



Márcia Sofia Cruz Lopes

# ESTABILIDADE DE TALUDES MISTOS EM VIAS FÉRREAS

STABILITY OF MIXED SLOPES  
IN RAILWAYS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor Paulo Lopes Pinto

Coimbra, 8 de Setembro de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Márcia Sofia Cruz Lopes

# **ESTABILIDADE DE TALUDES MISTOS EM VIAS FÉRREAS**

## **STABILITY OF MIXED SLOPES IN RAILWAYS**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor Paulo Lopes Pinto

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.  
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer  
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões  
que possa conter.

Coimbra, 8 de Setembro de 2017

## **AGRADECIMENTOS**

O meu primeiro agradecimento vai, sem dúvida, para os meus pais que sempre me motivaram e se esforçaram para me dar uma formação no ensino superior. A eles estou profundamente grata. Obrigada do fundo do coração por me ensinarem a nunca desistir dos meus sonhos e objetivos de vida.

À Infraestruturas de Portugal por me abrirem as suas portas. Agradeço ao Eng.º Pedro Pires, Eng.º Vasco Rama e ao Eng.º Mário Pedrosa pela disponibilidade, paciência e transmissão de conhecimentos que sempre prontamente tiveram comigo.

Ao meu orientador Professor Doutor Paulo Pinto por ter aceite este desafio estando sempre disponível para me orientar, aconselhar e tirar dúvidas.

Aos meus amigos Rui Ramos, Luís Silva, Raquel Pinto e Joana Cardoso que me acompanharam desde o início desta jornada. São pessoas que me orgulho de dizer que pertencem à minha vida e que eu pertença à deles.

Por último, agradeço a Coimbra, a Liubliana e à FCTUC. Não tenho palavras para descrever o quanto fui feliz nestes últimos anos.

A todos, o meu sincero OBRIGADA.

## RESUMO

Grande parte das vias férreas situam-se próximas de taludes, sejam eles naturais, resultantes de escavação ou de aterro. Quando são detetados sinais de instabilidade deve ser avaliado o risco de ocorrer acidentes que podem provocar danos humanos, materiais e ambientais. Como tal, a monitorização é uma das principais medidas de prevenção a ter para que haja a deteção antecipada de eventuais instabilidades dos taludes.

Nesta dissertação apresenta-se uma secção da via-férrea com dois taludes mistos (compostos por solo e rocha) instáveis, detetados pela IP-Infraestruturas de Portugal, no distrito de Viseu. Ambos os taludes pertencem, geologicamente, à zona Centro-Ibérica que é formada pelo grupo das Beiras, caracterizada pela presença de turbiditos. Nos taludes estudados foram identificadas situações de instabilidade tais como queda de blocos e fissuras de descompressão do material.

Será apresentada uma solução devidamente fundamentada para a estabilização dos dois casos de estudo. Apresenta-se a aplicação de betão projetado com fibras de aço para o talude intitulado como talude do lado direito e a aplicação de redes pregadas de alta resistência para o talude do lado esquerdo. Como complemento, fez-se ainda o dimensionamento das soluções de estabilização. Os resultados obtidos após a modelação das medidas de estabilização, demonstram a eficácia das soluções escolhidas.

**Palavras-chave:** Instabilidade, talude misto, queda de blocos, descompressão de material, xisto, descontinuidades.

## ABSTRACT

Railways are often located near slopes. These can be natural, a result from excavation or embankment. When signs of instability exist, the risk of accidents that can cause human, material and environmental damages can be increased. Monitoring is one of the main preventive measures to be taken in order to detect slope instabilities.

This dissertation presents a section of railway with two unstable mixed slopes detected by IP-Infraestruturas de Portugal, in the district of Viseu. Both slopes belong to the Central-Iberian zone that is formed by the Beiras group, characterized by the presence of turbidites. Situations of instability were identified, such as falling blocks and decompression failures.

A duly substantiated solution will be presented for the stabilization of the two unstable slopes. It was applied a high-tensile steel wire to the right slope and a steel fibre-reinforced shotcrete to the left slope. As a complement, it was still done the design of these solutions. After the modeling of the stabilization measures, the results obtained demonstrate the effectiveness of the chosen solutions.

**Key words:** instability, mixed slopes, falling blocks, decompression failures, shale, joints

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
ÍNDICE DE QUADROS .....	viii
SIMBOLOGIA .....	ix
ABREVIATURAS .....	x
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Enquadramento geral .....	1
1.2 Objetivos .....	1
1.3 Estrutura da dissertação .....	1
2 ESTABILIDADE E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES .....	3
2.1 Conceitos gerais .....	3
2.2 Classificação dos movimentos de massa .....	5
2.3 Métodos de análise de equilíbrio .....	6
2.3.1 Métodos de análise de equilíbrio em taludes terrosos .....	6
2.3.2 Métodos de análise de estabilidade em taludes rochosos .....	8
2.4 Medidas de estabilização de taludes .....	16
2.4.1 Reperfilamento .....	16
2.4.2 Drenagem.....	17
2.4.6 Betão projetado e rede de proteção.....	19
2.4.7 Muros de suporte .....	19
3. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE DE DOIS TALUDES INSTÁVEIS .....	21
3.1 Estágio em contexto empresarial .....	21
3.1.1 Estrutura empresarial .....	21
3.2 Enquadramento do caso de estudo .....	23

---

3.3	Caracterização geométrica e geológica dos taludes em estudo.....	25
3.4	Levantamento de superfície do maciço rochoso .....	26
3.4.1	Resistência ao corte das discontinuidades .....	28
3.4.2	Projeção estereográfica.....	29
3.5	Classificação SMR do maciço rochoso.....	40
3.6	Análise da estabilidade .....	42
3.7	Estudo das soluções de estabilização .....	48
3.7.1	Reperfilamento .....	48
3.7.2	Redes pregadas de alta resistência.....	50
3.7.3	Betão projetado pregado com fibras de aço.....	50
3.7.4	Drenagem.....	51
4.	DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO.....	52
4.1	Redes pregadas de alta resistência .....	52
4.2	Betão projetado pregado com fibras de aço .....	59
5.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	65
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	67
	Anexo A - Resultados do dimensionamento das redes pregadas de alta resistencia efetuado no software RUVOLUM .....	70
	Anexo B - Dimensionamento do betão projetado com fibras de aço pregado .....	73

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Terminologia (Caputo, 1977, adaptado). .....	3
Figura 2.2: Talude infinito e talude finito.....	4
Figura 2.3: Classificação de taludes artificiais. ....	4
Figura 2.4: Superfícies de rotura associadas aos taludes terrosos. ....	7
Figura 2.5: Método das fatias. ....	7
Figura 2.6: Bússola provida de clinómetro, (Maserafi, 2017).....	10
Figura 2.7: Deslizamento em cunha (Pinto, 2016). ....	11
Figura 2.8: Tombamento (Hoek e Bray, 1981, adaptado). ....	11
Figura 2.9: Deslizamento planar (Pinto, 2016, adaptado). ....	12
Figura 2.10: Constituição de uma ancoragem (Pedro e Sousa, 2016). ....	18
Figura 2.11: Pregagem, (Georumo, 2017). ....	18
Figura 2.12: Esquema de um muro de gabiões.....	20
Figura 3.1: Representação à direita da totalidade da rede ferroviária nacional e à esquerda a rede ferroviária dependente da VGN.....	22
Figura 3.2: Localização geográfica do caso de estudo. ....	23
Figura 3.3: Fissuras na crista do talude do lado esquerdo. ....	24
Figura 3.4: Queda de blocos no talude do lado direito. ....	24
Figura 3.5: Topografia (Fonte: IP). ....	25
Figura 3.6: Carta geológica da zona de estudo 1:500 000, (GeoPortal, 2017). ....	26
Figura 3.7: Levantamento das descontinuidades. ....	26
Figura 3.8: Famílias de descontinuidades e respetivos traços ciclo-gráficos médios. ....	30
Figura 3.9: Representação dos taludes para o perfil 04 e para o perfil 15.....	30
Figura 3.10: Dados estatísticos de cada família. ....	31
Figura 3.11: Análise de rotura planar para o perfil 04.....	32
Figura 3.12: Análise de rotura em cunha para o perfil 04. ....	33
Figura 3.13: Análise de rotura por basculamento por flexão para o perfil 04. ....	34
Figura 3.14: Análise de rotura por basculamento direto para o perfil 04. ....	35
Figura 3.15: Análise de rotura planar para o perfil 15.....	36
Figura 3.16: Análise de rotura em cunha para o perfil 15. ....	37
Figura 3.17: Análise de rotura por basculamento em flexão para o perfil 15. ....	38
Figura 3.18: Análise de rotura por basculamento direto para o perfil 15.....	39
Figura 3.19: Análise do fator de segurança segundo o Método de Bishop pelo programa Slide da Rocscience. ....	44
Figura 3.20: Divisão do talude em blocos. ....	44
Figura 3.21: Análise determinística e probabilística segundo uma altura de 13 metros. ....	46
Figura 3.22: Análise determinística e probabilística segundo uma altura de 6 metros. ....	46
Figura 3.23: Análise determinística e probabilística segundo uma altura de 3 metros. ....	46

---

Figura 3.24: Análise probabilística.....	47
Figura 3.25: Análise da estabilidade segundo o programa RocPlane da Rocscience.....	48
Figura 3.26: Reperfilamento do talude do lado esquerdo (basculamento por flexão).....	49
Figura 3.27: Reperfilamento do talude do lado esquerdo (basculamento direto).....	49
Figura 4.1: Instabilidade paralela à face do talude (Ruegger et al, 2006). ....	52
Figura 4.2: Instabilidades localizadas entre pregagens adjacentes (Ruegger et al, 2006).....	54
Figura 4.3: Análise com software RUVOLUM®. ....	57
Figura 4.4: Modelação da solução adotada para o talude do lado esquerdo. ....	58
Figura 4.5:Relação tensões-extensões. ....	61
Figura 4.6: Dados do material do talude do lado direito. ....	64
Figura 4.7: Estabilização do talude do lado direito. ....	65

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1: Sistema de Classificação (Varnes, 1978, adaptado).....	5
Quadro 2.2: Comparação dos métodos de equilíbrio limite. ....	8
Quadro 2.3: RMR <sub>B</sub> segundo Bieniawski 1979 adaptado de Romana et al (2003). ....	14
Quadro 2.4: Valores dos fatores F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> , F <sub>3</sub> e F <sub>4</sub> segundo Romana 1985 (Romana et al, 2003, adaptado). ....	15
Quadro 2.5: Descrição das classes de SMR (Romana et al, 2003, adaptado). ....	16
Quadro 2.6: Probabilidade de ocorrência dos diferentes tipos de rotura e sugestão de medidas de estabilização (Romana et al, 2003, adaptado).....	16
Quadro 2.7: Análise comparativa dos tipos de muro de suporte (Pedro e Sousa, 2016, adaptado). ....	19
Quadro 3.1: Ângulos de atrito residual (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).....	29
Quadro 3.2: Ângulos de atrito residual (adaptado de Rocha, 2013).....	29
Quadro 3.3: Orientações e inclinações dos taludes segundo o perfil 04 e o perfil 15. ....	29
Quadro 3.4: Comparação das probabilidades de ocorrência dos diferentes modos de rotura. ....	40
Quadro 3.5: Determinação do valor de RMR <sub>B</sub> para o talude do lado esquerdo. ....	40
Quadro 3.6: Determinação dos fatores F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> , F <sub>3</sub> e F <sub>4</sub> para o TLE. ....	41
Quadro 3.7: Determinação do valor de RMR <sub>B</sub> para o talude do lado direito. ....	41
Quadro 3.8: Determinação dos fatores F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> , F <sub>3</sub> e F <sub>4</sub> para o TLD.....	42
Quadro 3.9: Determinação de JCS adaptado de Pinto (2016). ....	45
Quadro 4.1: Dados alusivos ao talude do lado esquerdo. ....	56
Quadro 4.2: Soluções de dimensionamento para as redes pregadas.....	56
Quadro 4.3: Resistência de arranque unitária segundo Juran e Elias (1991). ....	57
Quadro 4.4: Fatores de segurança para as diferentes alturas. ....	58
Quadro 4.5: Dados alusivos ao talude do lado direito. ....	59
Quadro 4.6: Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude.....	59
Quadro 4.7: Propriedade do betão de classe C30/37 reforçado com fibras de aço (adaptado de RILEM TC 162-TDF, 2003). ....	60
Quadro 4.8: Esforços atuantes na placa de betão projetado. ....	60
Quadro 4.9: Momentos resistentes na placa de betão.....	61
Quadro 4.10: Comprovação das condições para o estado limite último da secção ao punçoamento.....	62
Quadro 4.11: Armadura ordinária adicional e largura de fendas. ....	63

## SIMBOLOGIA

$\alpha$  – Azimute

$\alpha_d$  – Dip direction (Azimute da reta de maior declive do plano)

$\alpha_n$  – Azimute da reta normal ao plano

$\alpha_t$  – Strike (Azimute da reta de nível do plano)

$\alpha_j$  – Azimute da descontinuidade

$\alpha_s$  – Azimute do talude

$\beta$  – Pendor

$\beta_d$  – Dip (Pendor da reta de maior declive do plano)

$\beta_n$  – Pendor da reta normal ao plano

$\beta_s$  – Pendor do talude

$\beta_j$  – Pendor da descontinuidade

$c$  – Coesão

$\tau$  – Tensão tangencial

$\sigma_n$  – Tensão normal

$\phi_p$  – Valor de pico do ângulo de resistência ao corte

$\phi_r$  – Valor residual do ângulo de resistência ao corte

$\tau_r$  – Resistência ao corte residual

$J_r$  – Índice de rugosidade das descontinuidades

$J_n$  – Índice das famílias de descontinuidades

$J_a$  – Índice de alteração das descontinuidades

$J_w$  – Índice das condições hidrogeológicas

$m_b$  – Parâmetro que depende das propriedades do maciço rochoso

$m_i$  – Constante que depende da textura, grupo, classe e do tipo da rocha

## ABREVIATURAS

COMN – Centro Operacional de Manutenção Norte  
DPSS – Desenvolvimento do Plano de Segurança e Saúde  
DRF – Direção da Rede Ferroviária  
EN – Norma europeia  
EP – Estradas de Portugal  
ETRS 89 – Sistema de Referência Terrestre Europeu 1989  
EUREF – European Reference Frame  
FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
GPS – Global Positioning System  
GSI – Geological Stress Index  
IAG – Associação Internacional de Geodesia  
IET 77 – Instrução de Exploração Técnica nº 77  
IP – Infraestruturas de Portugal  
JCS – Joint wall Compressive Strength  
JRC – Joint Roughness Coefficient  
MC – Manutenção Corretiva  
MPC – Manutenção Preventiva Condicionada  
MPS – Manutenção Preventiva Sistemática  
ODT – Ordem Diária de Trabalhos  
OS – Ordem de Serviço  
PSS – Plano de Segurança e Saúde  
Q – Quality Index  
REFER – Rede Ferroviária Nacional  
RMR – Rock Mass Rating  
RMR<sub>b</sub> – Basic Rock Mass Rating  
RQD – Rock Quality Designation  
SFERS – Steel Fibre-Reinforced Shotcrete  
SMR – Slope Mass Rating  
SRF – Fator de redução de tensões  
TLD – Talude Lado Direito  
TLE – Talude Lado Esquerdo  
UCS – Uniaxial Compressive Strength  
VGN – Via e Geotecnia Norte

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 Enquadramento geral**

Portugal apresenta vários contrastes ao nível das formas de relevo, o que faz com que grande parte das vias-férreas se encontrem próximas de taludes. Desta forma, é de grande importância a existência de medidas de prevenção, como a monitorização, para mitigar o risco provocado pela instabilidade destes taludes. A constante supervisão e controlo permitem detetar taludes que apresentem sinais de instabilidade e desse modo torna-se possível proceder de forma antecipada à estabilização dos mesmos, evitando eventuais perigos.

No seguimento da ocorrência de um incêndio na zona de Mortágua/Santa Comba Dão do distrito de Viseu, a Infraestruturas de Portugal, ciente dos efeitos negativos que um incêndio provoca, fez vistorias às zonas afetadas pelo incêndio, tendo identificado uma situação de risco potencial elevado para a circulação ferroviária. Os incêndios, para além de potencializarem a instabilidade dos taludes pela perda do suporte dos blocos de rocha, anteriormente dado pelas raízes de árvores, dificultam a infiltração das águas pluviais. A presente dissertação retratará a análise e o estudo das medidas de estabilização de dois taludes de solo e rocha presentes numa secção da via-férrea nessa mesma zona, sendo que, o seu desenvolvimento é feito em meio empresarial no âmbito do Protocolo de Cooperação entre a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, FCTUC, e a empresa Infraestruturas de Portugal, IP.

## **1.2 Objetivos**

A dissertação tem como objetivo principal a análise de dois casos de taludes mistos instáveis que afetam a via-férrea e o estudo das soluções mais adequadas para elevar a sua segurança. Para tal procede-se à devida caracterização geométrica, geológica e geotécnica, da zona em causa, para se conseguir chegar à solução de estabilização mais adequada.

Denotam-se ainda como objetivos do estágio: a aplicação dos conhecimentos académicos em contexto real, a aquisição de novos conhecimentos e a adaptação ao ambiente profissional.

## **1.3 Estrutura da dissertação**

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos.

O primeiro capítulo é um capítulo introdutório onde é feito o enquadramento temático e onde são apresentados os objetivos e a estrutura que constituem a dissertação.

O capítulo seguinte, capítulo dois, apresenta uma pequena introdução teórica onde são revistos alguns conceitos alusivos à estabilidade de taludes que servirão de base para a realização da presente dissertação. Serão abordados tópicos como: tipos de taludes existentes, movimentos de massa, tipos de rotura e métodos de análise de equilíbrio. Por fim será feita uma breve descrição dos vários métodos de estabilização de taludes.

O terceiro capítulo incide sobre a análise e o estudo dos dois casos de taludes em estudo. O primeiro subcapítulo é dedicado ao conceito de estágio empresarial em que a presente dissertação está inserida, onde se faz o enquadramento do estágio e onde explica a estrutura da empresa. Os subcapítulos seguintes são destinados à análise e ao estudo das medidas de estabilização mais adequadas ao caso de estudo.

O capítulo quatro destina-se ao dimensionamento das soluções mais adequadas encontradas para a estabilização dos dois taludes presentes no caso de estudo.

Finalmente, no capítulo cinco, são discutidos os resultados finais e trabalhos futuros. É feita uma análise sucinta, mas crítica, e devidamente justificada da adequabilidade das soluções encontradas.

## 2 ESTABILIDADE E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

A estabilidade e a estabilização de taludes constituem uma ampla área de estudo, salientando-se a sua importância devido ao facto de permitirem a salvaguarda de pessoas e bens. Neste capítulo será feita uma pequena introdução teórica onde serão revistos alguns conceitos gerais que servirão de base para a realização da presente dissertação.

### 2.1 Conceitos gerais

Entende-se por taludes quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de solo e rocha. Sendo que estes podem ser naturais ou artificiais (Caputo, 1977). Pode-se observar na Figura 2.1 a terminologia habitualmente adotada para descrever um talude.

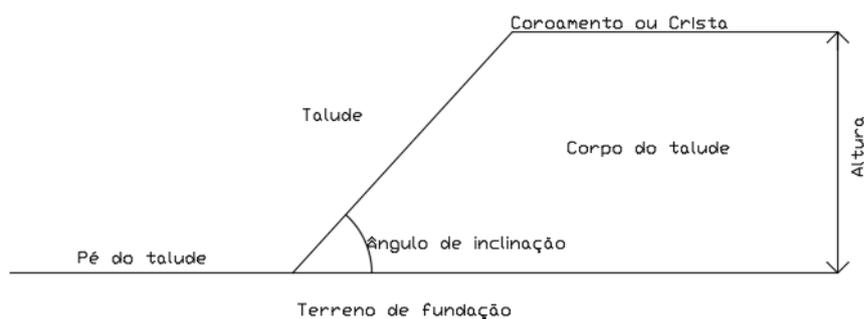


Figura 2.1: Terminologia (Caputo, 1977, adaptado).

#### Taludes naturais

Os taludes naturais são taludes existentes na natureza normalmente caracterizados por serem pouco homogêneos e com a presença de variações geológicas, que incluem discontinuidades e alterações do maciço. Tem-se como exemplo de taludes naturais as encostas. Os taludes naturais são usualmente classificados como taludes infinitos ou como taludes finitos. Uma ilustração dos mesmos pode ser observada na Figura 2.2.

Diz-se que um talude é infinito quando as propriedades do maciço a determinada profundidade abaixo da respetiva superfície são aproximadamente constantes e quando a espessura do maciço que tende a escorregar é muito pequena comparando com o desenvolvimento do talude. Em casos reais, associa-se taludes infinitos a taludes naturais que apresentam uma camada

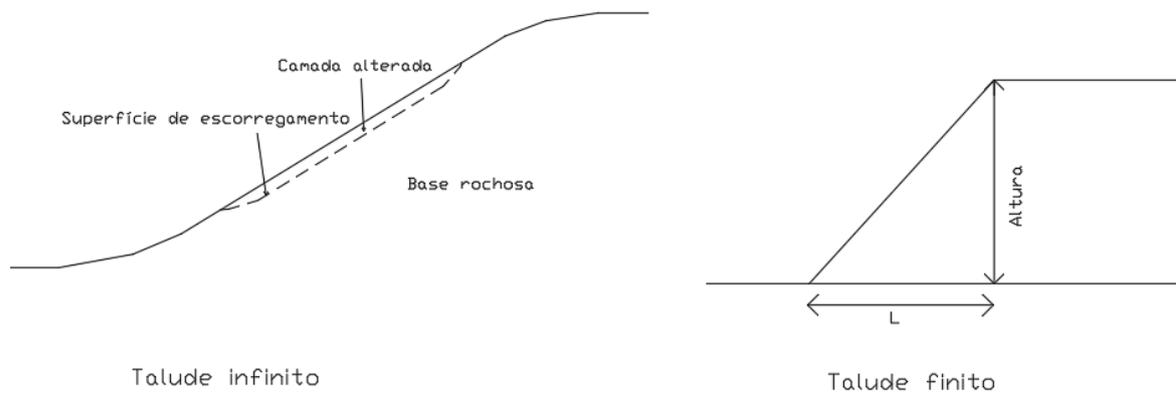


Figura 2.2: Talude infinito e talude finito.

superficial de solo ou de rocha muito alterada sob a qual se encontram formações rochosas bem mais resistentes (Fernandes, 2011). Diz-se que um talude é finito quando tem a altura, base e topo definidos (Fiori, 2016).

### Taludes artificiais

Os taludes artificiais são taludes feitos pelo Homem. A Figura 2.3 apresenta os três tipos de taludes artificiais que se pode encontrar.

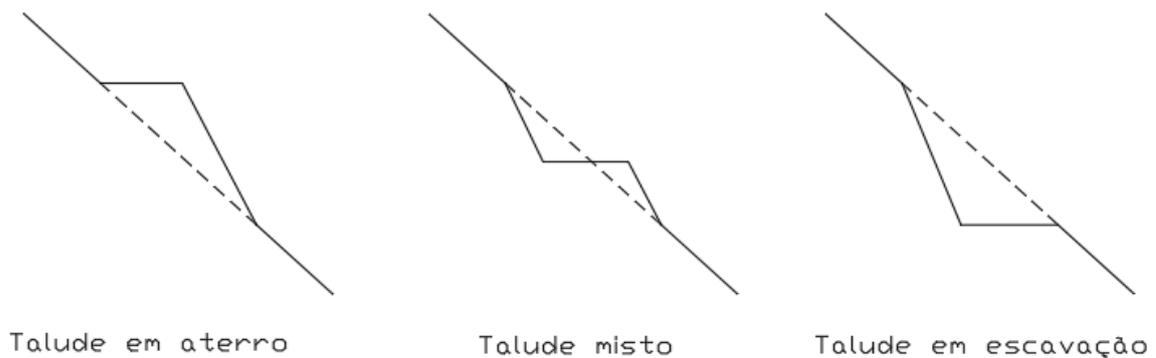


Figura 2.3: Classificação de taludes artificiais.

O talude em aterro, por norma, é construído por material com qualidade controlada pelo homem. Apresenta baixas inclinações, e por vezes é revestido por vegetação de modo a evitar a erosão. O talude em escavação resulta de uma escavação de um terreno já existente, podendo igualmente ser revestido por vegetação para evitar a erosão. A maior parte destes taludes resulta de um reperfilamento. Os taludes mistos resultam das duas situações acima descritas, talude em aterro e talude em escavação.

Nesta dissertação serão estudados dois taludes escavados num maciço rochoso de xisto e em solo residual.

## 2.2 Classificação dos movimentos de massa

Existem vários sistemas de classificação dos diferentes modos de movimentos em massa. Um dos sistemas mais simples mas completos é o sistema de classificação feito por Varnes (1978), apresentada no Quadro 2.1.

Quadro 2.1: Sistema de Classificação (Varnes, 1978, adaptado).

Tipo de movimento		Tipo de material		
		Rocha	Solos	
			Predominantemente grosso	Predominantemen te finos
Quedas		Queda de blocos	Queda de detritos	Queda de terras
Tombamentos		Tombamentos de blocos	Tombamento de detritos	Tombamento de terras
Deslizamentos	Rotacionais	Deslizamentos em rochas	Deslizamentos em detritos	Deslizamentos em terras
	Translacionais			
Expansões laterais		Expansões laterais em rochas	Expansões laterais em detritos	Expansões laterais em terras
Fluxos		Fluxos em rochas	Fluxos em detritos	Fluxos em terras
Complexos		Ocorrência de um ou mais dos principais tipos de movimentos associados		

Varnes classifica os movimentos de massa em seis tipos diferentes:

- Quedas – queda livre de solo, detritos ou blocos de rocha;
- Tombamentos – frequente em taludes rochosos, este consiste no tombamento de colunas ou painéis de rocha para o exterior do maciço;
- Deslizamentos – Usualmente divididos em deslizamentos rotacionais e em deslizamentos translacionais. Os primeiros ocorrem ao longo de superfícies de deslizamento curvas em que há um movimento de rotação em torno de um eixo. Nos segundos a rotura ocorre segundo superfícies planas que coincidem com superfícies de estratificação de contacto;
- Expansões laterais – consistem na extensão lateral do material;
- Fluxos – são movimentos muito rápidos que ocorrem ao longo de uma vertente;
- Complexos – combinação de dois ou mais movimentos.

