamente instabilizadora como noutros taludes descritos. A gama de valores indicados corresponde a uma classe "III - Parcialmente estável", onde os deslizamentos planares são importantes, mas as roturas em cunha são menos significativas; contudo, nesta zona só registaram deslizamentos planares. Estes resultados são confirmados pelos obtidos na análise cinemática e observações efectuadas no campo. O valor de SMR sugere apenas contenção de tipo sistemática, recomendado na secção 5.2.5.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes compreendida entre [IX-X], a que corresponde uma qualidade média a fraca, e por apresentar roturas de tipo planar e em cunha, confirmando assim os resultados apresentados anteriormente. Posteriormente, derivaram-se os parâmetros resistentes do maciço, a que correspondeu uma coesão desprezável de 8kPa e um ângulo de atrito de 22° , valor semelhante ao obtido no *tilt test* - 23° . Estes valores correspondem aos esperados para este tipo de terrenos como apresentado na secção 2.2.

À semelhança das zonas anteriores, também não se procedeu ao cálculo do FS_P porque a quantidade de material caído é reduzida.

4.2.5.4. Zona 5.4

Esta zona como se pode observa na Figura 4.31 corresponde a uma zona de esmagamento, encontra-se assim muito fracturada, tem uma largura 1,8 m e uma altura média de 4,8 m, não tendo sido possível, calcular valores de resistência do maciço, índices de SMR e GSI e do FS_P .



Figura 4.31 Aspecto da zona 5.4 do Talude 5 em Junho de 2014

4.2.5.5. Zona 5.5

Como referido na secção 4.2.5, este subtrecho com uma altura máxima de 3,7 m é caracterizado pela rotação na direcção do talude, correspondendo ao trecho final do Talude 5. O talude é composto por uma sequência de estratos de pelitos, pouco alterado com passagens medianamente alteradas, com fracturação levemente ondulada e com uma abertura reduzida, no máximo de 2 mm. Identifica-se ainda a presença de vegetação rasteira e arbórea (Figura 4.32).



Figura 4.32 – Aspecto do Talude 5 em Junho de 2014: zona 5.5

O ensaio de dureza ao resalto permitiu estimar uma resistência predominantemente baixa, que pode atingir valores médios, da ordem de 17 ± 6 MPa.

Pela análise cinemática (Figura 4.33) observa-se que esta zona é propícia a deslizamentos planares, mas pela família F_2 , e não por S_0 como habitualmente.

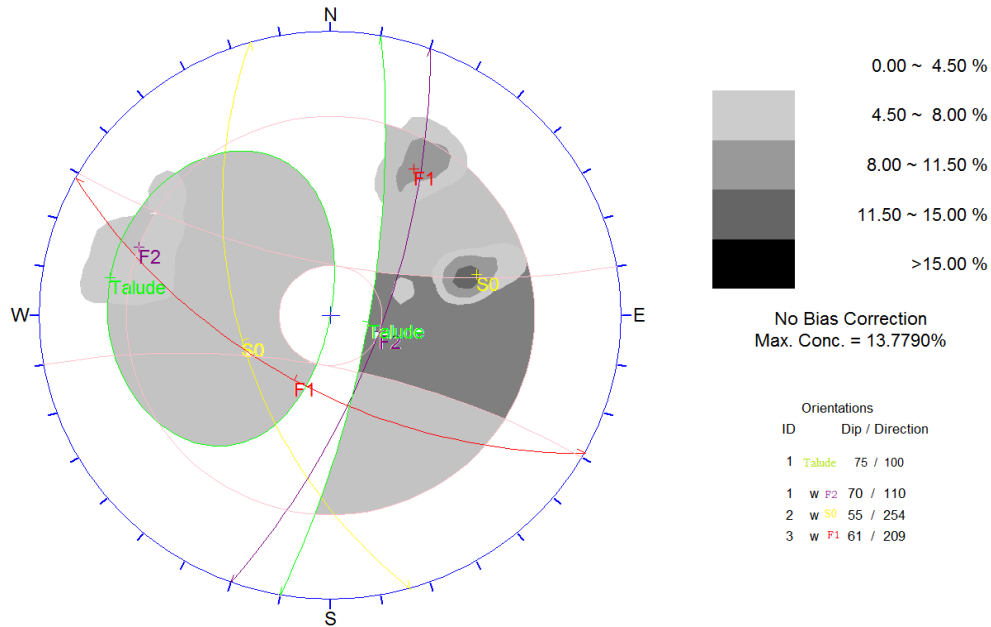


Figura 4.33 - Análise cinemática da zona 5.5 do Talude 5

De modo a ser conservativo, o valor de SMR obtido é dado pelo intervalo [36;52], sendo o maciço predominantemente "III - Parcialmente estável"; contudo, corresponde-lhe uma gama de valores maior do que nas zonas anteriores e, ao contrário de todos os taludes já descritos, a família de descontinuidade F_2 é a mais instabilizadora, por ser a mais penalizadora devido à diferença entre a inclinação da descontinuidade e a do talude como se pode confirmar a partir da análise cinemática (Figura 4.33). De facto, o valor do índice de RMR_b não é muito diferente em relação aos casos já apresentados. O SMR indica que os deslizamentos planares são importantes e as roturas em cunha têm uma menor expressão; contudo, nesta zona só registaram deslizamentos planares. O valor de SMR sugere uma contenção sistemática, caracterizada na secção 5.2.5.

Para o GSI obteve-se o intervalo de classes [IX-X], correspondendo a uma qualidade média a fraca de um maciço que apresenta roturas do tipo planar e em cunha, resultados confirmados pela análise cinemática e observações feitas *in situ*. Posteriormente, estimaram-se os parâmetros geomecânicos do maciço, tendo-se obtido uma coesão desprezável de 7kPa e um ângulo da ordem de 24°, idêntico ao valor obtido no *tilt test*. Estes valores correspondem aos expectáveis para este tipo de terrenos como apresentado na secção 2.2.

À semelhança dos casos já descritos, não se procedeu ao cálculo do FS_P uma vez que a quantidade de material caída observada era diminuta.

4.2.5.6. Síntese do talude 5

Este talude é caracterizado por estar num trecho da via em curva, correspondendo às quatro primeiras zonas uma direcção NNW, enquanto na última zona, situada logo após a curva (sentido N-S), apresenta uma direcção NNE; a inclinação é sempre elevada para leste.

O talude tem uma alternância de grauvaques e pelitos, sendo que a presença dos grauvaques é menor do que nos trechos apresentados anteriormente.

Foi verificado que os valores de SMR para o Talude 5 são bastante homogéneos na globalidade, [36, 45], à semelhança dos valores dos índices de RMR_b , classificando os taludes nas classes "IV – Instável" e predominantemente na "III – Parcialmente estável", o que aliás é confirmado pela inspecção visual efectuada. Os valores mais pessimistas derivam da inclinação de F_2 na última zona definida.

Para o GSI obteve-se o intervalo de classes [IX-X], atribuindo ao terreno qualidade média a fraca a que correspondem deslizamentos do tipo planar e em cunha, confirmando assim os resultados obtidos pelo valor de SMR, análise cinemática e observações feitas *in situ*. Os valores dos parâmetros resistentes foram sempre da mesma ordem de grandeza, com uma coesão média desprezável, visto que o preenchimento das fracturas é quase nulo, e o ângulo de atrito rondou em média 23°, o que foi confirmado nos ensaios de *tilt*. Ambos se encontram na gama de valores expectáveis e descritos na secção 2.2.

Não se determinou o valor de FS_P porque o volume de queda de materiais era insignificante, não se justificando a necessidade de o calcular.

4.2.6. Talude 6

Este trecho é caracterizado por uma vertente com uma altura média de 3 ± 1 m, uma extensão de 95 m, uma orientação de N12°W e uma inclinação de 52°E. De modo geral o talude apresenta-se pouco alterado, com passagens medianamente meteorizadas.

O talude já sofreu obras de reabilitação entre os anos de 2009 e 2013, nomeadamente limpeza e saneamento do material instável e, posteriormente, a aplicação de pregagens localizadas em pontos-chave de modo a segurar as potenciais lajes de materiais instabilizadas, como mostra a Figura 4.34.



Figura 4.34 – Pormenor do talude 6 em Junho de 2014, onde se observa as pregagens aplicadas

Na Figura 4.35 pode-se observar ainda que, apesar de existirem pregagens, estas não resolveram completamente a situação, pois a queda de lajes para a berma não revestida ainda prossegue, devido à fracturação do talude. Acresce ainda que, eventualmente durante a furação para introduzir as pregagens, o maciço ficou ainda mais instabilizado, como se pode inferir das fissuras em redor da pregagem. Constata-se também que não existe qualquer obra de drenagem associada, sendo que no pé do talude não é possível distinguir a berma da valeta não revestida, que no total têm uma largura de 1,5 m. No topo do talude identifica-se a presença de árvores e uma espessura de 1,50 m de solo residual.



Figura 4.35 – Perfil do talude 6 em Junho de 2014: lajes de material e de vegetação rasteira na valeta não revestida e na berma

Foram identificadas três famílias de descontinuidade, F_1 , F_2 e S_0 (estratificação). As duas primeiras são pouco persistentes, sendo S_0 muito persistente; a estratificação é levemente ondulada. Na Figura 4.36, observa-se que uma das descontinuidades, um a fenda com abertura máxima de 1 m e preenchimento de quartzo. Foram também detectados possíveis sinais de oxidação pela água, devido à cor laranja avermelhada. As superfícies das descontinuidades apresentam-se ligeiramente lisas. Em Outubro de 2013 foi possível identificar a presença de água nas descontinuidades, apresentando-se assim molhadas. O trecho em estudo tem uma resistência média, estimando-se um valor de 27 ± 10 MPa.



Figura 4.36 – Pormenor do talude 6 em Junho de 2014, ao centro com fenda preenchida por quartzo

Da análise cinemática realizada (Figura 4.37), infere-se que o talude tem probabilidade de sofrer deslizamentos do tipo planar e em cunha, sendo que estes últimos são menos prováveis. Mais uma vez, constata-se que a estratificação é subparalela ao talude, sendo esta a principal causadora de instabilidade.

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR corresponde ao intervalo [37;51], pelo que o talude se encontra essencialmente na classe “III – Parcialmente estável”, com probabilidade de ocorrência de classe “IV – Instável”, o que era expectável devido à instabilidade que o talude tem demonstrado ao longo do tempo. O valor mais baixo do intervalo corresponde à família de descontinuidade S_0 , pois é a mais problemática, como se referiu. O SMR indica que os deslizamentos planares são importantes e podem ter grandes dimensões, e as roturas em cunha têm uma menor

expressão, o que é confirmado pelos resultados obtidos na análise cinemática e observações feitas *in situ*. Recomendam-se medidas do tipo correctivo, descritas na secção 5.2.6.

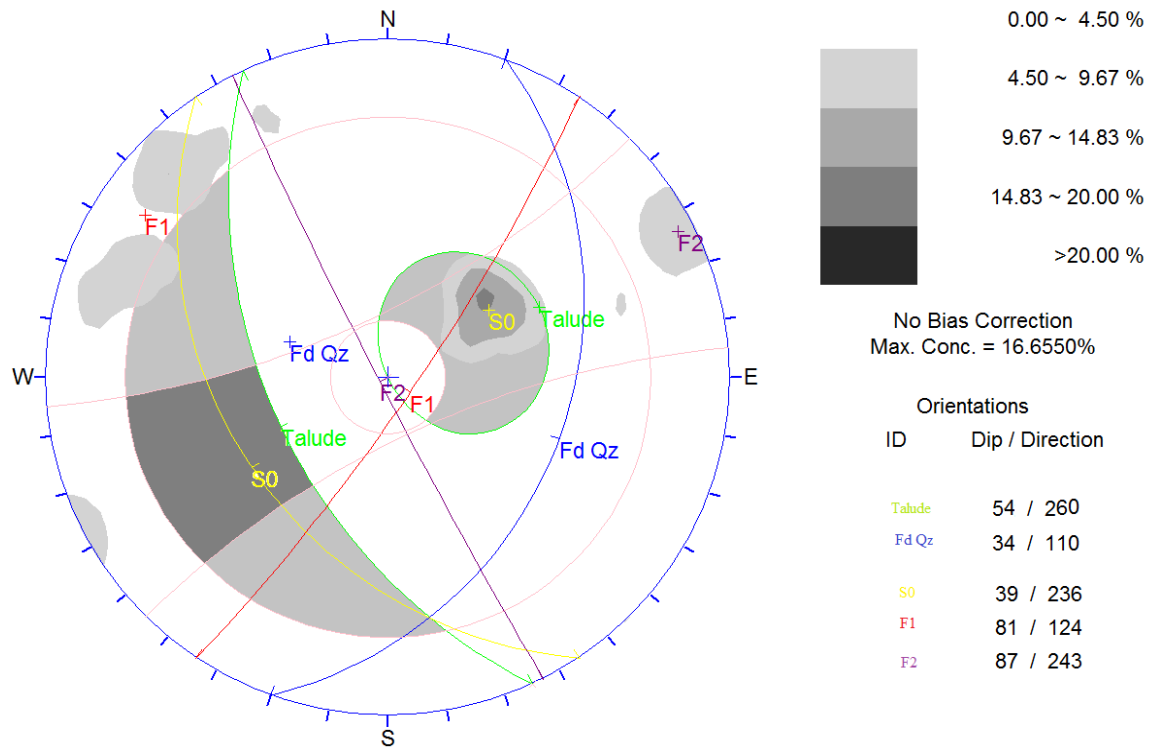


Figura 4.37 – Análise cinemática para o Talude 6

O GSI para este trecho é um intervalo de classes, [IX-X], classificando-o na qualidade média a fraca e com probabilidade de sofrer roturas do tipo planar e em cunha, resultado estes confirmados pela análise cinemática, pelo valor de SMR e observações no terreno. Posteriormente, estimou-se o valor de coesão, baixa, de 20 kPa, e um ângulo de atrito igual de 32°, o valor obtido pelo *tilt Test* foi de 27°. Estes valores de ângulo de atrito mais elevados, decorrem da presença de óxidos de ferro no maciço que aumentam a sua resistência.

O FS_p para este talude foi de 0,93 classificando-se como instável, o que confirma o observado no campo, bem como o valor de SMR. Apesar de este talude ter pregagens não foi possível o calcular FS_p próprio para este tipo de sustento, porque desconhecem as respectivas condições de execução, como por exemplo a inclinação e a profundidade.

Para o FS_c obteve-se um valor de 1,3, concluindo-se que é marginalmente estável para deslizamentos em cunha, contudo isto não quer dizer que não possam ocorrer, mas apenas que não são tão prováveis como os deslizamentos planares, confirmando os outros resultados obtidos.

