



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Celina Maria Queiroz Palma

ESTABILIDADE DO TALUDE DE ESCAVAÇÃO EM
ROCHA NA RUA DE AVEIRO EM COIMBRA

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e apresentada ao
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Março de 2020

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Celina Maria Queiroz Palma

Estabilidade do talude de escavação em rocha na Rua de Aveiro em Coimbra

Stability of the rock cut slope at Rua de Aveiro in Coimbra

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor Mário Quinta Ferreira

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.

Março de 2020



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço aos meus pais, pelos sacrifícios, pelo apoio, por garantirem que houvesse sempre condições para estudar, por serem os primeiros a acreditarem e a fazerem-me ir à luta.

Agradeço também à minha irmã, Disa, que apesar de mais nova, tem mais juízo. Obrigada pela disponibilidade, pela companhia e compreensão. Um grande obrigada também à Rita Morais e à Joana Ferreira, que em tempos de desespero, não hesitaram em disponibilizar o seu tempo, mais do que uma vez, para me ajudarem no trabalho de campo.

Obrigada à Inês Marcelino, à Raquel de Oliveira e à Marta Alves (foi graças a ela que descobri este Mestrado!), pelo apoio, dicas, por ouvirem as minhas queixinhas, mas sobretudo pela amizade.

Ao Professor Mário Quinta Ferreira, pela orientação e conhecimento transmitido, pela boa disposição e positividade, extremamente importantes para me ajudarem perante as dificuldades e contratemplos que foram surgindo, deixo o meu sincero agradecimento.

Por fim, agradeço à espectacular turma que tive oportunidade de conhecer durante este Mestrado, fazemos um excelente grupo! Um obrigada, também, à excelente equipa de docentes que nos acompanharam durante este percurso e a todos aqueles que se cruzaram, de alguma forma, no meu caminho e deram o seu contributo.

RESUMO

Os taludes instáveis são um problema recorrente, especialmente em centros urbanos, pois podem afetar gravemente vias de comunicação e infraestruturas, podendo mesmo haver perda de vidas humanas. As instabilizações estão geralmente associadas às características geológicas e geotécnicas dos terrenos, às condições climáticas, à má gestão do território e às más práticas de construção civil (muros de suporte mal dimensionados ou mal construídos, funcionamento deficiente ou inexistência de drenagem, aterros não controlados, etc.)

Em Coimbra já ocorreram alguns acidentes devido a este tipo de instabilizações, existindo ainda taludes considerados instáveis, desprovidos de estratégias adequadas para a prevenção de novos acidentes. O talude rochoso de escavação localizado na Rua de Aveiro, apresenta há muito sinais de instabilidade. A encosta é íngreme com dezenas de metros de altura e de natureza calcária, suscetível aos agentes de meteorização e à instabilidade.

Apresenta-se uma caracterização geológico-geotécnica, de campo e de laboratório do maciço e efetua-se a uma análise da estabilidade, recorrendo a ferramentas de análise de cinemática e aos sistemas de classificação geomecânica. Os resultados da análise da estabilidade com o programa *Slide* mostram que há pequena probabilidade de ocorrência e deslizamentos. Os cálculos efetuados com o programa *Rocfall* mostram que a queda de blocos é mais provável e que o revestimento vegetal e a vala de retenção no tardo do muro gabião, têm um papel fundamental na redução do risco de projeções para a rua.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes, classificação geomecânica, análise cinemática, Coimbra

ABSTRACT

Unstable slopes are a recurring problem, especially in urban areas, as they can severely affect communication routes and infrastructures, and there may even generate a loss of human life. The instabilities are usually related with the geological and geotechnical characteristics of the ground, the climatic conditions, the poor management of the territory and the bad practices of construction (poorly dimensioned or poorly built retaining walls, deficient functioning or absence of drainage, uncontrolled embankments, etc.)

In Coimbra some accidents have already occurred due to slope failures, and there are still slopes considered as unstable, but lacking adequate strategies for the prevention of new accidents. The rock cut slope located at Rua de Aveiro, has long been showing signs of instability. The steep slope, dozens of meters high and of a calcareous nature, is susceptible to weathering agents and to instability.

It is presented a geological-geotechnical characterization in the field and in the laboratory and a stability analysis is presented, using tools for kinematic analysis and geomechanical classification systems. The results of the stability analysis with the *Slide* software show that there is a small probability of landslides occurrence. The calculations made with the *Rocfall* software show that the fall of blocks is more likely and that the vegetal cover and the retention ditch on the back of the gabion wall, have a fundamental role in reducing the risk of projections onto the street.

Key words: Slope stability, geomechanical classification, kinematic analysis, Coimbra

ÍNDICE

<i>1. INTRODUÇÃO</i>	<i>1</i>
1.1 Objetivos e metodologia	1
1.2 Trabalhos realizados	2
<i>2. ESTUDO DE CASO</i>	<i>4</i>
2.1 Enquadramento geográfico.....	4
2.2 Enquadramento geológico e tectónico.....	5
2.3 Condições climáticas: precipitação local.....	7
2.4 Metodologia de campo	8
2.4.1 Reconhecimento de campo	9
2.4.2 Zonamento do talude e caracterização das discontinuidades.....	13
<i>3 ENSAIOS EM LABORATÓRIO</i>	<i>21</i>
3.1 Porosidade, massa volúmica e teor em água natural	21
3.2 Ensaio de resistência à carga pontual	24
3.3 Ensaio de desgaste em meio húmido.....	28
<i>4 ANÁLISE CINEMÁTICA NO DIPS</i>	<i>31</i>
<i>5 SIMULAÇÃO DE QUEDA DE BLOCOS NO ROCFALL</i>	<i>34</i>
<i>6 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA</i>	<i>41</i>
<i>7 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHOS FUTUROS</i>	<i>46</i>
<i>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	<i>48</i>
<i>ANEXOS</i>	<i>51</i>

1. INTRODUÇÃO

1.1 Objetivos e metodologia

A estabilidade de taludes é uma preocupação transversal tanto no contexto dos diferentes tipos de obras geotécnicas como no da indústria mineira. São inclusive um problema geotécnico recorrente em diversas situações de ocupação territorial antrópica, envolvendo risco para pessoas e bens (Lamas, 2016). Os taludes de escavação estão geralmente associados à construção de infraestruturas, como vias de comunicação ou habitações, e requerem estudos e planos específicos, de modo a minimizar os riscos (Kerfah, 2017).

Na região de Coimbra, são conhecidos alguns incidentes graves relativos a taludes instáveis, incidentes esses que têm sido analisados e estudados por diversos profissionais e investigadores, de forma a encontrar causas e soluções. Normalmente, conclui-se que as causas estão relacionadas com a ocorrência de vários fatores: internos, que dependem da natureza do material do talude, e externos, relacionados com os agentes de meteorização (como a precipitação) e com a ação humana sobre o talude, por exemplo.

Um caso que ilustra a combinação destes fatores é a escavação do talude da estrada de Coselhas, em Coimbra, realizada em 1999 e em 2000, para a construção de habitações de pequeno porte (Fig. 1.1). A escavação não foi adequada, tendo em conta a dimensão das habitações e o impacto causado na paisagem. Para além disso, não foram consideradas as características naturais do talude, constituído por calcários e pelitos, sendo que estes últimos comportam-se como uma lama, quando sujeitos à descompressão em condições húmidas (Quinta Ferreira, M. & Quinta Ferreira, T., 2004). Devido à ocorrência de deslizamentos durante as obras, houve necessidade de se concretizar um projeto para estabilizar o talude, no entanto, foram detetados ainda alguns problemas de instabilidade superficial, após períodos mais chuvosos (Quinta Ferreira M., 2003).



Fig. 1.1 – Talude de escavação na estrada de Coselhas (adaptado de Quinta Ferreira, 2003)

A problemática deste trabalho também se insere em contexto urbano, sendo que o objetivo se prende com a caracterização geomecânica e com a análise de estabilidade do talude da Rua de Aveiro, em Coimbra, talude esse localizado nas proximidades da estrada de Coselhas. Trata-se de um talude de escavação rochoso, de natureza calcária, carecido de estudos pormenorizados e de medidas de mitigação de risco adequadas, localizado junto a uma rua com bastante tráfego rodoviário e junto de edificações.

1.2 Trabalhos realizados

A metodologia adotada para este trabalho foi a seguinte:

- **Pesquisa bibliográfica**
Aquisição de conhecimento prévio sobre a geologia regional e local, das características do terreno e de alguma informação histórica revelante (ocupação e uso do terreno, incidentes, etc.);
- **Trabalho de campo**
Reconhecimento de campo;
Caracterização do maciço rochoso e dos sistemas de discontinuidades;
Ensaio *in situ* da dureza ao ressalto com recurso ao martelo de Schmidt;

➤ **Trabalho de laboratório**

Ensaio de caracterização do material rochoso em termos de densidade e porosidade, resistência e durabilidade;

➤ **Tratamento e análise de resultados**

Análise cinemática, com recurso aos softwares *Dips* e *RocFall*;
Caracterização geomecânica;

➤ **Conclusões e perspetivas de trabalhos futuros**

Limitações do trabalho e considerações finais.

2. ESTUDO DE CASO

2.1 Enquadramento geográfico

A área estudada insere-se na zona da Conchada, em Coimbra, na região Centro de Portugal. Em termos cartográficos, está representada na folha 230 da Carta Militar de Portugal à escala 1:25 000.

O talude, com cerca de 40m de altura, estende-se por toda a rua de Aveiro ao longo de 300m (Fig. 2.1). No topo, encontra-se o Cemitério da Conchada, considerado património histórico da cidade, edificado em 1860 (Carvalho e Silva, 2012).

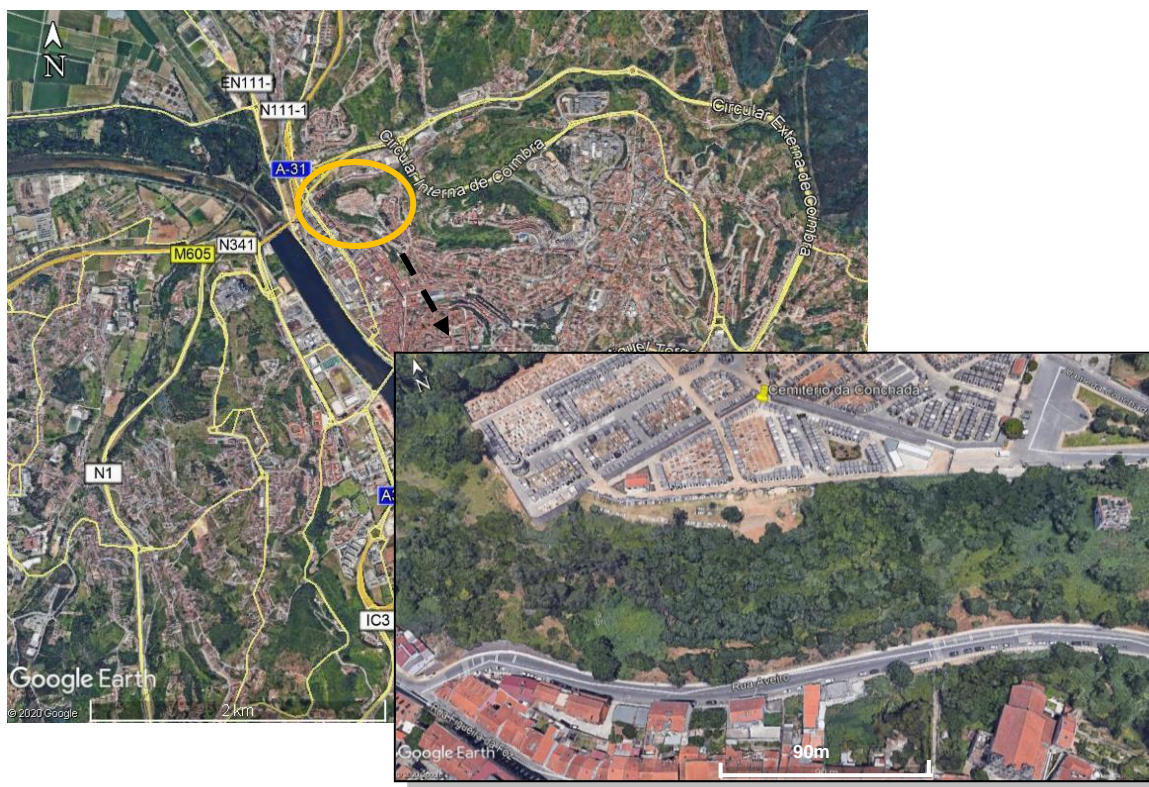


Fig. 2.1 – Localização geográfica do talude em estudo

2.2 Enquadramento geológico e tectónico

A região de Coimbra situa-se no confronto entre a Bacia Lusitaniana e o Maciço Hespérico (Fig. 2.2), uma das unidades morfológicas mais antigas da Península Ibérica. Este Maciço está dividido em diferentes zonas tectono-estratigráficas, resultantes da junção de variadas formações, em consequência de processos tectónicos convergentes associados ao fecho do Mar Tétis durante o final do Triásico (~237 M.a.).

