INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL






REFORÇO E PROTEÇÃO DE ESCARPAS ROCHOSAS. CASO DE ESTUDO DA ESCARPA DE S. CRISTÓVÃO.

PEDRO DUARTE CRUZ DE ANDRADE FERRAZ
Outubro de 2016

POLITÉCNICO
DO PORTO

Instituto Superior de Engenharia do Porto

REFORÇO E PROTEÇÃO DE ESCARPAS ROCHOSAS. CASO DE ESTUDO DA ESCARPA DE S. CRISTÓVÃO.

PEDRO DUARTE CRUZ DE ANDRADE FERRAZ

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Engenheiro José Filinto Castro Trigo

Supervisor: Engenheiro José Filinto Castro Trigo (ISEP)

OUTUBRO DE 2016

ÍNDICE GERAL

Índice Geral iii

Resumo v

Abstract vii

Agradecimentos ix

Índice de Texto xi

Índice de Figuras xv

Índice de Tabelas xix

1 Introdução 1

2 Maciços Rochosos 5

3 Taludes em Maciços Rochosos 37

4 Caso de Estudo 67

5 Considerações Finais 133

Referências Bibliográficas 137

Anexo – Peças Desenhadas 143

RESUMO

A ocorrência de taludes rochosos, em avançado estado de degradação, adjacentes a vias de comunicação tornou-se um cenário cada vez mais frequente e que tem vindo a assumir contornos que se julgam merecedores de alguma atenção.

Por norma, o número de situações de instabilidade em taludes rochosos encontra-se fortemente relacionado com os níveis de pluviosidade evidenciados, sendo nas alturas de maior precipitação mais provável o registo de casos de instabilidade.

No presente documento abordam-se conceitos teóricos relacionados com o tema: parâmetros de caracterização das descontinuidades, modos de instabilização em taludes rochosos, principais classificações geomecânicas utilizadas na caracterização de maciços rochosos e o sistema de avaliação SQI.

Apresenta-se o caso de estudo de uma escarpa rochosa, com consideráveis indícios de instabilidade, situada em Cinfães, na freguesia de São Cristóvão de Nogueira. Desenvolvem-se as diferentes fases de estudo que contemplam, desde logo, sucessivas visitas ao local da escarpa, procurando efetuar-se uma observação cuidada e criteriosa e a realização de um exaustivo levantamento fotográfico com recurso a um veículo aéreo não tripulado que visa o desenvolvimento de um modelo tridimensional da escarpa. Posteriormente, utilizam-se os programas de cálculo automático, *Swedge* e *Rocfall*, para efetuar a análise da estabilidade e da trajetória dos blocos rochosos e auxiliar o estabelecimento de medidas de reforço e de proteção que melhor se adequam a esta situação em particular. Após a definição das medidas a adotar, procede-se ao desenvolvimento das respetivas peças desenhadas. Por último, são modeladas as soluções de reforço e de proteção anteriormente definidas, com recurso ao *Autodesk 3DS Max*, para posterior introdução no modelo tridimensional, já existente.

Palavras-chave: Maciços rochosos, Taludes rochosos, Instabilidade, Queda de blocos, Barreiras dinâmicas, Barreiras rígidas, Redes de aço, *Swedge, Rocfall, Autocad, 3DS Max*.

ABSTRACT

The occurrence of rocky slopes, in advanced state of degradation, adjacent to communication ways has become an evermore frequent situation and it has come to assume serious concerns that are attention worthy.

Usually, the number of rocky slopes stability situations is strongly related with the evidenced levels of rainfall, where we find in times of higher precipitation more cases of stability.

In the following document we approach theoretical concepts related with the subject: characterization of discontinuities parameters, rocky slopes failures modes, main geomechanical classifications used in the characterization of rock masses and the SQI evaluation system.

The case study of a rocky slope is presented, with considerable evidence of instability, located in Cinfães, in the São Cristóvão da Nogueira parish. The different study stages include, from the beginning, successive surveys to the slope site trying to execute a careful and thoroughly observation as well as a exhaustive photographic survey with resource to a unmanned airborne vehicle that targets the development of a three dimensional escarpment model. Afterwards, the Swedge and Rocfall automatic calculation software is used to perform the stability analysis and rocky blocks trajectory and help the establishment of reinforcement and protective measurements that are best suited to this situation in particular. After the definition of the measurements to adopt, we proceed to the development of the respective drawn pieces. Lastly, the early mentioned reinforcement and protective measurements are modeled, with resource to the Autodesk 3DS Max software, for later introduction into the three dimensional model already existing.

Keywords: Rocky blocks, Rocky slopes, Instability, Rock fall, Dynamic barriers, Rigid Barriers, Steel nets, Swedge, Rocfall, Autocad, 3DS Max.

AGRADECIMENTOS

Reservo as linhas que se seguem para manifestar a minha gratidão ao orientador do presente relatório, Professor Engenheiro José Filinto Trigo, por todo o cuidado, disponibilidade e acompanhamento relativamente à mesma, imprescindíveis neste percurso.

Manifesto ainda o meu agradecimento ao Núcleo de Estudos da Construção (NEC) do ISEP, supervisionado e orientado pelo Professor Engenheiro José Filinto Trigo, não olvidando a equipa multidisciplinar de geociências de engenharia constituída pelos Professores Doutores Helder I. Chaminé, Maria José Afonso, José Teixeira e pela Mestre Liliana Freitas, por permitirem que o estágio curricular que deu mote ao presente escrito tenha sido tão enriquecedor pessoal e academicamente.

Ao meu amigo e Engenheiro Carlos Pacheco, pela sua pronta e preciosa ajuda, o meu agradecimento.

Por fim (mas não menos importante), aos meus pais e à (minha) Ariana agradeço o suporte incondicional.

ÍNDICE DE TEXTO

1 Introdução 1

2 Maciços Rochosos 5

2.1 Génese 5

2.2 Caraterização das Descontinuidades 7

2.2.1 Atitude 11

2.2.2 Espaçamento 12

2.2.3 Continuidade e Persistência 13

2.2.4 Rugosidade 14

2.2.5 Resistência das paredes das descontinuidades 15

2.2.6 Abertura 16

2.2.7 Preenchimento 17

2.2.8 Grau de alteração 18

2.2.9 Técnica de *Scanline* 19

2.3 Representação das Descontinuidades 21

2.3.1 Método das Rosetas 21

2.3.2 Projeção Hemisférica 22

2.4 Classificação de Maciços Rochosos 24

2.4.1 Classificação Geomecânica RMR (*Rock Mass Rating*) 24

2.4.2 Classificação Geomecânica SMR (*Slope Mass Rating*) 29

2.4.3 Classificação Geomecânica GSI (*Geological Strength Index*) 32

3 Taludes em Maciços Rochosos 37

3.1 Modos de Instabilização em Maciços Rochosos 37

3.1.1 Deslizamentos 37
3.1.2 Tombamentos 40
3.1.3 Desprendimentos 41
3.2 Os Conceitos de Perigosidade, de Vulnerabilidade e de Risco em Taludes 42
3.2.1 Levantamento da perigosidade e do risco 45
3.2.2 Prevenção e mitigação do risco 45
3.3 Avaliação da Qualidade de Taludes em Maciços Rochosos 46
3.3.1 Sistema de classificação SQI 46
3.4 Soluções de Estabilização e de Proteção de Maciços Rochosos 51
3.4.1 Saneamento de elementos instáveis 51
3.4.2 Sistema de drenagem 52
3.4.3 Redes de aço 53
3.4.4 Pregagens 54
3.4.5 Muros e barreiras rígidas 55
3.4.6 Barreiras flexíveis 57
3.5 Análise de Estabilidade de Taludes Rochosos 60
3.5.1 O teste de *Markland* 60
3.5.2 Programas de Cálculo Automático 63
4 Caso de Estudo 67
4.1 Apresentação 67
4.2 Enquadramento Geográfico 71
4.3 Caraterização do Talude 73
4.3.1 Caraterização geral 73
4.3.2 Zonamento geotécnico 73
4.3.3 Classificações geomecânicas 87
4.4 Definição do Modelo Tridimensional da Escarpa 90
4.5 Avaliação da Estabilidade da Escarpa 92

4.5.1 Teste de *Markland* 92

4.5.2 Modelações com programas de cálculo automático 96

4.6 Proposta de Solução de Reforço e de Proteção e Desenvolvimento de Peças Desenhadas 115

4.7 Desenvolvimento da Solução de Reforço e de Proteção em Três Dimensões 125

5 Considerações Finais 133

5.1 Conclusões 133

5.2 Desenvolvimentos Futuros 135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ciclo das rochas enquadrado na mecânica das rochas e na mecânica dos solos (adaptado de Chaminé et al., 2013) 6

Figura 2.2 - Conceito de família e sistema de diáclases (adaptado de Loczy & Ladeira, 1980) 8

Figura 2.3 - Tipologias de falha existentes 9

Figura 2.4 - Representação esquemática das propriedades geológico-geotécnicas das descontinuidades (adaptado González de Vallejo et al., 2002) 10

Figura 2.5 - Atitude de uma descontinuidade (adaptado González de Vallejo et al., 2002) 11

Figura 2.6 - Diferentes tipos de perfis (adaptado de González de Vallejo et al., 2002) 14

Figura 2.7 - Diferentes tipologias de aberturas das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981) 16

Figura 2.8 - Levantamento das características das descontinuidades na *scanline* (Priest, 1993) 20

Figura 2.9 - Exemplo de representação gráfica de descontinuidades com recurso ao método das rosetas (adaptado de González de Vallejo et al., 2002) 21

Figura 2.10 - Interceção do plano com a esfera de referência (adaptado de Wyllie & Mah, 2004) 22

Figura 2.11 - Projeção estereográfica de um circulo maior segundo o plano equatorial (adaptado de Wyllie & Mah, 2004) 22

Figura 2.12 - Representação da interceção de dois planos e respetiva projeção estereográfica (adaptado de Wyllie & Mah, 2004) 23

Figura 2.13 - Gráfico para determinação do peso de RMR em função da resistência à compressão uniaxial (Bieniawski, 1989) 27

Figura 2.14 - Gráfico para determinação do peso de RMR em função da percentagem de RQD (Bieniawski, 1989) 27

Figura 2.15 - Gráfico para determinação do peso de RMR em função do espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989) 28

Figura 2.16 - Métodos de suporte sugeridos em função do índice SMR (adaptado de Romana, 1985) 31

Figura 3.1 - Rotura planar (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004) 37

Figura 3.2 - Rotura em cunha (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004)..... 38

Figura 3.3 - Rotura em curva (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004)..... 39

Figura 3.4 - Diferentes tipologias de tombamento (Wyllie & Mah, 2004) 40

Figura 3.5 - Desprendimento (Highland & Bobrowsky, 2008)..... 41

Figura 3.6 - Ações de saneamento de blocos instáveis (www.sulinformacao.pt)..... 51

Figura 3.7 - Exemplo de esquema de drenagem (www.engenhariacivil.com)..... 52

Figura 3.8 - Aplicação de rede de malha de arame (www.geobrugg.com)..... 53

Figura 3.9 - Exemplo de pregagem e respetiva execução. (www.engenhariacivil.com)..... 54

Figura 3.10 - Diferentes tipologias de muros 56

Figura 3.11 - Barreira flexível do tipo RXE da marca Geobrugg (www.geobrugg.com)..... 57

Figura 3.12 - Ensaio de carga de uma barreira flexível para uma massa de 3200 Kg (www.geobrugg.com) 57

Figura 3.13 - Barreira flexível do tipo RXI da marca Geobrugg (www.geobrugg.com) 58

Figura 3.14 - Recurso a atenuador como medida protetiva (www.geobrugg.com)..... 59

Figura 3.15 - Exemplo de aplicação do teste de *Markland* 60

Figura 3.16 - Exemplo de escorregamento de uma cunha onde é mantido o contacto com ambos os planos de descontinuidade (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)..... 61

Figura 3.17 - Exemplo de escorregamento de uma cunha onde apenas é mantido o contacto com um plano de descontinuidade (adaptado de Wyllie & Mah, 2004) 61

Figura 3.18 - Caracterização de uma cunha (www.rocscience.com)..... 63

Figura 4.1 - Fotografias da escarpa de São Cristóvão..... 68

Figura 4.2 - Fotografia panorâmica da escarpa rochosa de São Cristóvão..... 69

Figura 4.3 - Localização geográfica da escarpa de São Cristóvão (Relatório de São Cristóvão) 71

Figura 4.4 - Enquadramento da freguesia de São Cristóvão da Nogueira no mapa de freguesias do município de Cinfães (www.pt.wikipedia.org)..... 72

Figura 4.5 - Cartografia de zonamento geotécnico para o talude de S. Cristóvão (Relatório de São Cristóvão)..... 86

Figura 4.6 - Cartografia de zonamento geomecânico para o talude de S. Cristóvão (Relatório de São Cristóvão) 89

Figura 4.7 - Diferentes perspetivas do modelo 3D desenvolvido 91

Figura 4.8 - Análise da estabilidade para o talude de S. Cristóvão: a – ZG1; b – ZG2; c – ZG3; d – ZG4; e – ZG5; f - atitudes médias e variações angulares das três famílias de descontinuidades e atitudes dos sentidos médios de escorregamento efetivo nas 5 zonas geotécnicas (Relatório de São Cristóvão) 93

Figura 4.9 - Diferentes tipos de análise oferecidas pelo *Swedge* 96

Figura 4.10 - Introdução dos parâmetros de caracterização da escarpa 97

Figura 4.11 - Introdução dos parâmetros de caracterização de cada um dos planos de descontinuidade 98

Figura 4.12 - Introdução de parâmetros relativos a forças externas 99

Figura 4.13 - Introdução de parâmetros para caracterização das ancoragens 99

Figura 4.14 - Diferentes vistas da cunha em análise 100

Figura 4.15 - Projeção estereográfica dos planos que constituem a cunha em análise 100

Figura 4.16 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F1-F1 101

Figura 4.17 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F2-F2 102

Figura 4.18 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F1-F1 103

Figura 4.19 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F1-F3 103

Figura 4.20 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F2-F3 104

Figura 4.21 - Fotografia de um negativo de cunha e configuração de cunha expectável para a zona geotécnica 2 104

Figura 4.22 - Tipos de análises existentes 106

Figura 4.23 - Caracterização dos materiais que constituem o perfil transversal 107

Figura 4.24 - Definição dos *seed's* 109

Figura 4.25 - Forma de bloco rochoso adotado nas modelações 109

Figura 4.26 - Características das barreiras de proteção a adotar 110

Figura 4.27 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P7 111

Figura 4.28 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil transversal P7 111

Figura 4.29 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P22 112

Figura 4.30 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil P22 112

Figura 4.31 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P26 113

Figura 4.32 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil P26 113

Figura 4.33 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P27 114

Figura 4.34 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil transversal P27 114

Figura 4.35 - Abertura de fenda potenciada pelo crescimento de raízes numa das descontinuidades do maciço rochoso 117

Figura 4.36 - Desvio do curso de água devido ao derrube de um muro existente 117

Figura 4.37 - Solução de proteção com barreiras dinâmicas sub-horizontais 118

Figura 4.38 - Solução de proteção com barreiras dinâmicas sub-horizontais e com barreiras rígidas no topo 119

Figura 4.39 - Solução de proteção com barreiras dinâmicas inclinadas 120

Figura 4.40 - Solução de proteção com rede de arame de aço galvanizado 121

Figura 4.41 - Solução de proteção com barreira rígida constituída por perfis HEB e malha electrossoldada 122

Figura 4.42 - Identificação em planta da zona de aplicação das diferentes soluções 124

Figura 4.43 - Nuvem de pontos proveniente do modelo tridimensional da escarpa de São Cristóvão 125

Figura 4.44 - Modelação das soluções de reforço e de proteção no *3DS Max* 125

Figura 4.45 - Modelação da estrada, do rio e dos restantes elementos 126

Figura 4.46 - Imagem tridimensional das soluções de reforço e de proteção 127

Figura 4.47 - Imagem tridimensional das soluções de reforço e de proteção 129

Figura 4.48 - Imagem tridimensional das soluções de reforço e de proteção 131

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classificação das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981) 7

Tabela 2.2 - Classificação do grau de fracturação do maciço rochoso (adaptado de ISRM, 1981) 12

Tabela 2.3 - Classificação para a continuidade das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981) 13

Tabela 2.4 - Classificação para a rugosidade das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981) 14

Tabela 2.5 - Classificação para a resistência à compressão uniaxial aproximada (adaptado de ISRM, 1978) 15

Tabela 2.6 - Classificação para a abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981) 16

Tabela 2.7 - Classificação dos graus de alteração (adaptado de ISRM, 1981) 18

Tabela 2.8 - Quadro síntese do sistema de classificação de maciços rochosos RMR (adaptado de Bieniawski, 1989) 26

Tabela 2.9 - Quadro síntese do sistema de classificação de maciços rochosos SMR (adaptado de Romana, 1985) 30

Tabela 2.10 - Classes da classificação SMR (adaptado de Romana, 1985) 31

Tabela 2.11 - Estimativa dos valores de m_i (adaptado de Hoek, 2007) 34

Tabela 2.12 - Classificação GSI (adaptado de Hoek et al., 2013) 35

Tabela 2.13 - Classes do maciço rochoso de acordo com o valor do GSI obtido 36

Tabela 3.1 - Pesos dos fatores selecionados para o índice de qualidade (Pinheiro et al, 2015) 47

Tabela 3.2 - Classificação quantitativa e qualitativa do estado de qualidade do talude de escavação em rocha (Pinheiro et al, 2015) 48

Tabela 3.3 - Tabela de apoio à determinação do índice de qualidade de taludes de acordo com o sistema de classificação SQI (adaptado de Pinheiro et al, 2015) 49

Tabela 4.1 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos cartografados ao longo da "scanline" (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço do talude de S. Cristóvão (Cinfães) (Relatório de São Cristóvão) 75

Tabela 4.2 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 1 (ZG1) (Relatório de São Cristóvão).....77

Tabela 4.3 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 2 (ZG2) (Relatório de São Cristóvão).....79

Tabela 4.4 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 3 (ZG3) (Relatório de São Cristóvão).....81

Tabela 4.5 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 4 (ZG4) (Relatório de São Cristóvão).....83

Tabela 4.6 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 5 (ZG5) (Relatório de São Cristóvão).....85

Tabela 4.7 - Síntese das características das cinco zonas geotécnicas do talude de S. Cristóvão, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI (Relatório de São Cristóvão).....87

Tabela 4.8 - Características dos materiais adotados.....108

1 INTRODUÇÃO

O presente estudo enquadra-se na Unidade Curricular Dissertação/Projeto/Estágio (DIPRE), do 2º ano do Curso de Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil (DEC), do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), do Instituto Politécnico do Porto (IPP). Trata-se de um trabalho desenvolvido durante um estágio curricular realizado no Núcleo de Estudos da Construção (NEC) do ISEP, supervisionado e orientado pelo Professor Engenheiro José Filinto Trigo, contando ainda com a colaboração de uma equipa multidisciplinar de geociências de engenharia constituída pelos Professores Doutores Helder I. Chaminé, Maria José Afonso, José Teixeira e pela Mestre Liliana Freitas.

Portugal, apesar de ser um país de reduzidas dimensões, apresenta uma rede de infraestruturas rodoviárias que conta com uma extensão considerável. Embora tenha já sido mais extensa, a rede ferroviária assume também um elevado protagonismo na rede de comunicações nacional. A topografia acidentada que caracteriza o território português, principalmente as regiões do norte e do centro, quando conjugada com a vasta rede de vias existentes, origina a ocorrência de vias adjacentes a taludes rochosos muitos em condições de estabilidade precária pelo que, naturalmente, devem ser objeto de especial atenção.

Neste sentido, julga-se adequado fomentar a investigação e o estudo da estabilidade de taludes rochosos em condições similares às anteriormente referidas, bem como estabelecer planos de atuação baseados no levantamento e classificação do atual estado dos taludes rochosos, à imagem do que já acontece noutros países (EUA).

A existência de um talude rochoso num avançado estado de degradação, situado na freguesia de São Cristóvão de Nogueira, concelho de Cinfães, onde se verificou a queda de alguns blocos rochosos, motivou o desenvolvimento do presente estudo. Este visa a determinação das causas que potenciaram a ocorrência dos fenómenos de instabilidade verificados no talude, procedendo-se, para o efeito, a um estudo devidamente detalhado e, posteriormente, à definição de uma solução de estabilização e de proteção que garanta a segurança das pessoas e bens que circulam na rodovia que lhe é adjacente.

O estágio curricular teve início em fevereiro de 2016, pouco tempo após se iniciarem os trabalhos no talude rochoso de São Cristóvão de Nogueira.

Procurou-se, numa fase inicial, proceder a um exaustivo levantamento bibliográfico da documentação que se julgou relevante para o estudo em questão, articulado com uma recolha de toda a informação existente sobre o talude de São Cristóvão.

Numa segunda fase, foi efetuado um trabalho de campo que contemplou sucessivas visitas ao talude, com o intuito de proceder ao levantamento de toda a informação disponível e a uma observação criteriosa do mesmo. Este último aspeto revelou-se determinante para um correto entendimento das causas que levaram à existência de fenómenos de instabilidade, bem como na definição das soluções de estabilização e de proteção que melhor se ajustam a cada caso em particular. Esta fase, permitiu, também, a realização de um extenso registo fotográfico de toda a área constituinte do talude de São Cristóvão, o levantamento das características das descontinuidades e a execução de ensaios não destrutivos, procurando aferir a resistência do talude. Recolheram-se também fotografias aéreas com o apoio de um veículo aéreo não tripulado que permitiram a definição de um modelo tridimensional do talude.

Posteriormente, após uma análise dos dados existentes, recorreu-se a programas de cálculo automático para efetuar a avaliação das cunhas potencialmente instáveis, identificar a trajetória de blocos e para o estudo da localização das soluções de proteção a adotar. Definidas as soluções de proteção e de estabilização que melhor se adequam a este caso de estudo, foram desenvolvidas todas as respetivas peças desenhadas.

Por fim, foram elaboradas em 3D as soluções anteriormente estabelecidas e implementadas no modelo tridimensional, já existente, do talude de São Cristóvão.

Este documento encontra-se estruturado em 4 capítulos, para além da presente introdução.

No Capítulo 2 aborda-se a temática dos maciços rochosos, iniciando-se com a apresentação do ciclo das rochas. Posteriormente, são identificados todos os parâmetros necessários à caracterização das descontinuidades, bem como os métodos de representação existentes. Neste capítulo, são ainda abordadas as classificações geomecânicas mais utilizadas.

No Capítulo 3 inicia-se o estudo de taludes em maciços rochosos, partindo da apresentação dos modos de instabilidade que se podem verificar neste tipo de situações. Trataram-se os conceitos de perigosidade, de vulnerabilidade e de risco em taludes e, ainda, o sistema de classificação SQI. Abordaram-se aspetos relacionados com a avaliação de estabilidade de taludes rochosos, apresentando-se o teste de *Markland* bem como os programas de cálculo a utilizar neste caso de estudo. Por fim, analisaram-se as soluções de proteção e de estabilização mais frequentes.

No Capítulo 4 aborda-se o caso de estudo que motivou o desenvolvimento do presente relatório, iniciando-se com apresentação do mesmo. De seguida, efetua-se a caracterização do talude em estudo através da apresentação do zonamento geotécnico e das classificações geomecânicas obtidas. Neste

capítulo realizam-se as análises de estabilidade através do teste de *Markland* e dos programas de cálculo automático apresentados no capítulo anterior e define-se o modelo tridimensional do talude. Por último, estabelecem-se as soluções de proteção e de estabilização a adotar, apresentam-se as peças desenhadas e as soluções em desenho tridimensional.

O Capítulo 5 encontra-se reservado à apresentação de conclusões decorrentes do presente relatório, bem como à abordagem de desenvolvimentos futuros.

2 MACIÇOS ROCHOSOS

O estudo do comportamento de taludes em maciços rochosos é um assunto frequentemente abordado no âmbito da Engenharia Civil.

"Os maciços rochosos podem ser definidos como massas rochosas constituídas por um ou mais tipos litológicos, localizados num determinado contexto espacial e estando afetadas por descontinuidades, com caraterísticas geológico-geotécnicas, geomecânicas e geohidráulicas, que conferem ao conjunto uma anisotropia global" (Hoek, 2007).

2.1 GÉNESE

Revela-se determinante o estudo do ciclo das rochas para uma melhor compreensão da origem das mesmas. Deste modo, importa distinguir três diferentes tipos de rochas: rochas magmáticas, rochas sedimentares e rochas metamórficas.

Rochas magmáticas são rochas que resultam do arrefecimento e posterior solidificação do magma. Este arrefecimento pode ocorrer quer em profundidade quer à superfície. Se o material arrefece lenta e gradualmente no interior da crosta terrestre ocorre cristalização; se arrefece rapidamente à superfície ocorre solidificação.

Quando as rochas magmáticas surgem à superfície ficam sujeitas a meteorização, o que implica a sua desintegração e decomposição. Os materiais resultantes são transportados pelos agentes de erosão – água, glaciares, vento, ondas, sob a forma de partículas sólidas e de solutos. Estas partículas e substâncias dissolvidas são apelidadas de sedimentos. Ocorrido o processo de sedimentação, que se carateriza pela deposição dos sedimentos, inicia-se o processo de litificação, vulgarmente conhecido por diagénese. Este processo ocorre quando os sedimentos são compactados pelo peso das camadas sobrejacentes ou à medida que a matéria mineral vai precipitando nos poros dos sedimentos, expulsando a água que aí se encontra, dando-se a sua cimentação. Resulta do anterior processo a formação de rochas sedimentares.

Por sua vez, se qualquer tipo de rochas se vê submetido a condições de altas pressões e temperaturas e a circulação de fluidos originam-se rochas metamórficas. Estas rochas, quando sujeitas a modificações

dos agentes geodinâmicos internos, podem ficar submetidas a um processo de fusão, total ou parcial, criando magma, voltando-se assim ao início do ciclo das rochas.

A Figura 2.1 representa, esquematicamente, o ciclo das rochas que se descreve de forma sucinta.

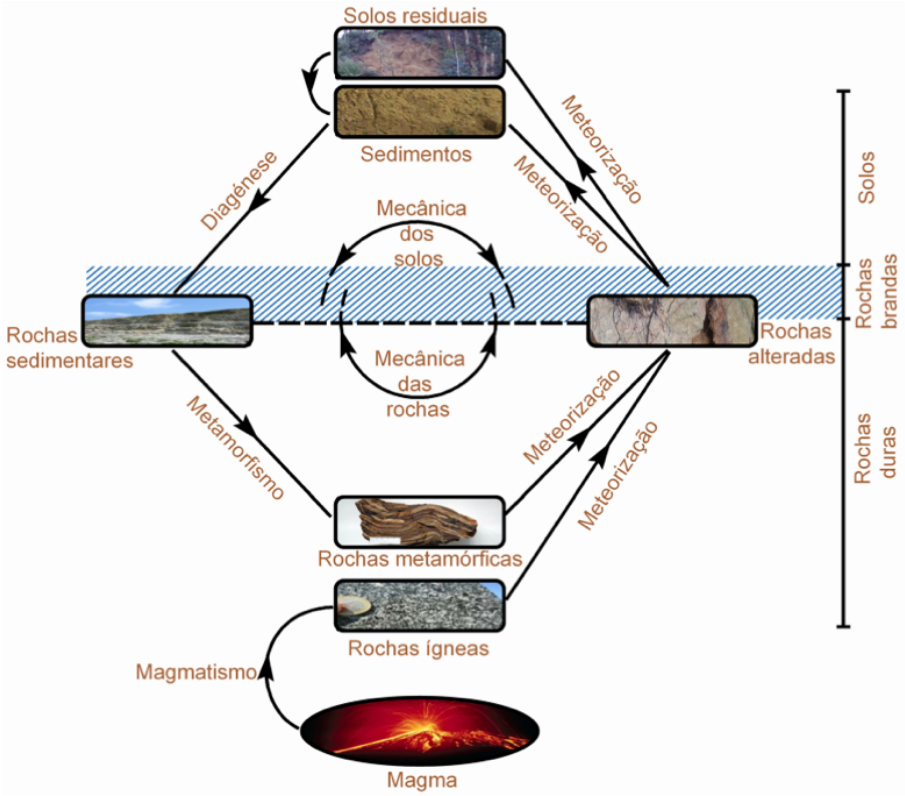


Figura 2.1 - Ciclo das rochas enquadrado na mecânica das rochas e na mecânica dos solos (adaptado de Chaminé et al., 2013)

2.2 CARATERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

Sob a designação de descontinuidade engloba-se qualquer entidade geológica que interrompa a continuidade física de uma dada formação (González de Vallejo et al., 2002).

Um adequado estudo das descontinuidades revela-se determinante uma vez que, ao seccionarem o maciço rochoso, as mesmas são responsáveis pela alteração de um conjunto de propriedades geomecânicas que o caraterizam. A existência de descontinuidades nos maciços rochosos conduz a um aumento da deformabilidade, permeabilidade e diminuição da resistência ao corte do maciço.

É comum o uso do termo descontinuidade para descrever a maior parte das superfícies estruturais (tais como falhas, diáclases, estratificação, xistosidade, etc.) de um dado maciço.

Descontinuidade pode ser definida com um qualquer plano de separação no maciço rochoso. Podem ocorrer de forma sistemática (em famílias) ou de forma singular (isoladas) e apresentar diferentes origens:

- sedimentar (superfícies de estratificação ou de laminação);
- diagenética (estruturas filoneanas);
- tectónico-metamórfica (xistosidades, diáclases e falhas).

As descontinuidades sistemáticas são estudadas com base em famílias, caracterizadas a partir da atitude média e características físicas e mecânicas gerais da respetiva família.

Por sua vez, as descontinuidades singulares devem ser alvo de estudo e tratamento individualizado.

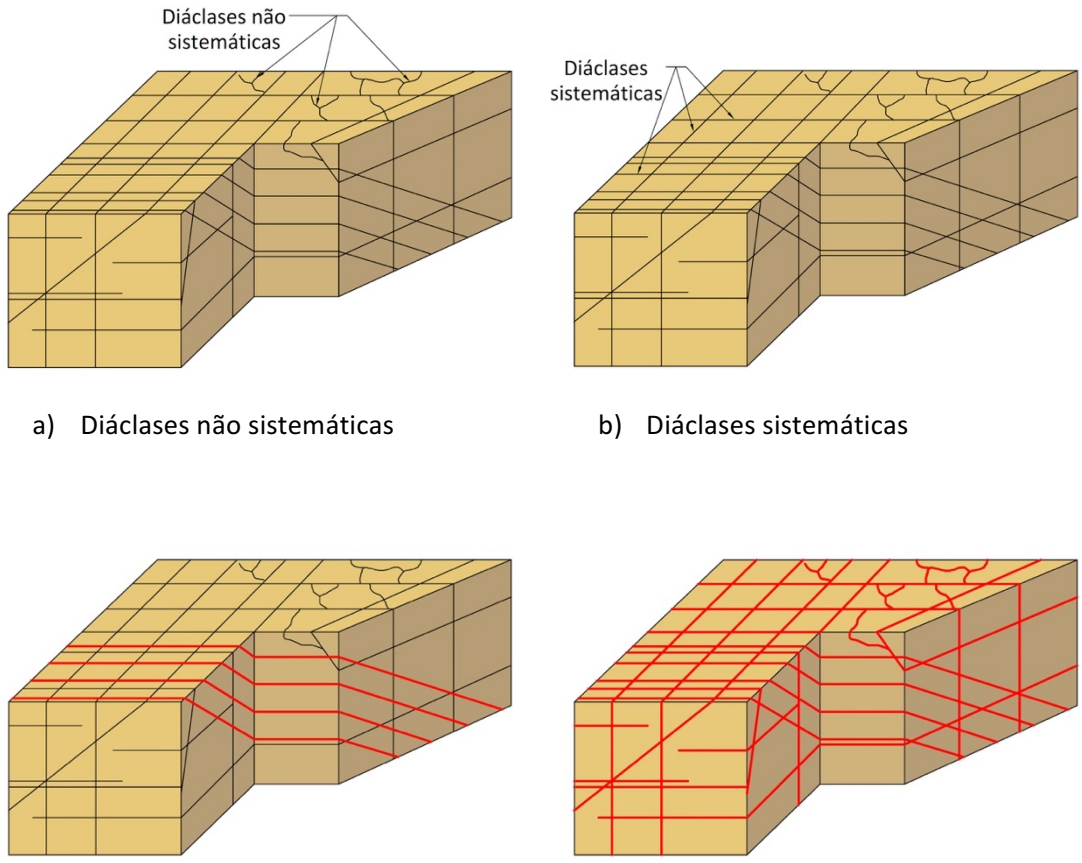
Tabela 2.1 - Classificação das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981)

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	Planos de estratificação	Falhas
	Planos de laminação	Filões
	Planos de xistosidade	Discordâncias
	Diáclases e fissuras	
Lineares	Interseção de descontinuidades planares	Eixos de dobras
	Lineações	

O aparecimento de descontinuidades está intrinsecamente relacionado quer com as caraterísticas do material rochoso quer com as tensões tectónicas instaladas. Dos tipos de descontinuidades constantes da Tabela 2.1, destacam-se as diáclases e as falhas, por serem as que surgem com maior incidência.

Verifica-se a formação de diáclases sempre que existe uma variação da tensão a que o maciço rochoso está sujeito. Assim, o aparecimento de diáclases pode verificar-se quando a tensão instalada é superior à

tensão resistente do maciço rochoso, bem como quando existe um alívio das tensões instaladas no mesmo. A erosão, por exemplo, ao remover as camadas geológicas superficiais alivia as tensões confinantes das rochas subjacentes, provocando, muitas vezes, o desenvolvimento de diáclases. Designam-se por diáclases de corte (*shear joint*) aquelas que são devidas a tensões de corte e por diáclases de tração (*tension joint*) as que são originadas por tensões de tração. Um conjunto de diáclases sensivelmente paralelas numa dada região designa-se por família de diáclases (*joint set*), enquanto o conjunto de duas ou mais famílias de diáclases numa mesma região designa-se por sistema de diáclases (*joint system*) (ver Figura 2.2). Duas famílias de diáclases com orientações aproximadamente normais entre si designam-se por ortogonais. No caso das diáclases, é relativamente frequente a ocorrência de três famílias principais com atitudes sensivelmente normais entre si, como ocorre muitas vezes em maciços de rochas ígneas, ou mesmo em maciços sedimentares e metamórficos em que uma das famílias corresponde, respetivamente, às superfícies de estratificação e de xistosidade (González de Vallejo et al., 2002).



a) Diáclases não sistemáticas

b) Diáclases sistemáticas

c) Família de diáclases

d) Sistemas de diáclases

Figura 2.2 - Conceito de família e sistema de diáclases (adaptado de Loczy & Ladeira, 1980)

Por sua vez, as falhas são resultado de um acidente tectónico ocorrido no maciço rochoso, ao longo do qual houve um deslocamento relativo entre os blocos e vulgarmente designado por superfície ou plano de falha. A formação deste tipo de descontinuidade relaciona-se com a existência de elevadas pressões e temperaturas a que os materiais estão sujeitos e que conduzem a que o seu limite de resistência seja ultrapassado, culminando na rotura do maciço rochoso com o consequente surgimento da falha. As falhas, normalmente, evidenciam uma grande continuidade no maciço rochoso e deslocamento relativo entre os dois blocos, que pode ser verificado com alguma facilidade dada a existência de estrias ao longo do plano de falha. Caso os blocos se apresentem afastados, definem uma caixa de falha cujo preenchimento é frequentemente constituído por material resultante da própria trituração da rocha durante o movimento e designado de milonito.

Importa, ainda, diferenciar as tipologias de falha tendo por base o plano de falha e o movimento relativo entre os blocos (Figura 2.3):

- falha normal: resultante de forças de tração;
- falha inversa: resultante de forças de compressão;
- falha de desligamento: deslocamento dos blocos na horizontal.

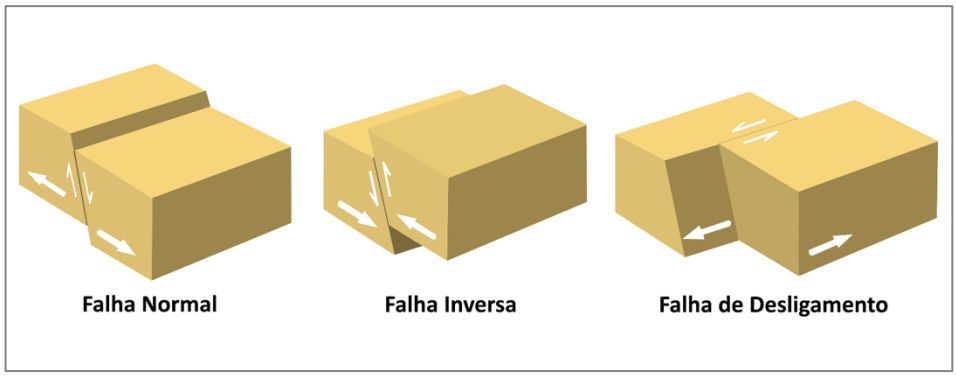


Figura 2.3 - Tipologias de falha existentes

Após uma breve abordagem dos tipos de descontinuidades mais frequentes, julga-se relevante a apresentação dos parâmetros que devem ser tomados em consideração, em geotécnia, para a classificação das mesmas. Assim, o estudo e descrição das descontinuidades de um maciço rochoso faz-se com base na análise de um conjunto de características geométricas e físicas, a saber (ISRM, 1981):

- Características geométricas:

  - Atitude;

  - Espaçamento;

  - Continuidade ou persistência.

- Características físicas:

  - Rugosidade;

  - Resistência das paredes das descontinuidades;

  - Abertura;

  - Preenchimento;

  - Grau de alteração.

A análise das características geométricas das descontinuidades permite definir a sua geometria de compartimentação e identificar o bloco unitário característico do maciço rochoso. A análise conjunta das características físicas e da continuidade permite avaliar algumas das características mecânicas dos maciços rochosos, tais como a resistência ao corte, a deformabilidade e a percolação.

Na Figura 2.4 apresenta-se, de uma forma esquemática, os parâmetros anteriormente mencionados.

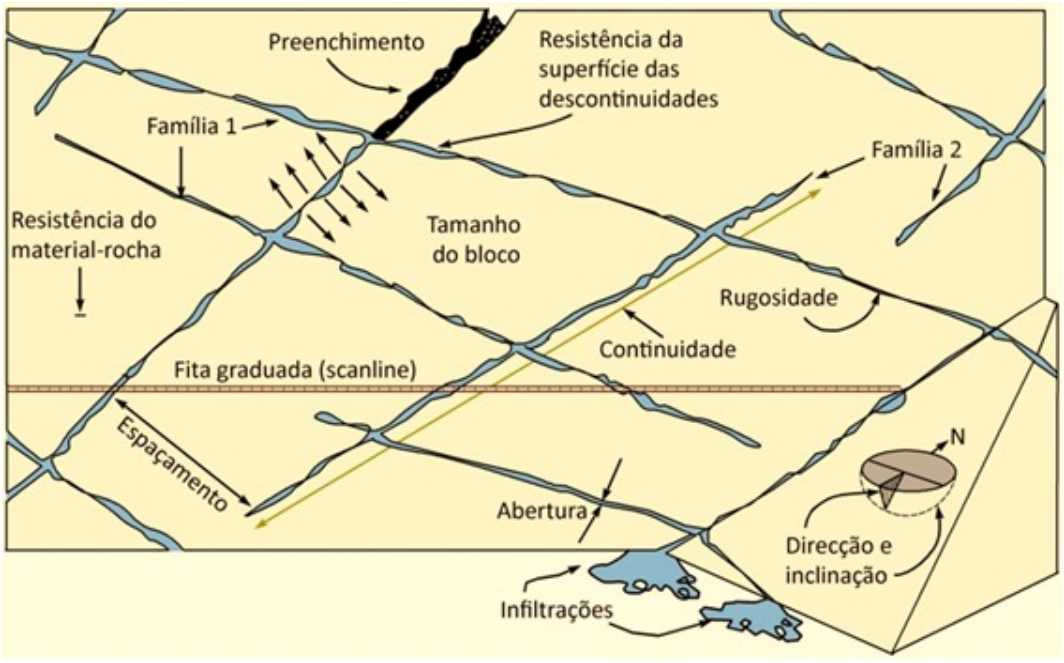


Figura 2.4 - Representação esquemática das propriedades geológico-geotécnicas das descontinuidades (adaptado González de Vallejo et al., 2002)

2.2.1 Atitude

O estudo das descontinuidades de um maciço rochoso deve iniciar-se pela análise da orientação e pela identificação das famílias de descontinuidades, ou das descontinuidades singulares, que podem determinar blocos de rocha potencialmente instáveis.

A atitude, segundo a terminologia corrente, é definida em função da direção e da inclinação. A direção é dada pelo ângulo entre a horizontal do plano de descontinuidade e o Norte, devendo ser medida no sentido horário. Por sua vez, a inclinação é definida pelo ângulo entre a linha de maior declive do plano de descontinuidade e a horizontal (Figura 2.5).

Existem diferentes formas para a determinação dos parâmetros anteriormente mencionados, como, por exemplo, a partir de amostras ou de furos de sondagem. Face à impossibilidade de recorrer a estas soluções, é frequente o recurso a um método mais expedito que tem por base a medição destes parâmetros diretamente na face do talude, recorrendo, para o efeito, a uma bússola com inclinómetro.

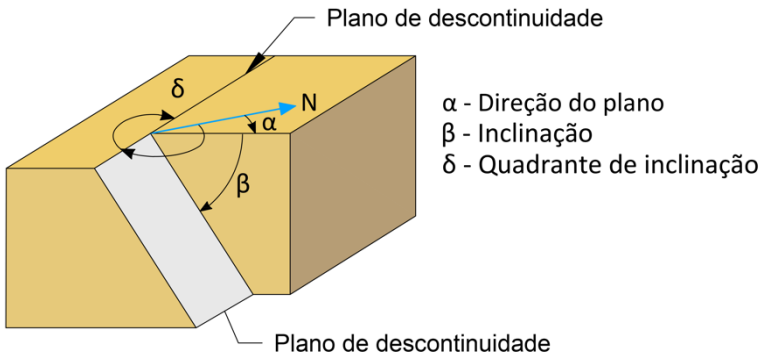


Figura 2.5 - Atitude de uma descontinuidade (adaptado González de Vallejo et al., 2002)

2.2.2 Espaçamento

O espaçamento, tal como a persistência, é um fator que comportará fortes implicações ao nível da estabilidade dos maciços rochosos. É definido como a distância, na perpendicular, entre duas descontinuidades da mesma família, tipo e escala. Recentemente, o ISRM (1981) introduziu o conceito *fracture intercept* (F) como a distância entre sucessivas fraturas, medido na perpendicular.

Reflete o estado de fracturação de um maciço rochoso, condicionando o tamanho dos blocos unitários e influenciando o comportamento global do maciço. Assim, com a diminuição do espaçamento verifica-se considerável diminuição da resistência do maciço e aumento da sua condutividade hidráulica e da sua deformabilidade.

A medição do espaçamento entre descontinuidades de uma mesma família deve ser feita de acordo com as recomendações estabelecidas pelo ISRM (1981). Assim, para a avaliação do espaçamento, existe uma classificação aplicável, prevista no ISRM (1981), que contempla a existência de 5 diferentes classes (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Classificação do grau de fracturação do maciço rochoso (adaptado de ISRM, 1981)

<table>
<tr><th>Afastamento entre descontinuidades (cm)</th><th colspan="2">Simbologia</th><th colspan="2">Significado</th></tr>
<tr><td>> 200</td><td>F1</td><td rowspan="2">F1 - F2</td><td colspan="2">Muito afastadas</td></tr>
<tr><td>60 - 200</td><td>F2</td><td colspan="2">Afastadas</td></tr>
<tr><td>20 - 60</td><td>F3</td><td>F3</td><td colspan="2">Medianamente Afastadas</td></tr>
<tr><td>6 - 20</td><td>F4</td><td rowspan="2">F4 - F5</td><td>Próximas</td><td rowspan="2">Próximas</td></tr>
<tr><td><6</td><td>F5</td><td>Muito próximas</td></tr>
</table>

Importa efetuar uma ressalva para o facto de, dada a variabilidade de espaçamentos, dever ser tomado para efeitos de classificação o valor médio e a mediana dos valores medidos ou o valor mais provável, admitindo uma distribuição normal.

2.2.3 Continuidade e Persistência

Designa-se por continuidade ou persistência o comprimento da descontinuidade. Este parâmetro é obtido com base na medição do seu traço no plano de observação. A continuidade caracteriza a extensão em área de uma descontinuidade num determinado volume de rocha.

Apesar de ser um parâmetro de difícil quantificação, revela-se de extrema utilidade, na medida em que possibilita definir as características mecânicas de potenciais superfícies de rotura de um maciço rochoso. É da maior importância, segundo Vallejo et al. (2002), destacar as famílias que manifestam maior continuidade, uma vez que serão estas a condicionar os principais planos de rotura do maciço rochoso.

Assim como para outros parâmetros, o ISRM (1981) prevê uma classificação aplicável à persistência das descontinuidades, que contempla a existência de 5 diferentes classes (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Classificação para a continuidade das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981)

Continuidade	**Distância (m)**
Muito pouco contínuas	<1
Pouco contínuas	1-3
Medianamente contínuas	3-10
Contínuas	10-20
Muito contínuas	>20

2.2.4 Rugosidade

A rugosidade é um parâmetro que surge com a finalidade de caraterizar a irregularidade das paredes das descontinuidades. Constitui uma forma de atrito mobilizável por unidade de área que é traduzido, na prática, por um aumento da resistência ao corte ao longo da superfície da descontinuidade. Assim, a par da abertura das descontinuidades, a rugosidade apresenta fortes implicações no que se refere à resistência ao deslizamento, isto é, quanto maior for a rugosidade que caraterizam as paredes das descontinuidades maior será a sua resistência ao corte. Uma ressalva para a necessidade de, num estudo de estabilidade de um maciço rochoso, ser conhecida previamente a direção provável do movimento dado o carácter variável da rugosidade em função da direção em análise.

O ISRM (1981), estabelece uma classificação para este parâmetro. Esta classificação, constante da Tabela 2.4, prevê a existência de três tipos de superfície de descontinuidade (denteada, ondulada ou plana) subdivididas em três subclasses (rugosa, lisa e estriada).

Tabela 2.4 - Classificação para a rugosidade das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981)

Classe	Descrição	Designação (R)	Forma do perfil
I	Rugosa	R_{1-2} Pouco rugosa	Denteada
II	Lisa		
III	Estriada		
IV	Rugosa	R_3 Medianamente rugosa	Ondulada
V	Lisa		
VI	Estriada		
VII	Rugosa	R_{4-5} Muito rugosa	Plana
VIII	Lisa		
IX	Estriada		

No sentido de garantir uma correta compreensão da classificação anteriormente apresentada, aconselha-se a visualização da Figura 2.6.

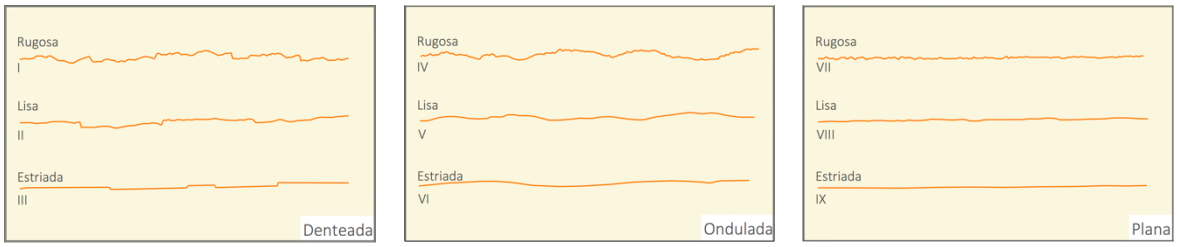


Figura 2.6 - Diferentes tipos de perfis (adaptado de González de Vallejo et al., 2002)

2.2.5 Resistência das paredes das descontinuidades

A resistência das paredes das descontinuidades é um parâmetro que deve ser motivo de uma análise cuidada.

A resistência à compressão do material-rocha, constituinte das paredes das descontinuidades, revela-se um fator de especial importância na medida em que se apresenta como uma componente a ter em consideração na resistência ao corte e deformabilidade. Este parâmetro demonstra-se particularmente importante em situações em que as paredes das descontinuidades estejam em contacto direto.

A determinação deste mesmo parâmetro pode ser feita em campo, com recurso a um esclerómetro portátil, como por exemplo, um martelo de Schmidt do tipo L.

A ISRM (1978) propôs classificação constante da Tabela 2.5 para caraterizar a resistência das paredes das descontinuidades.

Tabela 2.5 - Classificação para a resistência à compressão uniaxial aproximada (adaptado de ISRM, 1978)

Grau (R)	**Descrição**	**Caraterísticas**	**Resistência à compressão uniaxial aproximada (MPa)**
R_0	Rocha muito branda	Marcada pela unha do polegar.	0,25-1
R_1	Rocha branda (I)	Fragmentada com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de Geólogo. Pode ser cortada em fatias com um canivete.	1-5
R_2	Rocha branda (II)	Pode ser cortada em fatias com um canivete com dificuldade. Marcas superficiais obtidas com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de Geólogo.	5-25
R_3	Rocha razoavelmente resistente	Não pode ser esmigalhada ou cortada em fatias com canivete. Podem-se obter fragmentos de rocha com uma pancada seca do martelo de Geólogo.	25-50
R_4	Rocha resistente	Podem-se obter fragmentos dando mais de uma pancada seca com o martelo de Geólogo.	50-100
R_5	Rocha muito resistente	Para se obterem fragmentos são necessárias muitas pancadas com o martelo de Geólogo.	100-250
R_6	Rocha extremamente resistente	Apenas se obtêm lascas percutindo com o martelo de Geólogo.	>250

2.2.6 Abertura

A abertura das descontinuidades, representada na Figura 2.7, pode ser definida como a distância média, medida na perpendicular, entre bordos da descontinuidade. É um parâmetro particularmente importante na medida em que condiciona inúmeros fatores, nomeadamente, permeabilidade, deformabilidade e resistência ao corte do maciço rochoso.