Estes tipos de movimento de massa podem estar associados aos tipos de material: rochoso, solo grosso, solo fino.

## 2.3 Métodos de análise de equilíbrio

Para efetuar a análise de estabilidade é necessário determinar a geometria e as condições geomorfológicas do talude. Muitos dos programas computacionais são baseados na análise de equilíbrio limite em 2-D, que são programas simples. Outros programas mais complexos usam uma análise dos elementos finitos que pode ser feita em 3-D ou em 2-D. A utilização destes programas requer um modelo completo das condições geomorfológicas e dos parâmetros que as constituem baseado em testes laboratoriais. (Abramson et al, 2002. Matthews et al, 2014).

### 2.3.1 Métodos de análise de equilíbrio em taludes terrosos

Entre os vários métodos de análise estabilidade destacam-se os métodos baseados na análise de equilíbrio limite por apresentarem bons resultados e serem simples de usar. Estes métodos consistem em determinar o equilíbrio de uma massa de solo, cuja rotura ocorre ao longo de uma superfície de deslizamento que pode passar acima ou abaixo do pé do talude.

A análise das condições de equilíbrio é feita segundo o fator de segurança que pode ser calculado de duas formas: caso se refira a uma análise de forças tem-se a equação 2.1, caso se refira a uma análise dos momentos tem-se a equação 2.2.

$$\text{Fator de segurança} = \frac{\text{Forças estabilizadoras}}{\text{Forças instabilizadoras}} \quad (2.1)$$

$$\text{Fator de segurança} = \frac{\text{Momentos estabilizadores}}{\text{Momentos instabilizadores}} \quad (2.2)$$

Segundo Abramson et al (2002) e Duncan & Wright (2005), o fator de segurança típico para os taludes ronda os valores entre 1,25 e 1,5, sendo que o valor considerado pode e deve ser superior aos referidos quando há existência de perigo de perdas de vida ou quando há incerteza sobre os parâmetros definidos.

O método de equilíbrio limite rege-se pelas leis da estática, equilíbrio das forças verticais, horizontais e de momento em torno de um ponto, para determinar o estado de equilíbrio de uma massa de terreno potencialmente instável.

Essa massa de terreno potencialmente instável é delimitada por uma superfície de rotura que pode assumir várias formas: circular, planar, cunha ou mista. Alguns exemplos são mostrados na Figura 2.4.

Nos taludes terrosos, os tipos de rotura mais comuns são: circular e planar. No entanto, dificilmente se encontra na realidade roturas planares devido às características geométricas que são necessárias para se dar tal rotura.

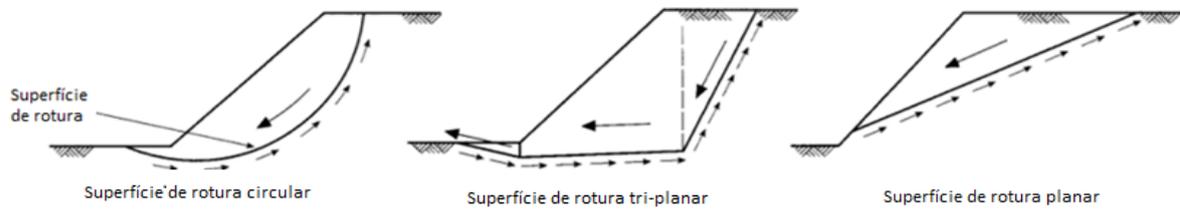


Figura 2.4: Superfícies de rotura associadas aos taludes terrosos.

Na presente dissertação, tendo já em conta os taludes do caso de estudo, dar-se-á importância aos métodos de equilíbrio limite segundo a análise pelo método das fatias. Este método, como se pode verificar pela Figura 2.5, consiste na divisão da massa de terra delimitada pela superfície de deslizamento em fatias. É um método que é muito utilizado por ser válido para diferentes geometrias, solos heterogêneos e por ter em conta a influência de cargas externas (Ambramson et al, 2002).

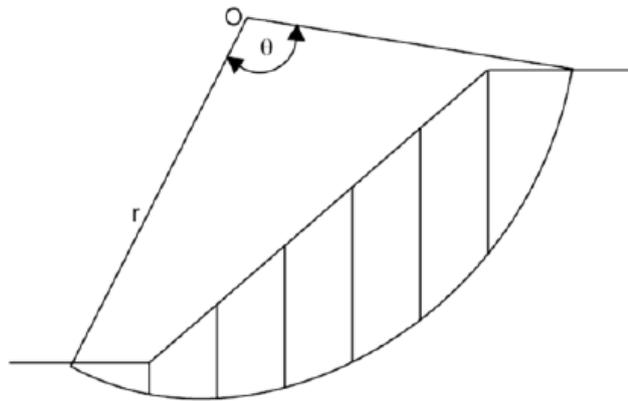


Figura 2.5: Método das fatias.

Os métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite mais utilizados em engenharia são:

- Método simplificado de Bishop;
- Método simplificado de Janbu;
- Método de Spencer.

Todos estes três métodos são baseados no método das fatias, sendo que, se diferenciam pelo sistema de forças que atribuem a cada fatia.

### Método simplificado de Bishop

Este método admite que as forças de interação entre as fatias são horizontais. Satisfaz verticalmente as forças de equilíbrio para cada fatia e todos os equilíbrios de momento sobre o centro da superfície de rotura. Este método assume que as forças de corte entre as fatias são nulas (Abramson et al, 2002).

### Método simplificado de Janbu

O método simplificado de Janbu despreza não só as forças de corte mas também as forças normais entre fatias, satisfazendo apenas o equilíbrio de forças, verticais e horizontais, para cada fatia (Abramson et al, 2002).

### Método de Spencer

O método de Spencer é um método mais rigoroso. Calcula um coeficiente de segurança simultaneamente em termos de momentos e de forças.

Em suma, observando o Quadro 2.2, Bishop falha na satisfação do equilíbrio das forças horizontais e Janbu na satisfação do equilíbrio dos momentos. No entanto, segundo Abramson et al (2002), os valores dos fatores de segurança destes métodos apenas variam em mais ou menos 15% em relação aos métodos que consideram o equilíbrio das forças verticais e horizontais, e o equilíbrio de momentos, que é o caso, por exemplo, do método de Spencer.

Quadro 2.2: Comparação dos métodos de equilíbrio limite.

	$\sum F_v = 0$	$\sum F_h = 0$	$\sum M = 0$	Forças de corte entre fatias	Forças normais
Bishop simplificado	✓	✗	✓	✗	✓
Janbu simplificado	✓	✓	✗	✗	✗
Spencer	✓	✓	✓	✓	✓

O software Slide da Rocscience determina o fator de segurança para superfícies de rotura circulares e não circulares em taludes terrosos ou rochosos segundo uma análise de equilíbrio limite em duas dimensões. Essa análise pode ser efetuada tendo como base o Eurocódigo 7 que estabelece regras e padrões para a Engenharia Geotécnica. Com o Eurocódigo 7 são aplicados coeficientes parciais de modo a minorar a força resistente e a majorar a força atuante.

### 2.3.2 Métodos de análise de estabilidade em taludes rochosos

A análise de estabilidade de um talude rochoso consiste numa avaliação cinemática que permite avaliar a possibilidade de ocorrência de diferentes modos de rotura de um talude (planar, cunha

e basculamento) tendo em consideração a orientação das descontinuidades e a geometria do talude.

Para que se possa fazer uma análise cinemática é necessário:

- Levantamento topográfico;
- Levantamento das descontinuidades;
- Projeção estereográfica das descontinuidades.

O maciço rochoso é formado pelo material rocha e por fraturas que o compartimentam. Essas fraturas, denominadas de descontinuidades, aumentam a descompressão do maciço e estabelecem o caminho preferencial para o escorregamento do talude. Tendo em conta essas grandes desvantagens é importante que haja o levantamento das descontinuidades para uma posterior análise.

### **Levantamento topográfico**

O levantamento topográfico feito pela IP é realizado com equipamentos GPS de precisão (para ligação do apoio topográfico à Rede Geodésica Nacional, RGN) e com estação total, referenciado ao Sistema de Referência Terrestre Europeu 1989 (ETRS 89). O ETRS 89 é um sistema global de referência recomendado pela EUREF (European Reference Frame – Quadro de referência europeu, subcomissão da IAG – Associação Internacional de Geodesia) estabelecido através de técnicas espaciais de observação (Direcção Geral do Território, 2017).

A rede ferroviária encontra-se ligada à rede nacional pela existência de marcos “fixos” ao longo das linhas. Os topógrafos, numa primeira fase, usam um equipamento de GPS para “transportar” esses marcos até ao talude que querem fazer o levantamento. No entanto, o levantamento das cotas dos pontos têm uma maior precisão se for usada uma estação total em vez do GPS, então a IP usa uma estação total para o levantamento dos pontos em si.

### **Levantamento das descontinuidades**

As descontinuidades podem também ser denominadas de planos de fraqueza. A sua orientação pode ser definida pelo pendor  $\beta$  e pelo azimute  $\alpha$ .

O pendor  $\beta$  é o ângulo agudo, medido num plano vertical, entre uma reta e a horizontal. Varia entre  $-90^\circ$  e  $90^\circ$ .

O azimute  $\alpha$  é o azimute geográfico medido no sentido horário, a partir do Norte, do plano vertical que contém uma dada reta com pendor  $\beta$ . Varia entre  $0^\circ$  e  $360^\circ$ .

A orientação de um plano de descontinuidade pode ser caracterizada por:

- Azimute (dip direction) e pendor (dip) da sua reta de maior declive ( $\alpha_d/\beta_d$ );
- Azimute de uma reta de nível do plano (“strike”) e do pendor da reta de maior declive (dip) ( $\alpha_t/\beta_d$ );
- Azimute e pendor da reta normal ao plano ( $\alpha_n/\beta_n$ ).

O levantamento das discontinuidades é feito em campo com uma bússola provida de clinómetro, (Figura 2.6).



Figura 2.6: Bússola provida de clinómetro, (Maserafi, 2017).

Segundo Giani (1992), as discontinuidades podem ser do tipo:

- Falha;
- Diaclase;
- Xistosidade;
- Foliação;
- Estratificação;
- Clivagem de fracturação.

### **Projeção estereográfica das discontinuidades**

Após o levantamento das discontinuidades, recorre-se ao programa *Dips* da Rocscience que permite representar graficamente, através de uma rede de projeção estereográfica, as discontinuidades levantadas. Para além dessa representação o *Dips* faz a análise cinemática de taludes, através da qual se consegue avaliar a influência das discontinuidades na estabilidade dos mesmos.

A análise cinemática tem em conta três modos de rotura possíveis:

- Deslizamento de blocos em cunha – ocorre quando há escorregamento de um bloco ao longo de uma linha de interseção formada por dois planos de descontinuidades com direções divergentes (Hoek e Bray 1981). Este escorregamento é possível quando o ângulo de inclinação do talude é maior que o ângulo formado pela interseção das descontinuidades que, por sua vez, é maior que o ângulo de atrito das descontinuidades, Figura 2.7.

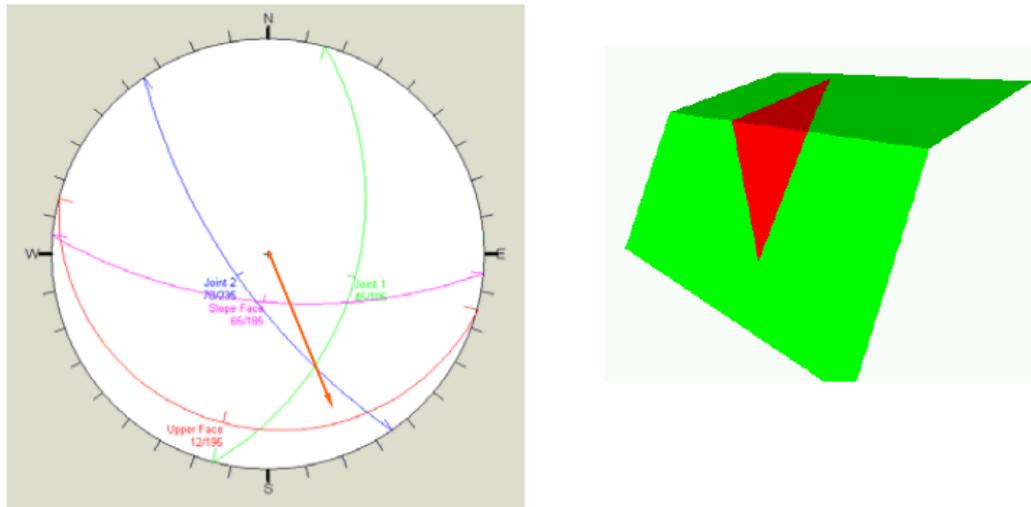


Figura 2.7: Deslizamento em cunha (Pinto, 2016).

- Basculamento - consiste na rotação de colunas ou blocos de rocha sobre uma base fixa. Para que o tombamento ocorra, tem de existir uma família de descontinuidades quase paralela à face do talude com inclinação contrária à do talude (Hoek e Bray 1981). Na Figura 2.8 pode-se observar a projeção estereográfica deste tipo de rotura.

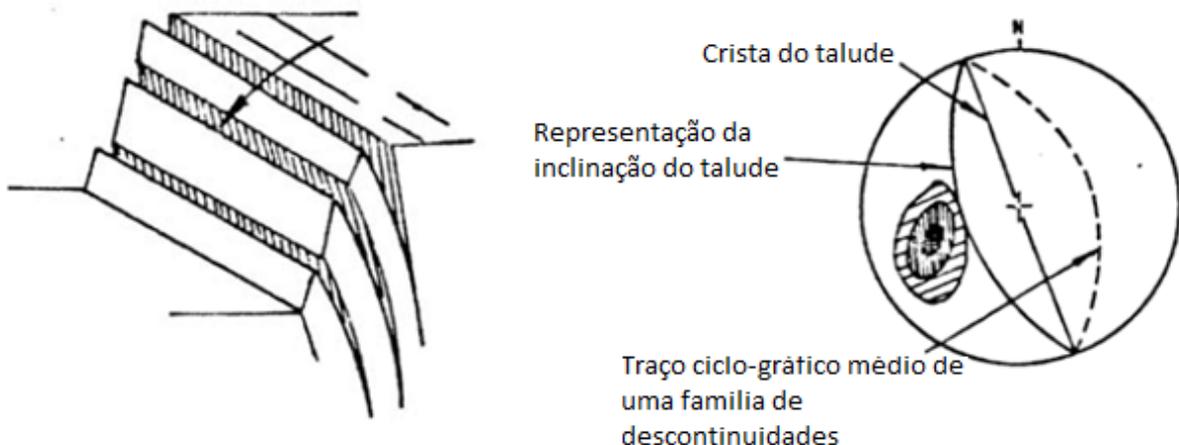


Figura 2.8: Tombamento (Hoek e Bray, 1981, adaptado).

- Deslizamento planar – deslocamento de massas rochosas ao longo de uma ou mais superfícies quase paralelas entre si. Para que se considere um deslizamento como planar, tem de se satisfazer as seguintes características geométricas (Hoek e Bray, 1981):
  - O plano em que ocorre o deslizamento deve ser paralelo ou quase paralelo ( $\pm 20^\circ$ ) à inclinação do talude;
  - O ângulo da superfície de escorregamento deve ser menor que o ângulo de inclinação do talude;
  - O ângulo da superfície de escorregamento deve ser maior que o ângulo de atrito;
  - Devem ser nulas ou desprezíveis as resistências laterais existentes nas superfícies de alívio, para que estas formem em conjunto com a descontinuidade principal um único bloco.

A Figura 2.9 representa de forma esquemática o tipo de rotura planar assim como a sua projeção estereográfica.

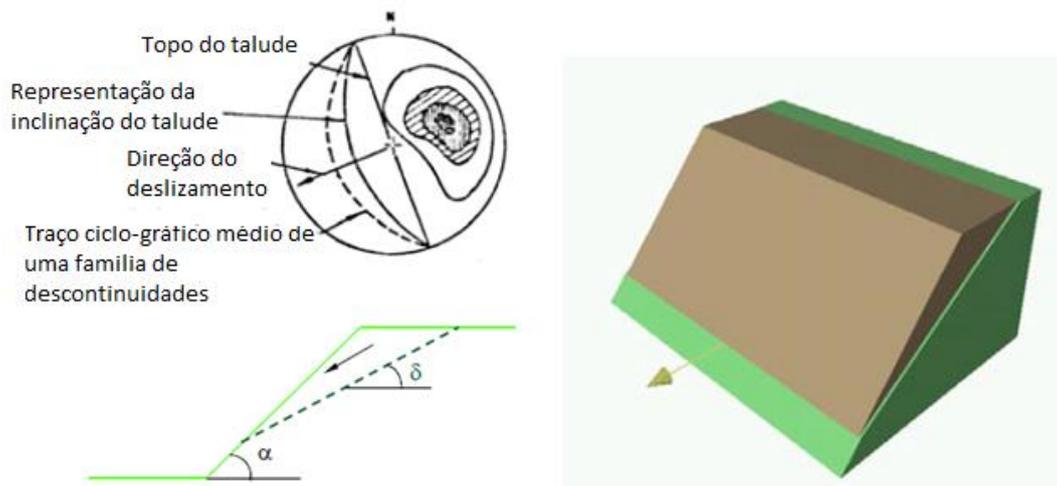


Figura 2.9: Deslizamento planar (Pinto, 2016, adaptado).

Para além da análise cinemática pode-se ainda efetuar estudos complementares, como por exemplo, a classificação do maciço rochoso. Essa classificação pode ser feita segundo vários sistemas: Rock Mass Rating (RMR), Quality Index (Q) e Slope Mass Rating (SMR). Vai-se dar mais ênfase à classificação SMR pois será a utilizada no caso de estudo apresentado no próximo capítulo.

### Rock Mass Rating (RMR)

O sistema de classificação mecânica de maciços rochosos foi proposto por Bieniawski em 1973 (1973, apud Bieniawski, 1979) e revisto em 1989 (Bieniawski, 1989). Este sistema de classificação permite avaliar a qualidade do maciço e estimar as propriedades de resistência e deformabilidade, através de correlações (Pinto, 2016).

Para se chegar a um valor de RMR deve-se determinar os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão uniaxial da matriz rochosa,  $\sigma_c$ ;
- RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Características das descontinuidades;
- Condições hidrogeológicas;
- Orientação das descontinuidades em relação à escavação.

### Quality Index (Q)

O sistema de classificação da qualidade dos maciços rochosos foi proposto por Barton, Lien e Lunde em 1974 (Barton et al, 1974). Esta classificação é baseada na experiência acumulada em mais de 200 casos de obras subterrâneas e tem como objetivo a classificação de maciços para posterior projeto de túneis (Pinto, 2016). Não é assim aplicável no caso de estudo.

Para se chegar ao índice Q tem de se determinar os parâmetros seguintes:

- Rock quality designation (RQD);
- Número de famílias de descontinuidades;
- Rugosidade da descontinuidade mais desfavorável;
- Grau de alteração ou enchimento da descontinuidade menos resistente;
- Fluxo de água;
- Estado de tensão

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (2.3)$$

### Slope Mass Rating (SMR)

A classificação geomecânica de Romana (1996) denominada de Slope Mass Rating é definida a partir da classificação RMR. Esta classificação prevê não só os problemas de estabilidade como sugere medidas de estabilização segundo o valor de SMR.

$$SMR = RMR_B + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (2.4)$$

Em que,

- O valor de RMR básico,  $RMR_b$ , é calculado de acordo com Bieniawski (1979), tendo em conta os seguintes parâmetros: resistência do material rochoso intacto, RQD, espaçamento entre descontinuidades, condição das descontinuidades, presença de água nas descontinuidades (Quadro 2.3).

Quadro 2.3:  $RMR_B$  segundo Bieniawski 1979 adaptado de Romana et al (2003).

Parâmetro		Gama de valores						
Resistência do material rocha à compressão simples	UCS (MPa)	>250	250-100	100-50	50-25	<25		
		15	12	7	4	25-5	5-1	<1
RQD (%)		100-90	90-75	75-50	50-25	<25		
		20	17	13	8	3		
Espaçamento das descontinuidades (mm)		>2000	2000-600	600-200	200-60	<60		
		20	15	10	8	5		
Estado das descontinuidades	Continuidade (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20		
		6	4	2	1	0		
	Abertura (mm)	Fechada	<0,1	0,1-1,0	1-5	>5		
		6	5	4	1	0		
	Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Ligeiramente rugosa	Ondulada	Suave		
		6	5	3	1	0		
	Enchimento (mm)	Sem	Rijo < 5	Rijo > 5	Mole < 5	Mole > 5		
		6	4	2	2	0		
	Alteração	Inalterada	Ligeiramente alterada	Moderadamente alterada	Muito alterada	Decomposta		
		6	5	3	1	0		
	Condições hidrogeológicas	Seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejando	Fortes ressurgências		
		15	10	7	4	0		

- $F_1$  depende do paralelismo entre as descontinuidades e a inclinação do talude.

$$F_1 = (1 - \operatorname{sen} A)^2 \quad (2.5)$$

em que A é o ângulo entre as descontinuidades ( $\alpha_j$ ) e a inclinação do talude ( $\alpha_s$ ):

- Rotura planar:  $A = |\alpha_j - \alpha_s|$
- Basculamento:  $A = |\alpha_j - \alpha_s - 180^\circ|$

- $F_2$  depende do pendor da descontinuidade no plano de rotura.

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j \quad (2.6)$$

em que  $\beta_j$  é o valor do pendor da descontinuidade.

Caso o modo de rotura seja por Basculamento, deve-se assumir  $F_2=1,00$ .

- $F_3$  reflete a relação o pendor das descontinuidades e a inclinação do talude;
- $F_4$  é o fator de ajuste empiricamente fixo.

Os valores dos fatores  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  e  $F_4$  podem ser retirados do Quadro 2.4.

Quadro 2.4: Valores dos fatores  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  e  $F_4$  segundo Romana 1985 (Romana et al, 2003, adaptado).

Parâmetro	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Rotura planar $ \alpha_j - \alpha_s  =$ Basculamento $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ  =$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
Valor de $F_1$	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Relação empírica	$F_1 = (1 - \sin \alpha_j - \alpha_s )^2$				
$ \beta_j  =$	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
Valor de $F_2$ para rotura planar	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Valor de $F_2$ para basculamento	1,00				
Relação empírica	$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j$				
Rotura planar $\beta_j - \beta_s =$ Basculamento $\beta_j + \beta_s =$	$> 10^\circ$ $< 110^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$ $110^\circ - 120^\circ$	$0^\circ$ $> 120^\circ$	$0^\circ - (-10^\circ)$ -	$< (-10^\circ)$ -
Valor de $F_3$	0	-6	-25	-50	-60
Relação empírica	$F_3$ - Fatores de ajuste propostos por Bieniawski				
Método de escavação	Talude natural	Pré-corte	Explosões leves	Explosões normais/ escavação por meios mecânicos	Explosões deficientes
Valor de $F_4$	+15	+10	+8	0	-8

Consoante o valor de SMR é atribuída uma classe ao maciço (

Quadro 2.5), pela classe pode-se obter a qualidade do maciço, a nível de estabilidade, o tipo de rotura que pode existir e ainda o tipo de suporte que poderá ser aplicado, (Quadro 2.6).

Quadro 2.5: Descrição das classes de SMR (Romana et al, 2003, adaptado).

Classe	Va	IVb	IVa	IIIb	IIIa	IIb	IIa	Ib	Ia
SMR	11-20	21-30	31-40	41-50	51-60	61-70	71-80	81-90	91-100
Descrição	Muito mau	Mau		Razoável		Bom		Muito bom	
Estabilidade	Completamente instável	Instável		Parcialmente estável		Estável		Completamente estável	

Quadro 2.6: Probabilidade de ocorrência dos diferentes tipos de rotura e sugestão de medidas de estabilização (Romana et al, 2003, adaptado).

Rotura planar		Muito provável				Provável				Nenhum										
Rotura em cunha							Muitas		Alguns						Muito poucas		Nenhum			
Basculamento					Muito provável				Pouco provável				Nenhum							
Em massa	Possível								Nenhum											
SMR	0	10	15	20	30	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100				
Reperfilamento	Reperfilamento da face																			
Drenagem	Drenagem superficial ou profunda																			
Betão									Betão projetado, contrafortes ou muros de pé de talude											
Reforço									Pregagens ou ancoragens											
Proteção									Valas de pé de talude, barreiras ou redes de proteção											
Nenhum													Remoção de blocos instável/ Nenhum							

## 2.4 Medidas de estabilização de taludes

Existem diversas medidas de estabilização de taludes. É da responsabilidade do projetista a escolha de uma ou mais medidas para retificar o problema em questão.

### 2.4.1 Reperfilamento

O reperfilamento consiste na alteração da geometria do talude de modo a aumentar a sua estabilidade. Segundo Walker e Fell (1987), a abordagem mais comum é retirar algum material perto do topo da zona instável, de modo a diminuir a inclinação do talude, ou então adicionar material na base do talude, aumentando o peso da zona passiva. Este método é o mais eficiente para aumentar o fator de segurança, mas nem sempre é simples de ser aplicado, que é o caso da aplicação do método em taludes muito altos.

### **2.4.2 Drenagem**

A água é um dos principais fatores que provoca instabilidade nos taludes, pois pode provocar erosão e/ou uma acumulação de pressões que atuam como forças instabilizadoras no talude. É então de grande importância solucionar eventuais problemas.