4.2.7. Talude 7

Este trecho é caracterizado por ter uma altura média de 2,5 m, uma extensão de 10 m e uma orientação de N12°W e uma inclinação de 49°E. O talude encontra-se pouco meteorizado, apresentando algumas passagens medianamente alteradas entre as camadas pelíticas e as metagraucóides.

Este talude não teve qualquer tipo de obras de reabilitação; contudo, identificaram-se alguns sinais de instabilidade, nomeadamente cicatrizes, antigas e recentes, na face do talude. Observou-se que existem lajes de material, de dimensões variáveis, na valeta não revestida e berma da plataforma (largura máxima de 0,8 m). De acordo com as observações efectuadas, este destacamento resultou de deslizamentos planares e por cunhas.

O talude, visível na Figura 4.38, apresenta a sua crista coberta de vegetação rasteira e por algumas árvores, o que problemático na medida em que estas últimas, em particular, ajudam a promover a instabilidade do talude através do efeito de alavanca nas discontinuidades e pelo peso adicional que provocam no talude; aliás é visível uma árvore que já se encontra, parcialmente, com as raízes expostas. No topo do talude registou-se uma espessura aproximadamente de 0,65 m de solo residual e enriquecido em terra vegetal.



Figura 4.38 – Aspecto do talude 7 em Junho de 2014

Identificaram-se três famílias de discontinuidade, F_1 , F_2 e S_0 (estratificação), sendo que S_0 e F_1 têm uma persistência média e F_2 apresenta-se pouco persistente; observou-se ainda que S_0 é paralela ao talude (Figura 4.39). As superfícies de discontinuidades apresentam-se ligeiramente rugosas a lisas. No local não se observou água nas superfícies de discontinuidades, que se apresentavam secas. Todas as famílias apresentam ligeira ondulação. A abertura varia, oscilando entre 0,25 m e 0,05 m; às

vezes nessas aberturas pode-se observar material proveniente do talude e outras encontram-se sem enchimento.

A resistência estimada pelos ensaios de dureza ao resalto para este talude foi de 26 ± 10 MPa, classificando-a como preponderantemente média.

Para avaliar o tipo de roturas possíveis para este trecho, procedeu-se a uma análise cinemática que se encontra representada na Figura 4.39, donde se conclui que as observações de campo estavam correctas, i.e., apresenta propensão para deslizamentos do tipo planar e em cunha, mas estes com menor probabilidade do que os primeiros. Mais uma vez, a S_0 condiciona a instabilidade do talude, sendo por isso considerada a família mais problemática.

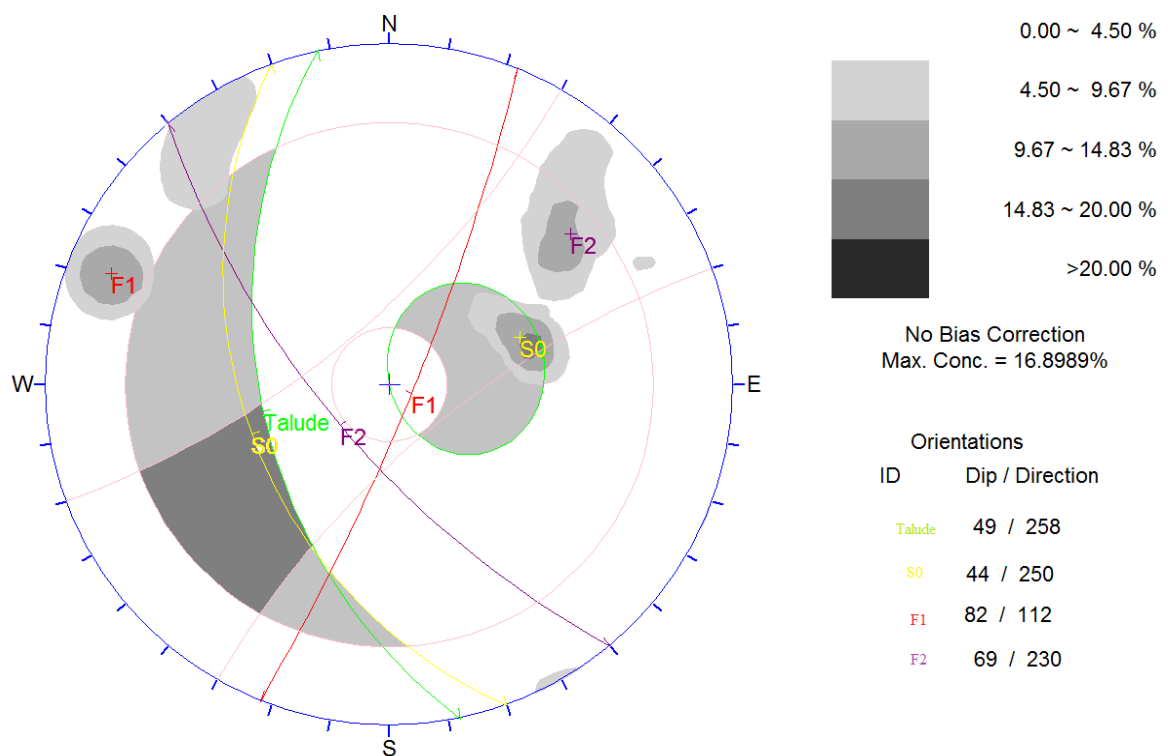


Figura 4.39 - Projecção estereográfica do Talude 7

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR corresponde ao intervalo [30;43], correspondendo à classe “IV – Instável”; ao contrário dos taludes anteriores, o talude 7 não apresenta uma gama de valores muito ampla e isto porque a estratificação tem uma inclinação ligeiramente mais favorável que as anteriores, como se observa na Figura 4.39; contudo, não deixa de ser problemática. O valor mais baixo do intervalo corresponde à família S_0 , a mais problemática, o que é confirmado pela análise cinemática e pelas observações feitas no terreno. O valor do índice indica

que as roturas planares são importantes e têm grandes dimensões, assim como as roturas em cunha que também podem ser importantes, como confirmam os restantes resultados apresentados. No geral recomendam-se medidas correctivas, detalhadas na secção 5.2.7.

Obteve-se para o GSI o intervalo de classes [VI-VII], correspondendo uma qualidade média do terreno. A estimativa dos parâmetros resistentes resultou em valores de 20 kPa para a coesão e de 33° ângulo de atrito igual a, inferior ao valor obtido no *tilt test*, de 30°. A discrepância entre os valores para o ângulo de atrito, resulta do facto de o valor estimado a partir do GSI basear-se num valor deste mais elevado, do que o dos taludes anteriores.

O FS_p para este talude foi de 0,72 classificando-o como instável este valor o que corresponde à situação encontrada no terreno onde existem deslizamentos de pequenas lajes, ocasionalmente, principalmente em dias maior pluviosidade. Quanto ao FS_c , obteve-se um valor de 1,1, a que corresponde uma situação marginalmente estável, pelo que estas roturas em cunhas não devem ser menosprezadas

4.2.8. Talude 8

Este trecho é caracterizado por uma altura $2 \pm 0,5$ m, uma extensão de 5 m, uma orientação de N58°W e uma inclinação de 47°S. Este trecho é composto maioritariamente por pelitos, mas sendo que a expressão dos metagrauvaques é mais reduzida em relação aos trechos anteriores.

A Figura 4.40 mostra o talude de perfil, que apresenta alguma vegetação rasteira, arbustiva e arbórea na crista; estas últimas e como referido anteriormente, são prejudiciais à estabilidade do talude. Observa-se também que o talude tem uma valeta não revestida, com largura máxima de 0,65 m, não apresentando qualquer outro tipo de contenção. Este talude encontra-se fracturado e pouco meteorizado, com passagens medianamente alteradas.

Este talude apresenta três famílias de descontinuidade com pouca persistência a persistência média, sendo a S0 (estratificação) é persistente. As descontinuidades têm um espaçamento médio de 0,25 m entre si e uma abertura significativa podendo atingir em alguns locais mais de 10 mm. As superfícies de descontinuidades apresentam-se ligeiramente lisas. Ainda no local não se observou percolação de água nas superfícies de descontinuidades, apresentando-se assim secas.

A resistência à compressão média do maciço foi estimada em 24 ± 10 MPa, classificando-se como predominantemente média, podendo contudo apresentar valores baixos.



Figura 4.40 – Perfil do Talude 8 em Junho de 2014

Para confirmar o tipo de roturas observadas no terreno, procedeu-se a uma análise cinemática, representada na Figura 4.39, donde se conclui que as observações no campo estavam correctas, i.e., existem deslizamentos do tipo planar e em cunha. E, mais uma vez, S_0 condiciona a instabilidade do talude, sendo assim considerada a família mais problemática.

De modo conservativo, considera-se que o valor de SMR corresponde ao intervalo [51;53] e, ao contrário dos taludes anteriores, não apresenta uma gama de valores muito amplo, provavelmente porque a estratificação tem uma inclinação mais favorável que nos casos prévios, i.e., não é paralela ao talude, como se observa na Figura 4.41, mas contudo não deixa de ser problemática, desta forma não deverá ser menosprezada. O SMR indica que as roturas planares são importantes, embora as roturas em cunha tenham uma menor expressão, o que vai de encontro aos resultados obtidos na análise cinemática e nas observações *in situ*. Deste modo, o talude encontra-se na classe “III - Parcialmente estável”, recomendando-se medidas mitigadoras do tipo sistemático, detalhadas na secção 5.2.8.

Para o GSI obteve-se o intervalo de classes de [IX-X], classificando o maciço na qualidade média a fraca e podendo apresentar roturas do tipo planar e em cunha, resultado este confirmado pela análise cinemática, pelo valor de SMR e ainda pelas observações feitas no terreno. Posteriormente, estimara-se os valores de coesão, na ordem de 15 kPa, e do ângulo de atrito, igual a 27°, superior ao valor obtido no *tilt test* foi de 24°. Existe assim uma certa discrepância destes valores para o ângulo

de atrito, sendo que o valor derivado do GSI, resulta da maior resistência do material e do GSI, relativamente aos casos anteriores.

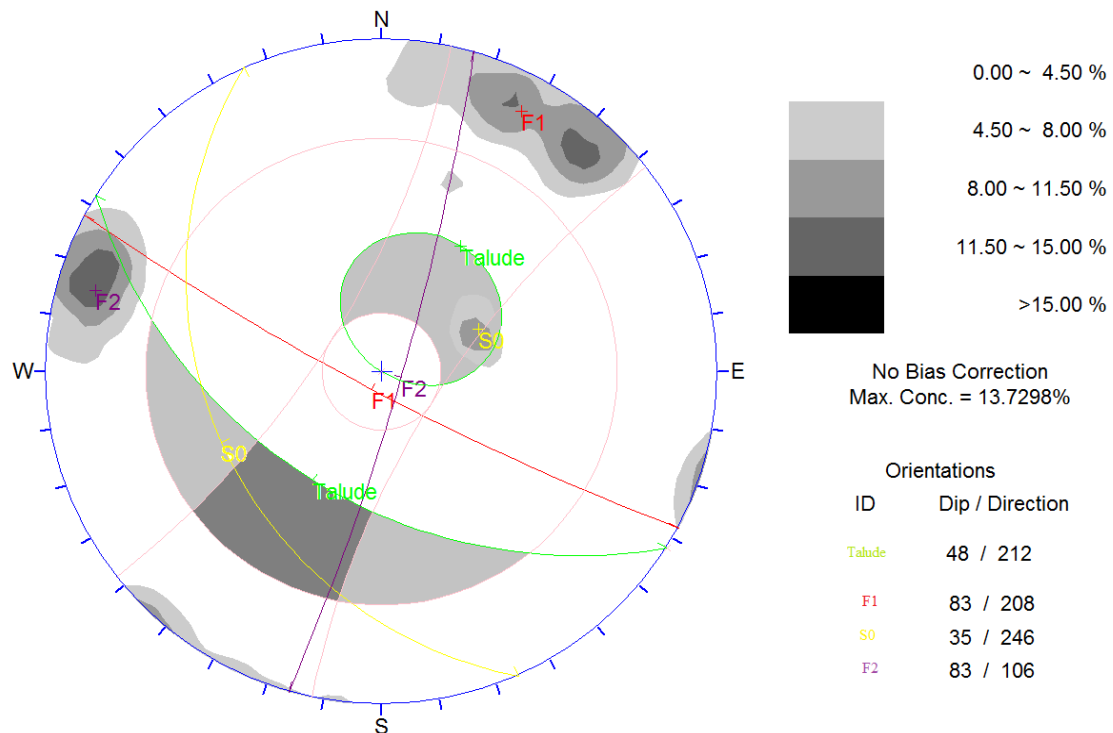


Figura 4.41 - Projecção estereográfica do Talude 8

À semelhança de alguns trechos do talude 5, não se procedeu ao cálculo do FS_P porque a quantidade de material caído era reduzida.

4.2.9. Talude 9

O talude 9 é o último estudado, caracterizando-se por uma vertente de pequenas dimensões, atingindo uma altura média de 2,5 m, uma extensão máxima de 5 m e uma orientação de N40°W e uma inclinação média de 80°NE, sendo o talude mais inclinado de todos os estudados. No topo do talude identificou-se uma espessura aproximadamente de 0,2 m de terra vegetal e ainda presença de vegetação. Este trecho é composto por pelitos e pelitos e grauvaques sendo que os últimos apresentam uma maior expressão.

Este talude não sofreu qualquer tipo de obras de reabilitação, mas apesar de uma suposta aparência estável, são visíveis cicatrizes recentes no talude e lajes de materiais caídas nas valetas não revestidas.

O trecho em estudo poderia ser dividido em dois, porque apresenta dois perfis diferentes, separados por uma família de descontinuidade, visível na Figura 4.42, mas não se fez essa distinção porque o

material que integra o maciço apresenta características semelhantes, o que não aconteceu em alguns taludes abordados anteriormente.



a)



b)



c)

a) Aspecto da estratificação no fim do trecho; b) aspecto da estratificação no início do trecho; c) Perfil do Talude 9
Figura 4.42 – Vários aspectos do Talude 9 em Junho de 2014

O maciço encontra-se pouco meteorizado, com passagens medianamente alteradas, mas com alguma fracturação. Detectaram-se apenas duas famílias de descontinuidades, F_1 e S_0 (estratificação), sendo que F_1 é pouco persistente e S_0 é persistente. As respectivas superfícies apresentam-se ligeiramente lisas, não tendo sido observada percolação de água nas descontinuidades, que estavam secas. As descontinuidades têm aberturas inferiores a 2,5 mm e não têm enchimento.

A resistência à compressão medida na estratificação foi estimada como sendo média, na ordem de 27 ± 10 MPa, comprovando uma maior expressão metagrauváquica.

A análise cinemática para este talude, representada na Figura 4.43, confirma a possibilidade de roturas planares, tal como foi observando no campo.