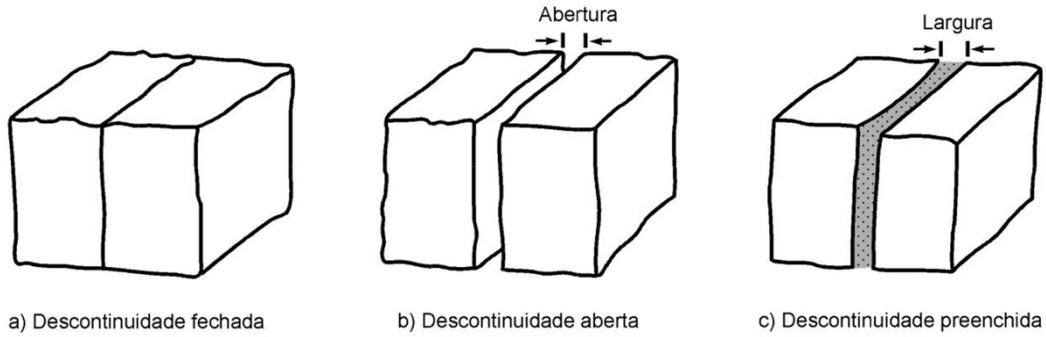


Figura 2.7 - Diferentes tipologias de aberturas das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981)

O ISRM (1978, 1981) prevê que cada família existente num maciço rochoso deve ser estudada de uma forma individualizada, sendo, posteriormente, atribuída uma classificação com base na análise da média das aberturas, após tratamento estatístico. Assim, a referida norma estabelece a classificação constante da Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Classificação para a abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981)

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

2.2.7 Preenchimento

Designa-se por preenchimento o material que ocupa o espaço existente entre os dois bordos de uma descontinuidade. Este espaço, também denominado de abertura, pode apresentar diferentes tipos de preenchimento que naturalmente conduzem a comportamentos distintos da descontinuidade. Deste modo, o preenchimento pode ser composto por um espectro de materiais, desde os mais brandos aos mais resistentes, pelo que se considera relevante o conhecimento das propriedades físicas e mecânicas do material de preenchimento (resistência ao corte, deformabilidade e permeabilidade).

A proposta do ISRM (1978) para a caracterização deste parâmetro sugere que qualquer medição seja efetuada com recurso a uma régua graduada e passa por uma descrição pormenorizada do material de enchimento. Desta forma, devem ser identificados aspetos como mineralogia e tamanho do grão do material de enchimento, indicação do teor em água e estimativa qualitativa da permeabilidade do mesmo. Considera-se relevante uma análise cuidada de todos os aspetos anteriormente referidos, uma vez que condicionam as características de percolação de água nas descontinuidades com todas as implicações que comportam para a resistência ao deslizamento.

2.2.8 Grau de alteração

Com o decorrer do tempo o material-rocha, exposto a diferentes fatores de natureza física e química, experimentará processos de degradação e decomposição.

Este é um parâmetro que se revela importante visto que comportará fortes implicações ao nível da resistência do próprio maciço rochoso.

No sentido de caraterizar este mesmo parâmetro, o ISRM (1981) estabeleceu a classificação que de seguida se apresenta (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 - Classificação dos graus de alteração (adaptado de ISRM, 1981)

<table>
<tr><th>Grau de alteração</th><th colspan="2">Simbologia</th><th colspan="2">Descrição</th></tr>
<tr><td>Sã ou não alterada</td><td>W_1</td><td rowspan="2">W_{1-2}</td><td>Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa.</td><td rowspan="2">- Sã e compacta
- Descontinuidades fechadas
- Permeabilidade é praticamente nula</td></tr>
<tr><td>Ligeiramente alterada</td><td>W_2</td><td>Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração).</td></tr>
<tr><td>Moderadamente alterada</td><td>W_3</td><td>W_3</td><td>Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo, mantendo-se a petrofábrica original.</td><td>- Maciço mais ou menos são
- Intersectado por descontinuidades abertas</td></tr>
<tr><td>Muito alterada</td><td>W_4</td><td rowspan="2">W_{4-5}</td><td>Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo; a rocha é muito friável.</td><td rowspan="2">- Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta
- Permeabilidade do tipo intersticial
- Pode coexistir uma circulação fissural</td></tr>
<tr><td>Completamente alterada</td><td>W_5</td><td>Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual.</td></tr>
</table>

2.2.9 Técnica de *Scanline*

A técnica de *scanline*, também denominada técnica de amostragem linear, (e.g., Priest, 1993; Chaminé et al., 2010) é uma técnica bastante expedita e versátil que visa a caraterização de um maciço rochoso segundo uma linha de amostragem, permitindo a obtenção de informações que se consideram de extrema utilidade. Apresenta-se como uma boa alternativa em situações nas quais o estudo detalhado do maciço rochoso não seja viável pelos mais diversos fatores.

Esta técnica consiste na colocação de uma fita graduada em faces expostas do maciço (rodovias, ferrovias, etc.), sendo posteriormente efetuado o levantamento de algumas caraterísticas que se julguem relevantes para cada descontinuidade intersetada, tomando sempre como referência a linha de amostragem estabelecida pela fita graduada. Assim, cada uma das descontinuidades deve ser devidamente descrita e registada em fichas de levantamento geotécnico desenvolvidas para o efeito de acordo com o ISRM (1981) (Figura 2.8).

Desta forma, para cada descontinuidade (falha, diáclase e/ou estruturas filoneanas), devem ser registados os seguintes parâmetros:

- Distância à origem da fita graduada;
- Semi-comprimento exposto (L);
- Tipo de terminação (R-na rocha; D- noutra descontinuidade; O- obscura);
- Atitude geológica (direção/inclinação e quadrante de inclinação);
- Curvatura (numa escala de C_1 a C_5, em que C_1 representa superfícies planas e C_5 superfícies muito curvas);
- Rugosidade (numa escala de R_1 a R_5, em que R_1 representa superfícies lisas e R_5 superfícies muito rugosas);
- Tipo de litologia e respetivo grau de alteração (W);
- Abertura da descontinuidade;
- Preenchimento da descontinuidade;
- Presença de água;
- Outras informações como número, localização e orientação da linha de amostragem, orientação do talude em estudo, bem como a data do levantamento.

Apesar de a versatilidade associada a esta técnica, existem alguns aspetos que devem ser tomados em consideração como forma de garantir a obtenção de resultados fidedignos. Deve procurar-se assegurar

que a fita graduada se encontra devidamente esticada, mantendo a mesma altura ao longo de todo o comprimento em estudo; a existência de descontinuidades horizontais ou sub-horizontais em número significativo poderá comprometer a aplicação desta técnica.

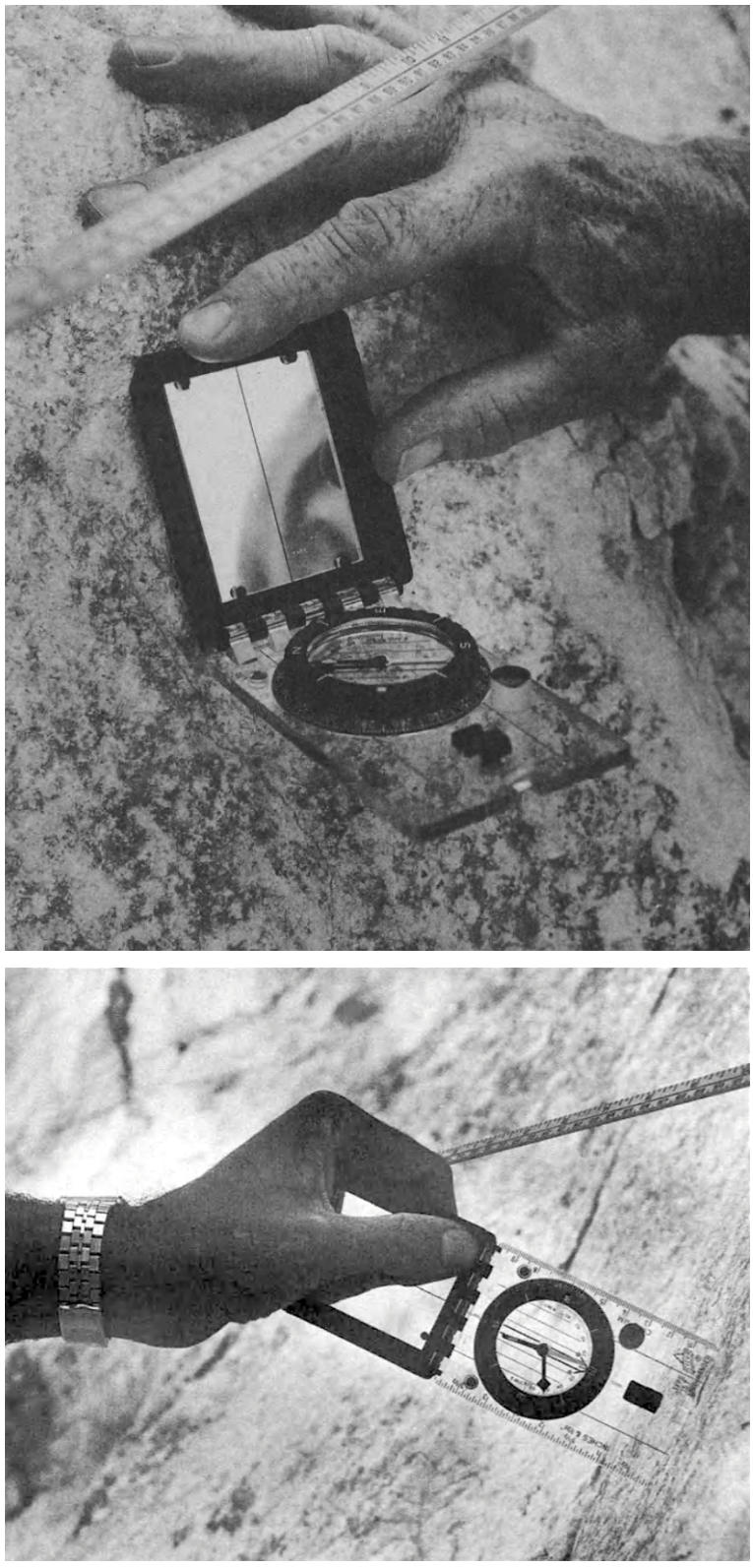


Figura 2.8 - Levantamento das características das descontinuidades na *scanline* (Priest, 1993)

2.3 REPRESENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

2.3.1 Método das Rosetas

O método das rosetas (Figura 2.9) é um método de representação gráfica simplificado segundo o qual as descontinuidades são representadas graficamente, numa base circular, com ângulos compreendidos entre os 0º e os 360º, dividida em setores de 10º. É nesta base circular que são representadas as famílias de descontinuidades em função da sua orientação, sendo que o comprimento de cada setor está relacionado com o número de medições efetuadas para cada família. Importa, ainda, referir que dada a simplicidade inerente a este método não há lugar para indicação da inclinação individual das descontinuidades no gráfico, pelo que apenas é indicado o intervalo de variação das inclinações associado a cada família.

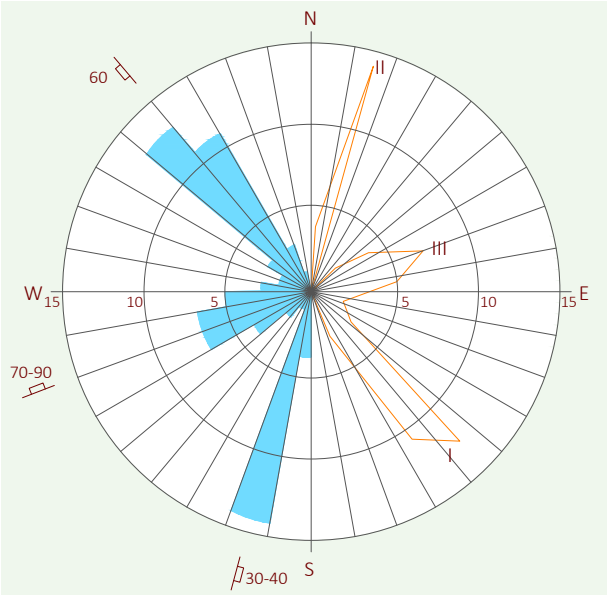


Figura 2.9 - Exemplo de representação gráfica de descontinuidades com recurso ao método das rosetas (adaptado de González de Vallejo et al., 2002)

2.3.2 Projeção Hemisférica

A projeção hemisférica é um método de representação e análise das relações tridimensionais entre planos e retas num diagrama bidimensional (Figura 2.10). Este método tem como base a existência de uma esfera de referência, livre de se mover no espaço de forma a permitir que um dado plano possa atravessar o seu centro. Resulta da interseção do plano com a esfera de referência o que se designa de círculo maior. Por sua vez, a reta normal ao plano que passa pelo centro da esfera interseta esta última em dois pontos diametralmente opostos e que se designam de polos do plano. Uma vez que se trata de uma esfera, o polo e o circulo maior estão representados em ambos os hemisférios da esfera, pelo que normalmente, na resolução de problemas de engenharia, só é considerado o hemisfério inferior.

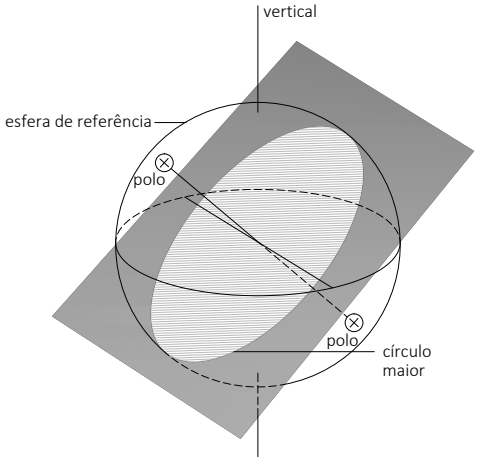


Figura 2.10 - Interceção do plano com a esfera de referência (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)

O método referido permite, ainda, a projeção, quer do polo quer do círculo maior, segundo o plano horizontal (Figura 2.11). Esta projeção pode ser obtida ligando todos os pontos do circulo maior situados sobre a esfera de referência e polo com o zénite (ponto de intersecção da reta vertical que passa pelo centro da esfera com a superfície do hemisfério superior). As projeções hemisféricas do círculo maior e do polo são dadas pelas interseções das respetivas linhas de projeção com o plano equatorial. A esta projeção dá-se o nome de projeção de igual ângulo.

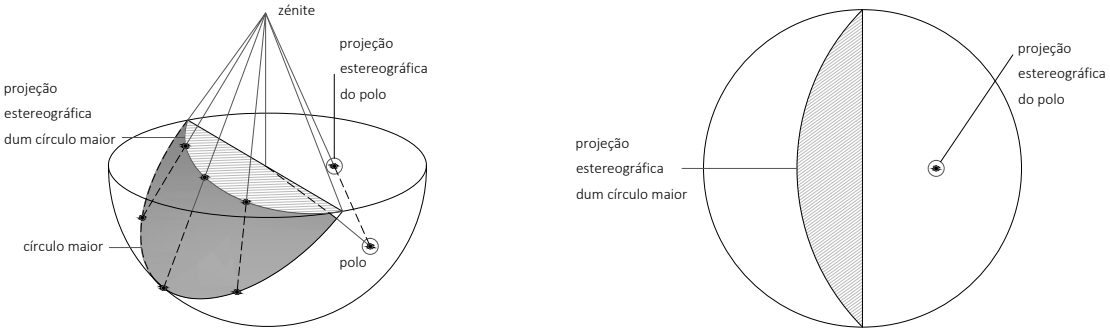


Figura 2.11 - Projeção estereográfica de um circulo maior segundo o plano equatorial (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)

A interseção de dois planos define uma linha, no espaço, que se caracteriza por um azimute (0-360°) e um mergulho (0-90°). Em projeção estereográfica, esta linha de interseção é definida segundo um ponto que representa o cruzamento dos círculos maiores, referentes a cada um dos planos (Figura 2.12). Desta interseção de planos resultará a formação de uma cunha, que poderá ser, ou não, instável (Wyllie & Mah, 2004).

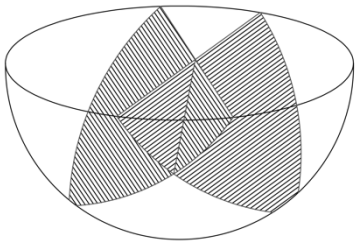


Figura 2.12 - Representação da interceção de dois planos e respetiva projeção estereográfica (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)

2.4 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

2.4.1 Classificação Geomecânica RMR (*Rock Mass Rating*)

A classificação geomecânica RMR (*Rock Mass Rating*) foi proposta por Bieniawski (1973), baseada em estudos desenvolvidos na análise da informação proveniente de um alargado número de obras subterrâneas. Entre 1973 e 1989, este sistema de classificação sofreu inúmeras atualizações, função da experiência acumulada na aplicação a novos casos práticos.

O RMR é um sistema de classificação de massas rochosas com notável versatilidade, na medida em que a sua aplicação se torna possível para um considerável conjunto de situações. Inicialmente, aplicado a obras subterrâneas como é o caso de túneis, minas e obras similares, passou, atualmente, a uma frequente aplicação a fundações e taludes rochosos, permitindo a obtenção de características que se julgam relevantes, nomeadamente: módulo de deformabilidade, coesão e ângulo de atrito.

Bieniawski (1989) reforça, ainda, a importância de que o sistema de classificação RMR seja utilizado para a finalidade para a qual foi desenvolvido e não como resposta para todos os problemas.

O sistema de classificação RMR contempla a existência de seis parâmetros geológico-geotécnicos, a saber:

- resistência do material rochoso à compressão uniaxial;
- grau de fracturação em termos de RQD (*Rock Quality Designation*);
- espaçamento das descontinuidades;
- condições das descontinuidades;
- condições hidrogeológicas;
- orientação das descontinuidades em relação à escavação.

Assim, o índice de qualidade RMR é resultado do somatório dos pesos atribuídos a cada um dos parâmetros anteriormente apresentados. O resultado obtido estará compreendido num intervalo de valores entre 0 e 100, sendo que quanto mais elevado o índice melhor a qualidade do maciço em causa.

Bieniawski (1989) alerta, também, para a necessidade de se proceder ao zonamento do maciço rochoso mediante as características geológicas apresentadas em diferentes zonas geotécnicas. Deste modo, este sistema de classificação deve ser aplicado a cada uma das zonas do maciço, resultando na obtenção de diferentes índices RMR. No caso de existir mais do que um conjunto de descontinuidades com espaçamento ou condições distintas, a atribuição dos pesos dos parâmetros deve ser baseada na análise do conjunto que se considere mais crítico (Bieniawski,1989).

A atribuição do peso dos parâmetros é dependente do tipo de obra em análise, ou seja, a importância que um parâmetro lhe vê atribuída está diretamente relacionada com a obra em questão. Por exemplo, no estudo da estabilidade de um talude rochoso deverá ser atribuída uma maior importância ao parâmetro relativo à percolação de água do que à própria resistência da rocha intacta, uma vez que o primeiro comportará maiores implicações no que se refere à estabilidade do maciço rochoso.

Com o auxílio do quadro síntese (Tabela 2.8), proposto por Bieniawski (1989), é possível a determinação do índice de RMR.

Tabela 2.8 - Quadro síntese do sistema de classificação de maciços rochosos RMR (adaptado de Bieniawski, 1989)

Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro									
1	**Resistência do material rochoso intacto**	**Ensaio de carga pontual (MPa)**	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2-4 MPa	1 - 2 MPa	Compressão simples (MPa)		
		Resistência à compressão uniaxial (MPa)	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 -100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	> 1 MPa
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
2	**RQD**		90 - 100 %		75 - 90 %	50 - 75 %	25 - 50 %	< 25 %	
	Peso		20		17	13	6	3	
3	**Espaçamento das descontinuidades**		> 2 m		0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m	
	Peso		20		15	10	8	5	
4	**Estado das descontinuidades**	**Comprimento**	< 1 m		1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m	
		Peso	6		4	2	1	0	
		Abertura	Nada		< 0.1 mm	0-1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm	
		Peso	6		5	3	1	0	
		Rugosidade	Muito rugosa		Rugosa	Ligeiramente Rugosa	Ondulada	Suave	
		Peso	6		5	3	1	0	
		Enchimento	Nenhum		Enchimento duro < 5 mm	Enchimento duro > 5 mm	Enchimento mole < 5 mm	Enchimento mole > 5 mm	
		Peso	6		4	2	2	0	
		Grau de alteração	Inalterado		Ligeiramente alterado	Moderadamente alterado	Muito alterado	Decomposto	
		Peso	6		5	3	1	0	
5	**Água subterrânea**	**Caudal por 10 m de túnel (l/m)**	Nenhum		< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		Relação: Pressão da água nas diaclases/ tensão principal máxima	0		< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
		Estado geral	Completamente seco		Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejante	Fluente	
	Peso		15		10	7	4	0	
Correção dos pesos devido à orientação das descontinuidades									
			Muito favorável		**Favorável**	**Razoável**	**Desfavorável**	**Muito desfavorável**	
6	**Túneis e minas**		0		-2	-5	-10	-12	
	Fundações		0		-2	-7	-15	-25	
	Taludes		0		-6	-25	-50	-60	
Classificação									
Classe			I		II	III	IV	V	
Qualidade			Muito boa		Boa	Média	Má	Muito má	
Peso			100 - 81		80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20	
Significado da classe das rochas									
Classe			**I**		**II**	**III**	**IV**	**V**	
Tempo médio de auto-sustentamento			10 anos para um vão de 15 m		6 meses para um vão de 8 m	1 semana para um vão de 5 m	10 horas para um vão de 2,5 m	30 minuto para um vão de 1 m	
Coesão do maciço rochoso (KPa)			> 400		300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100	
Ângulo de atrito do maciço rochoso (º)			> 45		35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15	
Efeito da orientação da direção e da inclinação das descontinuidades									
Direção perpendicular ao eixo do túnel					Direção paralela ao eixo do túnel		Inclinação 0º - 20º independenete da direção		
Escavação a favor da inclinação		Escavação contra a inclinação							
45º - 90º	20º - 45º	45º - 90º	20º - 45º		45º - 90º	20 - 45º			
Muito favorável	Favorável	Média	Desfavorável		Muito desfavorável	Média	Desfavorável		

A obtenção do índice RMR permite, posteriormente, o enquadramento do resultado numa das cinco classes existentes. Conhecida a classe, torna-se possível a análise de todos os aspetos que a caracterizam.

No entanto, em situações de particular interesse ou em caso de dúvida relativamente ao peso correto a atribuir a um parâmetro, é possível a sua determinação de uma forma mais rigorosa, recorrendo, para o efeito, aos gráficos desenvolvidos por Bieniawski (1989) (Figuras 2.13, 2.14 e 2.15).

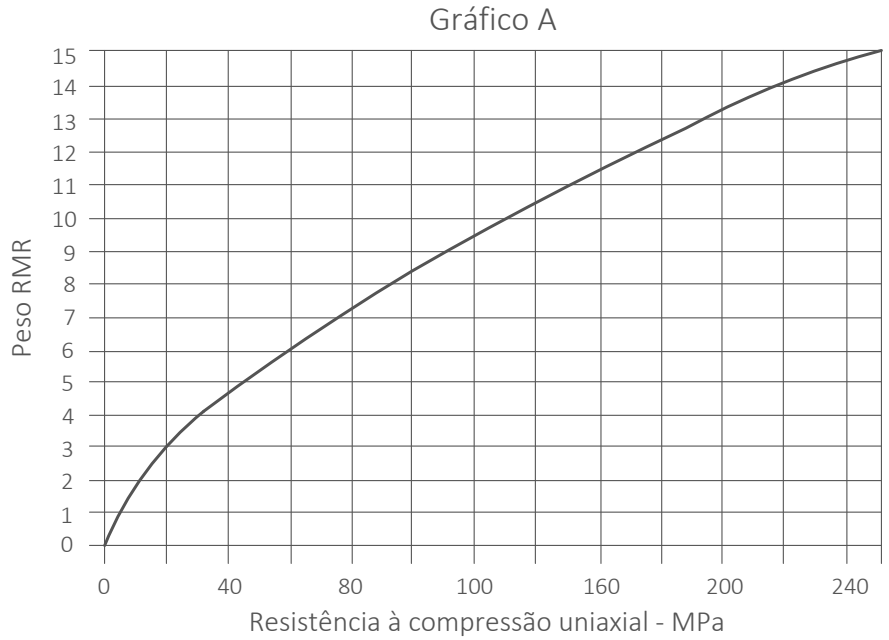


Figura 2.13 - Gráfico para determinação do peso de RMR em função da resistência à compressão uniaxial (Bieniawski, 1989)

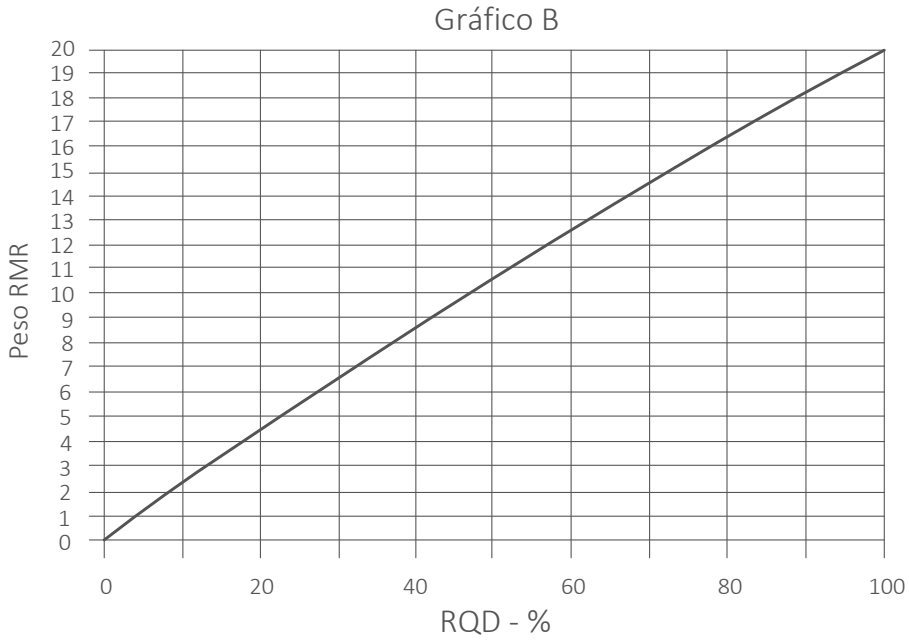


Figura 2.14 - Gráfico para determinação do peso de RMR em função da percentagem de RQD (Bieniawski, 1989)

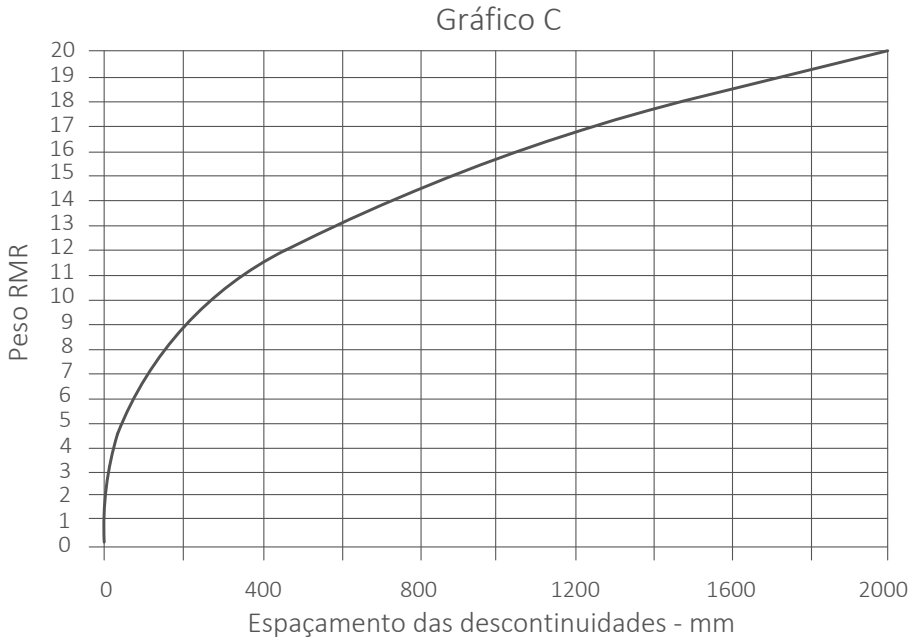


Figura 2.15 - Gráfico para determinação do peso de RMR em função do espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989)

2.4.2 Classificação Geomecânica SMR (*Slope Mass Rating*)

A classificação geomecânica SMR *(Slope Mass Rating*), introduzida por Romana (1985), é resultado de uma notável evolução da classificação RMR com vista à sua aplicação em taludes rochosos.

A presente classificação, como já referido, tem por base a classificação RMR proposta por Bieniawski (1989) na qual são introduzidos vários fatores de ajuste dependentes da relação geométrica existente entre a descontinuidade e o talude, bem como relativos ao próprio método de escavação.

Assim, o valor de SMR pode ser obtido por via da seguinte equação:

$$SMR=RMR_B +(F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad (2.1)$$

Caracteriza-se, de seguida, cada um dos parâmetros a considerar para determinação do valor de SMR:

- RMR_B é calculado através da classificação RMR proposta por Bieniawski (1989), procedendo-se ao somatório dos pesos relativos a cinco parâmetros, sendo eles: resistência do material rochoso à compressão uniaxial, RQD, espaçamento das descontinuidades, condições das descontinuidades e condições hidrogeológicas;
- F_1 - depende do paralelismo entre a direção das descontinuidades e da face do talude. Está compreendido no intervalo de valores entre 1,00 (quando ambas as direções são paralelas) e 0,15 (quando o ângulo entre ambas as direções é maior que 30° e a probabilidade de rotura é muito baixa). Estes valores, estabelecidos empiricamente, ajustam-se aproximadamente à seguinte equação:

$$F_1 = [1 - (\text{sen}\ \alpha j - \alpha s)]^2 \quad (2.2)$$

sendo αj e αs os valores de direção da descontinuidade e do talude, respetivamente;

- F_2 - depende da inclinação das descontinuidades numa rotura plana. Está compreendido no intervalo de valores 1,00 (para descontinuidades com inclinação superior a 45°) e 0,15 (para descontinuidades com inclinação inferior a 20°). No caso de rotura por tombamento F2 assume o valor 1,00. Foi estabelecido empiricamente, mas pode ajustar-se aproximadamente segundo a relação:

$$F_2 = tg^2\ \beta j \quad (2.3)$$

sendo βj a inclinação da descontinuidade;

- F_3 – reflete a relação entre as inclinações da descontinuidade e do talude. Foram mantidos os valores propostos por Bieniawski (1976) para o parâmetro referente à orientação das descontinuidades, assumindo valores entre –60 e 0;

- F_4 - fator de ajuste relativo ao método de escavação utilizado. Este parâmetro pode assumir um dos seguintes valores: talude natural ou vertentes (–15), desmonte de pré-corte (10), desmonte com explosivos do tipo *"smooth blasting"*: (8), desmonte com explosivos ou escavação mecânica (0), desmonte com explosivo deficiente (–8);

Apresenta-se, na Tabela 2.9, o resumo da classificação SMR, onde podem ser verificados todos os valores assumidos pelos parâmetros F1, F2, F3 e F4.

Tabela 2.9 - Quadro síntese do sistema de classificação de maciços rochosos SMR (adaptado de Romana, 1985)

Fatores de ajuste para descontinuidades (F1, F2, F3)		**Muito favorável**	**Favorável**	**Razoável**	**Desfavorável**	**Muito desfavorável**
Rotura planar	$\lvert\alpha j-\alpha s\rvert$	>30°	30°–20°	20°–10°	10°–5°	<5°
Rotura por tombamento	$\lvert\alpha j-\alpha s-180º\rvert$					
Valor de F1		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Relação		$F1 = [1 - (\text{sen}\,\alpha j - \alpha s)]^2$				
	$\lvert\beta j\rvert$	<20°	20°–30°	30°–35°	35°–45°	>45°
Valor de F2	Rotura planar	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
	Rotura por tombamento	1.00				
Relação		$F2 = tg^2\,\beta j$				
Rotura planar	$\beta j-\beta s$	>10°	10°–0°	0°	0°–(–10°)	<(–10°)
Rotura por tombamento	$\beta j+\beta s$	<110°	110°–120°	>120°	–	–
Valor de F3		0.15	–6	–25	–50	–60
Relação		F3 (Bieniawski classificações de ajuste para descontinuidades, 1976)				
Fator de ajuste para o método de desmonte, F4		Talude natural	Pré-corte	*Smooth blasting*	Detonações adequadas ou desmonte mecânico	Detonações inadequadas
Valor de F4		+15	+10	+8	0	–8
αj = Direção da descontinuidade; αs = Direção do talude; βj = inclinação da descontinuidade; βs = inclinação do talude						

Determinado o valor de SMR, com auxílio da tabela anterior, torna-se então possível o enquadramento do resultado obtido num conjunto de cinco classes que, naturalmente, apresentam diferentes características. Assim, apresenta-se imediatamente abaixo a Tabela 2.10 relativo às classes previstas na classificação SMR.

Tabela 2.10 - Classes da classificação SMR (adaptado de Romana, 1985)

Classe	SMR	Descrição	Estabilidade	Rotura	Contenção
I	81–100	Muito boa	Completamente estável	Nenhuma	Nenhuma
II	61–80	Boa	Estável	Alguns blocos	Ocasional
III	41–60	Normal	Parcialmente estável	Algumas descontinuidades ou muitas cunhas	Sistemática
IV	21–40	Má	Instável	Planar ou grandes cunhas	Importante/ corretiva
V	0–20	Muito má	Completamente instável	Grandes planares ou em massa	Reescavação

Romana (2003) disponibiliza, ainda, em função do valor de SMR resultante, a figura que de seguida se apresenta e onde é possível, de uma forma relativamente expedita, determinar qual o modo de instabilização mais provável bem como uma sugestão no que se refere às medidas de suporte a implementar (Figura 2.16).

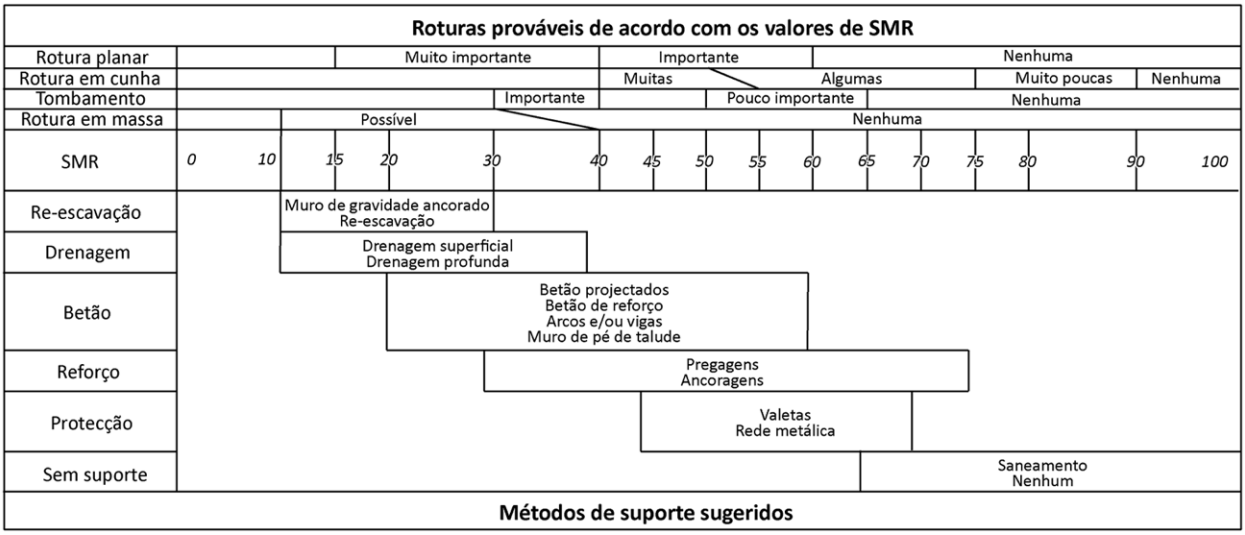


Figura 2.16 - Métodos de suporte sugeridos em função do índice SMR (adaptado de Romana, 1985)

2.4.3 Classificação Geomecânica GSI (*Geological Strength Index*)

A classificação geomecânica *Geological Strength Index*, daqui em diante designada GSI, surge como parte do contínuo desenvolvimento e aplicação prática do critério de rotura desenvolvido por Hoek e Brown (1980). O referido critério de rotura, que parte da teoria original de Griffith (Hoek, 1968), foi desenvolvido com base na observação do comportamento de massas rochosas em laboratório e em campo e rege-se, ainda, pelos princípios da mecânica das rochas, objetivando a determinação da resistência de maciços rochosos intactos. Deste modo, a sua aplicação resume-se apenas a maciços rochosos fraturados sem alteração na sua matriz rochosa resistente, em que os blocos rochosos se encontram em contacto direto uns com os outros, sendo a resistência do maciço rochoso condicionada pela resistência das suas descontinuidades.

Assim, a determinação da resistência de maciços rochosos intactos pode ser obtida com recurso à Equação (2.4):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \,.\, (m_i \,.\frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + 1)^{1/2} \tag{2.4}$$

Em que:

- σ'_1 é a tensão principal efetiva máxima na rotura;
- σ'_3 é a tensão efetiva principal mínima na rotura;
- σ_c é a resistência à compressão simples, obtida através de ensaios realizados em laboratório;
- m_i é uma constante adimensional que depende das propriedades do maciço rochoso, do tipo de rocha e da frequência e características das descontinuidades.

Posteriormente, o decorrer do tempo e o crescente número de aplicações do método levaram ao desenvolvimento do mesmo, conduzindo, por conseguinte, ao surgimento do critério de rotura generalizado de Hoek e Brown. Este critério, vem introduzir algumas alterações, mediante a inclusão de fatores corretivos, que veem amplificar o seu campo de aplicação. Assim, torna-se agora viável a aplicação a maciços rochosos fraturados e de má qualidade, com materiais alterados.

O cálculo do valor de resistência de maciços rochosos, através do critério de rotura generalizado de Hoek e Brown, pode ser obtido através da Equação (2.5):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \,.\, (m_b \,.\frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s)^a \tag{2.5}$$

Em que:

- m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i;
- s e a estão dependentes das propriedades e características do maciço rochoso.

Julga-se, também, relevante apresentar a forma de obtenção dos parâmetros necessários para o cálculo do critério de rotura generalizado de Hoek e Brown. Apresentam-se então, de seguida, as equações para o cálculo dos mesmos:

$$m_b = m_i \,.\exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \tag{2.6}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \tag{2.7}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \tag{2.8}$$

O parâmetro D depende do grau de perturbação do maciço e está relacionado com processos de escavação realizados com recurso a explosivos, podendo variar entre 0, para maciços rochosos não perturbados, e 1, para maciços rochosos extremamente perturbados.

Por sua vez, o parâmetro m_i baseia-se numa estimativa, apresentada na Tabela 2.11 (Hoek, 2007).

Desde a sua proposta por Hoek (1994), este índice geológico-geotécnico (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000; Marinos et al., 2005) evolui para uma classificação geomecânica dada recentemente à estampa em Hoek et al. (2013).

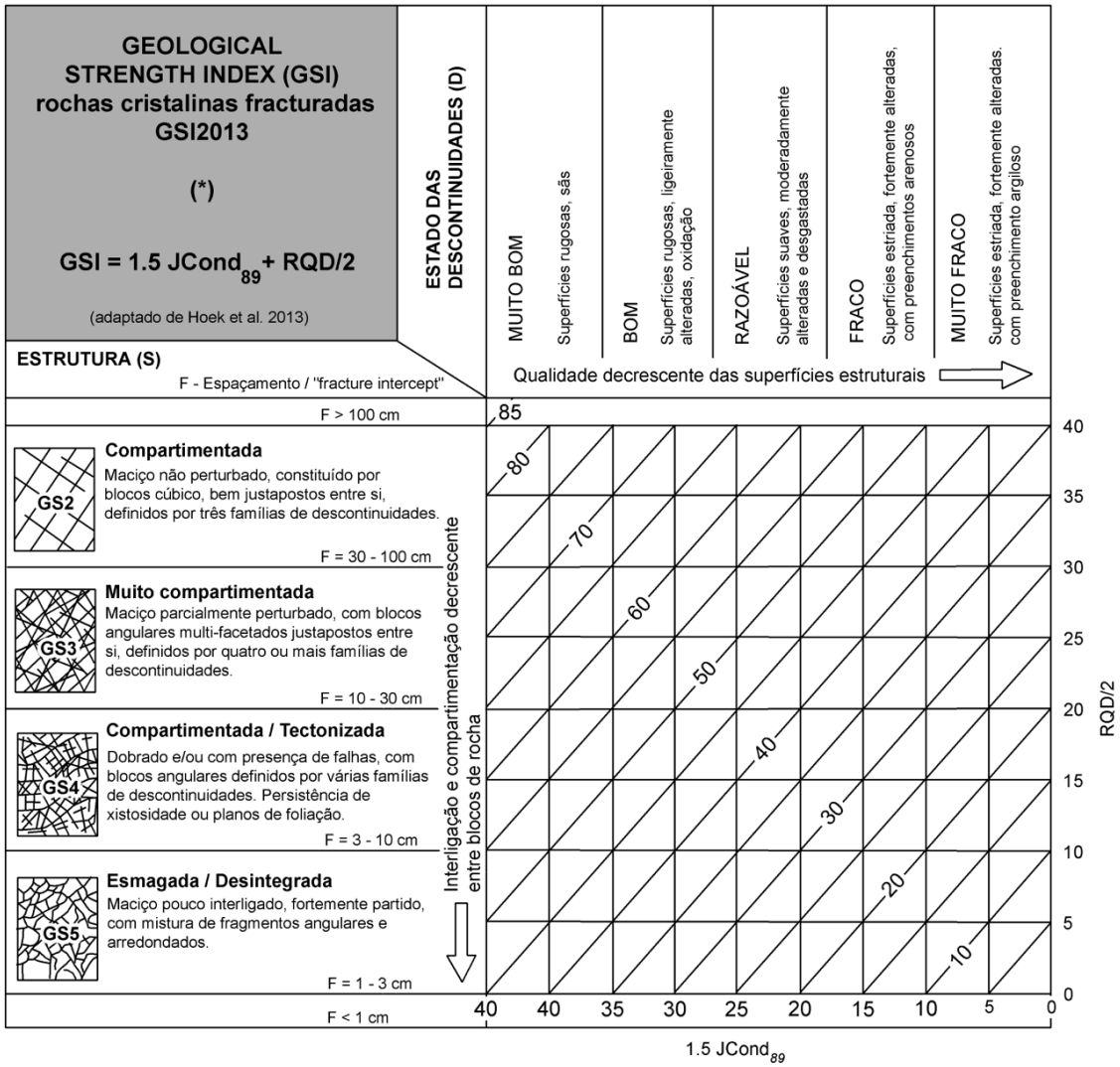
Tabela 2.11 - Estimativa dos valores de m_i (adaptado de Hoek, 2007)

Estimativa dos valores de m_i						
Tipo de rocha	**Classe**	**Grupo**	**Textura**			
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito (19)	Siltito (9)	Argilito (4)
			Grauvaque (18)			
	Não-clástica	Orgânica	Cré (18)			
			Carvão (8-21)			
		Carbonatada	Brecha (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro (8)	
		Química		Gesso (16)	Anidrito (13)	
Metamórfica	Não foliada		Mármore (9)	Corneana (19)	Quartzito (24)	
	Ligeiramente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito (31)	Milonito (24)	
	Foliada*		Gnaisse (33)	Xisto (10)	Filito (20)	Ardósia (9)
Ígnea	Clara		Granito (33)		Riólito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito (28)		Andesito (19)	
	Escura		Gabro (27)	Dolerito (19)	Basalto (17)	
			Norito (22)			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)	

Adicionalmente, constatou-se, que o sistema de classificação geomecânica RMR de Bieniawski, até então associado ao critério de rotura de Hoek e Brown se vinha a evidenciar desajustado para observações geológicas em campo, em especial, no que se refere a maciços de fraca qualidade. Deste modo, Hoek (1994) introduziu o *Geological Strength Index* (GSI) que permite estimar a redução da resistência do maciço rochoso para diferentes condições geológicas com base na análise do seu grau de fracturação e do estado das descontinuidades, devolvendo um valor compreendido no intervalo entre 0 e 100.

De referir que o índice GSI não se apresentava sob a forma de um valor único, mas sim de um intervalo de valores. Todavia, na mais recente proposta esta situação foi ultrapassada (Hoek et al., 2013) (Tabela 2.12).

Tabela 2.12 - Classificação GSI (adaptado de Hoek et al., 2013)



** A partir da litologia, da estrutura e da caracterização das condições das superfícies das descontinuidades é possível estimar o GSI médio. Alternativamente, com o valor do RQD determinado em testemunhos de sondagens e os pesos das condições (geológico-geotécnicas) das descontinuidades (segundo Bieniawski, 1989) poder-se-á estimar: GSI = 1.5 JCond89 + RQD/2, baseado nas escalas dos eixos do ábaco.*

Para rocha intacta ou maciça com GSI > 75, confirmar a potencial ruptura for fragmentação. Para maciços com fracturação esparsa com GSI > 75, a ruptura será controlada por blocos ou superfícies estruturalmente bem definidas. O critério de Hoek-Brown não deverá ser usado em ambas as condições. Este ábaco é aplicado em túneis com um vão de 10 m e taludes <20 m de altura. Em cavernas largas e taludes considerar reduzir o GSI por causa da diminuição da compartimentação dos blocos rochosos.

Recorrendo à Tabela 2.13 é possível estabelecer, em função do valor GSI obtido, uma correspondência em termos qualitativos.

Tabela 2.13 - Classes do maciço rochoso de acordo com o valor do GSI obtido

GSI	95-76	75-56	55-36	35-21	<20
Qualidade do maciço rochosos	Muito bom	Bom	Razoável	Mau	Muito mau

É, ainda, possível relacionar o sistema de classificação GSI com outros sistemas de classificação tais como o RMR de Bieniawski (1989) ou o Q de Barton (1974). Importa, contudo, efetuar uma ressalva para alguns aspetos que devem ser tomados em consideração para que tal relação seja fidedigna.

Assim, excetuando os maciços rochosos de muito má qualidade, é possível relacionar o valor do GSI de um maciço rochoso com o valor de RMR (Bieniawski, 1989), com base nos seguintes pressupostos:

- assumir que o maciço rochoso se encontra completamente seco, atribuindo um peso de 10 ou 15 referente à influencia da água, para a classificação de 1979 e 1989, respetivamente;
- a orientação das descontinuidades é assumida como muito favorável, sendo que o parâmetro que traduz a influência da direção é zero.

O valor de GSI, poder ser obtido através da Equação (2.9) ou da Equação (2.10), consoante o valor de RMR:

- Para maciços com valor de **RMR≥23**

$$GSI = RMR - 5 \tag{2.9}$$

- Para maciços com valor de **RMR<23**

$$GSI = \ln Q' + 44 \tag{2.10}$$

Sendo o valor de Q determinado através da Equação (2.11):

$$Q' = \frac{RQD}{Jn} . \frac{Jr}{Ja} \tag{2.11}$$

Em que:

- RQD – *Rock Quality Designation*;
- Jr – índice de rugosidade;
- Jn – número de famílias de diáclases;
- Ja – índice de alteração das diáclases.

3 TALUDES EM MACIÇOS ROCHOSOS

3.1 MODOS DE INSTABILIZAÇÃO EM MACIÇOS ROCHOSOS

A instabilidade de taludes em maciços rochosos pode assumir diferentes tipologias.

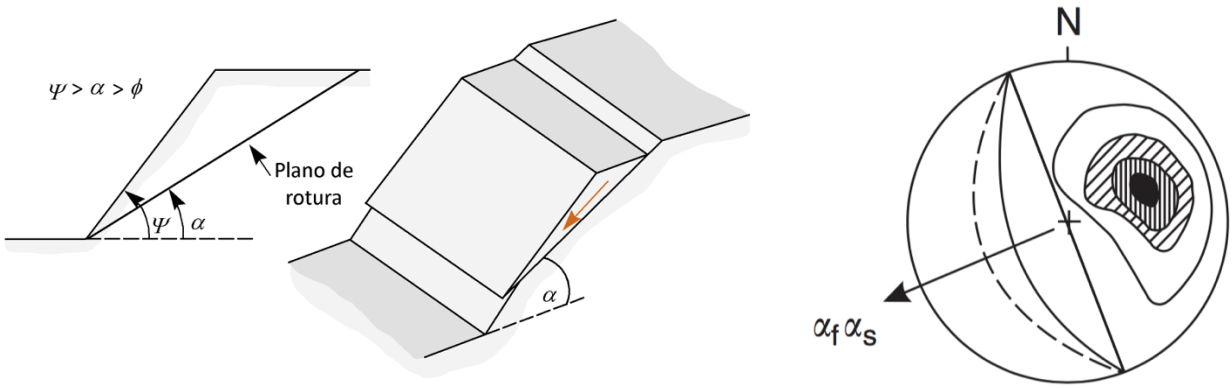
Apresentam-se em seguida os principais modos de rotura.

3.1.1 Deslizamentos

A ocorrência deste fenómeno geológico pode ser verificada sempre que a força de corte instalada é superior à capacidade resistente do maciço rochoso.

Rotura planar

Este tipo de rotura, representada na Figura 3.1, ocorre ao longo de uma superfície pré-existente, formada por diáclase ou falha, entre outros tipos de fenómenos geológicos similares. Para que este tipo de rotura se verifique é necessário a existência de descontinuidades com inclinação a favor do talude e com a mesma direção, devendo o ângulo de inclinação da descontinuidade (α) estar compreendido entre o seu ângulo de atrito interno (ϕ) e o ângulo do talude (ψ) (Wyllie & Mah, 2004).