A drenagem pode ser dividida em dois tipos: drenagem superficial e drenagem profunda. A drenagem superficial serve para recolher e encaminhar águas superficiais, evitando a sua infiltração no maciço, atuando como uma forma de prevenir o crescimento de vegetação e a geração de pressões hidrostáticas nas descontinuidades. A drenagem profunda é muitas vezes complementada com a drenagem superficial. Tem como objetivo a retirada de água presente no corpo do talude e posteriormente encaminha-la para locais adequados. Apresenta as mesmas vantagens que a drenagem superficial e mantém a toalha freática afastada de parte ou da totalidade da zona instável (Fernandes 2011). Para a drenagem profunda são usualmente utilizados drenos sub-horizontais.

Este método pode ser utilizado como recurso único ou como recurso adicional a uma obra de contenção.

### **2.4.3 Revestimento**

O revestimento do talude tem como principal objetivo diminuir os processos erosivos que podem ocorrer sobre o mesmo e reduzir a infiltração das águas. Pode apresentar a desvantagem de dificultar a drenagem.

Como exemplos de métodos de revestimento tem-se a vegetação e as mantas biodegradáveis.

### **2.4.4 Ancoragens**

Como se pode observar na Figura 2.10, a ancoragem é constituída por 3 componentes essenciais: cabeça, corpo livre e bolbo de selagem. Estas componentes são ligadas através da armadura que permite a transmissão de esforços aplicados na cabeça ao bolbo de selagem e, conseqüentemente, ao maciço. Geralmente as ancoragens são elementos pré-esforçados o que permite um bom controlo sobre possíveis deslocamentos. Denote-se que estas soluções não são aconselháveis a maciços de fraca qualidade, pois a selagem do bolbo deve ser feita em maciços competentes.

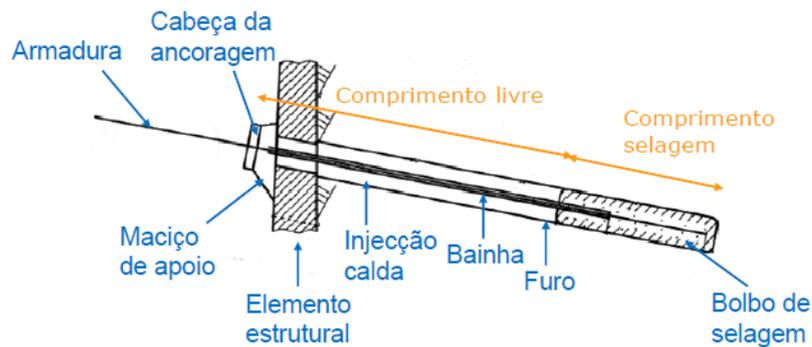


Figura 2.10: Constituição de uma ancoragem (Pedro e Sousa, 2016).

### 2.4.5 Pregagens

As pregagens, (Figura 2.11) consistem num varão de aço introduzido num furo previamente aberto, e têm como principais objetivos confinar o maciço e impedir a queda de blocos em maciços rochosos.

Por norma as pregagens não são constituídas por bolbo nem têm comprimento livre, são seladas em todo o comprimento e são ativas quando há deslocamento da estrutura.



Figura 2.11: Pregagem, (Georumo, 2017).

Para tirar um maior proveito da capacidade resistente das pregagens, as mesmas devem ser instaladas com ângulos entre os  $10^\circ$  e os  $20^\circ$  abaixo da horizontal. Inclinações inferiores a  $10^\circ$  dificultam o correto preenchimento do furo com a calda de cimento deixando vazios que podem afetar a capacidade de carga da pregagem e reduzir a proteção à corrosão fornecida pela calda de cimento.

### 2.4.6 Betão projetado e rede de proteção

O betão projetado é uma solução de revestimento, reforço e estabilização que pode ser executado por via húmida ou por via seca, sendo que o que difere os dois métodos é o estágio em que se adiciona a água à mistura.

O betão projetado com fibras de aço (Steel fibre-reinforced shotcrete, SFRS) é uma técnica com várias vantagens que tem vindo a ser cada vez mais utilizada. A adição de fibras de aço ao betão faz com que haja uma maior dificuldade de ocorrer deformação devido ao seu alto módulo de deformabilidade. Há assim uma maior redistribuição de esforços e um maior controlo de fissuração do betão.

As redes de proteção têm como principal objetivo o impedimento da queda de blocos para as vias de comunicação, neste caso para as vias-férreas, ficando os mesmos presos nessas redes.

### 2.4.7 Muros de suporte

Outras soluções de estabilização de taludes são os muros de suporte que servem de apoio ao maciço impedido assim o seu movimento.

O Quadro 2.7 apresenta de forma muito sucinta os vários tipos de muros existentes e uma comparação geral entre eles.

Quadro 2.7: Análise comparativa dos tipos de muro de suporte (Pedro e Sousa, 2016, adaptado).

Tipo de muros	Altura recomendada	Custo aproximado	Principais vantagens	Principais desvantagens
Muros alvenaria	1-2m	-	Simplicidade	Pequenas alturas Baixa resistência
Muros betão ciclópico	2-5m	70-90€/m <sup>3</sup>	Simplicidade Experiência	Espaço necessário Quantidade material
Muros betão armado em L	5-8m	200-300€/m <sup>3</sup>	Alta resistência Esbelteza	Custo elevado Construção
Muros betão contrafortes	9-12m	600-700€/m <sup>3</sup>	Grandes alturas Alta resistência	Custo elevado Construção
Muros gabiões	2-6m	40-60€/m <sup>3</sup>	Simplicidade Versatilidade	Alturas moderadas Média resistência
Muros blocos	2-6m	60-80€/m <sup>2</sup>	Simplicidade Construção	Alturas moderadas Média resistência

De entre os muros acima referenciados, destaca-se o muro de gabiões, representado na Figura 2.12, por ser dos mais utilizados na contenção de taludes. Estes tipos de muros são muito

económicos, possuem uma relativa facilidade de montagem e têm uma boa integração paisagística. Consistem no preenchimento de caixas/gaiolas de arame galvanizado com pedras, sendo que as caixas são sobrepostas e unidas umas às outras por arame.

Para que um muro de gabiões seja efetuado com qualidade, deve-se ter muita atenção à disposição das pedras, deve ser verificada a sua resistência ao corte e a resistência ao esmagamento da pedra.

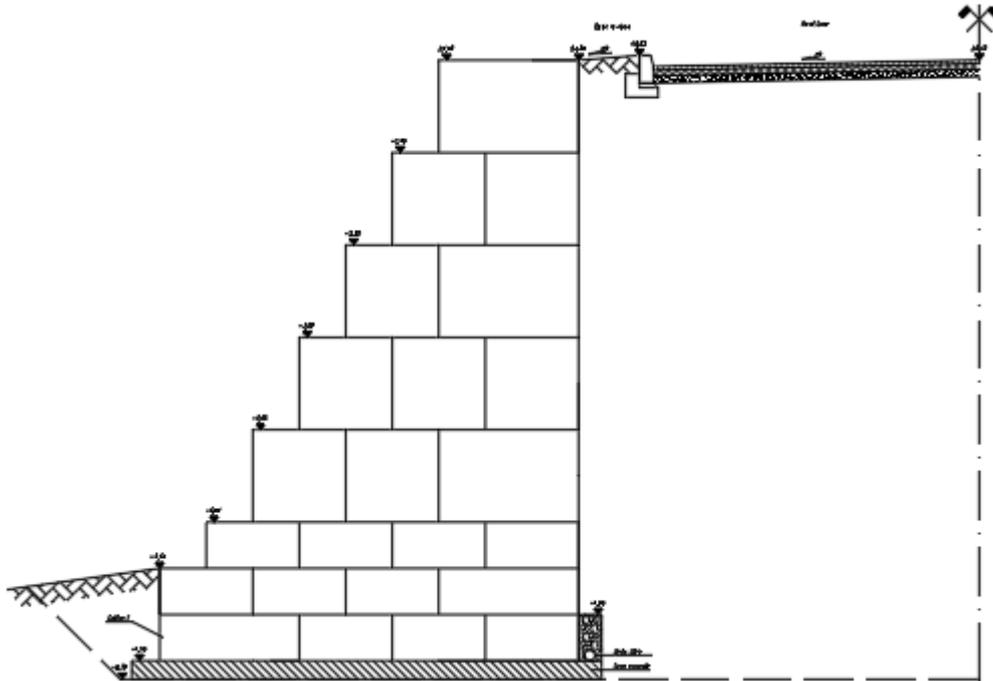


Figura 2.12: Esquema de um muro de gabiões.

### **3. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE DE DOIS TALUDES INSTÁVEIS**

Neste capítulo será feita a análise de dois taludes instáveis para posterior estudo de soluções de estabilização dos mesmos.

Como a presente dissertação está inserida num conceito de estágio, é feito inicialmente uma breve introdução sobre como funciona todo o processo “empresarial” desde o detetar de uma anomalia até à resolução completa da mesma.

#### **3.1 Estágio em contexto empresarial**

A presente dissertação desenvolve-se em meio empresarial no âmbito do Protocolo de Cooperação entre a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra - FCTUC, e a IP - Infraestruturas de Portugal, SA.

O Decreto-Lei n.º 91/2015 de 29 de maio materializa a IP, a qual resulta da fusão entre a Rede Ferroviária Nacional (REFER, E.P.E.) e a Estradas de Portugal (EP, SA) passando assim a existir uma única empresa de gestão de infraestruturas de transportes em Portugal, numa visão integrada das infraestruturas ferroviárias e rodoviárias a nível nacional.

O estágio tem lugar na Direção da Rede Ferroviária (DRF) e consta na análise da estabilidade de dois taludes e, no estudo e proposta de medidas a implementar para a sua estabilização.

##### **3.1.1 Estrutura empresarial**

A estrutura ferroviária da IP, conta com direções, departamentos e unidades em que os mesmos gerem ao nível nacional e continental toda a rede ferroviária desde o estudo, projeto, construção, regulamentação, manutenção e exploração dos canais ferroviários, não particulares, existentes em Portugal.

Este estágio é desenvolvido na unidade de via e geotecnia Norte (VGN) do Centro Operacional de Manutenção Norte – COMN, da DRF, mais concretamente nas instalações de Coimbra.

A VGN é responsável pela manutenção (inspeção, fiscalização e execução) dos corredores ferroviários e sua envolvente, no que diz respeito às especialidades de Via e Geotecnia, de todas

as linhas e ramais a norte de Albergaria-dos-Dozes (km 147,000 da linha do Norte) e da estação do Lourçal (na linha do Oeste) tal como mostra a Figura 3.1.

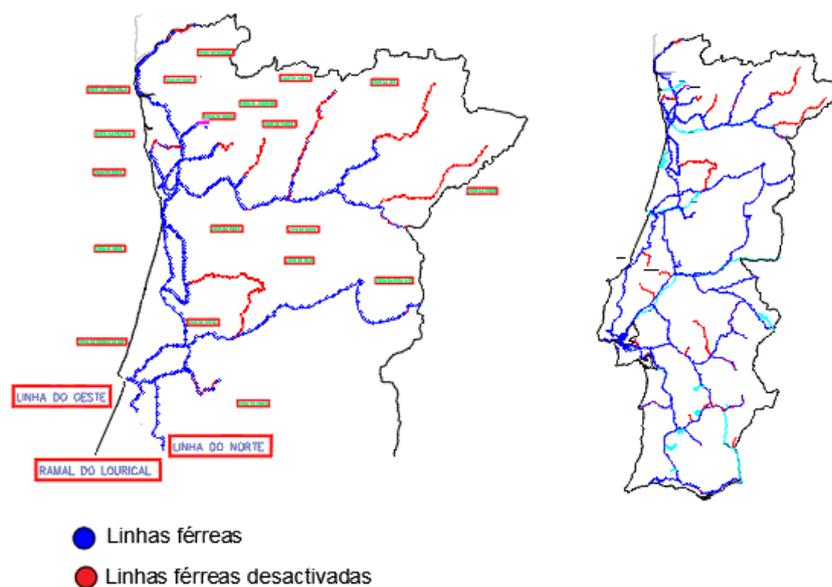


Figura 3.1: Representação à direita da totalidade da rede ferroviária nacional e à esquerda a rede ferroviária dependente da VGN.

Esta manutenção é exercida sobre “ativos” e assenta em roteiros função do tipo de via (clássica, renovada ou modernizada) e da sua segmentação (S1 – urbano/alta prestação, S2 – alto, S3 – médio e S4 – baixo); a atuação ocorre em regime de MPS – Manutenção Preventiva Sistemática, MPC – Manutenção Preventiva Condicionada e/ou MC – Manutenção Corretiva, através de recursos internos e/ou contratados. Toda a atividade é forçosamente sujeita a planeamento e posterior programação em regime de ODT – Ordem Diária de Trabalhos ou OS – Ordem de Serviço. Estas atividades estão fortemente informatizadas, regulamentadas e auditadas, procurando uma gestão rigorosa e criteriosa dos escassos recursos financeiros públicos.

As várias linhas da RFN inserem-se em ambientes geológicos muitos distintos de norte a sul. Tem-se linhas em zonas de montanha com encostas com grande desenvolvimento, onde predominam xistos e granitos e linhas em zonas menos acidentadas com taludes com litologias calcária, detrítica, xistosa e granítica.

A execução de inspeções é imprescindível para que exista um acompanhamento das anomalias que se podem manifestar na plataforma da via, nos taludes de escavação, aterro, nas estruturas de contenção e nos órgãos de drenagem longitudinal e transversal a fim de antecipar um conjunto de ações de manutenção que minimizam os seus custos de reparação. Durante essas inspeções, caso seja detetada alguma anomalia, o técnico vai ao local fazer uma primeira análise da ocorrência. Caso se trate de uma anomalia de resolução simples o técnico emite o seu parecer

e a anomalia é intervencionada pelo contrato de manutenção corrente, ou por elaboração de processo de consulta a uma entidade externa. Caso a anomalia envolva estudos mais complexos e onerosos, a sua análise é passada ao departamento de projeto para posterior processo de consulta pública. A empresa selecionada no concurso deve elaborar o desenvolvimento do Plano de Segurança e Saúde com as medidas de segurança a ter em consideração na execução da empreitada de forma a seguir com obrigatoriedade as medidas de segurança estipuladas na Instrução de Exploração Técnica nº 77, IET 77. A última define os parâmetros ferroviários de segurança e as medidas de segurança a adotar nos trabalhos desenvolvidos na via-férrea ou na proximidade, de forma a garantir a segurança dos trabalhadores e/ou circulações. A segurança é muito apertada devido aos riscos inerentes (comboios a altas velocidades, corrente elétrica a 25000 V).

### 3.2 Enquadramento do caso de estudo

O caso de estudo consiste na análise e no estudo das soluções mais adequadas para a estabilização de dois taludes de solo e rocha, de escavação, que se encontram do lado direito e do lado esquerdo da via-férrea, entre os pk 82+060 e 82+180, da linha da Beira Alta. Os taludes situam-se no município de Santa Comba Dão do distrito de Viseu (Figura 3.2).

Denote-se que a identificação dos taludes, lado direito e lado esquerdo, é feita de acordo com o sentido crescente (neste caso de Noroeste para Sudeste) dos pontos quilométricos, pk, ou seja, o talude do lado direito será o que fica à direita no sentido crescente dos pk.



Figura 3.2: Localização geográfica do caso de estudo.

No seguimento da ocorrência de um incêndio na zona, a equipa de inspeção da IP começou a ter uma especial atenção aos taludes lá existentes. Por regra, os incêndios potenciam a instabilidade nos taludes pois as raízes das árvores que envolvem blocos instáveis ficam secas e os blocos sem suporte, além disso, as cinzas dificultam a infiltração das águas pluviais nos terrenos e, em posteriores períodos chuvosos, tem-se uma maior afluência de caudais às cristas. Neste contexto, durante uma inspeção, foram identificadas fissuras na crista de descompressão do material, como se pode observar na Figura 3.3, que indiciavam potenciais problemas nos taludes nas próximas chuvadas. Em posteriores visitas à zona, verificou-se ainda a ocorrência de queda de blocos (Figura 3.4).



Figura 3.3: Fissuras na crista do talude do lado esquerdo.



Figura 3.4: Queda de blocos no talude do lado direito.

A IP, com base em elementos recolhidos, verificou ainda a existência de duas linhas de água a convergir para a parte final do talude, uma de cada lado da via-férrea. Como o talude está em trincheira, significa que existe água a circular junto à crista e, muito provavelmente, no interior do maciço. Torna-se então de elevada importância a análise e estudo dos taludes para que sejam intervencionados o mais rápido possível.

### 3.3 Caracterização geométrica e geológica dos taludes em estudo

Os taludes têm uma extensão aproximada de 120 metros, altura entre 4 e 13 metros, e inclinação entre  $45^\circ$  e  $70^\circ$ . A Figura 3.5 mostra dois perfis representativos dos taludes onde o perfil identificado como P04 refere-se ao pk 82+086, zona inicial do talude, e o perfil P15 ao pk 82+156, zona final.

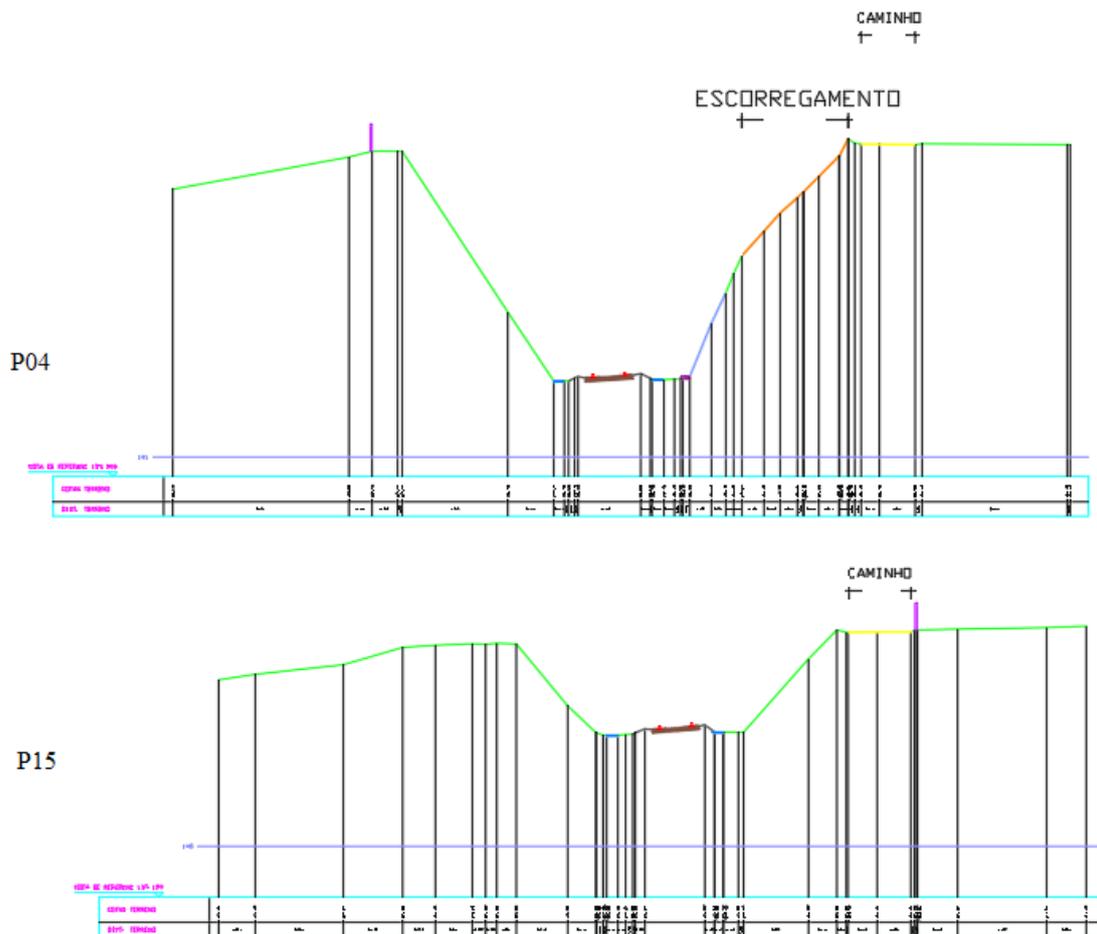


Figura 3.5: Topografia (Fonte: IP).

A zona em estudo está localizada geologicamente na zona Centro-Ibérica e é formada pelo grupo das Beiras (Figura 3.6). O grupo das Beiras pertence ao complexo Xisto-Grauváquico –

formação Rosmaninhal que compreende, segundo Ferreira & Vieira (1999), uma série monótona de alternâncias de xistos e grauvaques, normalmente designados por turbiditos. Segundo Teixeira et al (1963), os xistos que estão presentes na Formação de Rosmaninhal são xistos quartzo-micáceos, muito metamorfizados caracterizados por muito duros, de grão fino, formados por quartzo, biotite, moscovite e sericite.

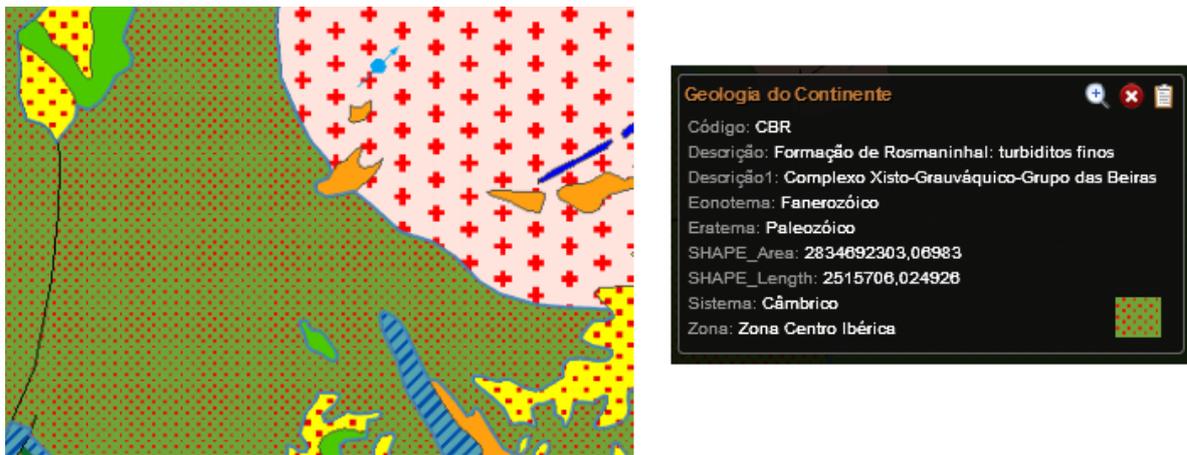


Figura 3.6: Carta geológica da zona de estudo 1:500 000, (GeoPortal, 2017).

Normalmente as rochas caracterizadas com grão fino apresentam valores baixos para o ângulo de atrito e as rochas de grão grosseiro apresentam valores elevados. Como tal é espectável que as rochas presentes na zona de estudo possuam um baixo ângulo de atrito.

### 3.4 Levantamento de superfície do maciço rochoso

Com a ajuda de uma bússola provida de clinómetro procedeu-se ao levantamento de campo das discontinuidades (Figura 3.7). Com o levantamento das mesmas, através da medição das direções e inclinações, é possível proceder-se posteriormente à projeção estereográfica e consequentemente à análise de rotura.



Figura 3.7: Levantamento das discontinuidades.

Este levantamento de informações foi efetuado pela equipa da IP que, para além de efetuar o levantamento das descontinuidades, procedeu também ao levantamento de dados observados em campo para a caracterização geológica do maciço rochoso. Essa caracterização consistiu no preenchimento de uma ficha, Ficha de Caracterização Geológica de Maciços Rochosos.

A ficha divide-se em 3 tópicos: informação geral, caracterização morfológica do talude e caracterização do maciço rochoso.

### **Informação geral**

Consiste na identificação do projeto, dos quilómetros iniciais e finais do talude, da data do levantamento e de quem procedeu ao levantamento.

### **Caracterização morfológica do talude**

Consiste na descrição do talude onde é referenciada a altura, inclinação e descrição da instabilidade.

### **Caracterização do maciço rochoso**

Na caracterização do maciço rochoso são registadas as seguintes informações:

- Estrutura do maciço rochoso, que pode ser classificada como:
  - Compacto;
  - Em blocos;
  - Colunar;
  - Tabular;
  - Irregular;
  - Esmagado.
- Alteração do maciço rochoso, que pode ser classificada como:
  - Sem quaisquer sinais de alteração;
  - Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades;
  - Alteração visível em todo o maciço rochoso, mas a rocha não é friável;
  - Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável;
  - O maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo
- Dimensão média dos blocos:
  - Muito grande ( $>8\text{m}^3$ );
  - Grande ( $0,2\text{-}8\text{m}^3$ );
  - Média ( $0,008\text{-}0,2\text{ m}^3$ );
  - Pequena ( $0,0002\text{-}0,008\text{ m}^3$ );
  - Muito pequena ( $<0,0002\text{ m}^3$ ).

- Medição da resistência;  
A medição da resistência é efetuada com um martelo de Schmidt. Essa medição deve consistir no registo de 20 medições ou até se obterem 10 valores consecutivos com um desvio inferior a +/- 2. A medição deve ser feita numa superfície da rocha alisada de modo a evitar a influência das rugosidades.
- Resistência (ISRM, 1981):
  - R0 – é possível riscar a unha;
  - R1 – Ao golpear com a ponta do martelo a rocha despedaça-se;
  - R2 – Ao golpear com a ponta do martelo produzem-se ligeiras marcas;
  - R3 – com um golpe forte de martelo pode fraturar-se;
  - R4 – São necessários >1 golpe de martelo para fraturar a rocha;
  - R5 – São necessários muitos golpes de martelo para fraturar a rocha;
  - R6 – Ao golpear a rocha com o martelo saltam lascas.
- Tamanho do grão:
  - Muito grosseiro (> 60mm);
  - Grosseiro (2 - 60mm);
  - Médio (60 $\mu$  - 2mm);
  - Fino (2 - 60 $\mu$ );
  - Muito fino (< 2 $\mu$ ).