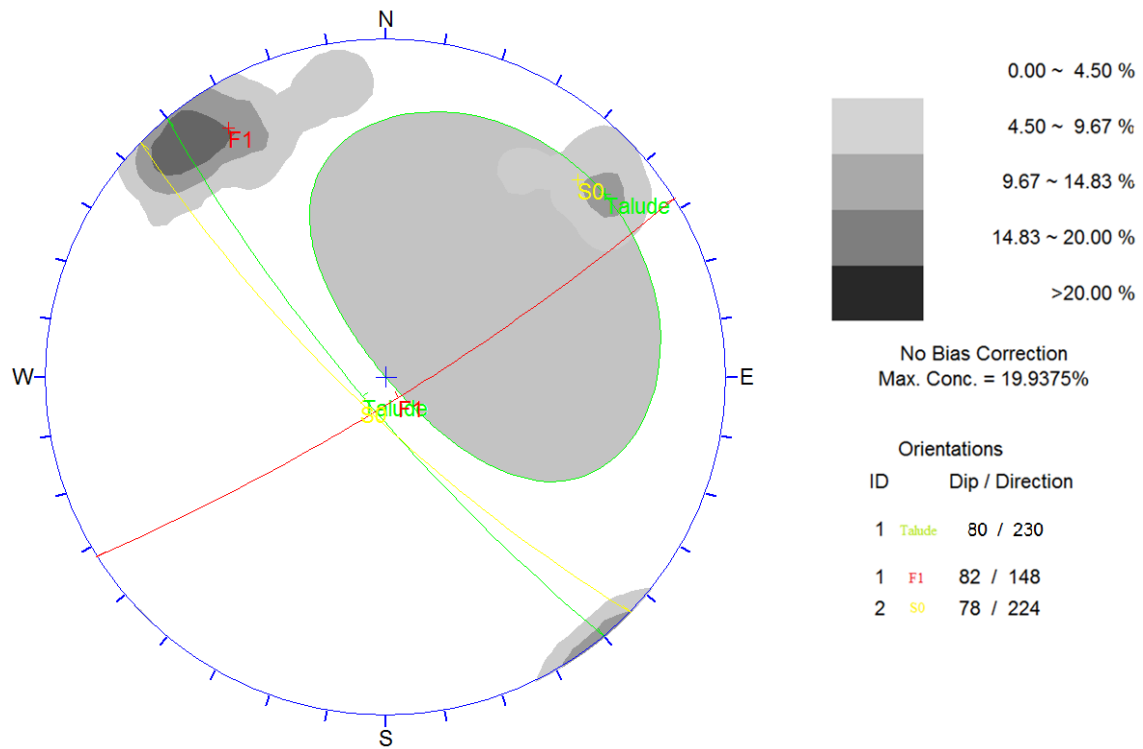


Figura 4.43 - Projecção estereográfica do Talude 9

De modo a ficar do lado da segurança, o valor de SMR é dado por um intervalo compreendido entre [51;58], a que corresponde fraca dispersão e a uma estratificação com uma inclinação mais favorável que as anteriormente apresentadas. O SMR indica que as roturas planares são importantes e que roturas em cunha têm uma menor expressão, este resultado vai de encontro aos resultados obtidos a partir da análise cinemática e das observações efectuadas *in situ*. Desta forma, o talude classifica-se na classe "III - Parcialmente estável", recomendando medidas de reabilitação do tipo sistemático, caracterizadas na secção 5.2.8.

Para o GSI obteve-se um intervalo de classes, [IX-X], a que corresponde qualidade média a fraca, podendo o talude apresentar deslizamentos do tipo planar e em cunha, embora este último não tenha sido observado. Posteriormente, derivaram-se os valores para a coesão, considerada desprezável (9kPa), e para o ângulo de atrito, da ordem de 26° , sendo o valor obtido pelo *tilt test* de

23°, ambos os valores eram os esperados, pois pertencem ao intervalo admitido para este tipo de material descrito na secção 2.2.

À semelhança do talude 8, não se procedeu ao cálculo do FS_P porque a quantidade de material caído era reduzida.

4.3. Síntese dos resultados obtidos

Os taludes de escavação, num total de nove, descritos encontram-se na rodovia ER 266. Encontram-se no maciço xisto-grauváquico, pertencentes à ZSP e à Formação de Mira (GFBA). Esta formação é composta maioritariamente por pelitos e alguns metagravauques. Os taludes em geral encontram-se fracturados e pouco meteorizados, podendo apresentar passagens medianamente alterados e, nalguns trechos, solos residuais no topo. Em termos geométricos, a maioria apresenta uma altura superior a 5 m e com pendentes da ordem de pelo menos 50°, incluindo a Tabela 4.2 algumas características visuais e geométricas do talude. Os resultados da aplicação de diversas classificações geotécnicas e determinação de índices integram a Tabela 4.3, que sintetiza alguns dos resultados mais importantes do caso em estudo apresentado.

Tabela 4.2 – Síntese de características geométricas e visuais dos taludes em estudo

Taludes	Direcção e inclinação	Altura (m)	Comprimento (m)	Valetas + bermas (m)	Valores recomendados para as valetas (m) *	Bermas revestidas	Zona para estacionar	Presença de água	Obras de requalificação existente	Vegetação presente média a grande porte
1	N8°W,52°NE	20±5	10	0,90	2,5	S	S -Esq	S	S - F	S
2	N12°W,50°NE	15±5	10	0,90	2	S	S -Esq	N	S - F	S
3	N12°W,49°SW	10±5	125	0,90	2	S	N	S	S - NF	S
4	N5°W,80°SW	6±2	157	1,30	1,5	N	N	S	N	S
5	N10°E,75°NE N15°W,52°SW	3±3	85	1,50	0,5	N	S -Esq	N	N	S
6	N10°W,54°SW	2,8	117	0,80	0,5	N	N	S	S - F	S
7	N12°W,49°SW	2,5	10	0,65	0,5	N	N	N	N	S
8	N58°W,48°SW	2,5	2	0,65	0,5	N	S -Esq	N	N	S
9	N40°W,52°NE	2,5	5	0,63	0,5	N	S - Esq	N	N	S

*Considerando que as valetas tem vindo a fazer a mesma função que as valas de retenção, valores obtidos a partir do ábaco da Figura 2.23; N – Não; S-Sim; S-F: Sim e em funcionamento; S-NF: sim e não funcionam; S-Esq: sim à esquerda da via.

Tabela 4.3 - Síntese de dados geológicos e geotécnicos dos taludes estudados

Taludes	Principais famílias de descontinuidade	Rotura	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	SMR		GSI Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)		FS	
				Gama de valores	Grau de estabilidade		Tilt test	GSI	Planar	Cunha
1	F1 - N44°E,39°SW F2-N27°W, 87°SW S0- N34°W, 30°NE	Planar Cunha	26±10	37 - 51	Instável	9	22,6	25,7	0,61	1
2	F1 - N44°E,39°SW F2-N27°W, 87°SW S0- N12°W, 33°SE	Planar Cunha	34±12	3 - 53	Completament e instável	10	25,9	29,9	0,61	1,1
3	F1- N52°E,80°SE F2 - N22°E,82°SE S0- N20°W, 44°SE	Planar Cunha	22±10	37 - 46	Instável	6	22,7	22,6	0,68	0,89
4	F1 - N48°E,88°SE F2- N3°E, 87°SE S0- N23°W, 41°SW	Planar Cunha	22±10	22 - 33	Instável	7	23,3	22,6	0,70	0,95
5	F1-N61°W,61°SW F2- N20°E,70°SE S0- N16°W, 55°SE	Planar	17±10	36 - 59	Parcialment e instável	9	22,6	22,5	-	-
6	F1 - N44°E,39°SW F2-N27°W, 87°SW E- N34°W, 39°SE	Planar Cunha	27±10	37 - 51	Instável	20	27,1	31,8	0,86	1,2
7	F1-N22°E, 82°SE F2-N52°E, 80°SE S0-N20°W,44°SE	Planar	26±10	30 - 43	Instável	20	29,3	32,6	0,66	-
8	F1 - N62°W,83°SW F2 - N16°E,83°SE S0-N24°W,35°SE	Planar	24±10	51 - 53	Parcialment e instável	15	24,3	27,4	-	-
9	F1 - N58°E,82°SE S0-N46°W,52°SE	Planar	27±10	51 - 58	Parcialment e instável	9	23,0	25,9	-	-

Como se mencionou na Capítulo 2 e da análise da Tabela 2.10, a água é um dos principais agentes instabilizadores ao percolar pelas descontinuidades, provocando não só erosão interna, como ainda subpressões, expansibilidade de alguns materiais e potenciando a meteorização do maciço. Foi confirmado pelas visitas feitas no terreno que nos trechos de talude mais instabilizados (Taludes 1, 3, 4 e 6), identificou-se a presença de água, confirmando assim o seu papel como um dos agentes desencadeadores de instabilização e confirmando estudos publicados (Tabela 2.2).

Em relação ao tipo de desmonte que os taludes de escavação sofreram, não se sabe ao certo qual terá sido, uma vez que a única informação que existe é a de que alguns trechos foram escavados com auxílio de meios mecânicos, mas não se especificam quais. Pelo ábaco da Figura 2.5, admite-se que este tipo de material teve, possivelmente, um desmonte por escarificação. Contudo e considerando que estes taludes de escavação são antigos (anos 30 do século passado), os métodos mecânicos disponíveis eram diferentes dos actuais, nomeadamente em termos de potência. Por isso, por não se descarta a hipótese que, em alguns dos trechos, se possa ter utilizado fogo para o desmonte. Para calcular o valor de F_4 da classificação de SMR, o autor teve em conta todas estas questões e optou por um valor de +8 para todos os trechos estudados.

Ao longo de todo o trecho estudado, registou-se uma semelhança na orientação e inclinação das descontinuidades assim como na orientação dos taludes. Em regra existem 3 famílias de descontinuidades em todo o trecho, designadas geralmente por F_1 , F_2 e S_0 (estratificação), tendo duas delas, F_1 e S_0 , maior predominância e continuidade. É possível afirmar ainda que, na maioria dos taludes estudados, S_0 tende a apresentar-se subparalela ao talude, comandando assim roturas de tipo planar, que foram identificadas nos diversos trechos estudados; acessoriamente, esta família está ainda associada a alguns deslizamentos em cunha, sendo por isso considerada a família mais instabilizadora na quase totalidade dos trechos analisados.

A análise cinemática e os resultados da classificação SMR, bem como o GSI, confirmam a possibilidade de roturas do tipo planar e em cunha assim a literatura; nem no reconhecimento de campo, nem da aplicação das referidas classificações foram assinalados tombamentos. A possível justificação é a Formação de Mira nos 5km estudados não apresenta nenhuma família subvertical e paralela ao talude; contudo, não deve ser desprezado a eventualidade deste tipo de roturas poder ocorrer para além da zona analisada, em articular para sul, i.e., depois do km 8+025.

Quanto aos valores de resistência estimados com base nos ensaios de dureza ao ressalto e para ficar sempre no lado da segurança de acordo com o exposto na secção 4.1, considerou-se o valor menor de todos os taludes, podendo-se concluir que os trechos em estudo apresentam uma resistência em regra baixa, podendo atingir valores dentro dos valores de resistência média (entre 20 e 60 MPa).

O grau de estabilidade, avaliado a partir do valor de SMR e tendo em conta a Tabela 2.7, obteve-se sistematicamente designações de "instável", com alguns trechos considerados como "parcialmente estável". Estas classificações foram confirmadas quase sempre no terreno, a partir de inspecções visuais. Assim, os índices de SMR dos taludes em estudo revelam resultados concordantes com as situações de instabilidade verificadas *in situ* e as obtidas a partir da análise cinemática realizada para cada talude, bem como pelo GSI.

Os valores de GSI tiveram como objectivo ainda a estimação dos parâmetros resistentes do maciço em cada zona estudada. O GSI, obtido a partir de observações de campo e para tentar diminuir o erro do valor obtido, foi sempre expresso por um intervalo de valores, tendo a maioria dos taludes obtido uma classificação de IX-X, a que corresponde uma qualidade média a fraca; exceptuam-se os taludes 6, 7 e 8, que estão nas classes VII-VIII, classificando-se assim como qualidade média. O GSI refere que para valores como os que estão nas classes [IX-X], tendem a ocorrer roturas do tipo

planar e em cunha, resultados estes confirmados a partir da análise cinemática, observações *in situ* e ainda pelo valor de SMR. Para realizar os cálculos dos valores médios de coesão e do ângulo de atrito, atribuiu-se um valor médio do intervalo definido para o GSI. Em relação à coesão, era espectável um valor perto de zero, como de facto veio a ocorrer (< 20 kPa), pois a rotura corre por deslizamento ao longo das descontinuidades, por mecanismos planares e com fraco confinamento, e para isso acontecer a coesão tem de ser nula. Quanto ao valor do ângulo de atrito, rondaram cerca de 25° , assim como os do ensaio *tilt* (23°); estes resultados eram os esperados, pois Hudson & Fairhurst (1993) referem que, para o tipo de material pelítico, o valor do ângulo de atrito deverá estar compreendido entre $20 - 27^\circ$, o que foi verificado.

Os cálculos dos FS's foi importante, porque permitiu quantificar o grau de estabilidade do talude. Na Figura 4.44 mostra-se um esquema onde se observa a evolução do FS em relação ao tempo, demonstrando assim a evolução e a importância deste factor de segurança global. Isto quer dizer que, aquando da respectiva construção, os trechos analisados apresentavam um valor superior a 1, encontrando-se assim estáveis mas, com o passar do tempo e a acção dos agentes, alteraram-se as propriedades iniciais do talude, de tal forma que têm ocorrido roturas em alguns trechos. De modo geral, os valores obtidos foram os espectáveis uma vez que os taludes em estudo estão em constante rotura, como preveem os valores obtidos, principalmente nos taludes mais instáveis (Talude 2, 3 e 4).