Legenda

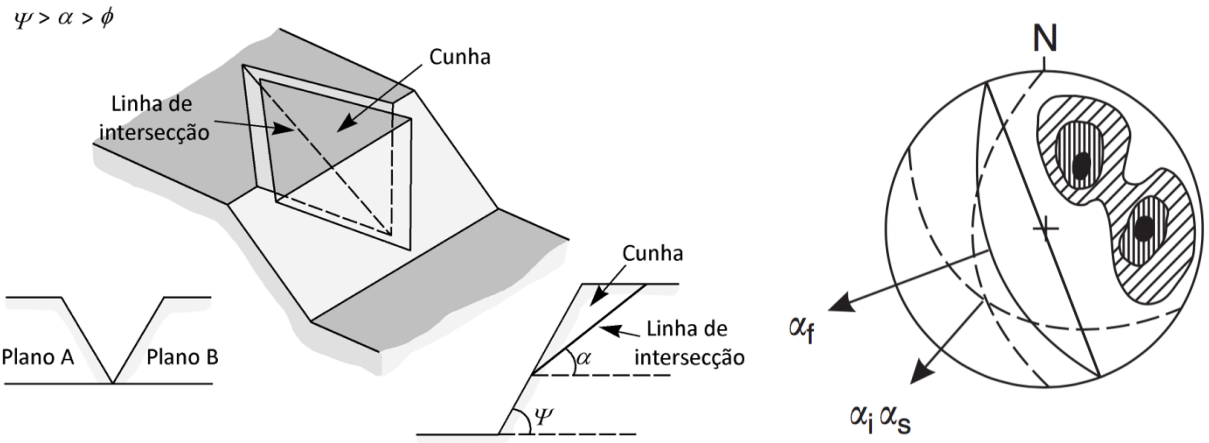
α_f – Direção de mergulho da face do talude

α_s – Direção de escorregamento

Figura 3.1 - Rotura planar (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004)

Rotura em cunha

Este tipo de rotura, representada na Figura 3.2, carateriza-se pelo movimento associado ao deslizamento de um bloco em forma de cunha, constituído por dois planos de descontinuidade, segundo a sua linha de interseção. Para que aconteça este tipo de rotura, os dois planos devem aflorar na superfície do talude, cumprindo-se igualmente as condições referidas para a rotura planar ($\psi > \alpha > \phi$), sendo neste caso (α) o valor do ângulo considerado para a inclinação da linha de interseção (González de Vallejo et al., 2002).



Legenda

α_f – Direção de mergulho da face do talude
α_s – Direção de escorregamento
α_i – Direção de mergulho, linha de interceção

Figura 3.2 - Rotura em cunha (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004)

Rotura em curva

Este tipo de rotura, representada na Figura 3.3, verifica-se em maciços rochosos que manifestam um grau de alteração e/ou fracturação avançado, apresentam um comportamento isotrópico e onde os planos de descontinuidade não controlam o comportamento mecânico. Assim, o maciço comporta-se como um solo (González de Vallejo et al., 2002).

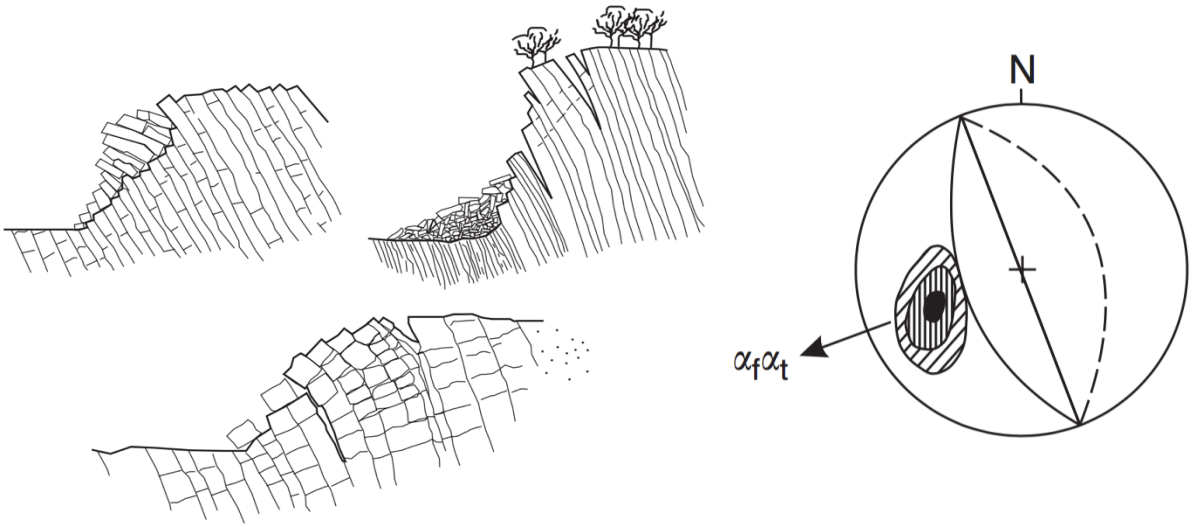


Figura 3.3 - Rotura em curva (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004)

3.1.2 Tombamentos

Um tombamento, carateriza-se por uma rotação frontal de uma massa de solo ou rocha para fora do talude, em torno de um ponto ou eixo, abaixo do centro de gravidade da massa deslocada. Tombamentos são, às vezes, causados pela gravidade exercida sobre o material na parte superior da massa deslocada. Tombamentos podem conter rochas, detritos (material mais graúdo) ou terra. Também podem ser complexos e compostos. Por vezes, o tombamento é potenciado pela presença de água ou gelo nas fissuras do maciço (Highland & Bobrowsky, 2008).

Encontram-se representadas, na Figura 3.4, diferentes tipologias de tombamento possíveis.



Legenda

α_f – Direção de mergulho da face

α_t – Direção de tombamento

Figura 3.4 - Diferentes tipologias de tombamento (Wyllie & Mah, 2004)

3.1.3 Desprendimentos

Este tipo de fenómeno, representado na Figura 3.5, carateriza-se pela desagregação de uma massa de rocha proveniente de um maciço rochoso que, por norma, evidencia uma superfície de corte pequena. Usualmente, a trajetória é realizada pelo ar.

Desprendimentos são quedas livres, muito rápidas, de blocos ou massas rochosas independentes a partir de planos de descontinuidade pré-existentes (González de Vallejo et al., 2002).

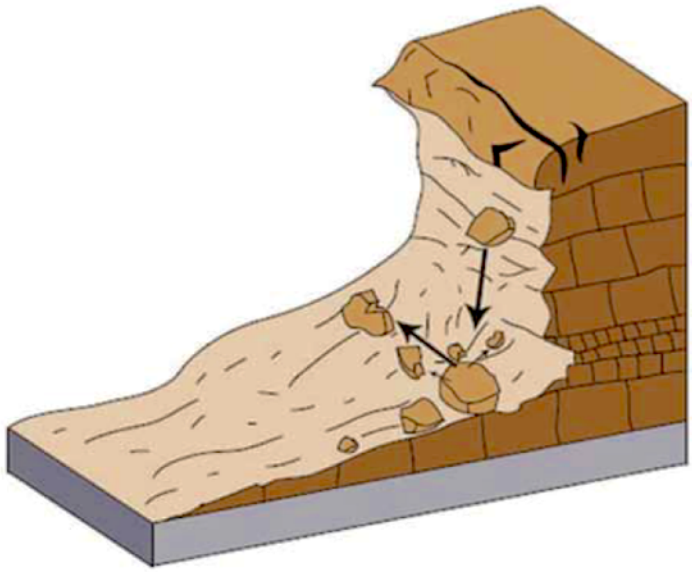


Figura 3.5 - Desprendimento (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.2 OS CONCEITOS DE PERIGOSIDADE, DE VULNERABILIDADE E DE RISCO EM TALUDES

No âmbito do estudo de taludes rochosos, julga-se apropriado destinar um capítulo do presente documento à abordagem dos conceitos de perigosidade, vulnerabilidade e risco.

Já aqui foi referida, nomeadamente na abordagem efetuada ao ciclo das rochas, a existência de processos geodinâmicos que, com maior ou menor magnitude e diferentes características, induzem movimentos na superfície terrestre.

Um conjunto de fenómenos que vão desde a erosão, dissolução, movimentos sísmicos, erupções vulcânicas, precipitação, até à própria interferência humana por alteração das condições originalmente existentes na natureza podem potenciar a ocorrência de situações de risco geológico. Assim, os movimentos à superfície terrestre resultantes de processos geodinâmicos capazes de despoletar um sem número de situações de perigo, devem ser avaliados e mitigados, se possível, através do estabelecimento de medidas preventivas ajustadas a cada situação em particular (González de Vallejo et al., 2002).

A aplicação dos conceitos de perigosidade, vulnerabilidade e risco manifesta-se uma mais valia enquanto forma de auxílio, por exemplo, à tomada de decisão sobre as medidas de proteção a implementar num talude rochoso. Segundo Wyllie (2015), o requisito básico para a instalação de uma estrutura de proteção contra queda de blocos é o de proporcionar um nível de proteção que seja consistente com as prováveis consequências de um acidente.

O procedimento recomendado para a adoção de uma medida de proteção adequada pode ser quantificado utilizando um método de gestão do risco, diretamente relacionado com a probabilidade da ocorrência de acidentes, com as consequências dos acidentes em termos sociais e financeiros e com o custo de construção e de manutenção das medidas de proteção (Wyllie, 2015).

González de Vallejo et al. (2002) referem, por sua vez, a necessidade da avaliação da perigosidade e do risco de maneira a evitar ou minimizar os riscos geológicos e considerar a sua influência na planificação e ordenamento do território. O autor dá ênfase, ainda, à importância de efetuar a distinção entre os termos perigosidade, risco e vulnerabilidade, uma vez que se tratam de conceitos distintos que, frequentemente, principalmente os dois primeiros, são usados como sinónimos. Assim, enquanto que a perigosidade se refere ao processo geológico, o risco refere-se às perdas e a vulnerabilidade aos danos.

Segundo Varnes (1984), a perigosidade pode ser definida como a probabilidade de ocorrência de um processo de um nível de intensidade ou severidade determinado, dentro de um dado período de tempo e de uma área específica.

De acordo com Wyllie (2015), a perigosidade associada à queda de blocos resulta da combinação de um conjunto de fatores, a saber:

- fonte – pode ser um declive natural ou de rocha escavada e é definido pela topografia e pela geologia do local. No que diz respeito à topografia, para que se verifique a queda de blocos rochosos, o ângulo de inclinação do talude deve ser superior ao ângulo de repouso. Existem, ainda, outros aspetos com influência direta na queda de blocos rochosos, como, por exemplo, as características das descontinuidades. Assim, o espaçamento e a persistência das descontinuidades são as características que definem o tamanho dos blocos rochosos, enquanto que a atitude é responsável pela definição do modo de rotura, bem como o sentido de escorregamento. Aspetos não menos importantes são o peso e a própria forma do bloco rochoso, na medida em que condicionam, de forma determinante, a trajetória do mesmo. Este pode, ou não, fragmentar-se durante a fase de rolamento ou de salto, fazendo variar o perigo por si representado;

- fenómeno desencadeante – é responsável por promover a queda de blocos rochosos e encontra-se, normalmente, relacionado com fenómenos sísmicos ou climatéricos. Situações de chuvas e temperaturas baixas encontram-se, fortemente, relacionadas com aumento de casos de queda de blocos, uma vez que conjugam os fatores necessários à ocorrência de ciclos de gelo-degelo que, por variação das tensões instaladas, induzem pressões elevadas levando ao deslocamento dos blocos. Em climas húmidos, o principal fenómeno responsável por situações de queda de blocos rochosos encontra-se relacionado com a vegetação, mais propriamente com o crescimento de raízes de árvores nas descontinuidades que, ao atuar de forma semelhante aos ciclos de gelo-degelo, introduz um aumento significativo de pressões originando situações de instabilidade ou fragmentação dos blocos existentes;

- caminho a partir da fonte até ao objeto em risco – é a superfície de terreno compreendida entre a "fonte" e o "objeto em risco", sendo que pode ser constituída por diferentes elementos, tais como: superfície do talude, terroso ou rochoso, valetas e áreas desenvolvidas (rodovias, edificações, etc.). Diferentes elementos apresentam, naturalmente, propriedades distintas que podem interferir, de forma significativa, para a definição do caminho compreendido entre a fonte e o objeto em risco. Assim, o caminho percorrido por um bloco rochoso tende a ser menor, por exemplo, no caso de o terreno ser constituído por solo em vez de asfalto, visto que a resistência oferecida pelo mesmo será consideravelmente superior nesta situação. Existem outros aspetos que se julgam não menos importantes para a definição deste mesmo caminho; a distância que os blocos rochosos podem percorrer ao longo de uma queda depende de fatores tais como o tamanho e a forma do bloco, a inclinação do talude, a composição e as irregularidades da

superfície. O estudo da localização das medidas de proteção a implementar num talude rochoso deve tomar em consideração esta trajetória, procurando escolher um local onde seja viável quer a interceção do maior número de blocos possível, quer a fácil realização de ações de inspeção e manutenção aos elementos de proteção.

González de Vallejo et al. (2002) define vulnerabilidade como o grau de danos ou potenciais perdas causadas num elemento ou conjunto de elementos como consequência da ocorrência de um fenómeno com determinada intensidade. Encontra-se dependente das características do elemento considerado (não do valor económico) e da intensidade do fenómeno.

No âmbito do risco sísmico, Barbat (1998), descreve a vulnerabilidade de uma estrutura, grupo de estruturas ou zona urbana como a pré-disposição intrínseca a sofrer danos devido à ocorrência de um movimento sísmico com determinada severidade. Deste modo, as características da estrutura e a intensidade do fenómeno sísmico consideram-se aspetos determinantes. A título de exemplo, González de Vallejo et al. (2002) afirmam que a vulnerabilidade de um edifício em alvenaria é consideravelmente superior à de um edifício em betão, quando expostos a uma situação sísmica de igual magnitude. O mesmo autor salienta, ainda, a necessidade da existência de medidas para redução ou mitigação dos potenciais danos, objetivando a redução da vulnerabilidade dos elementos expostos. Entenda-se por elementos expostos, pessoas, bens, propriedades, infraestruturas, serviços, atividades económicas, etc..

Face ao anteriormente exposto é legitimo concluir que a maneira efetiva de diminuir, de forma significativa, a vulnerabilidade de um dado elemento, passa por efetuar um estudo cuidado e devidamente fundamentado, procurando implementar medidas preventivas ajustadas a cada caso em particular.

De acordo com González de Vallejo et al. (2002), o conceito de risco incorpora considerações socio-económicas, ambientais e patrimoniais e define-se como as potenciais perdas devidas a um determinado fenómeno natural. Enquadrado num cenário sísmico, Barbat (1998) define como risco sísmico as perdas que se espera que as estruturas sofram durante a fração de tempo que permanecem expostas à ação sísmica.

Quando ajustado à realidade dos taludes rochosos, entende-se que qualquer objeto que se encontre na trajetória de queda de um bloco rochoso é suscetível de sofrer danos (Wyllie, 2015). Por exemplo, numa estrada protegida por uma vala, em que as pedras saltem por cima da vala e atinjam a estrada, existe um risco de estas danificarem veículos. O risco varia, aumentando ou diminuindo, em função do volume de tráfego associado à via em questão. Outra componente do risco é a consequência de um acidente. A consequência de um acidente seria um dos fatores a ter em conta na avaliação da necessidade de introduzir medidas de proteção (Wyllie, 2015).

3.2.1 Levantamento da perigosidade e do risco

Wyllie (2015) defende que a quantificação da perigosidade e do risco deve partir, em primeiro lugar, do levantamento das condições locais. O autor refere, a título de exemplo, que em vias de transporte com um elevado número de vertentes rochosas, o levantamento deveria contemplar a descrição das características físicas de cada vertente, procurando definir a perigosidade, bem como as condições do caminho do bloco rochoso e do trânsito para definição do risco. É proposto por Wyllie (2015) a utilização de um método, relativamente conhecido na área da geotecnia, designado *Rockfall Hazard Rating System* (RHRS) desenvolvido por Pierson et al. (1990). No entanto, dada a quantidade de métodos existentes, este será um assunto a ser abordado com mais detalhe neste mesmo documento.

3.2.2 Prevenção e mitigação do risco

A prevenção dos riscos geológicos caracteriza-se pela capacidade de previsão ou antecipação da ocorrência de um dado fenómeno no tempo e no espaço, visando:

- evitar o processo;
- controlar ou diminuir o processo;
- avisar, preparar ou proteger-se dele.

A forma de atuação face a um dado processo está intrinsecamente relacionada com as características do mesmo, nomeadamente, velocidade e magnitude. De acordo com González de Vallejo et al. (2002) a prevenção tem por base o conhecimento das características e leis dos processos, recorrendo, para o efeito, à análise de dados anteriores, observações científicas e monitorização e deteção de anomalias. É possível conhecer os locais onde atuam e atuaram processos geológicos; por exemplo, as zonas sísmicas ou vulcânicas, ou as zonas em que se espera que ocorram deslizamentos. Importa, contudo, reforçar a ideia de que, apesar do anteriormente disposto, alguns processos não se podem prevenir, evitar ou controlar (terramotos, grandes deslizamentos), pelo que no caso destes processos constituírem um risco, apenas se pode atuar no sentido de proteger ou atenuar os efeitos. A atenuação consiste em moderar ou diminuir as perdas e os danos mediante o controlo do processo e/ou em proteger os elementos expostos. No entanto, é necessário ter consciência de que existem zonas que apresentam um enorme potencial de serem afetadas por um processo de grande intensidade ou magnitude, que nunca deveriam ser ocupadas, como por exemplo o caso de falhas ativas. Para identificar estas zonas ou aquelas que podem ser ocupadas com restrições ou condições é necessário realizar mapas de perigosidade, onde se divide o território segundo um grau de potencial perigo. São necessários estudos geológicos prévios à utilização do território ou à construção de infraestruturas (González de Vallejo et al., 2002).

3.3 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE TALUDES EM MACIÇOS ROCHOSOS

3.3.1 Sistema de classificação SQI

Atualmente, verifica-se uma constante evolução ao nível da rede de infraestruturas rodoviárias. A iminente necessidade de expansão, condicionada pela topografia nacional, resulta, frequentemente, no surgimento de taludes rochosos nas imediações das rodovias. Importa referir que, de todos os elementos integrantes das infraestruturas rodoviárias são os taludes rochosos, em fases de exploração, os que mais carecem de ferramentas de avaliação de qualidade. Segundo Maleku et al. (2003) as principais razões que dificultam a gestão eficaz consistem na necessidade de fecho de estradas aquando de acidentes em taludes, retorno do investimento económico e correta gestão dos desastres, aleatoriedade dos acidentes (falta de previsão), topografia e meteorologia desfavoráveis em muitos casos.

Neste sentido, Pinheiro et al. (2015) desenvolveram um sistema de avaliação de qualidade de taludes rochosos (SQI), com o objetivo de avaliar qualitativamente e quantitativamente os taludes de escavação em rocha, que serve de apoio à decisão no que concerne ao planeamento das intervenções e garante uma maior segurança para os utentes da via. Atualmente, os autores procuram estabelecer modelos de previsão de degradação do talude ao longo do tempo, os quais integrarão uma ferramenta global de gestão sustentável de infraestruturas rodoviárias, ainda em desenvolvimento.

O SQI é baseado no sistema de classificação de massas rochosas, desenvolvido por Liu e Chen (2007), que considera a existência de três fatores aos quais são atribuídos diferentes pesos. Assim, o sistema SQI resulta de um melhoramento significativo do sistema anteriormente referido, através da inclusão quer de um grande número de fatores e parâmetros, quer de alterações consideradas relevantes.

Outros métodos foram ainda tomados em consideração por Pinheiro et al. (2015), nomeadamente o sistema para a avaliação do potencial de queda de blocos RHRSm (Budetta, 2004), que resulta de uma melhoria do *Rockfall Hazard Rating System* (RHRS) (Pierson et al., 1990). Pinheiro et al. (2015), para o SQI, basearam-se no RHRSm (Budetta, 2004), procurando introduzir algumas alterações que objetivaram uma melhor adequação do método às condições existentes na rede de infraestruturas rodoviárias em questão, surgindo desta forma o RHRSm2.

O SQI baseia-se na análise de 9 fatores que influenciam, direta ou indiretamente, a qualidade dos maciços rochosos e aos quais são atribuídos diferentes pesos. Estes mesmos fatores derivam de inúmeros parâmetros, também dotados de pesos distintos, e são cotados numa escala que varia entre 1 e 5.

Para a determinação do peso ponderado de cada um dos 9 fatores previstos foram inquiridos diversos profissionais da área da Geotecnia, sendo o tratamento dos dados efetuado com recurso ao método *Analytic Hierarchy Process*, proposto por Saaty (1980).

Deste modo, obtiveram-se os valores de pesos ponderados que se apresentam na Tabela 3.1:

Tabela 3.1 - Pesos dos fatores selecionados para o índice de qualidade (Pinheiro et al, 2015)

Fator	**Peso**
Geométrico	0,17
Geológico	0,15
Sistema de drenagem	0,12
Inspecções	0,11
Monitorização	0,11
Imediações	0,09
Historial	0,07
Revestimento	0,1
Ambiental/Tráfego	0,08

A determinação do índice de qualidade do talude rochoso decorre da seguinte equação:

$$SQI = \sum_{i=1}^{n} W_i \times X_i \tag{3.1}$$

onde:

- W_i representa o peso de cada um dos fatores;
- X_i é o valor da classificação atribuído a cada fator.

Por sua vez, o valor de X_i pode ser obtido com recurso à seguinte equação:

$$X_i = \sum_{i=1}^{n} W_i' \times X_i' \tag{3.2}$$

onde:

- W_i' é o peso atribuído a cada parâmetro;
- X_i' é a quotação que varia entre 1 e 5, a atribuir a cada um dos parâmetros.

Os valores do índice de qualidade de taludes rochosos (SQI) estão assim compreendidos no intervalo de valores entre 1 e 5, correspondendo a um estado de qualidade do talude rochoso muito boa e muito má, respetivamente.

Pinheiro et al. (2015) reforçam ainda a importância da conversão do resultado proveniente do SQI para uma escala qualitativa, no sentido de facilitar uma melhor compreensão do estado de qualidade do talude rochoso.

Apresenta-se de seguida a Tabela 3.2, proposta por Pinheiro et al. (2015), para a conversão da escala quantitativa em qualitativa, incluindo o respetivo nível de risco associado.

Tabela 3.2 - Classificação quantitativa e qualitativa do estado de qualidade do talude de escavação em rocha (Pinheiro et al, 2015)

SQI	Estado do talude	Nível de risco
[1; 1,4]	Muito bom	Muito baixo
[1,5; 2,4]	Bom	Baixo
[2,5; 3,4]	Médio	Médio
[3,5; 4,2]	Mau	Alto
[4,3; 5]	Muito mau	Muito alto

Dada a incerteza associada ao conhecimento de dados referentes a diferentes taludes, Pinheiro et al. (2015) preveem a existência de diferentes sistemas de classificação:

- Sistema Complexo: caso geral, referente à existência total de dados;
- Sistema Intermédio: inexistência de dados relativos ao fator Monitorização;
- Sistema Simplificado: inexistência de dados relativos aos fatores Inspeções Visuais, Monitorização e Historial.

Verificando-se a inexistência isolada de qualquer um dos parâmetros ou de fatores inteiros, o procedimento aconselhado passa por distribuir o peso atribuído ao fator em falta pelos restantes fatores, de forma proporcional aos pesos atribuídos inicialmente.

Importa, contudo, efetuar uma ressalva para o facto de a qualidade do resultado obtido estar intimamente relacionada com o número de fatores conhecidos.

Na Tabela 3.3 apresenta-se o método desenvolvido por Pinheiro et al. (2015) para obter o índice de qualidade dos taludes.

Tabela 3.3 - Tabela de apoio à determinação do índice de qualidade de taludes de acordo com o sistema de classificação SQI (adaptado de Pinheiro et al, 2015)

Fatores	Parâmetros		Categorias e classificações				
Geométrico 0.17	Altura do talude (m) 0.5		<10	10-20	20-30	30-40	>40
			Muito baixo	Baixo	Médio	Alto	Muito alto
	Classificação		1	2	3	4	5
	Inclinação do talude (º) 0.35		<30	30-40	41-50	51-60	>60
			Muito gradual	Gradual	Médio	Inclinado	Muito inclinado
	Classificação		1	2	3	4	5
	Ângulo da banqueta 0.15		Correto	Incorreto			
	Classificação		1-2	4-5			
	Largura da banqueta (m) 0.25		0-1	1-2	2-3	3-4	>4
	Classificação		5	4	3	2	1
Geológico 0.14	Formação 0.5	Tipo 0.4	I	II	III	IV	V
		Classificação	1	2	3	4	5
		Grau de alteração (W) 0.3	W1	W2	W3	W4	W5
		Classificação	1	2	3	4	5
		Falhas 0.3	Existe	-	-	-	-
		Classificação	4-5				
	Blocos 0.2	RHRSm2	<51	51-153	153-333	333-459	>459
		Classificação	1	2	3	4	5
	Sistema de classificação (apenas 1) 0.3	Q 0.33	40-1000	10-40	4-10	1-4	0.001-1
		Classificação	1	2	3	4	5
		RMR 0.34	100-81	80-61	60-41	40-21	20-0
		Classificação	1	2	3	4	5
		SMR 0.33	100-81	80-61	60-41	40-21	20-0
		Classificação	1	2	3	4	5
Sistema de drenagem 0.11	Drenagem superficial 0.6	Estado de conservação 0.35	Muito bom	Bom	Médio	Mau	Muito mau
		Classificação	1	2	3	4	5
		Estado de manutenção 0.45	Bom	Médio	Mau	-	-
		Classificação	1	2	3	-	-
		Presença 0.2	Sim	Não	-	-	-
		Classificação	1-2	4-5	-	-	-
	Drenagem profunda 0.2	Presença 1	Sim	Não	-	-	-
		Classificação	1-2	4-5	-	-	-
	Drenagem das banquetas 0.2		Sim	Não	-	-	-
	Classificação		1-2	4-5	-	-	-
Inspeção visual 0.13	Estado de conservação 0.6	Classificação	Muito bom	Bom	Médio	Mau	Muito mau
		Classificação	1	2	3	4	5
	Estado de manutenção 0.4	Classificação	Bom	Médio	Mau	-	-
		Classificação	1	2	3	-	-

Monitorização 0.11	Células de carga 0.25	Intervalos	1	2	3	4	5
			[0%-20[	[20%-40%[	[40%-60%	[60%-80%[	[80%-100%[
		Classificação	1	2	3	4	5
	Inclinómetros 0.25	Intervalos	1	2	3	4	5
			[0%-20[	[20%-40%[	[40%-60%[	[60%-80%[	[80%-100%[
		Classificação	1	2	3	4	5
	Piezómetros 0.25	Intervalos	1	2	3	4	5
			[0%-20[	[20%-40%[	[40%-60%[	[60%-80%[	[80%-100%[
		Classificação	1	2	3	4	5
	Alvos Topográficos 0.25	Intervalos	1	2	3	4	5
			[0%-20[	[20%-40%[	[40%-60%[	[60%-80%[	[80%-100%[
		Classificação	1	2	3	4	5
Historial 0.07	Acidentes 0.7	Queda de blocos 0.25	Nenhuma	Inativa	Alguma	Relativamente ativa	Muito ativa
		Classificação	1	2	3	4	5
		Deslizamento planar 0.25	Nenhuma	Inativa	Alguma	Relativamente ativa	Muito ativa
		Classificação	1	2	3	4	5
		Cunha de rocha 0.25	Nenhuma	Inativa	Alguma	Relativamente ativa	Muito ativa
		Classificação	1	2	3	4	5
		Diretriz circular 0.25	Nenhuma	Inativa	Alguma	Relativamente ativa	Muito ativa
		Classificação	1	2	3	4	5
	Intervenções		Grau 3	Grau 2	Grau 1	-	-
	Classificação		1-2	3	4-5	-	-
Ambiental/ Tráfego 0.08	Zona Sísmica 0.3	Tipo 2 0.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
		Classificação	5	4	3	2	1
		Tipo 1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5-1.6
		Classificação	5	4	3	2	1
	Precipitação média anual (mm) 0.5		<100	100-500	500-1000	1000-2000	>2000
	Classificação		1	2	3	4	5
	Tráfego 0.2	Velocidade máxima (Km/h) 0.5	50-60	60-70	70-90	90-100	100-120
		Classificação	1	2	3	4	5
		Tráfego médio diário (TMD) 0.5	<18000	1800-1900	1900-2000	2000-2200	>22000
		Classificação	1	2	3	4	5
Proteção 0.1	Proteção Superficial 0.8		<25%	[25%-50%[	50%	]50%-75%]	]75%-100%]
	Classificação		5	4	3	2	1
	Cobertura vegetal 0.2		Não existe	Pontual	Uniforme	-	-
	Classificação		5	4-3	1-2	-	-
Imediações 0.09	Sobrecarga 0.6		Sim	Não	-	-	-
	Classificação		5	1	-	-	-
	Vibrações nas proximidades 0.4		Sim	Não	-	-	-
	Classificação		5	1	-	-	-

3.4 SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO E DE PROTEÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Existe uma quantidade significativa de ações de estabilização e de proteção aplicáveis a maciços rochosos. Face ao anteriormente disposto, no presente documento serão apresentadas as soluções que vulgarmente se veem associadas a este tipo de obras.

3.4.1 Saneamento de elementos instáveis

O saneamento de blocos, representado na Figura 3.6, é um processo que se caracteriza pela remoção dos blocos rochosos que manifestem sinais de instabilidade e que, por isso, constituam um fator de risco acrescido para pessoas ou bens.

Apresenta-se como uma das primeiras medidas de atuação a considerar quando se procura garantir a estabilidade de taludes rochosos.

Após a identificação dos elementos instáveis deve proceder-se a uma observação cuidada de toda a área envolvente, procurando assegurar-se que a sua remoção não comportará qualquer implicação no que se refere à estabilidade dos restantes elementos que constituem o talude rochoso.

O método de execução varia em função da dimensão do bloco, podendo, no caso de blocos de maiores dimensões, ser necessário proceder-se à sua fragmentação, com recurso a martelos hidráulicos ou mesmo a explosivos de pequenas dimensões, avançando-se, posteriormente, para a remoção dos detritos daí resultantes.



Figura 3.6 - Ações de saneamento de blocos instáveis (www.sulinformacao.pt)

3.4.2 Sistema de drenagem

A água apresenta-se como um dos fatores, se não o fator, que maiores implicações comporta no que se refere à estabilidade de taludes rochosos. A existência de elementos potencialmente instáveis está, em grande parte, associada à existência de fluxo de água na rede de descontinuidades dos maciços rochosos, responsável pelo aumento do peso específico, introdução de pressões intersticiais, aceleração do processo erosivo e, ao mesmo tempo, criando condições necessárias à proliferação de espécies arbustivas e arbóreas. Além da água existente na rede de descontinuidades é necessário considerar a existência da água proveniente da precipitação.

Desta forma, um correto encaminhamento das águas existentes, sejam superficiais ou profundas, poderá conduzir a ganhos significativos de estabilidade de um maciço rochoso. Para a drenagem da água existente em taludes rochosos pode recorrer-se, por exemplo, a drenos superficiais no tardoz do talude, procurando garantir que as águas superficiais não chegam ao talude, e drenos profundos para assegurar a correta drenagem das águas existentes no interior do mesmo. Existem, certamente, outras soluções de drenagem, sendo que todas elas procuram impedir que a água alcance o talude rochoso.

Na Figura 3.7 apresenta-se um exemplo de esquema de drenagem possível.

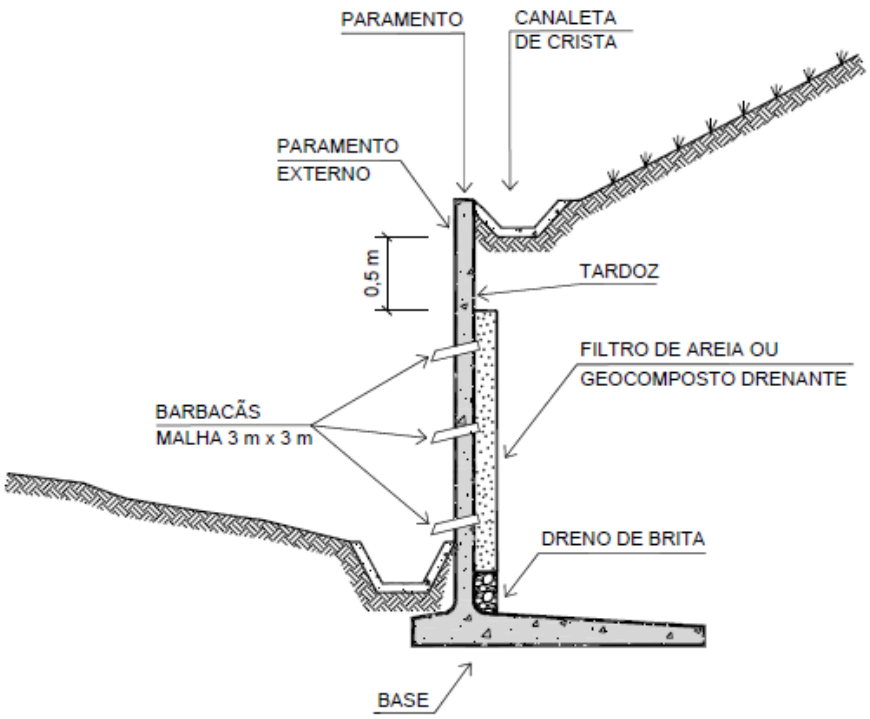


Figura 3.7 - Exemplo de esquema de drenagem (www.engenhariacivil.com)

3.4.3 Redes de aço

A utilização de redes de aço, representada na Figura 3.8, prende-se com o objetivo de garantir a segurança da área envolvente de um talude. A rede de aço é responsável pela contenção de elementos fragmentados ou pela condução dos mesmos para a vala pé de talude, impedindo deste modo, a colocação em perigo de pessoas ou bens.

Importa fazer referência à existência de dois tipos de redes: redes de cabos de aço e redes de malha de arame. A principal diferença relaciona-se com a capacidade de resistência de cada uma dela, sendo a rede de cabos de aço a que apresenta maior capacidade de carga. Outro fator que condiciona a escolha é o custo associado a cada uma delas, apresentando a rede de cabos de aço, naturalmente, um custo superior.

Em situações particularmente exigentes é usual o recurso à utilização das duas soluções em simultâneo.



Figura 3.8 - Aplicação de rede de malha de arame (www.geobrugg.com)

3.4.4 Pregagens

O recurso a pregagens, representado na Figura 3.9, é uma solução de estabilização relativamente frequente. Trata-se de um tipo de reforço passivo, isto é, sem qualquer tensionamento aplicado.

A determinação das características das pregagens a adotar está diretamente relacionada com o cenário geológico-geotécnico local, as propriedades mecânicas do maciço, as condições das estruturas vizinhas e as questões económicas.

Apesar de o anteriormente disposto, a execução de pregagens deve, de uma forma generalizada, ter em consideração alguns aspetos. No sentido de assegurar a estabilidade do talude rochoso, as pregagens aplicadas devem ter um comprimento que se estenda para além da potencial superfície de deslizamento. Podem apresentar diferentes disposições (malha quadrada, malha em quincôncio, isoladas), sendo a malha em quincôncio a que garante melhor distribuição de tensões. Relativamente à furação para execução das mesmas, deve procurar garantir-se uma inclinação que varie entre 10° a 20° com a horizontal. Este intervalo de inclinações é justificado pela necessidade de assegurar que a calda de cimento injetada possa fluir do fundo do furo até ao início do mesmo, preenchendo todos os vazios existentes. A existência de vazios compromete quer a capacidade de carga quer a durabilidade da pregagem, uma vez que reduzem a proteção à corrosão conferida pela calda de cimento.

Vulgarmente, vê-se este tipo de solução combinada com outros elementos de proteção ou de estabilização, por exemplo, com redes metálicas de alta resistência.



Figura 3.9 - Exemplo de pregagem e respetiva execução. (www.engenhariacivil.com)

3.4.5 Muros e barreiras rígidas

Os muros de suporte são instalados no pé dos taludes garantindo um aumento significativo do nível de segurança. Existe, ainda, a possibilidade de serem utilizados para intercetar a queda de detritos proveniente de cotas superiores, sendo neste caso necessário assegurar a existência de um espaço no tardoz do muro que permita acumular o material que vai caindo. Nesta situação, assumem especial importância as ações de manutenção desta estrutura de suporte, de modo a garantir que no seu tardoz haja sempre um espaço livre para a retenção dos detritos.

Uma outra solução que frequentemente é alternativa aos muros de suporte, nomeadamente com a finalidade de garantir a captação de detritos provenientes de cotas superiores, são as barreiras rígidas, materializadas por um conjunto de perfis metálicos verticais, selados no terreno junto ao pé do talude, entre os quais se instala uma rede de aço que, frequentemente, é materializada, de forma simplificada, por uma malhasol.

Importa referir que é recomendado um conjunto de considerações ao nível da segurança para a execução dos muros de suporte, uma vez que as escavações ao nível do pé do talude, necessárias durante a execução do muro suporte, podem potenciar fenómenos de instabilidade até que a sua construção esteja concluída.

O estudo do local da construção do muro também requer especial atenção. Se a linha de rotura (escorregamento) não for corretamente analisada, o deslizamento pode ocorrer pela parte superior ou inferior deste elemento.

Existem diferentes tipologias de muros sendo os mais utilizados nestas situações (Figura 3.10):

- muros de alvenaria de pedra;
- muros de gabiões;
- muros de betão.



a) Muro de gabiões (www.gabioes.com.pt)



b) Muro de alvenaria de pedra (www.geradordeprecos.info)



c) Muro de betão armado (www.engenhariacivil.com)

Figura 3.10 - Diferentes tipologias de muros

3.4.6 Barreiras flexíveis

As barreiras flexíveis, representadas na Figura 3.11 e na Figura 3.12, são constituídas por redes e malhas de aço presas a cabos longitudinais, sendo estes, por sua vez, ligados a postes estruturais instalados em sentido perpendicular ao maciço. Os postes podem conter apoios rotulados na base e cabos colocados na parte superior, presos ao talude a montante. Uma vez que a malha de aço é deformável, absorve os impactos dos blocos rochosos, acomodando-os, podendo, de acordo com o tipo de barreira utilizado, suportar até 8000 kJ de energia (Pacheco, 2015).



Figura 3.11 - Barreira flexível do tipo RXE da marca Geobrugg (www.geobrugg.com)



Figura 3.12 - Ensaio de carga de uma barreira flexível para uma massa de 3200 Kg (www.geobrugg.com)

Existe um outro tipo de barreira, representada na Figura 3.13, com caraterísticas idênticas às barreiras anteriormente apresentadas, mas com a particularidade de ser montada como se de um toldo se tratasse, dotada de uma capacidade de autolimpeza , que dispensa as habituais ações de manutenção. Os detritos provenientes de cotas superiores são projetados para uma zona de segurança, que é ajustada a cada caso. Este tipo de barreira evidencia-se uma boa solução para situações em que não seja possível garantir uma manutenção frequente quer por falta de disponibilidade quer pela complexidade associada a este tipo de ações.



Figura 3.13 - Barreira flexível do tipo RXI da marca Geobrugg (www.geobrugg.com)

O recurso a atenuadores, representado na Figura 3.14, também se pode manifestar uma solução viável para casos similares ao caso de estudo em questão. Os atenuadores são resultado de uma combinação entre cortinas de encaminhamento de rochas e barreiras flexíveis contra desprendimentos, apresentando-se como uma medida de proteção passiva, na medida em que a barreira tem a função de suportar o impacto resultante da queda dos detritos enquanto que a cortina assegura o direcionamento dos mesmos para uma zona de acumulação previamente estabelecida. A esta solução de proteção está ainda associada a facilidade das operações de manutenção, uma vez que, como anteriormente referido, os detritos são encaminhados para uma zona de acumulação.



Figura 3.14 - Recurso a atenuador como medida protetiva (www.geobrugg.com)

3.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS

3.5.1 O teste de *Markland*

Segundo Wyllie e Mah (2004), os testes para identificação de importantes concentrações de polos foram desenvolvidos por Markland (1972) e Hocking (1976). O teste de *Markland* permite avaliar a possibilidade de ocorrência de roturas em cunha ou mesmo roturas planares, dado que estas se tratam de um caso particular de rotura em cunha.

Para que se verifique a possibilidade de ocorrência deste tipo de roturas, torna-se necessário a reunião de algumas condições:

- o ângulo de mergulho do plano, em caso de rotura planar, ou da linha resultante da interseção dos dois planos de descontinuidade (ψ_i) que definem a cunha, em caso de rotura em cunha, terá de ser inferior ao ângulo de mergulho da face do talude (ψ_f);
- o ângulo de mergulho do plano, em caso de rotura planar, ou da linha resultante da interseção dos dois planos de descontinuidade (ψ_i) que definem a cunha, em caso de rotura em cunha, terá de ser superior ao ângulo de atrito (ϕ) que caracteriza o material constituinte do maciço rochosos.

Quando as condições acima apresentadas se verifiquem simultaneamente é expectável a ocorrência de roturas em cunha. Por sua vez, a existência de uma das condições não é por si só suficiente para conduzir a este tipo de roturas.

Na Figura 3.15, apresenta-se um exemplo de aplicação do teste de *markland*.

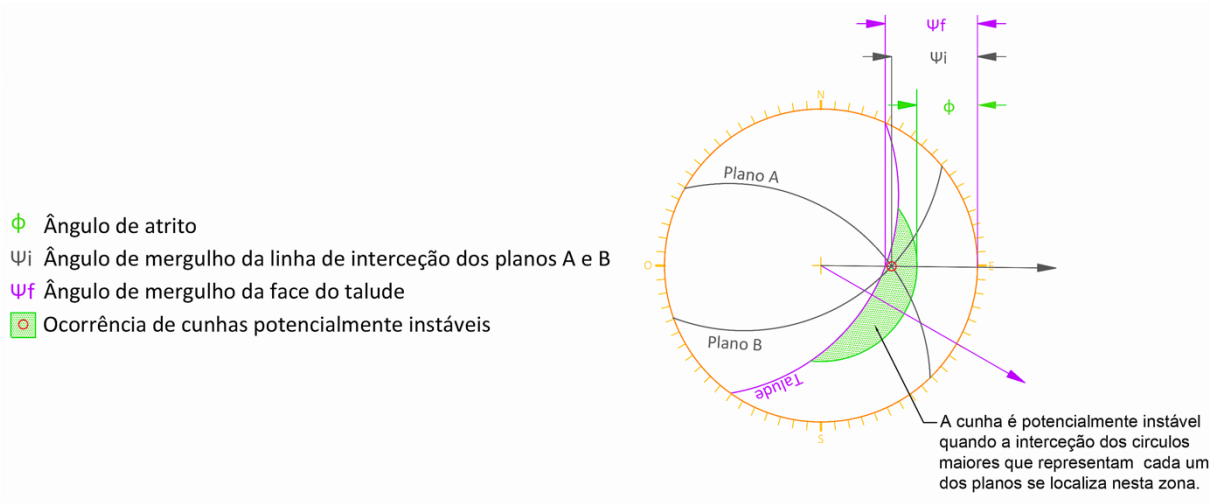


Figura 3.15 - Exemplo de aplicação do teste de *Markland*

O teste de *markland* permite, também, diferenciar o modo como se processa o escorregamento ao longo da linha de interseção dos dois planos de descontinuidade. Assim, caso a direção de mergulho de ambos os planos de descontinuidade esteja fora do intervalo compreendido entre a direção de mergulho da linha de interseção de ambos os planos (α_i) e a direção de mergulho da face do talude (α_f), o escorregamento verifica-se ao longo dos dois planos de descontinuidade (Figura 3.16). Por sua vez, se algum dos planos de descontinuidade apresentar uma direção de mergulho que esteja compreendida no intervalo anteriormente referido, o escorregamento apenas se verificará ao longo desse mesmo plano (Figura 3.17).

αA Direção de mergulho do plano de descontinuidade A
αB Direção de mergulho do plano de descontinuidade B
αf Ângulo de mergulho da face do talude
αi Direção de mergulho da linha de interseção dos planos de descontinuidade A e B

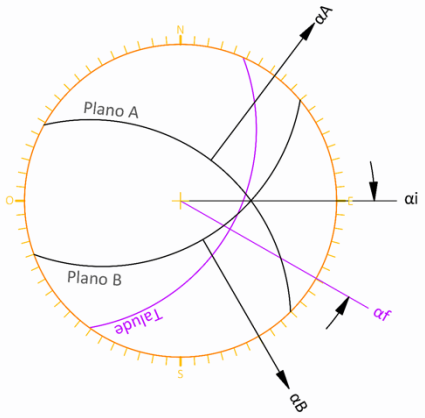


Figura 3.16 - Exemplo de escorregamento de uma cunha onde é mantido o contacto com ambos os planos de descontinuidade (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)

αA Direção de mergulho do plano de descontinuidade A
αB Direção de mergulho do plano de descontinuidade B
αf Ângulo de mergulho da face do talude
αi Direção de mergulho da linha de interseção dos planos de descontinuidade A e B

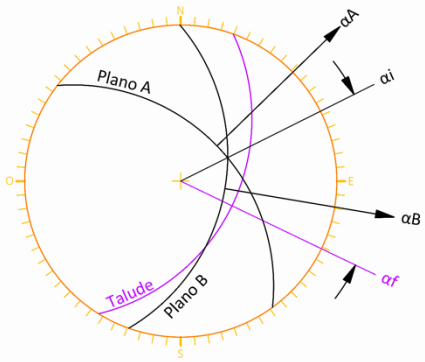


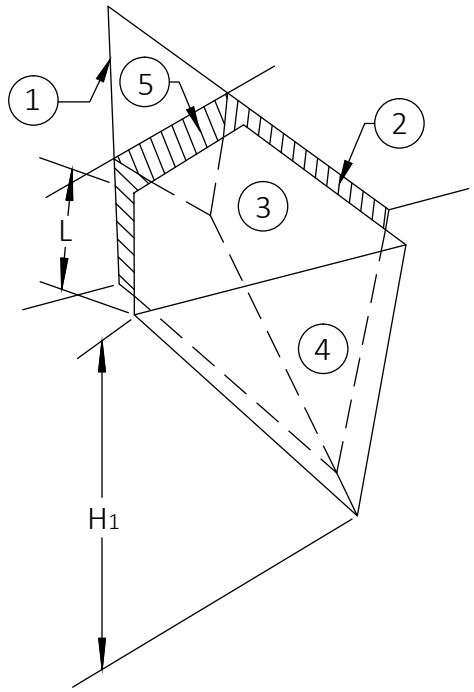
Figura 3.17 - Exemplo de escorregamento de uma cunha onde apenas é mantido o contacto com um plano de descontinuidade (adaptado de Wyllie & Mah, 2004)

Desta forma, o teste de *markland*, demonstra-se especialmente vantajoso sempre que seja necessário o tratamento de um considerável volume de informação, permitindo efetuar uma seleção rápida e expedita das cunhas que se adivinhem instáveis.

3.5.2 Programas de Cálculo Automático

3.5.2.1 *Swedge*

O *Swedge* é um programa de cálculo automático de modelação geotécnica, desenvolvido pela empresa *Rocscience*, que permite avaliar a geometria e estabilidade de cunhas superficiais em taludes rochosos. As cunhas são definidas pela interceção de dois (ou três) planos de descontinuidade, pelo topo e plano da encosta. Podem, ainda, ser considerados um plano de corte basal e uma tensão de rotura opcional (ver Figura 3.18). Importa referir que este mesmo programa de cálculo permite a importação das atitudes das descontinuidades provenientes do programa *Dips* que é, também, um programa desenvolvido pela *Rocscience* e que permite, de uma forma rápida e expedita, a obtenção das projeções estereográficas de diferentes planos de descontinuidade através da introdução das atitudes referentes a cada um deles.



Legenda

1 – Plano de descontinuidade 1

2 – Plano de descontinuidade 2

3 – Topo da escarpa

4 – Face da escarpa

H_1 – Distância compreendida entre a linha de interseção dos planos de descontinuidade e o topo da escarpa

L – Distância compreendida entre a face da escarpa e a tensão de rotura

Figura 3.18 - Caracterização de uma cunha (www.rocscience.com)

Oferece um conjunto alargado de opções de análise, das quais se destacam a análise determinística, probabilística e de combinações.

Para uma análise determinística, o *Swedge* calcula o fator de segurança de uma cunha específica baseado na análise de parâmetros conhecidos (atitude dos planos de descontinuidade, do talude, etc.).

Para uma análise probabilística, a introdução de dados estatísticos pode ser efetuada tendo em consideração a incerteza da orientação da junta, a resistência, entre outros parâmetros, sendo ainda calculada a probabilidade de falha. Assim, este método de análise conta com diferentes tipos de distribuições estatísticas, a saber: distribuição normal, uniforme, triangular, beta e exponencial.

Para uma análise por combinações, o *Swedge* procede ao cruzamento dos dados relativos às atitudes de todas as descontinuidades consideradas, devolvendo o número de cunhas formadas, número de cunhas potencialmente instáveis, permitindo, ainda, o estudo individualizado de cada uma das cunhas calculadas.

Na caraterização das descontinuidades devem ser tidos em conta, para além das respetivas atitudes, aspetos como a coesão, ângulo de atrito e rugosidade referentes a cada um dos planos de descontinuidades.

O *Swedge* prevê, também, a aplicação de pregagens em rocha, betão projetado, ou pressões de suporte com o intuito de aumentar o fator de segurança de cunha. Podem ser facilmente modeladas forças desestabilizadoras, resultantes da pressão da água, ações sísmicas ou mesmo forças externas.

O comportamento ao corte das descontinuidades contempla diversos modelos, como, por exemplo, *Mohr-Coulomb*, com possibilidade de ser definido um ângulo de junta oscilatório.

Independentemente do tipo de análise, o *Swedge* disponibiliza informações relevantes (peso, volume, orientações dos planos de descontinuidade, projeção estereográfica), referentes à cunha em estudo. Permite, ainda, a sua exportação através de um relatório detalhado com toda a informação que se julga pertinente para uma adequada caraterização da cunha.

3.5.2.2 *Rocfall*

O *RocFall* é um programa de cálculo automático, desenvolvido também pela empresa *Rocscience*, que permite efetuar uma análise estatística, no sentido de avaliar encostas que apresentem blocos rochosos potencialmente instáveis.

O processo de modelação inicia-se através da definição, em duas dimensões, do perfil transversal da escarpa. Este pode ser definido de diferentes formas, seja através da introdução manual de cada um dos pontos que constituem o perfil transversal, seja através da importação de um ficheiro *Excel* com as coordenadas de todos os pontos em causa. Estabelecido o perfil transversal da escarpa, deve ser feita a caraterização dos materiais existentes, sendo possível a criação de um novo material que apresente as caraterísticas pretendidas ou, ainda, recorrer aos materiais existentes na base de dados do programa. Cada material é caraterizado com base num conjunto de parâmetros, nomeadamente: coeficiente de restituição normal, coeficiente de restituição tangencial, coeficiente de atrito dinâmico e coeficiente de resistência ao rolamento. Também deve ser definido o *seed* relativamente à sua localização, configuração (número e massa dos blocos rochosos), bem como quanto à atribuição das condições iniciais (velocidade horizontal, velocidade vertical, velocidade rotacional e rotação inicial), podendo ser admitidas diferentes distribuições estatísticas para cada uma delas.