No presente caso, o maciço rochoso é caracterizado como tendo uma estrutura tabular, uma alteração visível em todo o maciço rochoso em que a rocha não é friável, uma dimensão dos blocos média, uma resistência (ISRM, 1981) R3 e uma resistência média de 26.

A caracterização do maciço rochoso servirá como base para se poder efetuar a classificação SMR do mesmo.

### 3.4.1 Resistência ao corte das descontinuidades

A parametrização da resistência ao corte das descontinuidades segue a teoria de rotura de Mohr-Coulomb. A mesma expressa a resistência ao corte da superfície deslizante em termos de coesão,  $c$ , de tensão normal,  $\sigma_n$ , e do ângulo de atrito,  $\phi$ .

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi_p \quad (3.1)$$

Para garantir a segurança, assume-se que os deslocamentos necessários para atingir a resistência de pico são muito baixos e que as descontinuidades não apresentam preenchimento. Para tal, tem-se uma coesão nula, passando a resistência ao corte a traduzir-se pela seguinte expressão:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (3.2)$$

onde  $\Phi_r$  é o ângulo de atrito residual.

Segundo o Quadro 3.1 e o Quadro 3.2 adotou-se um ângulo de atrito residual de 27°.

Quadro 3.1: Ângulos de atrito residual (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

Classe de rochas	$\Phi_r$ (°)	Tipo de rocha
Baixo atrito	20-27	Xisto ou Micaxisto, Xisto Argiloso, Marga
Médio atrito	27-34	Arenito, Ardósia
Alto atrito	24-40	Basalto, Granito, Conglomerado, Calcário.

Quadro 3.2: Ângulos de atrito residual (adaptado de Rocha, 2013).

Tipo de rocha	$\Phi_r$ (°)
Granito	31-33
Andesito	28-30
Calcário	33-37
Quartzito	26-34
Grés	25-34
Argilito xistoso	27-32
Xisto argiloso	24-34

### 3.4.2 Projeção estereográfica

Para a representação gráfica das discontinuidades, projeção estereográfica, recorreu-se ao software *Dips* da *Rocscience*.

Começou-se por introduzir as orientações das discontinuidades levantadas em campo. Com a representação dessas discontinuidades, consegue-se identificar 4 famílias. De notar que foram descartados alguns pontos, visto que se desviam muito dos valores médios. Denota-se pela Figura 3.8 que a família de discontinuidades que apresenta maior densidade é a família 1 com 18,11%. É ainda observável na mesma figura os traços ciclo-gráficos médios de cada família identificada.

Seguidamente procedeu-se à representação de ambos os taludes em cada perfil, perfil 04 e perfil 15, (Quadro 3.3 e Figura 3.9).

Quadro 3.3: Orientações e inclinações dos taludes segundo o perfil 04 e o perfil 15.

	Perfil 04		Perfil 15	
	Azimute	Pendor	Azimute	Pendor
Talude lado esquerdo (TLE)	232	57	222	47
Talude lado direito (TLD)	52	67	42	48

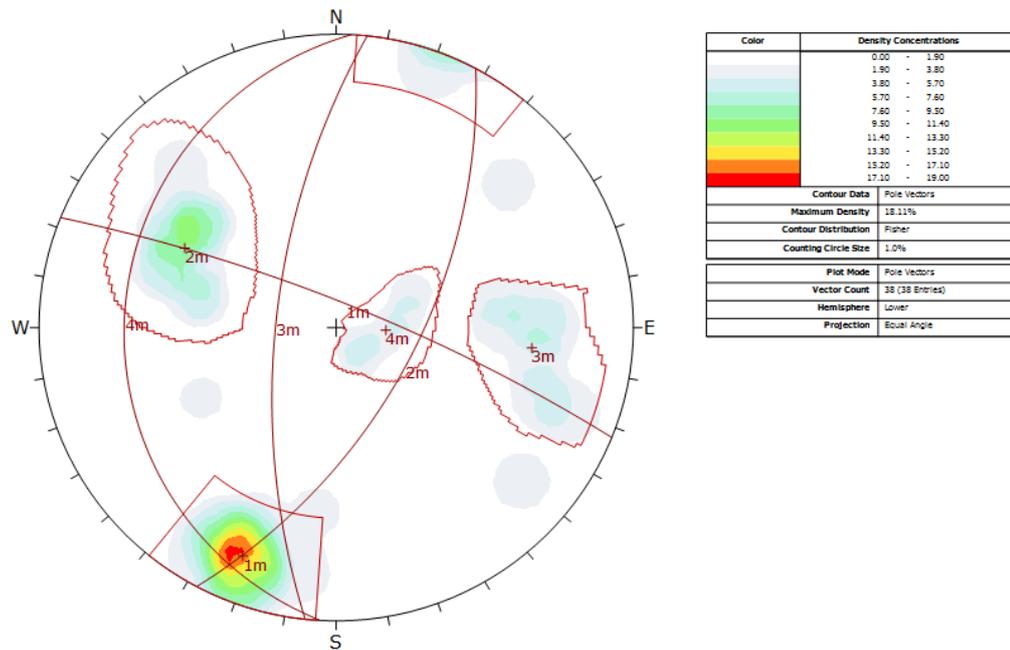


Figura 3.8: Famílias de descontinuidades e respectivos traços ciclo-gráficos médios.

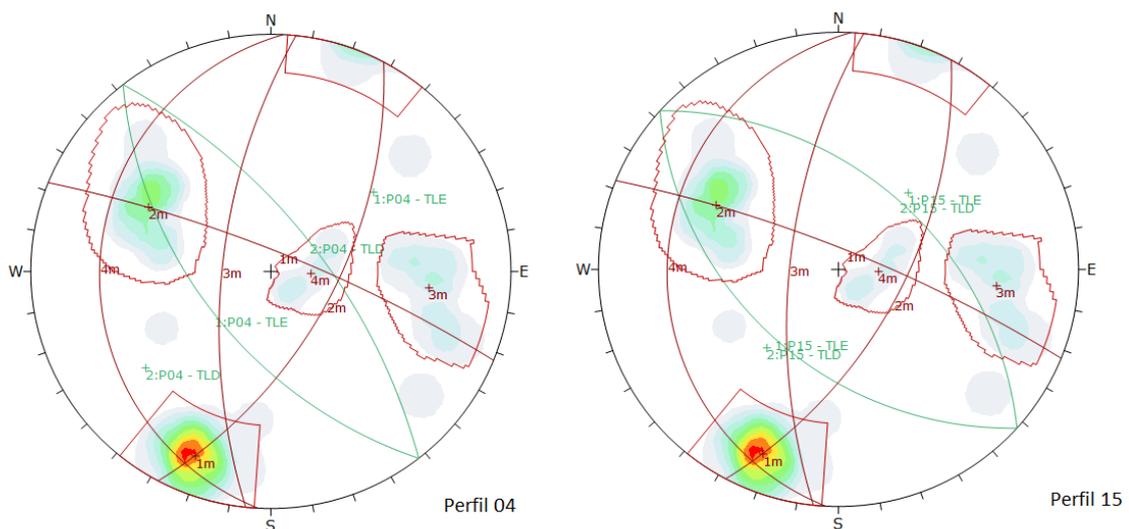


Figura 3.9: Representação dos taludes para o perfil 04 e para o perfil 15.

Analisando a Figura 3.10 verifica-se que as famílias com mais polos são as famílias 1 e 2 (11 polos). No entanto, deve-se também fazer uma análise segundo o valor do fator K. Esse fator descreve o aperto ou a dispersão que uma família apresenta, sendo que um valor baixo (cerca de 20) implica a uma família com polos dispersos, e um valor alto (cerca de 50) uma família com polos pouco dispersos (Fisher, 1953). Fazendo essa análise, a família 1 possui um valor

elevado para o fator Fisher K, significando assim que é a família que apresenta uma menor dispersão de polos. Também se pode verificar o mesmo segundo os valores dos limites de variabilidade e de confiança que são menores para a Família 1.

**Set: 1m:**

Poles: 11  
Entries: 11  
Fisher's K: 88.7966

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	9.22151°	15.1542°	21.0978°	7.16366°
Confidence Limit	2.79199°	4.58059°	6.36123°	2.16978°

**Set: 3m:**

Poles: 7  
Entries: 7  
Fisher's K: 35.0609

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	14.6998°	24.2267°	33.8775°	11.4119°
Confidence Limit	5.61202°	9.21186°	12.8025°	4.36083°

**Set: 2m:**

Poles: 11  
Entries: 11  
Fisher's K: 41.073

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	13.5759°	22.3587°	31.2313°	10.5411°
Confidence Limit	4.13058°	6.77805°	9.4157°	3.20991°

**Set: 4m:**

Poles: 5  
Entries: 5  
Fisher's K: 34.8306

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	14.7486°	24.3079°	33.9927°	11.4497°
Confidence Limit	6.65818°	10.9321°	15.1996°	5.17342°

Figura 3.10: Dados estatísticos de cada família.

### Análise cinemática

O programa Dips permite efetuar uma análise cinemática que tem em conta 3 modos de rotura possíveis: planar, cunha e basculamento. Os limites laterais foram definidos tendo em conta Hudson e Harrison (1997), considerando-se assim um limite lateral de 20° para a rotura planar e 30° para o basculamento.

- Perfil 04

Na Figura 3.11, pode se verificar a análise da rotura planar para o TLE e para o TLD. Para o TLE existe uma probabilidade de ocorrência para a rotura planar de 20% e de 3% para o TLD.

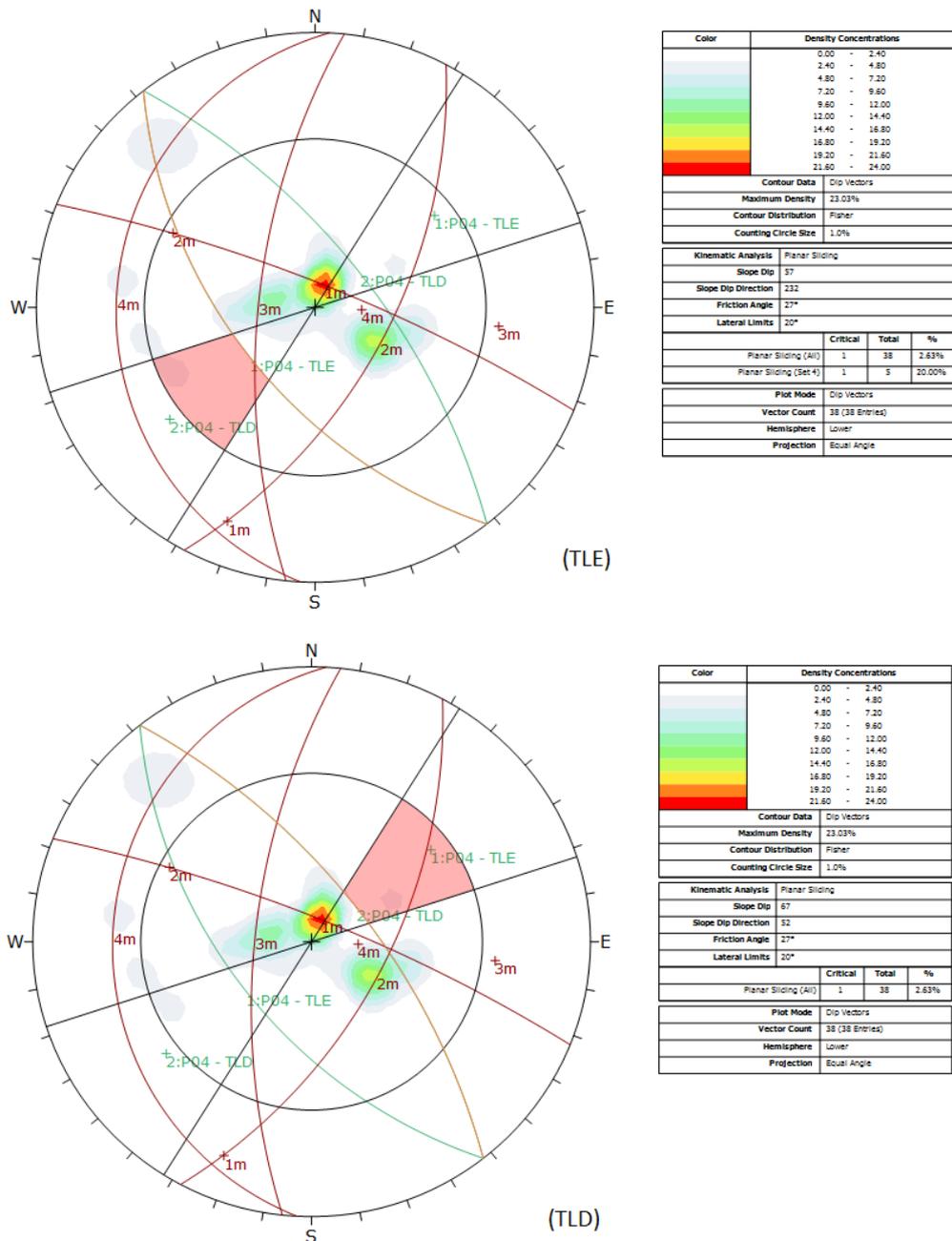


Figura 3.11: Análise de rotura planar para o perfil 04.

De seguida, pela Figura 3.12, observa-se a análise de rotura em cunha, da qual se retira a informação que existe uma probabilidade de ocorrência igual a 17% para o TLD e 11% para o TLE.

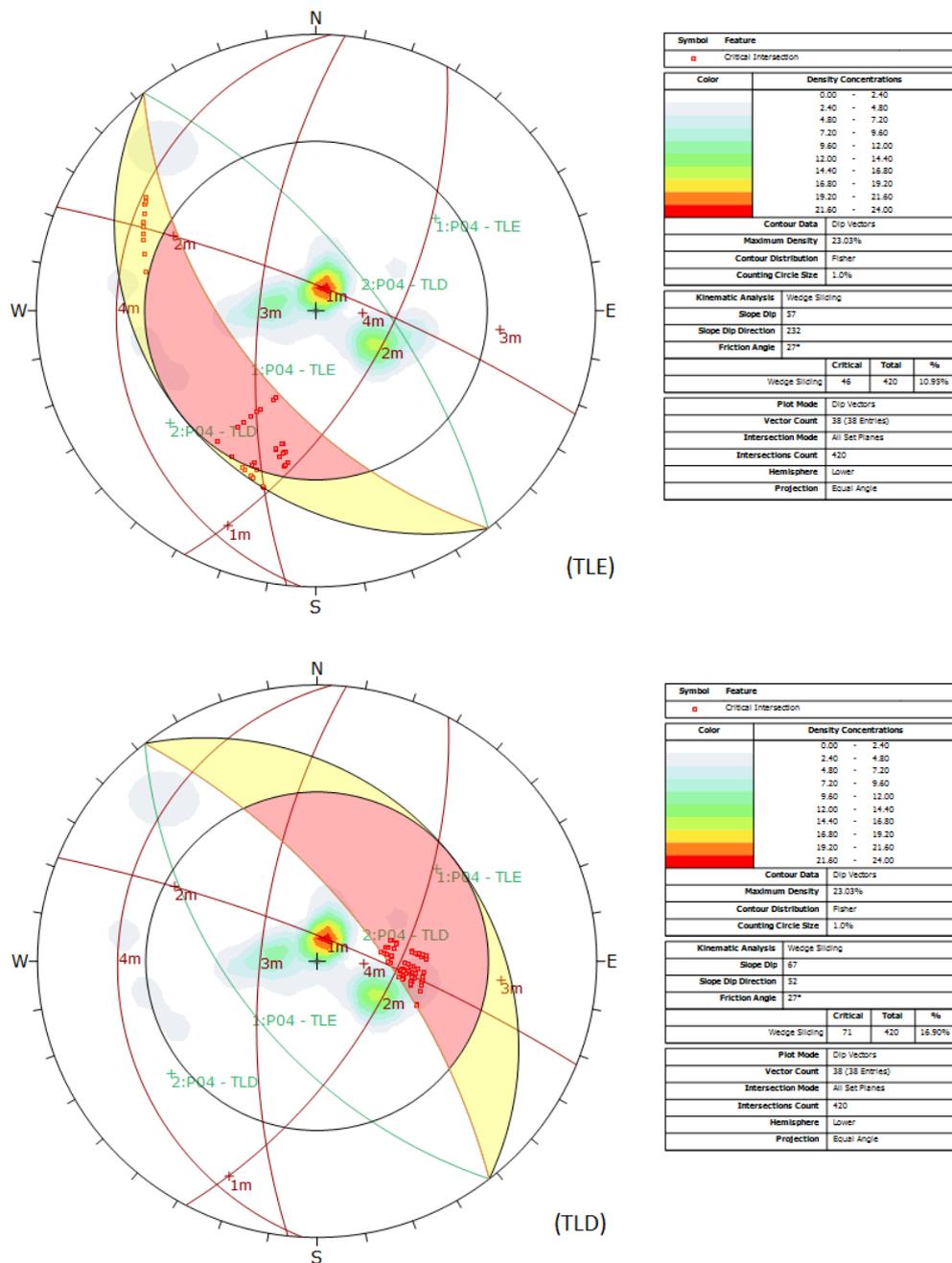


Figura 3.12: Análise de rotura em cunha para o perfil 04.

Por fim, procedeu-se à análise de rotura por basculamento, Figura 3.13 e Figura 3.14. O TLE apresenta uma percentagem de 55% para o basculamento por flexão e uma percentagem de 100% para o basculamento direto. O TLD apresenta percentagens mais baixas, sendo que tem 14% de ocorrência para basculamento por flexão e 6% para basculamento direto.

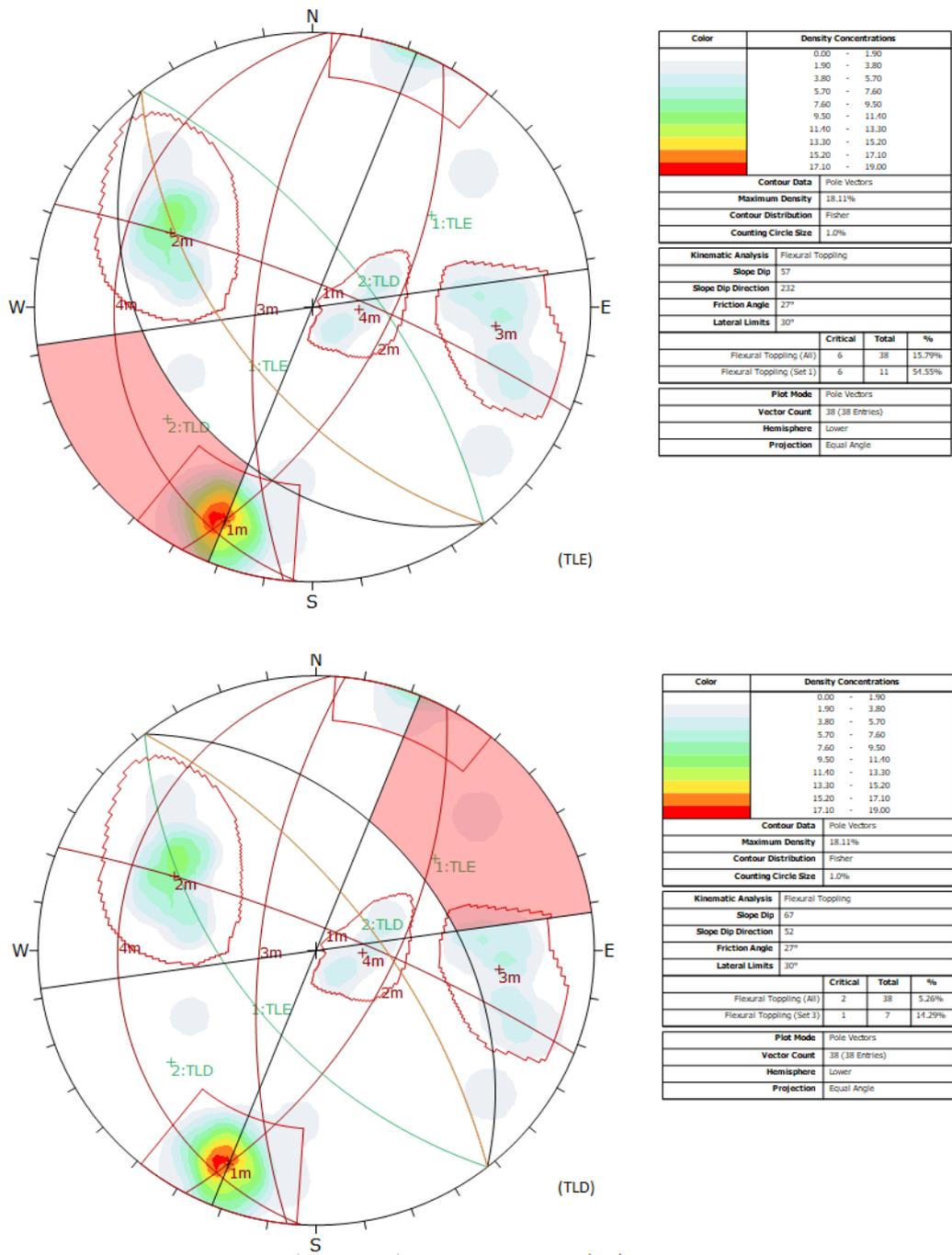


Figura 3.13: Análise de rotura por basculamento por flexão para o perfil 04.

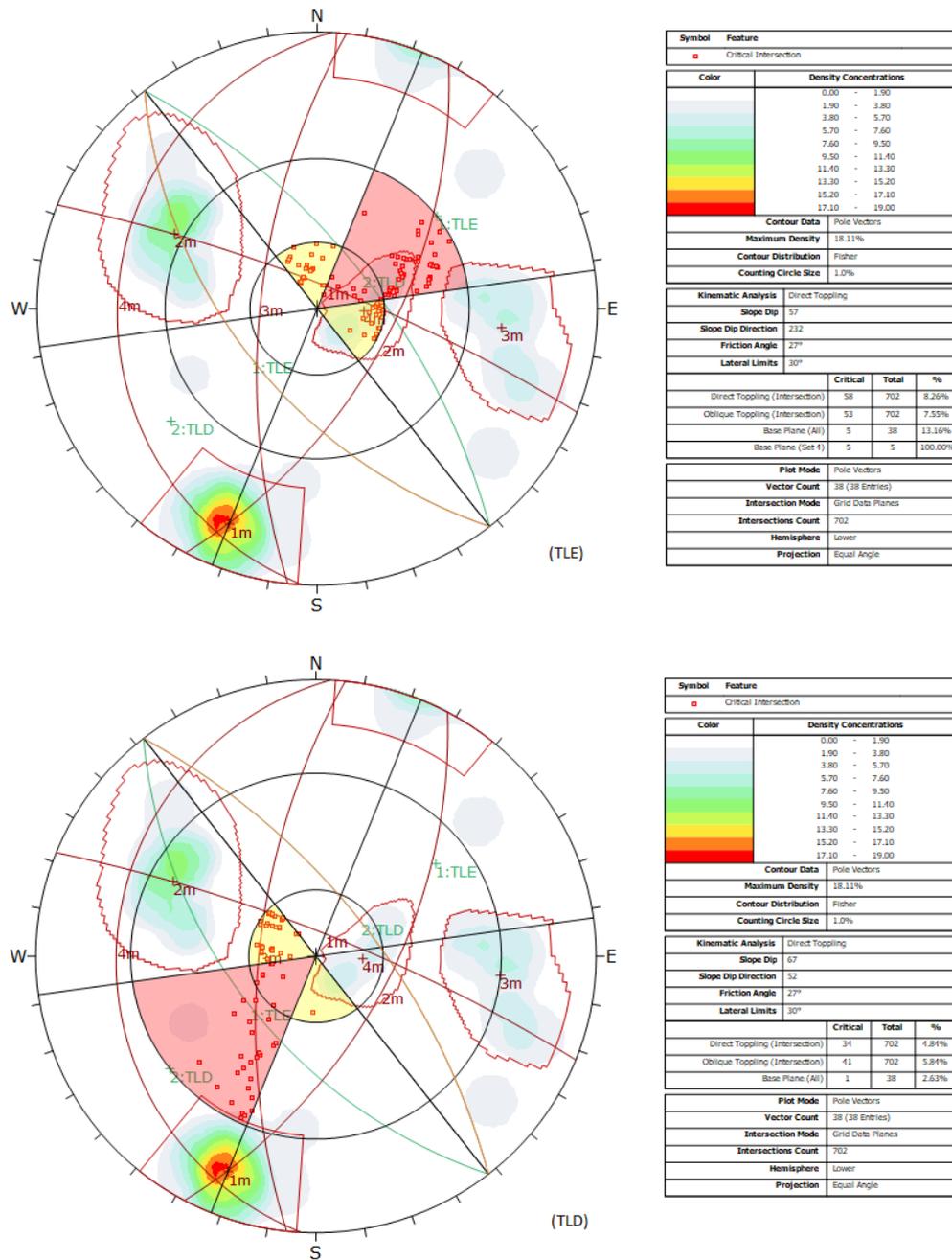


Figura 3.14: Análise de rotação por basculamento direto para o perfil 04.