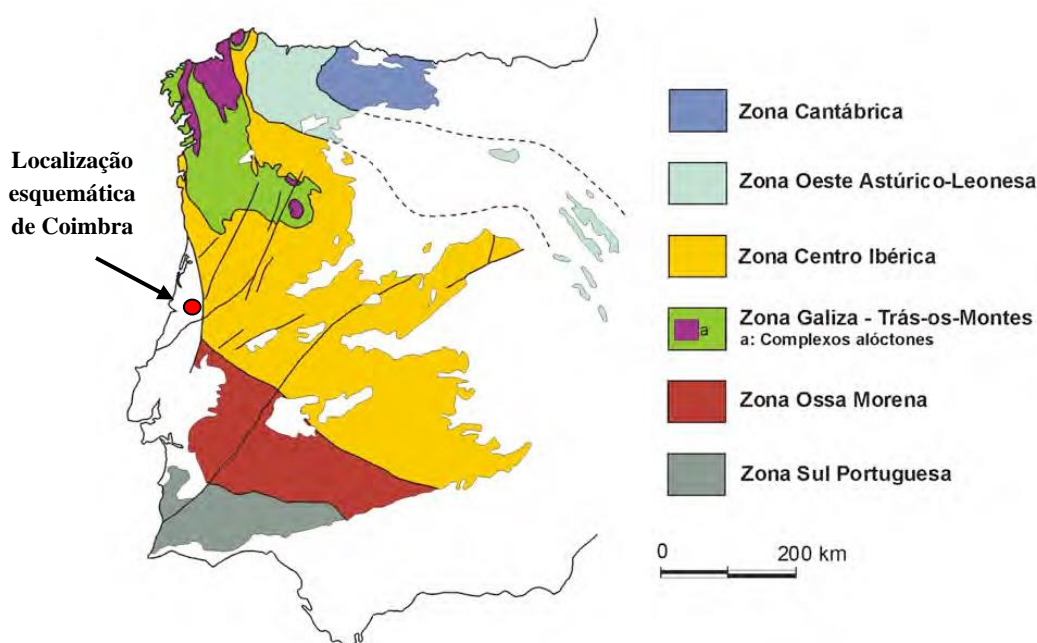


Fig. 2.2 - Esquema Geológico do Maciço Hespérico (adaptado de Teixeira Rocha, 2008)

Com o fecho do Tétis, iniciou-se a abertura do Oceano Atlântico Norte. A Ibéria encontrava-se junto ao continente norte-americano e, em consequência do estiramento litosférico progressivo, desenvolveu-se a Bacia Lusitaniana (Fig. 2.3), tratando-se da única bacia das margens do Atlântico Norte com extensa exposição superficial nos dias de hoje. A geologia regional de Coimbra herda as evidências da ocorrência deste fenómeno.

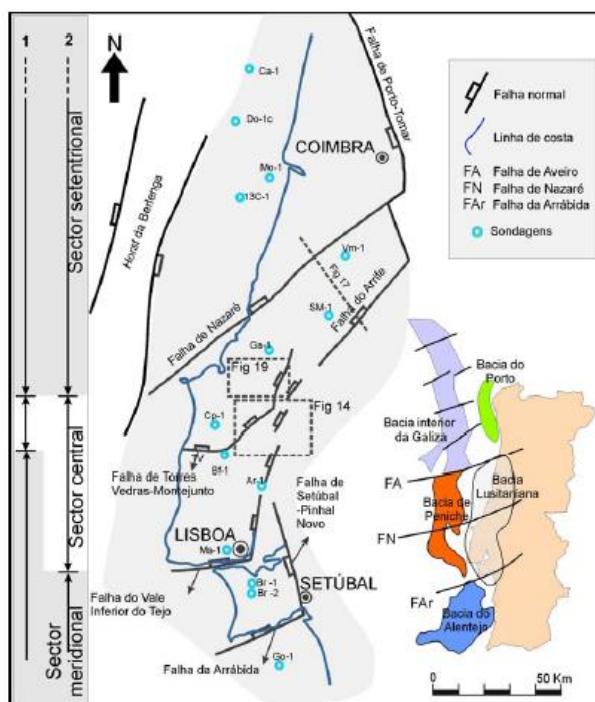


Fig. 2.3 - Enquadramento geográfico e tectónico da Bacia Lusitânica e de outras bacias da Margem Ocidental Ibérica (adaptado de Kullberg, 2000, Alves, 2005, *in* Kullberg et al, 2013)

Numa primeira fase do regime distensivo, ocorreu o enchimento de depressões, principalmente em regime fluvial, por materiais detríticos provenientes dos relevos das áreas emersas (Kullerg et al, 2013). Neste contexto, surgiu o Grupo dos Grés de Silves, essencialmente areno-conglomerático, dividido em 3 subunidades litoestratigráficas, a Formação da Conraria, a Formação de Castelo Viegas e a Formação de Pereiros (Soares et al., 2007). Sobre este Grupo, encontra-se o Grupo de Coimbra, um grupo carbonatado, sendo este o grupo presente no local em estudo. A existência de calcários sobrepostos aos Grés de Silves testemunha o avanço das águas marinhas por terrenos continentais durante o Sinemuriano Inferior (~199 M.a.), com o sucessivo afastamento continental.

Relativamente à geologia local, o Grupo de Coimbra divide-se em subunidades, as Camadas de Coimbra s.s e as Camadas de S. Miguel (Soares et al., 1985). De acordo com os autores referidos, as Camadas de Coimbra s.s. sustentam as zonas mais elevadas da cidade e serviram para a construção dos monumentos da cidade. São essencialmente dolomíticas, acinzentadas e com estratificação fina. Já as Camadas de S. Miguel apresentam estratificação regular decimétrica e são formadas por calcários e calcários dolomíticos acinzentados/acastanhados,

com intercalações de margas em estratos finos na base. No topo, os calcários são mais espessos, biodetríticos e fossilíferos. Estas diferenças na composição dos estratos representam um aumento gradual do nível do mar.

Na secção 2.4 é feita uma descrição mais pormenorizada das condições geológicas locais, atendendo ao que foi observado em campo.

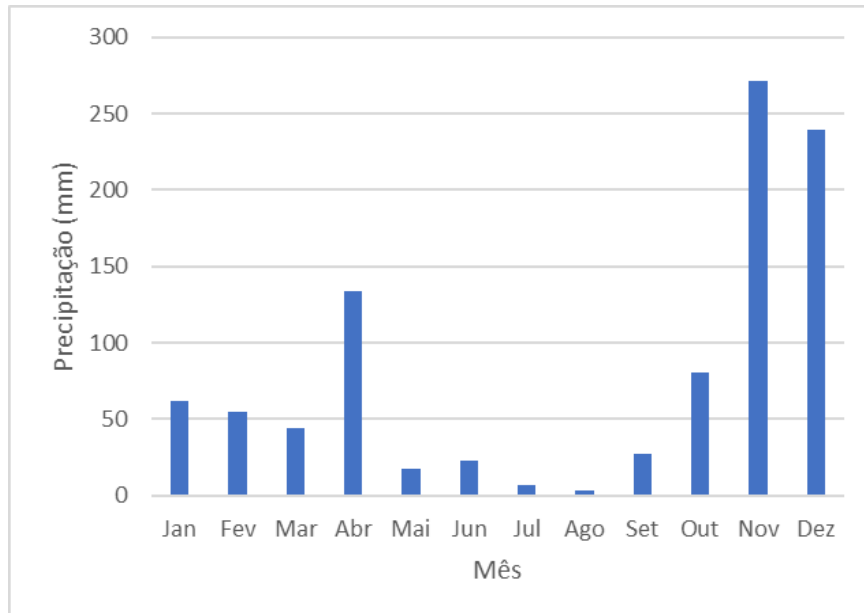
2.3 Condições climáticas: precipitação local

A precipitação é um fator importante na problemática da instabilidade de taludes, já que influencia o teor de água absorvido pelos terrenos. Quinta Ferreira et al. (2005) relacionaram os registos da precipitação local com o historial de deslizamentos ocorridos em Coimbra, entre 1864 e 2006, mostrando que em anos mais chuvosos, com precipitação intensa e persistente, há mais tendência para ocorrerem problemas de instabilização de taludes. Os autores identificaram, também, que entre novembro e março, as precipitações médias diárias são geralmente superiores às registadas durante os restantes meses.

No decorrer deste trabalho, a investigação de campo foi várias vezes condicionada pelas condições climáticas adversas que tiveram lugar durante os últimos meses de 2019. O mês de dezembro foi particularmente complicado na região de Coimbra, devido à precipitação intensa, que levou inclusive à rotura do dique direito do canal principal do Mondego, na zona de Montemor-o-Velho.

No Gráfico 2.1, observam-se os valores da precipitação mensal registados na estação do Observatório Geofísico e Astronómico da Universidade de Coimbra (OGAUC), na Avenida Dr. Dias da Silva, em 2019. O valor médio da precipitação nos últimos 3 meses do ano (197.2mm) é quase 5 vezes superior à média da precipitação nos restantes meses (41.4mm). Registaram-se várias ocorrências relacionadas com instabilidade de taludes pela região, sendo que no caso do talude da Rua de Aveiro, apesar de não terem ocorrido incidentes graves, foram detetados vários movimentos no terreno e deslizamentos de blocos rochosos durante o período em que foi realizado o trabalho de campo, entre setembro e dezembro. Na secção seguinte, descrevem-se as observações de campo com mais pormenor.

Gráf. 2.1 – Precipitação mensal de 2019 em Coimbra (fonte: OGAUC)



2.4 Metodologia de campo

A investigação desenvolvida compreende trabalhos de campo, com o objetivo de caracterizar os materiais geológicos existentes no talude e selecionar perfis que representem o melhor possível, em termos geológicos e geomecânicos, o talude em análise.

Num primeiro momento, foi feito um estudo com base na informação disponível, recorrendo à bibliografia, à cartografia e a imagens de satélite, de forma a conhecer previamente o terreno, nomeadamente a localização geográfica, as suas características geológicas e topográficas.

Posteriormente, foi feita a investigação de campo, com vista ao registo fotográfico, à caracterização geológica-geotécnica do talude e à identificação de aspetos e indícios que evidenciem a instabilidade do terreno.

O procedimento foi o seguinte:

- ✓ Caracterização litológica;
- ✓ Descrição do grau de fraturação e alteração do maciço;
- ✓ Levantamento das descontinuidades, com recurso à bússola de geólogo e a uma fita métrica;
- ✓ Descrição da geometria do talude;
- ✓ Determinação da dureza ao ressalto *in situ*, com recurso ao martelo de Schmidt;
- ✓ Identificação das principais zonas de quedas de blocos, de blocos em consola ou soltos;
- ✓ Observação das condições da vegetação, nomeadamente, a existência de troncos inclinados e de raízes expostas;
- ✓ Identificação de linhas de drenagem superficial;
- ✓ Identificação de potenciais mecanismos de rotura.

2.4.1 Reconhecimento de campo

Nesta etapa procedeu-se à observação do estado do terreno, à identificação de problemas que favoreçam a instabilidade do talude, à caracterização do estado de alteração do maciço e à seleção das zonas mais críticas a serem estudadas em pormenor.

Ao longo da rua de Aveiro, foram detetados os seguintes aspetos:

- ✓ Queda de blocos e pequenos deslizamentos (Fig. 2.4);
- ✓ Ausência de valas de captação e de sistemas de drenagem;
- ✓ Rolamento de blocos e deslizamentos com alguma dimensão (Fig. 2.5);
- ✓ Cones de acumulação e solo de alteração (Fig. 2.6);
- ✓ Árvores de grande porte inclinadas para a via;
- ✓ Terreno usado como zona de acumulação de lixo urbano, com construções e muros abandonados (estando estes cobertos por vegetação e solo superficial).



Fig. 2.4 – Registo fotográfico de quedas de blocos e deslizamentos



Fig. 2.5 – Registo fotográfico de deslizamentos (esq.) e queda de blocos (dir.)



Fig. 2.6 – Registo fotográfico de cones de acumulação e solo de alteração

Relativamente à caracterização do maciço, foi feita uma descrição geológica, tendo em consideração a litologia, a espessura das camadas e o grau de alteração e de fraturação. A

alteração dos maciços rochosos está associada à natureza da própria rocha, à sua porosidade, permeabilidade, composição química e mineralógica e à exposição a determinados fatores externos, como o clima, o tipo de meio onde se encontra, o tempo de exposição, etc.

A alteração e a fraturação do maciço foram quantificadas de acordo com as seguintes tabelas:

Tab. 2.1 – Grau de alteração de maciços rochosos (adaptado de ISRM, 1977, in Ulusay e Hudson, 2007)

Símbolo	Designação	Descrição
W1	Rocha sã (não alterada)	A rocha não apresenta sinais de alteração
W2	Rocha ligeiramente alterada	Sinais de alteração apenas nas superfícies das discontinuidades
W3	Rocha medianamente alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso
W4	Rocha muito alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso, mas grande parte do material não é friável
W5	Rocha decomposta	Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado em solo residual

Tab. 2.2 – Classificação da fraturação de maciços rochosos (adaptado de ISRM, 1980, in Pedro, 2018)

Símbolo	Intervalo entre fraturas (cm)	Designação
F1	> 200	Muito afastadas
F2	60 - 200	Afastadas
F3	20 - 60	Medianamente afastadas
F4	6 - 20	Próximas
F5	< 6	Muito próximas

No geral, o maciço calcário apresenta-se friável, com tons amarelados e acastanhados, evidenciando graus de alteração entre o W4 e o W5 (Fig. 2.7), sendo que entre zonas de fratura recentes ou menos expostas, a rocha encontra-se medianamente alterada, de cor mais acinzentada, considerando-se como W3. Já o grau de fraturação, embora varie consoante a zona e as famílias de discontinuidades (abordadas na secção seguinte), foi possível observar que o maciço se encontra altamente fraturado, aspeto típico em maciços de natureza calcária. A estratificação está bem definida, com camadas a variar entre 10 e 70cm de espessura e inclinações médias entre 10° e 20°, com exceção de locais onde o maciço se encontra altamente meteorizado e onde já ocorreu algum tipo de rotura .

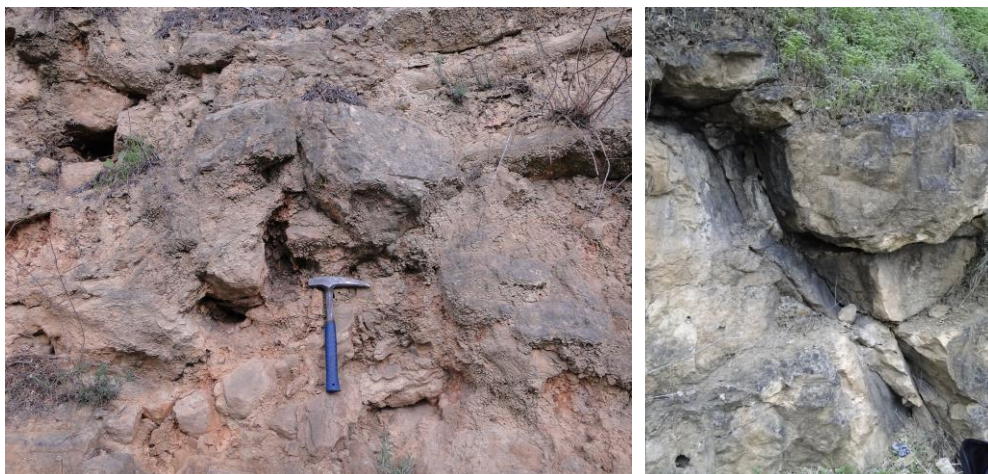


Fig. 2.7 – Grau de alteração W4-W5 (esq.) e W3 (dir.)