É de referir a introdução de uma nova funcionalidade na versão 5.0 do programa de cálculo, designada de *rigid body*, sendo agora mais um aspeto a ter em conta aquando da definição do *seed.* Assim, a atribuição da geometria do bloco rochoso torna-se agora possível, continuando, no entanto, a manifestar-se uma condicionante nas modelações, uma vez que a sua escolha se encontra limitada aos formatos já existentes no programa e que nem sempre representam, da melhor forma, a geometria real do bloco rochoso.

Concluídas as referidas etapas, é possível obter um conjunto alargado de opções de análise que, regra geral, são apresentadas em formato de gráfico. Destas opções destaca-se a possibilidade de análise, ao longo de toda a escarpa, da energia cinética (total, translacional e rotacional), velocidade, envolvente de trajetórias e, ainda, localização do ponto de chegada dos blocos.

O programa permite a modelação de barreiras de proteção, fornecendo informações sobre a energia cinética e localização do impacto sobre uma barreira, o que facilita a determinação da capacidade, tamanho e localização dos obstáculos. Desta forma, fica ao critério do utilizador a adoção de uma barreira pré-definida ou de uma barreira personalizada.

Existe também a possibilidade de incluir coletores, definidos mediante um segmento de reta, que permitem a recolha de todos os dados obtidos por uma barreira, diferenciando-se, unicamente, pelo facto de não influenciarem a modelação.

O *RocFall* auxilia, ainda, na determinação de medidas corretivas - as propriedades dos materiais de cada segmento de inclinação podem ser alteradas para permitir a comparação de resultados.

4 CASO DE ESTUDO[1]

4.1 APRESENTAÇÃO

O caso de estudo que motivou a elaboração do presente relatório diz respeito a uma escarpa rochosa, que se desenvolve ao longo da estrada municipal que liga a Barragem do Carrapatelo ao lugar de Casal, na freguesia de São Cristóvão de Nogueira, concelho de Cinfães.

A necessidade de intervenção surgiu após se ter verificado a frequente ocorrência de quedas de blocos rochosos, com destaque para a queda de um bloco rochoso de consideráveis dimensões, cujo impacto danificou o pavimento da estrada adjacente à escarpa. Desde esta ocorrência, em julho de 2015, que a estrada em causa se encontra interrompida à circulação automóvel.

O referido acontecimento despoletou a necessidade de avançar para um estudo cuidado e devidamente fundamentado que tem por objetivo a reabertura da estrada à circulação automóvel, procurando garantir a segurança dos seus utentes, dentro dos parâmetros que se julgam adequados à situação em apreço.

Desta forma pretendeu-se, numa fase inicial, inspecionar e avaliar as condições de segurança da escarpa rochosa de São Cristóvão e, posteriormente, apresentar a solução de estabilização e proteção que melhor se ajustava a este caso. Na escolha da solução de estabilização e proteção o custo foi, naturalmente, um aspeto determinante na adoção da solução final.

Apresentam-se, nas Figuras 4.1 e 4.2, algumas imagens da escarpa que motivam o presente estudo.

[1] Neste capítulo, optou-se por seguir de perto o Relatório Projecto de Estabilização e Protecção da Escarpa Rochosa de S. Cristóvão, adiante designado Relatório de São Cristóvão (NEC|LABCARGA,2016).



a) Estrago provocado pelo impacto de um bloco rochoso



b) Escarpa sobre a qual vai incidir o estudo



c) Parede da escarpa



d) Bloco fraturado

Figura 4.1 - Fotografias da escarpa de São Cristóvão



Figura 4.2 - Fotografia panorâmica da escarpa rochosa de São Cristóvão

4.2 ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO

A escarpa referida localiza-se na freguesia de S. Cristóvão de Nogueira, no concelho de Cinfães, no distrito de Viseu (Figura 4.3). O concelho de Cinfães encontra-se geograficamente limitado a Norte por Marco de Canaveses e Baião, a Nordeste por Resende, a Sul por Castro Daire e Arouca e a Oeste por Castelo de Paiva. No que diz respeito a fronteiras naturais, confronta com o Rio Douro, Cabrum e Paiva, a Norte, Este e Oeste, respetivamente.

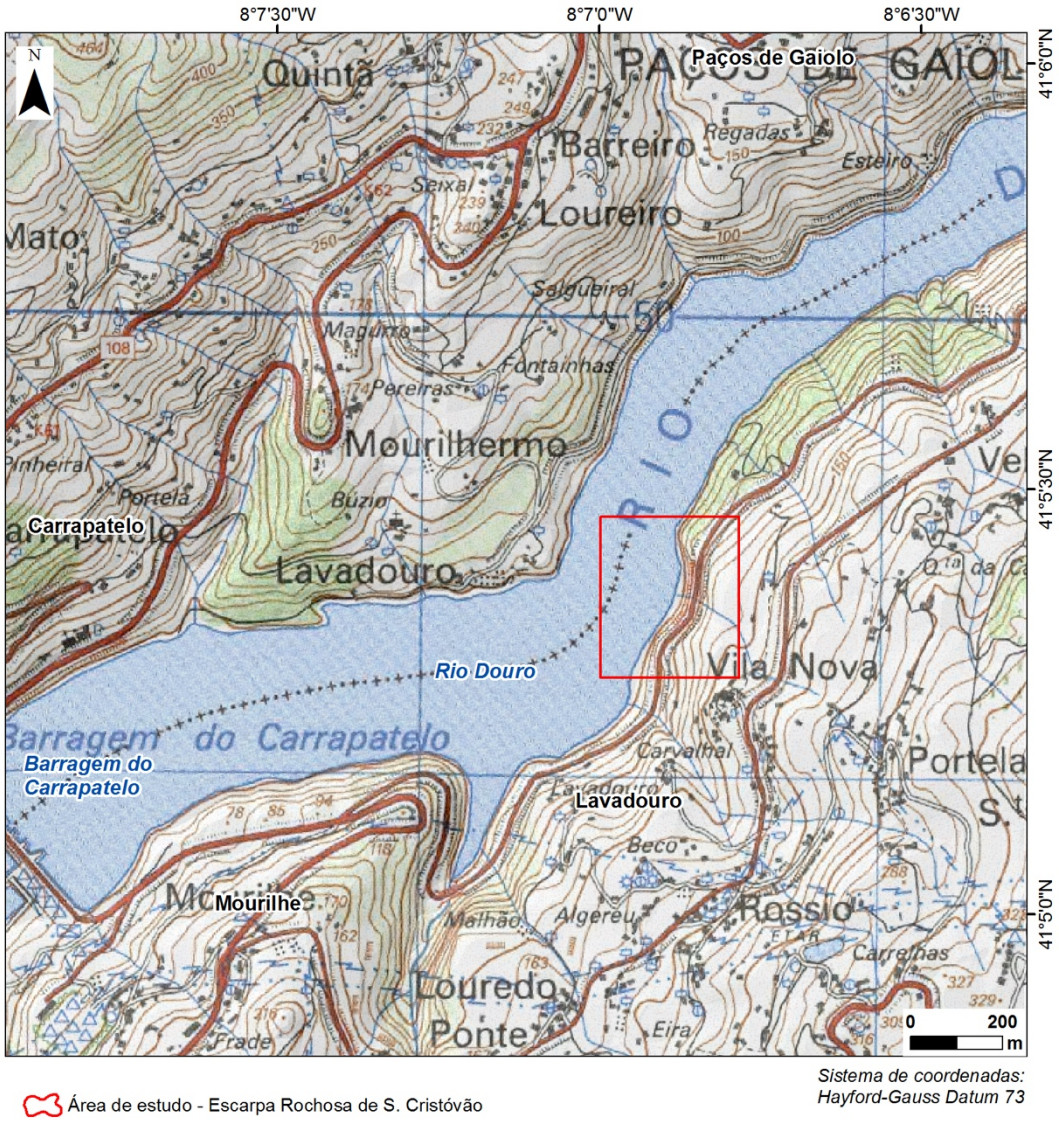


Figura 4.3 - Localização geográfica da escarpa de São Cristóvão (Relatório de São Cristóvão)

O município de Cinfães, com aproximadamente 239,3 km^2 de superfície, encontra-se dividido em 14 freguesias, sendo elas: Alhões; Bustelo, Gralheira e Ramires; Cinfães; Espadanedo; Ferreiros de Tendais; Fornelos; Moimenta; Nespereira; Oliveira do Douro; Santiago de Piães; São Cristóvão de Nogueira; Souselo; Tarouquela; Tendais; Travanca (Figura 4.4).

A freguesia de S. Cristóvão de Nogueira apresenta uma área de 18,2 km^2 e uma população de 1930 habitantes (INE, 2011), o que se traduz numa densidade populacional baixa (*ca*. 106 hab/km^2).

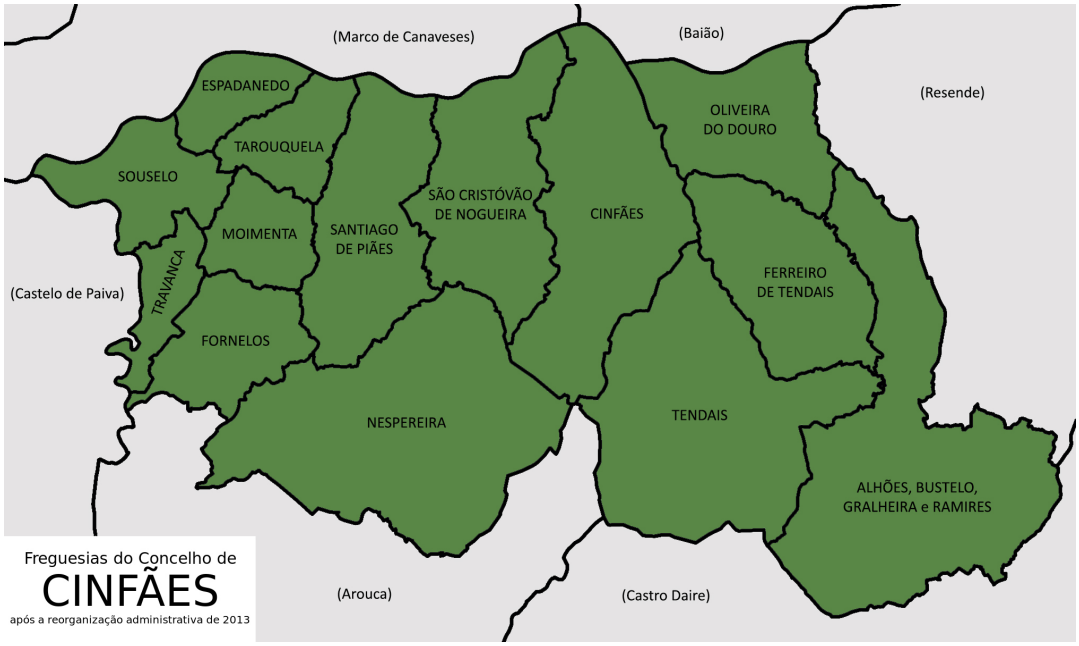


Figura 4.4 - Enquadramento da freguesia de São Cristóvão da Nogueira no mapa de freguesias do município de Cinfães (www.pt.wikipedia.org)

É de notar, ainda, que a área envolvente ao objeto de estudo apresenta significativas variações de altitude, a qual pode variar entre os 170 m no lugar de Vila Nova e os 50 m na base da escarpa de S. Cristóvão, junto à margem do Rio Douro.

4.3 CARATERIZAÇÃO DO TALUDE

4.3.1 Caraterização geral

As avaliações de campo revestem um carácter determinante no que se refere à fundamentação do estudo de um maciço rochoso.

Neste caso em particular, procurou efetuar-se um significativo número de visitas e trabalhos de campo, observando, em cada uma destas, pormenores que permitiram avaliar o objeto de estudo com a profundidade que se julga necessária ao caso.

Assim, as avaliações de campo permitiram caracterizar o talude rochoso de São Cristóvão, na sua globalidade, com uma orientação geral de NNE-SSW. O talude apresenta uma altura média de 30 m, evidenciando declives acentuados com ângulos superiores a 65°, chegando mesmo a superar, pontualmente, os 75°. Desenvolve-se ao longo de 275 m e apresenta uma área de exposição de cerca de 12000m^2. A rede de drenagem é de carácter temporário.

4.3.2 Zonamento geotécnico

O zonamento geotécnico consiste, em termos simplificados, na divisão do objeto de estudo em diferentes sectores ou zonas, em função das características geológico-geotécnicas apresentadas nas mesmas. Esta divisão constitui uma mais valia, uma vez que permite, através de uma breve análise, identificar as zonas mais críticas e que carecem de rápida intervenção.

Assim, para a determinação da qualidade geotécnica do talude procedeu-se ao cruzamento de toda a informação geológica, geotécnica e geomecânica proveniente das avaliações de campo. Para o efeito, recorreu-se à técnica de amostragem linear, também designada de *scanline* (*e.g.*, Priest, 1993; Chaminé et al., 2015). Procurou-se também seguir as recomendações propostas pelo ISRM (1978, 1981) e da CFCFF (1996), bem como os aspetos de geotecnia de taludes e da geomecânica de maciços rochosos (*e.g.*, Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004; Alejano et al., 2012; Wyllie, 2014; Aydin, 2015).

O talude foi divido em cinco zonas geotécnicas a serem abordadas, de uma forma mais detalhada, no decorrer do presente capítulo. Efetuando uma apreciação global do maciço rochoso pode classificar-se, relativamente ao grau de alteração, como medianamente a pouco alterado (W_{1-2}).

Durante o processo de levantamento foram contabilizados um total de 138 planos de descontinuidade, tratando-se, na sua maioria, de diáclases. Identificaram-se três famílias de descontinuidades: uma dominante, que se caracteriza por uma orientação N110°-140°E;75°-90°NE e as outras duas com a orientação N65°–100°E; 75°–85°SE/NE e N10°–30°E; 65°–85°NW.

No que diz respeita ao afastamento das descontinuidades, verifica-se que se classificam como afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 140 cm. A abertura das descontinuidades varia entre abertas a muito abertas, regra geral não são preenchidas, sendo que a percentagem de descontinuidades preenchidas corresponde a 30% e o material de preenchimento maioritariamente é argila mole.

Constata-se ainda que as descontinuidades afiguram-se algo rugosas (R_3) e onduladas.

Quanto à continuidade, podem caracterizar-se como medianamente contínuas com terminações principalmente obscuras e com uma curvatura de plana a pouco curva (C_{1-2}).

Salienta-se, no entanto, que cerca de 4% das descontinuidades se apresentam contínuas a muito contínuas, com continuidades superiores a 15 m, correspondendo a falhas sub-paralelas à face do talude.

No que concerne a presença de água, o maciço deve ser considerado húmido.

Importa, ainda, referir que se realizaram quarenta e cinco estações geomecânicas, as quais apresentaram uma resistência à compressão uniaxial média relativamente elevada (S_{1-2}), com um valor de mediana estimado em 73 MPa.

Um aspeto que se considera relevante referir prende-se com a definição das coordenadas geográficas relativas à linha de amostragem utilizada. Estas são:

- início: 41º 05' 28,676'' N; 08º 06' 46,910'' W;
- fim: 41º 05' 20,767'' N; 08º 06' 51,000'' W.

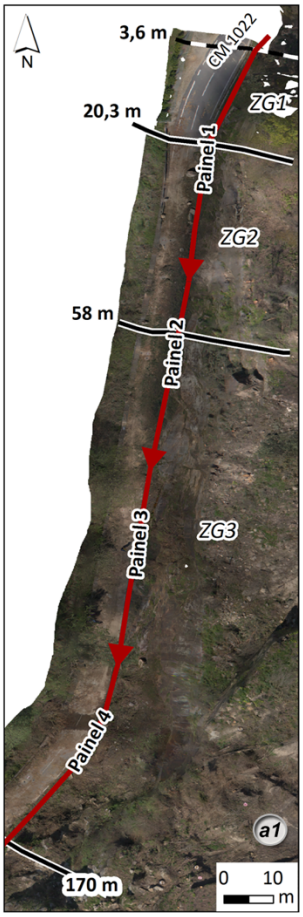
Na Tabela 4.1, apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo que acima se referenciaram.

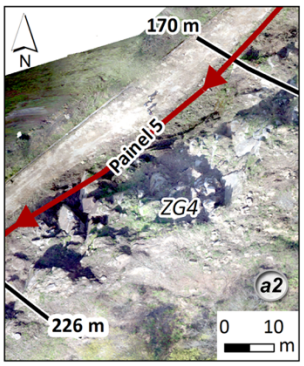
Tabela 4.1 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos cartografados ao longo da "scanline" (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço do talude de S. Cristóvão (Cinfães) (Relatório de São Cristóvão)

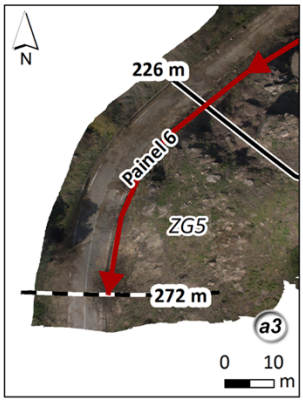
a — ***Talude S. Cristóvão (Cinfães) - Análise Global***

PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS

Litologia	Granito predominantemente biotítico, de grão médio			
Grau de alteração	W1-2	66,7%		
	W3	29,7%		
	W4-5	3,6%		
Total de descontinuidades	138			
Tipo de descontinuidade	Falha	18,1%		
	Diaclase	81,9%		
Principais famílias de descontinuidades	N 110° - 140° E; 75° - 90° NE N 65° - 100° E; 75° - 85° SE/NE N 10° - 30° E; 65° - 85° NW			
Espaçamento/ "Fracture intercept"	F1-2	81%	Mediana e intervalo por classe	170 cm [60-740]
	F3	10,2%		37,5 cm [20-60]
	F4-5	8,8%		10 cm [3-20]
	Mediana e intervalo geral	140 cm [60-190]		
Abertura	Muito aberta (Mt. A.)	41,3%	Mediana e intervalo por classe	30 mm [15-150]
	Aberta (A)	45,7%		5 mm [0,5-10]
	Fechada (F)	13%		0,1 mm [0-0,2]
	Mediana e intervalo geral	10 mm [10-100]		
Tipo de enchimento	Argila Dura (Arg. D.)	5,3%		
	Argila Mole (Arg. M.)	25,8%		
	Cataclasito/Milonito (C/M)	11,3%		
	Terra Vegetal (TV)	11,9%		
	Nenhum (N)	45,7%		
Rugosidade	R1-2	12,3%		
	R3	82,6%		
	R4-5	5,1%		
	Denteada (D)	5,8%		
	Ondulada (O)	76,1%		
	Plana (P)	18,1%		
Continuidade	Muito pouco contínua (M.P.C.)	2,9%	Mediana e intervalo por classe	0,2 m [0-0,4]
	Pouco contínua (P.C.)	23,9%		2,2 m [1,3-3]
	Mediana/ contínua (M.C.)	68,8%		4,5 m [3,1-9,6]
	Contínua (C)	2,9%		14,7 m [10,5-16,2]
	Muito contínua (MT.C.)	1,4%		21,4 m [21,2-21,6]
	Mediana e intervalo geral	3,6 m [3-9,6]		
Terminação	Descontinuidade (D)	34,8%		
	Obscura (O)	65,2%		
Curvatura	C1-2	83,3%		
	C3	14,5%		
	C4-5	2,2%		
Presença de água	Seco	13,8%		
	Húmido	60,1%		
	Gotejante	15,9%		
	Fluxo	10,1%		
Resistência à compressão uniaxial	S1-2	66,7%	Mediana e intervalo por classe	90,3 MPa [61,2-180,8]
	S3	31,1%		36 MPa [21-53,2]
	S4-5	2,2%		19,2 MPa
	Mediana e intervalo geral	73,1 MPa [61,2-180,8]		
RQDt	Valor do limite inferior do intervalo	55%		
	Mediana	85%		







4.3.2.1 Zona geotécnica 1 (ZG1)

A zona geotécnica 1 (ZG1) desenvolve-se ao longo de 16,7 m e caracteriza-se por uma orientação média de N24^{o}E;74°NW.

Relativamente ao grau de alteração, verifica-se que, nesta zona, o maciço rochoso se apresenta medianamente a pouco alterado (W_3 a W_{1-2}).

Durante o processo de levantamento foram contabilizados 19 planos de descontinuidade, tratando-se, na sua maioria, de falhas. Identificaram-se duas famílias de descontinuidades: uma dominante, que se caracteriza por uma orientação N110^{o}–140°E;75°–90°NE e uma outra com a orientação N20^{o}–70°E; 65°–85°NW.

No que diz respeito ao afastamento das descontinuidades, verifica-se que se classificam como afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 70 cm. Nesta zona, a abertura das descontinuidades demonstra-se muito aberta, com aproximadamente 46% das descontinuidades preenchidas, regra geral, por argila dura.

Constata-se ainda que as descontinuidades se afiguram pouco rugosas (R_{1-2}) e onduladas.

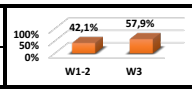
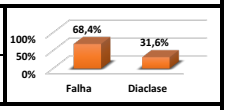
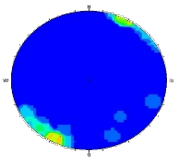
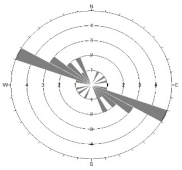
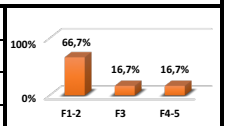
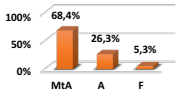
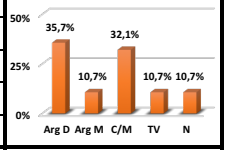
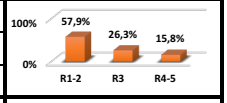
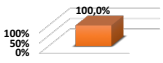
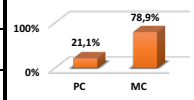
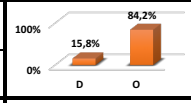
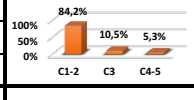
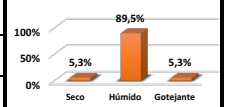
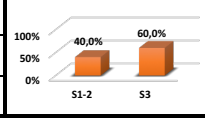
Quanto à continuidade, podem caracterizar-se como medianamente contínuas com terminações obscuras e com uma curvatura de plana a pouco curva (C_{1-2}).

É notória a presença de água numa extensão considerável desta zona, pelo que a zona deve ser considerada húmida.

Importa, ainda, referir que se realizaram cinco estações geomecânicas, as quais apresentaram uma resistência à compressão uniaxial média (S_3), com um valor de mediana estimado em 47 MPa.

Na Tabela 4.2 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo que acima se referenciaram.

Tabela 4.2 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 1 (ZG1) (Relatório de São Cristóvão)

Talude S. Cristóvão (Cinfães) - Zona Geotécnica 1 (ZG1)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito predominantemente biotítico, de grão médio				
Grau de alteração	**W1-2**	42,1%			
	W3	**57,9%**			
Total de descontinuidades	19				
Tipo de descontinuidade	**Falha**	**68,4%**			
	Diaclase	31,6%			
Principais famílias de descontinuidades	N 110° - 140° E; 75° - 90° NE N 20° - 70° E; 65° - 85° NW				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	**F1-2**	**66,7%**	**Mediana e intervalo por classe**	101 cm [67-170]	
	F3	16,7%		45 cm [35-60]	
	F4-5	16,7%		10 cm [5-18]	
	Mediana e intervalo geral	**70 cm [60-170]**			
Abertura	**Muito aberta (MtA)**	**68,4%**	**Mediana e intervalo por classe**	30 mm [15-60]	
	Aberta (A)	26,3%		10 mm	
	Fechada (F)	5,3		0,1 mm	
	Mediana e intervalo geral	**20 mm [10-20]**			
Tipo de enchimento	**Argila Dura (Arg D)**	**35,7%**			
	Argila Mole (Arg M)	10,7%			
	Cataclasito/Milonito (C/M)	32,1%			
	Terra Vegetal (TV)	10,7%			
	Nenhum (N)	10,7%			
Rugosidade	**R1-2**	**57,9%**			
	R3	26,3%			
	R4-5	15,8%			
	Ondulada (O)	**100%**			
Continuidade	**Pouco contínua (P.C.)**	21,1%	**Mediana e intervalo por classe**	2 m [1,8-2,4]	
	Mediana/ contínua (M.C.)	**78,9%**		4,1 m [3,6-9,6]	
	Mediana e intervalo geral	**3,25 m [3,1-9,6]**			
Terminação	**Descontinuidade (D)**	15,8%			
	Obscura (O)	**84,2%**			
Curvatura	**C1-2**	**84,2%**			
	C3	10,5%			
	C4-5	5,3%			
Presença de água	**Seco**	5,3%			
	Húmido	**89,5%**			
	Gotejante	5,3%			
Resistência à compressão uniaxial	**S1-2**	40%	**Mediana e intervalo por classe**	89,1 MPa [80,3-98]	
	S3	**60%**		42,4 MPa [21-46,9]	
	Mediana e intervalo geral	**46,9 MPa [21-50]**			
RQDt	**Valor do limite inferior do intervalo**	55%			
	Mediana	60%			

4.3.2.2 Zona geotécnica 2 (ZG2)

A zona geotécnica 2 (ZG2) desenvolve-se ao longo de 37,7 m e caracteriza-se por uma orientação média de N17 ^{o} E; 74 ^{o} NW.

Relativamente ao grau de alteração, verifica-se que, nesta zona, o maciço rochoso se apresenta medianamente alterado (W_3).

Durante o processo de levantamento foram contabilizados 27 planos de descontinuidade, tratando-se, na sua maioria, de diáclases. Identificaram-se duas famílias de descontinuidades: uma dominante, que se caracteriza por uma orientação N130^{o}–155°E; 80°–90°NE e uma outra com a orientação N90^{o}–120°E; 75°–90°NE.

No que diz respeita ao afastamento das descontinuidades, verifica-se que se classificam como afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 113 cm. Nesta zona, a abertura das descontinuidades varia entre fechadas a muito abertas, preenchidas, regra geral, por argila mole e dura.

Constata-se ainda que as descontinuidades se afiguram algo rugosas (R_3) e onduladas.

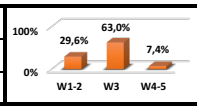
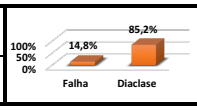
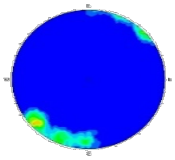
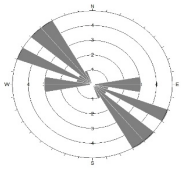
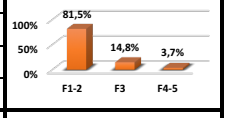
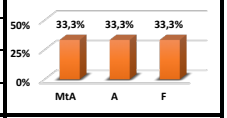
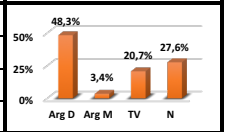
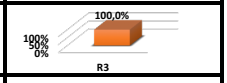
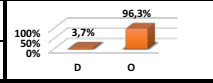
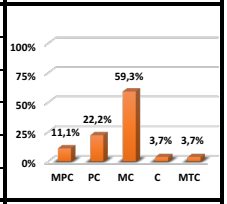
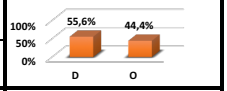
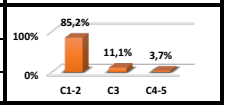
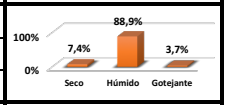
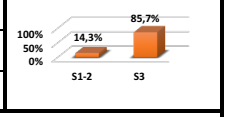
Quanto à continuidade, podem caracterizar-se como medianamente contínuas com terminações em outras descontinuidades e com uma curvatura de plana a pouco curva (C_{1-2}).

É notória a presença de água, pelo que a zona deve ser considerada húmida.

Importa, ainda, referir que se realizaram sete estações geomecânicas, as quais apresentaram uma resistência à compressão uniaxial média (S_3), com um valor de mediana estimado em 35 MPa.

Na Tabela 4.3 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo que acima se referenciaram.

Tabela 4.3 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 2 (ZG2) (Relatório de São Cristóvão)

Talude S. Cristóvão (Cinfães) - Zona Geotécnica 2 (ZG2)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito predominantemente biotítico, de grão médio				
Grau de alteração	**W1-2**	29,6%			
	W3	**63,0%**			
	W4-5	7,4%			
Total de descontinuidades	27				
Tipo de descontinuidade	**Falha**	14,8%			
	Diaclase	**85,2%**			
Principais famílias de descontinuidades	N 130° - 155° E; 80° - 90° NE N 90° - 120° E; 75° - 90° NE				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	**F1-2**	**81,5%**	**Mediana e intervalo por classe**	120 cm [70-190]	
	F3	14,8%		30 cm [25-35]	
	F4-5	3,7%		20 cm	
	Mediana e intervalo geral	**112,5 cm [70-190]**			
Abertura	**Muito aberta (Mt A)**	33,3%	**Mediana e intervalo por classe**	30 mm [10-50]	
	Aberta (A)	**33,3%**		2 mm [0,7-2,5]	
	Fechada (F)	33,3%		0,1 mm [0,1-0,2]	
	Mediana e intervalo geral	**2 mm [0,7-2,5]**			
Tipo de enchimento	**Argila Dura (Arg. D.)**	**48,3%**			
	Argila Mole (Arg. M.)	3,4%			
	Terra Vegetal (TV)	20,7%			
	Nenhum (N)	27,6%			
Rugosidade	**R3**	**100,0%**			
	Denteada (D)	3,7%			
	Ondulada (O)	**96,3%**			
Continuidade	**Muito pouco contínua (MPC)**	11,1%	**Mediana e intervalo por classe**	0,4 m [0,2-0,8]	
	Pouco contínua (PC)	22,2%		2,05 m [1,5-2,7]	
	Mediana/ contínua (MC)	**59,3%**		5,2 m [3-8,7]	
	Contínua (C)	3,7%		13,2 m	
	Muito contínua (MTC)	3,70%		21,2 m	
	Mediana e intervalo geral	**3,2 m [3-8,7]**			
Terminação	**Descontinuidade (D)**	**55,6%**			
	Obscura (O)	44,4%			
Curvatura	**C1-2**	**85,2%**			
	C3	11,1%			
	C4-5	3,7%			
Presença de água	**Seco**	7,4%			
	Húmido	**88,9%**			
	Gotejante	3,7%			
Resistência à compressão uniaxial	**S1-2**	14%	**Mediana e intervalo por classe**	128,3 MPa	
	S3	**85,7%**		32,9 MPa [22-53,2]	
	Mediana e intervalo geral	**35,2 MPa [22-53,2]**			
RQDt	**Valor do limite inferior do intervalo**	60%			
	Mediana	75%			

4.3.2.3 Zona geotécnica 3 (ZG3)

A zona geotécnica 3 (ZG3) apresenta-se como a zona de maior extensão, desenvolve-se ao longo de 112 m e caracteriza-se por uma orientação média de N06^{o}E; 74°NW.

Relativamente ao grau de alteração, verifica-se que, nesta zona, o maciço rochoso se apresenta pouco alterado (W_{1-2}).

Durante o processo de levantamento foram contabilizados 48 planos de descontinuidade, tratando-se, na sua maioria, de diáclases. Identificaram-se três famílias de descontinuidades: uma dominante que se caracteriza por uma orientação N80^{o}-110°E; 75°-90°SE/NE e as outras duas com a orientação N110^{o}–140°E; 75°–90°NE/SW e N 0°–20°E; 70°–75°NW.

No que diz respeita ao afastamento das descontinuidades, verifica-se que se classificam como afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 150 cm. Nesta zona, a abertura das descontinuidades classifica-se como aberta, regra geral, sem preenchimento.

Constata-se ainda que as descontinuidades se afiguram algo rugosas (R_3) e onduladas.

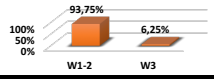
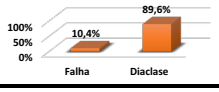
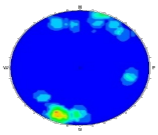
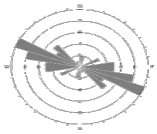
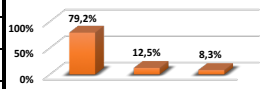
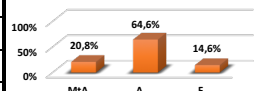
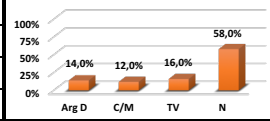
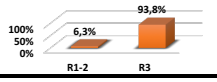
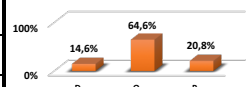
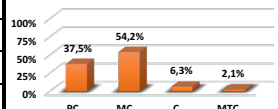
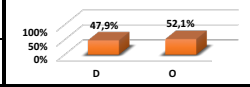
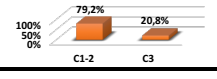
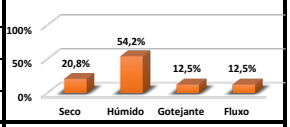
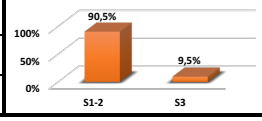
Quanto à continuidade, podem caracterizar-se como medianamente contínuas com terminações obscuras ou em outras descontinuidades e com uma curvatura de plana a pouco curva (C_{1-2}).

No concerne a presença de água nesta zona, o maciço encontra-se húmido, verificando-se, por vezes, a existência de zonas gotejantes e mesmo fluxo.

Importa, ainda, referir que se realizaram vinte e uma estações geomecânicas, as quais apresentaram uma resistência à compressão uniaxial média (S_2), com um valor de mediana estimado em 76 MPa.

Na Tabela 4.4 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo que acima se referenciaram.

Tabela 4.4 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 3 (ZG3) (Relatório de São Cristóvão)

Talude S. Cristóvão (Cinfães) - Zona Geotécnica 3 (ZG3)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito predominantemente biotítico, de grão médio				
Grau de alteração	**W1-2**	**93,7%**			
	W3	6,3%			
Total de descontinuidades	48				
Tipo de descontinuidade	**Falha**	10,4%			
	Diaclase	**89,6%**			
Principais famílias de descontinuidades	N 80° - 110° E; 75° - 90° SE/NE N 110° - 140° E; 75° - 90° NE/SW N 0° - 20° E; 70° - 75° NW				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	**F1-2**	**79,2%**	Mediana e intervalo por classe	220 cm [60-740]	
	F3	12,5%		45 cm [20-60]	
	F4-5	8,3%		14 cm [8-20]	
	Mediana e intervalo geral	**150 cm [60-187]**			
Abertura	**Muito aberta (Mt. A.)**	20,8%	Mediana e intervalo por classe	20 mm [15-35]	
	Aberta (A)	**64,6%**		5 mm [3-10]	
	Fechada (F)	14,6%		0,05 mm [0-0,1]	
	Mediana e intervalo geral	**5 mm [3-10]**			
Tipo de enchimento	**Argila Dura (Arg. D.)**	14,0%			
	Cataclasito/Milonito (C/M)	12,0%			
	Terra Vegetal (TV)	16,0%			
	Nenhum (N)	**58,0%**			
Rugosidade	**R1-2**	6,3%			
	R3	**93,7%**			
	Denteada (D)	14,6%			
	Ondulada (O)	**64,6%**			
	Plana (P)	20,8%			
	Pouco contínua (P.C.)	37,5%	Mediana e intervalo por classe	2,15 m [1,3-3]	
	Mediana/ contínua (M.C.)	**54,2%**		3,8 m [3,1-7,2]	
	Contínua (C)	4,2%		16,4 m [16,2-16,5]	
	Muito contínua (MT.C.)	2,10%		21,6 m	
	Mediana e intervalo geral	**3 m [3-7,2]**			
Terminação	**Descontinuidade (D)**	47,9%			
	Obscura (O)	**52,1%**			
Curvatura	**C1-2**	**79,2%**			
	C3	20,8%			
Presença de água	**Seco**	20,8%			
	Húmido	**54,2%**			
	Gotejante	12,5%			
	Fluxo	12,5%			
Resistência à compressão uniaxial	**S1-2**	**90,5%**	Mediana e intervalo por classe	76,2 MPa [64,4-165,9]	
	S3	9,5%		39,6 MPa [36,7-42,4]	
	Mediana e intervalo geral	**76,2 MPa [64,4-165,9]**			
RQDt	**Valor do limite inferior do intervalo**	55%			
	Mediana	85%			

4.3.2.4 Zona geotécnica 4 (ZG4)

A zona geotécnica 4 (ZG4) desenvolve-se ao longo de 56 m e caracteriza-se por uma orientação média de N42^{o} E; 74° NW.

Relativamente ao grau de alteração, verifica-se que, nesta zona, o maciço rochoso se apresenta pouco alterado (W_{1-2}).

Durante o processo de levantamento foram contabilizados 31 planos de descontinuidade, tratando-se, na sua maioria, de diáclases. Identificaram-se três famílias de descontinuidades: uma dominante que se caracteriza por uma orientação N60^{o}–90 ^{o} E; 65 ^{o}–85 ^{o} SE/NW e as outras duas com a orientação N110^{o}–140° E; 60°–85°NE e N15^{o}–45°E;70°–85°NW.

No que diz respeita ao afastamento das descontinuidades, verifica-se que se classificam como afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 170 cm. Nesta zona, a abertura das descontinuidades varia entre muito abertas a abertas, regra geral sem preenchimento, embora quando existente constituído por argila dura.

Constata-se ainda que as descontinuidades se afiguram algo rugosas (R_3) e onduladas.

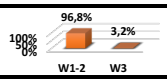
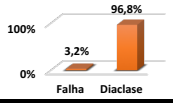
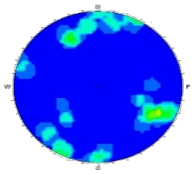
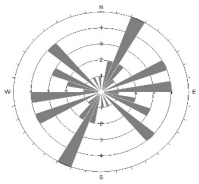
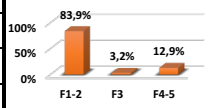
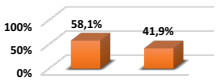
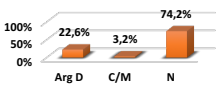
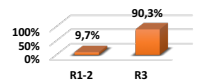
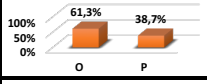
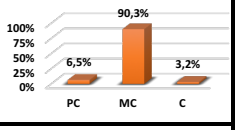
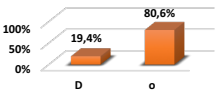
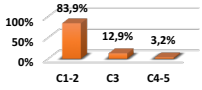
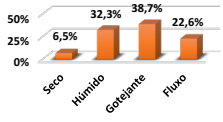
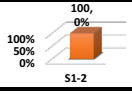
Quanto à continuidade, podem caracterizar-se como medianamente contínuas com terminações maioritariamente obscuras e com uma curvatura de plana a pouco curva (C_{1-2}).

No concerne a presença de água nesta zona, pode-se considerar que varia entre húmido e gotejante, verificando-se, por vezes, a existência de fluxo.

Importa, ainda, referir que se realizaram sete estações geomecânicas, as quais apresentaram uma resistência à compressão uniaxial média (S_2), com um valor de mediana estimado em 135 MPa.

Na Tabela 4.5 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo que acima se referenciaram.

Tabela 4.5 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 4 (ZG4) (Relatório de São Cristóvão)

Talude S. Cristóvão (Cinfães) - Zona Geotécnica 4 (ZG4)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito predominantemente biotítico, de grão médio				
Grau de alteração	**W1-2**	**96,8%**			
	W3	3,2%			
Total de descontinuidades	31				
Tipo de descontinuidade	**Falha**	3,2%			
	Diaclase	**96,8%**			
Principais famílias de descontinuidades	N 60° - 90° E; 65° - 85° SE/NW N 110° - 140° E; 60° - 85° NE N 15° - 45° E; 70° - 85° NW				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	**F1-2**	**83,9%**	**Mediana e intervalo por classe**	180 cm [60-197]	
	F3	3%		40 cm	
	F4-5	13%		10 cm [3-10]	
	Mediana e intervalo geral	**170 cm [60-197]**			
Abertura	**Muito aberta (MtA)**	**58,1%**	**Mediana e intervalo por classe**	30 mm [15-60]	
	Aberta (A)	41,9%		10 mm [5-10]	
	Mediana e intervalo geral	**20 mm [10-60]**			
Tipo de enchimento	**Argila Dura (Arg D)**	22,6%			
	Cataclasito/Milonito (C/M)	3,2%			
	Nenhum (N)	**74,2%**			
Rugosidade	**R1-2**	9,7%			
	R3	**90,3%**			
	Ondulada (O)	**61,3%**			
	Plana (P)	38,7%			
	Pouco contínua (PC)	6,5%	**Mediana e intervalo por classe**	2,6 m	
	Medianamente contínua (MC)	**90,3%**		6,05 m [3,5-9,5]	
	Contínua (C)	3,2%		10,5 m	
	Mediana e intervalo geral	**6 m [3,5-9,5]**			
Terminação	**Descontinuidade (D)**	19,4%			
	Obscura (O)	**80,6%**			
Curvatura	**C1-2**	**83,9%**			
	C3	12,9%			
	C4-5	3,2%			
Presença de água	**Seco**	6,5%			
	Húmido	32,3%			
	Gotejante	**38,7%**			
	Fluxo	22,6%			
Resistência à compressão uniaxial	**S1-2**	**100%**			
	Mediana e intervalo geral	**135,5 MPa [114,9-180,8]**			
RQDt	**Valor do limite inferior do intervalo**	55%			
	Mediana	90%			

4.3.2.5 Zona geotécnica 5 (ZG5)

A zona geotécnica 5 (ZG5) desenvolve-se ao longo de 45 m e caracteriza-se por uma orientação média de N20 º E; 74 º NW.

Relativamente ao grau de alteração, verifica-se que, nesta zona, o maciço rochoso se apresenta medianamente alterado (W_3) na sua globalidade com exceção do troço final em que ocorre muito alterado (W_{4-5}).

Durante o processo de levantamento foram contabilizados 13 planos de descontinuidade, tratando-se, na sua maioria, de diáclases. Identificaram-se duas famílias de descontinuidades: uma dominante, que se caracteriza por uma orientação N100º–140 º E; 75º–90ºNE/SW e uma outra com a orientação N60º–90ºE; 80º–90ºNW/SE.

No que diz respeita ao afastamento das descontinuidades, verifica-se que se classificam como afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 240 cm. Nesta zona, a abertura das descontinuidades varia entre muito abertas e abertas, preenchidas, regra geral, por argila dura e mole.

Constata-se ainda que as descontinuidades se afiguram algo rugosas (R_3) e onduladas.

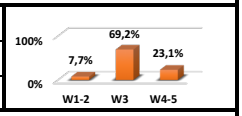
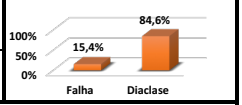
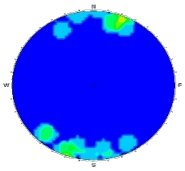
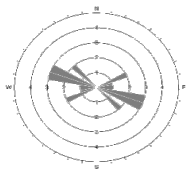
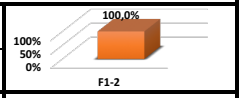
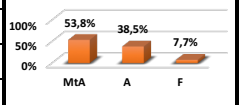
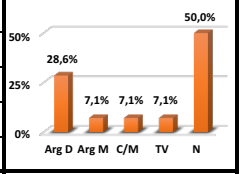
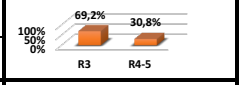
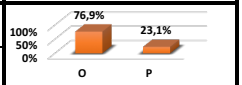
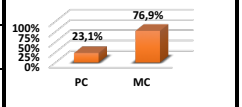
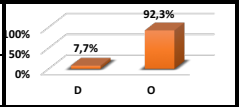
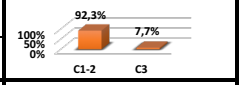
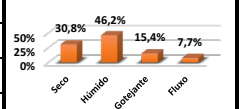
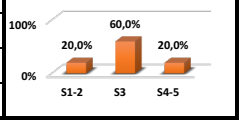
Quanto à continuidade, podem caracterizar-se como medianamente contínuas com terminações obscuras e com uma curvatura de plana a pouco curva (C_{1-2}).

No concerne a presença de água nesta zona, pode-se considerar que varia entre húmida e gotejante.

Importa, ainda, referir que se realizaram cinco estações geomecânicas, as quais apresentaram uma resistência à compressão uniaxial média (S_3), com um valor de mediana estimado em 33 MPa.

Na Tabela 4.6 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo que acima se referenciaram.

Tabela 4.6 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 5 (ZG5) (Relatório de São Cristóvão)

Talude S. Cristóvão (Cinfães) - Zona Geotécnica 5 (ZG5)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito predominantemente biotítico, de grão médio				
Grau de alteração	**W1-2**	7,7%			
	W3	**69,2%**			
	W4-5	23,1%			
Total de descontinuidades	13				
Tipo de descontinuidade	**Falha**	15,4%			
	Diaclase	**84,6%**			
Principais famílias de descontinuidades	N 100° - 140° E; 75° - 90° NE (SW) N 60° - 90° E; 80° - 90° NW (SE)				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	**F1-2**	**100,0%**			
	Mediana e intervalo geral	**240 cm [225-465]**			
Abertura	**Muito aberta (MtA)**	**53,8%**	**Mediana e intervalo por classe**	50 mm [20-70]	
	Aberta (A)	38,5%		5 mm [5-10]	
	Fechada (F)	7,7%		0,0 mm	
	Mediana e intervalo geral	**20 mm [10-70]**			
Tipo de enchimento	**Argila Dura (Arg D)**	28,6%			
	Argila Mole (Arg M)	7,1%			
	Cataclasito/Milonito (C/M)	7,1%			
	Terra Vegetal (TV)	7,1%			
	Nenhum (N)	**50,0%**			
Rugosidade	**R3**	**69,2%**			
	R4-5	30,8%			
	Ondulada (O)	**76,9%**			
	Plana (P)	23,1%			
Continuidade	**Pouco contínua (PC)**	23,1%	**Mediana e intervalo por classe**	1,6 m [1,6-2,6]	
	Mediana/ contínua (MC)	**76,9%**		3,9 m [3,1-5,6]	
	Mediana e intervalo geral	**3,6 m [3,1-5,6]**			
Terminação	**Descontinuidade (D)**	7,7%			
	Obscura (O)	**92,3%**			
Curvatura	**C1-2**	**92,3%**			
	C3	7,7%			
Presença de água	**Seco**	30,8%			
	Húmido	**46,2%**			
	Gotejante	15,4%			
	Fluxo	7,7%			
Resistência à compressão uniaxial	**S1-2**	20%	**Mediana e intervalo por classe**	61,2 MPa	
	S3	**60%**		32,7 MPa [28,6-48,3]	
	S4-5	20%		19,2 MPa	
	Mediana e intervalo geral	**32,7 MPa [28,6-48,3]**			

4.3.2.6 Cartografia do zonamento geotécnico

Apresentadas com o devido detalhe todas as zonas geotécnicas constituintes do maciço rochoso sobre o qual incide o presente estudo, julga-se pertinente a análise da Figura 4.5, onde se pode ver identificada cada uma destas.

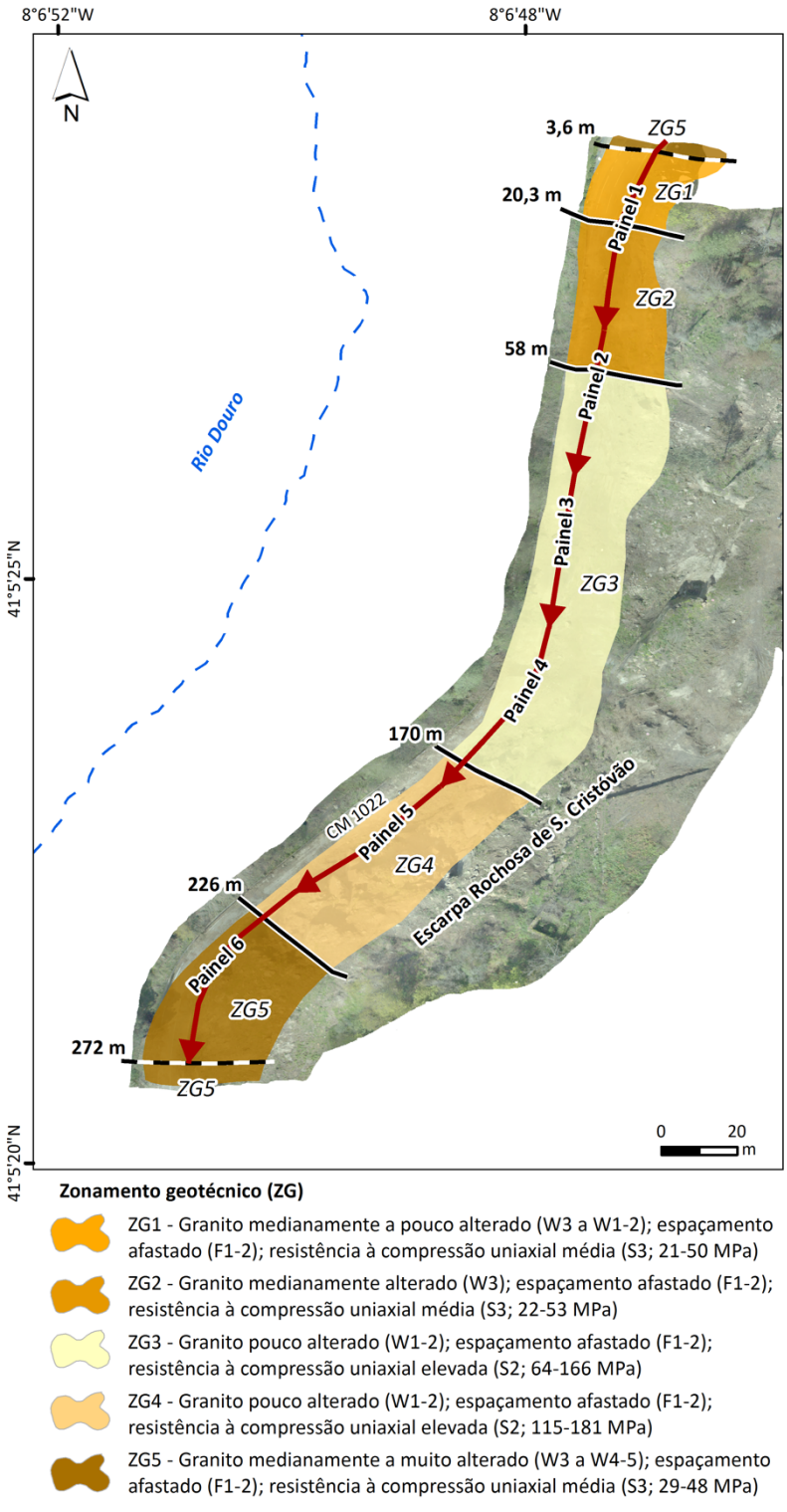


Figura 4.5 - Cartografia de zonamento geotécnico para o talude de S. Cristóvão (Relatório de São Cristóvão)

4.3.3 Classificações geomecânicas

Já aqui foram abordadas, com o devido detalhe, as classificações geomecânicas que mais se aplicam à avaliação de maciços rochosos.