- Perfil 15

Pela Figura 3.15 não existe probabilidade de ocorrência de rotação planar tanto para TLD como para TLE

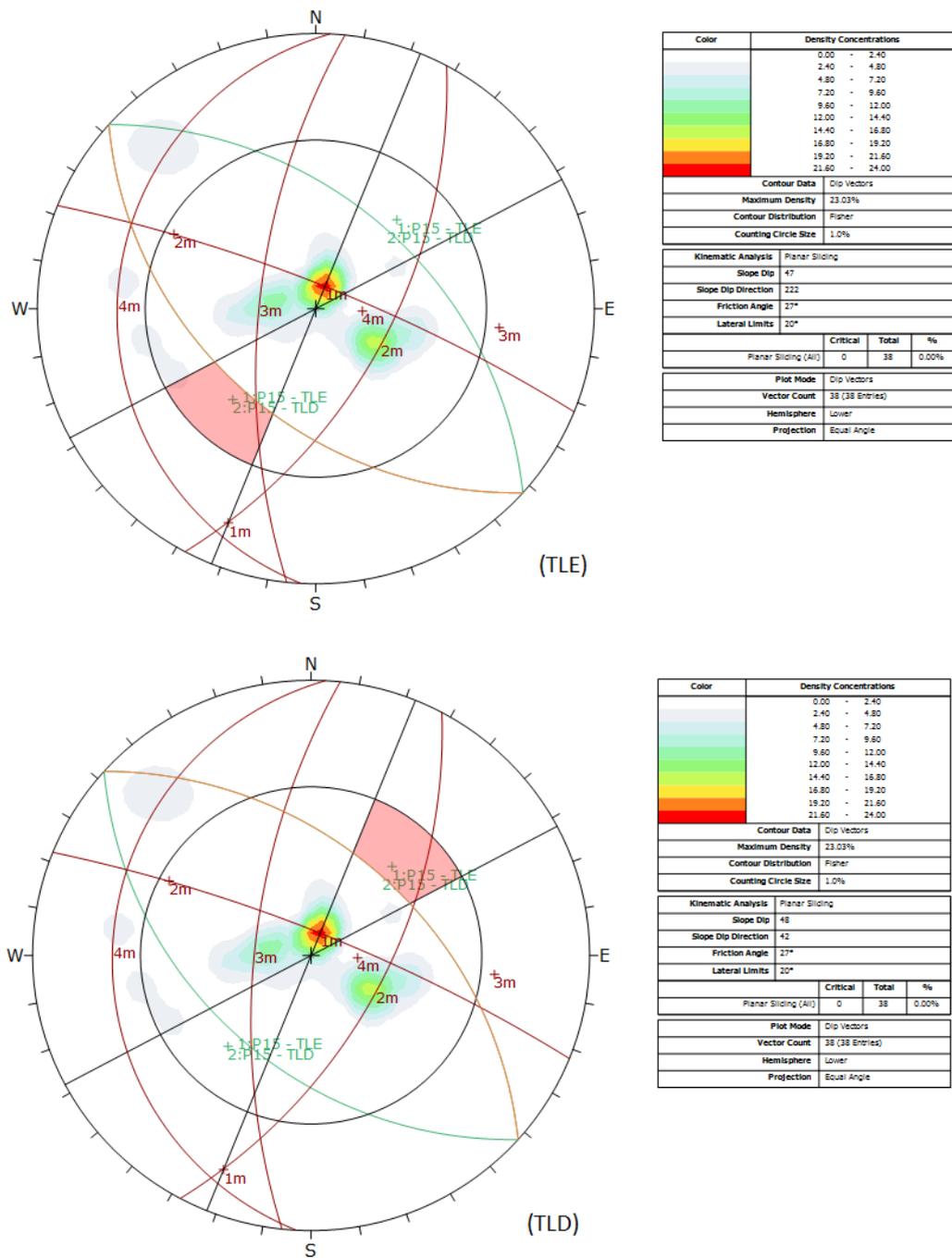


Figura 3.15: Análise de rotura planar para o perfil 15.

Analisando a rotura em cunha, Figura 3.16, verifica-se que a mesma tem 0% de ocorrência para TLD e 6% para TLE.

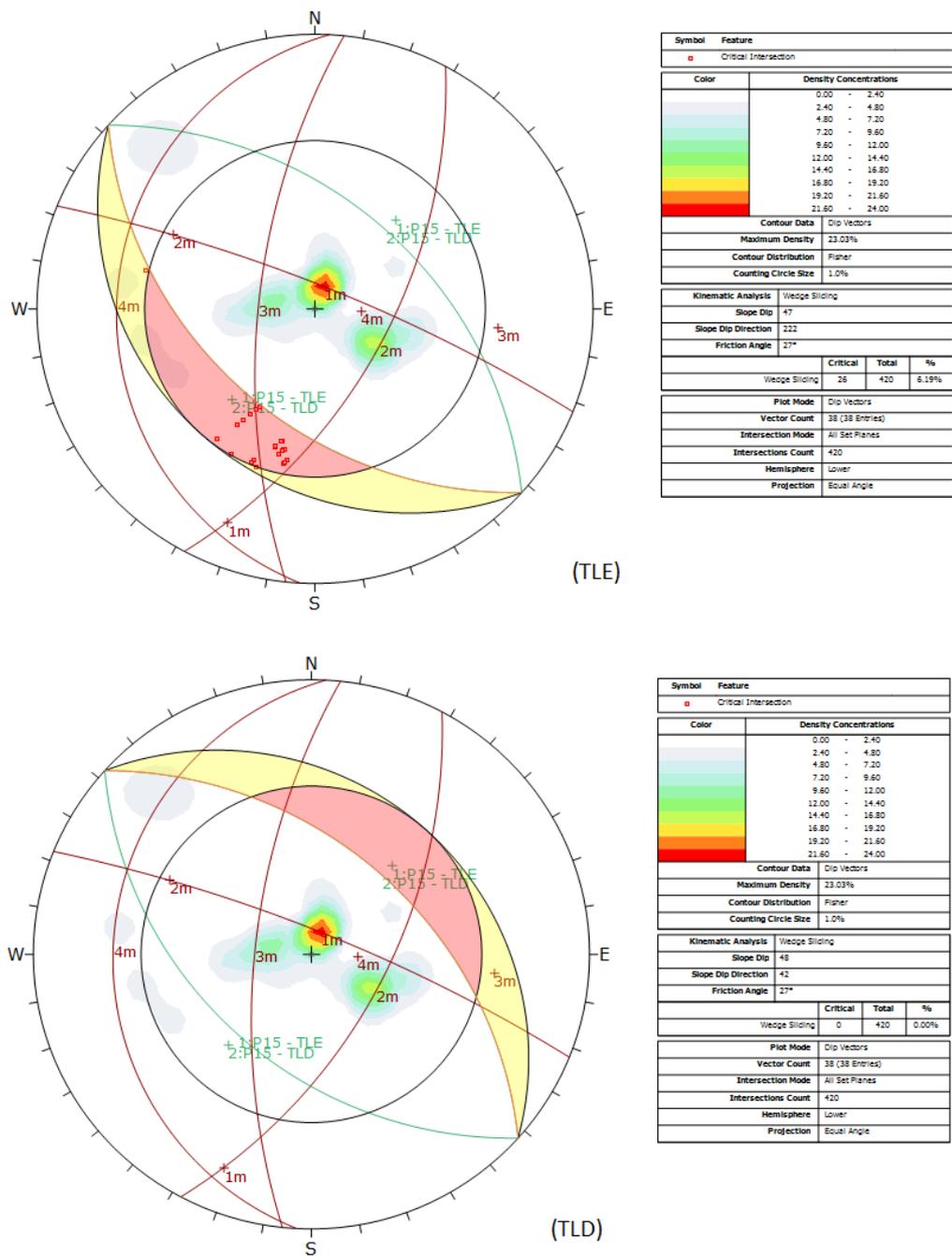


Figura 3.16: Análise de ruptura em cunha para o perfil 15.

Por fim tem-se a análise do basculamento em que, pela Figura 3.17 e Figura 3.18, o TLE tem 73% de ocorrência para o basculamento por flexão e 60% para o basculamento direto, o TLD tem 9% para basculamento por flexão e 40% para basculamento direto.

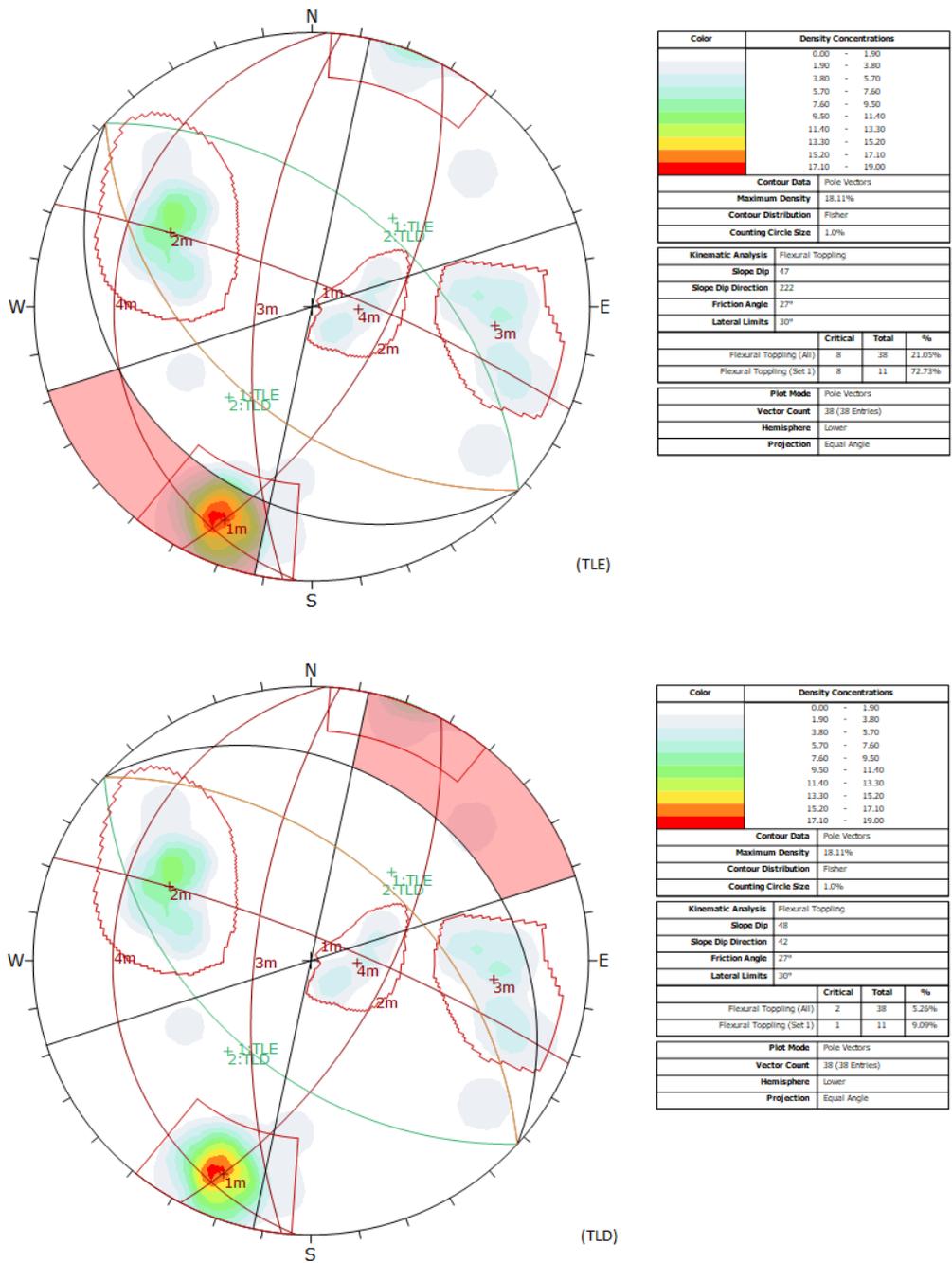


Figura 3.17: Análise de rotura por basculamento em flexão para o perfil 15.

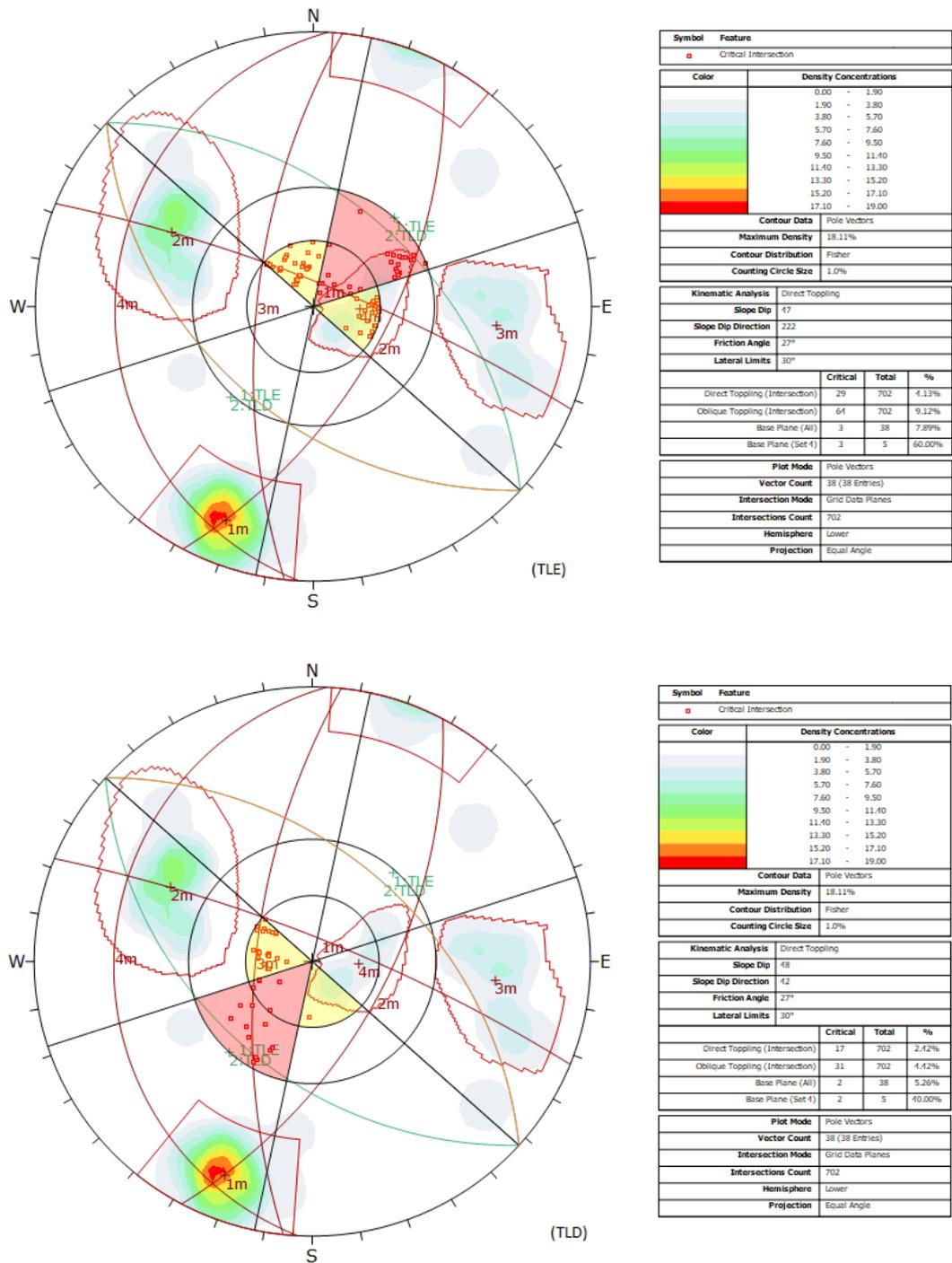


Figura 3.18: Análise de rotura por basculamento direto para o perfil 15.

Em suma, os valores obtidos pela análise cinemática são apresentados no Quadro 3.4.

Quadro 3.4: Comparação das probabilidades de ocorrência dos diferentes modos de rotura.

	Perfil 04		Perfil 15	
	TLE	TLD	TLE	TLD
Rotura Planar	20%	3%	0%	0%
Rotura por Cunha	11%	17%	6%	0%
Rotura por basculamento por flexão	55%	14%	73%	9%
Rotura por basculamento direto	100%	6%	60%	40%

Para ambos os perfis, conclui-se que a rotura por basculamento é a condicionante no talude do lado esquerdo.

Sendo o talude do lado direito o talude que se encontra mais alterado, irá ser feita uma análise segundo o tipo de rotura circular.

### 3.5 Classificação SMR do maciço rochoso

Para o presente caso em estudo, recorreu-se à classificação geomecânica Slope Mass Rating (SMR), de Romana (2003), a qual é definida a partir da classificação Rock Mass Rating (RMR) adicionando quatro fatores de correção.

#### Classificação SMR do maciço rochoso do lado esquerdo

Para determinar o valor mais provável de RMR básico teve-se em conta o Quadro 2.3 e, chegou-se aos resultados apresentados no Quadro 3.5.

Quadro 3.5: Determinação do valor de  $RMR_B$  para o talude do lado esquerdo.

Parâmetro		Valor adotado	Intervalo	Peso
UCS (MPa)		38	50-25	4
RQD (%)		79,14	90-75	17
Espaçamento (mm)		150	200-60	8
Condição das descontinuidades	Persistência (m)	3-10	3-10	2
	Separação (mm)	1-5	1-5	1
	Rugosidade	2-4	2-4	0
	Enchimento	Nenhum	-	6
	Grau de alteração	Moderadamente Alterado	-	3
Presença de água		Escorrimentos	-	4
<b><math>RMR_b</math></b>				45

Após a determinação do valor de RMR básico, recorreu-se ao Quadro 2.4 para determinar os valores de  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  e  $F_4$ . Já se sabe, a partir do Dips que o modo de rotura condicionante para

este talude é o basculamento direto provocado pela família F1, como tal chegaram-se aos resultados apresentados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6: Determinação dos fatores F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub>, F<sub>3</sub> e F<sub>4</sub> para o TLE.

F <sub>1</sub>	Muito favorável	0,15
F <sub>2</sub>	-	1
F <sub>3</sub>	Razoável	-25
F <sub>4</sub>	Talude Natural	+15
<b>SMR</b>		56,3

### **Classificação SMR do maciço rochoso do lado direito**

Para determinar o valor mais provável de RMR básico teve-se em conta o Quadro 2.3 e, chegou-se aos resultados expressos no Quadro 3.7.

Quadro 3.7: Determinação do valor de RMR<sub>B</sub> para o talude do lado direito.

Parâmetro		Valor adotado	Intervalo	Peso
UCS (MPa)		38	50-25	4
RQD (%)		65,94	75-50	13
Espaçamento (mm)		150	200-60	8
Condição das descontinuidades	Persistência (m)	3-10	3-10	2
	Separação (mm)	1-5	1-5	1
	Rugosidade	2-4	2-4	0
	Enchimento	Nenhum	-	6
	Grau de alteração	Moderadamente Alterado	-	3
Presença de água		Escorrimentos	-	4
<b>RMR<sub>b</sub></b>				41

Após a determinação do valor de RMR básico, recorreu-se ao Quadro 2.4 para determinar os valores de F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub>, F<sub>3</sub> e F<sub>4</sub>. Em análise pelo Dips, o talude do lado direito está sujeito, embora com uma percentagem baixa, a rotura planar causada pela família 1 e basculamento causado pelo plano formado pela interseção entre as famílias 2 e 3. O SMR deu igual para ambas as situações, os resultados podem ser observados no Quadro 3.8

Para o talude do lado esquerdo tem-se o SMR de 56,3 e para o da direita de 56,0. De acordo com o

Quadro 2.5, ambos pertencem à classe IIIa que denuncia os taludes como sendo razoáveis e parcialmente estáveis. Para esta classificação o Quadro 2.6 propõe-se as possíveis medidas de estabilização:

- Betão projetado, contrafortes ou muros de pé de talude;
- Pregagens ou ancoragens;
- Valas de pé de talude, barreiras ou redes de proteção.

Quadro 3.8: Determinação dos fatores  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  e  $F_4$  para o TLD.

Rotura planar	$F_1$	Favorável	0,24
	$F_2$	Muito desfavorável	1
	$F_3$	Muito favorável	0
	$F_4$	Talude Natural	+15
	<b>SMR</b>		56,0
Basculamento	$F_1$	Favorável	0,15
	$F_2$	-	1,00
	$F_3$	Muito favorável	0
	$F_4$	Talude Natural	+15
	<b>SMR</b>		56,0

### 3.6 Análise da estabilidade

#### Talude do lado direito

O talude do lado direito é o talude que se encontra mais alterado, então, faz sentido proceder-se a uma análise pelo software SLIDE para roturas circulares. Essa análise é feita segundo a zona mais representativa e mais desfavorável para a estabilidade, perfil 04.

Avaliou-se uma camada superficial de maciço decomposto com uma espessura de 1,8 metros, cuja resistência ao corte foi modelada obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. Subjacente a esta camada encontra-se o maciço mais competente, cuja resistência ao corte foi modelada obedecendo ao critério de rotura de Hoek-Brown generalizado.

- Critério de Mohr Coulomb

Para o material mais alterado, 1,8 metros de espessura, considerou-se um ângulo de atrito  $\Phi=32^\circ$  e uma coesão  $c=15\text{kPa}$ .

Os valores apresentados foram estimados por uma retro análise. Sabendo que o tipo de rotura presente tem um fator segurança muito próximo de 1, fez-se variar os valores para chegar a um fator de segurança aproximado.

- Critério de Hoek-Brown

Para o maciço dito competente foram tidas em conta as seguintes considerações iniciais:

$$\begin{aligned} \text{UCS} &= 38 \text{MPa} \\ \text{D} &= 0 - \text{maciço não perturbado;} \\ \text{GSI} &= \text{RMR}_B - 5 = 36 \\ m_i &= 12 \pm 3 - \text{adotou-se } m_i = 12 \end{aligned}$$

Com os dados referidos foi possível chegar aos valores dos parâmetros das propriedades do maciço rochoso através das expressões seguintes.

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{\text{GSI}-100}{28-14D}\right)} \quad (3.3)$$

$$s = e^{\left(\frac{\text{GSI}-100}{9-3D}\right)} \quad (3.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\text{GSI}/15} - e^{-20/3} \right) \quad (3.5)$$

Onde:

UCS – Resistência da rocha;

s, a – Constantes do modelo;

$m_b$  – Parâmetro que depende das propriedades do maciço rochoso;

D – Fator que depende do grau de perturbação a que o maciço foi submetido;

$m_i$  – Constante que depende da textura, grupo, classe e do tipo da rocha.

Definidas as propriedades dos maciços, procedeu-se à análise da rotura circular do programa de cálculo Slide (Figura 3.19). A análise para a rotura circular teve em conta três métodos: Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Spencer. O fator de segurança mais conservativo resultou na análise segundo o método de Bishop Simplificado.

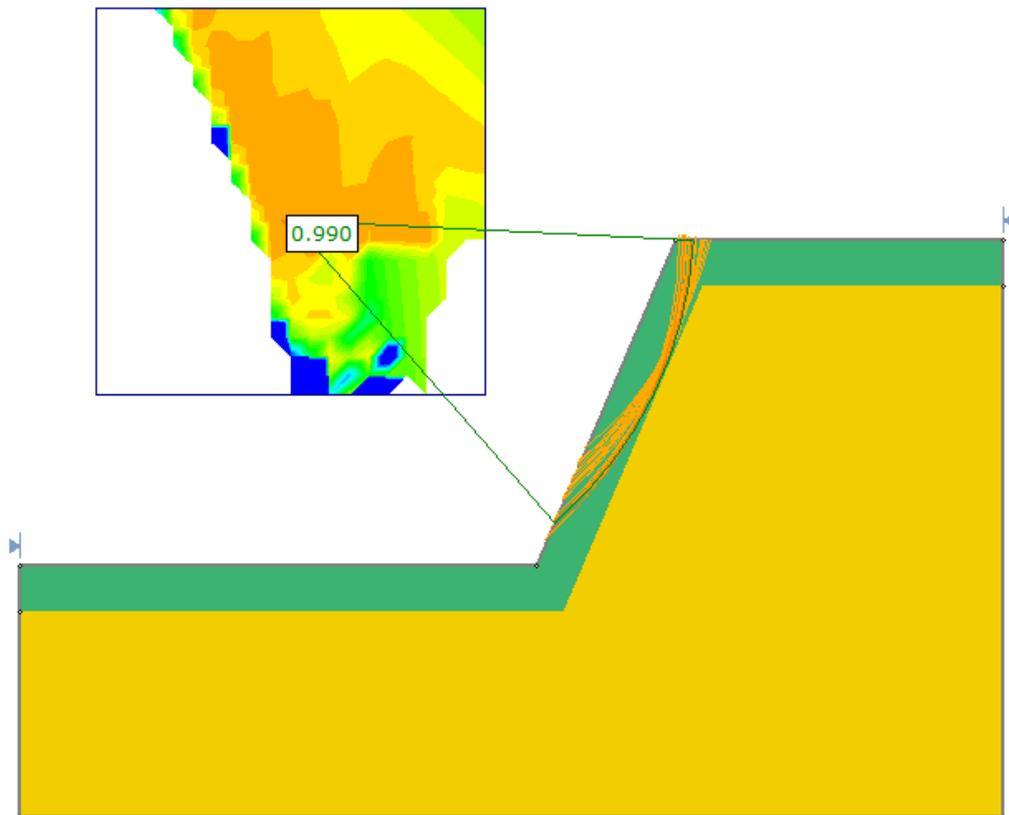


Figura 3.19: Análise do fator de segurança segundo o Método de Bishop pelo programa *Slide* da *Rocscience*.

### **Talude do lado esquerdo**

O talude do lado esquerdo apresenta como condicionante a rotura por basculamento. Para tal, recorreu-se ao programa RocTopple - Rocscience para se proceder à análise da sua estabilidade. A mesma é feita tendo em conta a geometria gerada pelo método de Goodman e Bray (1976), (Figura 3.20). Este método assume uma perpendicularidade dos blocos em relação à inclinação do plano de rotura e um espaçamento uniforme dos mesmos.

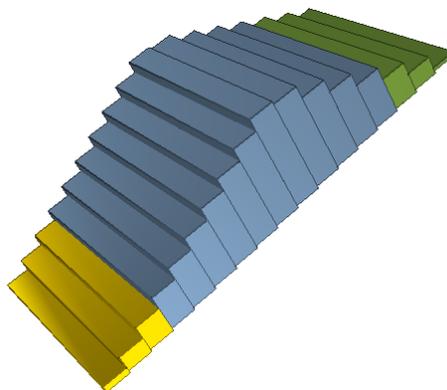


Figura 3.20: Divisão do talude em blocos.