As condições locais e o estado do maciço estabelecem vários mecanismos de instabilidade, considerando-se que o mais relevante é a queda de blocos. Embora as dimensões do talude sejam consideráveis, tanto em extensão como em altura, a existência de vegetação densa e a falta de limpeza do terreno dificultaram muito o trabalho de campo, não sendo possível observar uma grande parte do talude nem aceder a outros afloramentos de forma segura. Ainda assim, junto ao passeio, foram observados outros potenciais mecanismos, como a rotura planar e/ou em cunha, tendo sidas seleccionadas 2 zonas, denominadas D e R (Fig.2.8), para uma caracterização mais pormenorizada *in situ*. Uma 3ª zona, a zona M, foi seleccionada para efeitos de simulação de queda de blocos, assunto abordado mais à frente.

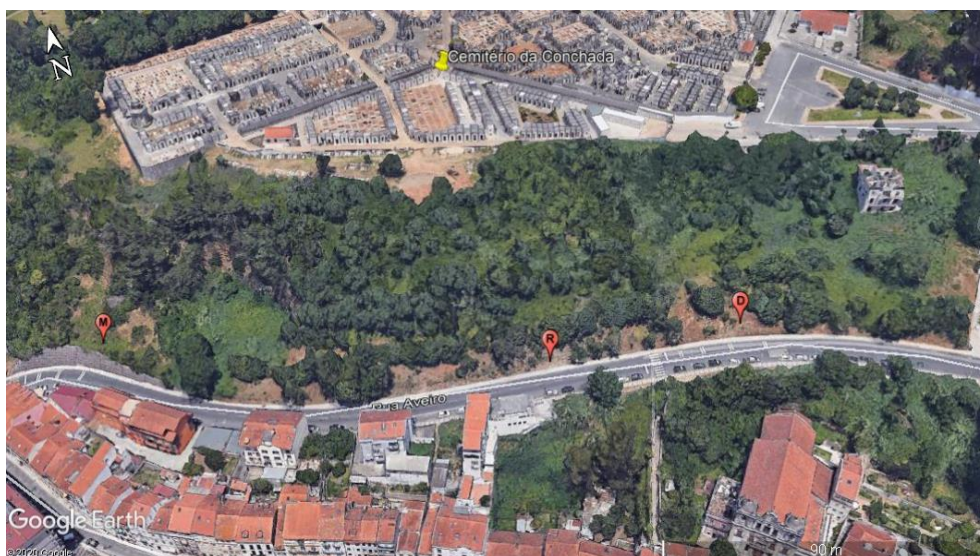


Fig. 2.8 – Localização geográfica das zonas escolhidas

2.4.2 Zonamento do talude e caracterização das descontinuidades

O conhecimento dos sistemas de descontinuidades é fundamental, uma vez que se tratam de zonas de fraqueza que condicionam o comportamento do maciço rochoso. O levantamento de campo consistiu na descrição e determinação de alguns parâmetros, definidos pela ISRM:

- ✓ Orientação e inclinação;
- ✓ Espaçamento entre descontinuidades, definido de acordo com a Tabela 2.2, e representado esquematicamente com a seta verde na Fig. 2.9;
- ✓ Continuidade (espessura), representada com a seta branca;
- ✓ Abertura, representada com a seta laranja;
- ✓ Enchimento;
- ✓ Rugosidade;
- ✓ Alteração das paredes, de acordo com a Tabela 2.1;
- ✓ Infiltração;
- ✓ Resistência das paredes.



Fig. 2.9 – Representação esquemática do espaçamento (seta verde), da continuidade (seta branca) e da abertura (seta laranja)

A orientação e inclinação das descontinuidades são úteis para estudar e prever potenciais mecanismos de rotura. Markland (1972) criou uma forma de testar os diferentes mecanismos, através da projeção estereográfica dos planos dos taludes e das descontinuidades, considerando os respetivos ângulos de atrito. Hoje em dia, recorrendo a softwares próprios, neste caso o *Dips*, é possível analisar vários sistemas de descontinuidades e determinar probabilidades de rotura. De seguida, apresentam-se os parâmetros descritivos obtidos em cada zona e a projeção estereográfica dos respetivos sistemas de descontinuidades.

2.4.2.1 Caracterização da Zona D

Esta zona situa-se junto ao passeio e mostra-se instável, observando-se desprendimento e acumulação de material, sem que haja uma vala de captação ou qualquer proteção contra a projeção de blocos (Fig. 2.10). Durante o decorrer deste trabalho, devido ao período de chuva intensa, ocorreram desprendimentos de blocos (chegando aos 50cm de diâmetro), que puseram em causa a segurança dos peões e da via, tendo sido colocada uma fita de sinalização pela Câmara Municipal de Coimbra (Fig. 2.11).

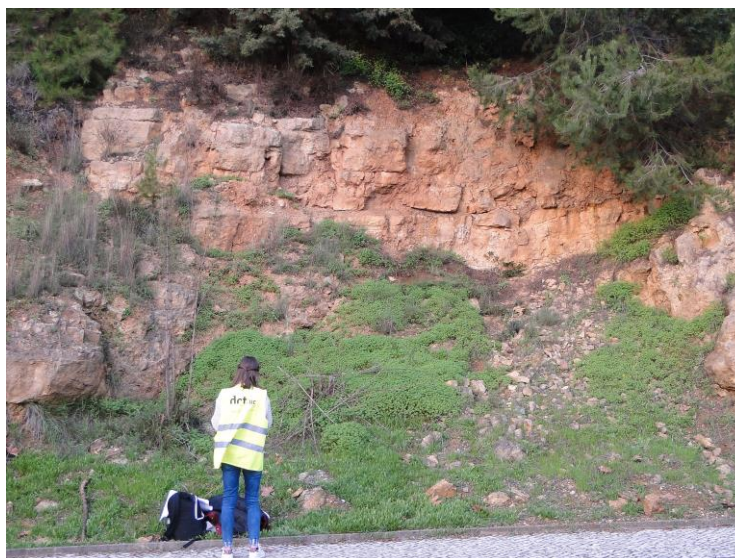


Fig. 2.10 – Condições locais da Zona D



Fig. 2.11 – Zona D sinalizada, após desprendimento de blocos

De notar que a inclinação da estratificação varia, ao ser intersectada por planos de descontinuidades com orientações diferentes. Nesta zona, o talude é quase vertical, com uma inclinação média de 80° .

No *Dips*, as descontinuidades medidas foram agrupadas em 5 famílias, atendendo à sua proximidade, orientação e inclinações. A família *1m* está associada a inclinações pouco acentuadas, dizendo respeito essencialmente à estratificação, enquanto a família *5m* agrupa descontinuidades com inclinações próximas à inclinação do talude, entre 70° a 90° . As outras três famílias agrupam descontinuidades com inclinações semelhantes, mas com diferentes direções, tratando-se de sistemas de diaclases distintos. A análise foi feita, utilizando a inclinação média, *Dip*, e a direção de inclinação, *Dip Direction*, em termos de azimute médio dos planos. Na Fig. 2.12 estão projetadas, no hemisfério inferior, os polos das descontinuidades, agrupados em famílias, e o plano do talude, também com o seu respetivo pólo.

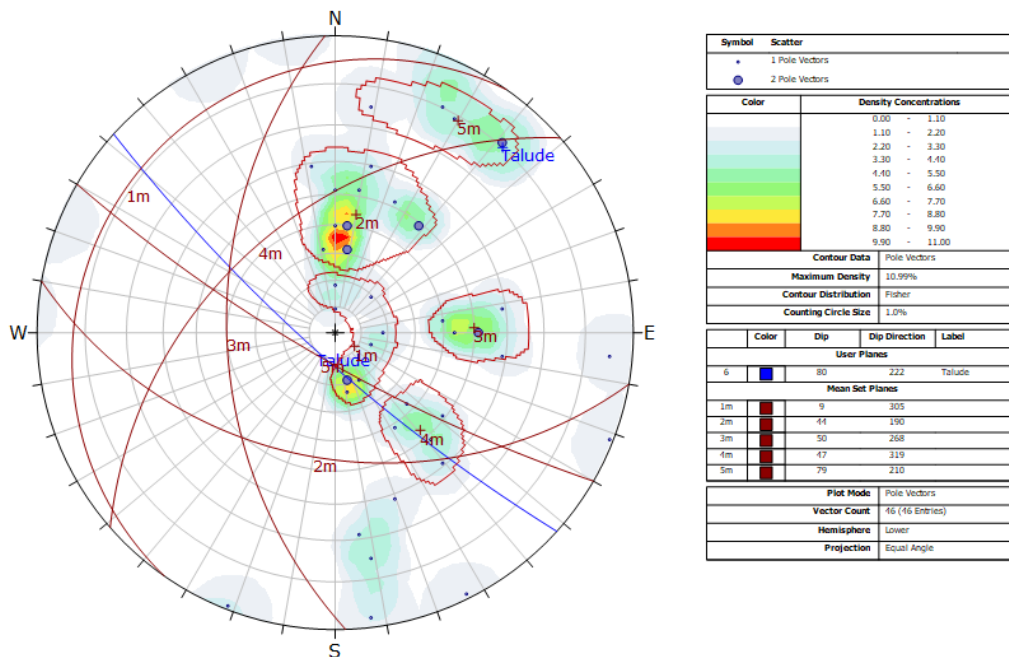


Fig. 2.12 – Projeção estereográfica do talude e das 5 famílias de descontinuidades

É também necessário, no âmbito deste estudo, conhecer o ângulo de atrito das descontinuidades, que está intrinsecamente ligado à resistência à compressão das paredes. É possível estimar este parâmetro de forma muito rápida e económica através de ensaios de dureza ao ressalto com recurso ao martelo de Schmidt. No ábaco cedido pelo fabricante do equipamento, um martelo do tipo N (Fig. 2.13), o índice obtido pelo ressalto é relacionado com o ângulo de inclinação do martelo aquando do disparo, de modo a estimar a resistência à compressão.



Fig. 2.13 – Martelo de Schmidt do tipo N usado nos ensaios

Antes da realização do ensaio, houve o cuidado de limpar a superfície exposta, de forma a eliminar material desagregado ou material orgânico, como o musgo, para que os resultados fossem o mais rigorosos possível. Foram feitas 20 medições na perpendicular, tanto em superfícies frescas e sãs, designando-se por R , como em superfícies mais alteradas, r , e fez-se a média das 10 medições mais altas em cada caso. Este tipo de ensaio apresenta valores consideráveis de dispersão, principalmente nos valores obtidos em superfícies alteradas, daí a necessidade de se concretizar um elevado número de disparos.

Relativamente ao ângulo de atrito, Barton & Choubey (1977) definiram uma expressão empírica (expressão 2.1) que relaciona as medições obtidas com o martelo de Schmidt com os ângulos de atrito residual, ϕ_r , e de atrito básico, ϕ_b , sendo este último correspondente a superfícies frescas e sãs, podendo ser estimado através da consulta da Tabela 2.3:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R} \quad (2.1)$$

Tab. 2.3 – Ângulo de atrito básico para calcário (adaptado de Barton & Choubey, 1977)

Tipo de rocha	Condições de humidade	Ângulo de atrito básico ϕ_b	Referência
Calcário	Seco	31° – 37°	Coulson, 1972
Calcário	Húmido	27° – 35°	Coulson, 1972

Considerando então um de ângulo de atrito básico, ϕ_b , de 32° e a expressão 2.1, apresentam-se na Tabela 2.4 os valores médios da dureza ao ressalto, com os respetivos valores de resistência à compressão uniaxial e o ângulo de atrito residual resultante, ϕ_r .

Tab. 2.4 – Resistência à compressão uniaxial e ângulo de atrito estimados através da dureza ao ressalto

	Valor médio do ressalto	Resistência (MPa)	Dispersão (MPa)	Ângulo de atrito ϕ_r
Superfície sã (R)	42	38.7	± 6.19	24.86°
Superfície alterada (r)	27	14.7	± 3.82	

2.4.2.2 Caracterização da Zona R

Esta zona localiza-se rente ao passeio (Fig. 2.14), e embora não apresente sinais recentes de queda de blocos como no exemplo anterior, o maciço encontra-se bastante alterado, principalmente na base (Fig. 2.15), observando-se a existência de 2 falhas importantes perpendiculares à via, a delimitarem uma região do talude que aparenta ter estado sob regime compressivo.



Fig. 2.14 – Condições locais da Zona R e representação das 2 falhas que delimitam a zona



Fig. 2.15 – Condições do maciço rochoso na base do talude

Da base para o topo, o maciço apresenta graus de alteração entre o W5 (por vezes nem sequer se distinguem as bancadas) e o W3. São também observáveis, junto à base, algumas intercalações margosas, o que pode explicar as diferentes condições do maciço ao longo do talude. O talude inclina cerca de 50° para Sul e o dobramento das camadas até a meio do talude parece favorecer o desprendimento ou deslizamento de material para a zona do passeio.

Foram definidas ao todo 4 famílias, sendo que o critério foi idêntico ao problema da Zona D, prendendo-se essencialmente com a proximidade dos pólos e as inclinações (Fig. 2.16). A família 1m representa a estratificação, já a família 3m diz respeito às descontinuidades verticais que fraturam o maciço, geralmente diaclases com continuidades baixas. As restantes famílias, 2m e 4m, com inclinações variáveis, mas consideráveis, dizem respeito às bancadas mais deformadas e às várias falhas importantes observadas no talude.