Nesse sentido, e procurando avaliar a competência do maciço rochoso objeto de estudo, foram aplicadas todas as classificações geomecânicas referidas: *Rock Mass Rating* [RMR] (Bieniawski, 1989, 1993; Celada et al., 2014), *Slope Mass Rating* [SMR] (Romana, 1985, 1993, 1997) e *Geological Strength Index* [GSI – versões 1998 e 2013] (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000; Marinos et al., 2005; Hoek et al., 2013; Santa et al., 2013). Importa, ainda, salientar que no caso da classificação GSI foram consideradas duas avaliações, uma pelo GSI (1998) e uma outra, de acordo com a mais recente atualização do GSI (2013).

Assim, para cada uma das cinco zonas, foram obtidos os valores de classificação que se apresentam na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Síntese das características das cinco zonas geotécnicas do talude de S. Cristóvão, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI (Relatório de São Cristóvão)

Zonas geotécnicas / Classificações geomecânicas	**RMR** ***(Bieniawski, 1989)***	**SMR** ***(Romana, 1985, 1993)***	**GSI | 1998** ***(Hoek et al., 1998)***	**GSI | 2013** ***(Hoek et al., 2013)***
ZG1	35	45	45 - 55	40
	Maciço de qualidade fraca (Classe IV) a razoável (Classe III)	Maciço de qualidade razoável (Classe IIIb)	Maciço de qualidade razoável	Maciço de qualidade razoável
ZG2	45	57	55 - 65	52
	Maciço de qualidade razoável (Classe III) a fraca (Classe IV)	Maciço de qualidade razoável (Classe IIIa)	Maciço de qualidade razoável a boa	Maciço de qualidade razoável
ZG3	49	46	45 - 55	54
	Maciço de qualidade razoável (Classe III)	Maciço de qualidade razoável (Classe IIIb)	Maciço de qualidade razoável	Maciço de qualidade razoável
ZG4	51	26	55 - 65	56
	Maciço de qualidade razoável (Classe III)	Maciço de qualidade fraca (Classe IVb)	Maciço de qualidade razoável a boa	Maciço de qualidade razoável a boa
ZG5	46	20	Não aplicável	
	Maciço de qualidade razoável (Classe III) a fraca (Classe IV)	Maciço de qualidade fraca a muito fraca (Classe IVb a Va)		

Da análise da Tabela 4.7 é possível verificar que a qualidade do maciço rochoso, na sua globalidade, varia entre fraca e razoável, com exclusão da zona geotécnica cinco que se classifica como fraca a muito fraca.

Procedendo-se ao enquadramento dos resultados obtidos nas classes de estabilidade propostas por Romana (1985, 1995, 1997), verifica-se que, com a exceção da zona geotécnica 4 que é considerada instável, todas as zonas são consideradas parcialmente estáveis. Quanto aos tipos de rotura prováveis é expectável a ocorrência de alguns fenómenos de instabilidade na generalidade das zonas, sendo, mais uma vez, a zona geotécnica 4 a mais passível de ocorrer fenómenos de instabilidade, tais como: roturas planares, inúmeras roturas em cunha e ainda tombamentos.

As classificações geomecânicas obtidas constituem uma mais valia, permitindo, desde logo, precisar as zonas do maciço que merecem mais atenção. De salientar, também, o facto de ter sido utilizada mais do que uma classificação, com base na análise de diferentes parâmetros, o que possibilitou obter um estudo mais completo.

O conhecimento prévio do resultado das diferentes classificações permite, desde cedo, antecipar as opções de soluções de proteção e estabilização a adotar para as diferentes zonas.

Na Figura 4.6 apresenta-se a cartografia de zonamento geomecânico do talude de São Cristóvão.

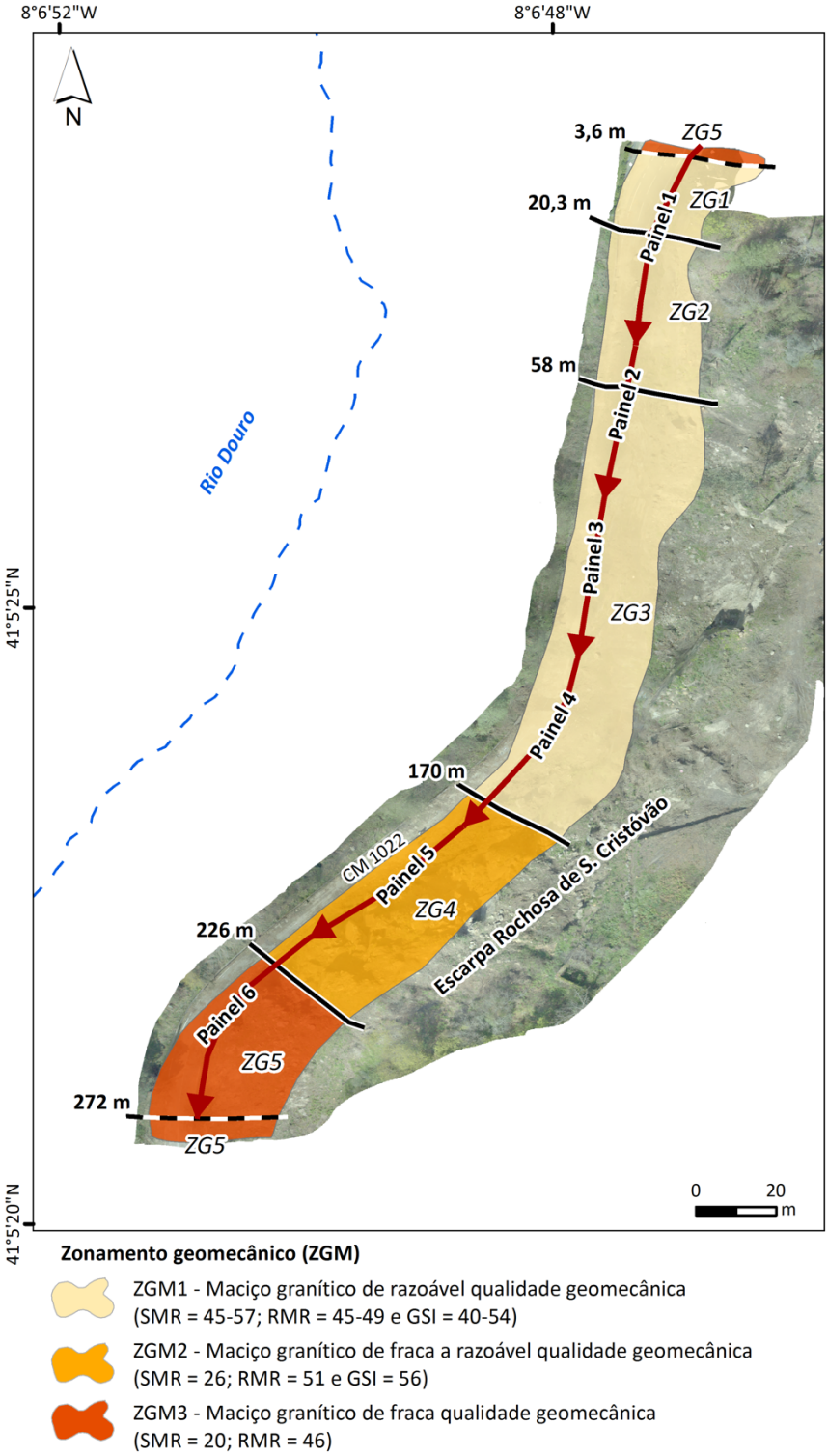


Figura 4.6 - Cartografia de zonamento geomecânico para o talude de S. Cristóvão (Relatório de São Cristóvão)

4.4 DEFINIÇÃO DO MODELO TRIDIMENSIONAL DA ESCARPA

De forma a auxiliar no estudo da escarpa rochosa de São Cristóvão foi desenvolvido um modelo tridimensional com base num conjunto de imagens aéreas, recorrendo, para o efeito, ao auxílio de um veículo aéreo não tripulado vulgarmente designado de *"drone"*.

O referido "drone" trata-se de um modelo adaptado pelo Engº Jorge Sousa (SkyCam-aero footage, Lda), do tipo *Hexacopter*, munido de uma camara fotográfica profissional, da marca Canon, modelo 70d, com 20,2 megapíxeis.

O controlo do equipamento ficou, também, a cargo do Engº Jorge Sousa. O mesmo equipamento pode ser controlado de diferentes formas, quer seja com recurso ao programa *Mission Planer*, onde é definida a rota de voo pretendida e introduzidos todos os parâmetros necessários à realização do voo, quer seja através da forma mais tradicional que consiste em pilotar o equipamento com recurso a um controlo remoto.

Neste caso, em particular, foram efetuados disparos a cada 2s e foram realizados os voos que se verificaram necessários para a obtenção de imagens com uma sobreposição superior a 60 %. Este último aspeto revela-se da maior importância, dado que a qualidade do modelo tridimensional resultante se encontra fortemente relacionada com a percentagem de sobreposição das imagens obtidas.

Foram, também, georreferenciados alguns pontos ao longo da escarpa, tendo-se recorrido para tal aos equipamentos GPS de alta precisão, GPS Trimble GeoExplorer GeoXH2005 e GeoXH2008 (LABCARGA|ISEP). A utilização da técnica mencionada para captação das imagens, quando articulada com os dados já existentes, permite através de um programa comercial específico para a apresentação de modelos tridimensionais a obtenção de resultados que se consideram bastante satisfatórios e ajustados à finalidade a que se destinam.

Assim, no modelo tridimensional desenvolvido conseguiu-se obter uma resolução na ordem do 1cm/píxel.

O modelo tridimensional do talude de São Cristóvão revelou-se uma ferramenta de extrema utilidade, estando presente em praticamente todos os momentos que contemplam o presente estudo. Revelou-se uma mais valia, principalmente, no auxílio às modelações no *Swedge* e no *Rocfall*, permitindo, desde logo, a obtenção de perfis transversais bastante rigorosos e, ainda, a caracterização dos materiais com um nível de fiabilidade que de outro modo não seria possível.

Durante o desenvolvimento do modelo tridimensional foram surgindo, também, algumas dificuldades que importa registar. A existência de vegetação de densidade considerável foi um dos fatores, ou mesmo o fator, que mais condicionou o desenvolvimento do modelo tridimensional, tornando-se até necessário,

para chegar aos resultados pretendidos, realizar um novo levantamento fotográfico quando o talude já se encontrava desmatado.

Apresentam-se, na Figura 4.7, algumas imagens do modelo tridimensional desenvolvido:

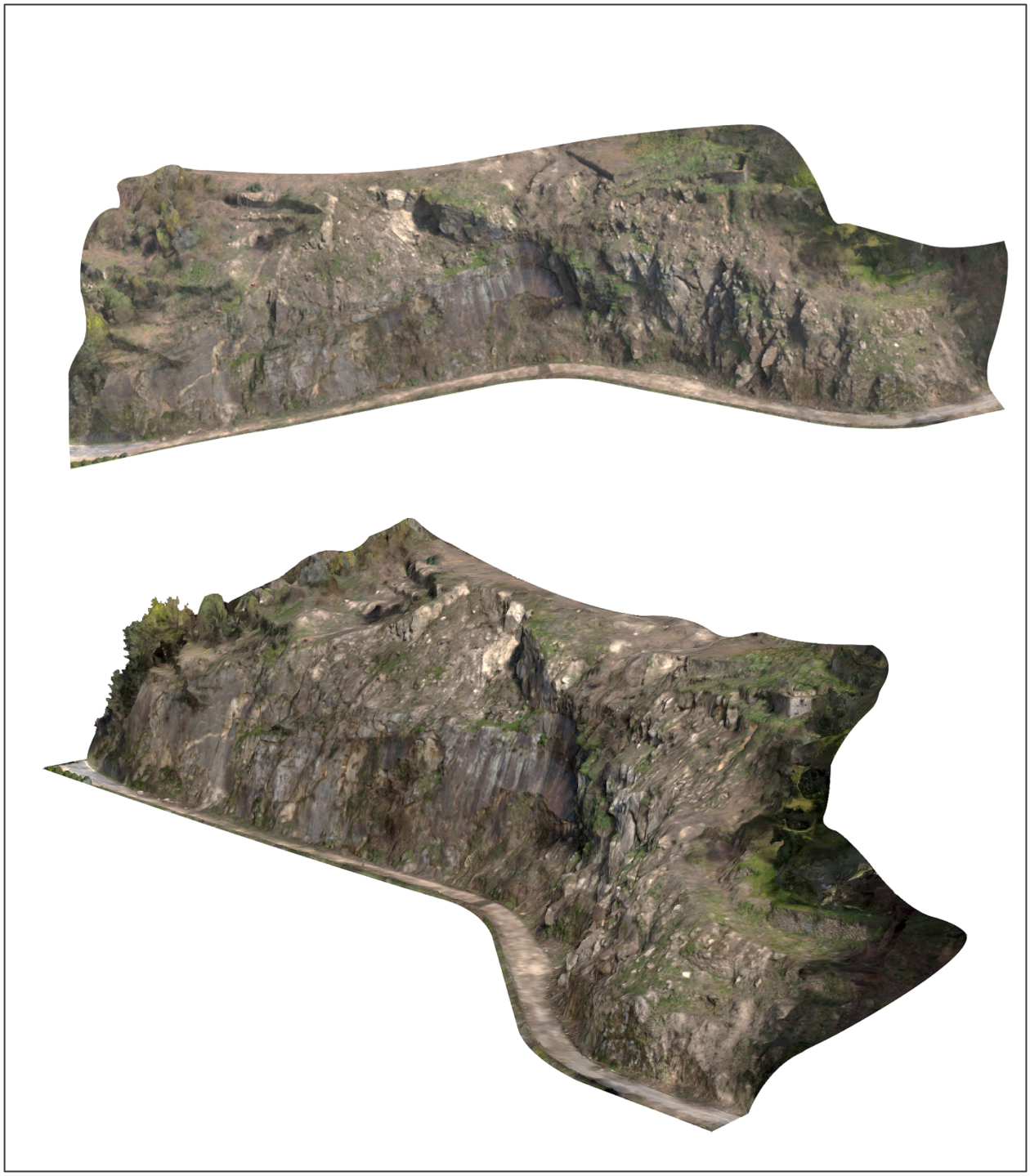


Figura 4.7 - Diferentes perspetivas do modelo 3D desenvolvido

4.5 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESCARPA

4.5.1 Teste de *Markland*

Como complemento às classificações anteriormente apresentadas e, no sentido de auxiliar na seleção de cunhas para análise através do programa de cálculo automático *Swedge*, efetuou-se uma análise de estabilidade com recurso ao designado teste de *Markland* (Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004; Wyllie, 2014). Para a referida análise foram considerados aspetos como:

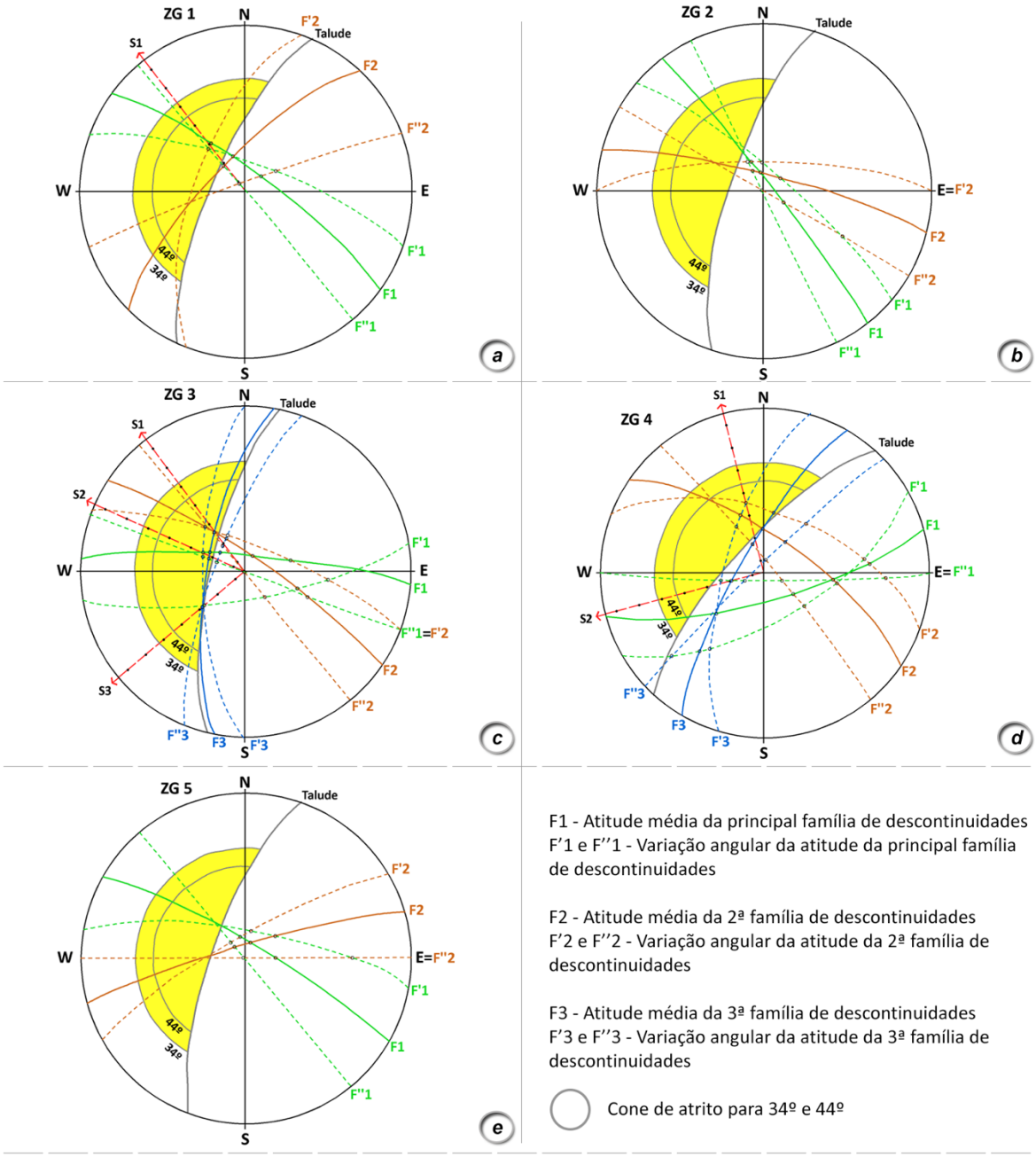
- a orientação média do talude;
- as orientações das três famílias de descontinuidades;
- os valores para o ângulo de atrito correspondentes a 34° e 44°;

Julga-se relevante referir que os valores de ângulo de atrito inicialmente estabelecidos foram de 40° e 50°, sendo estes afetados de um fator de segurança (1.25) segundo as recomendações previstas pelo Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010), resultando assim no ângulo de atrito utilizado (34° e 44°).

Importa salientar, ainda, que na presente análise foram também admitidas as variações inerentes à atitude de cada uma das famílias consideradas.

Um outro aspeto que deve ser tomado em consideração prende-se com o facto de, apesar de as descontinuidades sub-horizontais não terem sido contabilizadas, poderem manifestar-se determinantes enquanto elemento instabilizador de diversos blocos rochosos.

Apresenta-se, na Figura 4.8, resultados provenientes do teste de *Markland* para cada uma das zonas geotécnicas anteriormente apresentadas.



Zonas Geotécnicas (ZG)	Atitudes médias do talude	Atitudes médias (F) das três famílias de descontinuidades			Atitudes dos sentidos médios de escorregamento efectivo		
		F1	F2	F3	S1	S2	S3
ZG 1	N24°E; 74°NW	N126°E; 80°NE	N44°E; 74°NW	-	62°/N323°E	-	-
ZG 2	N18°E; 74°NW	N142°E; 86°NE	N104°E; 82°NE	-	-	-	-
ZG 3	N12°E; 74°NW	N94°E; 82°NE	N124°E; 82°NE	N10°E; 72°NW	64°/N323°E	70°/N294°E	64°/N230°E
ZG 4	N42°E; 74°NW	N74°E; 76°SE	N124°E; 72°NE	N30°E; 78°NW	64°/N346°E	74°/N256°E	-
ZG 5	N20°E; 74°NW	N120°E; 82°NE	N74°E; 84°NW	-	-	-	-

f

Figura 4.8 - Análise da estabilidade para o talude de S. Cristóvão: a – ZG1; b – ZG2; c – ZG3; d – ZG4; e – ZG5; f - atitudes médias e variações angulares das três famílias de descontinuidades e atitudes dos sentidos médios de escorregamento efetivo nas 5 zonas geotécnicas (Relatório de São Cristóvão)

4.5.1.1 Zona geotécnica 1 (ZG1)

Partindo da análise da Figura 4.8 a, referente à zona geotécnica 1, é possível verificar que, dada a direção sub-paralela à do talude e inclinações direcionadas para o mesmo quadrante e por vezes superiores à do mesmo, a família de descontinuidades (F_2) pode potenciar a ocorrência de roturas planares. A intersecção das duas famílias de descontinuidades existentes nesta zona (F_1 e F_2) podem ainda originar roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante NW, com uma atitude média de 62°/N323^oE.

4.5.1.2 Zona geotécnica 2 (ZG2)

A análise da estabilidade (Figura 4.8 b) relativa à zona ZG2 permite constatar que não é previsível a ocorrência de qualquer tipo de rotura.

4.5.1.3 Zona geotécnica 3 (ZG3)

Através da análise da Figura 2.1 c, referente à estabilidade da zona geotécnica 3, é possível constatar que a família de descontinuadas (F_3) pode conduzir à ocorrência de roturas planares. Relativamente à intersecção das famílias de descontinuidades F_2 e F_3 poderão originar roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante NW, com uma atitude média de 64°/N323^oE (S_1). Por sua vez, analisando a intersecção das famílias de descontinuidades F_1 e F_3 é previsível a ocorrência de roturas em cunha e com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante NW, com uma atitude média de 70°/N294^oE (S_2) e para o quadrante SW, com uma atitude média de 64°/N230^oE (S_3).

4.5.1.4 Zona geotécnica 4 (ZG4)

A zona geotécnica 4, como anteriormente antecipado, apresenta-se como a zona que evidencias mais situações de instabilidade.

Partindo da análise da Figura 4.8 d, referente à zona geotécnica 4, torna-se possível verificar que é expectável a ocorrência de roturas por tombamento, dado que a família de descontinuidades (F_1) apresenta uma inclinação contrária à inclinação do talude e uma direção sub-paralela ao mesmo. Antecipa-se, também, a possibilidade da família de descontinuidades (F3) originar roturas planares. Além disso, a intersecção das famílias de descontinuidades F_2 e F_3 poderá originar roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante NNW, com uma atitude média de 64°/N346^oE (S_1). Por sua vez, a intersecção das famílias de descontinuidades F_1 e F_3 poderá originar roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante WSW, com uma atitude média de 74°/N256^oE (S_2).

4.5.1.5 Zona geotécnica 5 (ZG5)

A análise da estabilidade (Figura 4.8 e) relativa à zona ZG5 permite constatar que não é previsível a ocorrência de qualquer tipo de rotura.

4.5.2 Modelações com programas de cálculo automático

4.5.2.1 Estabilidade de cunhas – *Swedge*

Procurando avaliar a estabilidade das cunhas resultantes da interceção das inúmeras famílias de descontinuidades constituintes da escarpa de São Cristóvão, recorreu-se ao programa de cálculo automático *Swedge*, na sua última versão. Este programa de cálculo, já abordado com o devido detalhe no presente relatório (capítulo 3), conta com um conjunto alargado de opções de análise (Figura 4.9). Para a situação em questão, a opção pela análise determinística julgou-se a mais ajustada. De referir que a escolha por este tipo de análise advém do facto de existir um conhecimento prévio dos resultados provenientes do teste de *Markland*, permitindo, assim, antever quais as cunhas que apresentam sinais de instabilidade.

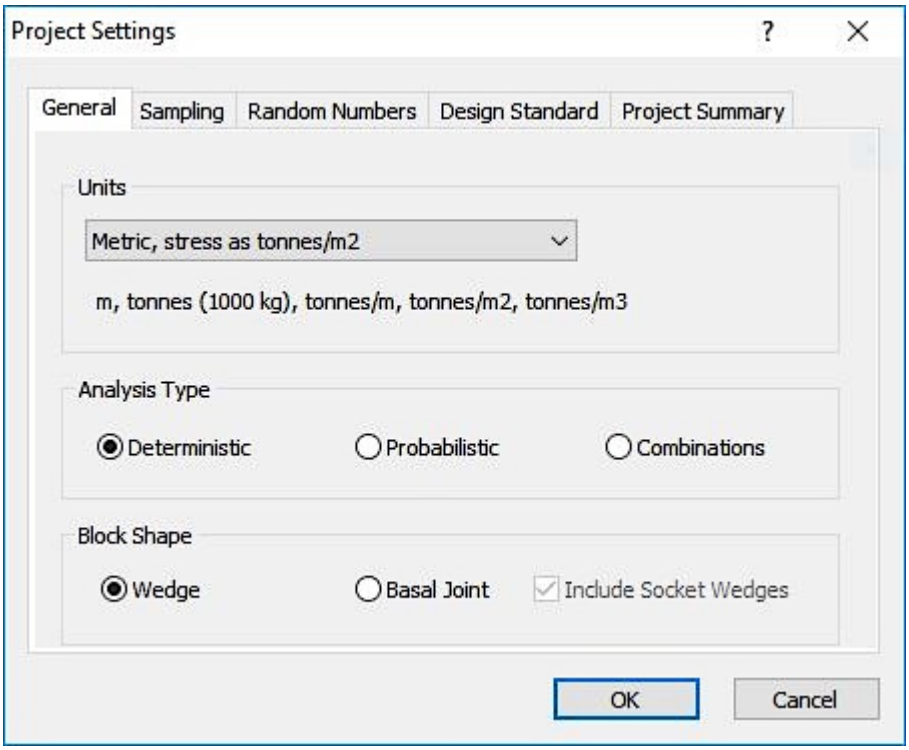


Figura 4.9 - Diferentes tipos de análise oferecidas pelo *Swedge*

Definido o tipo de análise a utilizar, torna-se necessário fornecer todos os parâmetros requeridos pelo programa de cálculo no que se refere à caracterização da escarpa e de cada uma das descontinuidades que originam a cunha em análise (Figura 4.10). Assim, para a definição das características da escarpa, são de preenchimento obrigatório parâmetros como: atitude do plano e da superfície da escarpa e massa volúmica do material que a constitui. Existe, também, a possibilidade de inclusão de parâmetros adicionais, a saber: altura e desenvolvimento da escarpa, dimensão das banquetas, caso seja aplicável, ou, ainda, a definição de uma tensão de rotura por tração.

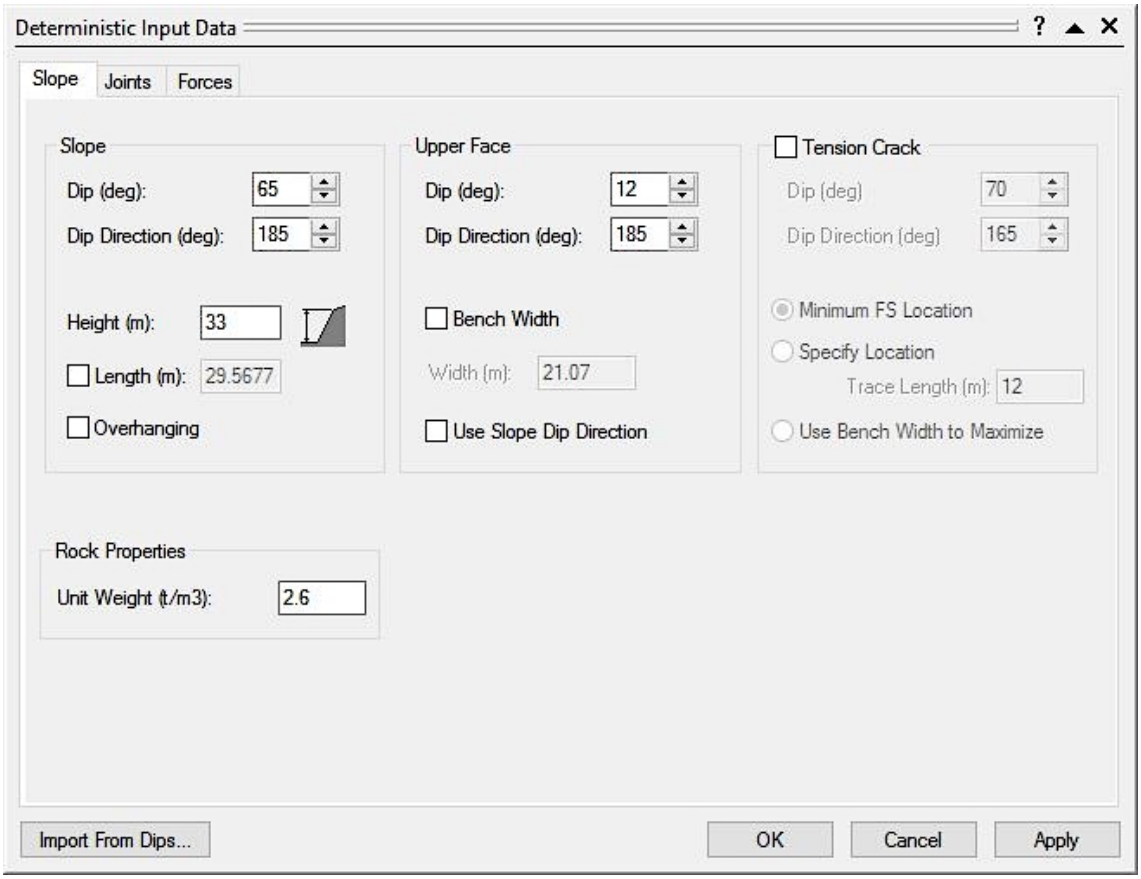


Figura 4.10 - Introdução dos parâmetros de caracterização da escarpa

De seguida, devem ser caracterizados cada um dos planos de descontinuidade que definem a cunha em análise. Para o efeito, deve ser considerada a atitude e a rugosidade de cada um dos planos de descontinuidade, bem como a coesão e o ângulo de atrito de cada um dos mesmos, função do tipo de modelo de rotura adotado.

O programa de cálculo permite, ainda, a importação de um ficheiro *Dips* com as atitudes de cada um dos planos de descontinuidade.

De salientar que, para ir de encontro à análise de estabilidade resultante do teste de *Markland*, foi utilizado um valor de 0 para a coesão e de 34° para o ângulo de atrito.

Na Figura 4.11 é apresentada a janela para introdução de cada um dos parâmetros anteriormente referidos.

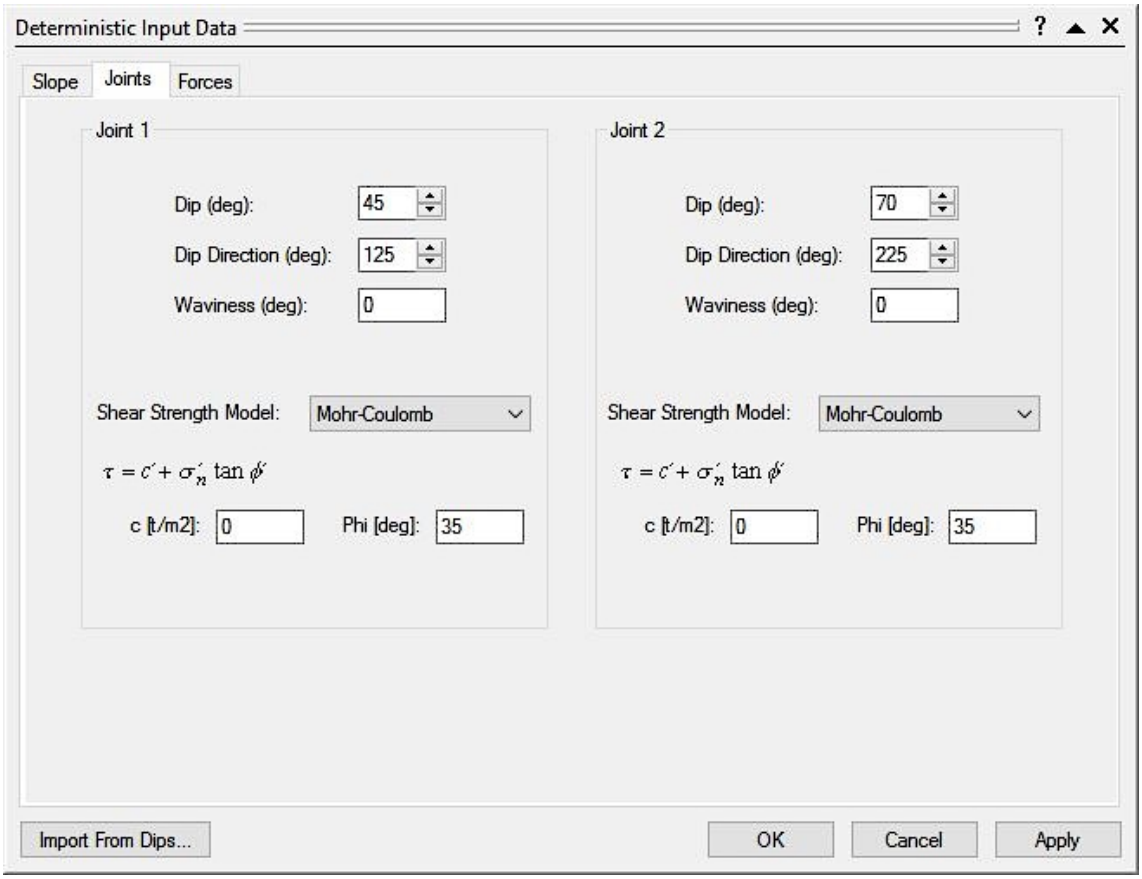


Figura 4.11 - Introdução dos parâmetros de caracterização de cada um dos planos de descontinuidade

O programa de cálculo conta, ainda, com a possibilidade de considerar forças externas, por exemplo, forças associadas à pressão da água ou mesmo de origem sísmica. Outro aspeto, especialmente interessante, relaciona-se com a possibilidade de incluir a existência de ancoragens (Figuras 4.12 e 4.13).

Importa realçar que, apesar de não ter sido considerado nenhum dos fatores externos anteriormente mencionados, o estudo da sismicidade do local não foi descorado, sendo objeto de análise individualizada. Relativamente às ancoragens, não se verificou necessária a utilização deste recurso uma vez que não se aplicam a esta situação em particular.

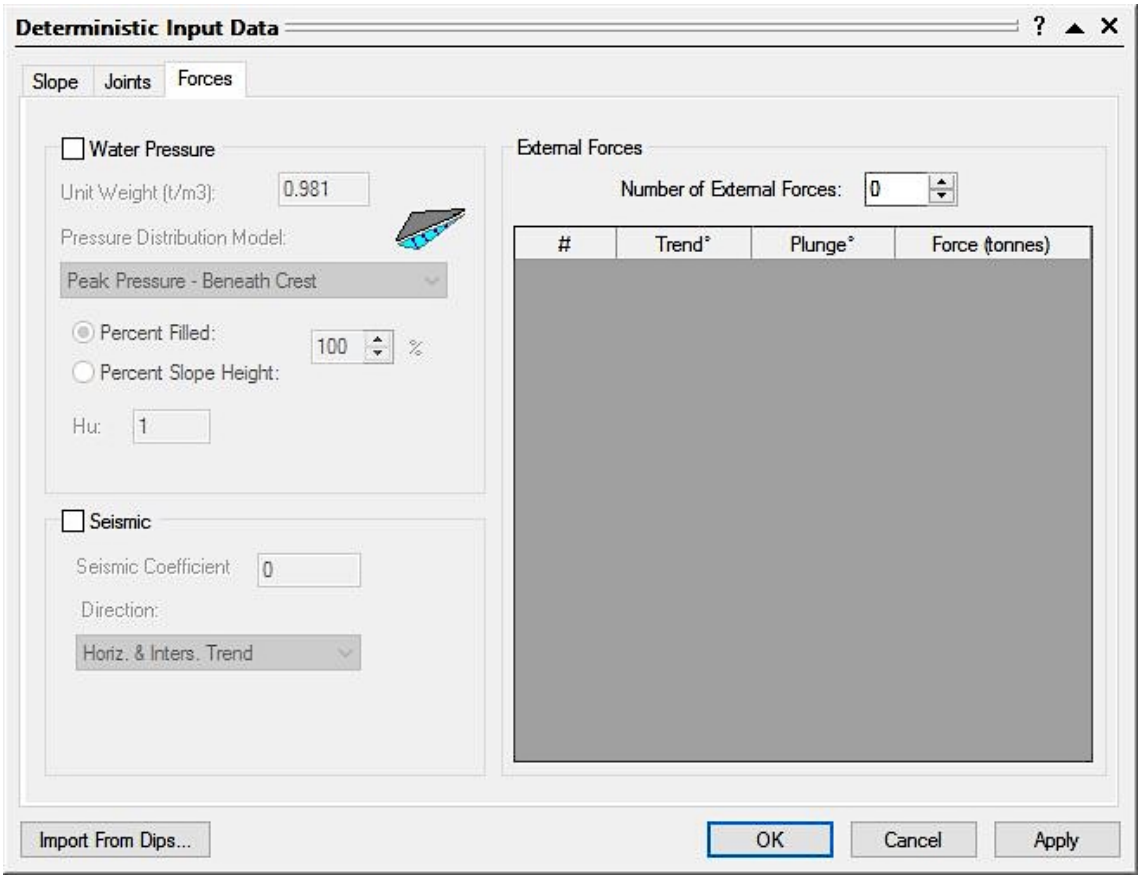


Figura 4.12 - Introdução de parâmetros relativos a forças externas

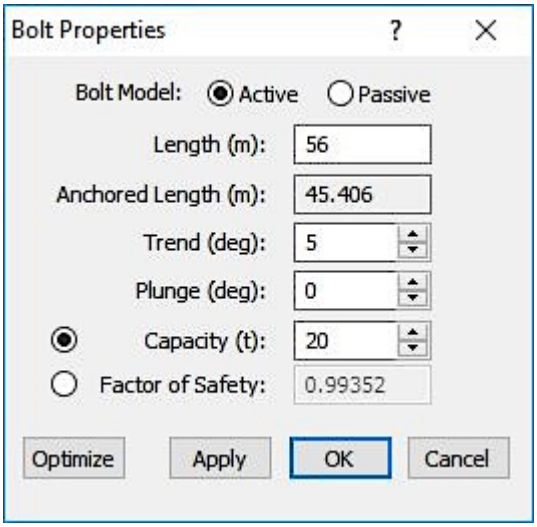


Figura 4.13 - Introdução de parâmetros para caracterização das ancoragens

Após a introdução de todos os parâmetros já referidos, o programa de cálculo, para o tipo de análise determinística, devolve um fator de segurança. Este fator de segurança deve ser superior à unidade com o objetivo de se garantir a estabilidade da cunha em análise. Além disso, o mesmo programa de cálculo permite a visualização da cunha em diferentes vistas, permitindo obter uma projeção estereográfica dos planos que a constituem (Figuras 4.14 e 4.15).

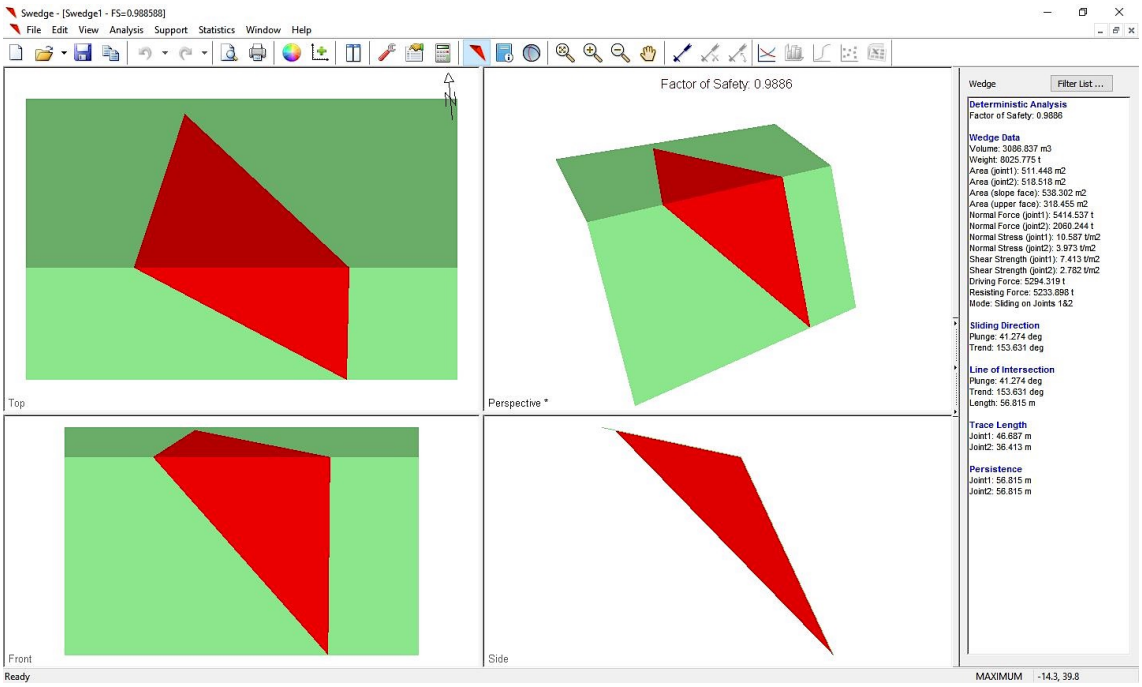


Figura 4.14 - Diferentes vistas da cunha em análise

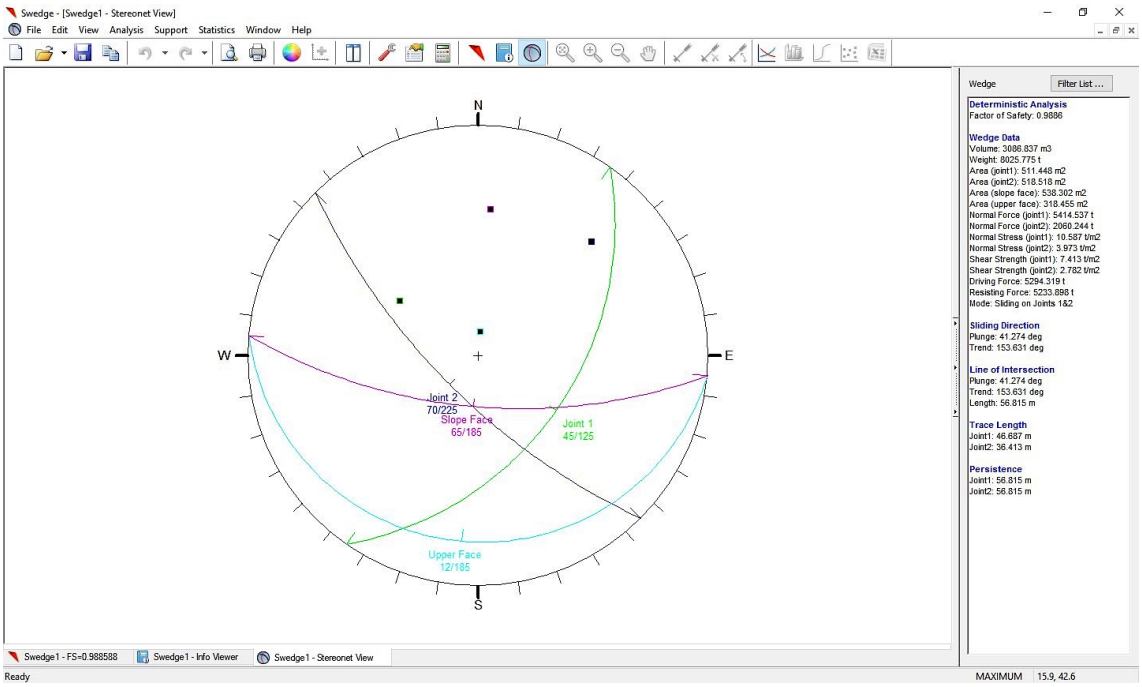


Figura 4.15 - Projeção estereográfica dos planos que constituem a cunha em análise

Neste caso de estudo, em particular, procurou fazer-se uma análise generalizada de toda a escarpa de São Cristóvão. No entanto, as modelações do programa de cálculo automático *Swedge* incidirem, principalmente, nas zonas geotécnicas 2 e 3, uma vez que são as zonas sobre as quais se pretende ter um conhecimento mais aprofundado no que se refere à caracterização dos blocos, função da solução de estabilização e proteção que se pretende utilizar. Nesta análise foram consideradas quer as atitudes médias quer as variações associadas a cada uma destas.

Relativamente à zona geotécnica ZG2, não se verificam cruzamentos de famílias que possam originar blocos rochosos, pelo que todos os blocos existentes são resultado de planos de descontinuidade da mesma família. Foram então admitidas as famílias F1 e F2, com a orientação N142°E; 86°NE e N104°E; 82°NE, respetivamente.

A orientação do talude considerada foi N18°E; 74°NW.

Foi, ainda, admitida a existência de um plano de corte basal e uma fissura de tração no tardoz do bloco. Resultaram, assim, as cunhas que se apresentam nas Figuras 4.16 e 4.17.

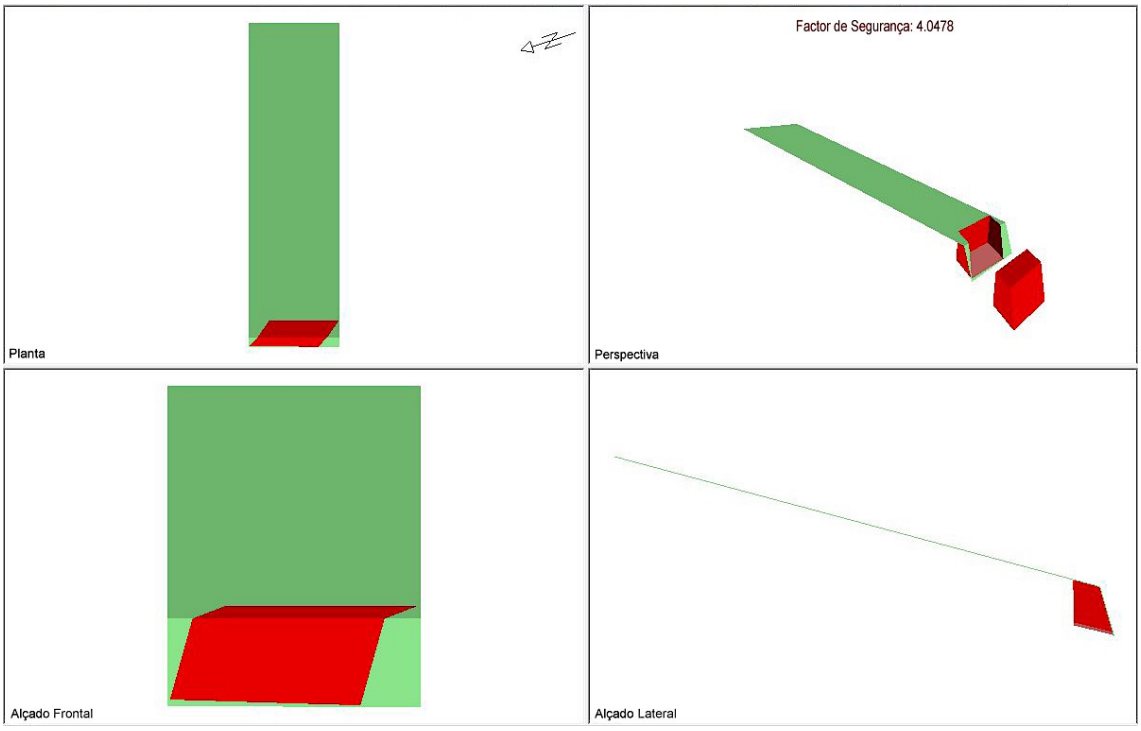


Figura 4.16 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F1-F1

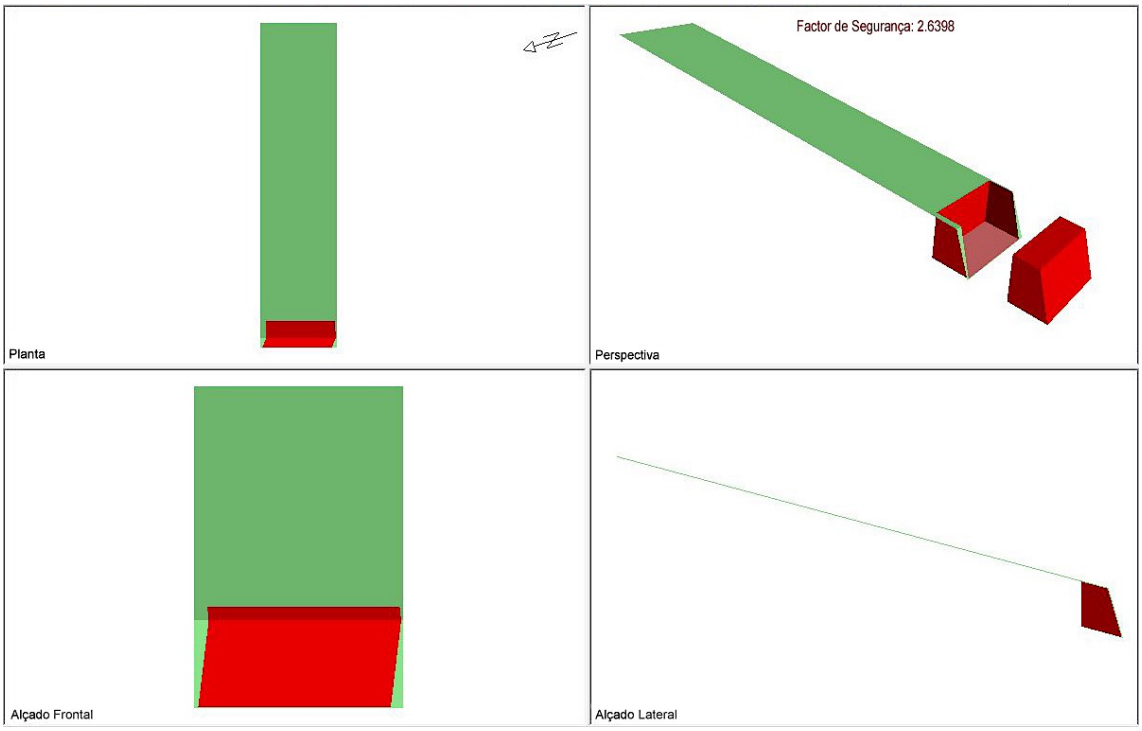


Figura 4.17 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F2-F2

Os fatores de segurança obtidos foram de 4.0 e 2.6 para a família F1 e F2, respetivamente. Verifica-se que ambos os fatores de segurança se apresentam bastante superiores à unidade pelo que, em principio, a estabilidade das cunhas em análise estaria assegurada. No entanto, dada a existência de fatores que não puderam ser contabilizados na presente análise, por exemplo, a existências de inúmeras raízes que se manifestam de forma bastante negativa no que à estabilidade das cunhas diz respeito, serão consideradas estas cunhas em modelações com o programa de cálculo automático *Rocfall*.