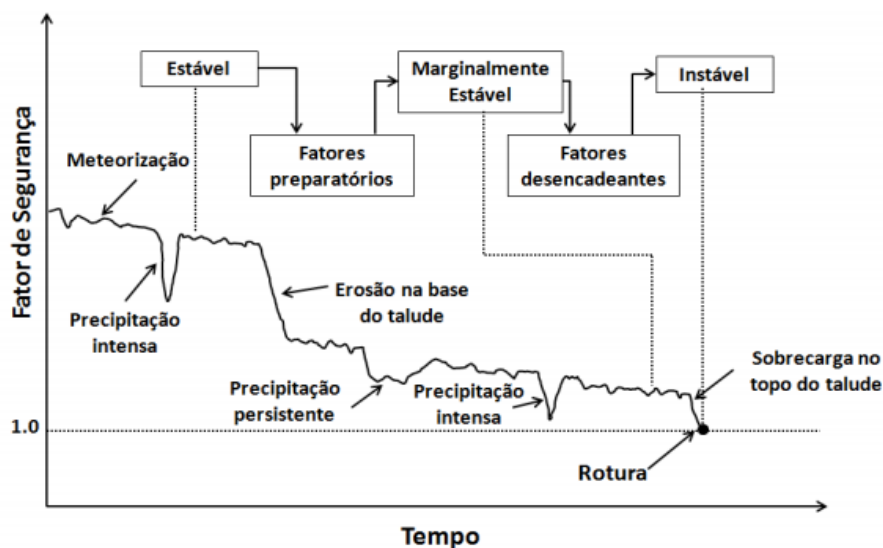


Figura 4.44 - Variação do factor de segurança em relação com o tempo, Popescu (1994 *apud* Sousa, 2013)

5. Projecto de Reabilitação

Após caracterização e análise dos taludes em estudo (Capítulo 4), nesta secção procede-se à “avaliação do risco potencial de desmoronamentos e queda de blocos” aplicado pelo ODOT e descrito na secção 2.8, utilizando valores de 3 a 81 para valorar os factores contemplados. Poder-se-ia ter utilizado um leque mais apertado de valores, mas este “exagero” na diferença permite uma melhor distinção entre as zonas em risco e, desse modo, distinguir e hierarquizar os trechos mais problemáticos e que necessitam de uma reabilitação imediata.

Por fim, após aquela hierarquização, sugerem-se as técnicas de reabilitação a utilizar nos trechos estudados, com o auxílio nas recomendações da classificação SMR de Romana (2003), e apresentada nas Tabelas 2.25 e 2.16 na secção 2.7. Estas medidas, mitigadoras ou correctivas, tiveram sempre em consideração o tipo de via em apreço e todas as suas condicionantes, i.e., uma rodovia classificada como regional, antiga e as com determinadas condições geológicas/geotécnicas e geométricas.

5.1. Avaliação do risco potencial de instabilidade

A vulnerabilidade do risco associado aos casos analisados foi realizada com base na classificação proposta por Pierson *et al.*, (1993) e os resultados obtidos encontram-se Tabela 5.1. Seguidamente apresentam-se as justificações dos valores adoptados para cada um dos diversos factores contemplados:

- i. Para se obter a altura do talude recorreu-se a um metro articulado para os taludes de alturas mais reduzidas, aproximadamente até 2,5 m; para os taludes de maior envergadura recorreu-se a fotografias obtidas no campo perpendicularmente ao talude e contendo objectos padronizados ou então com pessoas com alturas conhecidas;
- ii. As valetas e bermas existentes nos trechos, além da função de drenagem, têm também a função de constituir a eventual zona de retenção de material deslizado. Sendo que em alguns dos casos - taludes 1, 2, 3 e 4, estas não têm as dimensões recomendadas de acordo com o ábaco da Figura 2.23, face às dimensões do talude e à respectiva inclinação, e incluídas na Tabela 4.2. Deste modo, aqueles taludes foram penalizados por não terem as valetas/bermas com as medidas recomendadas - a diferença é que nos taludes 3 e 4 observa-se o material caído a extravasar a berma, chegando a ocupar a via, e nos taludes 1 e 2 a penalização não foi tão severa porque existem apenas locais pontuais onde a queda de material atinge a via. Os restantes taludes não foram penalizados, pois as bermas e valetas aparentam ter a capacidade de retenção necessária para o eventual material que caia, quer pelas respectivas dimensões, quer pelas observações de campo;

- iii. Como referido e devido à introdução do PRN2000, a ER266 deixou de ser nacional para se tornar regional, com base em estudos de tráfego e à velocidade máxima de circulação em geral ao longo do percurso estudado ser inferior a 70 km/h. O mais preocupante nos taludes estudados às vezes é a extensão onde existem sinais de instabilidade, como é o caso dos taludes 3 e 4, sendo que o último é o mais gravoso, devido a ser o mais extenso, acabando assim por ser mais penalizado que o talude 3 relativamente à eventualidade de um veículo ser atingido por material em queda; os restantes taludes não apresentam risco potencial relevante;
- iv. A distância de visibilidade nos taludes 1, 2, 5, 7, 8 e 9, não se considera preocupante, tendo-lhes sido atribuída a valoração mais baixa, porque a via naqueles trechos ou se desenvolve em recta, ou nos trechos em que não tal não acontece existe, em sentido contrário, uma berma ampla, dando mesmo para estacionar uma viatura, o que não levou a qualquer penalização. Nos taludes 3, 4 e 6 existiam situações que condicionaram a adopção de valores maiores, a saber: no caso do talude 3, não existe espaço do outro lado da via; no talude 4 existe um muro, não existindo espaço adicional; em relação ao talude 6, houve penalização porque o talude do lado esquerdo, sentido N-S, apresenta maior envergadura (acima de 5 m) e uma berma de dimensões reduzidas (0,60 m), não sendo assim possível o estacionamento;
- v. A plataforma da via apresenta dimensões reduzidas devido à sua antiguidade, uma vez que nos anos 30 não era uma prioridade a largura da plataforma, que em toda a sua extensão é em média de 5 m;
- vi. Em relação à caracterização geológica dos trechos estudados, as condições estruturais são sempre condicionadas pelas famílias de descontinuidade, sendo nestas e como referido, a causadora principal das instabilidades é principalmente S_0 , pois inclina para a via e é subparalela aos taludes, criando assim situações potenciais de instabilidade; quanto às características das descontinuidades, os taludes mais penalizados foram os 3 e 4, porque são os que apresentam maior volume de material destacado. Neste parâmetro, nenhum dos taludes teve a pontuação mínima e todos foram penalizados devido às suas descontinuidades serem ligeiramente lisas, potenciando assim o movimento de material;
- vii. Em relação ao volume do material caído, não existem valores documentados na EP S.A. nem no CDOS, existindo apenas a informação que ocorreram quedas de materiais no passado, mas não existindo registo nem do número de eventos, nem do volume envolvido. Deste modo, só foi possível contabilizar o tamanho dos blocos ou volume de blocos potencialmente afectados por desmoronamentos, recorrendo a estimativas com base nas

- observações das condições estruturais e da avaliação das condições de estabilidade existentes no talude;
- viii. A presença de água é um factor muito importante como já se referiu na secção 2.4, sendo um dos principais factores de instabilização. Foi observada a presença de água nos taludes 1, 3, 4 e 6 e, por esse motivo, estes taludes foram penalizados com a pontuação máxima;
- ix. Por fim e em relação ao histórico de ocorrência de queda de blocos, existem pelo menos quatro casos mais graves no espaço de sete anos, sendo o primeiro por volta do ano de 2007, levando a que alguns taludes sofressem obras de reabilitação, como foi o caso dos taludes 1, 2, 3 e 6 pela Geolusa. Em Fevereiro de 2013 foram observados deslizamentos no talude 4 cujos materiais ocuparam a via, situação esta documentada pelo técnico superior da E.P.S.A, Mestre B. Monteiro, em Julho/Agosto de 2013, (Monteiro, 2013), e confirmadas pelo CDOS. Em Janeiro do corrente ano pelo CDOS e, por fim, pela autora em Fevereiro do mesmo ano, existiram instabilizações nos taludes 3 e 4.

Tabela 5.1 – Aplicação da classificação de Pierson *et al.*, (1993) para os taludes estudados

Categorias		Pontuação								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Altura do talude		27	27	9	9	9	3	3	3	3
Capacidade de retenção de material entre a valeta e a base do talude (berma)		9	9	27	27	3	3	3	3	3
Se ocorrer queda de material, qual a probabilidade de atingir um veiculo		3	3	9	27	3	3	3	3	3
Distância de visibilidade de decisão		3	3	9	27	3	27	3	3	3
Largura da plataforma		81	81	81	81	81	81	81	81	81
Caracterização geológica	Condições Estruturais	27	27	81	27	27	9	9	9	9
	Características das discontinuidades em função do atrito	27	27	81	81	81	27	27	27	27
Volume de material caído por ocorrência		3	3	81	9	3	3	3	3	3
Presença de água no talude		27	3	27	27	3	27	3	3	3
Histórico de ocorrências		81	81	81	27	9	27	3	3	3
Total – grau de perigosidade		288	264	432	342	219	216	138	138	138

A partir da análise da Tabela 5.2, conclui-se que todos os taludes analisados necessitam de ser intervencionados, com prazo de intervenção diferente, constituindo os taludes 1, 3 e 4 são os

mais urgentes, por apresentarem um valor de risco potencial mais elevado. Apesar dos restantes taludes terem sido considerados de risco potencial moderado, convém que sejam também tomadas medidas de reabilitação, para se prevenir eventuais quedas de blocos, recorrendo a técnicas mais expeditas e económicas como se descreve na secção 5.2.1.

Tabela 5.2 - Escala semafórica com os diferentes graus de risco de instabilidade e prazo de intervenção

Pontuação	Risco	Actuação
30 - 90	Baixo	Médio prazo
90 - 270	Moderado	Curto Prazo
270 - 810	Elevado	Imediato

5.2. Reabilitação proposta

Como se observou na secção 2.7, o valor de SMR aconselha o tipo de contenção e as técnicas de reabilitação a empreender, consoante os valores obtidos. Na Tabela 5.3 encontra-se um resumo dos valores obtidos nos taludes em estudo, discutindo-se em seguida as intervenções a implementar.

Tabela 5.3 – Valores do valor de SMR obtidos para cada talude em estudo e o seu grau de risco potencial associado e prazo associado

Classes	SMR	Talude								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
V	15-20	Red	Diagonal	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
	21-25	Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
IV	26-30	Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
	31-35	Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
	36-40	Red	Yellow	Diagonal	Diagonal	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
	41-45	Diagonal	Yellow	Red	Red	Diagonal	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
III	46-50	Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Yellow	Diagonal	Diagonal	Yellow
	51-55	Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Diagonal	Yellow	Yellow	Diagonal
	56-60	Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
		Red	Yellow	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow

Nota: Os valores atribuídos para o valor de SMR dos taludes, foram sempre os mais baixos, para ficar do lado da segurança.

5.2.1. Talude 1

De acordo com a classe de valores de SMR (Romana, 2003) obtidos - Tabela 5.3, recomenda-se que este talude tenha uma contenção do tipo sistemático, o que já foi adoptado com as obras de reabilitação feitas no período de 2009 a 2013. Como se referido anteriormente, nesta intervenção instalaram-se pregagens e executaram-se estruturas de drenagem adicionais - valetas de crista e de plataforma. Estas medidas têm-se revelado eficazes neste trecho e visto que se identificaram lajes de material de diferentes dimensões na valeta de pé do talude, o que poderá ser prejudicial, apenas se sugere que seja feita também a limpeza periódica das valetas de pé de talude, pelo menos três vezes por ano, uma no início de Setembro, para assim limpar material que possa ter caído durante o Verão,

outra em Janeiro ou Fevereiro, para prevenir o entupimento das caixas colectoras durante o período das chuvas e, por fim, uma no mês de Abril/Maio para prevenir entupimentos devidos a possíveis eventos de pluviosidade que possam existir no Verão.

Assim sendo e para este trecho, recomenda-se essencialmente a limpeza e monitorização das estruturas de drenagem superficial e, ainda, inspecções visuais para controlar a evolução da abertura de fendas no maciço rochoso.

5.2.2. Talude 2

O valor de SMR obtido (Tabela 5.3) sugere que este talude tenha uma reabilitação do tipo correctivo. Apesar do SMR ser baixo, este talude tem uma aparência de estável. Apesar dos fracos resultados obtidos, a autora considera que não é necessário recorrer a mais nenhuma medida para além daquelas que já estão implementadas. Quanto à avaliação do risco potencial de queda de blocos ser elevado, isto acontece porque o talude é penalizado devido à sua envergadura (altura > 20m) e às condições estruturais não serem as mais favoráveis. Contudo e como se referiu, os deslizamentos de lajes são imprevisíveis e neste contexto recomendam-se inspecções periódicas às famílias de descontinuidade, de modo a observar se estas têm vindo a sofrer mudanças (aumento da abertura, por exemplo) desde a última inspecção (Junho de 2014).

À semelhança do talude 1, sugere-se ainda que sejam adoptadas as limpezas periódicas das valetas de pé de talude.

5.2.3. Talude 3

Este trecho é considerado um dos mais problemáticos e isto porque além de estar instabilizado, o talude já sofreu obras de reabilitação devido à invernia húmida e chuvosa que se fez sentir em 2013/14. As soluções aplicadas não estão a revelar-se eficazes, quer por se encontrarem danificadas, quer por já terem sofrido movimentos (deslocação de máscara drenante ou deslizamento de banquetas e de drenagens). Esta problemática deve-se às características do maciço já descritas na secção 4.2.3, e à drenagem ser deficiente, o que condiciona que o talude esteja persistentemente em instabilização.

O valor de SMR obtido (Tabela 5.3) estimado para este talude confirma que ele se encontra instável. Deste modo, Romana (2003) sugere a adopção de obras de correcção, de reforço e de drenagem, tais como aplicação de betão projectado, contrafortes, muros de pé de talude, drenagem superficial ou profunda.

Devido ao seu aspecto e à descrição feita anteriormente, o talude apresenta ainda um grau de risco elevado, sendo aconselhada a adopção de medidas imediatas devido ao perigo iminente de queda de material.

Neste contexto, sugere-se a adopção das seguintes medidas:

- i. Limpeza do talude incluindo a remoção de solos residuais, isto porque eles põem em causa as futuras obras de reabilitação, uma vez que não tem a mesma resistência do maciço rochoso que recobre e é facilmente erodível;
- ii. Reperfilamento;
- iii. Aplicação de, pelo menos duas banquetas no talude, espaçadas mais ou menos 6 m entre si, i.e., uma aos 6 m e outra aos 12 m medidos a partir da base, em vez de uma só;
- iv. Instalação de máscaras drenantes em zonas prioritárias;
- v. Colocação de drenos em zonas mais problemáticas.
- vi. Recuperação dos sistemas de drenagem superficial danificado e melhorar o seu dimensionamento (aumento da capacidade de drenagem, diminuição da inclinação das descidas de talude e instalação de degraus, para que a energia de escoamento seja dissipada e a velocidade de escoamento sofra redução, minimizando assim os efeitos erosivos e a eventualidade de ressaltos para fora das caleiras);
- vii. Recuperação do muro de pedra arrumada - como este talude tem uma distância significativa até à drenagem de pé de talude e como há muito material solto resultante das instabilizações, deve-se refazer o muro, prolongá-lo na zona de maior instabilização, evitando assim que o material se desloque até os sistemas de drenagem, colmatando-os, ou atinja as bermas ou a via;

Deste modo, reabilita-se o talude, sem recorrer a medidas dispendiosas e evitando assim a colocação de betão projectado, pregagem ou contrafortes, como indicado por Romana (2003). Com as medidas sugeridas será possível assegurar novamente a estabilidade do talude que está a por em causa a segurança de pessoas, bens e a própria a via.