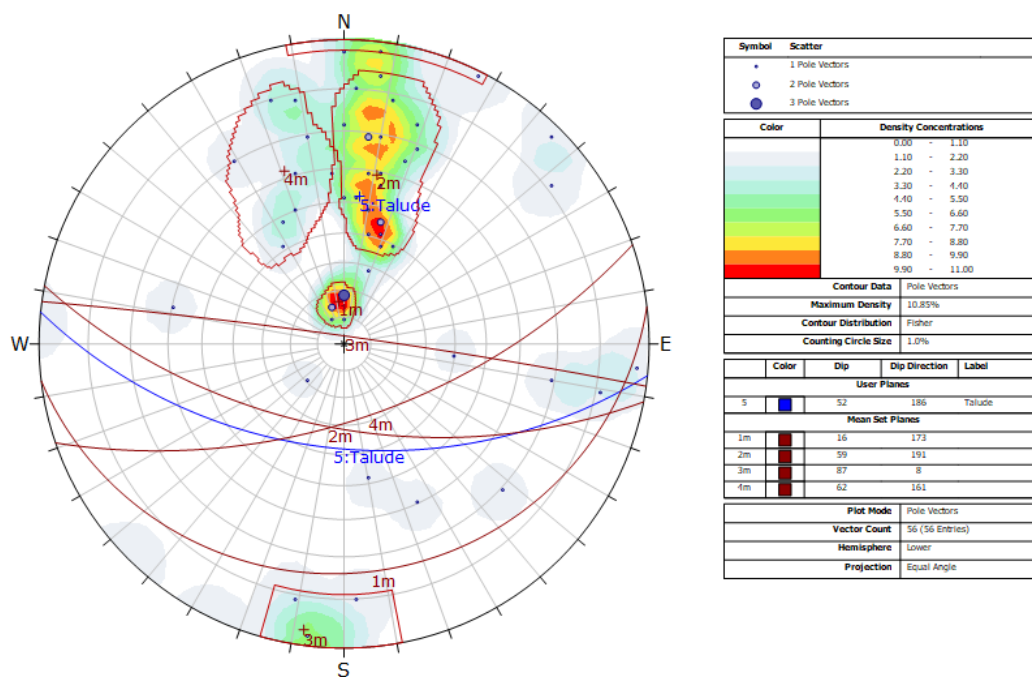


Fig. 2.16 – Projeção estereográfica do talude e das 4 famílias de descontinuidades

Na Tabela 2.5 estão indicados os dados do ensaio de dureza ao resalto, com as correspondentes resistências, e o ângulo de atrito estimado (considerando $\phi_b = 32^\circ$). Note-se que os valores obtidos são coerentes (não diferem muito) com os obtidos anteriormente para a Zona D.

Tab. 2.5 – Resistência à compressão uniaxial e ângulo de atrito estimados através da dureza ao resalto

	Dureza média	Resistência (MPa)	Dispersão (MPa)	Ângulo de atrito ϕ_r
Superfície sã (<i>r</i>)	38	31.4	± 5.43	27.26°
Superfície alterada (<i>R</i>)	29	17.7	± 4.18	

3 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

O trabalho de laboratório é fundamental para complementar a informação obtida no campo. Nesta secção descrevem-se os ensaios realizados em laboratório, apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos. Os procedimentos seguidos estão de acordo com as normas da ISRM (Ulusay & Hudson, 2007).

3.1 Porosidade, massa volúmica e teor em água natural

A presença de poros, ou vazios, condiciona a deformação e a rotura das rochas. A quantidade de vazios é avaliada pela porosidade, n , a razão entre o volume de vazios de uma amostra de rocha e o seu volume total.

A massa volúmica (ou densidade), ρ , trata-se da relação entre a massa e o volume de um material, para um determinado valor de temperatura. Quanto menos densa for uma amostra, maior será a sua porosidade, logo, menos resistente e mais suscetível aos agentes de meteorização.

Estas propriedades foram determinadas por técnicas de saturação e flutuação, descritas nas normas como as mais adequadas para tipos de rochas mais friáveis, como é o caso. De seguida, descreve-se o procedimento adotado:

Selecionaram-se e pesaram-se 10 provetes, cada um com pelo menos 50g, posteriormente colocados numa estufa a 105°C durante 24h. Ao serem retirados, foram novamente pesados, obtendo-se o peso seco, M_s , de cada provete e o teor em água natural, w_n , dado pela relação entre a massa perdida durante a secagem e o peso inicial.

Dentro de um exsiccador, os provetes foram submetidos ao vácuo, a pressão constante durante 2h, de forma a garantir a retirada do ar presente nos poros. Os provetes foram depois submersos em água desionizada e sujeitos às mesmas condições de pressão durante mais 2h (Fig. 3.1). Recomenda-se a agitação periódica do exsiccador para remover as bolhas de ar ainda presas. Findado este período, a bomba de vácuo foi desligada e deixaram-se os provetes submersos sob pressão atmosférica durante mais 24h. Determinou-se, depois, o peso saturado,

M_{sat} , após uma ligeira limpeza dos provetes com um pano húmido para retirar a água em excesso. Cada provete foi pesado dentro de um cesto metálico submerso num balde com água (Fig. 3.2), obtendo-se no final o peso submerso, M_{sub} .



Fig. 3.1 – Dispositivo de ensaio para a determinação da massa volúmica e da porosidade



Fig. 3.2 – Procedimento para a determinação do peso submerso da amostra

O cálculo da porosidade é feito em percentagem segundo a expressão 3.1:

$$n = \frac{M_{sat} - M_s}{M_{sat} - M_{sub}} \times 100 \quad (3.1)$$

Tendo em conta a densidade da água, ρ_w , a 20°C (998 kg/m³), a massa volúmica seca dá-se pela expressão 3.2:

$$\rho = \frac{M_s}{M_{sat} - M_{sub}} \times \rho_w \quad (3.2)$$

Os resultados do ensaio são apresentados na Tabela 3.1, sendo possível constatar alguns aspetos importantes:

- Os provetes ensaiados têm propriedades diferentes, sendo possível distinguir 3 tipos de material, atendendo aos valores das massas volúmicas e das porosidades;
- Os valores obtidos para as massas volúmicas secas são muito baixos, tendo em conta de que se trata de material rochoso. Na Tabela 3.2 encontram-se os valores médios das propriedades básicas de cada tipo de provete, considerando-se o grupo a verde o mais representativo. Faim (2014) procedeu à caracterização geotécnica dos calcários dolomíticos das Camadas de Coimbra e obteve diferentes densidades para diferentes graus de alteração analisados, sendo que para o estado de alteração W3 obteve um peso volúmico médio de 19 kN/m³. Os valores baixos obtidos neste trabalho poderão também estar relacionados com o grau de alteração das amostras recolhidas em campo;
- As porosidades são coerentes com os respetivos pesos volúricos, mostrando que quando menos denso é o provete, maior é a sua porosidade;
- O provete 7 é o mais poroso (19.6%), sendo expectável que este material absorva maiores quantidades de água. Verifica-se que é exatamente isso que acontece, pelo respetivo valor do teor natural em água (8.2%).

Tab. 3.1 – Resultados obtidos para a massa volúmica, peso volúmica e porosidade

Provetes	Teor em água nat. (%)	Massa volúmica (kg/m ³)	Peso volúmico (kN/m ³)	Porosidade (%)
1	0.88	1378	13.50	19.4
2	2.10	1529	14.98	13.6
3	1.86	1959	19.20	7.7
4	1.43	1874	18.36	6.0
5	2.31	1670	16.37	9.4
6	2.23	1920	18.81	9.1
7	8.15	1491	14.61	19.6
8	2.75	1545	15.14	13.3
9	2.60	1626	15.94	14.5
10	2.68	1453	14.24	13.3

Tab. 3.2 – Pesos volúmicos médios e porosidades médias

Médias	
Peso volúmico (kN/m ³)	Porosidade (%)
14.1	17.4
15.4	13.8
18.2	8.1

3.2 Ensaio de resistência à carga pontual

Este ensaio, conhecido na literatura internacional por *Point Load Test* (ISRM, 1985, in Ulusay & Hudson, 2007), tem como objetivo classificar o material rochoso, segundo a sua resistência. Trata-se de um ensaio expedito, com recurso a um equipamento portátil (Fig. 3.3), que pode ser realizado em laboratório ou campo, tanto em provetes preparados como em amostras irregulares. Bieniawski (1975) correlacionou os índices de resistência à carga pontual, I_s , obtidos em amostras de vários diâmetros, com a resistência à compressão uniaxial, σ_c , e encontrou uma relação linear entre os dois parâmetros, dada pela expressão 3.3:

$$\sigma_c = k \times I_s \quad (3.3)$$

A constante k varia consoante o diâmetro das amostras ensaiadas, sendo que o valor recomendado tanto pelo autor como pela ISRM é de 50mm. Conhecendo a resistência à compressão uniaxial, é então possível classificar o material rochoso segundo a Tabela 3.3:

Tab. 3.3 – Classificação do material rochoso (adaptado de Bieniawski, 1979, *in* Faim, 2014)

Descrição	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Índice de resistência à carga pontual (MPa)
Resistência extremamente elevada	> 250	> 10
Resistência muito elevada	100 - 250	4 - 10
Resistência elevada	50 - 100	2 - 4
Resistência moderada	25 - 50	1 - 2
Resistência baixa	< 25	< 1

O procedimento do ensaio consistiu na aplicação de uma carga sobre a amostra rochosa, através de duas ponteiras cónicas. A carga de rotura, P , a distância entre ponteiras, D , e a largura dos fragmentos, W , foram registadas (Fig. 3.4). Ao todo foram feitos 20 testes em amostras irregulares com aproximadamente 50mm de diâmetro.



Fig. 3.3 – Dispositivo de ensaio para a concretização do ensaio de resistência à carga pontual

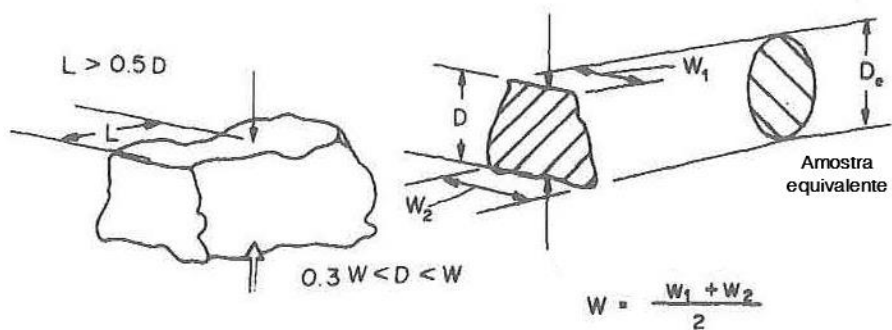


Fig. 3.4 – Dimensões dos provetes, segundo os requisitos da norma seguida (ISRM, 1985, *in* Ulusay & Hudson, 2007)

Para que os resultados sejam considerados válidos, a superfície de rotura tem de passar pelos pontos onde a carga foi aplicada, tal como é ilustrado na Fig 3.5.

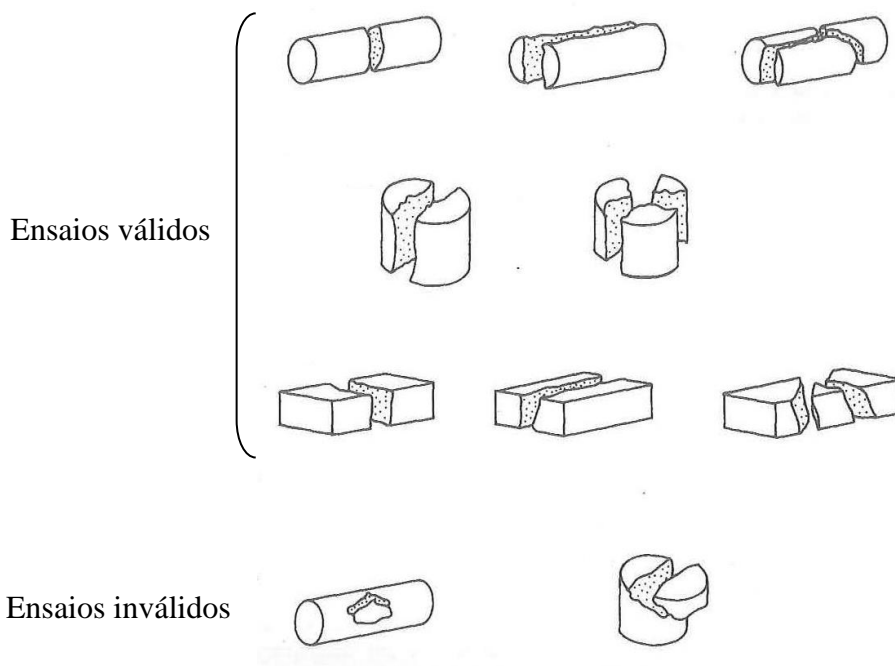


Fig. 3.5 – Tipos de roturas válidas e não válidas no ensaio de carga pontual (ISRM, 1985, *in* Ulusay & Hudson, 2007)

O índice de resistência à carga pontual, I_s , é dado pela relação entre a carga de rotura, P , e o quadrado do diâmetro equivalente, De , segundo a expressão 3.4. O diâmetro equivalente é dado pela expressão 3.5 e diz respeito à área da secção onde foi aplicada a carga através das ponteiras.

$$I_s = \frac{P}{De^2} \quad (3.4)$$

$$De = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (3.5)$$

$$A = W \times D \quad (3.6)$$

As amostras ensaiadas não correspondem a provetes cilíndricos de 50mm de diâmetro, pelo que é necessário aplicar um fator de correção, F , aos índices de resistência obtidos, conforme as expressões 3.7 e 3.8:

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45} \quad (3.7)$$

$$I_{s(50)} = F \times I_s \quad (3.8)$$

De acordo com a norma, do conjunto de 20 ensaios realizados, devem ser eliminados os dois valores mais altos e os dois mais baixos, calculando-se a média dos restantes. Na tabela 3.4 e 3.5, apresentam-se os resultados obtidos e as médias dos índices de resistência corrigidos, respetivamente. Verifica-se, tal como no ensaio descrito anteriormente, uma diferenciação nos valores, o que indica que os materiais ensaiados são distintos. Embora este ensaio deva ser feito para amostras de proveniências idênticas, as condições no campo nem sempre permitem, ou mesmo aconselham, a recolha de material rochoso fresco e são.

As amostras recolhidas no talude e caracterizadas em laboratório encontravam-se em diferentes estados de alteração, devido aos fatores de exposição a que estiveram submetidos. Os índices de resistência variam entre 2.44 e 4.95 MPa, que segundo a classificação de Bieniawski (1975), correspondem a materiais rochosos com resistência moderada a muito elevada.

Tab. 3.4 – Fatores de correção e índices de resistência corrigidos

Provete	F	I _{s(50)} (MPa)
1	0.13	4.38
2	0.13	2.28
3	0.13	5.14
4	0.13	2.44
5	0.16	2.41
6	0.13	4.89
7	0.14	2.71
8	0.13	4.93
9	0.14	4.61
10	0.14	2.34
11	0.13	4.75
12	0.12	4.65
13	0.11	3.60
14	0.12	3.87
15	0.13	5.65
16	0.14	3.88

Tab. 3.5 – Índices de resistência médios

I _{s(50)} médios (MPa)
3.93
2.44
4.95

3.3 Ensaio de desgaste em meio húmido

O objetivo deste ensaio, também conhecido como *Slake Durability Test*, prende-se com o estudo da durabilidade do material rochoso, ou seja, da resistência aos processos de alteração e fragmentação. As características mecânicas da rocha são condicionadas pela exposição aos vários agentes de meteorização, pelo que é importante conhecer-se o modo como o material se altera, quando sujeito a estes fatores.