Por sua vez, na zona geotécnica 3, verifica-se a existência de três famílias de descontinuidades: F_1 com uma orientação N94°E; 82°NE, F_2 com uma orientação N124°E; 82°NE e F_3 com uma orientação N10°E; 72°NW.

A atitude admitida para esta zona do talude foi N12°E; 74°NW.

Nas Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 apresentam-se as cunhas resultantes da interceção das diferentes famílias. Uma chamada de atenção para o facto de, na Figura 4.18, ter sido considerado ainda um corte basal sub-horizontal e um plano associado a uma fissura de tração no tardoz do bloco.

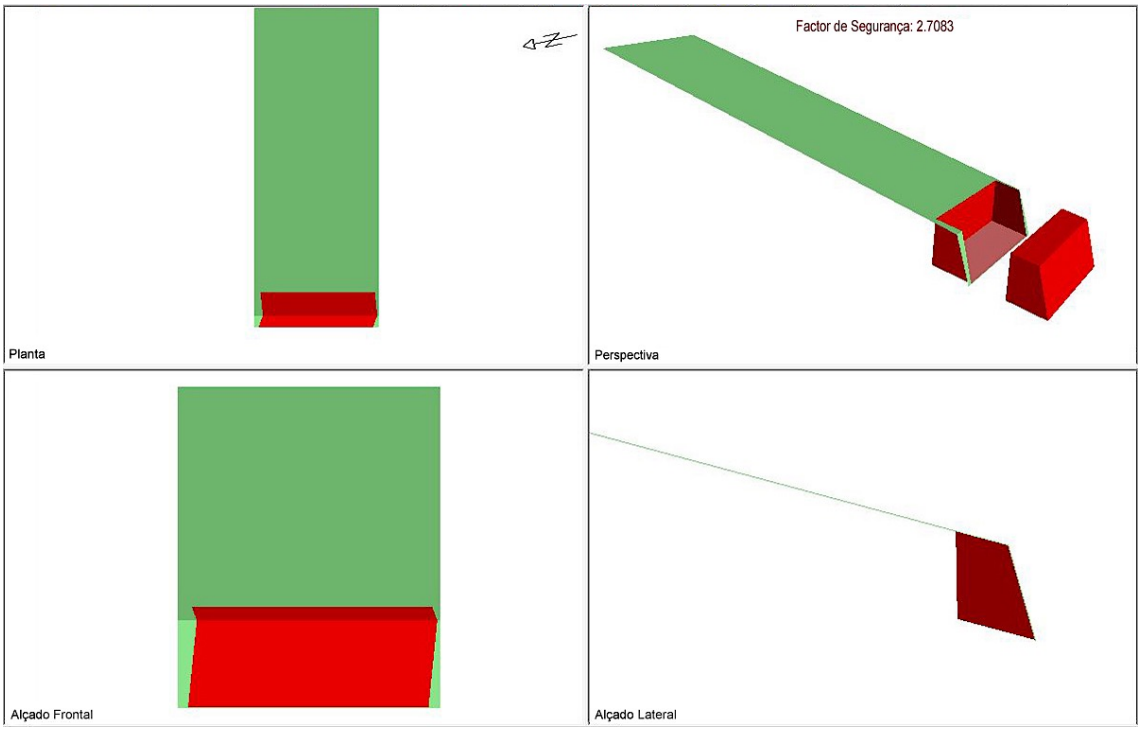


Figura 4.18 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F1-F1

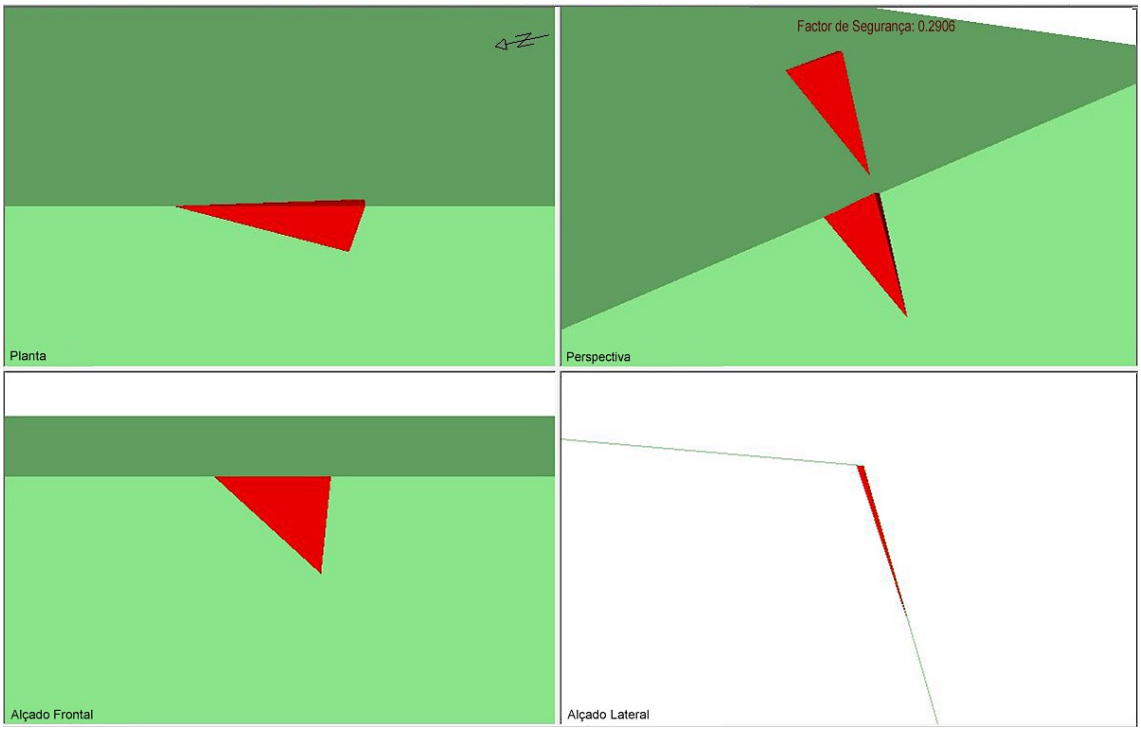


Figura 4.19 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F1-F3

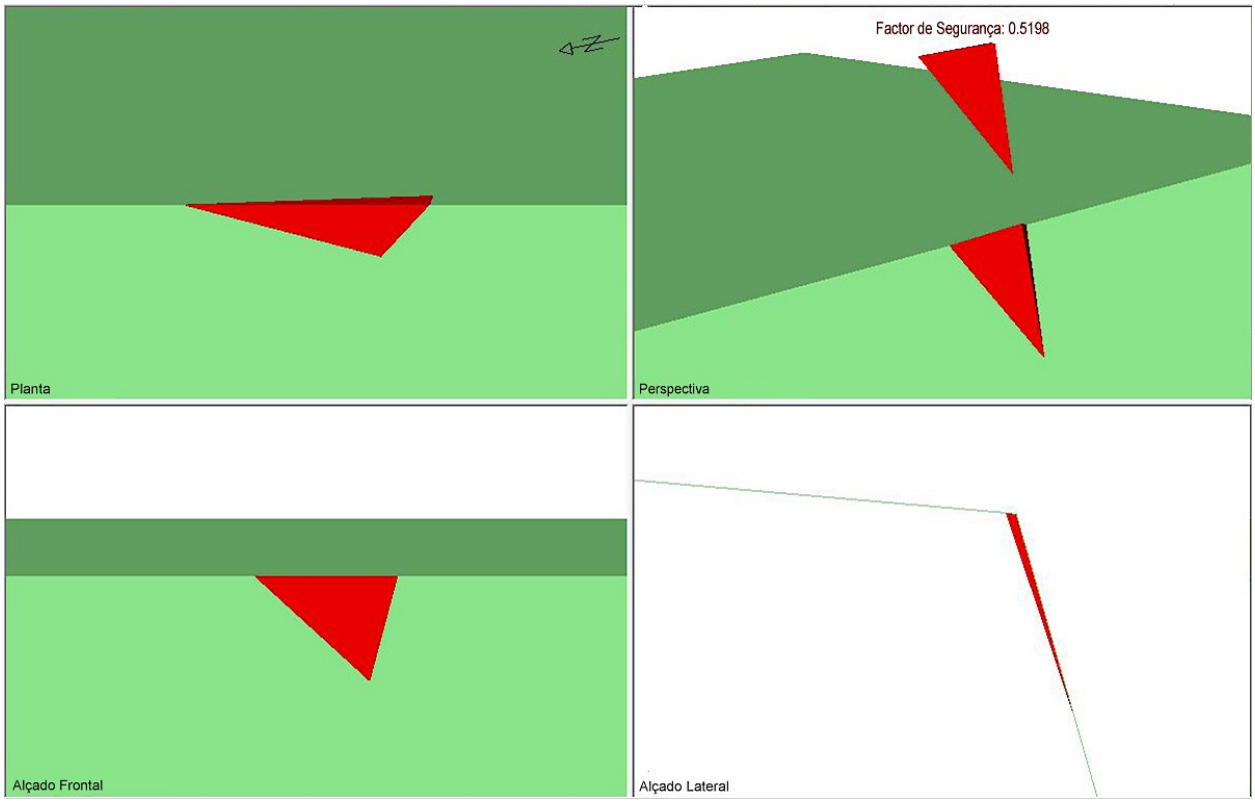


Figura 4.20 - Diferentes vistas da cunha resultante do cruzamento das famílias F2-F3

Da análise das cunhas anteriormente apresentadas verifica-se que, à exceção da cunha da Figura 4.18, todas as cunhas apresentam um fator de segurança consideravelmente abaixo da unidade, pelo que devem ser motivo de análise cuidada.

Uma outra observação que se julga relevante registar relaciona-se com a existência de um negativo de cunha que apresenta uma grande semelhança com a configuração de cunha obtida no *Swedge*, para esta zona, e que vem confirmar a fiabilidade deste programa de cálculo (Figura 4.21).

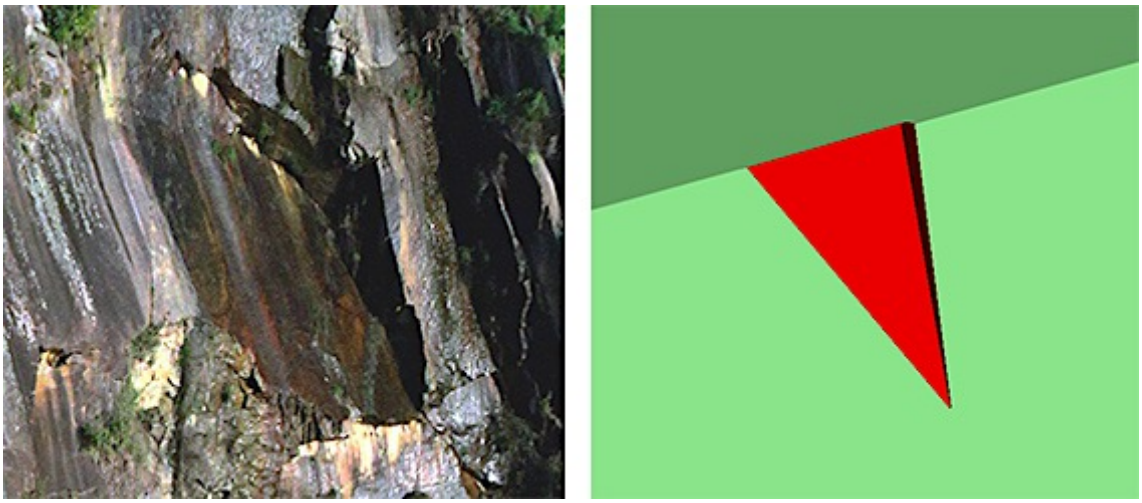


Figura 4.21 - Fotografia de um negativo de cunha e configuração de cunha expectável para a zona geotécnica 2

Por último, entende-se pertinente manifestar a opinião quanto à utilização do programa de cálculo em estudo. Apresentando-se como um programa bastante intuitivo, embora, ao mesmo tempo, completo. Durante a utilização dos mesmos foram detetadas algumas limitações que se acha relevante registar:

- Impossibilidade de exportar a configuração de cunha obtida para um programa como, por exemplo, o *Rocfall*;
- Possibilidade de selecionar ou excluir as interceções de famílias pretendidas, na análise por combinações.

4.5.2.2 Queda de blocos rochosos – *Rocfall*

Após a determinação da configuração e das características das cunhas resultantes da interceção das diferentes famílias de descontinuidades com recurso ao *Swedge*, utilizou-se o programa de cálculo automático *Rocfall* para a avaliação da queda de blocos. Em concordância com o que foi avançado anteriormente, o estudo de queda de blocos, incidiu, maioritariamente, nas zonas geotécnicas 2 e 3.

O *Rocfall* foi um programa de cálculo automático que se procurou analisar em detalhe no capítulo 3. De uma forma sumária, permite avaliar a trajetória de um bloco rochoso assim como determinar a energia e a velocidade em qualquer momento da mesma. Revela-se uma ferramenta de extrema utilidade, nomeadamente, para analisar a viabilidade de adoção de diversas soluções de proteção como, por exemplo, barreiras flexíveis.

Inicialmente, torna-se necessário definir o tipo de análise pretendida: *Rigid body* ou *Lumped mass* (Figura 4.22). Neste caso, foi considerado o método de análise *Rigid body*.

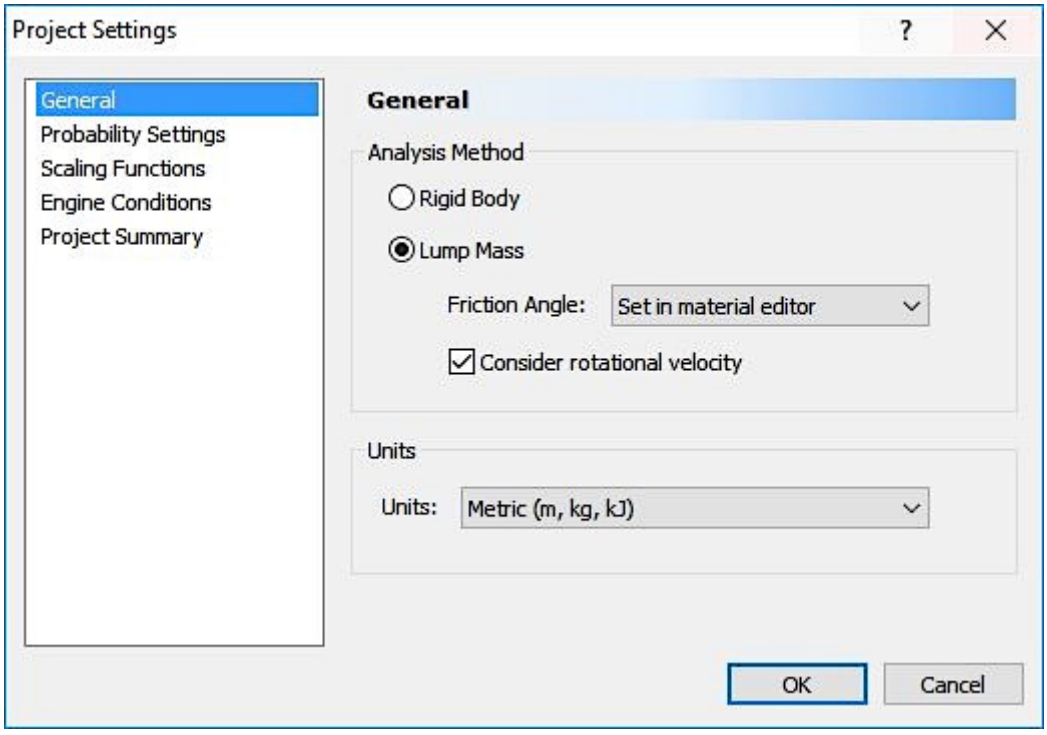


Figura 4.22 - Tipos de análises existentes

Escolhido o tipo de análise, deve ser definida a geometria do perfil transversal no local que se pretende estudar. A geometria dos perfis utilizados, neste caso, é proveniente do modelo 3D desenvolvido e apresenta, por isso, um elevado detalhe.

Posteriormente, devem ser definidos todos os materiais que constituem o perfil transversal (Figura 4.23). Assim, devem ser tomados em consideração os seguintes parâmetros: coeficiente de restituição normal, coeficiente de restituição tangencial, coeficiente de atrito dinâmico e resistência ao rolamento.

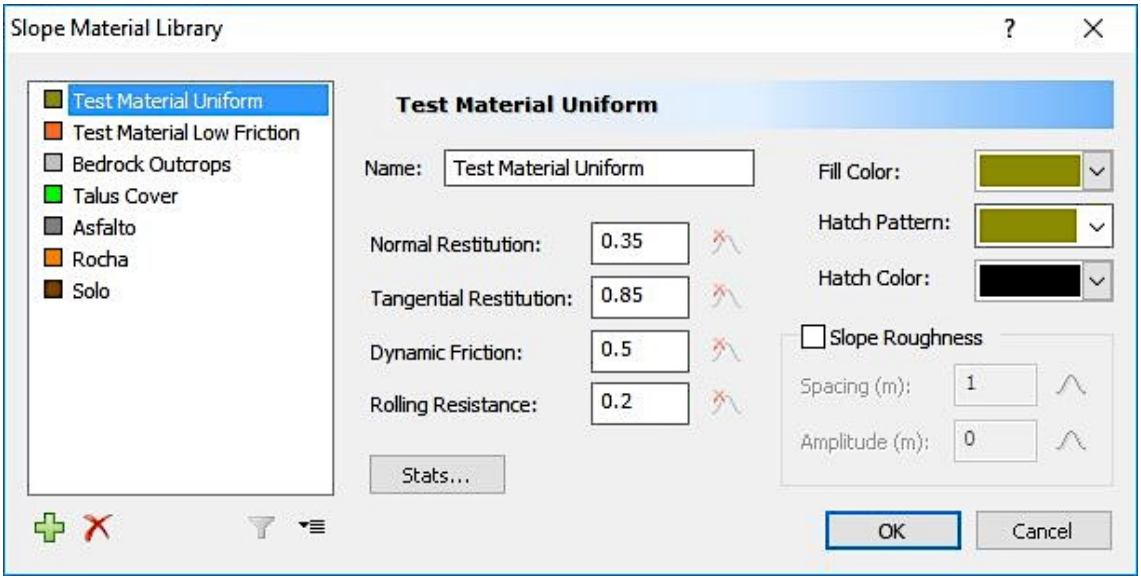


Figura 4.23 - Caracterização dos materiais que constituem o perfil transversal

Para a obtenção dos coeficientes anteriormente referidos efetuou-se uma análise paramétrica. Esta análise consistiu em ajustar os valores dos coeficientes, de acordo com os valores estabelecidos na bibliografia da especialidade e procurando ajustar, da melhor forma, o comportamento da modelação ao comportamento que se julga ser o real, com base na análise de quedas de blocos verificadas e ensaios à escala real, embora em baixo número. Face ao anteriormente descrito, foram admitidos três materiais (rocha, solo e asfalto) com os valores dos parâmetros que se apresentam na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Características dos materiais adotados

Rocha					
Propriedades	**Distribuição**	**Média**	**Desvio Padrão**	**Mínimo Relativo**	**Máximo Relativo**
Restituição Normal	Normal	0.35	0.033	0.099	0.099
Restituição Tangencial	Normal	0.85	0.0267	0.0801	0.0801
Atrito Dinâmico	Normal	0.67	0.0588	0.1764	0.1764
Resitência ao Rolamento	Normal	0.15	0.02	0.06	0.06
Solo					
Propriedades	**Distribuição**	**Média**	**Desvio Padrão**	**Mínimo Relativo**	**Máximo Relativo**
Restituição Normal	Normal	0.32	0.04	0.12	0.12
Restituição Tangencial	Normal	0.8	0.04	0.12	0.12
Atrito Dinâmico	Normal	0.5	0.04	0.12	0.12
Resitência ao Rolamento	Normal	0.3	0.04	0.12	0.12
Asfalto					
Propriedades	**Distribuição**	**Média**	**Desvio Padrão**	**Mínimo Relativo**	**Máximo Relativo**
Restituição Normal	Normal	0.4	0.04	0.12	0.12
Restituição Tangencial	Normal	0.9	0.03	0.09	0.09
Atrito Dinâmico	Normal	0.5	0.04	0.12	0.12
Resitência ao Rolamento	Normal	0.1	0.01	0.03	0.03

De seguida, devem ser caracterizados os designados *seed's* (Figura 4.24). A referida caracterização consiste, desde logo, na definição do número de blocos, da localização da qual serão lançados e das condições iniciais de lançamento. Além disso, deve ser também definida a forma do bloco a ensaiar e a respetiva massa. De salientar uma das limitações sentidas durante a utilização deste programa de cálculo que se prende, exatamente, com o facto de o utilizador se encontrar restringido ao uso das formas pré-existentes o que condiciona, de forma determinante, a trajetória do bloco rochoso.

Deste modo, no que se refere à forma dos blocos, foi adotada a forma que mais se aproximou da configuração dos blocos obtidos no *Swedge*, sendo esta uma super elipse^6 (1:2) (Figura 4.25).

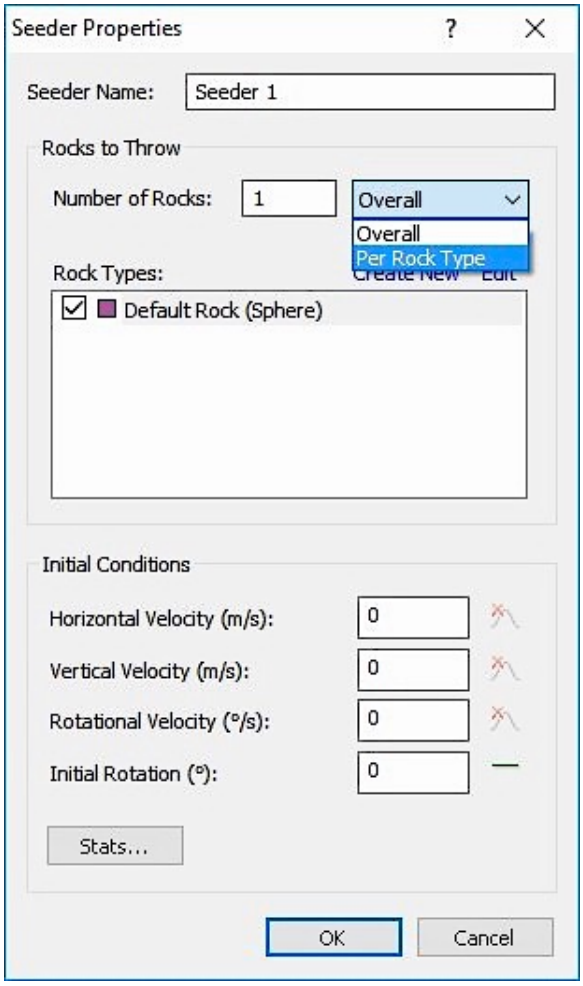


Figura 4.24 - Definição dos *seed's*

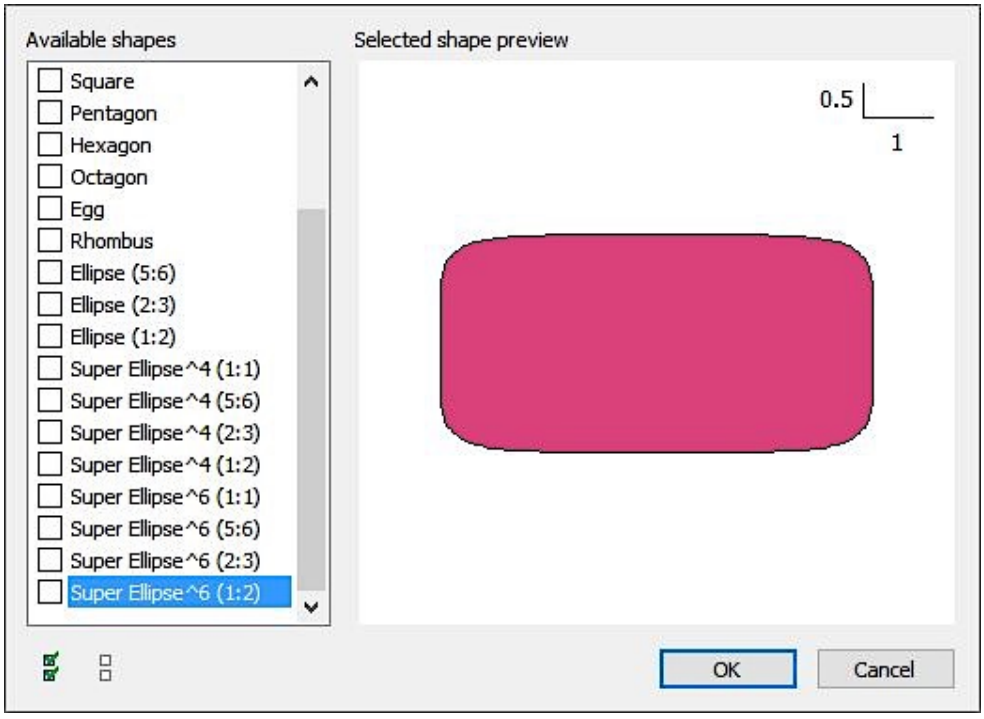


Figura 4.25 - Forma de bloco rochoso adotado nas modelações

Por último, devem ser estabelecidas as medidas de proteção que se pretendem estudar na modelação. A definição das barreiras baseia-se num conjunto de parâmetros, a saber: tipo de barreira (personalizada ou pré-definida), comprimento, inclinação e capacidade resistente. Na Figura 4.26 apresenta-se a janela de introdução dos parâmetros relativos às barreiras:

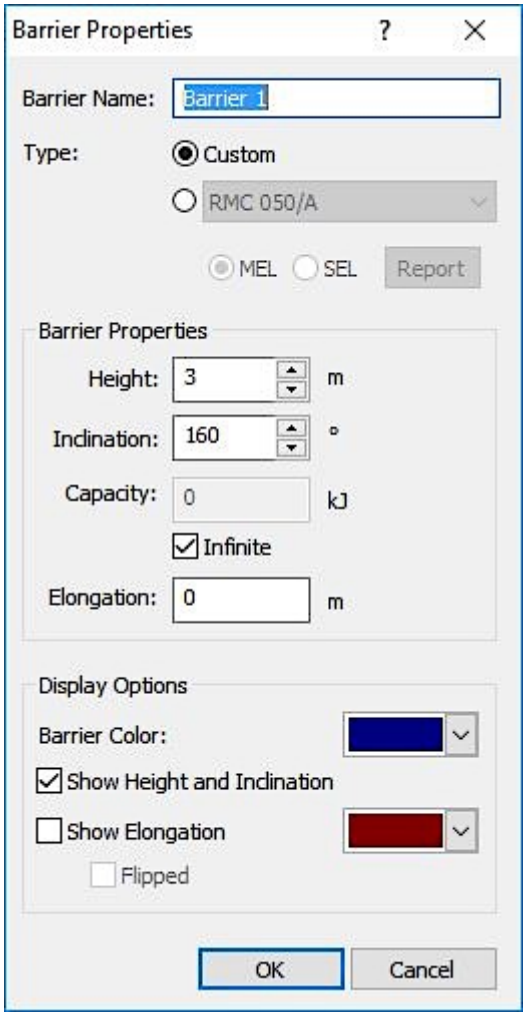


Figura 4.26 - Características das barreiras de proteção a adotar

Após uma apresentação relativamente simplificada do uso deste programa de cálculo e estabelecidos todos os parâmetros abordados até ao momento, torna-se agora possível efetuar inúmeras análises, todas elas abordadas no capítulo 3.

Antes de avançar para a apresentação de resultados julga-se conveniente efetuar um conjunto de observações sobre alguns aspetos tidos em conta durante o processo de modelação:

- Foram ensaiados 100 blocos, por barreira, em cada perfil;
- Procurou-se a forma de bloco que mais se assemelhava ao bloco a modelar, embora nem sempre fosse possível pelos fatores já referidos.

Relativamente à zona geotécnica 2, foi analisado o perfil 7 e admitidos blocos com uma massa aproximada de 609,4 kg. Foi, também, modelada uma barreira dinâmica com 3,5m de altura, em posição sub-horizontal, a cerca de 10m de altura (Figura 4.27).

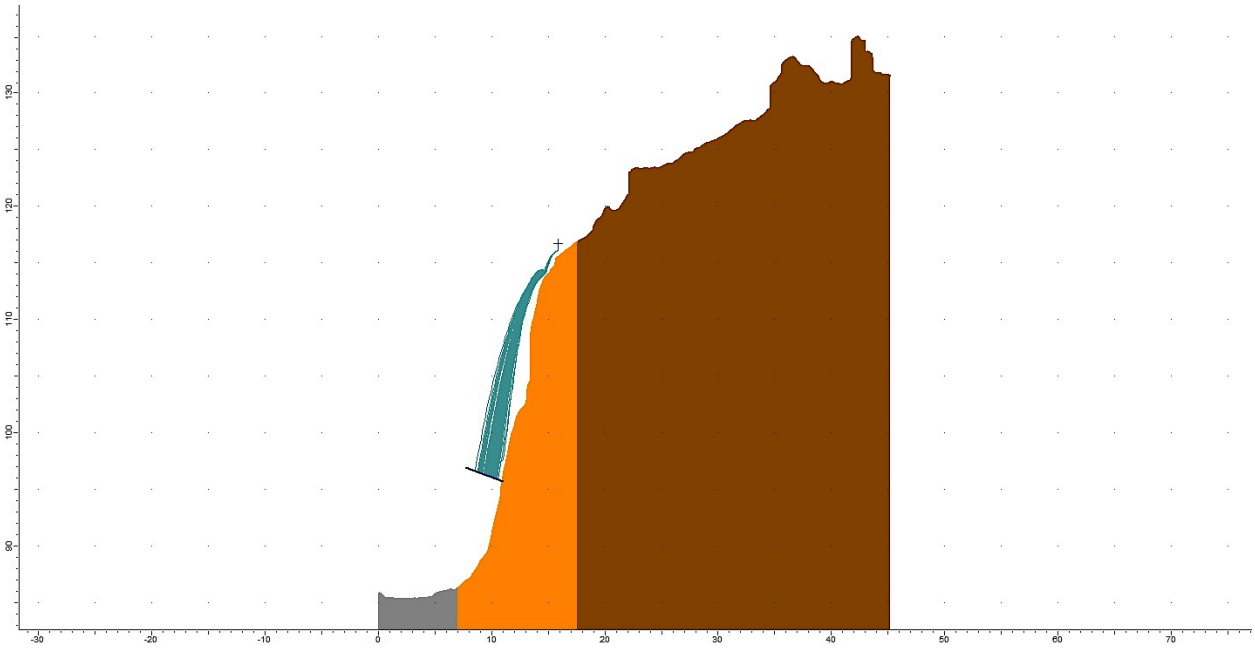


Figura 4.27 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P7

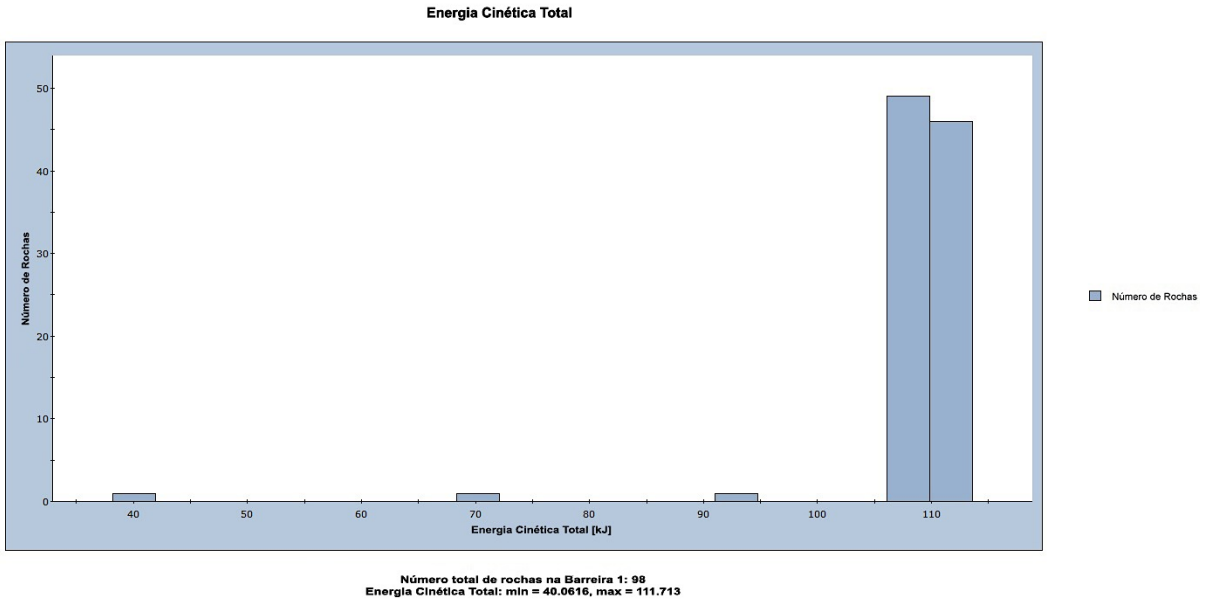


Figura 4.28 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil transversal P7

Da análise das Figuras 4.27 e 4.28 é possível constatar que, dos 100 blocos lançados, todos eles ficam retidos na barreira. Pode-se concluir, também, que todos os blocos atingem a barreira com uma energia cinética inferior a 120 KJ.

Relativamente à zona geotécnica 3, foram analisados o perfil 22, 26 e 27 e admitidos blocos com uma massa aproximada de 942 kg. No perfil 22 foi modelada uma barreira dinâmica com 3,5m de altura, em posição sub-horizontal, a cerca de 10m de altura e uma barreira estática no topo do primeiro plano de escarpa.

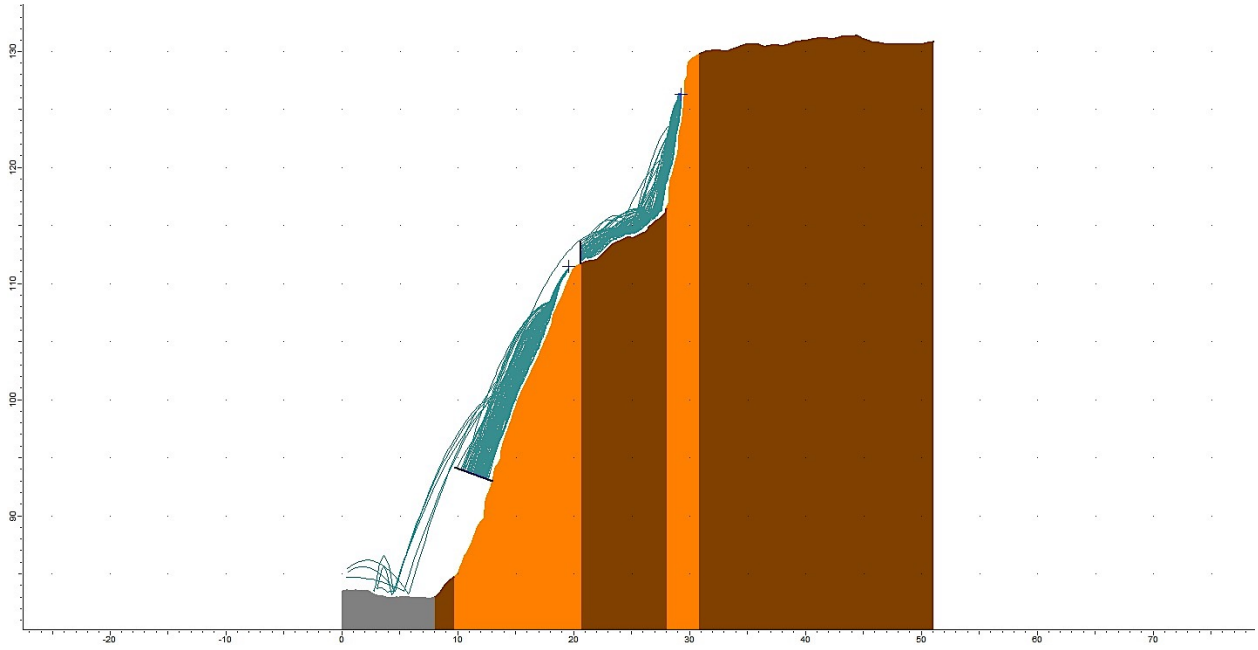


Figura 4.29 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P22

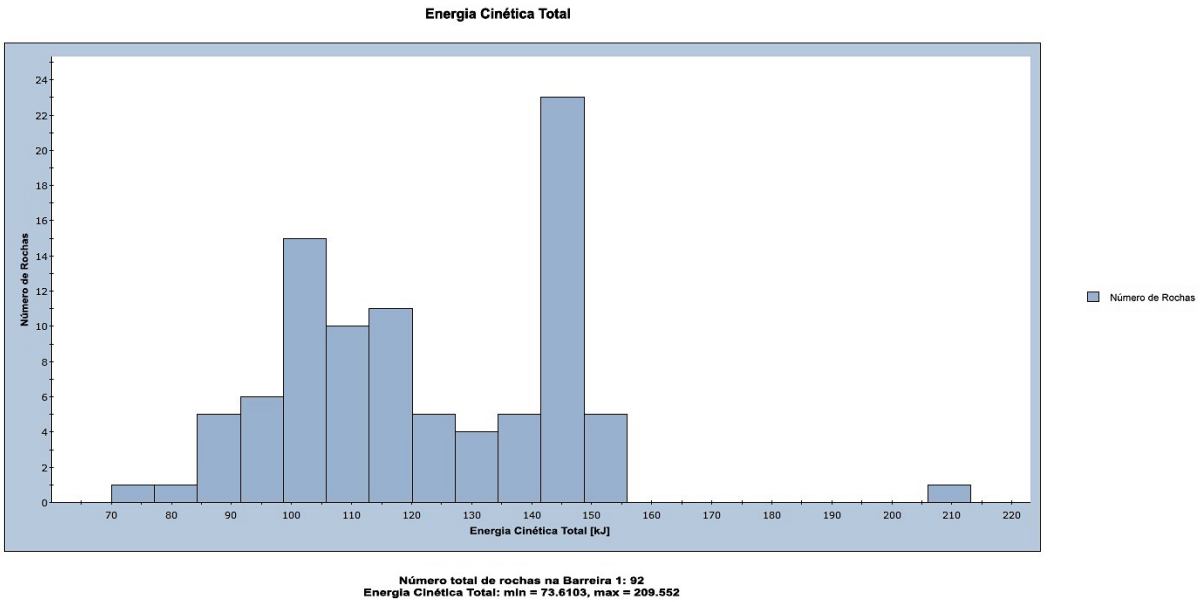


Figura 4.30 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil P22

Da análise das Figuras 4.29 e 4.30 é possível constatar que dos 100 blocos associados à barreira rígida apenas um bloco não é intercetado pela barreira rígida e que apenas 6, dos 100 blocos afetos à barreira

dinâmica, não são intercetados pela mesma. Conclui-se, também, que a energia cinética máxima com que o bloco atinge a barreira é inferior a 210 KJ.

No perfil 26 foi modelada uma barreira dinâmica com 3,5m de altura, em posição inclinada, a cerca de 10m de altura (Figura 4.31).

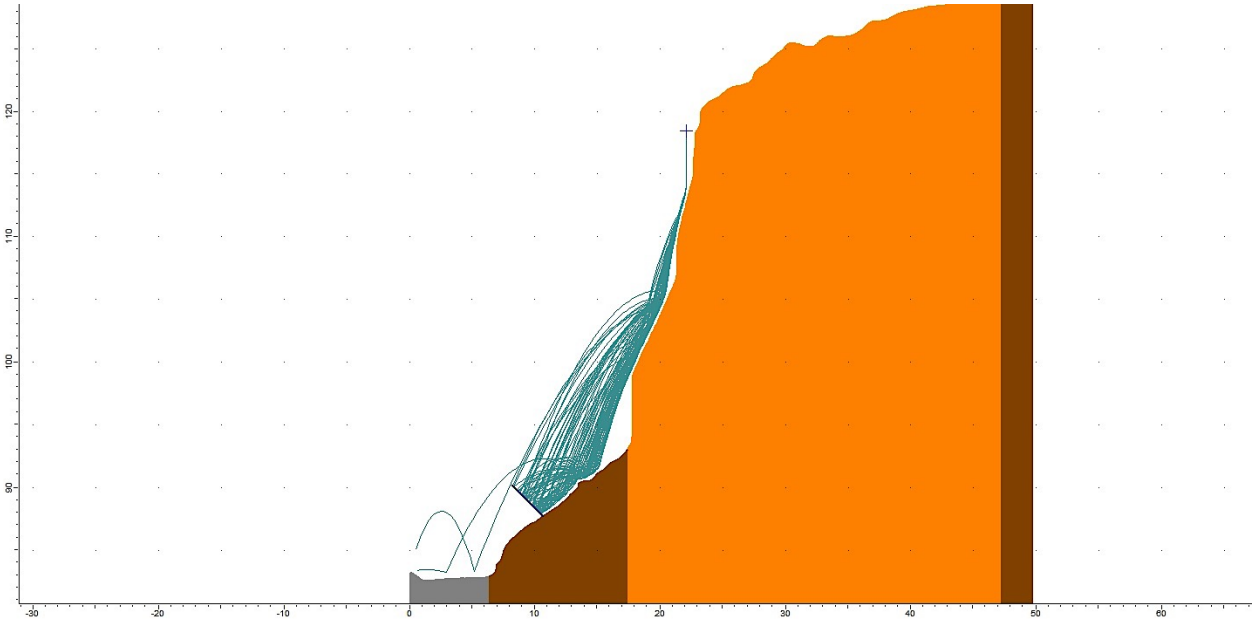


Figura 4.31 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P26

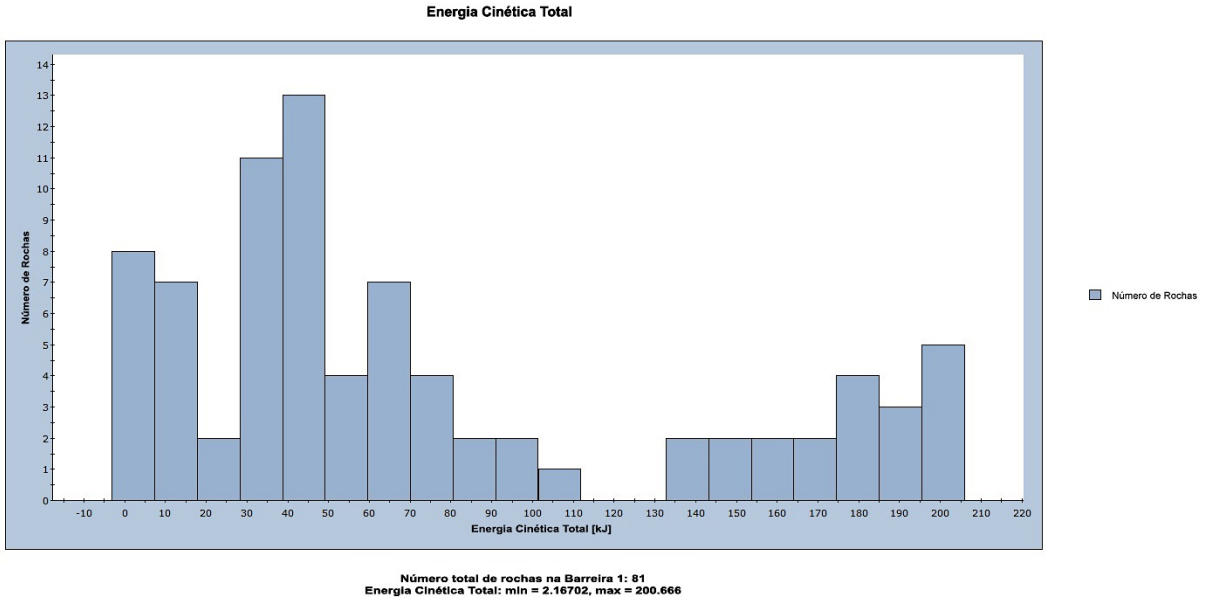


Figura 4.32 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil P26

Da análise das Figuras 4.31 e 4.32 é possível constatar que, dos 100 blocos lançados, apenas 2 blocos não ficam retidos na barreira. Pode-se concluir, também, que todos os blocos atingem a barreira com uma energia cinética inferior a 210 KJ.

No perfil 27 foi modelada uma barreira dinâmica com 3,5m de altura, em posição inclinada, a cerca de 10m de altura (Figura 4.33).

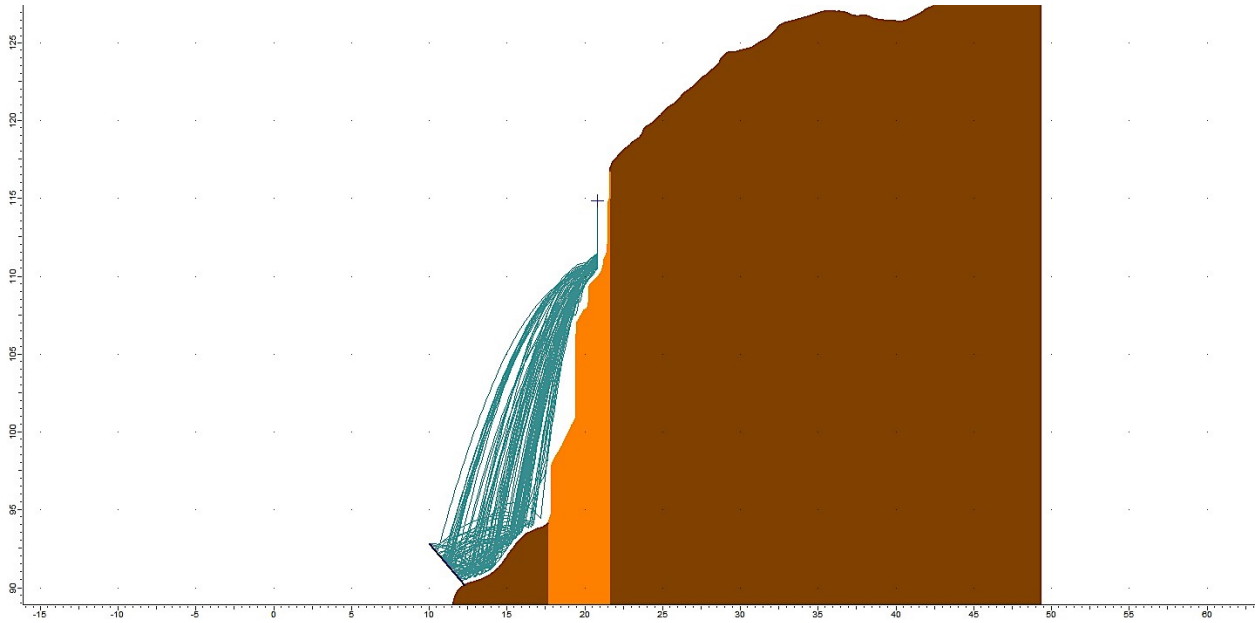


Figura 4.33 - Trajetórias das quedas de blocos rochosos ao longo do perfil transversal P27

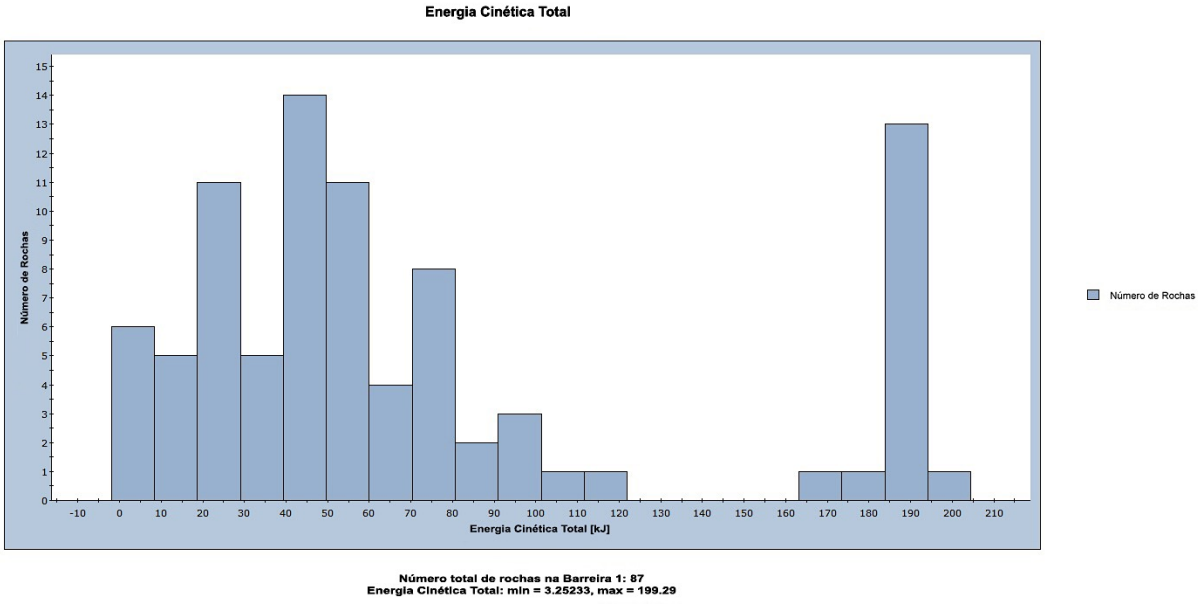


Figura 4.34 - Variação da energia cinética à chegada à barreira dinâmica no perfil transversal P27

Da análise das Figuras 4.33 e 4.34 é possível constatar que, dos 100 blocos lançados, todos eles ficam retidos na barreira. Pode-se concluir, também, que todos os blocos atingem a barreira com uma energia cinética inferior a 200 KJ.