A resistência das descontinuidades foi modelada obedecendo o critério de rotura de Barton Bandis (1990).

$$\tau = \sigma_n \times \tan(JRC \times \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \Phi_r) \quad (3.6)$$

Para definir o critério acima referido é necessário estimar 3 parâmetros: resistência à compressão das descontinuidades (JCS), coeficiente de rugosidade da junta (JRC) e o ângulo de resistência residual ( $\Phi_r$ ).

O parâmetro JCS pode ser aproximadamente obtido em função da resistência à compressão da rocha intacta,  $\sigma_c$ , e do grau de alteração do maciço, (Quadro 3.9). Tendo em conta que o maciço se encontra moderadamente alterado e tem uma resistência à compressão de 38MPa, resulta um JCS de 19 MPa.

Quadro 3.9: Determinação de JCS adaptado de Pinto (2016).

Alteração	JCS
Sem alteração	$\sigma_c$
Alteração média	$0,5 \sigma_c$
Alteração elevada	$0,1 \sigma_c$

O parâmetro JRC encontra-se no intervalo de 2 a 4, adotou-se o valor médio, 3. O valor de  $\Phi_r$ , anteriormente já definido, assume um valor de  $27^\circ$ . Denote-se que, o ângulo adotado para a inclinação da base dos blocos foi  $11^\circ$  que corresponde a  $90^\circ$  menos o pendor da família 1, pois é o plano que tem dip direction + 180 mais aproximado ao talude ( $21+180=201 \cong 232$ ). O ângulo de base corresponde ao dip da interseção das famílias 2 e 3, pois é o plano de maior inclinação e de orientação mais aproximada ao talude. Adotou-se um espaçamento de 0,15 metros.

A análise da estabilidade do talude foi feita segundo uma análise determinística, de sensibilidade e probabilística. A primeira assume que todos os parâmetros introduzidos são conhecidos com exatidão. Ou seja, o programa calcula o fator de segurança para cada bloco segundo um único conjunto de dados apresentando como resultado o menor fator de segurança encontrado. A análise de sensibilidade permite perceber quais os parâmetros que mais influenciam o fator de segurança. A análise probabilística assume a incerteza dos valores introduzidos alusivos à geometria do talude e à resistência das descontinuidades, em que, neste caso, o resultado apresentado corresponde à probabilidade de rotura do talude. A mesma é calculada dividindo o número de blocos que apresentam um fator de segurança inferior a 1 pelo número total de blocos.

Como primeiro estudo foram efetuadas: análise determinística e análise de sensibilidade. As análises foram feitas segundo três diferentes alturas do talude: 13 metros (Figura 3.21), 6 metros (Figura 3.22), 3 metros (Figura 3.23).

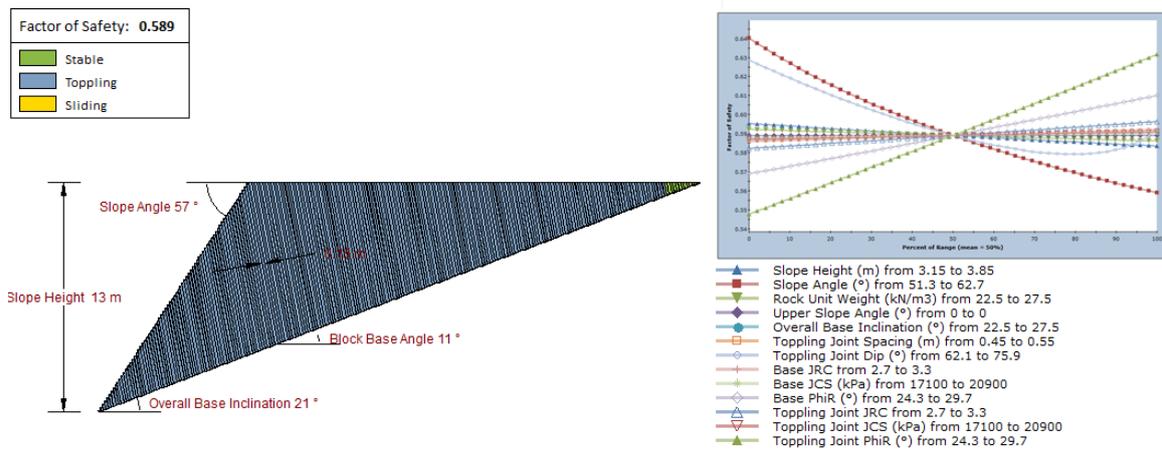


Figura 3.21: Análise determinística e probabilística segundo uma altura de 13 metros.

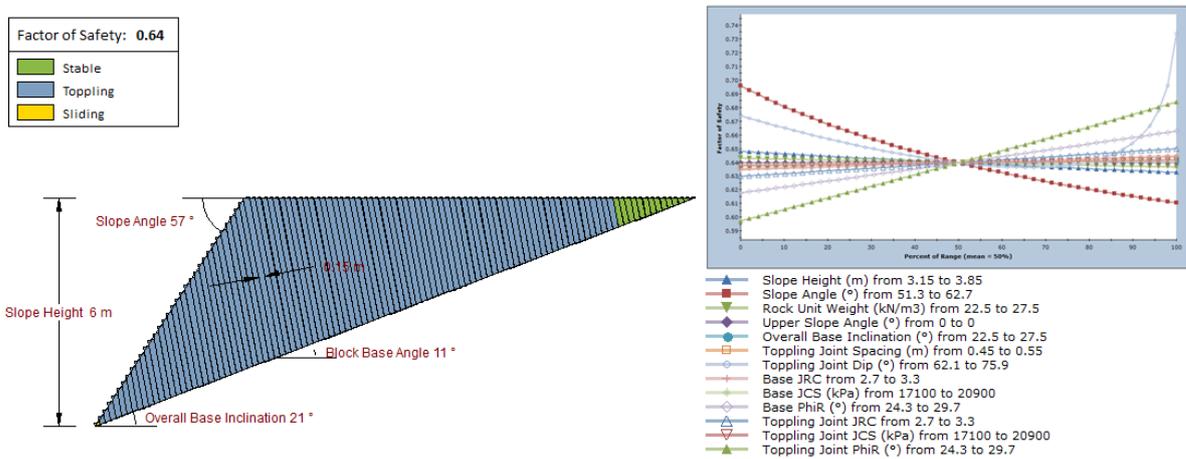


Figura 3.22: Análise determinística e probabilística segundo uma altura de 6 metros.

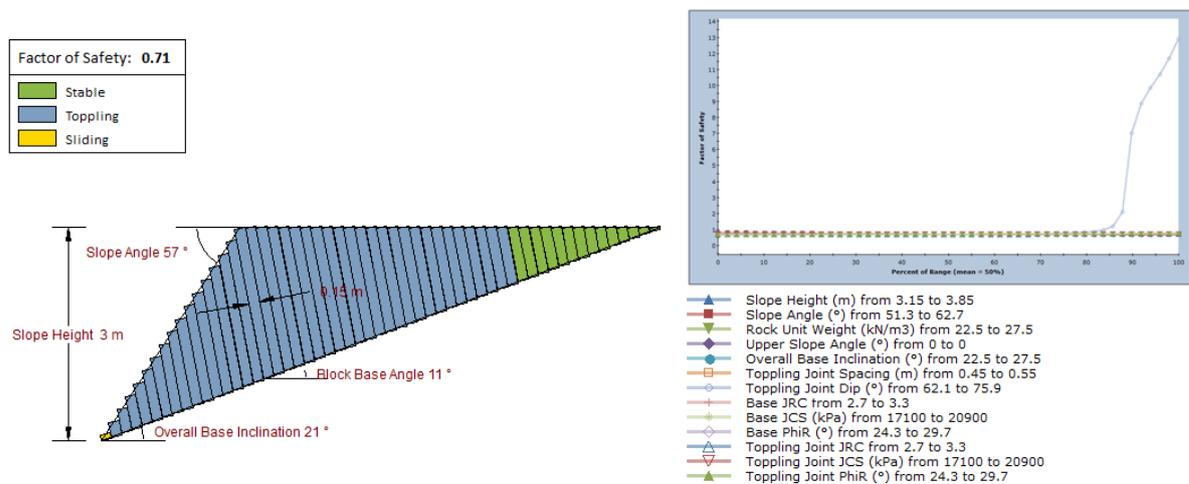


Figura 3.23: Análise determinística e probabilística segundo uma altura de 3 metros.

Os resultados apresentados, fator de segurança muito menor que a unidade, mostram claramente a instabilidade do talude. Da análise de sensibilidade observa-se que os parâmetros que mais influenciam o fator de segurança são: inclinação do talude, ângulo de atrito das discontinuidades e inclinação dos blocos. Como tal, estes parâmetros devem ser medidos com muito rigor ou então devem sempre ser considerados tendo em conta o lado da segurança. Note que, na realidade o talude em questão não tem blocos assim tão grandes, sendo a análise do talude para uma altura de 3 metros a mais próxima da realidade.

Para um estudo mais rigoroso, representado na Figura 3.24, procedeu-se a uma análise probabilística. Tendo em conta os resultados acima referidos, fez-se variar o ângulo do talude ( $57^\circ - 67^\circ$ ) e o ângulo de atrito da descontinuidade ( $24^\circ - 27^\circ$ ). Verifica-se uma probabilidade de rotura de 100%, evidenciando a instabilidade presente no talude.

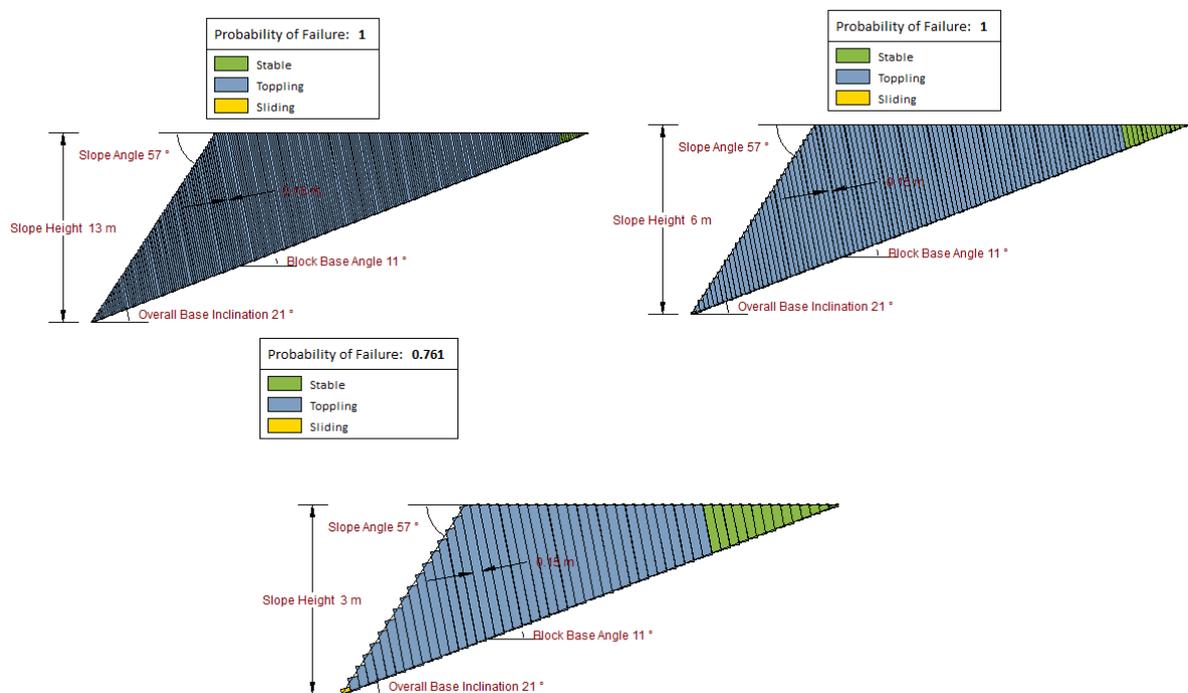


Figura 3.24: Análise probabilística.

Segundo as análises efetuadas, verifica-se que o basculamento não é o único modo de rotura. A rotura planar também está presente. No entanto, embora o programa considere os dois modos de rotura apresenta resultados cuja análise é feita para assegurar o impedimento de basculamento e não do deslizamento. É então necessário complementar o estudo com um programa específico para análise de estabilidade segundo roturas planares, o programa de cálculo RocPlane. A Figura 3.25 mostra essa mesma análise.

Factor of Safety: 1.74108

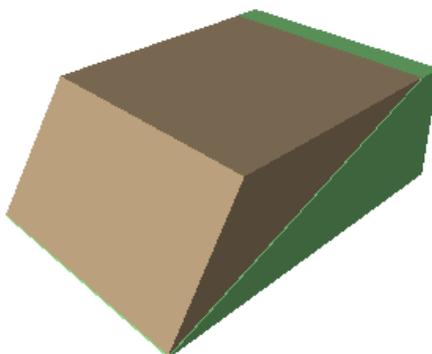


Figura 3.25: Análise da estabilidade segundo o programa RocPlane da Rocscience.

Segundo o programa RocPlane, o talude está seguro em relação a rotura planar, o que significa que o deslizamento detetado no RocTopple e os 20% de probabilidade de rotura planar identificados no Dips não apresentam preocupação.

### 3.7 Estudo das soluções de estabilização

#### 3.7.1 Reperfilamento

Analisando os resultados obtidos e tendo em conta as características do talude e da envolvente considera-se como melhor solução um reperfilamento de zonas pontuais do talude tais como: junto à crista e na zona final (zona de pk's mais elevados) do talude do lado esquerdo.

A inclinação recomendada para a parte final do talude do lado esquerdo foi analisada pelo programa Dips onde se concluiu que se o talude tiver uma inclinação menor ou igual a 33°, a percentagem de ocorrência de basculamento por flexão diminui drasticamente passando de 73% para 0% (Figura 3.26).

Analisando a probabilidade de rotura por basculamento direto verifica-se que a mesma mantém os 60%, Figura 3.27. Observando os resultados, denota-se que essa percentagem é condicionada pela zona crítica representada a amarelo que é onde se encontram as intersecções obliquas, *Oblique Toppling*. Este tipo de rotura analisa a queda oblíqua para as intersecções verticais que estão fora dos limites laterais. Tendo em conta que esta zona do maciço é mais terrosa, pode-se desprezar a análise de rotura por basculamento direto. No entanto, no reperfilamento da zona da crista na parte inicial do talude (maciço rochoso), não se pode desprezar o efeito do basculamento direto. É então necessário a complementação com outra ou outras medidas de estabilização que serão abordadas nos tópicos seguintes.

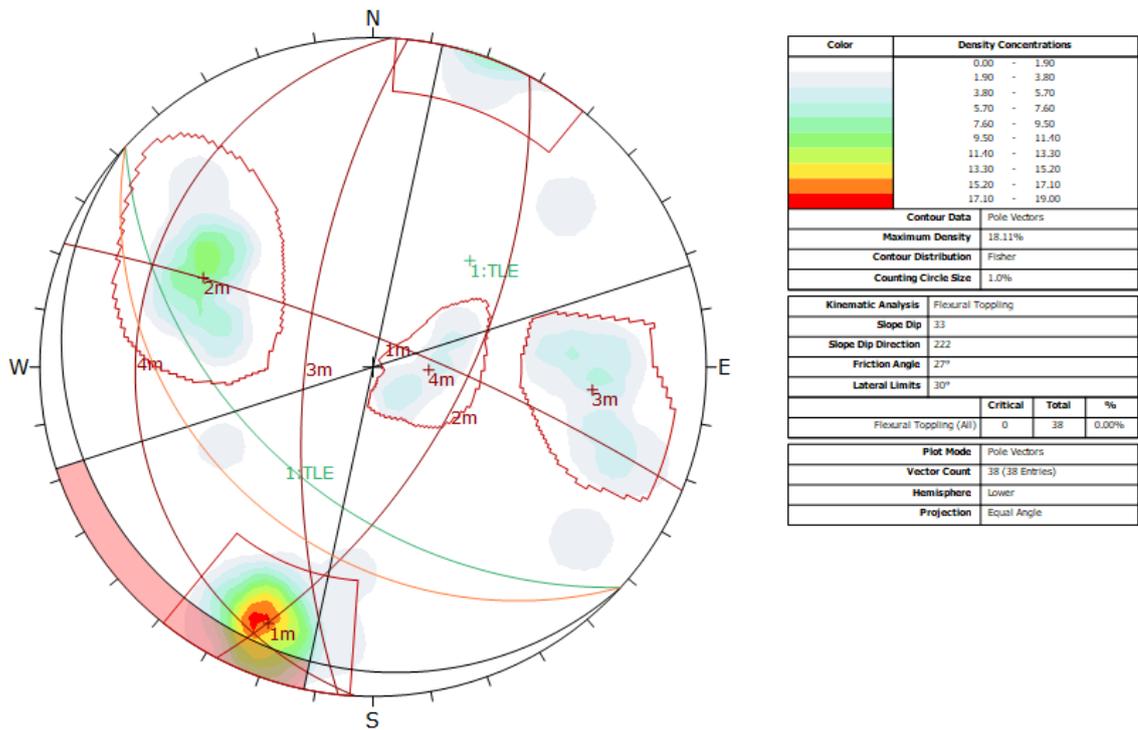


Figura 3.26: Reperfilamento do talude do lado esquerdo (basculamento por flexão).

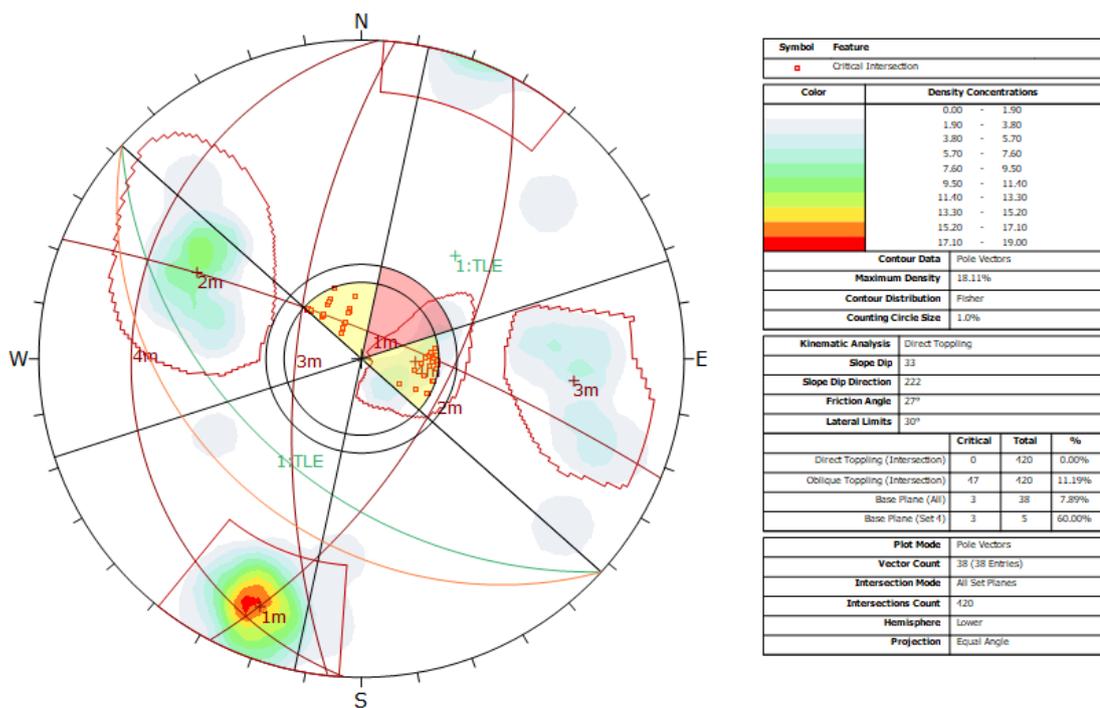


Figura 3.27: Reperfilamento do talude do lado esquerdo (basculamento direto).

### **3.7.2 Redes pregadas de alta resistência**

Analisando a parte inicial do talude, com cerca de 13 metros de altura, tem-se como opções de estabilização as redes pregadas de alta resistência e o betão projetado com fibras de aço pregado.

Para o talude do lado esquerdo optou-se por um revestimento flexível, ou seja, pelas redes pregadas de alta resistência pois o volume de terras a mobilizar é menor. Este tipo de solução tem como objetivo conter possíveis instabilizações e evitar que desprendimentos atinjam a plataforma ferroviária. Este método de estabilização apresenta uma vantagem bastante importante relativamente à solução de betão projetado com fibras de aço pregado, já que possibilita a circulação da água.

As redes pregadas de alta resistência serão aplicadas em toda a extensão de maciço rochoso do talude. Como foi referido anteriormente, existirão zonas reperfiladas junto à crista que, mesmo sendo reperfiladas, apresentam uma percentagem razoável para a ocorrência de rotura por basculamento direto. Na prática, torna-se pouco relevante pois este tipo de mecanismo é considerado sob a forma de pequenos blocos que serão mobilizados pela rede.

Esta medida de estabilização é dimensionada pela IP segundo o método de cálculo proposto em Ruediger et al (2006) explicado no capítulo seguinte.

### **3.7.3 Betão projetado pregado com fibras de aço**

O talude do lado direito, como já foi referido, é o talude que se encontra mais degradado com mecanismo de rotura condicionante circular.

Sendo este talude mais alterado e fraturado, as redes de alta resistência não será a solução mais adequada pois não é tão eficaz na retenção de material. Como medida de estabilização optou-se pela aplicação de um revestimento rígido, betão projetado pregado com fibras de aço. Esta medida de estabilização tem como objetivo conter possíveis instabilizações e evitar que desprendimentos atinjam a plataforma ferroviária. Como este lado do talude possui um maior volume de terras a conter descartou-se a hipótese das redes pregadas pois as mesmas poderão não aguentar com uma possível futura instabilização, já que quanto maior a quantidade de terras a mobilizar maior será a deformação. No entanto, esta solução impossibilita a saída de água infiltrada no solo. É importante juntar a esta medida de estabilização uma outra: drenos sub horizontais.

Para o dimensionamento desta solução, a IP segue o método de cálculo  $\sigma$ - $\varepsilon$  recomendado pelo RILEM TC 162-TDF (2003), explicado no capítulo seguinte.

#### **3.7.4 Drenagem**

Como já foi referido, será necessária a implementação de drenos sub-horizontais no talude do lado direito devido à impermeabilização do mesmo com o betão projetado. Os drenos sub-horizontais vão permitir a captação de caudais mais profundos e por consequente evitar a mobilização de pressões hidrostáticas.

Como complemento, sugere-se ainda para ambos os taludes a existência de valetas e o desvio da água na crista dos taludes para os sistemas de drenagem já implantados no local.

## 4. DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO

### 4.1 Redes pregadas de alta resistência

Como foi referido anteriormente, a IP recorreu à metodologia de cálculo proposta em Ruegger et al (2006) para avaliar a estabilidade local dos taludes revestidos por redes pregadas.

Ruegger et al (2006) defende que devem ser analisados dois modos de rotura diferentes:

- Instabilidade paralela à face do talude (Figura 4.1);
- Instabilidades localizadas entre pregagens adjacentes (Figura 4.2).

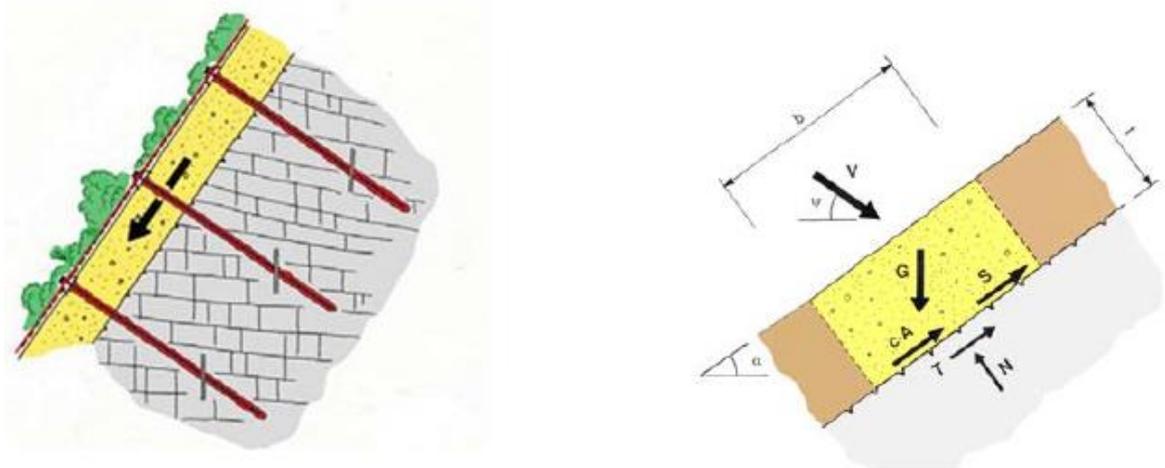


Figura 4.1: Instabilidade paralela à face do talude (Ruegger et al, 2006).

A análise da instabilidade paralela à face do talude considera a superfície instável delimitada por um comprimento  $b$ , correspondente ao espaçamento entre as pregagens, e por uma espessura  $t$ . O equilíbrio de forças tem em conta o critério de rotura de Mohr-Coulomb formulando a força de corte mobilizada com os parâmetros:  $G$ ,  $V$ ,  $\alpha$ ,  $\psi$ ,  $\varphi$ ,  $c$  e  $A$  e um fator de correção relacionada com a incerteza do modelo,  $\gamma_{mod}$ :

$$S[kN] = \frac{\gamma_{mod}G \sin \alpha - V\gamma_{mod} \cos(\psi + \alpha) - cA - [G \cos \alpha + V \sin(\psi + \alpha)] \tan \varphi}{\gamma_{mod}} \quad (4.1)$$

onde:

S [kN] - Força de corte mobilizada no varão da pregagem;

G [kN] - Peso do bloco a estabilizar;

V [kN] - Força de aperto nas pregagens;

cA - parcela correspondente à coesão mobilizada ao longo da descontinuidade.