A realização deste ensaio é relativamente simples: selecionam-se 10 amostras, com massas entre os 40g e os 60g, de modo a que a massa total seja de 450-550g. Dividem-se as amostras

por 2 tambores de rede metálica com uma malha de 2mm de abertura, colocando-os na estufa a 105°C durante cerca de 24h. Após o arrefecimento, regista-se o peso das amostras dentro dos tambores. Estes são parcialmente submersos à temperatura ambiente dentro de duas calhas e acoplados a um motor, iniciando-se o ciclo mecânico de secagem e molhagem, sujeitando os tambores a um movimento de 20 rotações por minuto, durante 10 minutos (Fig. 3.6). Terminado o ciclo, as amostras são pesadas dentro dos tambores e voltam a ser colocadas na estufa a 105°C durante mais 24h. Embora a norma recomende a realização de 2 ciclos de secagem e molhagem, neste trabalho foram realizados 3 ciclos, de modo a aproximar as condições do ensaio ao que foi observado em campo: um maciço rochoso muito alterado, recentemente sujeito a condições de precipitação intensa.

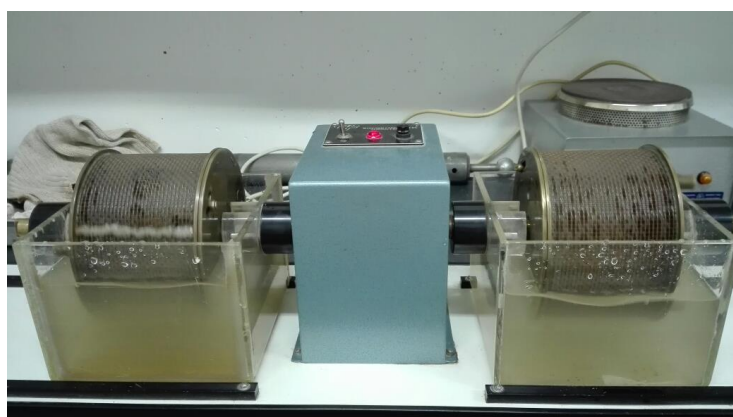


Fig. 3.6 – Equipamento montado para a realização do ensaio

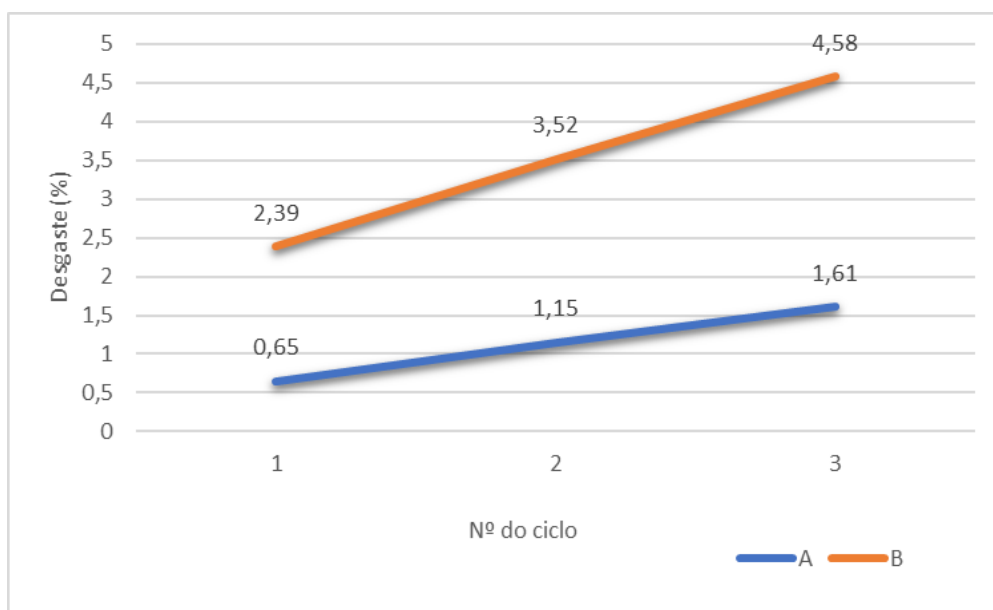
O índice de durabilidade, I_d , corresponde ao quociente entre a massa rochosa seca retida após cada ciclo e a massa inicial, em percentagem. A Tabela 3.6 classifica a durabilidade do material rochoso, tendo em conta os índices correspondentes ao 2º ciclo (Gamble, 1971).

Tab. 3.6 – Classificação da durabilidade (Gamble, 1971)

Material retido após o 2º ciclo (%)	Classificação
0 - 30	Muito baixo
30 - 60	Baixo
60 - 85	Médio
85 - 95	Médio alto
95 - 98	Alto
98 - 100	Muito alto

O gráfico 3.1 mostra as perdas de material rochoso, verificando-se que o desgaste do material tende a aumentar com cada ciclo. No tambor B registaram-se as maiores perdas de material, chegando aos 4.58% ao final do 3º ciclo. Pela classificação de Gamble (1971), o material contido no tambor A é o que apresenta maior durabilidade (muito alta) e, apesar do material do tambor B manifestar maior tendência para o desgaste, a sua durabilidade é considerada alta.

Gráf. 3.1 – Material perdido (desgaste) em cada ciclo, para os tambores A e B



4 ANÁLISE CINEMÁTICA NO DIPS

Reunida toda a informação necessária, efetuou-se a análise cinemática para as Zonas D e R, para situações de rotura planar (Fig. 4.1 e 4.3) e por cunha (Fig. 4.2 e 4.4), com base no Teste de Markland. Os polos das descontinuidades cujos pendores são inferiores ao da face do talude, e que se encontram numa situação instável, estão inseridos dentro de uma envoltória denominada *daylight*. Verifica-se, também, que o deslizamento não é possível se o azimute da reta de maior declive da descontinuidade diferir muito da direção da face do talude, considerando-se uma margem de $\pm 20^\circ$. Para além disso, é necessário verificar se os pendores das descontinuidades são ou não superiores ao ângulo de atrito, que neste caso, é o ângulo estimado através do ensaio com o martelo de Schmidt, ϕ_r . Da conjugação destas condições, resulta uma região assinalada a cor-de-rosa, onde é possível identificar quais as famílias de descontinuidades mais desfavoráveis para cada situação, sendo a probabilidade de ocorrência de rotura calculada, tendo em conta o número total de polos e o número de polos inseridos na zona crítica.

Quanto à probabilidade de ocorrência de rotura planar, observou-se que é relativamente baixa, tanto para a Zona D (11%) como para a Zona R (16%). Para a análise da rotura por cunha, para além das verificações já mencionadas, é necessário também verificar se os vários planos de descontinuidades se intersectam entre si dentro da zona crítica. Na zona D, a probabilidade de rotura por cunha obtida é 60% e para a Zona R é de 15%.

É importante referir que as condições locais nem sempre permitem um trabalho de campo exaustivo, sendo por vezes difícil fazer o levantamento de descontinuidades. A quantidade de informação recolhida em campo depende das condições de acesso ao talude e das condições do próprio material rochoso. Embora a análise cinemática demonstre que a probabilidade de ocorrência de rotura por cunha na Zona D é muito elevada, é importante ter em conta a amostra de descontinuidades usada para o cálculo da probabilidade. No caso da Zona R, embora as probabilidades de rotura obtidas sejam relativamente baixas, também é importante considerar a existência de intercalações margosas, que poderão facilitar o deslizamento de blocos.