5.2.4. Talude 4

Este talude é classificado (Tabela 5.3) também com um dos mais problemáticos e ainda não sofreu qualquer tipo de obras de reabilitação; contudo já existe um projecto de reabilitação do mesmo (Monteiro, 2013). Contudo, a única medida adoptada logo após a rotura, foi a limpeza e delimitação por separadores do tipo "new jersey", para impedir que o material progredisse mais na via. Trata-se, portanto, de uma medida de alerta.

Desde a primeira vez que este talude foi analisado, em Novembro de 2009, e até ao presente, encontra-se como está retratado na secção 4.2.4, onde se demonstra que o talude continua instabilizado, principalmente na zona 3.4, e sem mitigação. Deste modo e segundo a avaliação de risco potencial, o talude é classificado como de risco elevado, pelo que têm de ser adoptadas medidas de reabilitação imediatas. Romana (2003) sugere que se apliquem medidas de tipo correctivo, como por exemplo: aplicação de betão projectado, contrafortes, muros de pé de talude e malha pregada associada a drenagem, superficial ou profunda.

Tratando-se de talude cuja instabilidade está em progresso, e o material eventualmente deslizado fica retido entre a berma e a actual barreira de alerta da via, recomenda-se que se proceda:

- i. A remoção urgente do material movimentado, bem como de limpeza do talude, incluindo toda a vegetação existente, impedindo assim que as raízes penetrem nas discontinuidades existentes e aumentem a sua abertura e provoquem aumento da instabilidade devido ao efeito de alavanca.
- ii. Ao reperfilamento;
- iii. À execução de drenagem superficial: crista em todas as zonas e de plataforma revestida na zona 3.4, bem como a aplicação de drenagem interna, por furos drenantes, nessa mesma zona, conseguindo assim evitar problemas de erosão interna.
- iv. Por fim a aplicação de uma rede metálica fixa, pregada no topo, de modo a que o material instabilizado seja conduzido para a base do talude e não ponha em risco o utente da via.

Desta forma, não se preconiza a aplicação de betão projectado, mais dispendiosa do que as redes; as máscaras drenantes necessitam de mais espaço e manutenção do que os drenos, sendo por isso uma troca adequada com aquela, sendo apenas necessário recorrer a pregagens em situações pontuais para assegurar a estabilidade da rede. Desta forma, recorrem-se a medidas mais económicas e garantindo a segurança pretendida. As medidas de mitigadoras avançadas vêm ao encontro das sugeridas por Monteiro (2013).

Nas restantes zonas e apesar de não existir nenhuma medida de reabilitação, não se justifica que sejam implementadas novas medidas porque, de modo geral, estas encontram-se parcialmente estáveis, sendo só recomendado a aplicação de drenagem de crista pois a de plataforma, apesar de não se ser revestida, aparenta estar a funcionar.

Após a implementação destas obras de reabilitação, recomenda-se que o talude seja sujeito a uma inspecção periódica, pelo menos três vezes ao ano, para manutenção das redes e das valetas, de modo a que não exista material a colmatar as caixas colectoras.

5.2.5. Talude 5

Este talude, apesar de exibir algumas instabilidades (secção 4.2.5), é classificado geralmente de parcialmente estável (Tabela 5.3), de acordo com o respectivo valor de SMR. Sendo assim, recomendam-se medidas de reabilitação do tipo contenção sistemática. As técnicas a implementar seriam as seguintes:

- i. Limpeza/saneamento do local, i.e., remoção de toda a vegetação, grosseira e rasteira, que se encontra no talude, globalmente fracturado, fazendo com que as raízes cresçam nas descontinuidades e acentuando as respectivas aberturas e levando a um aumento da instabilidade;
- ii. Valetas de crista revestidas para prevenir que a água superficial se infiltre no maciço. Com esta medida previnem-se infiltrações futuras e o eventual arrastamento de finos.

Depois de executadas estas medidas, recomenda-se que exista uma monitorização do estado do talude, para observar a evolução da respectiva estabilidade, bem como a limpeza das estruturas de drenagem superficiais de modo a que não fiquem colmatadas ou danificadas com a eventual queda de material, impondo assim problemas ao seu adequado funcionamento.

5.2.6. Talude 6

Como se mencionou na secção 4.2.6, este trecho classifica-se de parcialmente estável, como se confirma pelo valor de SMR (Tabela 5.3). Romana (1996), sugere um sustimento sistemático, o que já foi implementado anteriormente, através de pregagens aplicadas entre 2009 e 2013, que aparentam estar a cumprir os objectivos de contenção pretendidos. Contudo, recomenda-se ainda a instalação adicional de valetas de crista, de modo a reduzir a infiltração de água no talude, evitando assim a alteração e eventual expansibilidade dos pelitos, ou até a erosão de enchimentos.

Verificou-se apenas que, nos pontos onde o talude se encontra mais fracturado é junto às cabeças das pregagens e é na envolvente das pregagens que existem sinais de instabilidade, resultando às vezes na queda de material, porém trata-se de alguns casos pontuais e parecem não demonstrar um risco intolerável; contudo, o material restante está estável.

Assim sendo, sugere-se que seja realizada uma limpeza no talude, pelo menos duas vezes ao ano. Em relação às pregagens é essencial assegurar a monitorização periódica, para assim conseguir registar eventuais alterações, principalmente a eventual progressão da abertura das fissuras, para que não aumente o risco para o utente, a via ou bens.

5.2.7. Talude 7

O valor de SMR (Tabela 5.3) deste talude indica-o como parcialmente estável, o que foi confirmado no terreno. Romana (1996) sugere apenas a necessidade de um sustimento sistemático.

Como o talude apresenta uma altura média pouco superior a 2,5 m, mas tem roturas em cunha, é recomendado uma limpeza do mesmo a breve prazo, pois apresenta muita vegetação, desde rasteira a árvores de grande porte, o que neste tipo de maciço potencia instabilizações, como descrito anteriormente.

Também se recomenda a instalação de valetas na crista; contudo, não se considera necessário proceder ao revestimento em betão das valetas de plataforma, uma vez que se encontram em boas condições. Apenas é necessário assegurar a sua adequada manutenção.

5.2.8. Talude 8 e 9

Estes taludes encontram-se separados cerca de 20 m e ambos estão parcialmente estáveis, conforme é confirmado, quer pelas observações no terreno, quer pelos respectivos valores de SMR (Tabela 5.3). Assim, preconiza-se apenas a adopção de medidas de sustimento sistemático, sempre que adequado. Como estes taludes apresentam uma envergadura baixa relativamente aos anteriores, aconselha-se apenas a respectiva manutenção, i.e., a remoção de vegetação e limpeza de valetas não revestidas, de modo a prevenir a sua eventual instabilização.

Como as soluções apresentadas pretende-se prevenir o aumento da fracturação do maciço, tornando-o mais estável.

5.3. Síntese das medidas mitigadoras

Como analisado nas secções precedentes e descrito no Capítulo 4, i.e., a partir do estudo analítico, com o auxílio da recolha de dados no campo e observações registadas no terreno, obtiveram-se várias características (geometria dos taludes, principais famílias de discontinuidades, ordem de grandeza da resistência e valores dos índices de RMR_b , SMR e GSI, parâmetros resistentes e cálculos dos valores de FS global e do risco potencial) para todos os trechos estudados, alguns dos quais incluem os Anexos III a VI.




Deste modo e com base na síntese apresentada na secção 4.3, definiram-se os vários trechos instabilizados, e priorizaram-se os trechos mais preocupantes, a nível de estabilidade, de acordo com a classificação de Pierson et al. (1993), para assim avaliar quais os trechos que devem sofrer obras de reabilitação imediatas. Conclui-se que apenas os taludes 1, 3 e 4 requeriam medidas urgentes devido ao apresentarem um risco potencial mais elevado. Contudo, o talude 1 não necessita de intervenção

imediatamente porque já foi objecto de medidas mitigadoras que se admitem ter sido as necessárias e, por isso, requer apenas monitorização/inspecção periódica. Quanto aos restantes seis taludes, não se encontram num risco iminente; contudo, não devem ser esquecidos nem menosprezados, pois também devem ser alvo de obras de reabilitação apenas não são imediatas, como nos taludes 3 e 4.

Na Tabela 5.4 encontra-se uma síntese das técnicas de reabilitação que se sugerem implementar ou as que já foram executadas em todos os taludes estudados. Consta-se que a maioria deles se encontram instabilizados, o que se deve sobretudo à natureza do material pelítico que os constitui e sua estrutura, pois este apresenta uma relativa susceptibilidade à meteorização e uma eventual expansibilidade na presença de água, para além de se encontrar fracturado e dobrado. Desta modo e uma vez que neste tipo de maciços a percolação se desenvolve sobretudo pelas descontinuidades do talude, estas últimas características são importantes porque o contacto intenso com a água faz com este tipo de material tenha a respectiva resistência diminuída, conduzindo à ocorrência de fenómenos de descompressão e deslizamento e potenciando, assim, um aumento da instabilização. Os taludes estudados mais instabilizados são os 1, 3, 4 e 6, onde se observou a percolação de água e ainda a presença de material instabilizado na drenagem de plataforma ou na berma, confirmando assim que a água é um dos principais agentes de instabilidade (Tabela 2.9). Assim e para solucionar os problemas observados, recomendam-se principalmente medidas de drenagem, que podem incluir desde drenagem interna, através da colocação de furos ou máscaras drenantes; e drenagem superficial, de crista, de pé de talude e descidas de água com degraus.

Tabela 5.4 - Tabela síntese das medidas propostas para cada talude em estudo e intervenções já realizadas

Tipo de intervenção sugerida	Medidas propostas	Talude								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Soluções de protecção	Rede metálica pregada									
	Muros de pedra arrumada									
Soluções de reforço	Pregagens									
	Alteração da geometria do talude									
Soluções de drenagem	Instalação de drenagem de crista e pé de talude									
	Esporões drenantes/máscaras drenantes									
Soluções de correcção	Remoção de blocos instabilizados									
	Limpeza do material solto, tanto no talude como nas drenagens									
Inspeções Periódicas										

Legenda	
Solução já implementada	
Solução proposta	
Medidas já aplicadas mas que precisão de alteração	

Como em qualquer obra geotécnica, é sempre recomendada uma inspeção periódica. Contudo, como qualquer inspeção tem custos e devido ao carácter regional da via, recomenda-se que todos os trechos sejam inspeccionados pelo menos uma vez ao ano, conseguindo-se assim acompanhar o seu estado, i.e., se registou evolução em relação à inspeção anterior; em caso afirmativo, deve-se reapreciar a situação de estabilidade e avaliar as medidas mitigadoras a implementar.

A limpeza de manutenção é sempre aconselhada neste tipo de taludes, porque com esta medida simples podem-se prevenir vários problemas, tais como a erosão, a colmatação de material nas drenagens ou o efeito de alavanca da vegetação de maior porte nas discontinuidades.

6. Considerações finais e propostas futuras

Esta dissertação aborda o comportamento geotécnico de taludes de escavação em rochas pelíticas, predominantemente de resistência baixa, existentes em rodovias antigas, bem como os respectivos requisitos de reabilitação, contemplando um estudo de caso no concelho de Odemira - a ER 266, em exploração acerca de oitenta anos.

Partindo do pressuposto que a construção desta estrada teve início na década de 30, admite-se que o seu projecto se tenha limitado aos aspectos puramente geométricos tendo-se dado fraca importância às condicionantes geológicas e geotécnicas dos maciços atravessados pelo traçado. Assim, o reconhecimento efectuado dos cerca de 20 km de traçado da ER 266, no Concelho de Beja, permitiu identificar um número significativo de taludes a requerer estabilização, não só devido à provável qualidade das técnicas de construção aplicadas na altura, como também à acção dos agentes de meteorização que, desde o início da exploração da estrada e até à actualidade, têm contribuído para a degradação das respectivas condições de estabilidade, constituindo esta situação uma problemática comum a maioria das outras estradas portuguesas que foram construídas até meados do século passado. Este assunto, devido à sua problemática e importância, já foi abordado por diversos autores como: Gomes (1992), Neves (1995) e Nunes *et al.* (2002), entre outros.

Uma vez que a reabilitação é essencial em qualquer tipo de obra, principalmente numa rede rodoviária com um volume de utilizadores significativos, é indispensável implementá-la para continuar a garantir os níveis de segurança adequados. Assim, cada vez mais a reabilitação de rodovias, nomeadamente dos trechos em escavação, é uma temática actual.

As obras de reabilitação em taludes de escavação em rodovias podem ser agrupadas em quatro tipos diferentes: remoção de material, protecção, reforço e drenagem. Estas medidas devem ser aplicadas consoante o risco potencial associado a cada situação detectada e face à importância da via, isto porque cada intervenção é específica. Contudo, deve-se sempre atender à designação da via, e isto porque uma estrada de carácter regional deverá ser reabilitada de maneira mais económica, ao contrário de uma auto-estrada, onde os custos associados não devem ser um impedimento à implementação de medidas mitigadoras, de modo a tornar toleráveis determinados níveis de risco considerados inaceitáveis.

O traçado da ER 266 encontra-se inserido na zona morfoestrutural designada de ZSP, mais propriamente na Formação de Mira (Carbonífero superior) do GFBA, e é caracterizada geologicamente por intersectar material pelítico com intercalações de grauvaques, que no geral se encontra muito fracturado e ainda dobrado, devido às várias fases orogénicas de deformação a que

foram submetidos. O traçado desenrola-se em grande parte da sua extensão em escavação, sendo frequentes os taludes com altura superior a 5 m e com pendentes da ordem de 50°, cuja estabilidade é essencialmente comandada pela compartimentação do maciço rochoso e pelas especificidades das rochas de resistência predominantemente baixa que os integram. Neste contexto, verifica-se que predominam nos respectivos taludes roturas por deslizamento de tipo planar e, em menor proporção, em cunha. À data de execução desta infra-estrutura, não eram efectuados estudos geotécnicos, nem sequer uma descrição pormenorizada da construção da obra, sendo as rodovias executadas segundo as curvas de nível, não tendo em conta outros factores, nomeadamente de estabilidade mecânica e de drenagem, que agora se consideram.