4.6 PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTEÇÃO E DESENVOLVIMENTO DE PEÇAS DESENHADAS

Após um detalhado estudo, contemplando todas as etapas até ao momento descritas, obteve-se um conjunto de soluções que se julga responderem, da melhor forma, às particularidades verificadas nas diferentes zonas constituintes do talude rochoso de São Cristóvão. Durante o presente estudo foram ponderadas, também, outras soluções de proteção e estabilização, sendo o custo associado a cada uma destas a condicionar a escolha da solução final.

A primeira solução inicialmente ponderada consistia na instalação de uma linha de barreiras flexíveis, a cerca de 10 m de altura, de modo a intercetar a eventual queda de blocos. Estas barreiras seriam constituídas por um conjunto de perfis metálicos, rotulados na extremidade que se encontraria apoiada e pregada ao maciço rochoso, que suportaria uma rede metálica, associada, por sua vez, a cabos de aço nas extremidades inferior e superior. Os perfis metálicos seriam ligados, na extremidade superior, a um cabo de aço ancorado ao maciço. A barreira deformar-se-ia sob o impacto, dissipando a energia do bloco. A deformação poderia atingir uma amplitude assinalável, o que justificaria a altura definida para a sua instalação.

A segunda solução envolveria a instalação de uma rede de arame de aço galvanizado, ao longo da escarpa, associada a cabos de aço horizontais, no topo e na base, e a cabos de aço verticais. A rede seria apoiada no topo num conjunto de ancoragens. Na base seria materializado um pequeno murete de betão armado, adjacente à valeta da estrada, fundado através de um conjunto de perfis metálicos selados no maciço rochoso. No murete seria selado um conjunto de ganchos de aço, onde estaria fixo o cabo de aço inferior da rede. A rede permitiria encaminhar os blocos rochosos na sua queda, impedindo-os de atingirem a estrada.

O fator custo, como referido anteriormente, é um aspeto condicionante de todo o processo e que, por isso, deve ser cuidadosamente analisado.

Das soluções inicialmente idealizadas verificou-se que a primeira solução é, em termos de custos, a menos onerosa e a segunda solução a mais onerosa. Assim, a solução final resulta de uma articulação das duas soluções anteriormente avançadas, sujeita, naturalmente, aos ajustes que se acham necessários.

Por fim, obteve-se a solução que melhor se adequa às necessidades da escarpa de São Cristóvão de Nogueira, apresentando um custo intermédio.

Ao longo do presente ponto, procurar-se-á apresentar, com o devido detalhe, as soluções adotadas.

Antes de avançar para a apresentação das soluções de estabilização e proteção previstas, considera-se necessário enumerar um conjunto de fatores, identificados nas sucessivas visitas à escarpa, que se apresentam como elementos instabilizadores e que foram, ou devem ser, objeto de atuação imediata:

- a existência de vegetação arbustiva e arbórea, predominantemente constituída por pinheiro manso (*Pinus pinea*) e carvalho-alvarinho (*Quercus robur*), que se apresenta com maior incidência no topo da escarpa e mesmo em alguns locais de considerável inclinação do plano da escarpa, constituem um fator de instabilidade, resultado do acréscimo de pressão induzida pelas raízes que se desenvolvem ao longo das descontinuidades do maciço rochosos. Além disso, a sua existência aumenta consideravelmente o risco de incêndio, sendo já conhecidos os impactos negativos que os mesmos comportam. Esta vegetação, neste momento, já foi removida. No entanto, é importante efetuar uma chamada de atenção para a necessidade de realizar ações de manutenção frequentes, procurando garantir que a mesma não se volte a desenvolver (Figura 4.35);
- a forte presença de água que se verifica na generalidade do talude deve também ser devidamente encaminhada, procurando controlar e minimizar, sempre que possível, o seu aparecimento nas imediações do talude, uma vez que a sua presença se reflete em acréscimos de pressão nas descontinuidades do maciço rochoso potenciando a ocorrência de fenómenos de instabilidade. Considera-se importante referir que, resultado do processo de desmatação anteriormente descrito, a integridade de alguns muros existentes ficou comprometida e, consequentemente, o trajeto natural das linhas de água foram alterados. Assim, deve-se procurar reconstruir esses mesmo muros com o objetivo de assegurar a integridade do talude em estudo (Figura 4.36);

Todos os aspetos referidos devem ver-se solucionados antes da implementação das medidas de proteção e estabilização, a titulo definitivo. Alguns blocos devem ser identificados e saneados, merecendo esta ação especial atenção, uma vez que uma incorreta forma de atuação pode resultar na instabilização de outros blocos. Aconselha-se, sempre que possível, a dar preferência ao recalçamento de blocos, usando enrocamento argamassado. Esta técnica, eficiente e muito pouco intrusiva esteticamente, permitirá também reduzir o material a transportar a vazadouro.



Figura 4.35 - Abertura de fenda potenciada pelo crescimento de raízes numa das descontinuidades do maciço rochoso



Figura 4.36 - Desvio do curso de água devido ao derrube de um muro existente

A solução de proteção, apresentada na Figura 4.37, consiste na implementação de uma barreira dinâmica (rotulada na base), sensivelmente a 10 m de altura, responsável pela interceção da queda de qualquer bloco rochoso proveniente de cotas superiores. Um dos aspetos que motivou a implementação da barreira à altura referida, relaciona-se com o facto de a barreira necessitar de se deformar para dissipar a energia associada à queda de um bloco rochoso. Assim, garante-se uma reserva de segurança no caso de se verificar a passagem de um veículo no instante de tempo em que a barreira apresenta a sua amplitude máxima de deformação.

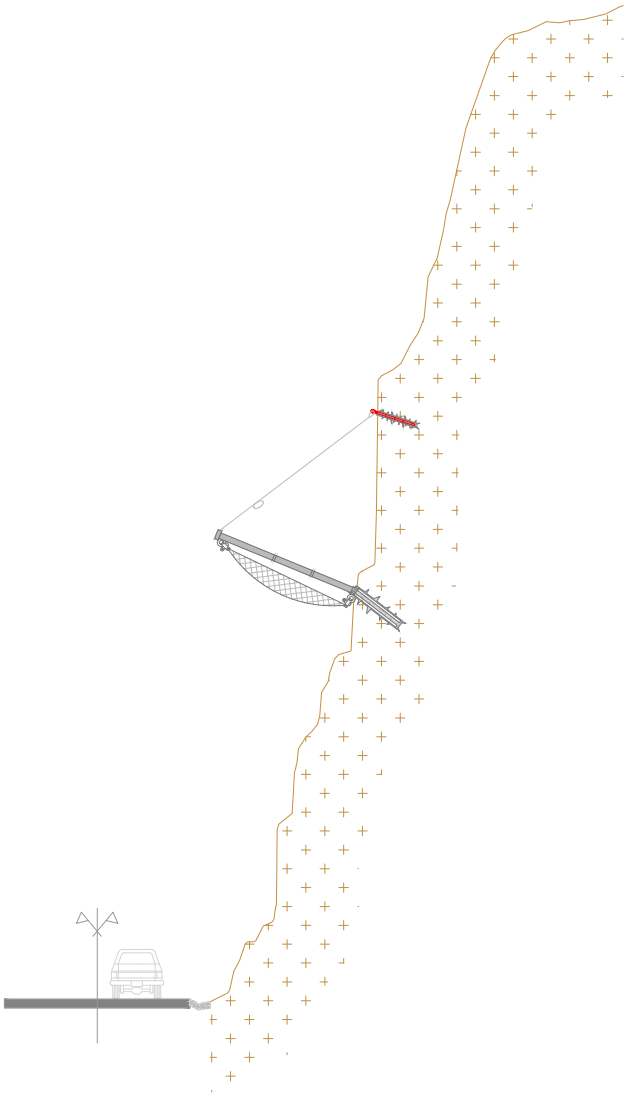


Figura 4.37 - Solução de proteção com barreiras dinâmicas sub-horizontais

Na Figura 4.38 é apresentada a solução de proteção e estabilização adotada para o intervalo compreendido entre o perfil 2 e o perfil 24. Tem por base a solução de proteção avançada anteriormente, acrescentando, no entanto, uma barreira rígida localizada a uma cota superior, no topo do talude que se estende ao longo dos perfis referidos. Esta barreira é responsável pela interceção dos blocos rochosos que possam rolar de cotas superiores.

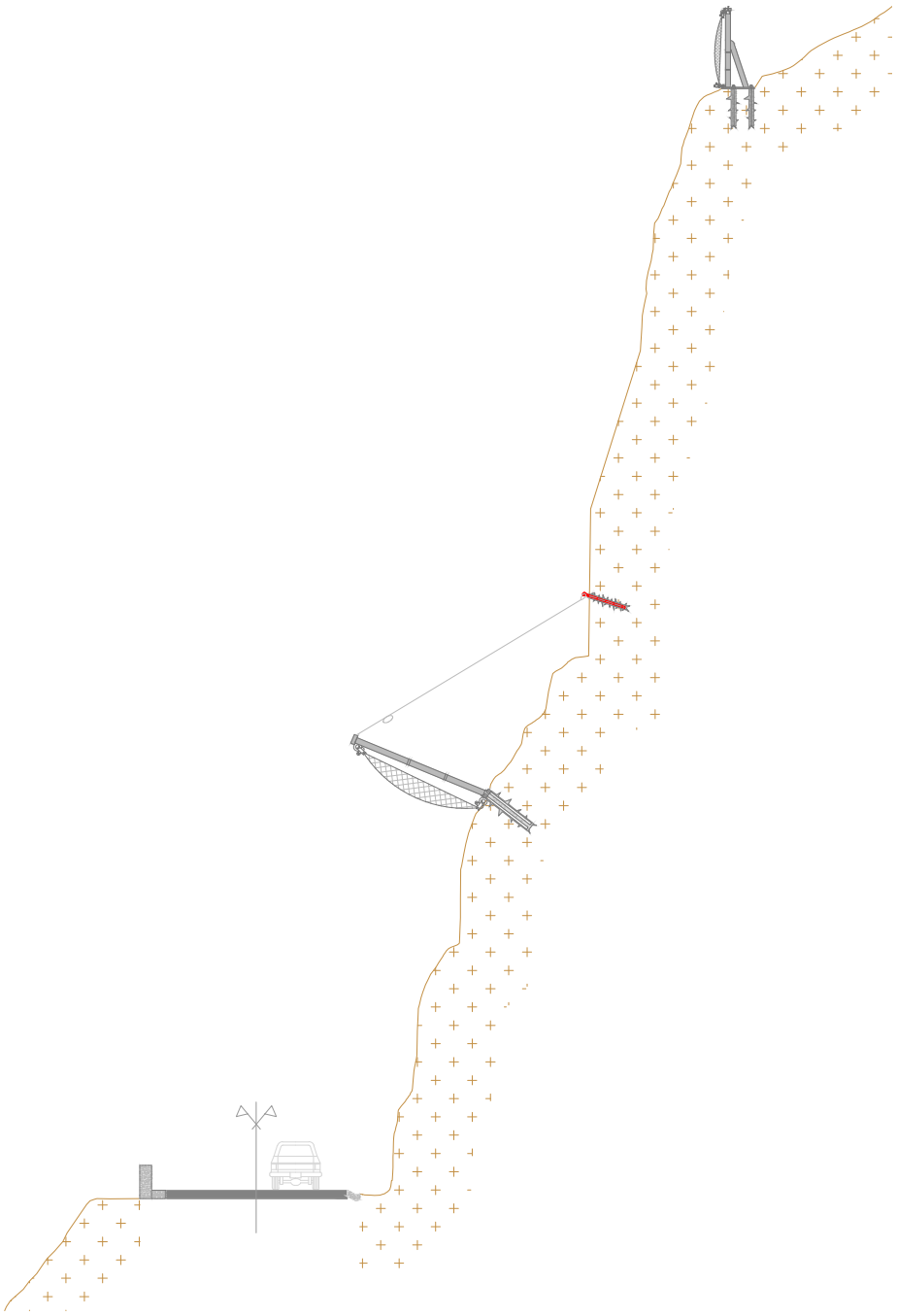


Figura 4.38 - Solução de proteção com barreiras dinâmicas sub-horizontais e com barreiras rígidas no topo

Por sua vez, na Figura 4.39, apresenta-se a solução de proteção e estabilização estabelecida para o intervalo compreendido entre o perfil 24 e 31. A solução adotada consiste na aplicação de uma barreira dinâmica de inclinação variável (rotulada na base), na plataforma existente entre a base da escarpa e a plataforma da escapa, responsável pela interceção de todos os blocos rochosos provenientes de contas superiores.

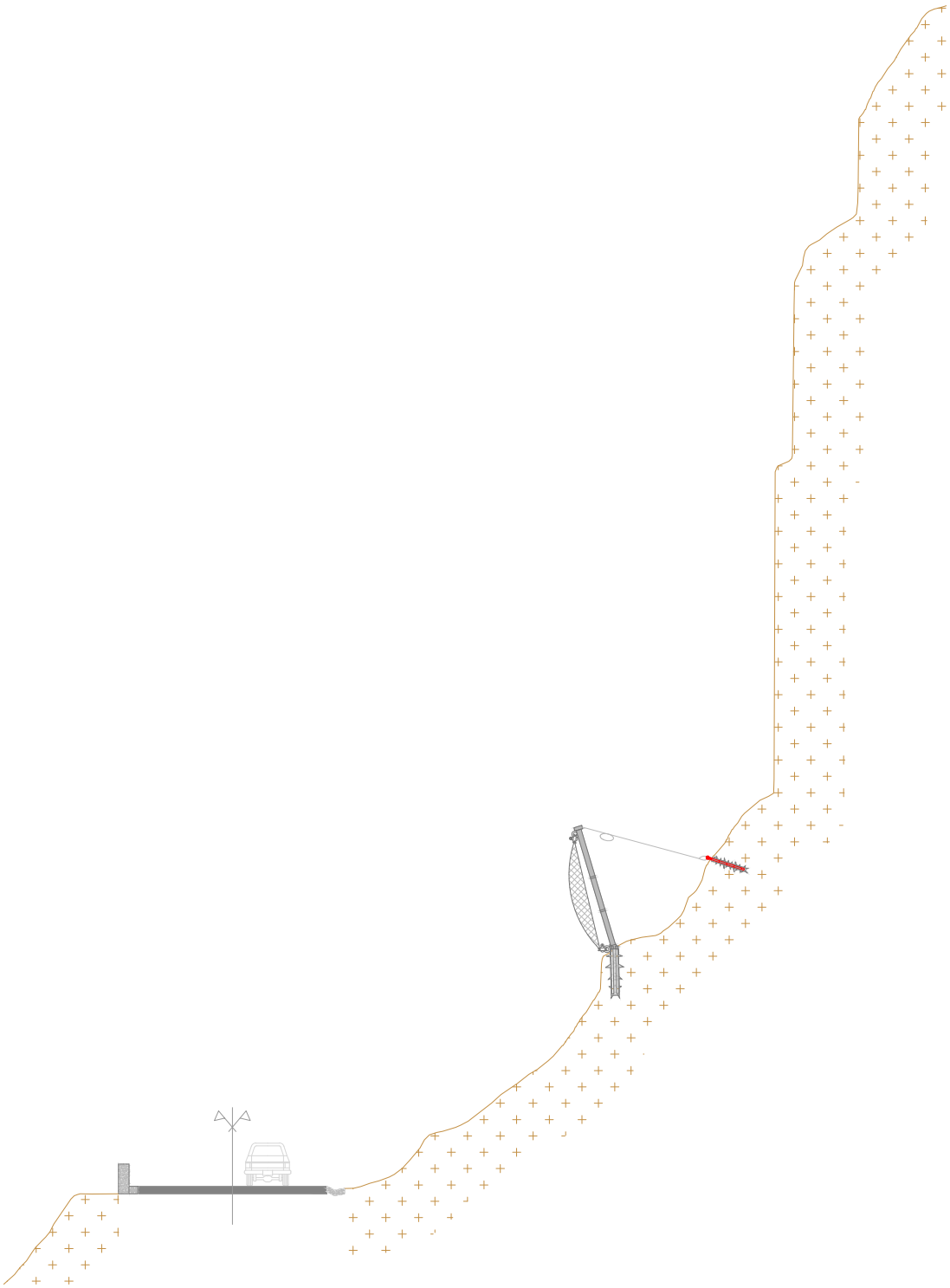


Figura 4.39 - Solução de proteção com barreiras dinâmicas inclinadas

A solução de proteção e estabilização a adotar no intervalo compreendido entre o perfil 32 e 47 apresenta-se na Figura 4.40, consiste na implementação de uma barreira rígida associada a uma rede de arame de aço galvanizado, ao longo da escarpa, associada, por sua vez, a cabos de aço horizontais, no topo e na base, e a cabos de aço verticais. A rede será apoiada no topo num conjunto de ancoragens. Na base será materializado um pequeno murete de betão armado, adjacente à valeta da estrada, fundado através de um conjunto de perfis metálicos selados no maciço rochoso. No murete será chumbado um conjunto de ganchos de aço, onde será fixo o cabo de aço inferior da rede. A rede permitirá encaminhar os blocos rochosos na sua queda, impedindo-os de atingirem a estrada.

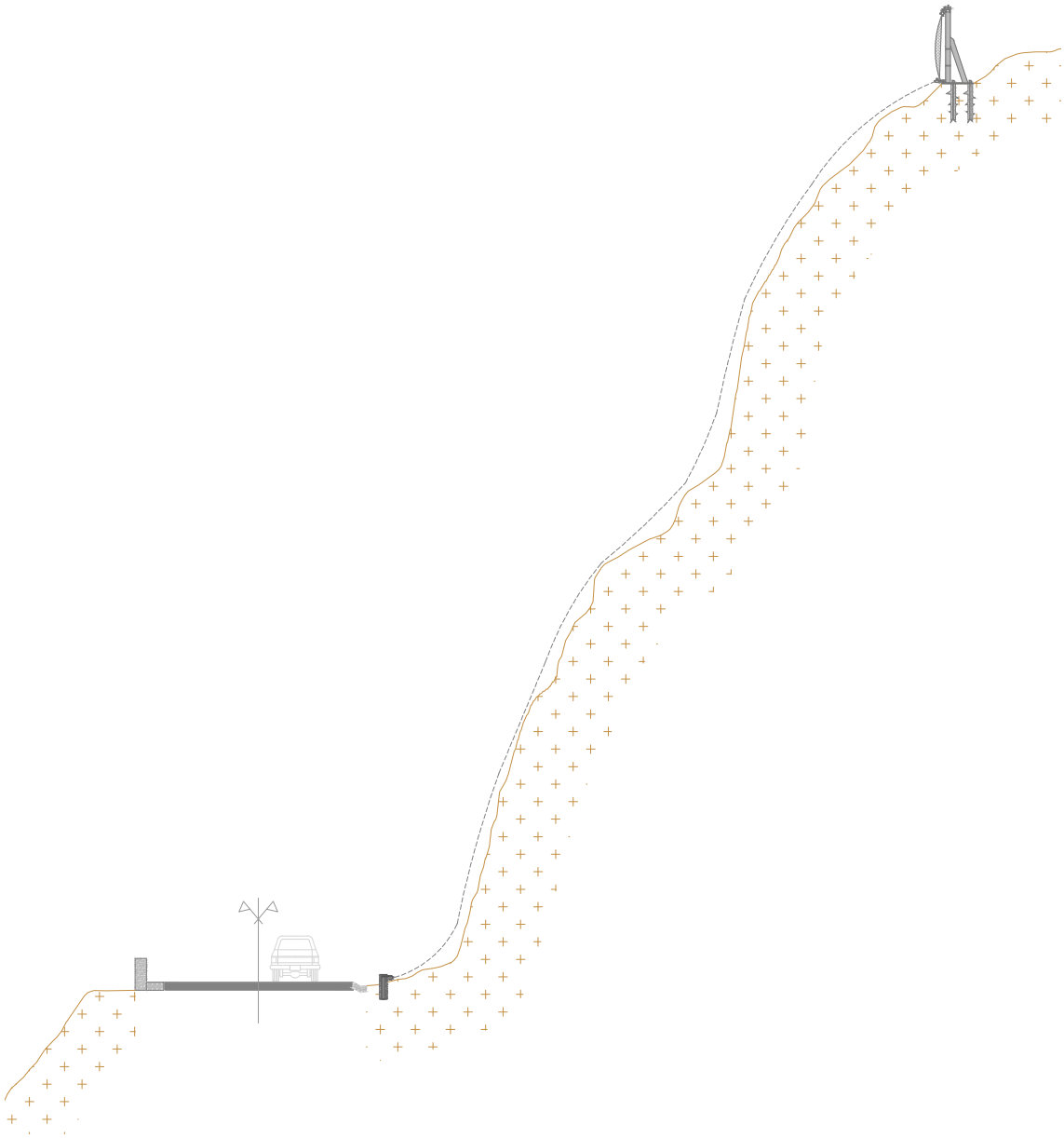


Figura 4.40 - Solução de proteção com rede de arame de aço galvanizado

Embora seja diminuta a probabilidade de ocorrência de queda de blocos nas zonas extremas do talude de São Cristóvão, achou-se, por bem, proceder à instalação de um solução de proteção de barreiras rígidas constituídas por perfis metálicos HEB160 e por malha electrossoldada AQ38, soldada entre perfis (Figura 4.41).



Figura 4.41 - Solução de proteção com barreira rígida constituída por perfis HEB e malha electrossoldada

Para garantir o correto funcionamento das soluções de proteção e estabilização idealizadas para o talude de São Cristóvão, é necessário assumir que as ações de manutenção se revestem de um carácter determinante. A realização de ações de manutenção frequentes torna-se, então, imprescindível para assegurar o correto funcionamento do sistema.

Assim, na generalidade das soluções apresentadas, as ações de manutenção revelam-se relativamente simples, consistindo apenas na demolição e posterior remoção dos blocos rochosos que ficam retidos nas barreiras. Na solução apresentada na Figura 4.40, prevê-se, também, que as ações de manutenção sejam realizadas com relativa facilidade, sendo o processo de remoção, de certa forma, idêntico ao anteriormente descrito, com a principal diferença de, neste caso, ser necessário proceder ao desprendimento provisório do cabo inferior de um conjunto de ganchos que permite o acesso ao bloco caído.

Julga-se, ainda, importante mencionar que foram elaboradas peças desenhadas com as soluções de proteção e de estabilização a adotar em todos os perfis que caracterizam o talude rochoso de São Cristóvão. Podem ser encontradas, em anexo, todas peças desenhadas desenvolvidas no âmbito do presente caso de estudo.

Por último, apresenta-se na Figura 4.42 uma planta da escarpa de São Cristóvão com a identificação da zona onde será aplicada cada uma das soluções previstas.

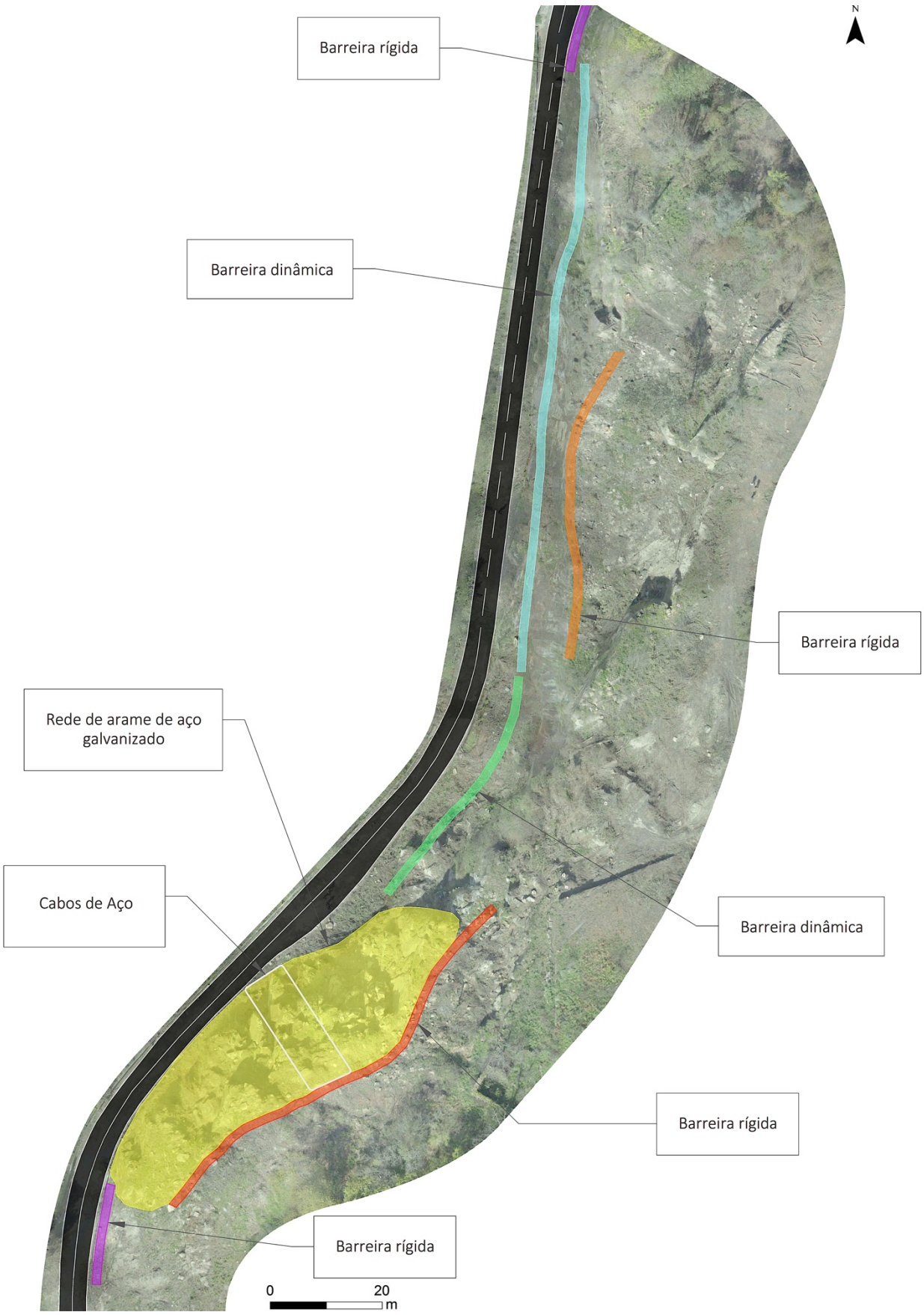


Figura 4.42 - Identificação em planta da zona de aplicação das diferentes soluções

4.7 DESENVOLVIMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTEÇÃO EM TRÊS DIMENSÕES

Concluídas as peças desenhadas que anteriormente se apresenta, achou-se, por bem, proceder ao desenvolvimento da solução de reforço e de proteção em modelo tridimensional. A modelação foi elaborada com base na nuvem de pontos proveniente do modelo tridimensional existente (Figura 4.43).

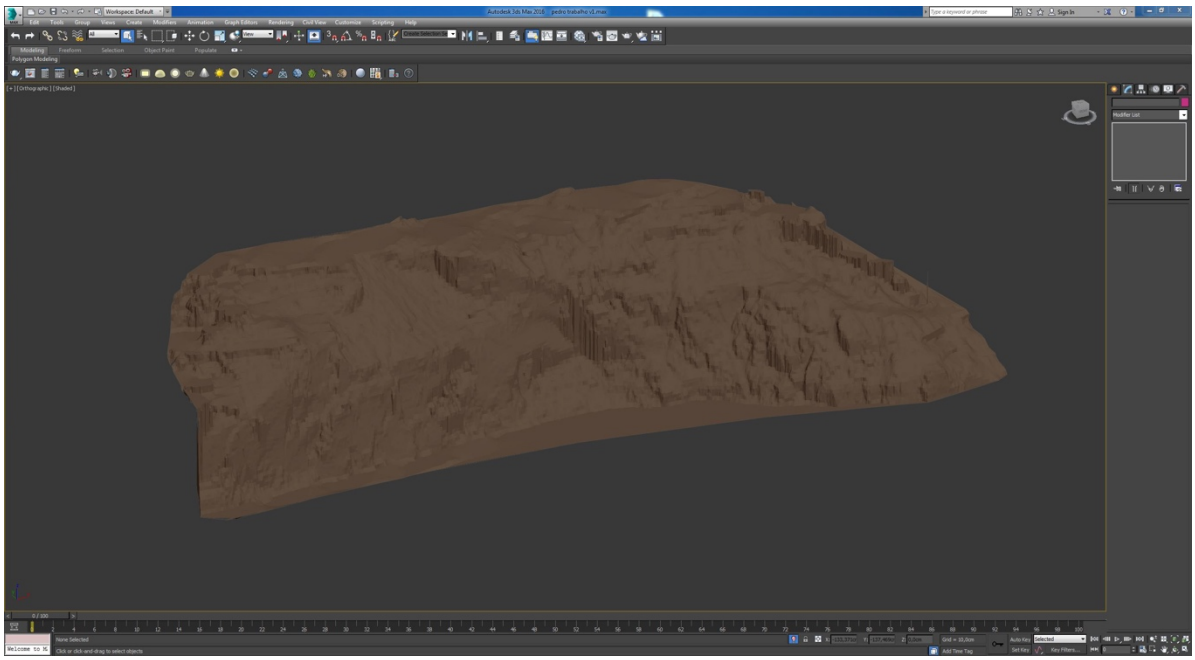


Figura 4.43 - Nuvem de pontos proveniente do modelo tridimensional da escarpa de São Cristóvão

O processo de modelação, em concreto, iniciou-se com o desenvolvimento das diferentes soluções, recorrendo ao programa de *3DS Max*, da *Autodesk* (Figura 4.44).

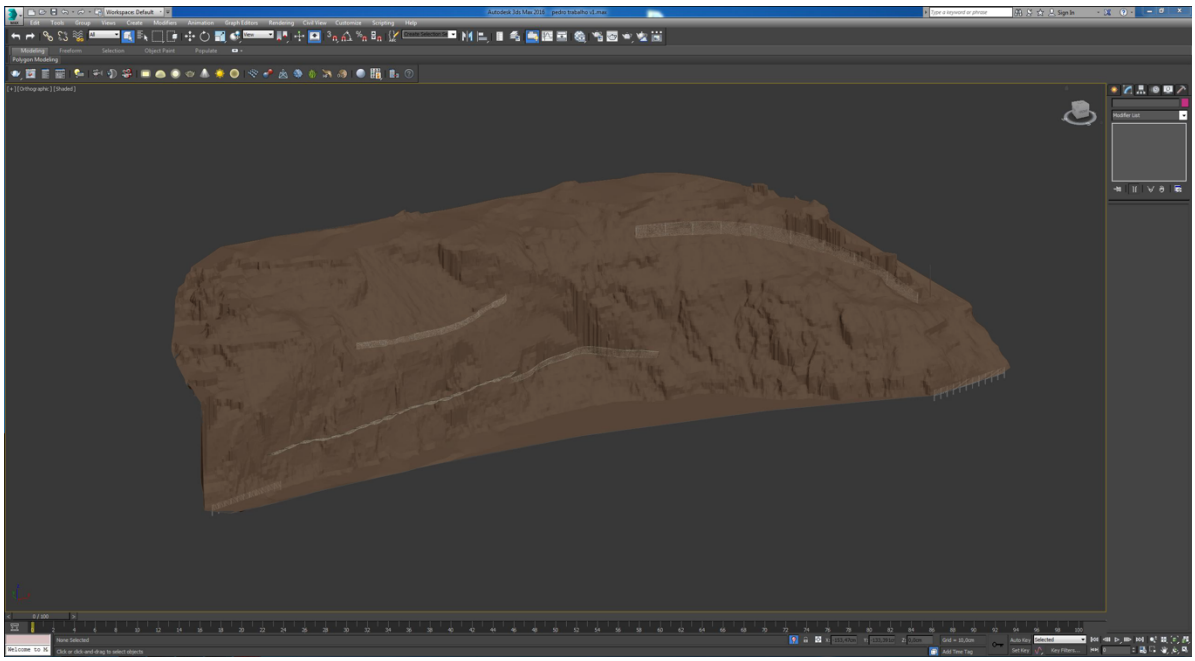


Figura 4.44 - Modelação das soluções de reforço e de proteção no *3DS Max*

Após serem desenvolvidas em modelo tridimensional as soluções de reforço e proteção previstas, o modelo foi evoluindo no sentido de se aproximar o mais possível da realidade. Para esse propósito, foram modelados os restantes objetos que constam na modelação final (Figura 4.45).

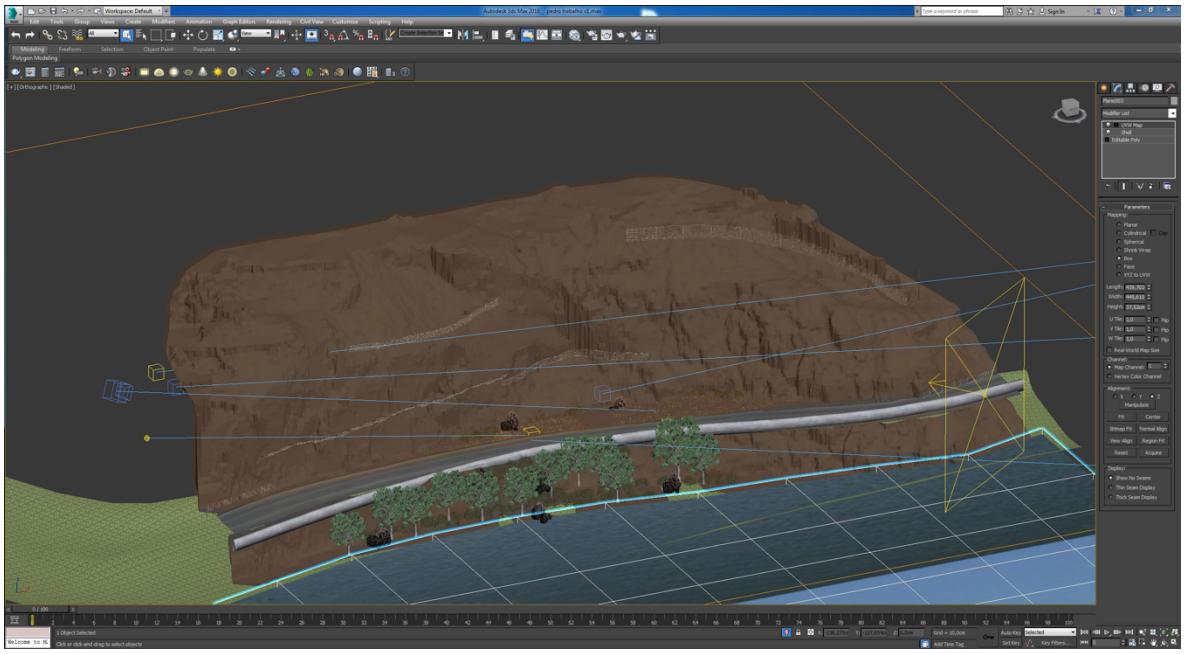


Figura 4.45 - Modelação da estrada, do rio e dos restantes elementos

Finalizadas as etapas de modelação já apresentadas, procedeu-se à renderização das imagens em três diferentes perspetivas e com uma resolução de 3000 por 2000 pixeis, garantindo uma imagem de qualidade.

A inexistência de texturas no modelo inicial implicou, numa fase final, um esforço adicional de pós-produção com o auxílio do programa *Adobe Photoshop.* Apenas desta forma se tornou possível a obtenção de imagens com a qualidade que se apresenta.

No decorrer de todo processo foram sentidas algumas dificuldades que se julga oportuno registar. Desde logo, importar referir o facto de apenas ter sido possível exportar do modelo tridimensional existente a nuvem de pontos. Outro aspeto que dificultou consideravelmente o processo de modelação relaciona-se, também, com a densidade da nuvem de pontos que, por um lado garante uma qualidade superior no trabalho final, mas por outro reflete-se num ficheiro com um tamanho exagerado e que, por conseguinte, compromete a fluidez do modelo.

Por último, apresentam-se na Figura 4.46 Figura 4.47 e Figura 4.48 o resultado final.



Figura 4.46 - Imagem tridimensional das soluções de reforço e de proteção



Figura 4.47 - Imagem tridimensional das soluções de reforço e de proteção



Figura 4.48 - Imagem tridimensional das soluções de reforço e de proteção

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A necessidade de proceder ao estudo e avaliação de um talude rochoso com acentuados indícios de instabilidade, situado na freguesia de São Cristóvão de Nogueira, concelho de Cinfães, surgiu durante o período de estágio no Núcleo de Estudos da Construção (ISEP) dando mote à elaboração do presente escrito. O referido estágio revelou ser uma experiência bastante enriquecedora tanto a nível pessoal como académico. Permitiu, desde logo, o contacto com situações reais e que se adivinham frequentes num futuro próximo. Das mais valias que comportou, importa realçar a possibilidade do estudo e aprofundamento de conhecimentos relativos a uma área tão específica da Engenharia. Acrescentando, ainda, o benefício de estar inserido numa equipa multidisciplinar, formada por docentes e investigadores do Instituto Superior de Engenharia do Porto, provenientes de diferentes áreas da Engenharia o que conduziu à aquisição de conhecimentos pertencentes a outras áreas, resultado da articulação de trabalhos entre NEC|DEC e LABCARGA|DEG, ISEP.

Este documento pretendeu apresentar todo o trabalho desenvolvido no âmbito do referido caso de estudo, do qual se julga oportuno destacar os seguintes aspetos:

- Levantamento teórico exaustivo sobre o tema;
- Recolha de informação relativa ao elemento em estudo junto dos locais e Câmara Municipal;
- Reconhecimento do caso de estudo, com realização de um extenso levantamento fotográfico recorrendo, para o efeito, a um veículo aéreo não tripulado;
- Desenvolvimento de um modelo tridimensional da escarpa de São Cristóvão baseado no levantamento fotográfico efetuado e com o auxílio de um GPS de alta precisão;
- Inspeção cuidada e criteriosa da escarpa;
- Avaliação da estabilidade dos elementos em análise com recurso a programas de calculo automático, nomeadamente *Swedge* e *Rocfall*;
- Estabelecimento da proposta de solução de reforço e de proteção a adotar;
- Desenvolvimento de todas as peças desenhadas decorrentes do ponto anterior;

- Desenvolvimento da solução de reforço e de proteção em modelo tridimensional e pós-produção;
- Elaboração de um relatório final.

O aumento do número de casos de taludes rochosos que manifestam sinais de instabilidade suporta o desenvolvimento de estudos em linha com o presente documento. Neste sentido, considera-se determinante o incentivo à investigação e ao estudo da estabilidade de taludes rochosos em condições similares à do presente caso de estudo, bem como a definição de planos de atuação baseados no levantamento e classificação do atual estado dos taludes rochosos existentes, permitindo intervir sem a necessidade de se verificar a ocorrência de algum incidente.

Assim, deve destacar-se a importância de uma cuidada caracterização geológica, geotécnica e geomecânica na análise da compartimentação de taludes rochosos. É com base nesta caraterização e com recurso a programas de cálculo automático cada vez mais capazes que se efetua a avaliação da estabilidade com identificação dos elementos potencialmente instáveis e, posterior, estabelecimento das soluções de reforço e proteção a adotar.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Futuramente, verifica-se a existência de possíveis desenvolvimentos que permitiriam alcançar resultados mais ajustados à realidade:

- O recurso a um *tilt test* com base num conjunto de amostras provenientes do talude rochoso de São Cristóvão tornaria possível a determinação aproximada do valor do ângulo de atrito;
- Realização de um considerável número de ensaios à escala real permitiria uma determinação bastante mais rigorosa de parâmetros tais como coeficiente de restituição normal, coeficiente de restituição tangencial e resistência ao rolamento;
- Repetição das modelações no programa de cálculo automático *Rocfall*, na sua versão beta 6.0 que contempla melhorias significativas, das quais se destacam:
    - Possibilidade de desenhar graficamente ou de importar um ficheiro DXF com a forma do bloco a ensaiar;
    - Melhoramentos na análise do estabelecimento de medidas de proteção, nomeadamente ao nível das barreiras;
    - Possibilidade de considerar a existência de vegetação com diferentes densidades ao longo da trajetória.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alejano, L.R., Gonzalez, J. & Muralha, J., 2012. Comparison of different tilt testing techniques and basic friction angle variability assessment. Rock Mechanics & Rock Engineering, 45(6):1023-1035.

Aydin, A., 2015. ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version. In: Ulusay R. (ed.), The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007– 2014. Springer, Cham, Heidelberg, p. 25-33.

Barbat A. H., 1998. El riesgo sísmico en el diseño de edificios. Ed. Calidad siderúrgica, Madrid.

Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6(4), 189-239.

Bieniawski Z. T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Civil Engineer in South Africa, 15: 335-344.

Bieniawski Z. T., 1976. Rock mass classification in rock engineering. In: Exploration for Rock Engineering , Proc. Symp., Cape Town, Balkema. 1: 97-106.

Bieniawski Z. T., 1984. Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling. Balkema, Rotterdam, pp 55-95.

Bieniawski Z. T., 1989. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Interscience, John Wiley & Sons, New York, 272 pp.

Bieniawski Z.T., 1975. The point load test in geotechnical practice. Eng. Geol., pp. 1-11.

Bieniawski Z.T., 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications. In: Proceedings of the 4th Congress Int. Soc. Rock Mech., Montreux, 2: 41-48.

Budetta P., 2004. Assessment of rockfall risk along roads. Natural Hazards and Earth System Sciences. European Geosciences Union.

Celada B., Tardáguila I., Rodríguez A., Varona P. & Bieniawski Z.T., 2014. Innovating tunnel design by an improved experience-based RMR system. In: Proceedings of the World Tunnel Congress 2014, Tunnels for a better Life, Foz do Iguaçu, Brazil, p. 1-9.

CFCFF – Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow, 1996. Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications. National Research Council, National Academy Press, 568 p.

Chaminé H.I., Afonso M.J., Teixeira J., Ramos L., Fonseca L., Pinheiro R., Galiza A.C., 2013. Using engineering geosciences mapping and GIS-based tools for georesources management: lessons learned from rock quarrying. European Geologist Magazine, Journal of the European Federation of Geologists, 36: 27-33.

Chaminé, H.I., Afonso M.J., Ramos L. & Pinheiro R., 2015. Scanline sampling techniques for rock engineering surveys: insights from intrinsic geologic variability and uncertainty (Chapter 61). In: Giordan D., Thuro K., Carranza-Torres C., Wu F., Marinos P., Delgado C. (eds.), Engineering Geology for Society and Territory – Applied Geology for Major Engineering Projects, IAEG, Springer, 6:357-361.

Highland L. M. & Bobrowsky P., 2008. The landslide handbook: A guide to understanding landslides: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey.

Hocking, G. (1976). A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics, 13, pp. 225–226.

Hoek E., 1994. Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2 (2): 4-16.

Hoek E., 2007. Practical rock engineering. RocScience: Hoek's Corner, 342 pp.

Hoek, E. & Bray, J.W., 1981. Rock slope engineering. Revised third edition. Institute Mining and Metallurgy, London, 354 p.

Hoek, E. & Brown, E. T. 1980a. Underground excavations in rock. Institute Mining and Metallurgy, London, 243 pp.

Hoek, E. & Brown, E.T. 1980b. Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Eng Div., ASCE 106(GT9), pp. 1013-1035.

Hoek, E. 1968. Brittle failure of rock. In Rock Mechanics in Engineering Practice. (eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), pp. 99-124. London: Wiley.

Hoek, E., Carter, T.G. & Diederichs, M.S., 2013. Quantification of the geological strength index chart. In: Proceedings geomechanics symposium 47th US rock mechanics, San Francisco, CA, ARMA 13-672, p. 1-8.

Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env. 57(2), 151-160.

ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 15 (6): 319-368.

ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1981. Basic geotechnical description of rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 18: 85-110.

Liu, Y.C. & Chen, C.S., 2007. A new approach for application of rock mass classification on rock slope stability assessment. Engineering Geology, 89:129-43.

Loczy L., Ladeira E.A., 1980. Geologia Estrutural e Introdução à Geotectônica. Edgard Blucher, São Paulo, 527 pp.

Maleku, M.G., Chalise, D. N., 2003. Slope Management in DOR – Retrospect and Prospects. International Seminar of Slope Management – PIARC, Kathmandu, Nepal, pp.

Marinos, P. & Hoek, E., 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: Proceedings GeoEng2000 on Geotechnical and Geological Engineering (Melbourne, Victoria, Australia). Technomic Publishers, Lancaster, p. 1422-1442.

Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E., 2005. The geological strength index: applications and limitations. Bull. Eng. Geol. Environ., 64:55-65.

Markland, J.T. (1972). A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge slip type of failure is expected. Imperial College Rock Mechanics Research Reprints, 19, pp. 1–10.

Monteiro, Rosália, 2008. Estudo geológico e geotécnico de taludes rochosos em S. Pedro da Afurada (Vila Nova de Gaia): contributos para a estabilidade estrutural. Dissertação de mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

NEC & LABCARGA, 2016. Projecto de estabilização e protecção da escarpa rochosa de São Cristóvão. Relatório final para a Câmara Municipal de Cinfães. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 71 p. (relatório confidencial).

Pacheco, Carlos, 2015. Taludes rochosos. Metodologias de inspeção e de avaliação de segurança. Caso de estudo das vertentes rochosas de S. Simão. Dissertação de mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Pierson, L.A., Davis, S.A., Van Vickle, R., 1990. Rockfall hazard rating system implementation manual. In: Report FHWA- OR-EG-90-01. Federal Highway Administration, US Department of Transportation. 80 p.

Pinheiro M., Sanches S., Miranda T., Neves A., Tinoco J., Ferreira A., Correia A. G., 2015. A new empirical system for rock slope stability analysis in exploitation stage. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 76: 182–191.

Priest S. D., 1993. Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman and Hall, London. 473 pp.

Romana M., 1985. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In: International Symposium on the role of rock mechanics. ISRM pp. 49-53.

Romana M., 1993. A geomechanics classification for slopes: Slope Mass Rating (In Comprehensive Rock Engineering. Ed. J. Hudson, Vol. 3), First Edition. Pergamon, Oxford. 45pp.

Romana M., 1995. The geomechanics classification SMR for slope correction. In: Fujii (ed.). Proceedings 8th International ISRM Congress.

Romana M., 1997. El papel de las clasificaciones geomecánicas en el estudio de la estabilidad de taludes. In: Alonso et al. (eds.), IV Simposio nacional sobre taludes y laderas inestables, Granada, vol. III, pp. 955–1011.

Romana M., Serón J.B. & Montalar E, 2001. La clasificación geomecánica SMR. Aplicación experiencias y validación". V Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables. Madrid, pp. 393-404.

Romana M., Serón J.B., Montalar E., 2003. SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation. ISRM 2003, pp. 1-4.

Saaty, T.L., 1980. The Analytic Hierarchy Process. McGraw-Hill International Book Company, New York.

Santa, C., Gonçalves L. & Chaminé, H.I., 2016. Aplicação da classificação geomecânica GSI (versão 2013) em frentes de escavação de maciços rochosos heterogéneos (túnel do Marão, norte de Portugal). In: Proceedings/Actas do Congresso Nacional de Geotecnia, Porto. 11 p. (in press)

Santa, Vítor, 2010. Controlo de qualidade de ancoragens passivas e activas. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico.

Vallejo L. I. G., Ferrer M., Ortuño L. & Oteo C., 2002 . Ingeniería Geológica. Prentice Hall, Madrid. 715 pp.

Varnes D. J. & Internacional Association of Engineering Geology, 1984. Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. Unesco.

Wyllie D. C., 2015. Rock FALL Engineering. CRC Press.

Wyllie D.C. & Mah C. W., 2004. Rock Slope Engineering: Civil and Mining, 4th Edition. Spon Press, London and New York. 431 pp.

Wyllie, D.C., 2014. Rock fall engineering. CRC Press, 270 p.

***Sites* consultados:**

http://www.engenhariacivil.com

http://www.gabioes.com.pt

http://www.geobrugg.com

http://www.geradordeprecos.info

http://www.google.pt/maps

http://www.ine.pt

http://www.pt.wikipedia.org

http://www.rocscience.com

http://www.sulinformacao.pt

ANEXO – PEÇAS DESENHADAS

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PLANTA
Esc. 1:400



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

TÍTULO

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO. 01

ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

PERFIS TRANSVERSAIS
IMPLANTAÇÃO
Esc. 1:400



Perfil	X	Y
1	1678,78	158002,95
2	1677,99	157998,01
3	1677,33	157992,94
4	1676,45	157988,02
5	1675,98	157983,01
6	1675,50	157978,05
7	1674,92	157973,08
8	1674,28	157968,09
9	1673,56	157963,16
10	1672,91	157958,20
11	1672,29	157953,20
12	1671,58	157948,30
13	1670,90	157943,34
14	1670,28	157938,37
15	1669,65	157933,41
16	1668,69	157928,50
17	1668,15	157923,52
18	1667,37	157918,59
19	1666,22	157908,64
20	1666,84	157913,61
21	1665,26	157903,73
22	1664,95	157898,72
23	1663,99	157893,81
24	1662,99	157888,90
25	1661,72	157884,06
26	1659,68	157879,46
27	1656,96	157875,21
28	1654,23	157871,02
29	1651,06	157867,12
30	1647,78	157863,34
31	1644,32	157859,71
32	1641,00	157855,97
33	1637,39	157852,51
34	1633,94	157848,89
35	1630,41	157845,35
36	1626,93	157841,75
37	1623,49	157838,13
38	1619,98	157834,57
39	1616,54	157830,94
40	1613,05	157827,36
41	1609,61	157823,73
42	1606,29	157820,00
43	1603,05	157816,20
44	1600,07	157812,22
45	1597,33	157808,05
46	1595,11	157803,61
47	1593,46	157798,93
48	1592,14	157794,10
49	1591,63	157784,09
50	1592,13	157789,03
51	1591,45	157779,13
52	1591,37	157774,17

REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF. PROJ. ESP.