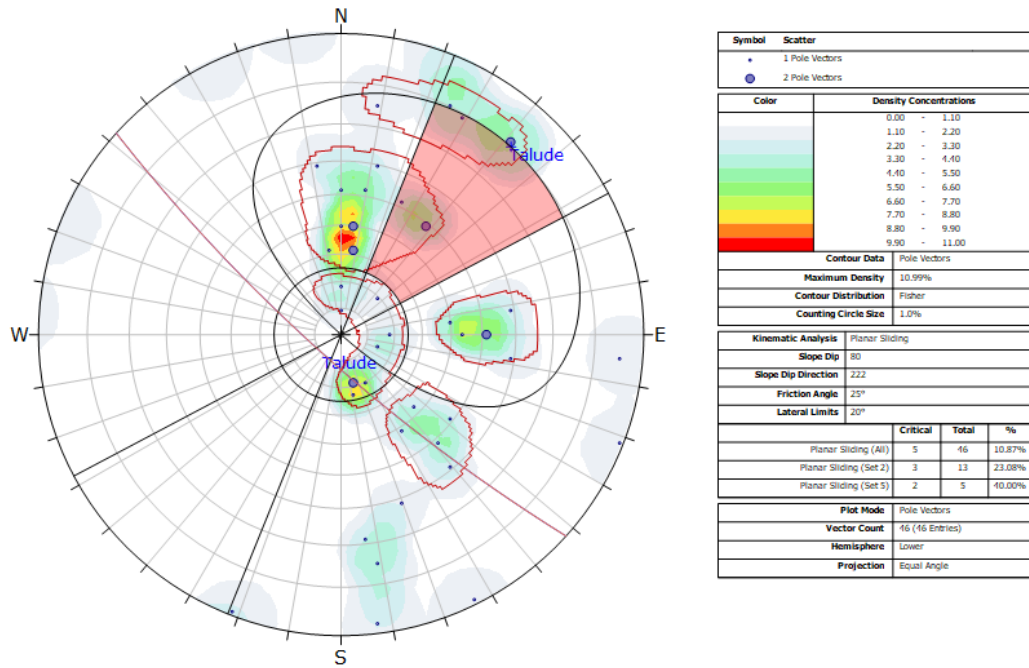


Fig. 4.1 – Análise cinemática para a Zona D, relativamente à rotura planar

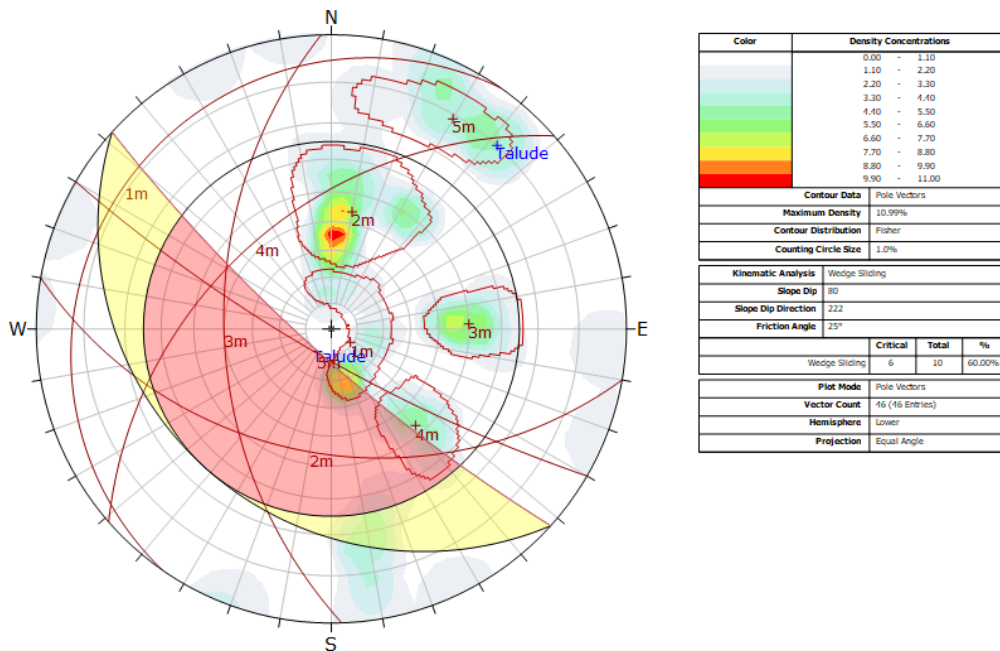


Fig. 4.2 – Análise cinemática para a Zona D, relativamente à rotura por cunha

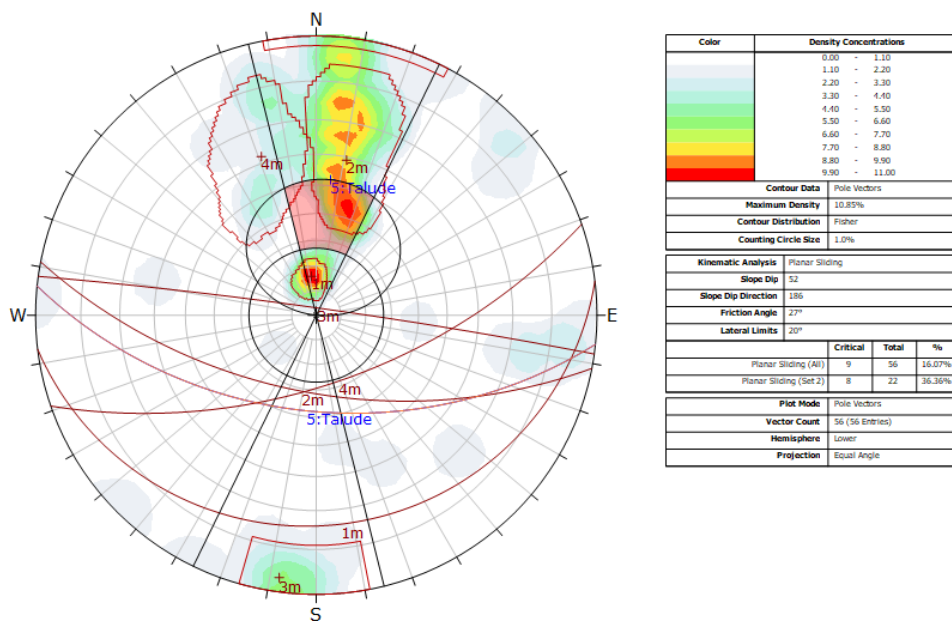


Fig. 4.3 – Análise cinemática para a Zona R, relativamente à rotura planar

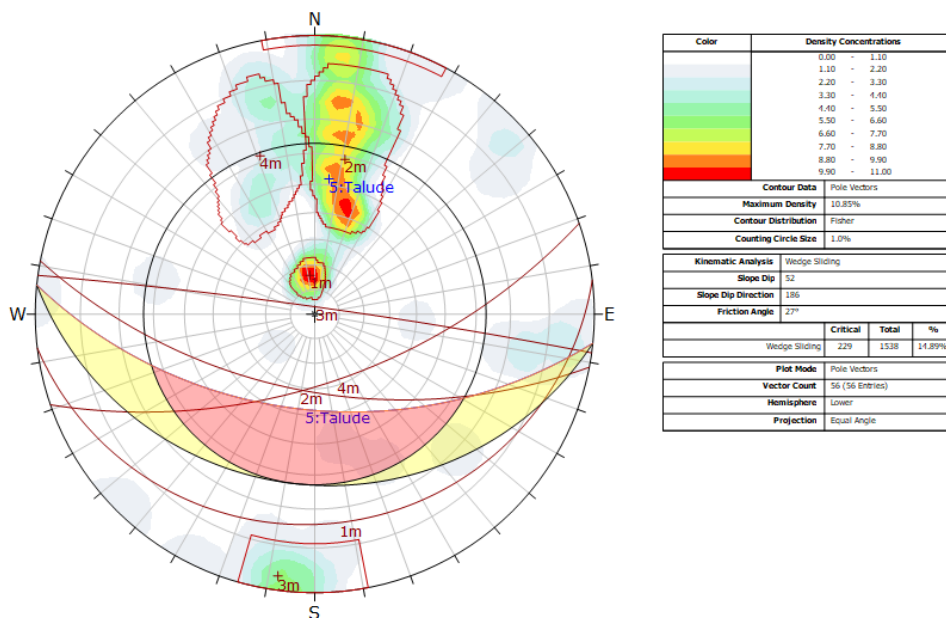


Fig. 4.4 – Análise cinemática para a Zona R, relativamente à rotura por cunha

5 SIMULAÇÃO DE QUEDA DE BLOCOS NO ROCKFALL

Na secção 2.4, foram indicadas as 3 zonas do talude estudadas neste trabalho. A Zona M localiza-se no final da descida da Rua de Aveiro, em cima da curva, junto a um muro de gabiões com cerca de 6m de altura (Figs. 5.1 e 5.2).

Aqui, tanto a altura como a inclinação do talude são elevadas, observando-se, por cima do muro e por entre a vegetação, vários afloramentos e blocos soltos com alguma dimensão. De notar que a zona de retenção entre o topo do muro e o terreno está preenchida por vegetação.



Fig. 5.1 – Vista do *Google Earth* para o muro de gabiões localizado na Zona M



Fig. 5.2 – Registo fotográfico do muro de gabiões localizado na Zona M

Não sendo possível aceder a esta zona do talude de forma segura, optou-se pela simulação de queda de blocos, com recurso ao software *RocFall* e com base nos parâmetros descritivos obtidos anteriormente nas Zonas D e R. Para isso, foi necessário traçar um perfil topográfico, desde os limites do cemitério até às habitações no fundo da rua, como mostra a Fig 5.3.

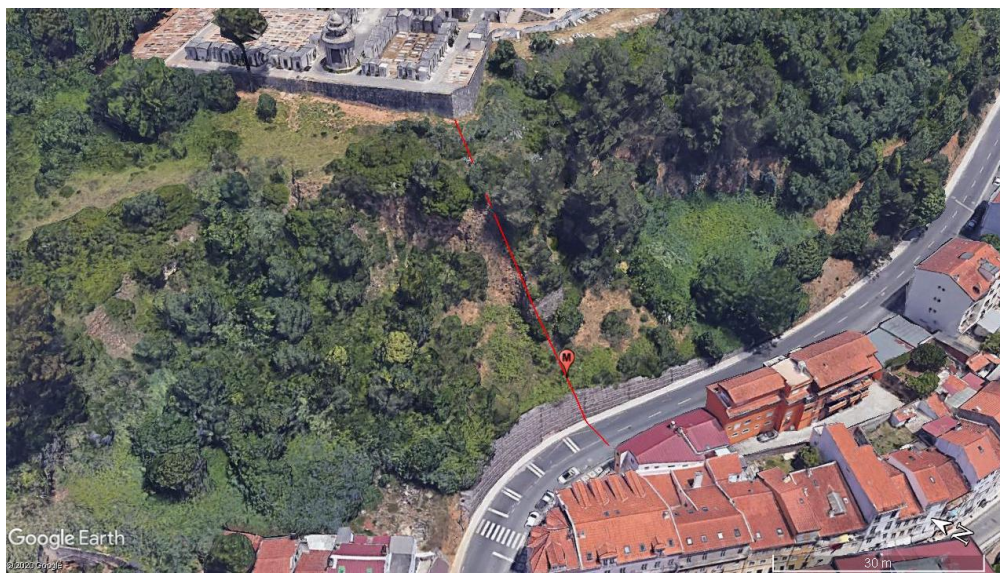


Fig. 5.3 – Delimitação do perfil topográfico da Zona M

No *Rocfall* foi feita uma análise probabilística pelo Método de Monte Carlo para as seguintes situações:

- **Caso A:** Talude com vegetação e muro com uma vala de retenção ineficaz;
- **Caso B:** Talude com vegetação e muro com vala de retenção limpa;
- **Caso C:** Talude sem o amortecimento da vegetação, mas com atrito (rugosidade das discontinuidades), e muro com uma vala de retenção ineficaz;
- **Caso D:** Talude sem o amortecimento da vegetação, mas com atrito, e muro com uma vala de retenção limpa.

O método de análise é o de Corpo Rígido, sendo assim possível definir a geometria e o peso volúmico dos blocos rochosos a serem “largados” (sem velocidade inicial) em 3 pontos definidos ao longo do talude. Consideraram-se 2 grupos diferentes de blocos, com espessuras entre os 50 cm e os 70 cm e peso volúmico de 20 kN/m^3 . Na Fig. 5.4, apresenta-se a geometria do talude e a localização desses mesmos pontos.

Foram atribuídos materiais distintos às 3 zonas do talude, cujos parâmetros são pré-definidos pelo software. Os coeficientes de restituição, que relacionam a velocidade antes e após o impacto, o coeficiente de atrito dinâmico, que depende do atrito do material, e o coeficiente de resistência ao rolamento, correspondente à perda de energia do material por processos como deformação plástica. Todos estes parâmetros podem também ser estimados pelo utilizador, consultando as tabelas disponibilizadas pela RocScience. Os materiais atribuídos são os seguintes:

- a verde está representada a cobertura vegetal do talude, cujos coeficientes de restituição normal, R_n e tangencial, R_t , são 0.23 e 0.8, respetivamente. Os coeficientes de atrito dinâmico e de resistência ao rolamento são 0.5 e 0.25, respetivamente. O amortecimento associado à existência de vegetação é equivalente a uma *floresta aberta*, de 20 m²/ha (valor pré-definido);
- a amarelo está representado o muro de gabiões, com a atribuição de coeficientes de restituição equivalentes aos de um maciço rochoso exposto, $R_n = 0.13$ e $R_t = 0.85$, e com coeficientes de atrito cinético e de resistência ao rolamento de 0.4 e 0.15, respetivamente.
- a cor cinzenta indica o asfalto, com $R_n = 0.4$ e $R_t = 0.9$, e ângulos de atrito cinético e de rolamento correspondentes a 0.5 e 0.1, respetivamente.

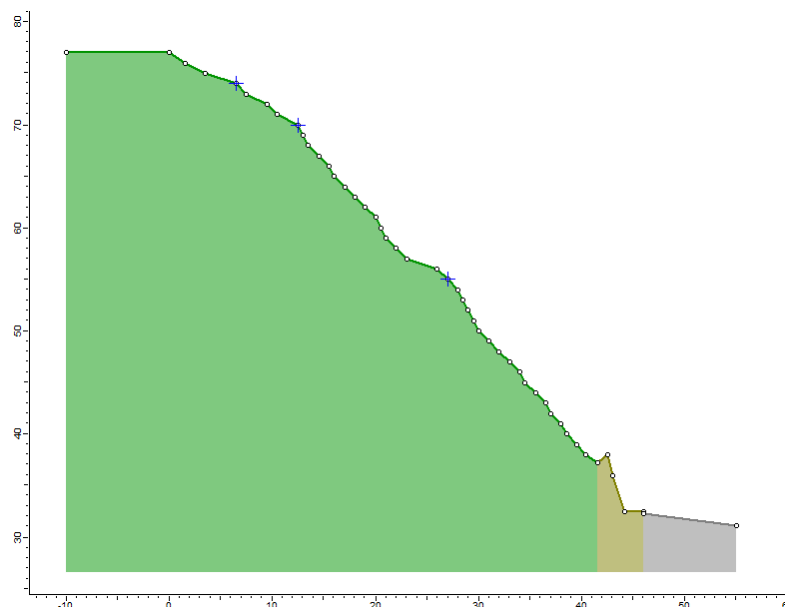


Fig. 5.4 – Geometria do talude

Para os 4 casos apresentam-se as respetivas simulações de queda de blocos, juntamente com os chamados gráficos de *Endpoints*, que ilustram onde, no perfil, ficam retidos os vários blocos.

A simulação no Caso A (Fig 5.5), que é o que se aproxima mais da realidade, demonstra que existe probabilidade de queda de blocos para a via, embora se observe pelo trajeto e pelo Gráfico 5.1 que a grande maioria dos blocos fica retida no talude e no muro.

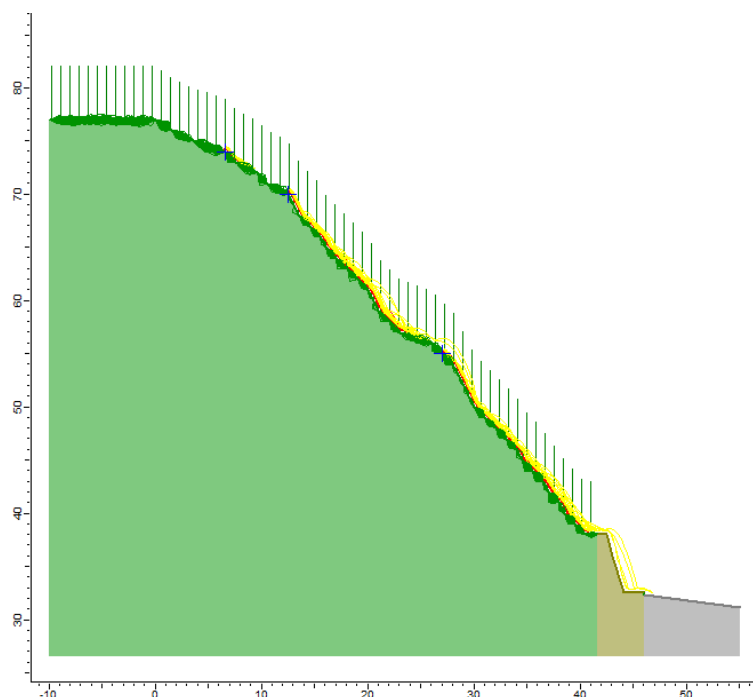
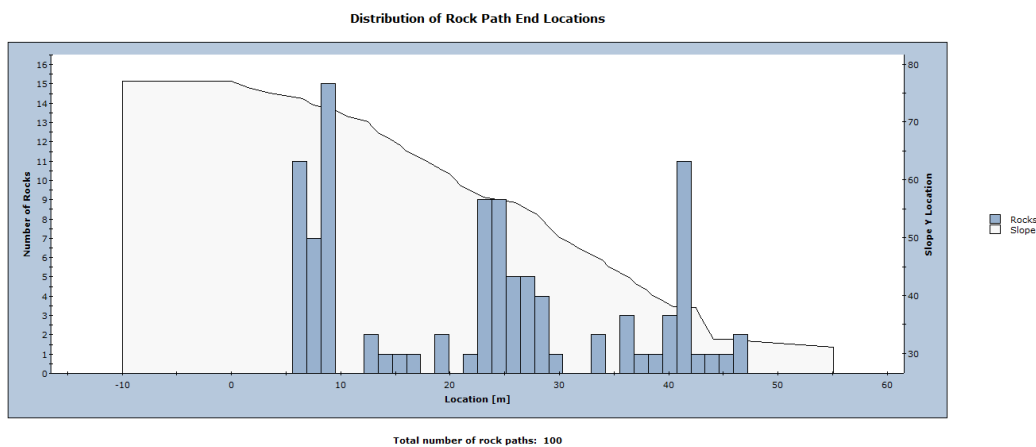


Fig. 5.5 – Simulação de queda de blocos para o caso A



Gráf. 5.1 – Distribuição de *Endpoints* para o caso A

Prevê-se, então, que a análise probabilística para o Caso B (Fig. 5.7) seja mais otimista, atendendo ao correto funcionamento da vala de retenção do muro, considerando que esta possui 1m de profundidade. Pelo Gráfico 5.2, constata-se que os blocos não atingem a via e que ficam retidos, na sua grande maioria, no muro de gabiões.