De modo a caracterizar o maciço em referência, seleccionou-se um conjunto de taludes, todos virados a nascente, num total de nove, do km 3+025 ao km 8+025, os quais foram caracterizados do ponto de vista geométrico e geomecânico. Devido à importante heterogeneidade local do maciço, foi ainda necessário subdividir às vezes certos taludes (3, 4 e 5) em subzonas. Para cada talude estudado, foram documentadas as principais características geométricas, como a altura máxima, orientação e inclinação do talude, a largura da via e das respectivas valetas e bermas, assim como as principais características estruturais e geomecânicas do maciço, tais como das famílias de descontinuidade e de dureza ao resalto da rocha, com o auxílio do martelo de Schmidt (tipo L), e registaram-se sinais de instabilização e/ou a presença de medidas de estabilização e respectiva eficácia. Na consequência das observações efectuadas no terreno, determinou-se a resistência do material característico de cada talude, identificaram-se as principais famílias de descontinuidade, determinou-se o valor do valor de SMR (para a avaliar a estabilidade e medidas de reabilitação a aplicar) e o GSI e, a partir deste, estimaram-se os respectivos valores dos parâmetros geomecânicos (ângulo de resistência ao corte e coesão). Estes valores foram ainda validados por alguns ensaios de *tilt* efectuados em laboratório em mais de meia dúzia de lajes de pelitos recolhidas no campo. Em seguida, calcularam-se os respectivos valores de FS globais e, por fim, fez-se uma avaliação do risco de instabilidade de cada trecho e a os requisitos de aplicação de medidas de reabilitação.

A resistência média obtida nas camadas pelíticas estudadas foi em regra de 27 ± 10 MPa, sendo considerada pela ISRM (1981) de resistência medianamente moderada. A análise de isodensidades das medições de atitudes das diaclases permitiu identificar as principais famílias de descontinuidades e, uma análise cinemática efectuada na sequência, os seus principais tipos de roturas, que corresponderam sempre a deslizamentos planares e, em menor proporção, em cunha, o que veio confirmar as observações de campo entretanto desenvolvidas. Verifica-se que existem três famílias de descontinuidades principais em todo o trecho estudado de cerca de 5 km, sendo uma delas a

xistosidade/estratificação, persistente. Por norma, as superfícies de descontinuidades apresentam-se com fracturação levemente ondulada e a textura é ligeiramente lisa.

Foi observado percolação de água ao longo dos planos de descontinuidade nos taludes 1, 3, 4 e 6, sendo que estes são os taludes mais instáveis; os restantes apresentavam-se secos. Os taludes 1, 2, 3 e 6, já sofreram obras de reabilitação, que consistiram na instalação de drenagem de crista e de plataforma (todos os taludes), de pregagens (taludes 1 e 6), de reperfilamentos (pelos menos nos talude 2 e 3) e, no talude 3, de banquetas aproximadamente a meio da altura (km 6+700 e km 6+745) e respectiva drenagem superficial, de um muro de pedra arrumada (km 6+685 ao km 6+695) e ainda de uma máscara drenante. A diferença entre estes taludes é que nos 1, 2 e 6, a reabilitação aparenta continuar eficiente, enquanto no talude 3 as obras já não revelam suficientes, encontrando-se em causa a respectiva estabilidade. Os taludes mais problemáticos, 3 e 4, foram também identificados pelo CDOS e correspondem a trechos que foram encerrados temporariamente devido a deslizamento de material que ocupou a via.

Com base no valor de SMR confirmou-se que seis dos taludes estudados se encontram instáveis, com excepção dos taludes 7, 8 e 9, que se encontram parcialmente estáveis, comprovando assim as observações efectuadas no terreno. A todos os intervalos de valores obtidos para SMR, estão associadas roturas por deslizamento de tipo planar e em cunha, o que confere também com os resultados obtidos pela análise cinemática efectuada. A vantagem da determinação do SMR é que, para além de identificar o tipo de rotura mais provável, avalia ainda a sua relevância, pelos volumes envolvidos sendo que, na grande maioria dos taludes, apresentavam sempre roturas planares importantes e de grandes dimensões, ao contrário dos deslizamentos em cunha, de menores dimensões, como já era espectável das observações feitas nos estudos de campo.

A partir dos valores médios de GSI obtidos (Tabela 4.3), a maioria dos taludes apresentam uma qualidade média a fraca, excepto nos taludes 6, 7 e 8, que têm uma qualidade média. Os valores mais baixos do GSI (classes IX-X) estão associados a roturas do tipo planar e em cunha (Hoek *et al.*, 2007), o que foi confirmado quer pelas observações *in situ*, quer pela análise cinemática e pelos valores de SMR. O valor médio dos parâmetros resistentes derivados a partir do GSI foi de uma coesão desprezável (< 20 MPa) e da ordem de 24° para o ângulo de resistência ao corte. Nos ensaios de *tilt* em laboratório obteve-se um valor médio de 23° para a estratificação/xistosidade; esta gama de valores era espectável, face ao material pelítico que constitui as paredes da descontinuidade e ao tipo de textura e perfil das descontinuidades acima descrito. Em relação à coesão, era espectável um valor muito baixo, pois a rotura corre por deslizamento ao longo das descontinuidades, por mecanismos planares e sob fraco confinamento, e para isso acontecer a coesão tem de ser nula.

Quanto aos valores de FS global registados, em média os valores eram menores ou iguais a um, correspondendo assim a situações tendencialmente instáveis, como seria de esperar pelo descrito anteriormente, uma vez que os taludes caracterizados apresentavam-se, de um modo geral, instáveis e exibindo frequentemente roturas.

A avaliação do grau de risco potencial para os taludes estudados, permite concluir que os taludes 1, 3 e 4 apresentam um grau elevado e requerem medidas imediatas, sendo que no caso do talude 1 se verifica que as medidas de reabilitação ali existentes se revelam eficazes, sendo apenas necessário assegurar uma inspecção periódica para avaliar se existem eventuais alterações significativas nas suas condições de estabilidade. Os restantes taludes não devem ser menosprezados por não terem sido classificados como necessitando de medidas imediatas; contudo, encontram-se com alguns sinais de instabilização, podendo sofrer alguma rotura, sendo por isso aconselhado a adopção de algumas medidas de reabilitação a médio prazo, ou pelo menos a manutenção e uma inspecção periódica a curto prazo.

Deste modo, foram propostos planos de reabilitação para cada um dos taludes analisados, tendo em conta as características do talude e os valores calculados de SMR (Tabela 4.3). Sendo que o valor de SMR permite obter o tipo de sustimento mais adequado a cada talude, agrupado em diferentes tipos - reperfilamento, correctivo, sistemático e ocasional. Como referido, esta informação foi conjugada com a avaliação do risco potencial de instabilidade (Pierson *et al.* 1993) e, em função da gravidade da situação, foi definido o prazo de intervenção.

Nos taludes 1 e 2 e como se referiu anteriormente, apesar do seu valor de SMR classifica-los como instáveis, as medidas de reabilitação aplicadas parecem estar a resultar, não sendo por isso recomendado outras adicionais, mas apenas a sua manutenção e monitorização.

No caso do talude 3 é aconselhado um sustimento do tipo correctivo, que pode passar pela colocação de betão projectado nas zonas problemática ou então aplicação de redes pregadas. Contudo, devido à sua extensão e para não se recorrer a betão projectado ou aplicar redes pregadas, preconiza-se o reajustar das medidas já aplicadas, recorrendo a mais uma banquetta para além da existente, mas com uma altura menor, proceder à limpeza e reperfilamento do talude, reconstruir o muro de pedra arrumada, e a drenagem superficial pode ser reutilizada a já instalada e que não se encontre danificada; caso seja necessário a reconstrução de nova, preconiza-se que as mesmas sejam dotadas de maior capacidade de escoamento e se possível dotadas de escadas para diminuir a velocidade de escoamento; a drenagem interna deve ser complementada pela colocação de máscaras drenantes adicionais em zonas apropriadas.

O talude 4 também exhibe problemas de drenagem o que provoca deslizamentos de material para a via, mas o espaço de manobra neste local é reduzido. Neste contexto, recomenda-se o recurso a drenos horizontais em vez de máscaras drenantes, conseguindo assim remover a água em profundidade e com as valetas de crista e de plataforma encaminhar e tratar o escoamento superficial, obtendo-se uma reabilitação equilibrada. Esta deve ser complementada pela aplicação de redes pregadas de modo a que o material instabilizado caia livremente, mas de forma controlada, não se recorrendo a betão projectado e reduzindo assim os custos da intervenção.

O talude 5 encontra-se também instável, sendo aconselhado a adopção de medidas do tipo sistemático e/ou correctivo, mas apesar do seu grau de instabilidade, o talude não aparenta gerar comportamentos de risco, sendo por isso aconselhado apenas a implementação de valetas de drenagem de crista e de plataforma.

No talude 6 e como se referiu anteriormente considerando a reabilitação a que já foi sujeito e que parece ser eficiente, sugere-se apenas a realização de inspecções anuais para acompanhar a evolução do seu estado de equilíbrio. Nos taludes 7 a 9, não sofrerem qualquer tipo de reabilitação, mas, por enquanto não aparentam levantar grandes problemas, sendo apenas recomendado inspecção periódica.

Para os taludes que não se encontram em risco potencial imediato (todos com excepção dos taludes 3 e 4), deveriam ser aplicadas drenagens de crista e de plataforma revestidas em todos os trechos, de modo a evitar entrada directa de água no maciço, pois torna os materiais ainda mais instáveis; mas como isso não é possível, devido ao seu carácter regional, esta medida deverá ser aplicada apenas nos trechos mais instabilizados como os taludes 3 e 4. Contudo nos taludes 6, 7, 8 e 9, em que a drenagem de plataforma não é revestida e aparenta estar a funcionar bem sem essa medida, aconselha-se apenas a limpeza das drenagens não revestidas de plataforma e a monitorização e inspecção periódica dos taludes para observar se existem novos sinais de instabilização, que ainda não tenham sido detectados anteriormente.

Estas técnicas também são eficientes, mas requerem mais manutenção e inspecções, tendo porém a vantagem de exigirem um investimento significativamente menor. Independentemente das limitações monetárias que possam existir numa rodovia, é sempre possível reabilitar qualquer talude de escavação rodoviário recorrendo a métodos "económicos", uma vez que existe pelo menos uma solução alternativa viável a adoptar para cada caso.

Como sugestão para trabalhos futuros no âmbito desta temática, recomenda-se que:

- i. Os futuros levantamentos de campos sejam efectuados através do preenchimento de uma folha semelhante à realizada pela autora, com o objectivo de padronizar a análise da evolução das zonas instabilizadas bem como das respectivas reabilitações, reunindo de seguida toda a informação obtida numa base de dados para melhor acompanhar a evolução das situações avaliadas;
- ii. Se tente implementar a definição de medidas de reabilitação para rodovias de carácter regional com base no valor de SMR;
- iii. Se estude com mais detalhe a relação entre os valores de SMR e a avaliação do grau de risco potencial, pois os estudos efectuados indicam potencialidades na aplicação da análise combinada das conclusões obtidas pelos dois métodos;
- iv. Se desenvolva uma possível classificação rodoviária em Portugal como a adaptada pelo ODOT, como base na classificação de Pierson *et al.*, (1993).

Referências bibliográficas

- ANPC, Agência Nacional de Protecção Civil (2013). Informação Operacional - CDOS de Beja, Relatório. <http://www.cm-beja.pt/docs/ImagensDC/Noticias/2013/AGO/Inform19082013.pdf>, consultado dia 30 de Novembro de 2013
- ANPC, Agência Nacional de Protecção Civil, Agência Nacional de Protecção Civil (2014). Informação Operacional - CDOS de Beja, Relatório, https://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web-&cd=6&cad=rja&uact=8&ved=0CD0QFjAF&url=http%3A%2F%2Fwww.cm-ferreira-alentejo.pt%2Findex.php%2Fatividade-municipal%2Finformao-mainmenu-234%2Fnoticias%2Fitem%2Fdownload%2F13_879c00b59398104295468acd1da58d70&ei=g5FPVNzeMsToaO6RgJAO&usq=AFOjCNFRVr_x8YXJafv8f9_lzllAwC9KHw&bvm=bv.77880786,d.d2s, consultado dia 30 de Janeiro 2014.
- Aydin, A., Basu, A. (2005). The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology*, 81 (1), 1 – 14.
- Azfil (2014). http://www.azfil.pt/index.php?view=article&id=53&option=com_content&Itemid=54, consultado dia 20 de Agosto de 2014.
- Bastos, M. J. N. (1998). *A Geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. IST, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, (pp 166), Lisboa.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons, pp 251.
- Brissos, J. (2013). *Avaliação de risco de instabilidade de arribas no troço Sines – Zambujeira do Mar (SW Alentejano)*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia). FCT-Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL-Universidade Nova de Lisboa, Monte Caparica, Almada.
- Brito, J. M., Lourenço, J. C., Romeiro, M., Nunes, A., & Ribeirinho, L. (2010). *Estabilização do talude ao km 62+000 do IP3*. CENOR & IST, Lisboa.
- Campos e Matos, A., Delgado, J., Lopes, M., Cunha, S., Pais, R., & Gonçalves, L. (2002). *Implementação de sistemas de segurança em taludes na linha da Beira Baixa*. In *A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro*. LNEC, (pp. 2173 – 2216), Lisboa.

- Cardoso, A., Nunes, A., & Guedes, P. (2002). *Estabilização de um talude na E.N.338*. Relatório não publicado, E.P. - Estradas de Portugal S.A., Coimbra.
- Caspurro, I., & Silva Gomes, A. (2000a). *Definição de estratégias para a observação de obras geotécnicas rodoviárias*. In *A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século; VII Congresso Nacional de Geotecnia (2000)*, (pp. 453–459), Porto.
- Caspurro, I., & Silva Gomes, A. (2000b). *Princípios orientadores para a observação de obras geotécnicas*. In *A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo; Século VII Congresso Nacional de Geotecnia (2000)*, (pp. 461–466), Porto.
- Civil Engineering Department, Government of the Hong Kong, & Special Administrative Region (n.d.). *Guide to slope maintenance*. Geotechnical Engineering Office Ed., 3ª Ed., Geoguide Vol.5.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de fundações*. Lisboa: E.P.G.E., 1ª Edição ed., pp. 996.
- Costa, B. (2012). *Gestão da sustentabilidade nas estradas, caso de reabilitação da Marginal de Oeiras a Cascais, comportamento*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. IST - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Departamento de Estradas de Rodagem (1991). *Talude de rodoviários, orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas*. S.P., São Paulo: IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas.
- Dias, R., & Basile, C. (2013). *Estrutura dos sectores externos da Zona Sul Portuguesa; implicações geodinâmicas*. In A. A. Araújo, P. Terrinha, J. C. Kullberg, & R. Dias (eds.), Vol. I- *Geologia Pré-mesozóica de Portugal*. Geologia de Portugal, (pp. 787–805), Lisboa: Escolar Editora.
- Durmekova, T., Holzer, R., & Wangner, P. (2003). *Weak rocks in engineering practice. Geotechnical measurements and modelling*. Germany: Karlsruhe Taylor and Francis, 185–192.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico*. Parte 1: regras gerais. Comissão Europeia de Normalizações, Caparica: IPQ.
- Freitas, S. B. N. (2011). *Caracterização geomecânica e classificações RMR (Bieniawsky) e SMR (Romana) de maciços rochosos em taludes do Funchal*. Dissertação de Mestrado. Universidade da Madeira, Funchal.