$\gamma_{\text{mod}}$  - coeficiente de segurança parcial do modelo,  $\gamma_{\text{mod}}=1,1$ ;

$\alpha$  - inclinação do talude relativamente à horizontal;

$\psi$  - inclinação das pregagens relativamente à horizontal;

$\phi$  - ângulo de atrito das descontinuidades;

Para este modo de rotura Ruedger diz que devem ser verificadas 3 condições:

- Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude

$$S_d \leq \frac{S_R}{\gamma_{SR}} \quad (4.2)$$

Em que

$S_d$  - Força de corte para o dimensionamento em função de  $V_{dI}$  (valor da força de pré-tensão aplicada por influencia positiva de V);

$S_R$  - Resistência da pregagem ao corte;

$\gamma_{SR}$  - Coeficiente de correção da resistência ao corte da pregagem.

- Comprovação da malha ao punçoamento;

$$V_{dII} \leq \frac{D_R}{\gamma_{DR}} \quad (4.3)$$

Em que

$V_{dII}$  – Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influencia negativa de V;

$D_R$  – Resistência da malha aos esforços na direção das pregagens;

$\gamma_{DR}$  – Coeficiente de correção da resistência ao punçoamento.

- Comprovação da pregagem e esforços combinados

$$\left\{ \left[ \frac{V_{dII}}{\gamma_{TR}} \right]^2 + \left[ \frac{S_d}{\gamma_{SR}} \right]^2 \right\}^{0,5} \leq 1,0 \quad (4.4)$$

$$\left\{ \left[ \frac{P_d}{T_R} \right]^2 + \left[ \frac{S_d}{S_R} \right]^2 \right\}^{0,5} \leq 1,0 \quad (4.5)$$

Em que:

$V_{dII}$  – Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influencia negativa de V;

$S_d$  - Força de corte para o dimensionamento em função de  $V_{dI}$  (valor da força de pré-tensão aplicada por influencia positiva de V);

$S_R$  - Resistência da pregagem ao corte;

$T_R$  – Resistência da pregagem à tração;

$\gamma_{SR}$  - Coeficiente de correção da resistência ao corte da pregagem;

$\gamma_{TR}$  – Coeficiente de correção à resistência à tração;

$P_d$  – Resistência máxima da malha ao corte.

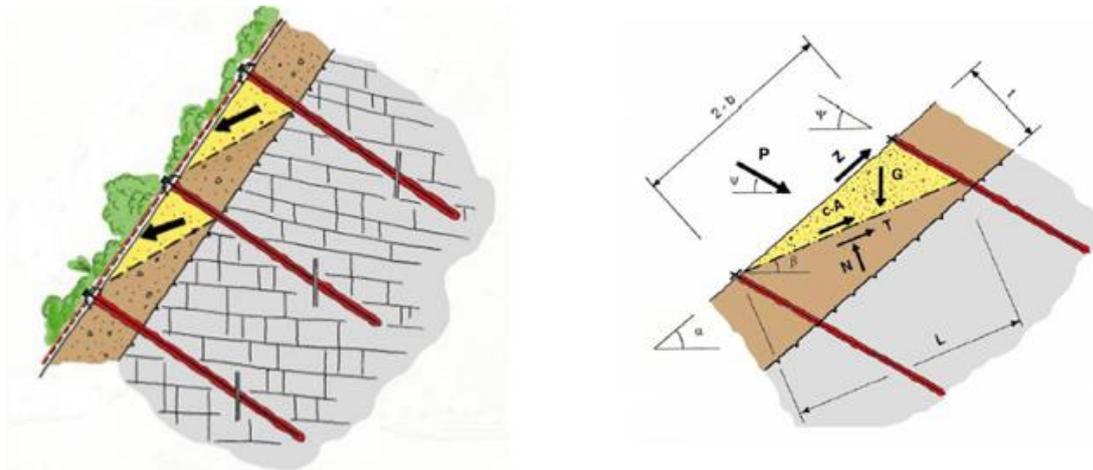


Figura 4.2: Instabilidades localizadas entre pregagens adjacentes (Ruegger et al, 2006).

O outro modo de rotura corresponde a uma fatia suscetível de deslizar entre as pregagens. O cálculo da instabilidade tem igualmente em conta o critério de rotura de Mohr-Coulomb e um fator de correção relacionada com a incerteza do modelo,  $\gamma_{mod}$ :

Para a análise da instabilidade localizada entre pregagens adjacentes recorre-se à expressão:

$$P[kN] = \frac{G[\gamma_{mod} \sin \beta - \cos \beta \tan \varphi] - Z[\gamma_{mod} \cos(\alpha - \beta) \tan \varphi] - cA}{\gamma_{mod} \cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \tan \varphi} \quad (4.6)$$

onde:

$P$  [kN] - Força de compressão mobilizada nas pregagens;

$G$  [kN] - Peso do bloco a estabilizar;

$Z$  [kN] - Força de tração mobilizada na rede;

$cA$  - Parcela correspondente à coesão mobilizada ao longo da descontinuidade.

$\gamma_{\text{mod}}$  - Coeficiente de segurança parcial do modelo;

$\beta$  - Inclinação da superfície de escorregamento relativamente à horizontal;

$\varphi$  - Ângulo de atrito das descontinuidades;

$\alpha$  - Inclinação do talude relativamente à horizontal;

$\psi$  - Inclinação das pregagens relativamente à horizontal;

A força máxima de compressão mobilizada nas pregagens,  $P$ , é determinada fazendo variar o ângulo de inclinação da superfície de escorregamento relativamente à horizontal,  $\beta$ .

Para o estudo da estabilidade devem ser verificadas as seguintes condições:

- Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração

$$P_d \leq \frac{P_R}{\gamma_{PR}} \quad (4.7)$$

Onde:

$P_d$  – Esforço máximo da malha ao corte na direção das pregagens na parte superior da placa de amarração;

$P_R$  – Resistência da malha ao corte na direção das pregagens na parte superior da placa de amarração;

$\gamma_{PR}$  – Coeficiente de correção ao corte na direção das pregagens.

- Comprovação da malha à transmissão da força  $Z$  na pregagem

$$Z_d \leq \frac{Z_R}{\gamma_{ZR}} \quad (4.8)$$

Onde:

$Z_d$  – Força paralela ao talude tomada em consideração para as condições de equilíbrio;

$Z_R$  – Resistência da malha às forças paralelas ao talude;

$\gamma_{ZR}$  – Coeficiente de correção da componente da força  $Z$  paralela ao talude.

Como exemplo de dimensionamento utilizou-se o software online RUVOLUM<sup>®</sup>, versão de 2016, disponibilizado pela GEOBRUGG (2017). Este software é baseado no princípio de coeficientes de segurança parciais definidos pelo Eurocódigo 7 sendo eles: coeficiente de segurança parcial para o ângulo de atrito,  $\gamma_\phi$ , coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico,  $\gamma_\gamma$ , coeficiente de segurança parcial para a coesão,  $\gamma_c$ .

Este software permite dimensionar o sistema de estabilização de taludes de TECCO® SYSTEM<sup>3</sup> que consiste no sistema de estabilização por redes pregadas de alta resistência.

Introduziram-se os dados do talude no software (Quadro 4.1) e simularam-se várias hipóteses de solução (Quadro 4.2). Para a inclinação do talude considerou-se o valor médio entre os valores recomendados e para a camada, por observações em terreno e por sensibilidade, uma extensão de 0,50 metros.

Quadro 4.1: Dados alusivos ao talude do lado esquerdo.

Inclinação das pregagens	15 °
Inclinação do Talude	57 °
Peso volúmico do maciço	25 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de Atrito	27 °
Espessura da camada	0,50 m

Quadro 4.2: Soluções de dimensionamento para as redes pregadas.

	Malha (TECCO®)	Placas de amarração (Spike)	Pregagem (GEWI®)
2,5 x 2,5 (V:H)	G65/3	P33	D=25mm
2,5 x 4,0 (V:H)	G65/3	P66	D=32mm
2,5 x 5,0 (V:H)	G65/4	P66	D=32mm

Como solução ótima opta-se pela malha 2,5 x 5,0 (V:H), a mesma pode ser observada na Figura 4.3. Como o talude tem uma extensão ainda considerável, com uma malha 2,5 x 5,0 (V:H) irá poupar-se nas pregagens o que compensará o maior custo das redes.

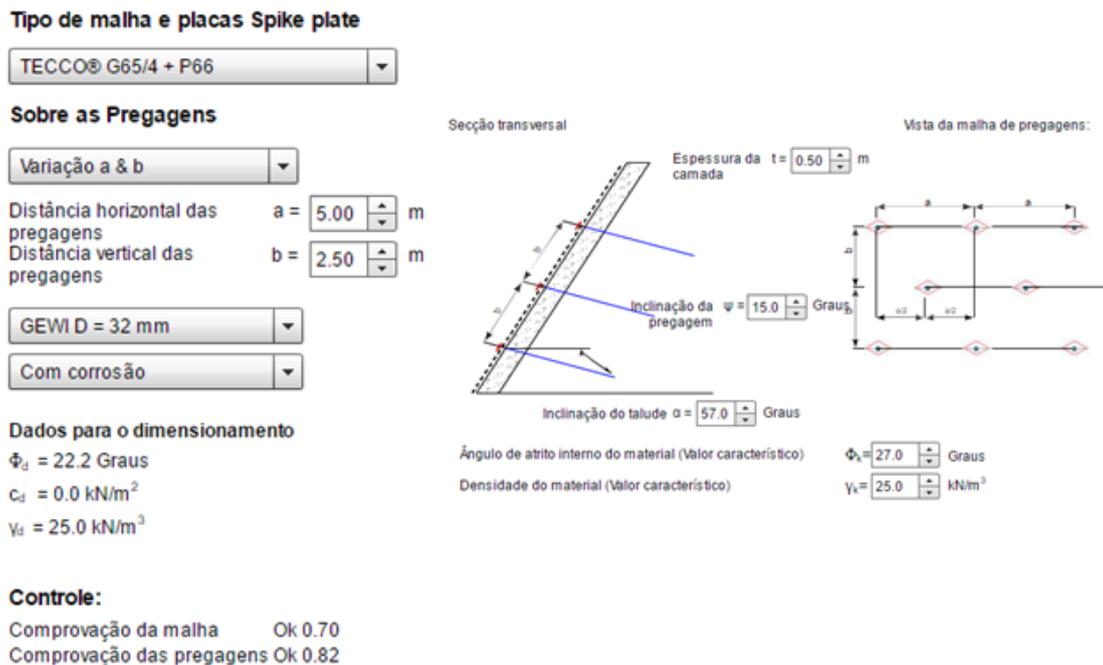


Figura 4.3: Análise com software RUVOLUM®.

Seguindo o método de Clouterre (Clouterre, 1991), consegue-se chegar ao valor do comprimento mínimo que as pregagens devem ter.

$$L_b = t + \frac{\tau_{b,ser}}{\pi D q_s} \quad (4.9)$$

Onde:

$\tau_{b,ser}$  – Esforço máximo de tração mobilizável em serviço nas pregagens;

$D$  - Diâmetro da furação;

$L_b$  – Comprimento da pregagem;

$q_s$  – Valor médio da resistência unitária última calda-terreno;

$t$  - Espessura máxima avaliada para a camada superficial mais alterada.

De acordo com o Quadro 4.3, assumiu-se uma resistência ao arranque,  $q_s$ , de 350kPa.

Quadro 4.3: Resistência de arranque unitária segundo Juran e Elias (1991).

Tipo de Rocha	$q_s$ (kPa)
Xisto alterado	100-175
Ardósia/Xisto Duro	300-400

O comprimento mínimo para a pregagem é de 4 metros. Assumiu-se um comprimento de 6 metros.

Para fazer a verificação da estabilidade global, modelou-se a solução de estabilização no programa de cálculo RocTopple. Denote-se que não é correto colocar simultaneamente a sobrecarga equivalente à pressão na rede e nas pregagens já que assim se duplica a resistência disponível, como tal, de forma simplista, simulou-se uma pressão na face do talude de 30 kPa equivalente à pressão nas pregagens GEWI® D=32mm.

Como mostra o Quadro 4.4, obteve-se uma probabilidade de rotura de 0% e um fator de segurança muito grande para as alturas de 3 e 6 metros. Com uma altura de 13 metros existe probabilidade de rotura mas, tal como explicado anteriormente, na realidade não se tem blocos tão grandes devido ao reduzido afastamento médio entre as descontinuidades.

Quadro 4.4: Fatores de segurança para as diferentes alturas.

Altura do talude (m)	FS	Probabilidade de rotura (%)
3	25,00	0
6	19,11	0
13	1,18	2,6

Denote-se que a Figura 4.4, embora apresente um fator de segurança muito grande e uma percentagem de rotura nula, indica blocos a amarelo que significam deslizamento. No entanto, segundo RocTopple – (Rocscience, 2017) quando o fator de segurança é maior que 1, significa que o talude está estável e que os modos de rotura detetados são modos de rotura potenciais de acontecer e não modos de rotura que o talude esteja agora sujeito.

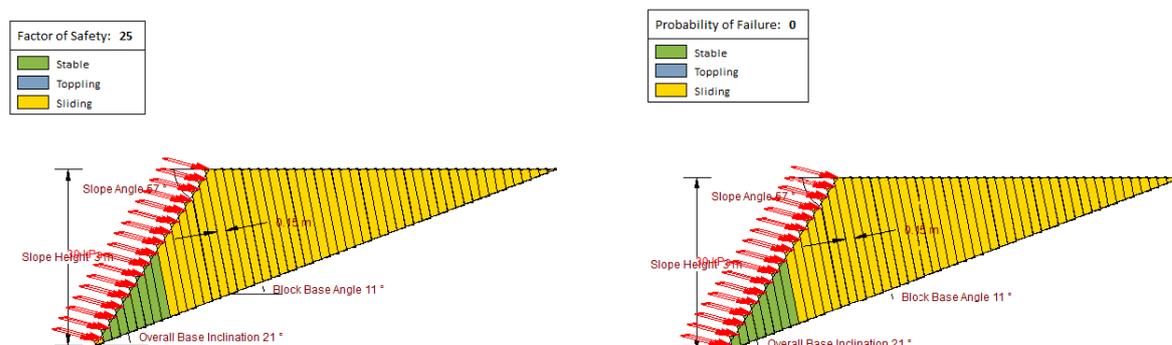


Figura 4.4: Modelação da solução adotada para o talude do lado esquerdo.

A solução de estabilização proposta vai de encontro a solucionar esses potenciais tipos de rotura. Como o volume de terras deste talude não é muito elevado, as redes pregadas conseguem suportar possíveis deformações e conseguem impedir que possíveis desprendimentos de blocos atinjam a via-férrea. A medida de estabilização proposta é viável.

Todos os resultados obtidos pelo software online RUVOLUM® assim como todos os cálculos necessários ao dimensionamento encontram-se no Anexo A.

## 4.2 Betão projetado pregado com fibras de aço

Para as pregagens, combinadas com betão projetado, devem ser igualmente verificado o escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude. A mesma é comprovada quando a força de corte para o dimensionamento é inferior à força resistente da pregagem ao corte. As características do talude do lado direito são apresentadas no Quadro 4.5.

Quadro 4.5: Dados alusivos ao talude do lado direito.

Inclinação das pregagens	15 °
Inclinação do Talude	67 °
Peso volúmico do maciço	23 kN/m <sup>3</sup>
Coesão	15 kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de Atrito	32 °
Espessura da camada	1,80 m

O valor de  $S_d$  não excede o valor de  $S_r$  (Quadro 4.6) aquando utilização de pregagens GEWI D=32mm com uma malha 2,5mx2,5m (V:H).

Quadro 4.6: Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude.

<b>S<sub>d</sub> (kN)</b>	124,05
<b>S<sub>r</sub> (kPa)</b>	139,02

Para o betão projetado pregado com fibras de aço, a IP dimensiona a solução seguindo o método de cálculo  $\sigma$ - $\epsilon$  recomendado pelo RILEM TC 162-TDF (2003). Este método foi desenvolvido de modo a articular as recomendações do Eurocódigo 2 com as especificidades do betão reforçado com fibras de aço.

### Esforços atuantes

Para calcular os esforços atuantes na placa de betão, simulou-se no programa Slide uma pressão uniforme ao longo da face do talude (com inclinação das pregagens, 15°) até se obter um  $FS_{global}$  de 1,5. Para obter a pressão equivalente em serviço, necessária para o dimensionamento da laje de betão projetado, utilizou-se a mesma metodologia de modo a se obter um  $FS_{global}$  de 1,1. Começou-se por considerar um betão de classe C30/37, cujas propriedades se encontram no Quadro 4.7. Tendo por base as pressões encontradas, estimaram-se os esforços atuantes na placa com base na solução teórica desenvolvida por Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1959) para lajes fungiformes com desenvolvimento contínuo e carregadas uniformemente. Foram

calculados os momentos para meio-vão, apoios, entre apoios. Os valores encontrados, estão representados no Quadro 4.8.

Quadro 4.7: Propriedade do betão de classe C30/37 reforçado com fibras de aço (adaptado de RILEM TC 162-TDF, 2003).

	$f_{ck}$	$f_{ctm,fl}$	$f_{ctk,fl}$	$E_{fcm}$
C30/37	30	4,8	3,4	32

Onde:

$f_{ck}$  – Resistência à compressão do cilindro do betão;

$f_{ctm,fl}$  – Resistência à tração por flexão média;

$f_{ctk,fl}$  – Resistência à tração por flexão;

$E_{fcm}$  – Módulo de elasticidade do betão.

Quadro 4.8: Esforços atuantes na placa de betão projetado.

	p (kPa)	P (kN/m)	Momento a meio vão		Momento nos apoios		Momento entre apoios	
			$M_x$ (kN.m/m)	$M_y$ (kN.m/m)	$M_x$ (kN.m/m)	$M_y$ (kN.m/m)	$M_x$ (kN.m/m)	$M_y$ (kN.m/m)
ELU	16	100	3,3	3,3	-21,7	-21,7	-1,9	5,1
ELS	4	25	0,8	0,8	-5,5	-5,5	-0,5	1,3

Relativamente à estabilidade local, deve ser verificado:

- Estado limite último de resistência da secção à flexão

De acordo com o RILEM TC 162-TDF, para a verificação do estado limite último de resistência da secção à flexão assume-se as seguintes hipóteses:

- As secções de cálculo mantêm-se planas após a deformação (hipótese de Bernoulli);
- A relação tensões-extensões de cálculo do BRFA, quer à compressão quer à tração, é a definida na Figura 4.5.
- Para secções transversais submetidas a esforço axial puro de compressão, a extensão de compressão no BRFA fica limitada a -2%. Para secções transversais não completamente em compressão, a extensão de compressão limite é -3,5%. Nas situações intermédias, o diagrama das extensões é definido assumindo que a extensão é -2% a (3/7) da altura da zona comprimida, medida a partir da face mais comprimida
- Quando é adicionada armadura ordinária com varões de aço, a extensão é limitada a 25% na posição de reforço.
- Para garantir capacidade de ancoragem suficiente para as fibras de aço, a máxima deformação no estado limite último fica limitada a 3,5mm. Se existirem larguras de fendas superiores a 3,5mm, a resistência à tração residual correspondente a essas larguras de fendas e medida

durante o ensaio de flexão tem de ser usada para calcular  $\sigma_3$ . É recomendável que este valor, que substitui  $f_{R,4}$  não seja menor do que  $1\text{N/mm}^2$ .

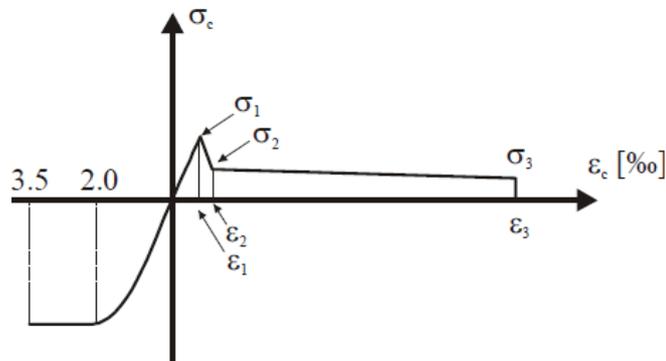


Figura 4.5:Relação tensões-extensões.

Os valores referenciados na figura são calculados da seguinte forma:

$$\sigma_1 = 0,7f_{fctm,fl}(1,6 - d) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.10)$$

$$\sigma_2 = 0,45f_{R,1} k_h \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.11)$$

$$\sigma_3 = 0,37f_{R,4} k_h \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.12)$$

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_c} \quad (4.13)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_1 + 0,1\% \quad (4.14)$$

$$\epsilon_3 = 25 \% \quad (4.15)$$

Onde:

$f_{fctm,fl}$  - Resistência média à tração por flexão do betão;

$d$  - Altura útil;

$k_h$  - Fator escala;

$f_{R,1}$  - Resistência residual à tração para deformação de 0,46mm;

$f_{R,4}$  - Resistência residual à tração para deformação de 3,00mm.

Primeiro testou-se uma espessura de betão de 100 mm ao qual se verificou que os momentos resistentes eram menores que os momentos atuantes. Com uma espessura de 120mm, tal como o Quadro 4.9 mostra, conseguiu-se garantir os estados limites últimos à flexão.

Quadro 4.9: Momentos resistentes na placa de betão.

	Meio vão	Apoios	Entre apoios
Eixo Neutro (mm)	7,26	41,69	14,71
Momento resistente (kN.m/m)	5,72 (>3,3)	28,59 (>21,8)	11,82 (>5,1)

- Estado limite último de resistência da secção ao punçoamento

O punçoamento é um tipo de rotura característico de lajes sujeitas a forças aplicadas em pequenas áreas adaptando-se ao caso presente de betão projetado sujeito a forças aplicadas nas placas de aperto das pregagens. De acordo com Eurocódigo 2 e o RILEM TC, devem ser verificadas as seguintes condições:

$$v_{Ed,0} \leq 0.5 \times \left(0.7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \times f_{cd} \quad (4.16)$$

$$v_{Ed,1} \leq v_{cd} + v_{fd} = 0,12k(100\rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,7k_f k_1 \tau_{fd} \quad (4.17)$$

Onde:

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

$f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$v_{cd}$  – Resistência ao corte para elementos sem armadura de esforço transverso;

$v_{fd}$  – Contributo das fibras para a resistência ao corte;

$\rho_1$  – Proporção do aço relativamente ao betão.

Tal como mostra o Quadro 4.10, as condições foram verificadas e comprovadas.

Quadro 4.10: Comprovação das condições para o estado limite último da secção ao punçoamento.

(3.18)	2,08 MPa < 5,5 MPa
(3.19)	0,99 MPa < 1,16 MPa

- Estado limite em serviço por fendilhação

É importante garantir a não fendilhação do betão para que este tenha uma maior durabilidade. Pelo RILEM TC 162 TDF, admitindo uma classe de exposição do betão de XC2 e seja ou não necessária armadura ordinária adicional, tem-se que a largura máxima de fendas não pode exceder os 0,3mm. A largura máxima é determinada pela equação 3.20. A necessidade de armadura ordinária é determinada segundo a equação 3.23, caso dê um valor negativo significa que não é necessária armadura ordinária adicional.

$$W_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_{rm} = \left( 50 + 0,25k_1 k_2 \frac{\Phi_b}{\rho_r} \right) \left( \frac{50}{L/\Phi} \right) \quad (4.20)$$

$$A_s = (k_c k k_p f_{fct,ef} - 0,45 f_{Rm,1}) \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (4.21)$$

Onde:

$W_k$  - Largura de fendas;

$\beta$  - Coeficiente de majoração;

$s_{rm}$  - Espaçamento médio entre fendas;

$\varepsilon_{sm}$  - Extensão média da armadura;

$\sigma_s$  - Valor absoluto da tensão na armadura para a combinação de ações considerada;

$k_1, k_2, \beta_1$  e  $\beta_2$  - Coeficientes de cálculo;

$\sigma_{sr}$  - Tensão na armadura sob atuação do momento de fendilhação;

$\Phi_b$  - Diâmetro dos varões da armadura ordinária;

$\rho_r$  - Relação entre a área de aço e a área efetiva de betão;

$\frac{50}{L/\Phi} \leq 1$ ; onde L é o comprimento da fibra de aço e  $\Phi$  o diâmetro da fibra de aço;

$A_s$  - Área de aço;

$k_c$  e  $k$  - Coeficientes de redução;

$A_{ct}$  - Área de betão em tração imediatamente antes da formação da 1ª fenda.

A fendilhação foi verificada para dois tipos de fibras de aço: Dramix RL 45/30 (fibra solta) e Dramix RC 65/35 (fibra colada). Da primeira obteve-se uma largura de fenda 0,09mm e da segunda 0,07mm. Os valores são muito semelhantes no entanto optou-se pela solução de fibras coladas pois apresentam um elevado desempenho para betão projetado em taludes (NBK, Comércio Industria e representações, LDA.), (Quadro 4.11). O cálculo para a armadura ordinária adicional deu um valor nulo o que significa que não é necessária a sua consideração.

Quadro 4.11: Armadura ordinária adicional e largura de fendas.

$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$W_k$ (mm)
- 5,5	0,07

- Estado limite último por arranque do bolbo de selagem.

Aqui é onde se verifica o comprimento necessário de selagem das pregagens para que não haja arranque do bolbo de selagem. O mesmo pode ser calculado pela expressão

$$L_b = t + \frac{\tau_{b,ser}}{\pi D q_s} \quad (4.22)$$

Onde:

$\tau_{b,ser}$  - Esforço máximo de tração mobilizável em serviço nas pregagens;

$D$  - Diâmetro da furação;

$L_b$  - Comprimento da pregagem;

$q_s$  - Valor médio da resistência unitária última calda-terreno;

$t$  - Espessura máxima avaliada para a camada superficial mais alterada.

Obteve-se um comprimento mínimo de pregagem de 5,95m. Assumiu-se um comprimento de 6 metros.

Para fazer a verificação da estabilidade global, modelou-se a solução de estabilização no programa Slide (Figura 4.6). Denote-se que, conjugando as observações em campo dos escorregamentos, considerou-se para esta análise uma camada mais fraca de 1,8 metros de extensão. A análise foi feita segundo os métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Spencer. O valor mais conservativo para o fator de segurança foi obtido através do método de Bishop Simplificado (Figura 4.7).