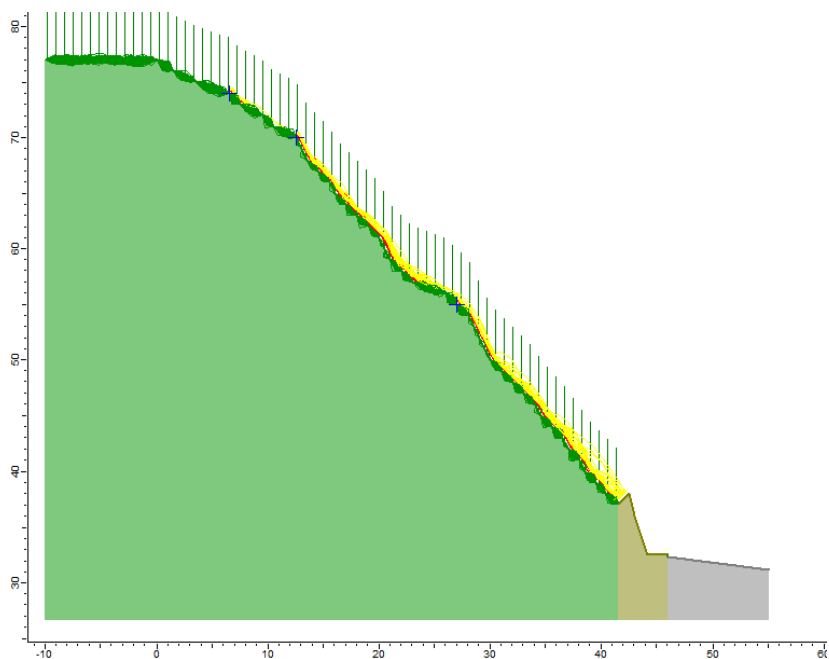
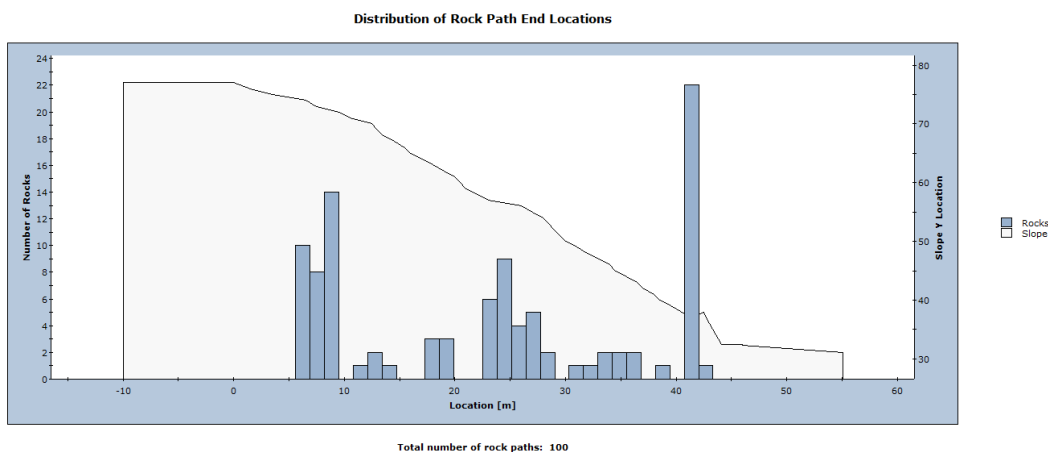


Fig. 5.7 – Simulação de queda de blocos para o caso B



Gráf. 5.2 – Distribuição de *Endpoints* para o caso B

Os Caso C e D, Figs. 5.9 e 5.11, simulam situações de limpeza do terreno, com corte de árvores, diferindo apenas a questão da eficácia da vala de retenção do muro. Comparando a quantidade de blocos retidos em cada caso, constata-se rapidamente a importância da manutenção periódica dos muros de suporte e das suas valas. Estes dois cenários hipotéticos reforçam o papel fundamental da vegetação na estabilidade de taludes. Fazer uma limpeza dos terrenos, embora ajude a prevenir incêndios, por exemplo, pode levar a outro tipo de problemas que põem em causa a segurança de pessoas e bens.

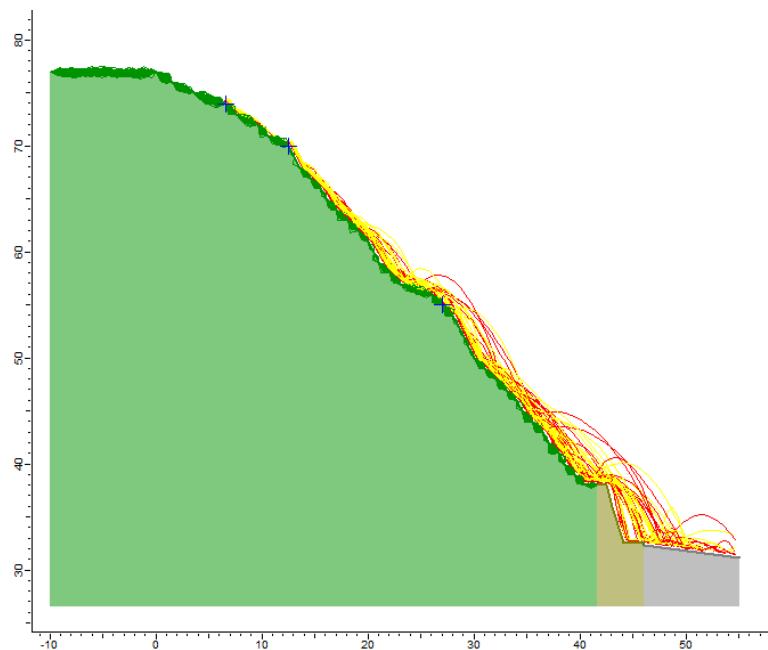
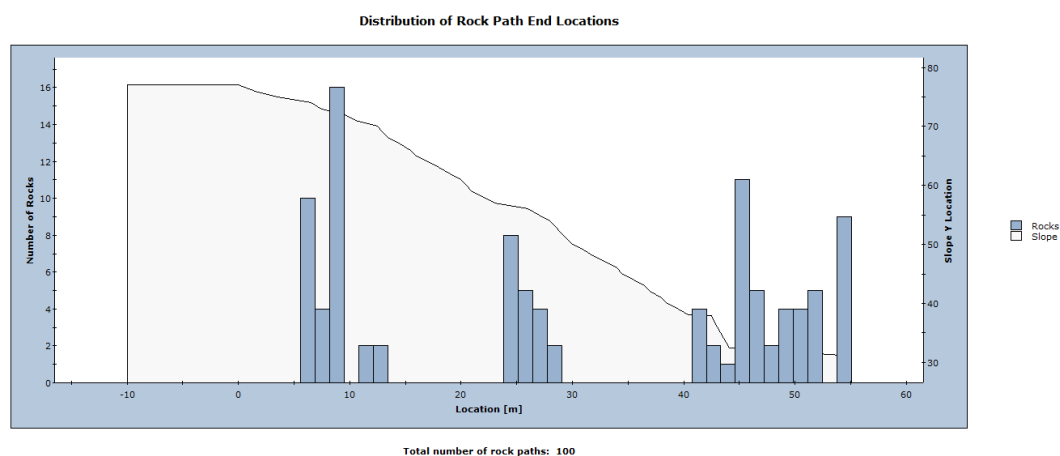


Fig. 5.9 – Simulação de queda de blocos para o caso C



Gráf. 5.3 – Distribuição de *Endpoints* para o caso C

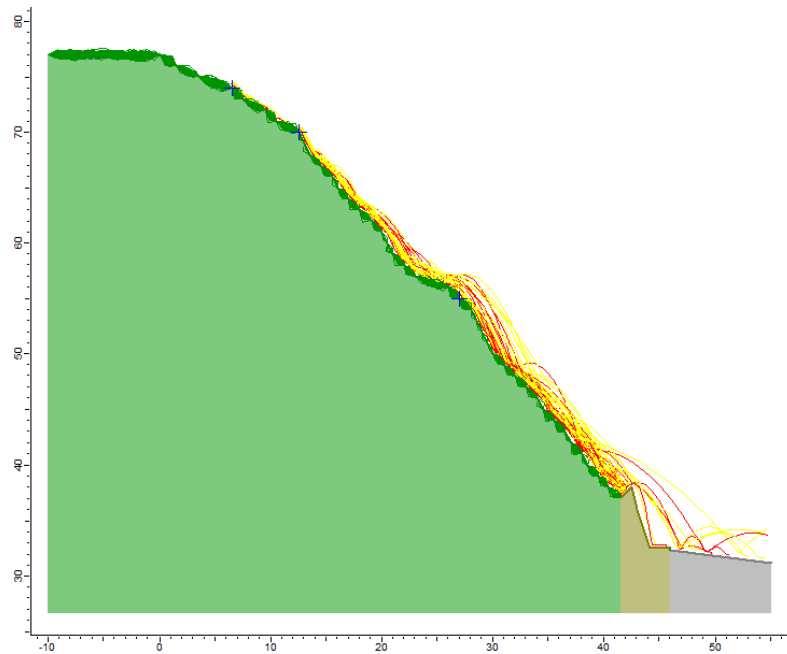
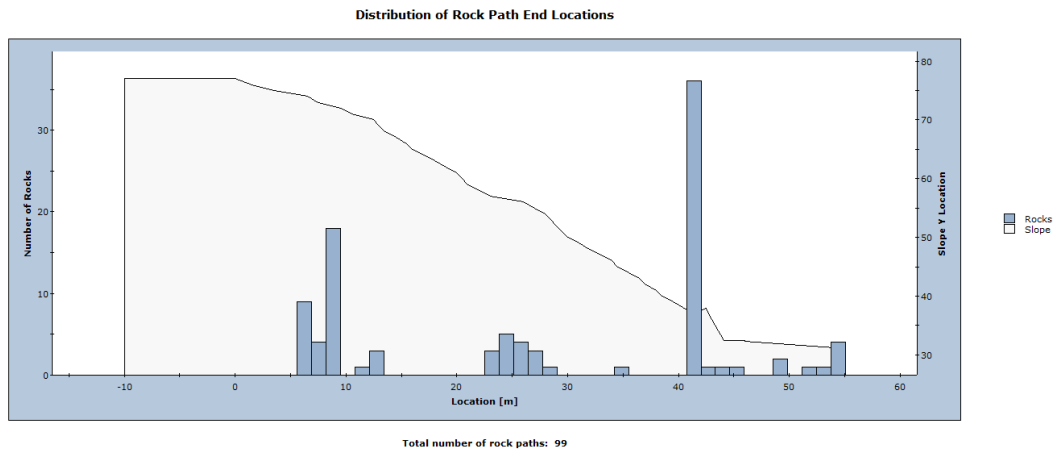


Fig. 5.11 – Simulação de queda de blocos para o caso D



Gráf. 5.4 – Distribuição de *Endpoints* para o caso D

6 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

A caracterização e avaliação geomecânica de maciços rochosos é uma ferramenta valiosa, pois engloba os vários parâmetros operacionais considerados relevantes para uma obra de engenharia e permite, de forma padronizada, classificar um dado maciço rochoso e definir planos de trabalho. Ao longo do tempo, foi-se criando e aperfeiçoando as diferentes formas de classificar os maciços, consoante a experiência adquirida. Neste trabalho, foi usada a classificação geomecânica de Bieniawski, o sistema *Rock Mass Rating* (RMR), aperfeiçoado em 1989. Este sistema baseia-se na atribuição um índice de qualidade compreendido entre 0 e 100 ao maciço rochoso, obtido através do somatório dos pesos relativos de 6 parâmetros:

- **Resistência à compressão uniaxial e pontual**, no caso deste trabalho, dada pelos resultados obtidos com o Martelo de Schmidt e pelo ensaio de resistência à carga pontual;
- **RQD (*Rock Quality Designation*)**, um sistema de classificação, que traduz a qualidade dos maciços rochosos, relacionando-a com o seu grau de fracturação. Pode ser obtido pela análise de tarolos de sondagens ou pode ser estimado através do número de descontinuidades por metro, dado por λ , segundo a expressão 6.1:

$$RQD = 100 \times e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \quad (6.1)$$

- **Espaçamento das descontinuidades;**
- **Condições das descontinuidades** (continuidade, abertura, rugosidade, preenchimento e alteração das paredes);
- **Presença de água;**
- **Orientação das descontinuidades** em relação ao talude. Quando não se considera este parâmetro, denomina-se por RMRbásico.

No Anexo A encontram-se descritos os parâmetros e os respetivos intervalos de pesos, de acordo com a classificação em causa.

Tendo em conta os resultados apresentados ao longo do trabalho e as observações feitas em campo, ponderaram-se os pesos para cada parâmetro, de forma a classificar o talude nas Zonas D e R. O RQD estimado para ambas as situações foi de 50%, correspondendo a um

maciço de qualidade fraca a razoável (Deere, D.U. & Deere, D.W., 1988). Em relação à orientação das descontinuidades face ao talude, o trabalho de campo permitiu verificar que os estratos estão orientados para N-NW, direção favorável tendo em conta que o talude inclina para Sul.

Na Tabela 6.1 atribui-se uma classe e uma classificação ao maciço rochoso, com base no valor total do RMR:

Tab. 6.1 – Classificação do maciço rochoso segundo Bieniawski (1989)

Somatório	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	≤ 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito bom	Bom	Razoável	Fraco	Muito fraco

Na Tabela 6.2 apresenta-se a ponderação para cada parâmetro e o valor total do RMR89, onde é possível notar que os valores totais são quase idênticos. Considera-se, portanto, que o maciço rochoso em estudo é de qualidade Fraca a Razoável.

Tab. 6.2 – Ponderação dos parâmetros e valor total do RMR89 para as Zonas D e R

	Resistência	RQD	Espaçamento das descontinuidades	Condições das descontinuidades	Orientação face ao talude	Percolação	RMR89
Zona D	5	8	6	10.4	-5	12	39
Zona R	5	8	6	12.4	-5	13	41

Em 1985, Romana propõe uma classificação geomecânica direcionada para taludes rochosos baseada no RMR, denominada *Slope Mass Rating* (SMR). Esta classificação foi posteriormente atualizada (Romana et al., 2003) e consiste na adição de fatores de ajuste relacionados com a orientação e inclinação das descontinuidades, e com o método de escavação do talude. O valor do SMR é calculado para as várias famílias de descontinuidades, segundo a seguinte expressão:

$$SMR = RMR_{básico} + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad (6.2)$$

Em que:

- **F1** depende do paralelismo entre as direções da face do talude e das descontinuidades. Varia entre 0.15 (quando o ângulo é superior a 30° e a probabilidade de rotura é muito baixa) e 1 (quando são paralelos);
- **F2** está relacionado com o pendor das descontinuidades, tendo em conta a rotura planar;
- **F3** relaciona os pendores das descontinuidades com o pendor da face do talude;
- **F4** define o tipo de desmonte, sendo que neste caso, o talude foi escavado por métodos mecânicos.

O SMR é útil na medida em que permite classificar e enquadrar o talude dentro de 5 classes de estabilidade (Tab. 6.3), cada uma com diferentes recomendações sobre o tipo de suporte mais adequado.