- Fontinhas, A. M. P. (2012). *Aplicação do SMR na avaliação da estabilidade de taludes de escavação em grauaques da Formação de Mértola*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia). FCT-UNL, Monte da Caparica.
- Galiza, A., Ramos, L., Fonseca, L., Teixeira, J., & Chaminé, J. (2011). O papel da geotecnia mineira na optimização do desmonte de maciços rochosos fracturados. *Boletim de Minas*, 46 (2), 103–120.
- Geolusa, Gabinete de Geotecnia e Projectos, Lda. (2007). *EN 266 – Estabilização e protecção dos taludes entre o km 0+000 e o km 26+090, Projecto de Execução, Memória Descritiva e Justificativa*. Relatório não publicado, Lisboa: E.P. S.A.
- Geotechnical Engineering Office (2009). *Prescriptive measures for man-made slopes*. *Geo Publication*, (1).
- Gomes, C. (1992). *Caracterização geotécnica de rochas brandas*, (Dissertação de Mestrado em Geologia de Engenharia). FCT-Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL-Universidade Nova de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Almada.
- Gomes, G. J. C., & Sobreira, F. G. (2013). *Avaliação do perigo de queda de blocos em rodovias*. *Anuário Do Instituto de Geociências - UFRJ*, 35-2 (1), 14–27.
- Gonçalves, J. (2013). *Estabilidade de fundações e taludes em maciços rochosos*, (Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil). FCT-Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL-Universidade Nova de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado, Monte Caparica, Almada.
- JAE. (1930's). *E.N. 266- (Antiga E.N. 107-2ª), Lanço entre a Estação de Odemira e a Estação de Sabóia*. Ministério das Obras Públicas – Direcção dos Serviços de Construção de Estradas (DSCO 410.). Santarem: 266/P.O.1 - Beja.
- Hoek, E. & Bray, J. W. (1981). *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, United Kingdom, pp 358.
- Hoek, E. (2006). *Practical rock engineering*, Vol. 1). Toronto: Rocscience, pp 237.
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the geological strength index chart. *Rocscience*, 9.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *El criterio de rotura de Hoek-Brown - Edición 2002*. Rocscience, 8.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). *GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. In *Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne* (pp. 1422–1442).
- Hoek, E., Marinos, P., & Marinos, V. (2007). *Geological strength index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses*. *Underground Works under Special Conditions*. Taylor and Francis, Lisbon, 13–21.
- Hopkins, T., Allen, D., Deen, R., & Grayson, C. (1988). *Highway slope maintenance and slide restoration workshop* (Federal Highway Administration.). U.S. Department of Transportation.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (1997). *Engineering rock mechanics - An introduction to the principles* (Vol. 1). Oxford: Pergamon Press, United Kingdom, pp 444.
- ISRM - International Society of Rock Mechanics, Commission on the classification of rocks and rock masses (1981). Basic geotechnical description of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **18**: 85-110.
- Kliche, C. (1999). *Rock slope stability* (Society for Mining, Metallurgy, and exploration, Inc.(SME)). EUA: Library of Congress Cataloging-in-Publication Data.
- Lucas, F. (1991). *Utilização de xistos alterados em terraplenagens e o seu comportamento*. Dissertação de Mestrado em Geologia de Engenharia, FCT-UNL, Monte Caparica.
- Maranha das Neves, E. (1998). Aterros de solos argilosos rijos e rochas brandas. *Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 82, 17-34.
- Marques, F. M. S. F. (2002). *Movimento de massa de vertente em rochas xistentas: exemplos das arribas do SW de Portugal*. In *A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro comportamento*. Congresso Nacional de Geotecnia (pp. 1737 – 1748). LNEC, Lisboa.
- Marques, M., Gijon, M., Gil, A., Llana, I., Marañón, C., Puyuelo, J., Ruiz-Morote, F., (1987). *Manual de taludes*. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España (1ª ed., Vol. 1).

- Martinho, J. (2012). *O uso de explosivos na escavação de túneis: implementação do dimensionamento de diagramas de fogo em folhas de cálculo*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, Porto.
- Miranda, T. (2003). *Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos*. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Guimarães).
- Monteiro, B. (2013). *EN 266 - Estabilização e protecção dos taludes entre o km 0+000 e o km 26+090* (Projecto de Execução, Memória Descritiva e Justificativa). Nota Técnica não publicada, Odemira: E.P. SA, Direcção de Estradas de Beja.
- Monteiro, B., Rosa, A., Silva A.P., Gonçalves, D.M. (2014). Problemática de escavações antigas em rochas de baixa resistência – análise de um caso de estudo. IX Congresso de Geologia / 2º CoGeoliP, Porto.
- Mota, P. (2011). *Abordagem prática para execução de taludes em obras rodoviárias com recurso a pré-corte*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, ISEP – Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Muralha, J. (1991). *Ensaio de deslizamento de descontinuidades a tensões normais quase nulas, Tilt and Pull Tests of rock joints*. IV Congresso Nacional de Geotecnia- Tema 2 - Reconhecimento e Caracterização de Maciços (1, pp 243 – 254). LNEC, Lisboa.
- Neves, M. (1995). *Desmoronamentos e queda de blocos em taludes naturais e de escavação*. Dissertação de Mestrado em Geologia de Engenharia, FCT-UNL, Lisboa.
- Nickmann, M., Spaun, G., & Thuro, K. (2006). *Engineering geological classification of weak rocks*. The Geological Society of London 2006, paper nº 492), 9.
- Nilsson, T. (2010). *Uma metodologia preventiva e multidisciplinar para preservação de taludes rodoviários*. In *Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade* (pp. 1–8). S.P., São Paulo.
- Nunes, A., Guedes, P., & Cardoso, A. (2002). *Análise de situações de instabilidade em taludes rochosos de escavação em meios rodoviários. Aplicação ao trecho E.N.222 entre a Régua e a Ponte das Bateiras*. Relatório não publicado, EP, Coimbra.
- Oliveira, J. T. (2001). *Património geológico da região de Mértola*. In *Património Geológico* (pp. 33–35). Beja.

Oliveira, J. T., Andrade, A. S., Antunes, M. T., Carvalho, D., Coelho, A. V. P., Feio, M., Gonçalves, F., Manuppella, G., Marques, B., Monteiro, J. H., Munhá, J., Ramalho, M., Ribeiro, A., Rocha, R., and Zbyszewski, G., (1984). *Carta geológica de Portugal à escala 1:200 000*, Notícia Explicativa da Folha 7. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Oliveira, J. T., Andrade, A. S., Antunes, M. T., Carvalho, D., Coelho, A. V. P., Feio, M., Gonçalves, F., Manuppella, G., Marques, B., Monteiro, J. H., Munhá, J., Ramalho, M., Ribeiro, A., Rocha, R., and Zbyszewski, G., (1989). "Carta geológica do Sul de Portugal, à Escala de 1:200 000." Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Oliveira, J. T., Relvas, J., Pereira, Z., Matos, J., Rosa, C., Rosa, D., Munhá, J., Fernandes, P., Jorge, R., and Pinto, Á., (2013). *Geologia Sul Português, com ênfase na estratigrafia, vulcanologia, geoquímica e mineralizações da faixa piritosa*, in *Geologia de Portugal*, vol. I Geologia Pré-mesozóica de Portugal, I vols., Dias, R., Araújo, A., Terrinha, P., and Kullberg, J. C., Eds. Lisboa: Escolar Editora, 2013, pp. 677 – 709.

Oliveira, N. C. (2010). *Soluções para a estabilização de taludes em linhas férreas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. FEUP, Porto.

Pedro, S., António, S. (2000). *Caracterização física e mecânica do material rochoso em taludes de escavação*. In *A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século*, Congresso Nacional de Geotecnia (pp. 311 – 318). FEUP, Porto.

Pereira, P. A., Pais, J. C., Freitas, E. F., Silva, H. M. R. D. da, & Oliveira, J. (2007). A reabilitação da rede rodoviária no século XXI: a contribuição da Inovação para uma visão global da reabilitação rodoviária. *Engenharia Civil • UM*, 28, 19 – 36.

Pereira, Z., Matos, J. X., Fernandes, P., & Oliveira, J. T. (2007). Devonian and Carboniferous palynostratigraphy of the South Portuguese Zone, Portugal: an overview. *Comunicações Geológicas*, 94, 53 – 79.

Pierson, L., & Vickie, R. (1993). *Rockfall hazard rating system, participant's manual*. National Highway Administration.

Pinho, A. (2003). *Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa Resistência, O Flysch do Baixo Alentejo*. Tese de Doutoramento em Geologia de Engenharia, Universidade de Évora, Évora.

- Pires Carreto, A. (1989). *Técnicas de estabilização de taludes*. III Congresso Nacional de Geotecnia (pp. 87 – 109). FEUP, Porto.
- IPIMA – Instituto Português do Mar e da Atmosfera (2014). Precipitação mensal de distritos. [Ambiente, Energia e Território]. <http://www.pordata.pt/Portugal/Ambiente+de+Consulta/Tabela>, consultado dia 20 Agosto de 2014
- Ministerio de Fomento (1996). *Protección Contra Desprendimientos de rocas*. España: Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras.
- Romana, M. (1993). *Comprehensive rock engineering: principles, practice & projects - A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating*. In: J. A. Hudson (ed.), *Rock Testing and Site Characterization*. Oxford; New York: Pergamon Press.
- Romana, M., Serón, J. B., & Montalar, E. (2003). *SMR geomechanics classification: application, experience and validation*. In *Proceedings of the 10th Congress of ISRM* (pp.1–4). Polytechnic University of Valencia, Spain.
- Roxo, J. (2010). *Reabilitação e reforço dos taludes de escavação das instalações do grupo Mosqueteiros em Alcobaça, Caso de obra*. In *Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável*, Congresso Nacional de Geotecnia (pp. 1489 – 1496). Univ. Minho, Guimarães.
- Santarém Andrade, P., Almeida Saraiva, A. L., Bernardo de Sousa, M. (1997). *Tipos de instabilidade em taludes de maciços xistentos*. In *A Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes, Energia e Ambiente*, Congresso Nacional de Geotecnia (pp. 311 – 320). IST, Lisboa.
- Santi, P. M. (2006). Field methods for characterizing weak rock for engineering. *Environmental & Engineering Geoscience*, America: The Geological Society of America.
- Santos Pereira, C., & Monteiro Silva, M. (n.d.). *A fluência em taludes. Acção sobre estruturas enterradas*. In *A Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes, Energia e Ambiente*, Congresso Nacional de Geotecnia (pp. 1550–1570). IST, Lisboa.
- Saraiva, J. (2007). *Técnicas de protecção e reparação de estruturas de betão armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. IST, Lisboa.

- Sousa, F. (2013). *Análise dos condicionamentos à construção numa encosta com instabilidade* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Lisboa-Faculdade de Ciências, Lisboa.
- Teixeira, C. (1981). *Geologia de Portugal, I- Precâmbrico, Paleozóico*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Tómas, R., Cano, M., Cañaveras, J., Cuenca, A., Delgado, J., Estévez, A., Pina, J., (2006). Nuevas funciones continuas para el cálculo del slope mass rating (SMR): aplicación mediante un sistema de información geográfica los taludes rocosos de una caractera. *Revista de La Sociedad Geológica de España, 19 (1-2)*, 87 – 97.
- Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L., Carlos, O., (2004). *Ingeniería geológica*. Madrid: Prentice Hall.
- Vallejo, L. & Ferrer M. (2007). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos*. Ministerio de Educación Y Ciencia: Instituto Tecnológico Geominero de España.
- Wyllie, D. C. & Mah, C. W. (2004). *Rock slope engineering civil and mining*. London, New York: Spon Press (4th ed.).

Anexos

Anexo I

Tabelas de temperatura e pluviosidade do distrito de Beja

Tabela A.1 - Temperaturas (°C) e pluviosidade (mm) do distrito de Beja

	Média da temperatura mínima 2013 (°C)	Média da temperatura máxima 2013 (°C)	Precipitação (mm) 2013	Média da temperatura mínima 2014 (°C)	Média da temperatura máxima 2014 (°C)	Precipitação (mm) 2014
Dezembro	5.3	15.5	50			
Novembro	7.7	17.2	6.5			
Outubro	14.4	24.5	88.6			
Setembro	16.4	30.6	15.4			
Agosto	16.9	34.6	2.4			
Julho	17	33.4	0	15.3	32.8	7
Junho	14.2	29.2	4.5	15.5	29.3	21.9
Maio	9.8	23.6	12.9	11.9	26.7	11.9
Abril	8.8	20.6	44.9	11.1	22.1	46.2
Março	8.4	15.6	154	7.7	19.2	29.4
Fevereiro	4.9	14.4	41.3	6.8	14.6	50
Janeiro	6.7	14.4	65.9	7.7	15	71.6

Anexo II

Fichas de caracterização do terreno

Tabela A.2 - Ficha de Caracterização

Ficha de Caracterização de Acidentes e Incidentes em Taludes Rodoviários				
				Ficha nº _____
Localização				
Distrito:		Coordenadas:		
Concelho:		Data:		
Localidade:		Estrada/Troço em estudo:		
Caracterização do perfil da estrada				
Ponto de observação:		km inicial:	km final:	
Perfil transversal da estrada:		___X___	Bermas:	
Perfil de terraplenagem:		aterro ()	escavação ()	misto ()
Estruturas adjacentes				
Tipo:		Lado: Esquerdo ()	Direito ()	
Função:		Altura: m	Extensão: m	
Caracterização dos Taludes				
Tipo:		Lado: Esquerdo ()	Direito ()	
Geometria:		Altura: m	Extensão: m	
Litologia:				
Diaclasamento: Sim () Não ()		Direção do Diaclasamento:		
Preenchimento: Sim () Não ()		Tipo de Preenchimento:		
Descontinuidades: Sim () Não ()		Abertura em cm :		
Apresenta meteorização: Sim () Não ()		W1 ()	W2 ()	W3 () W4 () W5 ()
Apresenta Fracturação: Sim () Não ()		F1 ()	F2 ()	F3 () F4 () F5 ()
Observações:				
Drenagem				
Via:				
Taludes:				
Estruturas adjacentes:				
Histórico				
Primeira ocorrência: Sim () Não ()		Data:		
		Sim ()	Não ()	Observações
Obrigou ao encerramento de alguma via?				
Foram realizadas medidas de intervenção?				
Houve evolução do problema ?				
Existe algum plano de Reabilitação?				
Recolha fotográfica: Sim () Não ()		Se sim, número de fotografias:		
Registo de ocorrência / Descrição do Problema				
Tipo de materiais envolvidos:				
Existência de água?: Sim () Não ()		Cicatrizes antigas?: Sim () Não ()		
Queda de Blocos?: Sim () Não ()		Ravinamento?: Sim () Não ()		
Deslizamento de Terrenos?: Sim () Não ()		Acontecimentos Pontuais?: Sim () Não ()		
Ocupou a via?: Sim () Não ()		Se sim, quantas vias:		
Existe Drenagem?: Sim () Não ()		Se sim, que tipo:		
Observações:				
Possíveis Causas				
Deu-se um aumento da inclinação?: Sim () Não ()		Erosão Superficial?: Sim () Não ()		
Condições climatéricas anormais?: Sim () Não ()		Pipping?: Sim () Não ()		
Variação Brusca da Temperatura?: Sim () Não ()		Acidentes Naturais?: Sim () Não ()		
Observações:				