Property	Maciço	Maciço decomposto
Color		
Strength Type	Generalized Hoek-Brown	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	25	23
Cohesion [kPa]		15
Friction Angle [deg]		32
Unconfined Compressive Strength (intact) [kPa]	38000	
nmb	1.1776	
ns	0.000730178	
na	0.51595	
Water Surface	None	None
Ru Value	0	0

Figura 4.6: Dados do material do talude do lado direito.

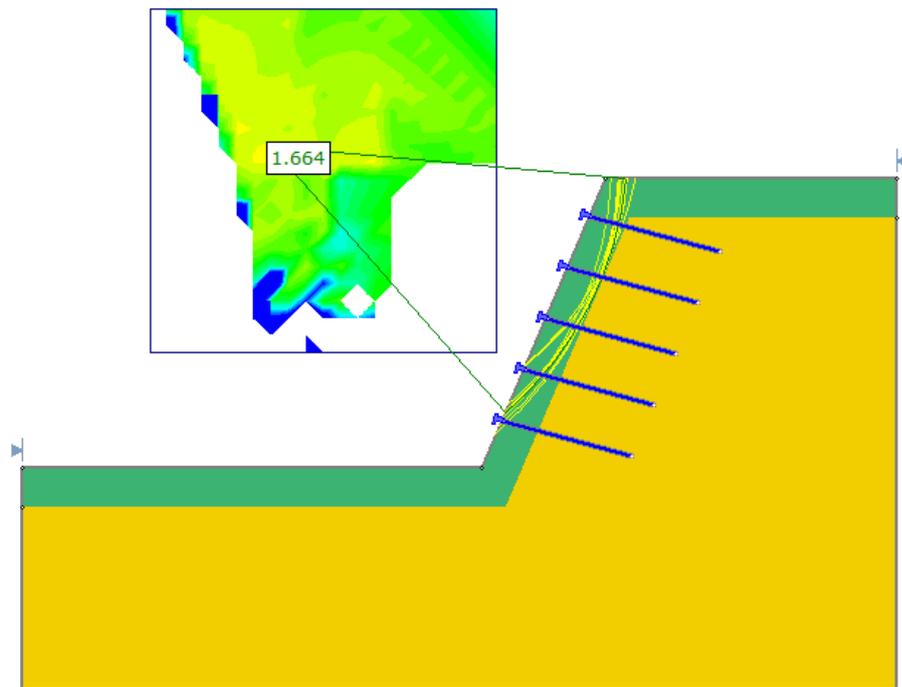


Figura 4.7: Estabilização do talude do lado direito.

Como se pode verificar o fator de segurança obtido é superior a 1,5 verificando assim que a solução encontrada é válida para este talude.

Denote-se que se teve sempre em conta a relação entre qualidade, desempenho e custos. Repare-se que as pregagens a utilizar são iguais em ambos os taludes o que trás várias vantagens. Por regra, quanto maior a quantidade do mesmo material encomendado menor será o custo.

## 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Esta dissertação teve como objetivo a análise de dois casos de taludes instáveis que afetam a via-férrea e o estudo das soluções mais adequadas para elevar a sua segurança. Para tal, foram estudados dois taludes em escavação, em solo e rocha, situados do lado esquerdo e do lado direito da linha férrea pertencente à linha da Beira Alta que, devido a um incêndio, apresentam várias situações de instabilidade. Por observações em campo, foram detetadas falhas de descompressão de material e queda de blocos.

Foi efetuado um reconhecimento geológico e geotécnico da zona onde se encontram os taludes. Pela carta geológica de Portugal, os taludes encontram-se na zona Centro-Ibérica formada pelo grupo das Beiras que por sua vez pertence ao complexo Xisto-Grauváquico, formação Rosmaninhal. Conclui-se que é uma zona onde se encontra uma série monótona de alternância de xistos e grauvaques. Os xistos são classificados como sendo duros e de grão fino. Do reconhecimento geotécnico, segundo a classificação Slope Mass Rating, concluiu-se que ambos os taludes pertencem à classe IIIa, ou seja, parcialmente estáveis com probabilidade de ocorrer rotura planar, rotura em cunha e basculamento.

A análise cinemática, segundo dois perfis representativos de cada talude, foi feita através do software DIPS da Rocscience. A mesma veio comprovar não só as observações feitas inicialmente em campo como também a classificação SMR. Concluiu-se que o modo de rotura condicionante do lado esquerdo é a rotura por basculamento. Tendo em conta que o talude do lado direito apresentou baixas probabilidades de ocorrência aos diferentes possíveis modos de rotura (planar, basculamento e cunha) e devido ao mesmo se encontrar muito degradado com várias falhas de descompressão concluiu-se como condicionante uma superfície de rotura circular.

Identificados os modos de rotura condicionantes, foi feita a análise da estabilidade. O talude do lado esquerdo foi analisado pelo software RocTopple e o talude do lado direito com o software Slide segundo três métodos de equilíbrio limite.

Tendo em conta todos os valores obtidos e os modos de rotura condicionantes, será adequado implementar medidas de estabilização de taludes para anular o risco de possíveis deformações

e/ou queda de blocos. Para tal, existem soluções que podem ser utilizadas de forma combinada de modo a se obter uma solução satisfatória para a estabilização dos taludes.

Para a escolha das medidas de estabilização mais adequadas teve-se em conta não só todas análises e estudos efetuados como também a envolvente quer a nível paisagístico como a nível de meios capazes de serem mobilizados para o local. Os taludes encontram-se próximos de uma curva e não há muito espaço, com isto se quer dizer que estão excluídas medidas de estabilização que ocupem muito espaço pois as mesmas não podem pôr em causa a circulação dos comboios. Optou-se pelo reperfilamento da parte final do talude, que corresponde à parte terrosa e mais baixa, e zonas pontuais da crista. Para o talude do lado esquerdo optou-se por redes pregadas de alta resistência e para o talude do lado direito betão projetado pregado com fibras de aço. As redes pregadas apresentam uma grande vantagem perante o betão projetado por permitirem a circulação da água. No entanto, essa medida não seria a mais adequada para o talude do lado direito, já que sendo o volume de solo a suportar mais elevado as redes poderiam não aguentar com uma possível deformação futura. Para combater o ponto fraco do betão projetado, deve ser aplicada uma medida de estabilização complementar, os drenos sub-horizontais.

Procedeu-se ao dimensionamento das soluções de estabilização. O dimensionamento das redes pregadas de alta resistência foi efetuado pelo programa online Ruvolum, disponibilizado pela empresa GEOBRUGG, e o dimensionamento do betão projetado foi feito analiticamente seguindo o regulamento RILEM TC 162-TDF. Posteriormente a estabilidade global dos taludes foi verificada segundo os programas RocTopple e Slide concluindo e comprovando a adequação da atuação das medidas de estabilização encontradas.

As medidas de estabilidade escolhidas foram bem selecionadas e devidamente comprovadas, havendo uma boa relação entre qualidade, desempenho e custos.

Como trabalhos futuros sugere-se o recurso a ensaios para se chegar com rigor aos parâmetros admitidos para o solo e rocha para a simulação do comportamento do talude. Também seria interessante aprofundar a Instrução de Exploração Técnica nº 77 explicando, tendo em conta a escolha das soluções de estabilização, quais as medidas de segurança necessárias a aplicar para que se mantenha a circulação ferroviária sem grandes perturbações e sem comprometer a segurança dos trabalhadores.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, L. W., Lee T. S., Sharma, S. & Boyce, G.M. (2002). "Slope Stability and Stabilization Methods". 2ª edição. John Wiley & Sons, inc., New York.
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support". Springer-Verlag.
- Barton, N. R. & Bandis, S. (1990). "Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice". In Rock joints, proc. Int. symp. On rock joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson). Rotterdam: Balkema.
- Bieniawski, Z. T. (1979). "Tunnel Design by Rock Mass Classification". Pennsylvania State University.
- Bieniawski, Z. T. (1989). "Engineering Rock Mass Classification". John Wiley & Sons.
- Caputo, H. P. (1977). "Mecânica dos Solos e suas aplicações". Volume 2, 3ª Edição. Livros técnicos e científicos editora S.A, Brasil, Rio de Janeiro.
- Clouterre (1991). "Recommandations Clouterre por la Conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols.". Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Decreto-Lei n.º 91/2015 de 29 de maio. Infraestruturas de Portugal
- Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005) "Soil Strength and Slope Stability". John Wiley & Sons.
- EN, N. (1992) 1-1 (2010) "Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão". Parte 1-1: Regras Gerais E Regras Para Edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- Fernandes, M. M. (2012). "Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais". FEUP edições, Vol. 1.
- Fernandes, M. M. (2011). "Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica". FEUP edições, Vol. 2.
- Ferreira, N. & Vieira, G. (1999). "Guia Geológico e Geomorfológico do Parque Natural da Serra da Estrela". Lisboa.
- Fisher, R. (1953). Dispersion on a sphere. Proc. Royal Society London, A217, pp. 295-305.
- Fiori, A. P. (2016). "Estabilidade de taludes: exercícios práticos". Oficina de textos, São Paulo.
- Giani, G. P. (1992). "Rock slope stability analysis". A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Goodman, R. E. & Bray, J. (1976). "Toppling of Rock Slopes, Proceedings of Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes". Boulder.
- Hoek E. & Bray, J. W. (1981). "Rock Slope Engineering". 3ª edição, The institution of Mining and Metallurgy, London.

- Hudson, J.A. & Harrison, J.P. (1997). “Engineering Rock Mechanics – An Introduction to the Principles”. Pergamon Press.
- IET 77. Instrução de Exploração Técnica
- ISRM (1981). “Basic Geotechnical Description of Rock Masses”. Int. J: Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.
- Juran, I. & Elias, V. (1991). “Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures”, Foundation Engineering Handbook.
- Mattews, C., Farook, Z., & Helm, P. (2014) “Slope stability analysis – limit equilibrium or the finite element method?”. Ground Engineering.
- Pedro, A. & Almeida e Sousa, J. (2016) “Aulas – Obras de Escavação e Contenção” MIEC – Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Pinto, P. (2015) “Aulas – Mecânica das Rochas” MIEC – Universidade de Coimbra, Coimbra
- RILEM TC 162-TDF (2003). “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete- $\sigma$ - $\epsilon$  design method – Final recommendation.” Materials and Structures, vol.36.
- Rocha, M. (2013). “Mecânica das Rochas”. LNEC, Lisboa.
- Romana, M., Serón J. B., & Montalar, E. (2003). “SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation” ISRM 2003 – Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- Ruegger, R., Flum, D. & Magne, N. (2006), “Un nouveau systeme de stabilization de talus: les filets haute limite elastique, une alternative au beton projete”. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’Ingénieur.
- Teixeira, C., Ávida Martins, J., Medeiros, A. C., Pilar, P., Pinto de Mesquita, L., Neves Ferro, M. (1963). “Carta Geológica de Portugal. Escala 1:50 000. Noticia explicativa da Folha 18C”. Guarda.
- Varnes, D. J. (1978). “Slope Movement Types and Processes”. In Landslides, Analysis and Control, Special Report 176, Transportation Research Board, Washington, pp. 11-13.
- Walker, B. F. & Fell, R. (1987). “Soil Slope Instability and Stabilisation”. A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield.
- Wyllie, D. C. & Mah, C. W. (2004). “Rock Slope Engineering - civil and mining”, 4ª edição. Institute of Mining and Metallurgy
- Timoshenko, S. & Woinowsky-Krieger, S. (1959). “Theory of plates and shells”-2<sup>nd</sup> edition. McGraw-Hill Book Company.
- Direcção Geral do Território. (2017), [http://www.dgterritorio.pt/cartografia\\_e\\_geodesia/geodesia/sistemas\\_de\\_referencia/portugal\\_continental/pt\\_tm06\\_etr89\\_\\_\\_european\\_terrestrial\\_reference\\_system\\_1989\\_2/](http://www.dgterritorio.pt/cartografia_e_geodesia/geodesia/sistemas_de_referencia/portugal_continental/pt_tm06_etr89___european_terrestrial_reference_system_1989_2/), data de consulta: 03/07/2017.
- Maserafi. (2017). <http://maserafi.appsiscommerce.com.br/produto/bussola-prismatica-em-aluminio-com-clinometro-e-suporte-para-tripe/3666>, data de consulta: 29/03/2017.
- Georumo. (2017). <http://www.georumo.pt/geot/ancoragens.html>, data de consulta: 31/03/2017.

GeoPortal. (2017). <http://geoportal.lneg.pt/geoportal/mapas/index.html>, data da consulta: 31/05/2017.

Geobruigg (2017), [https://www.geobruigg.com/index\\_pt.html](https://www.geobruigg.com/index_pt.html), data da consulta: 15/06/2017

NBK, Comércio Industria e representações, LDA.  
<http://www.nbkangola.com/produtos/engenharia-e-construcao/pavimentos-em-betao-fibras-de-aco-dramix-resinas-epoxi-e-trafficline/fibras-de-aco-dramix-para-betao-projectado.html>, data da consulta: 25/07/2017.

## Anexo A - Resultados do dimensionamento das redes pregadas de alta resistencia efetuado no software RUVOLUM

### Investigação de instabilidades locais entre pregagens simples

#### Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração

Esforço máximo da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (nível de dimensionamento)	$P_d$ [kN] =	86.1
Espessura do mecanismo deslizando decisivo	$t_{rel}$ [m] =	0.50
Resistência da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (valor característico)	$P_R$ [kN] =	185.0
Coefficiente de correcção ao corte na direcção das pregagens	$\gamma_{PR}$ [-] =	1.5
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	$P_R/\gamma_{PR}$ [kN] =	123.3
Comprovação da capacidade de segurança:	$P_d \leq P_R/\gamma_{PR}$	Cumpre

#### Comprovação da malha à transmissão da força z na pregagem

Força paralela ao talude tomada em consideração para as condições de equilibrio	$Z_d$ [kN] =	45.0
Resistência da malha às forças paralelas ao talude	$Z_R$ [kN] =	75.0
Coefficiente de correcção da componente da força Z paralela ao talude	$\gamma_{ZR}$ [-] =	1.5
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	$Z_R/\gamma_{ZR}$ [kN] =	50.0
Comprovação da capacidade de segurança:	$Z_d \leq Z_R/\gamma_{ZR}$	Cumpre

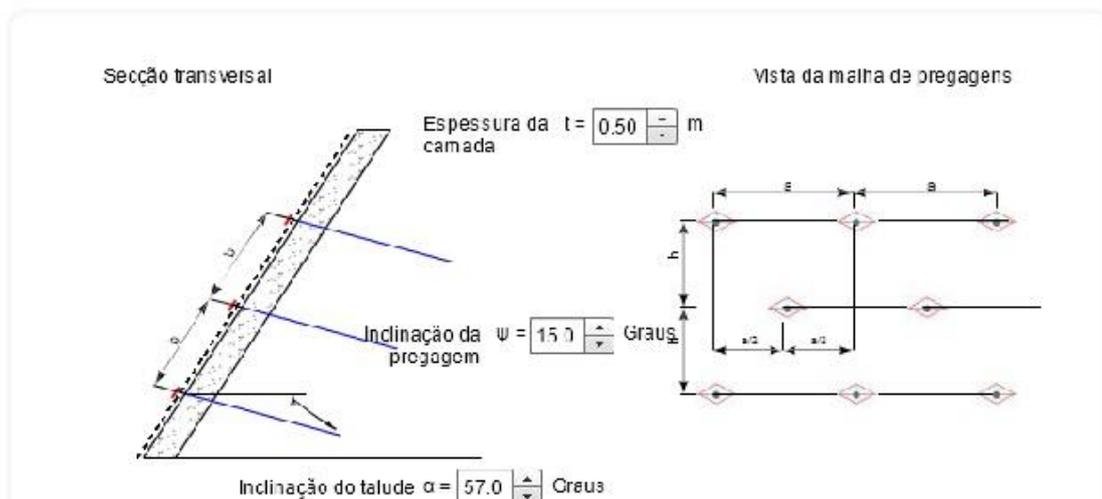
### Investigação de instabilidades paralelas ao talude

#### Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude

Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	$V$ [kN] =	0.0
Factor de carga para a influência da pré-tensão	$\gamma_{VI}$ [-] =	0.8
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	$V_{dl}$ [kN] =	0.0
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de $V_{dl}$	$S_d$ [kN] =	99.5
Resistência da pregagem ao corte	$S_{Red}$ [kN] =	178.0
Coefficiente de correcção da resistência ao corte da pregagem	$\gamma_{SR}$ [-] =	1.5
Valor de cálculo de resistência da pregagem ao corte	$S_{Red}/\gamma_{SR}$ [kN] =	118.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$S_d \leq S_{Red}/\gamma_{SR}$	Cumpre
Comprovação da malha ao punçoamento		
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	$V$ [kN] =	0.0

## Comprovação da pregagem a esforços combinados

Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	$V$ [kN] =	0.0
Factor de carga pela influência positiva da pré-tensão V	$\gamma_{VI}$ [-] =	0.8
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	$V_{dII}$ [kN] =	0.0
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão V	$\gamma_{VII}$ [-] =	1.5
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	$V_{dIII}$ [kN] =	0.0
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de $V_{dIII}$	$S_d$ [kN] =	99.5
Resistência máxima da malha ao corte	$P_d$ [kN] =	86.1
Resistência da pregagem à tracção	$T_{Rred}$ [kN] =	308.0
Resistência da pregagem ao corte	$S_{Rred}$ [kN] =	178.0
Coefficiente de correcção da resistência à tracção	$\gamma_{TR}$ [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Coefficiente de correcção da resistência ao corte	$\gamma_{SR}$ [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Comprovação da capacidade de segurança:	$\{ [V_{dIII}/(T_{Rred}/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/\gamma_{SR})]^2 \}^{0.5} \leq 1.0$	0.84 Cumpre
Comprovação da capacidade de segurança:	$\{ [P_d/(T_{Rred}/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/\gamma_{SR})]^2 \}^{0.5} \leq 1.0$	0.94 Cumpre
<b>Resistência à tracção mínima nas pregagens por instabilidade superficial</b>		
Dimensionamento do valor de resistência à tracção estática equivalente na pregagem para determinação do comprimento mesma	$T_d$ [kN] =	205.3



<b>qs</b>	<b>350,0</b>	<b>kPa</b>
<b>Lb</b>	<b>3,7</b>	<b>m</b>

### Anexo B - Dimensionamento do betão projetado com fibras de aço pregado

	ELU	ELS
P <sub>ed</sub>	16,0	4,0
V <sub>ed</sub>	100,0	25,0

σ <sub>1</sub>	3,32	N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>2</sub>	1,05	N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>3</sub>	0,74	N/mm <sup>2</sup>
ε <sub>1</sub>	0,10	‰
ε <sub>2</sub>	0,20	‰
ε <sub>3</sub>	25,00	‰

	ELU	ELS
M <sub>1,x</sub>	3,3	0,8
M <sub>1,y</sub>	3,3	0,8
M <sub>2,x</sub>	-21,8	-5,5
M <sub>2,y</sub>	-21,8	-5,5
M <sub>3,x</sub>	-1,9	-0,5
M <sub>3,y</sub>	5,1	1,3

Secção sem armadura ordinária																									
x <sub>it</sub> (mm)	ε <sub>c it</sub> (‰)	ε <sub>3</sub> (‰)	w <sub>máx</sub> (mm)	h <sub>calc</sub> (mm)	c <sub>calc</sub> (mm)	A <sub>1</sub>	X <sub>1g</sub>	A <sub>2</sub>	x <sub>2g</sub>	a <sub>3</sub>	x <sub>3g</sub>	a <sub>4</sub>	x <sub>4g</sub>	a <sub>5</sub>	x <sub>5g</sub>	a <sub>6</sub>	x <sub>6g</sub>	a <sub>7</sub>	x <sub>7g</sub>	a <sub>8</sub>	x <sub>8g</sub>	a <sub>9</sub>	x <sub>9g</sub>	ΣF	Mrd (kN.m/m)
7,26	2,00	31,05	3,5	120,00	60,00	0,0	5,7	72,6	4,8	0,6	0,3	0,4	0,5	0,4	0,6	17,4	38,1	82,9	56,7	0,0	1,0	0,0	1,0	-29,0	5,7
Secção com armadura ordinária e placa de aperto - cedência da armadura (momento negativo máximo)																									
x <sub>it</sub> (mm)	ε <sub>c it</sub> (‰)	ε <sub>3</sub> (‰)	w <sub>máx</sub> (mm)	h <sub>calc</sub> (mm)	c <sub>calc</sub> (mm)	A <sub>1</sub>	X <sub>1g</sub>	A <sub>2</sub>	x <sub>2g</sub>	a <sub>3</sub>	x <sub>3g</sub>	a <sub>4</sub>	x <sub>4g</sub>	a <sub>5</sub>	x <sub>5g</sub>	a <sub>6</sub>	x <sub>6g</sub>	a <sub>7</sub>	x <sub>7g</sub>	a <sub>8</sub>	x <sub>8g</sub>	a <sub>9</sub>	x <sub>9g</sub>	ΣF	Mrd (kN.m/m)
41,69	3,50	1,54	0,0	120,00	60,00	357,3	32,8	317,6	14,9	2,1	0,8	1,4	1,6	1,3	1,8	2,5	7,7	11,7	10,4	120,9	18,3	534,7	18,3	0,5	28,6
Secção com armadura ordinária - cedência da armadura (momento negativo a meio-vão entre pregagens)																									
x <sub>it</sub> (mm)	ε <sub>c it</sub> (‰)	ε <sub>3</sub> (‰)	w <sub>máx</sub> (mm)	h <sub>calc</sub> (mm)	c <sub>calc</sub> (mm)	A <sub>1</sub>	X <sub>1g</sub>	A <sub>2</sub>	x <sub>2g</sub>	a <sub>3</sub>	x <sub>3g</sub>	a <sub>4</sub>	x <sub>4g</sub>	a <sub>5</sub>	x <sub>5g</sub>	a <sub>6</sub>	x <sub>6g</sub>	a <sub>7</sub>	x <sub>7g</sub>	a <sub>8</sub>	x <sub>8g</sub>	a <sub>9</sub>	x <sub>9g</sub>	ΣF	Mrd (kN.m/m)
14,71	3,50	10,78	0,5	120,00	60,00	126,1	11,6	112,1	5,3	0,7	0,3	0,5	0,6	0,4	0,6	6,9	15,7	32,9	23,1	196,7	45,3	0,0	45,3	0,0	11,8

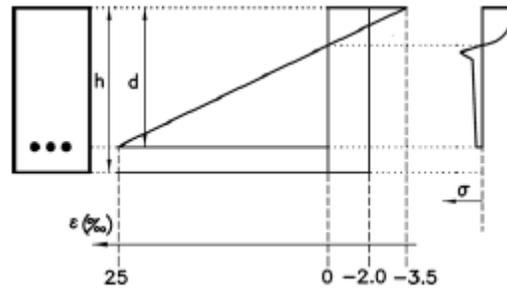


Fig. Distribuição das tensões e extensões (RILEM TC 162 – TDF)

**Punçoamento**

u <sub>0</sub>	800 mm
β	1
p <sub>ed</sub>	16 kPa
V <sub>ed</sub>	100 kN/m
d	60 mm
V <sub>ed,0</sub>	2,08 MPa

u <sub>1</sub>	1554 mm
β	1
p <sub>ed</sub>	16 kPa
V <sub>ed</sub>	92,1 kN/m
D	60 mm
V <sub>ed,1</sub>	0,99 MPa

**Fendilhação**

Controlo da fendilhação																							
M (kN.m/m)	x <sub>it</sub> (mm)	ε <sub>c, it</sub> (‰)	ε <sub>3</sub> (‰)	A1	X1g	A2	x2g	a3	x3g	a4	x4g	a5	x5g	a6	x6g	a7	x7g	a8	x8g	a9	x9g	ΣF	M <sub>cr</sub> (kN.m/m)
8,00	36,17	0,37	0,24	0,0	28,4	182,6	24,1	25,5	6,8	16,7	13,4	15,4	15,1	0,9	21,2	4,3	21,9	22,1	23,8	97,8	23,8	0,0	8,0
M (kN.m/m)	x <sub>it</sub> (mm)	ε <sub>c, it</sub> (‰)	ε <sub>3</sub> (‰)	A1	X1g	A2	x2g	a3	x3g	a4	x4g	a5	x5g	a6	x6g	a7	x7g	a8	x8g	a9	x9g	ΣF	M <sub>rd</sub> (kN.m/m)
9,51	35,32	0,46	0,32	0,0	27,7	213,6	23,5	20,3	5,4	13,3	10,7	12,2	12,0	2,1	18,8	9,8	20,3	28,8	24,7	127,2	24,7	0,0	9,5
σ <sub>s, cr</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	ε <sub>sm</sub> (‰)	s <sub>rm</sub> (mm)	β	β1	β2	φ <sub>b</sub>	k1	k2	A <sub>c,eff</sub> (mm <sup>2</sup> )	ρ <sub>o,r</sub>	L (mm)	φ (mm)	A <sub>ct</sub>	f <sub>ct,eff</sub> (MPa)	k <sub>c</sub>	k	k <sub>p</sub>				A <sub>s, min</sub> (cm <sup>2</sup> )	w <sub>k</sub> (mm)
48,88	63,60	0,27	156,95	1,7	0,5	0,5	12,0	1,6	0,5	28228,0	0,0	35,0	0,6	84684,0	2,9	0,4	1,0	1,0				-5,5	0,07

## Especificações fibras de aço Dramix

Especificações					
Dramix	Fator de Forma	Comp.	Diametro	Fibras/Kg	Dosagem Minima
RL 45/30	45	30mm	0,62mm	13,000	30Kg/m³
RL 45/50	45	50mm	1,05mm	2,800	30Kg/m³
RC 65/35	65	35mm	0,55mm	14,500	17Kg/m³
RC 65/60	65	60mm	0,90mm	3,200	15Kg/m³
RC 80/60	80	60mm	0,75mm	4,600	10Kg/m³