Tab. 6.3 – Classificação do maciço rochoso segundo o SMR (adaptado de Romana et. al, 2003, *in* Kerfah, 2017)

Classe	SMR	Descrição	Estabilidade	Tipos de rotura	Suporte
I	81 - 100	Muito bom	Completamente estável	Nenhuma	Nenhum
II	61 - 80	Bom	Estável	Alguns blocos	Ocasionalmente
III	41 - 60	Normal	Parcialmente estável	Pequenas planares ou muitas por cunhas	Sistemático
IV	21 - 40	Mau	Instável	Planar ou grandes por cunhas	Importante/Corretivo
V	0 - 20	Muito mau	Completamente instável	Grandes planares ou circular	Reescavação

Na Tab. 6.4 apresentam-se os índices de SMR para as famílias de descontinuidades das Zonas D e R (consultar Anexo B). Verifica-se que os valores dos índices são praticamente idênticos, e que ambos os taludes se inserem na Classe IV (considerando as situações mais desfavoráveis), indicando que se encontram numa situação instável.

Tab. 6.4 – Classificação SMR dos taludes das Zonas D e R

Zona D	Famílias de descontinuidades	SMR	Classe	Estabilidade
	<i>1m</i>	45	III	Parcialmente estável
<i>2m</i>	38	IV	Instável	
<i>3m</i>	37			
<i>4m</i>	37			
<i>5m</i>	29			
Zona R	Famílias de descontinuidades	SMR	Classe	Estabilidade
	<i>1m</i>	38	IV	Instável
	<i>2m</i>			
	<i>3m</i>	43	III	Parcialmente estável
	<i>4m</i>	42		

Conhecidas as classes e as condições de estabilidade dos taludes, é possível, então, definir algumas medidas de suporte/contenção (Tab. 6.5). Devido às condições locais, nomeadamente a proximidade do passeio, algumas das medidas propostas pelos autores poderão não ser viáveis, pelo que se sugerem as seguintes soluções:

- Colocação de um sistema de drenagem superficial;
- Remoção dos blocos em consola e do material rochoso degradado (reperfilamento);
- Colocação de barreiras estáticas, como redes metálicas na face do talude (proteção), incluindo na Zona M, onde se verificou possibilidade de projeção de blocos para a via;
- Colocação de um muro no pé do talude da Zona D, onde existe perigo de queda de blocos (reforço).

Tab. 6.5 – Medidas sugeridas para estabilização de taludes, com base no SMR (adaptado de Romana et. al, 2003, *in* Kerfah, 2017)

Medidas		SMR
Correção	Sobreescavação	10 - 30
	Muros de contenção	
Drenagem	Drenagem superficial	10 - 40
	Drenagem profunda	
Reforço (com betão)	Betão projetado	20 - 60
	Betão de limpeza	
	Vigas e/ou contrafortes	
	Muros no pé do talude	
Reforço (com inclusões)	Pregagens	30 - 75
	Ancoragens	
Proteção	Valas de pé de talude	45 - 70
	Vedações no talude ou sopé	
	Redes	
Sem suporte	Reperfilamento	65 - 100
	Nenhum	

7 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHOS FUTUROS

A iniciativa deste trabalho prende-se com o conhecimento e a caracterização do talude de escavação rochoso da Rua de Aveiro, que ao longo do tempo tem gerado uma certa preocupação junto dos órgãos municipais, com vista à análise cinemática da sua estabilidade.

A observação feita em campo permitiu detetar problemas relacionados com o abandono do terreno:

- acumulação de lixo urbano, sendo que alguns dos resíduos podem ser mesmo prejudiciais para o ambiente e para a saúde pública;
- a limpeza do terreno (a última feita há cerca de 1 ano) não é uma limpeza geral, tratando-se apenas da moagem da vegetação;
- não existem canais que facilitem a drenagem do terreno;
- não existem medidas de proteção contra o desprendimento de blocos junto ao passeio.

Foi feita uma recolha e seleção de amostras (tendo em conta o estado de alteração da rocha, geralmente entre o W4 e o W5) para a concretização de três ensaios em laboratório: um ensaio para determinar a densidade e a porosidade, outro para caracterizar o material em termos de resistência e outro para averiguar o desgaste. Verificou-se uma heterogeneidade nos conjuntos testados, relacionada com diferentes graus de alteração das amostras recolhidas. Em termos gerais, os materiais rochosos apresentaram uma elevada resistência à compressão uniaxial e uma alta durabilidade. No entanto, são pouco densos e muito porosos, indicando alguma tendência para a absorção de água. Esta tendência torna-se problemática, especialmente em condições intensas de precipitação, como as que se fizeram sentir durante o decorrer deste trabalho. De notar os monumentos locais, construídos à base de calcário, como por exemplo a Sé Velha, que hoje apresentam vários problemas devido ao desgaste pela percolação de água e à exposição a outros fatores, como a poluição (Rodrigues, 2005).

No campo, pela observação e caracterização geológica das Zonas D e R foi possível estimar os parâmetros geomecânicos necessários à concretização de uma análise cinemática, de modo a conhecer as probabilidades de rotura. Verificou-se que a Zona D era a mais instável, com

vários sinais de instabilidade, perigosos para quem utiliza o passeio do lado nascente da rua de Aveiro, desprovido de qualquer proteção. Quanto à Zona R, a análise cinemática não determinou probabilidades de rotura elevadas, apesar do maciço nesta zona possuir bancadas de calcário intercaladas com estratos margosos.

Através da extrapolação dos parâmetros estimados nas Zonas D e R, foram também realizadas quatro simulações de queda de blocos na Zona M, zona limitada em termos de acesso no terreno. As simulações permitiram verificar que a vegetação existente e o correto funcionamento da vala de retenção do muro têm um papel fundamental na sua estabilização, amortecendo a queda de possíveis blocos que possam desprender-se de alturas elevadas.

Finalmente, com base no RMR (Bieniawski, 1989), e tendo em conta toda a investigação feita, classificou-se o maciço rochoso como Fraco a Razoável, o que levanta preocupações e sugere fortemente a necessidade de agir. A classificação geomecânica SMR (Romana et al, 2003) reforçou essa mesma necessidade e permitiu definir algumas estratégias de estabilização do talude, que poderão vir a ser aplicadas.

Dado que as condições de acesso ao talude são muito limitadas e pouco seguras, sugere-se uma ação conjunta entre os órgãos municipais e investigadores, engenheiros e geólogos, para que se proceda a uma limpeza mais cuidada do terreno, de modo a permitir uma investigação de campo mais rigorosa. Sugere-se, também, que essa limpeza seja feita de forma responsável, considerando que o principal agente estabilizador do terreno é a própria vegetação.

Os drones têm ganho recentemente destaque no estudo da estabilidade de taludes, permitindo o estudo de zonas inacessíveis, como falésias ou taludes de pedreiras, que por norma são acentuados. Esta ferramenta seria extremamente útil se aplicada ao estudo deste talude, que atinge os 40m de altura. No topo, encontra-se o Cemitério da Conchada, património que deve ser visitado e conservado, mas que se encontra pontualmente vulnerável à erosão do terreno que o suporta.

Em termos mais imediatos, recomenda-se nova limpeza do terreno, em prol do ambiente e da saúde pública, bem como a remoção de blocos em consola e do material degradado, e a aplicação de redes metálicas estáticas na face do talude, principalmente nas zonas situadas rente ao passeio, como as Zonas D e R, e na Zona M.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barton, N., Choubey, V. (1977). “The shear strength of rock joints in theory and practice” *in* Rock Mechanics 10, pp. 1-54

Bieniawski, Z. T. (1989). “Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering”. New York: Wiley-Interscience

Bieniawski, Z. T. (1975). “The Point-Load Test in geotechnical practice”. Geomechanics Division, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, África do Sul

Carvalho e Silva, E.R. (2012). “Evolução Identitária de Um Lugar - a Conchada de Coimbra”. Tese de Mestrado em Arquitectura, Univ. Coimbra

CM-Coimbra@(2020). <https://www.cm-coimbra.pt/areas/viver/a-cidade/historia/historia-da-cidade>. História da Cidade

Deere, D. U., Deere, D. W. (1988), “The Rock Quality Design (RQD) Index in Practice”. Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM STP 984, Louis Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Filadélfia, pp. 91-101

Faim, R.L. (2014). “Caracterização geotécnica dos calcários dolomíticos das Camadas de Coimbra”. Tese de Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas, Univ. Coimbra

Fossil.uc@(2020). <http://fossil.uc.pt/pags/geolestratbm.dwt>. Geologia e estratigrafia do Baixo Mondego

Gamble, J.C. (1971). “Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks”. Ph.D. Thesis, Univ. Illinois, Urbana

Kerfah, L. (2017). “Reabilitação de taludes de escavação rochosos em ferrovias”. Tese de Mestrado em Engenharia Geológica, Univ. Nova, Lisboa

Kullberg, J.C., Dias, R., Terrinha, P. (2013). “Geologia de Portugal, Volume II – Geologia Meso-cenozóica de Portugal”. Univ. Évora, pp. 317-368

Lamas, P. (2016). “Movimentos de terrenos e estabilidade de taludes”. Cadernos A e B, Apontamentos de Estabilidade de Taludes, DCT Univ. Nova, Lisboa

Markland, J. T. (1972). “A Useful Technique for Estimating the Stability of Rock Slopes When The Rigid Wedge Slip Type of Failure is Expected”, s.l.: Imperial College, Vol. 19

Pedro, A. M. (2018). Apontamentos das aulas de Mecânica das Rochas, DEC, Univ. Coimbra

Portugal em Pedra@ (2020). <https://portugal-em-pedra.blogspot.com/2019/04/o-jurassico-inferior-na-bacia.html>. O Jurássico Inferior na Bacia Lusitaniana - Formação de Coimbra

Quinta-Ferreira, M. (2010). “O estudo dos taludes e da sua estabilidade”, Publicação Comemorativa in “Ciências Geológicas: Ensino, Investigação e sua História – Vol II”. Associação Portuguesa de Geólogos Sociedade Geológica de Portugal

Quinta Ferreira, M., Lemos, L.L., Pereira, L.M. (2005). “Influência da precipitação na ocorrência de deslizamentos em Coimbra, nos últimos 139 anos”. Geotecnia, 104, Julho 2005, 17-30, Lisboa

Quinta Ferreira, M., Quinta Ferreira, T. (2003). “Reflexões sobre a instabilização de taludes no espaço urbano da cidade de Coimbra”. Ciências da Terra (UNL), Lisboa, nº esp. V, CD-ROM, pp. G12-G15

Quinta Ferreira, M., Quinta Ferreira, T. (2004). “O problema das instabilizações de taludes em Coimbra”. Cadernos de Geografia, Nº 21123, FLUC, Coimbra, pp. 127-142

Rodrigues, J.D. (2005) “As pedras de Coimbra. Aspectos relativos à sua degradação e conservação” in Conf. Int. “A imagem dos centros históricos – bases para a sua salvaguarda”, Coimbra

Romana, M., Serón, J.B., Montalar, E. (2003). “SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation”. ISRM 2003, Technology roadmap for rock mechanics, Institute of Mining and Metallurgy, África do Sul

Soares, S. F., Marques, J. F. e Sequeira, A. J. D. (2007). “Carta Geológica de Portugal. Escala 1/50 000. Notícia Explicativa da Folha 19-D: Coimbra-Lousã”. INETI, Departamento de Geologia, Lisboa

Soares, A.F., Marques, J.F., Rocha, B.D. (1985). “Contribuição para o conhecimento geológico de Coimbra”. Memórias e Notícias, Mus. Lab. Mineral. Geol., Univ. Coimbra

Teixeira da Rocha, D. (2008). “Inventariação, caracterização e avaliação do património geológico do Concelho de Arouca”. Tese de Mestrado em Património Geológico e Geoconservação, Univ. do Minho, Guimarães

Ulusay, R., Hudson, J.A. (2007). “The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006”. ISRM Turkish National Group, Ankara, Turquia, pp. 9-55, 85-131

ANEXOS

ANEXO A – Classificação Geomecânica *Rock Mass Rating (RMR)*

Tabela A.1 – Pesos globais dos parâmetros do RMR (adaptado de Bieniawski, 1989, *in* Pedro, 2018)

Parâmetros		Coeficientes						
Resistência da rocha intacta	Point Load (MPa)	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compressão Uniaxial		
	Compressão uniaxial (MPa)	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	< 1
Pesos		15	12	7	4	2	1	0
RQD		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Pesos		20	17	13	8	3		
Espaçamento das descontinuidades		> 2m	0.6 - 2m	200 - 600mm	60 - 200mm	< 60mm		
Pesos		20	15	10	8	5		
Condições das descontinuidades		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rochas não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1mm, paredes muito alteradas	Superfícies estriadas/ com enchimento <5mm de espessura ou separações com 1 – 5mm contínuas	Enchimento mole com >5 mm ou separações		
Pesos		30	25	20	10	0		
Presença de água	Caudal por 10m de túnel (L/min)	Nenhum	< 10 L/min	10 - 25 L/min	25 - 125 L/min	> 125 L/min		
	Pressão de água nas diaclases/tensão principal máxima	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Condições gerais	Seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejando	Fortes ressurgências		
Pesos		15	10	7	4	0		

Tabela A.2 – Parâmetros de caracterização das discontinuidades para o RMR (adaptado de Bieniawski, 1989, *in* Pedro, 2018)

Continuidade	< 1m	1 - 3m	3 - 10m	10 - 20m	> 20m
Peso	6	4	2	1	0
Abertura	Nenhuma	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5mm	> 5mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Ondulado	Suave
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Rijo espessura < 5mm	Rijo espessura > 5mm	Mole espessura < 5mm	Mole espessura > 5mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Inalterada	Ligeiramente alterada	Moderadamente alterada	Muito alterada	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0

Tabela A.3 – Classificação das discontinuidades segundo a sua orientação para o RMR (adaptado de Bieniawski, 1989, *in* Pedro, 2018)

Orientação das discontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e Minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

ANEXO B – Classificação Geomecânica *Slope Mass Rating* (SMR)

Tabela B.1 – Fatores de ajuste e respectivos pesos para o SMR (adaptado de Romana et al, 2003)

Fatores de ajuste	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
$ \alpha_j - \alpha_s $	> 30	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	5°
Valor de F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1
Relação	$F1 = (1 - \sin \alpha_j - \alpha_s)^2$				
$ \beta_j $	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
Valor de F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1
Relação	$F2 = \text{tg}^2 \beta_j$				
$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< (-10°)
Valor de F3	0	-6	-25	-50	-60
Método de escavação	Talude natural	Pré-corte	Explosões leves	Explosões normais ou escavação por meios mecânicos	Explosões deficientes
Valor de F4	-15	-10	-5	0	-8

α_j – Direção da descontinuidade

α_s – Direção da face do talude

β_j – Inclinação da descontinuidade

β_s – Inclinação da face do talude