Aparente Situação de Risco			
----------------------------	--	--	--

Risco 1 - Baixo ()	Risco 2 - Médio ()	Risco 3 - Alto ()	Risco 4 - Muito Alto ()
---------------------	---------------------	--------------------	--------------------------

Esquema / Esboço:

Geologia							
Litologia	Natureza	Morfologia	Estação número: __				
Fracturação	Blocos	Muito grandes <1	Grandes 1-3	Médios 3-10	Pequenos 10-30	Muito Pequenos > 30	Esmigalhados > 60
Resistência da Matriz Rochosa	Ext. Branda, unha	Muito Branda, navalha	Branda, ponta do martelo	Media golpe do marte	Dura, +1 golpe	Muito Dura, Vários golpes	Extremamente Dura
Grau de Meteorização	Sã	Pouco Meteorizada	Medianamente Meteorizada	Muito Meteorizada	Completamente Meteorizada	Solo Residual	
Hidrogeologia	Sem presença de água	Seco, mas com sinais	Húmido	Gotejamento	fluido	Com grande caudal	
Resistência com o esclorometro							

Espaçamento mm						
Extremamente Juntas <20	Muito juntas, 20-60	Juntas 60-200	Moderadamente juntas 200-600	Separadas 600-2000	Muito separadas 2000-6000	Extremamente Separadas >6000
Continuidade						
Muito baixa, <1	Baixa, 1-3	Moderada 3-10	Alta 10-30	Muito Alta >20		
Abertura mm						
Fechada, <0.1	Muito apertada, 0.25-1.1	Parcialmente apertada, 0.5-2.5	Aberta, 0.5-2.5		Moderadamente aberta, 2.5-10	

Anexo III

Valores da dureza ao ressalto (martelo de Schmidt, tipo L)

Tabela A.3 - Cálculo das resistências

	Valores excluídos					Valores considerados										Resistência do Martelo	Resistência uniaxial (MPa)
Talude 1	16	12	14	15	16	16	31	22	16	19	21	24	20	24	18	21.10	26.47
Talude 2	20	22	20	16	20	29	28	28	24	27	26	28	29	29	29	27.7	33.57
Talude 3	26	12	12	23	25	19	17	16	16	19	18	19	18	22	16	18	21.76
	22	33	31	30	30	28	27	29	30	28	29	26	18	24	29	26.8	32.86
	12	30	13	14	15	19	22	28	28	29	25	26	22	18	24	24.1	28.82
	30	18	31	16	32	23	22	27	27	22	24	24	18	31	28	24.6	29.91
	22	32	33	20	12	18	35	35	26	20	20	28	30	32	30	27.4	33.48
	14	13	35	13	36	33	25	20	21	16	26	22	32	22	25	24.2	32.24
Talude 4	15	14	12	12	19	18	20	21	16	19	16	16	21	19	19	18.50	21.94
	26	14	40	14	26	21	19	22	20	24	24	16	20	16	20	20.20	24.18
	12	18	20	18	16	24	26	24	32	29	29	24	32	30	26	27.60	33.62
	13	13	16	12	13	24	29	28	22	24	23	20	19	24	20	23.30	28.38
	14	15	25	25	12	22	20	16	16	18	16	20	16	20	20	18.40	21.86
	12	32	32	16	14	30	24	24	26	21	16	30	21	24	30	24.60	29.91
Talude 5	20	20	16	12	13	12	12	16	18	16	12	16	18	12	12	14.40	17.41
	12	24	28	26	16	18	22	16	20	12	24	14	14	17	20	17.70	21.39
	18	20	20	22	22	25	20	16	22	18	12	13	16	20	18	18.00	21.76
	13	2	12	11	14	18	35	20	19	29	26	30	25	25	25	25.20	30.53
Talude 6	18	30	34	17	34	20	18	22	26	27	18	23	20	24	28	22.60	27.06
Talude 7	28	26	28	16	15	20	22	20	20	29	23	18	18	22	19	21.10	26.47
Talude 8	12	16	30	30	14	24	28	14	26	12	14	18	24	16	27	20.30	24.18
Talude 9	16	15	28	16	12	22	22	24	22	24	24	18	20	20	18	21.40	26.59

Anexo IV

Classificações empíricas utilizadas

Tabela A.3.1 - Classificação dos maciços com base no RQD, adaptado de Bieniaswki (1989)

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0 - 25%	muito fraco
25 - 50%	fraco
50 - 75%	razoável
75 - 90%	bom
90 - 100%	excelente

Tabela A.3.2 - Classificação da condição das descontinuidades - RMR, adaptado de Bieniaswki (1989)

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Quase liso	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Duro com espessura < 5 mm	Duro com espessura > 5 mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeiramente alteradas	Moderadamente alteradas	Muito alteradas	Em decomposição
Peso	6	5	3	1	0

Tabela A.3.3 - Classificação geomecânica - RMR, adaptado de Bieniaswki (1989)

Parâmetros			Coeficientes						
1	Resistência da rocha intacta	Point Load	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Pesos		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25 %		
	Pesos		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Pesos		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades (ver Tabela 3)		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5 mm	Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm		
	Pesos		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Caudal por 10 m de comprimento do túnel	nenhum	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
		Relação pressão da água vs tensão principal máxima	0	< 0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água		
	Pesos		15	10	7	4	0		

Anexo V

Resultados das classificações empíricas aplicadas ao caso de estudo

Tabela A.5.1 - Valores de $RMR_{básico}$

	Resistência (Pontos)	RQD (Pontos)	Espaçamento médio (Pontos)	Condições das descontinuidades (Pontos)	Presença de água (Pontos)	$RMR_{básica}$
Talude 1	4	3	10	11	15	28
Talude 2	4	3	10	13	15	30
Talude 3	2	3	10	8	15	23
	4	3	10	7	7	24
	4	3	10	8	7	25
	4	3	10	8	7	25
	4	3	10	8	7	25
Talude 4	2	3	10	16	15	31
	2	3	10	13	15	28
	4	3	10	13	7	30
	4	3	10	11	7	28
	2	3	10	10	7	25
	4	3	10	10	15	27
Talude 5	2	3	10	15	15	30
	2	3	10	15	15	30
	2	3	10	12	15	27
	4	3	10	19	15	36
Talude 6	4	3	8	14	15	29
Talude 7	4	3	10	11	15	28
Talude 8	2	3	15	10	15	30
Talude 9	4	3	15	14	15	36

Tabela A.5.2 - Cálculo do valor de SMR

		F1	F2	F3	F4	F1xF2xF3	RMR	SMR	SMR final	Classe
Talude 1	F1	0.15	1	0.293	8	0.044	43	51.044	37	IV
	F2	0.575	1	-0.83	8	-0.477		50.523		
	S0	0.25	1	-57	8	-14.25		36.75		
Talude 2	F1	0.15	1	0.266	8	0.0399	45	53.04	3	V
	F2	0.477	1	-55.23	8	-26.34		26.655		
	S0	0.25	1	-57	8	-14.25		2.9253		
Talude 3	F1	0.587	1	0.384	8	0.2254	38	46.225	43	III
	F2	0.97	1	0.421	8	0.4084		46.408		
	F	0.8	1	0.046	8	0.0368		46		
	S0	0.1943	1	-14.29	8	-2.776		43.224		
	F1	0.587	1	0.384	8	0.2254	31	39.225	36	IV
	F2	0.97	1	0.421	8	0.4084		39		
	F	0.8	1	0.046	8	0.0368		39.037		
	S0	0.1943	1	-14.29	8	-2.776		36.224		
	F1	0.587	1	0.384	8	0.2254	32	40.225	36	IV
	F2	0.97	1	0.421	8	0.4084		40.408		
	F	0.8	1	0.046	8	0.0368		40		
	S0	0.1943	1	-14.29	8	-2.776		37.224		
	F1	0.587	1	0.384	8	0.2254	32	40.225	37	IV
	F2	0.97	1	0.421	8	0.4084		40		
	F	0.8	1	0.046	8	0.0368		40.037		
	S0	0.1943	1	-14.29	8	-2.776		37.224		
F1	0.587	1	0.384	8	0.2254	32	40.225	40	IV	
F2	0.97	1	0.421	8	0.4084		40.408			
F	0.8	1	0.046	8	0.0368		40			
S0	0.1943	1	-14.29	8	-2.776		37.224			
Talude 4	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623	46	53.377	33	IV
	F2	0.8981	1	-15.19	8	-13.64		40.36		
	S0	0.4775	1	-43.76	8	-20.89		33.107		
	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623	43	50.377	30	IV
	F2	0.8981	1	-15.19	8	-13.64		37.36		
	S0	0.4775	1	-43.76	8	-20.89		30.107		
	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623	37	44.377	24	IV
	F2	0.8981	1	-15.19	8	-13.64		31.36		
	S0	S0	0.4775	1	-43.76	8		24.107		
	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623	35	42.377	22	IV

	F2	0.8981	1	-15.19	8	-13.64		29.36		
	S0	0.4775	1	-43.76	8	-20.89		22.107		
	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623	32	39.377	26	IV
	F2	0.8981	1	-15.19	8	-13.64		26.36		
	S0	0.4775	1	-43.76	8	-20.89		26.36		
	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623	42	49.377	29	IV
	F1	0.041	1	-15.19	8	-0.623		36.36		
	F2	0.8981	1	-15.19	8	-13.64		29.107		
Talude 5	F1	0.15	1	-0.904	8	-0.136	45	44.864	45	III
	F2	0.282	1	-0.004	8	-0.001		44.999		
	S0	0.1024	1	-3.679	8	-0.377		52.623		
	F1	0.15	1	-0.904	8	-0.136	45	44.864	45	III
	F2	0.282	1	-0.004	8	-0.001		44.999		
	S0	0.1024	1	-3.679	8	-0.377		52.623		
	F1	0.15	1	-0.904	8	-0.136	42	41.864	42	III
	F2	0.282	1	-0.004	8	-0.001		41.999		
	S0	0.1024	1	-3.679	8	-0.377		49.623		
	F1	0.15	1	-58.58	8	-8.786	51	50.214	36	IV
	F2	0.282	1	-52.65	8	-14.85		36.152		
	S0	0.1024	1	-58.68	8	-6.008		52.992		
Talude 6	F1	0.09323	1	-14.24	8	-1.328	44	50.672	38	IV
	F2	0.501	1	-14.2	8	-7.114		44.886		
	S0	0.352	1	-39.57	8	-13.93		38.071		
Talude 7	F1	0.1276	1	0.3841	8	0.049	43	43.049	30	IV
	F2	0.6829	1	0.4214	8	0.2878		43.288		
	F	0.2814	1	0.0459	8	0.0129		43.013		
	S0	0.8954	1	-14.04	8	-12.57		30.429		
Talude 8	F1	0.15	1	0.47	8	0.0705	45	53.071	53	III
	S0	0.80	1	0.45	8	0.0826		53.364		
Talude 9	F1	0.15	1	-7.855	8	-1.178	51	57.822	51	III
	S0	0.156	1	-50.15	8	-7.823		51.17738		

Anexo VI

Cálculos do ângulo de atrito e coesão a partir do GSI e obtenção do ângulo de atrito no Til test

Tabela A.6 - Valores calculados para o ângulo de atrito e coesão

Talude	Valores obtidos com índice de GSI									Tilt test		
	GSI	m_i	m_b	s	a	σ_3	σ_{3n}	Ângulo de atrito (ϕ°)	Coesão (c) (MPa)	α°	ϕ_b°	Dimensão da amostra (LxH) (cm)
Talude 1	25	12	0.19476	1.9E-05	0.53127	0	0.04	25.7	0.009	20.5	22.63	20x50
Talude 2	30	12	0.25634	3.9E-05	0.52234	0	0.033	29.9	0.010	23.5	25.85	15x40
Talude 3	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.046	21.8	0.008	21.5	23.71	18x45
	0	12	0.04931	5.1E-07	0.66645	0	0.028	9.6	0.001	20.5	22.63	16x30
	18	12	0.13258	6.9E-06	0.54999	0	0.032	22.9	0.006	22.5	24.79	18x48
	10	12	0.08542	2.2E-06	0.58536	0	0.035	16.7	0.003	21	23.17	15x40
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.033	24.0	0.006	21	23.17	20x50
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.034	23.8	0.007	21	23.17	15x40
Talude 4	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.048	21.5	0.008	20.5	22.63	18x45
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.044	22.1	0.008	20.5	22.63	16x30
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.032	24.1	0.006	22	24.25	18x48
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.038	23.1	0.007	20	22.09	15x40
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.048	21.5	0.008	20	22.09	20x50
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.036	23.4	0.007	20.5	22.63	15x40
Talude 5	30	12	0.25634	3.9E-05	0.52234	0	0.058	25.7	0.014	19.5	21.55	18x45
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.046	21.7	0.008	20.5	22.63	16x30
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.046	21.8	0.008	21.5	23.71	18x48
	20	12	0.14798	9.2E-06	0.54372	0	0.033974	23.9	0.007	20	22.09	15x40
Talude 6	45	12	0.58446	0.00035	0.50809	0	0.041	31.8	0.020	24.5	27.06	18x45
Talude 7	45	12	0.58446	0.00035	0.50809	0	0.042	32.6	0.020	26.5	29.27	16x30
Talude 8	35	12	0.33739	8.1E-05	0.51595	0	0.044	27.4	0.015	22	24.25	18x48
Talude 9	25	12	0.19476	1.9E-05	0.53127	0	0.039	25.9	0.009	20.8182	22.9727	15x40

Anexo VII

Factores de segurança globais: FSc e FS_P

Tabela A.7 - Cálculos dos FS's

Talude	Altura (m)	Espessura (m)	Nível freático (m)	γ_{pelitos} (kN/m ³)	Peso (kN/m ³)	Tan(ϕ')	FS _P	FS _C	K
1	15	0.015	3	22	-1543.26	0.416874	0.668323	1.002484	1.5
2	15	0.01	1.5	22	-724.121	0.416874	0.664527	1.063243	1.6
3	9	0.02	2.5	22	-441.395	0.416874	0.744112	0.967345	1.3
4	7	0.01	3	22	-417.584	0.416874	0.764702	1.032348	1.35
6	2.5	0.025	2	22	-81.5032	0.416874	0.933891	1.307448	1.4
7	4	0.0025	1.5	22	-111.061	0.416874	0.718325	1.005655	1.4