ESTUDO

PERFIS TRANSVERSAIS. IMPLANTAÇÃO. 02

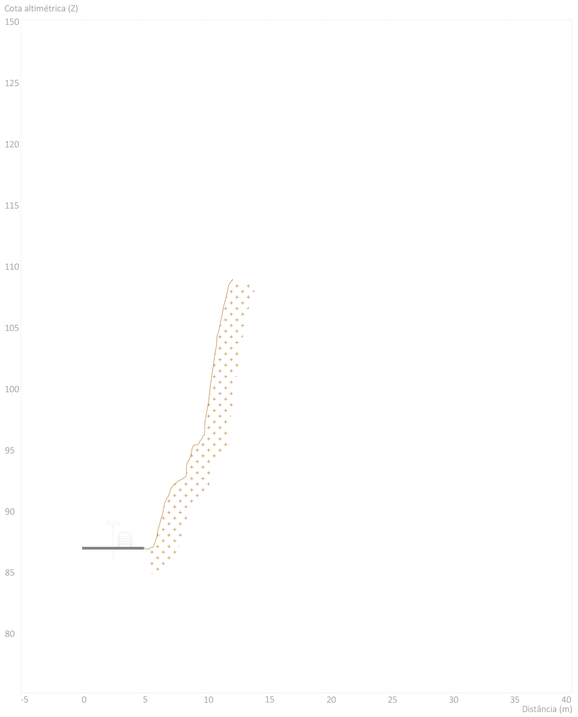
CDMA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

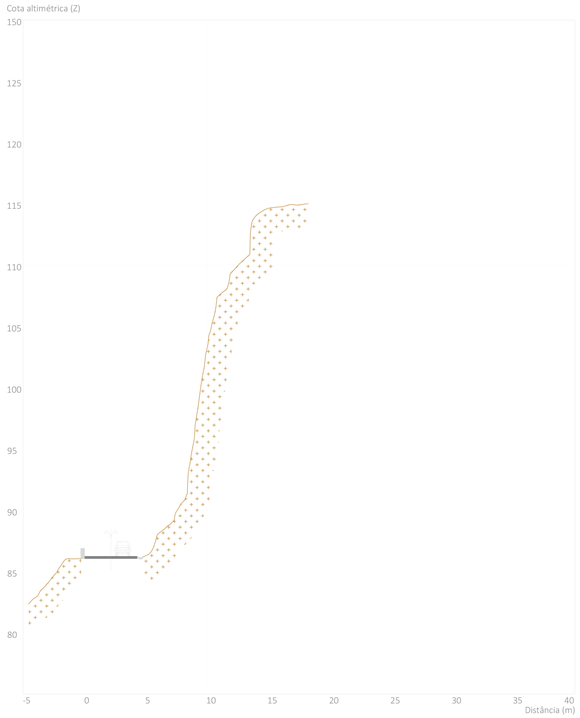
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

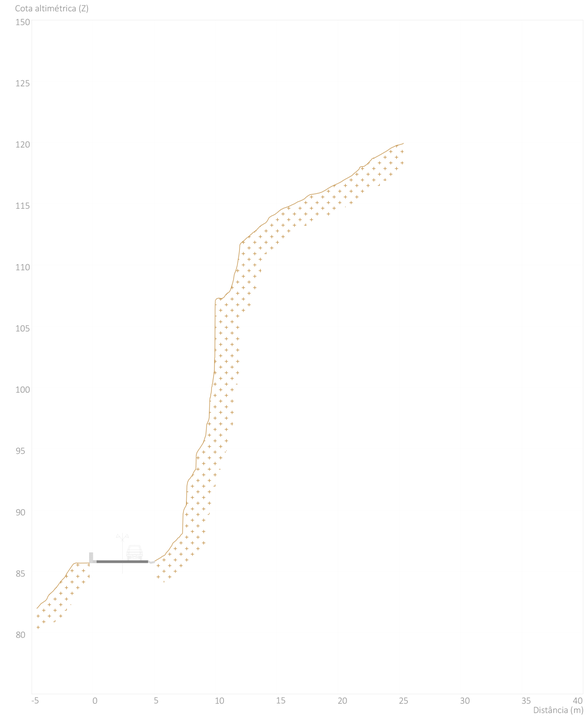
PERFIL 1



PERFIL 3

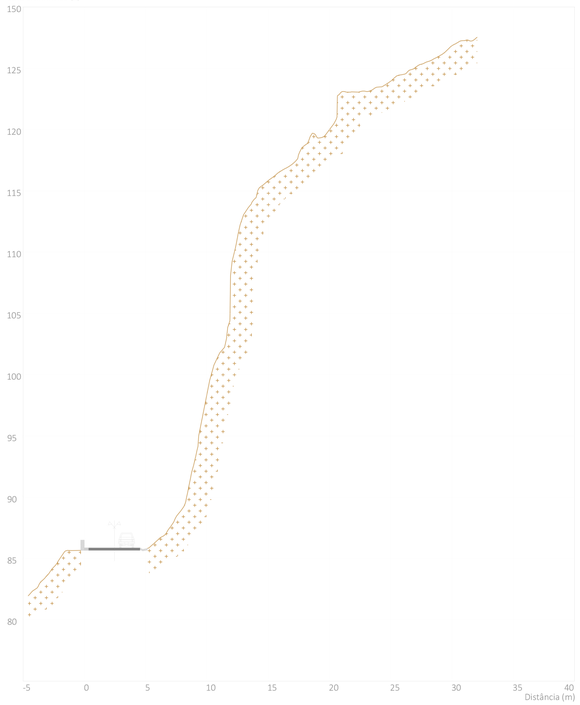


PERFIL 5

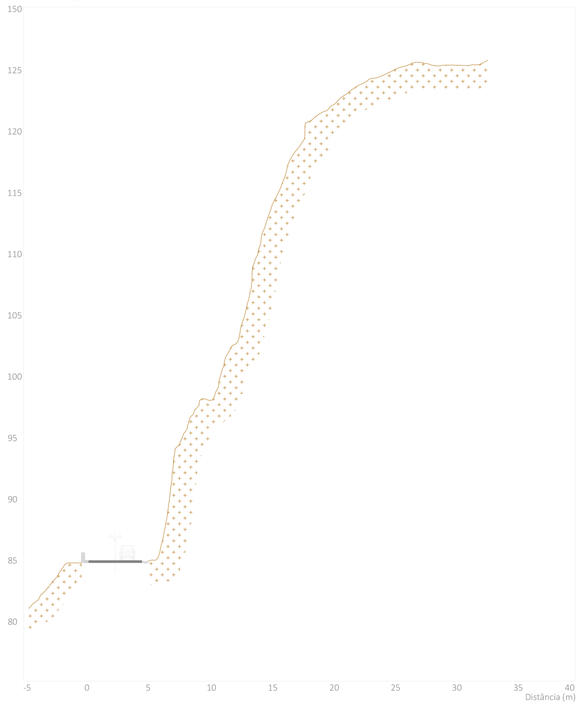




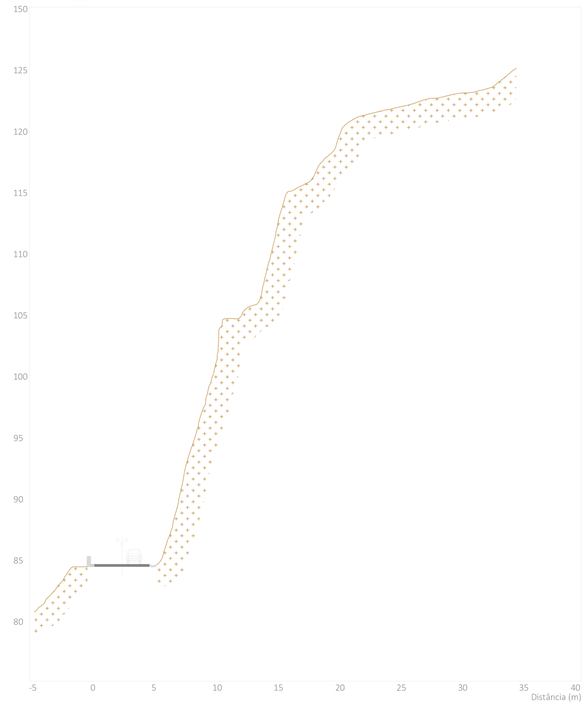
PERFIL 7



PERFIL 9



PERFIL 11



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ESTUDO

PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 1/5

03

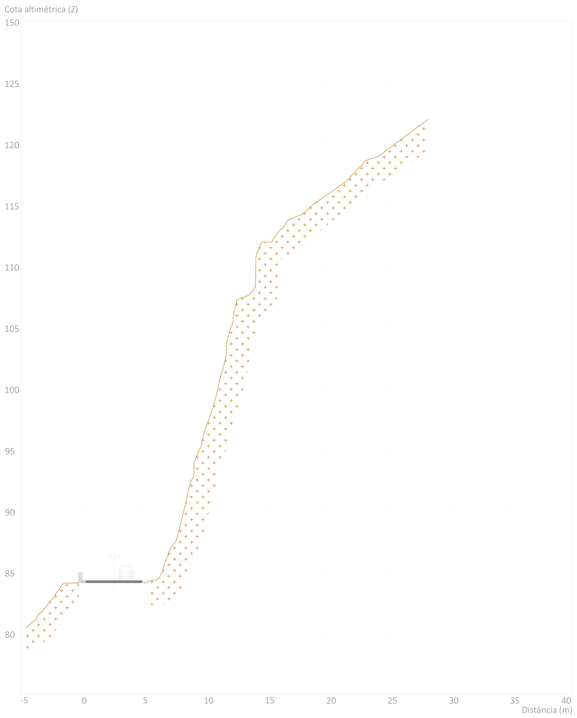
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

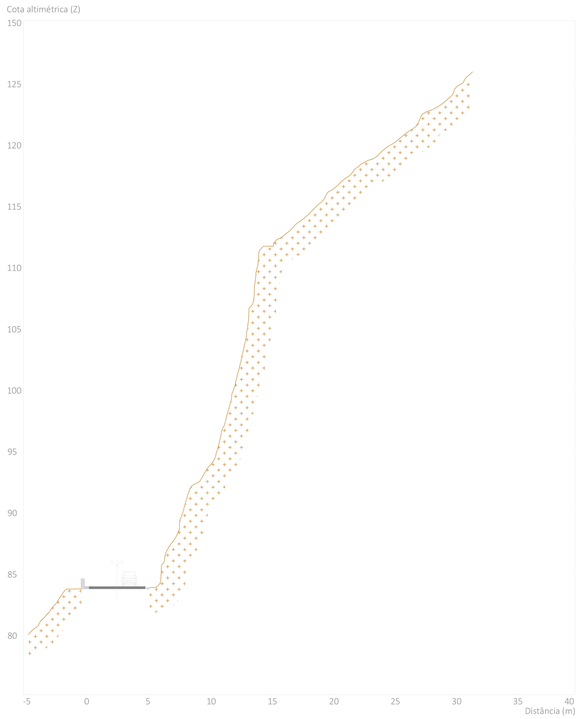
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

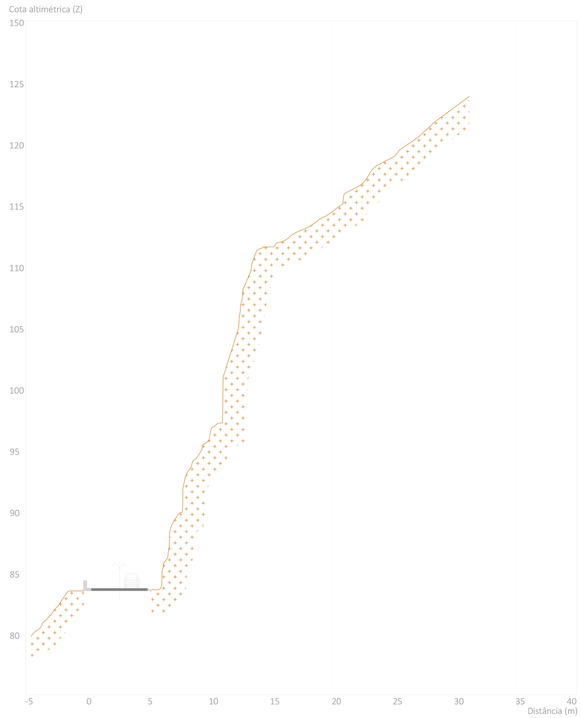
PERFIL 13



PERFIL 15

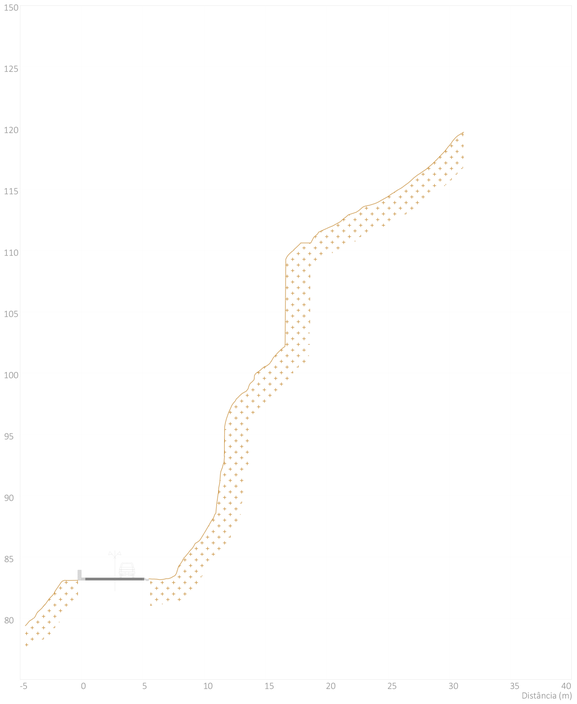


PERFIL 17

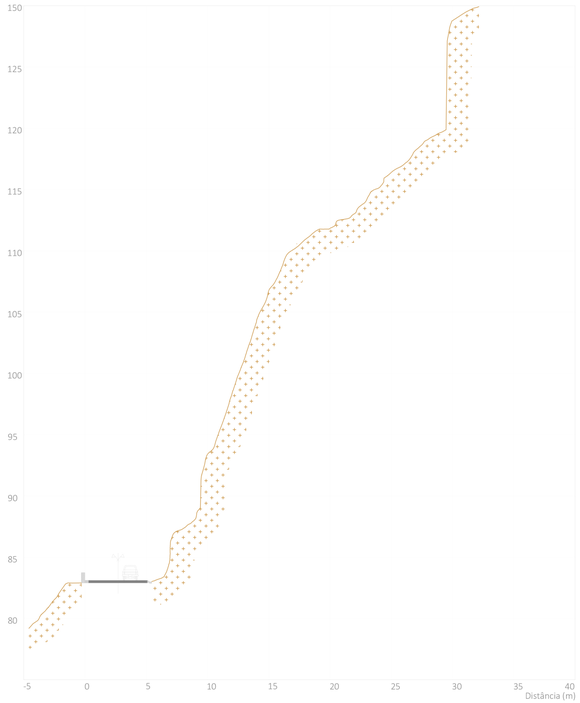




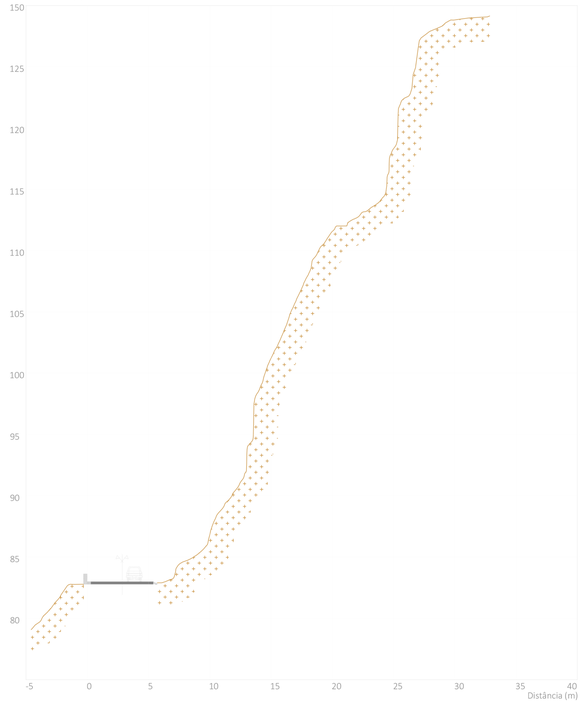
PERFIL 19



PERFIL 21



PERFIL 23



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — RESP. PROJ. ESP.

ETULO

PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 2/5

03

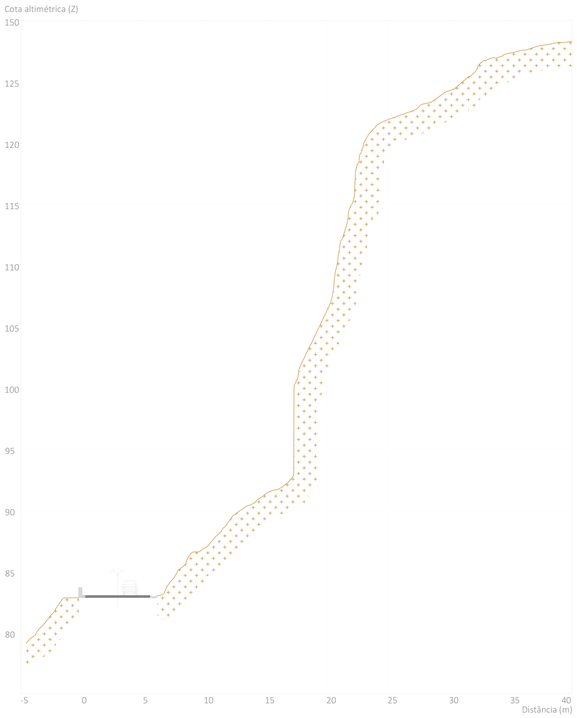
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

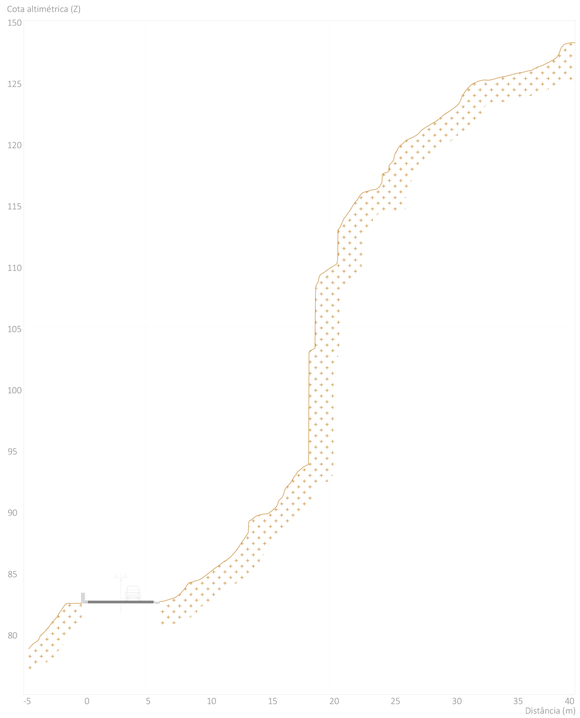
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

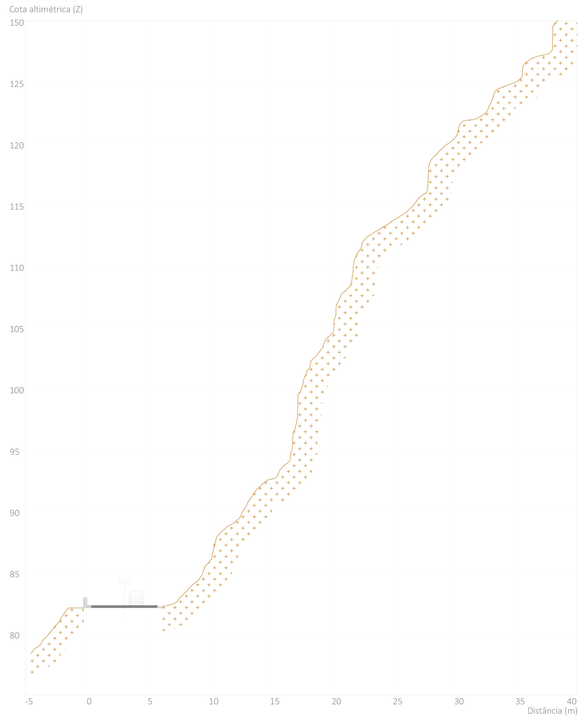
PERFIL 25



PERFIL 27

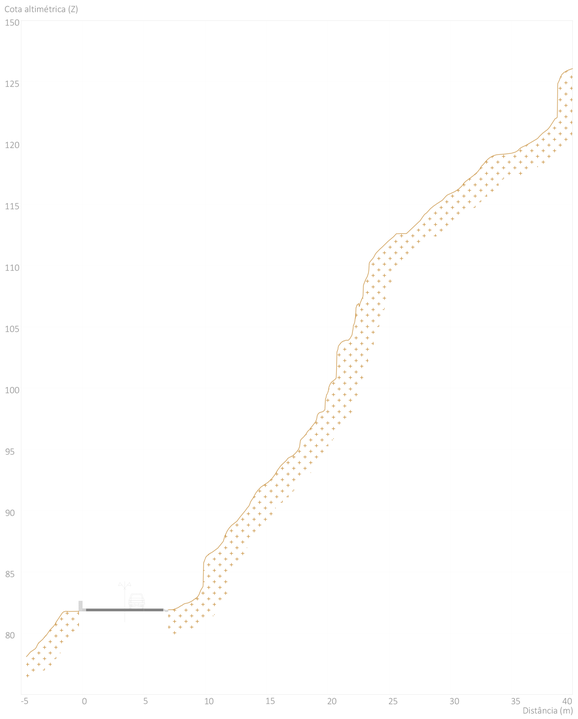


PERFIL 29

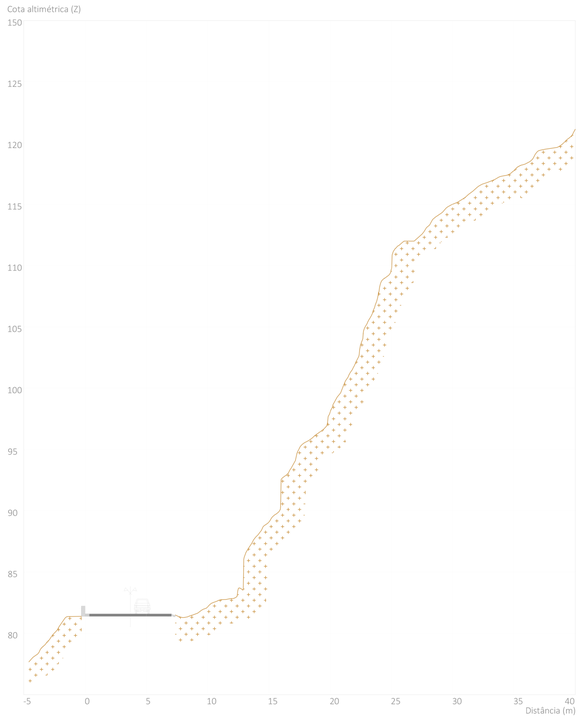




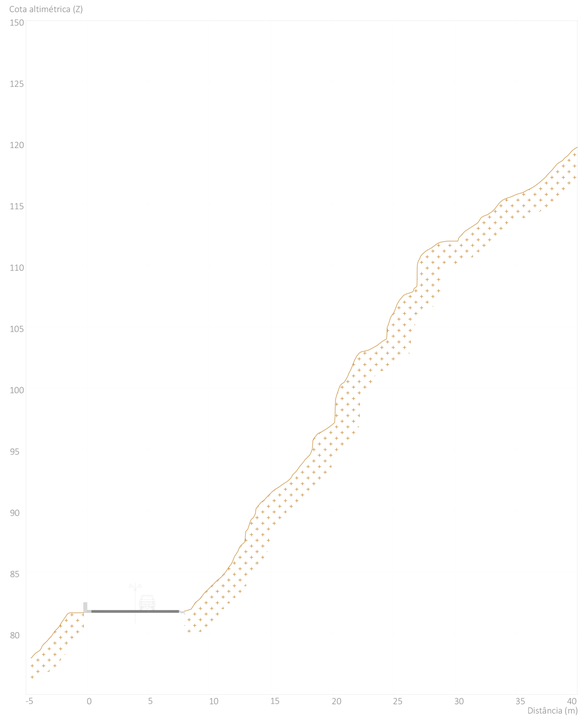
PERFIL 31



PERFIL 33



PERFIL 35



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETULO

PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 3/5

03

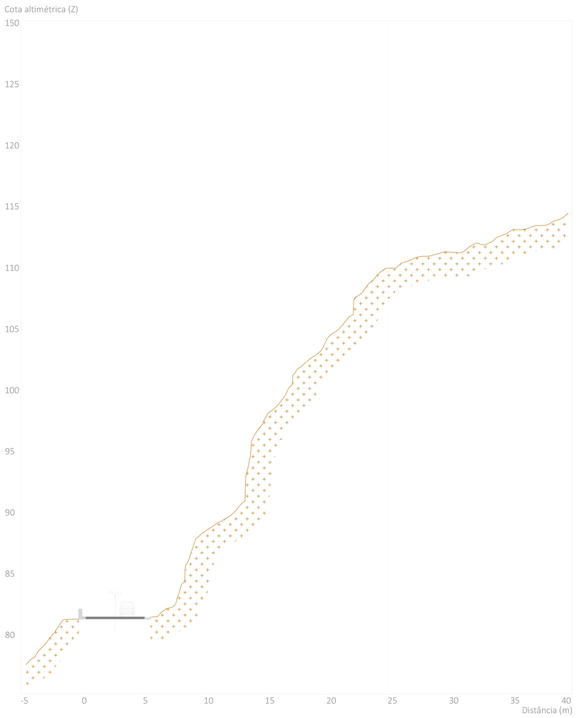
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

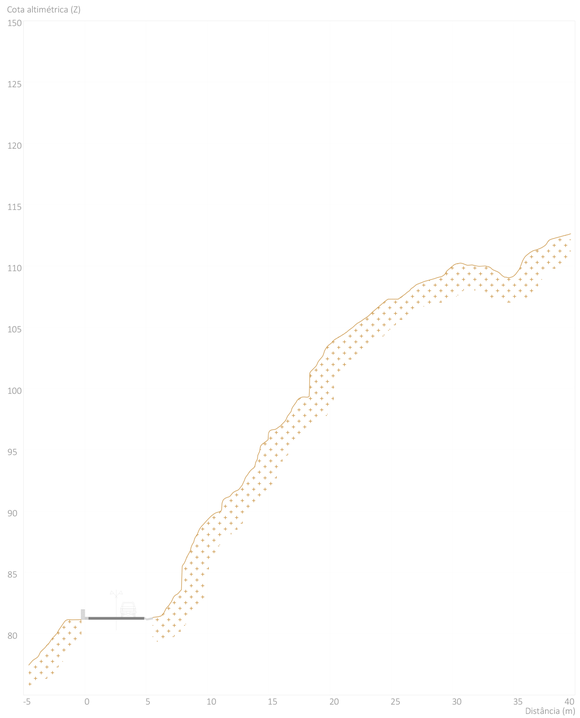
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

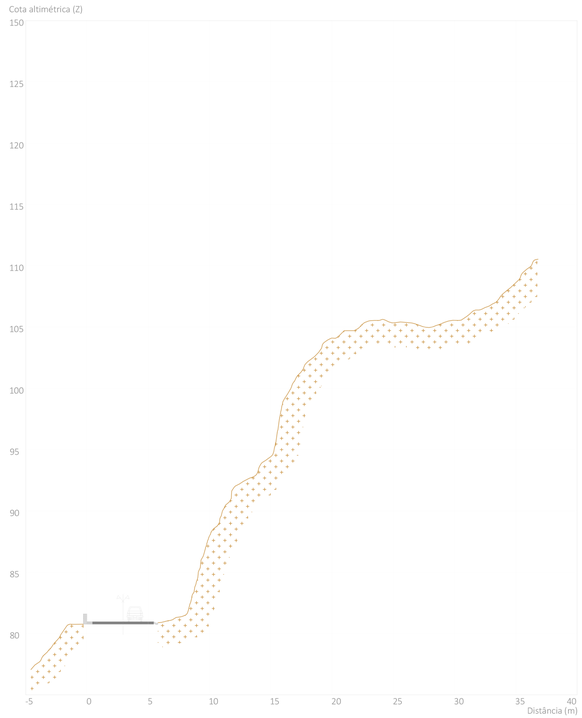
PERFIL 37



PERFIL 39

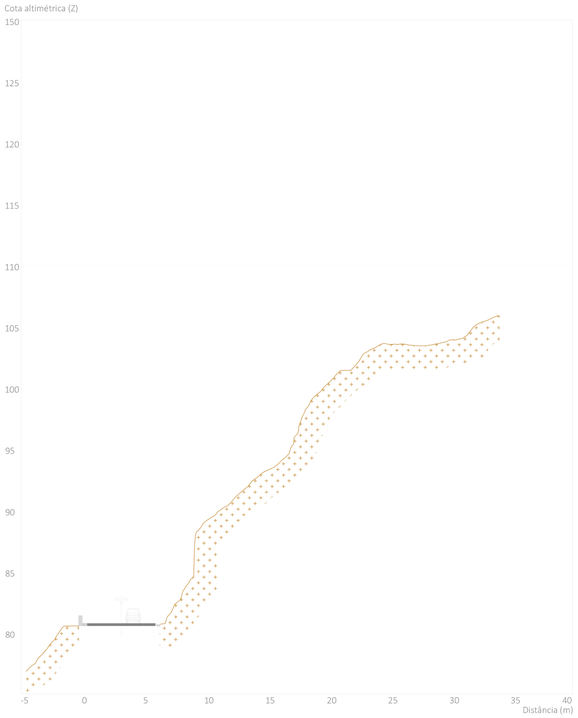


PERFIL 41

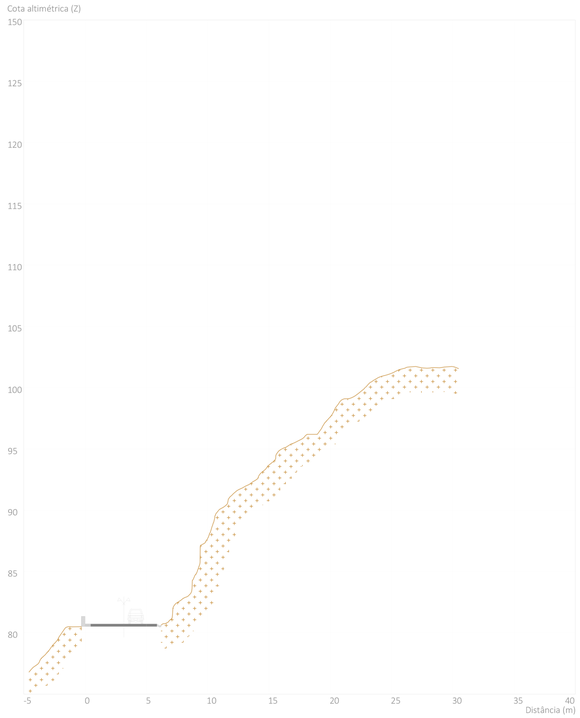




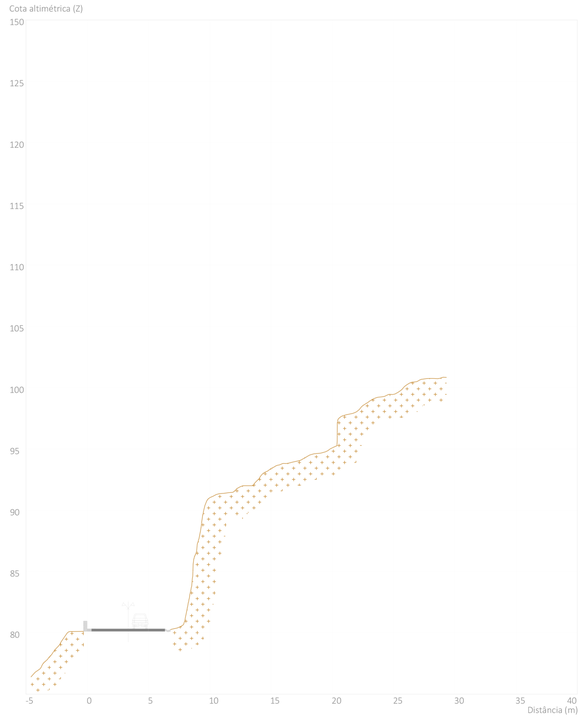
PERFIL 43



PERFIL 45



PERFIL 47



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

TÍTULO

PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 4/5

03

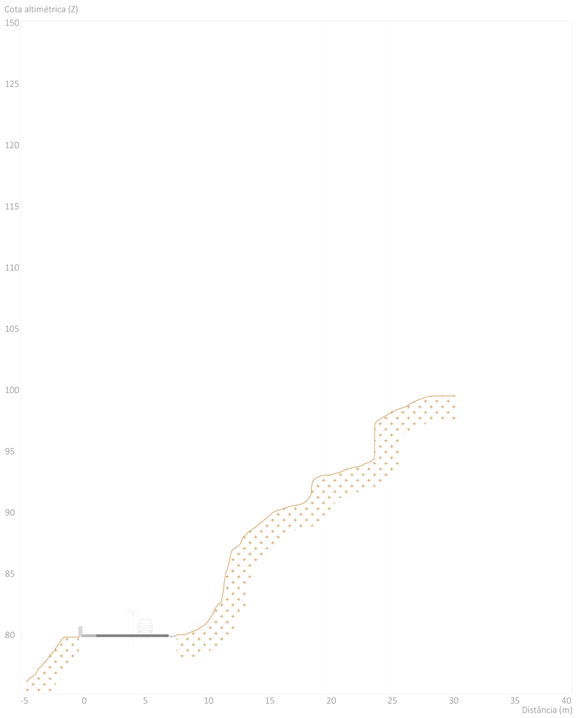
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

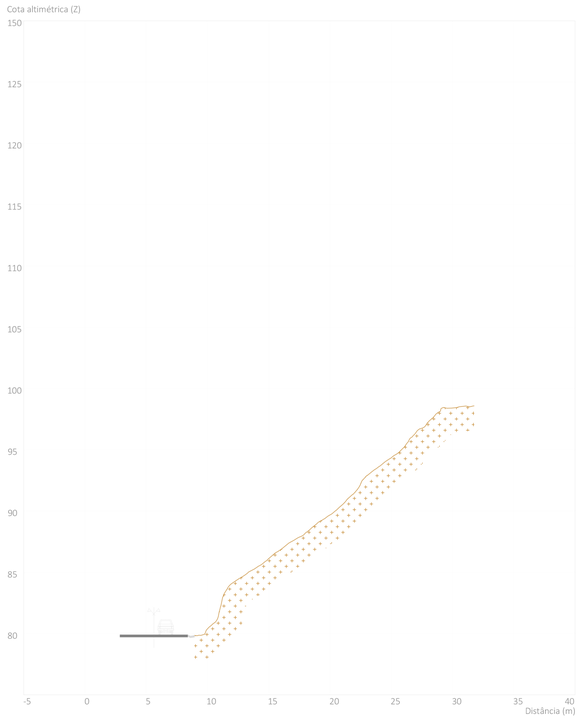
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

PERFIL 49



PERFIL 51





REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETULO

PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 5/5

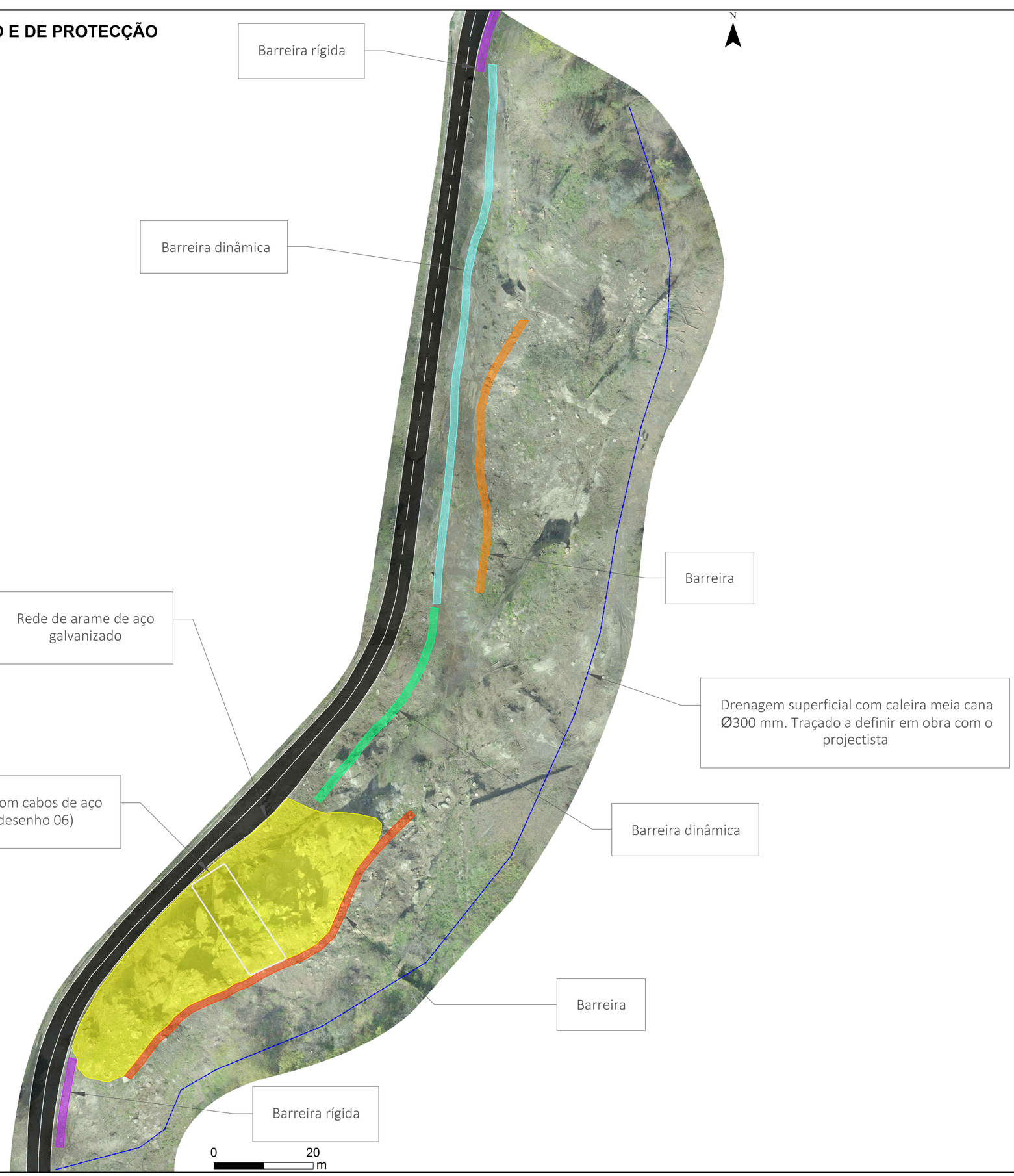
03

ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PLANTA
Esc. 1:400



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

TÍTULO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
PLANTA.

04

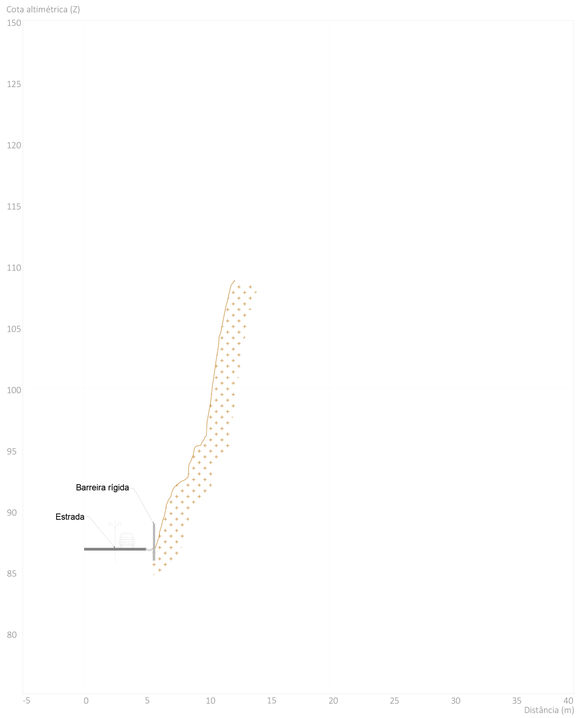
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

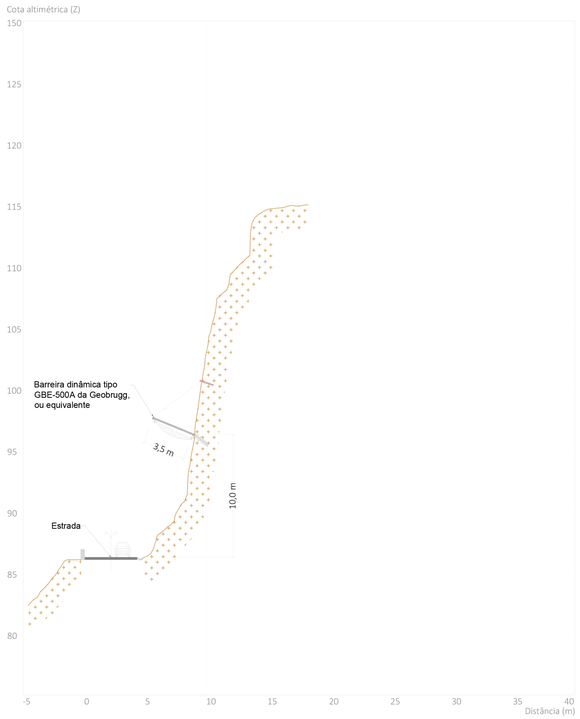
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

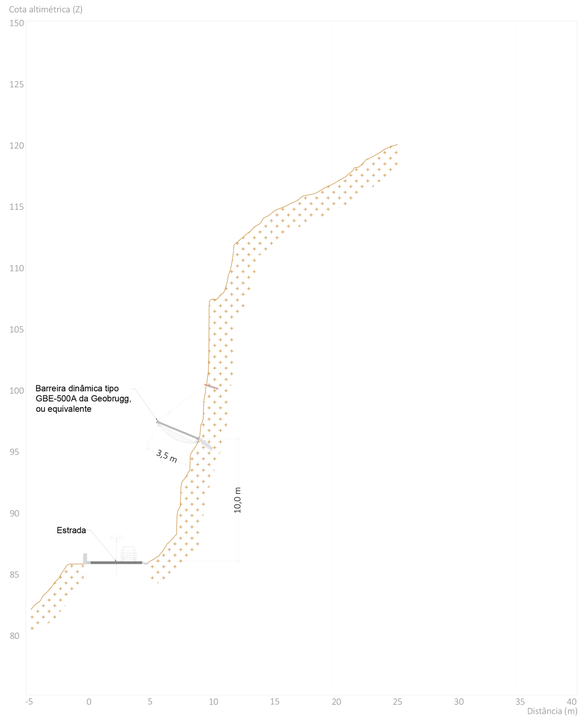
PERFIL 1



PERFIL 3

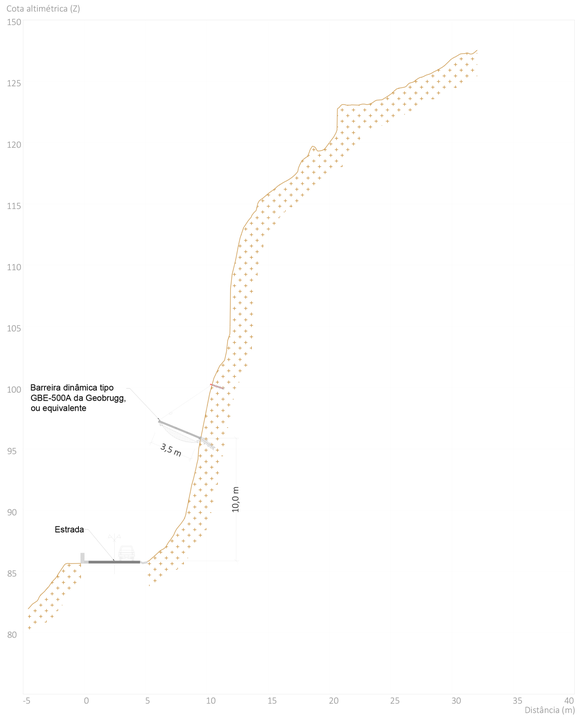


PERFIL 5

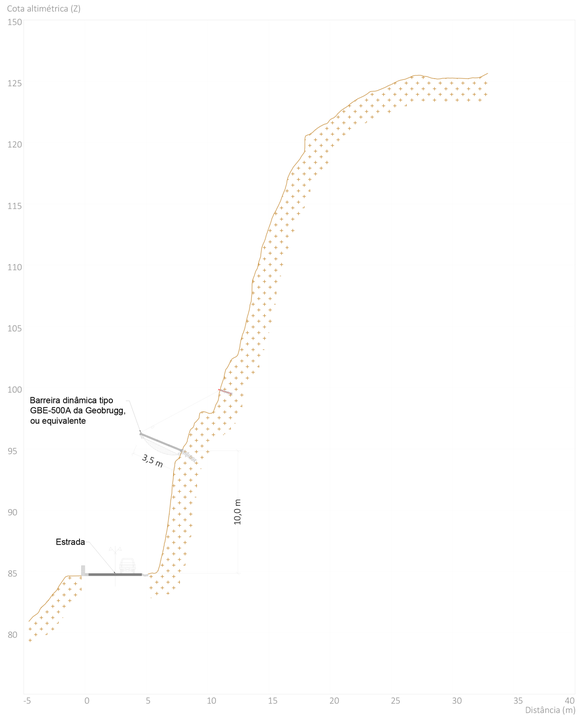




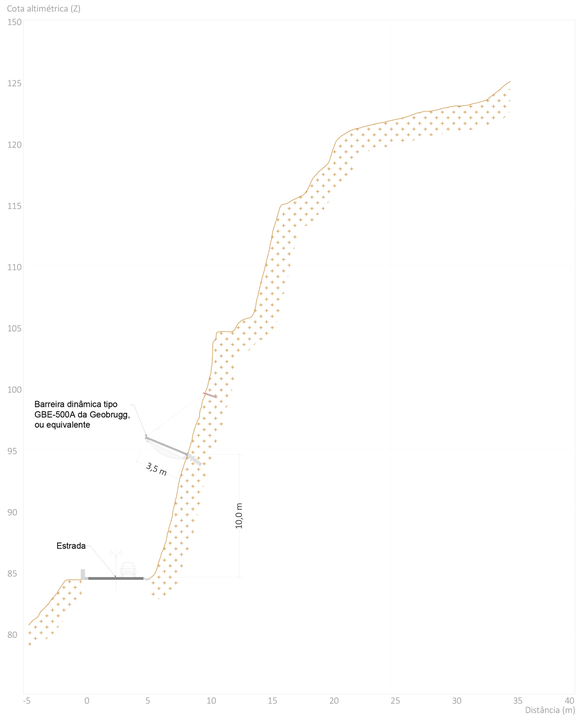
PERFIL 7



PERFIL 9



PERFIL 11



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETAPA

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 1/5

05

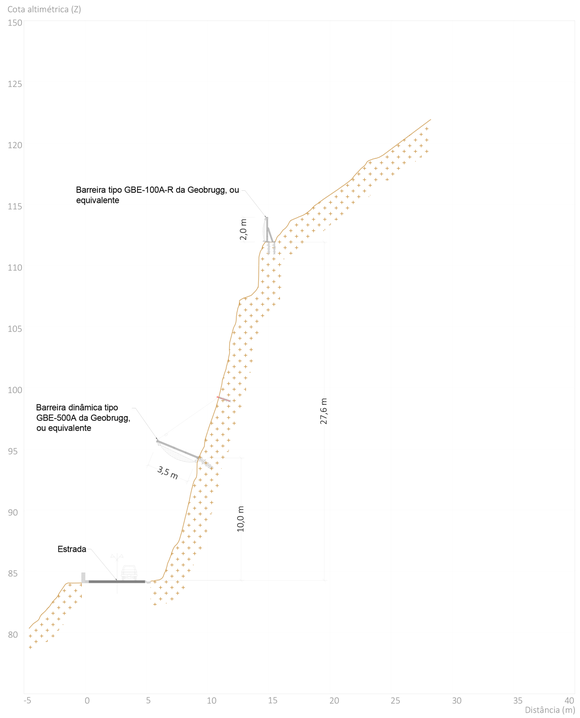
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

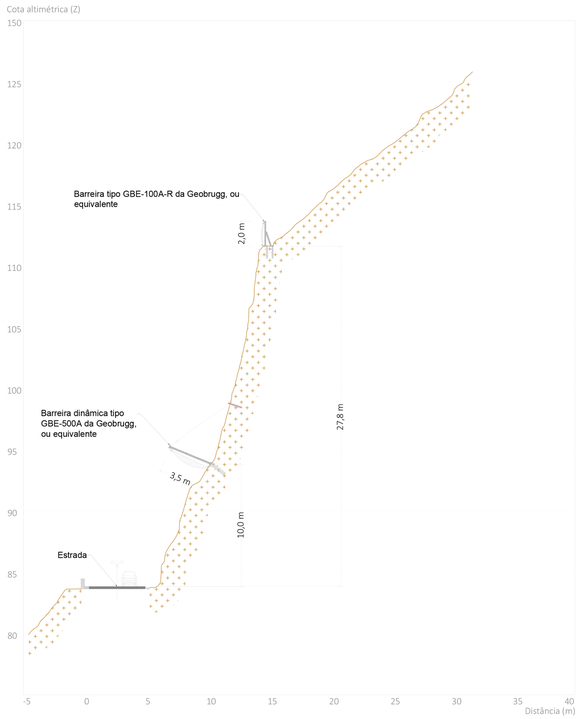
FASE | ESPECIALIDADE | Nº ORDEM | REVISÃO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

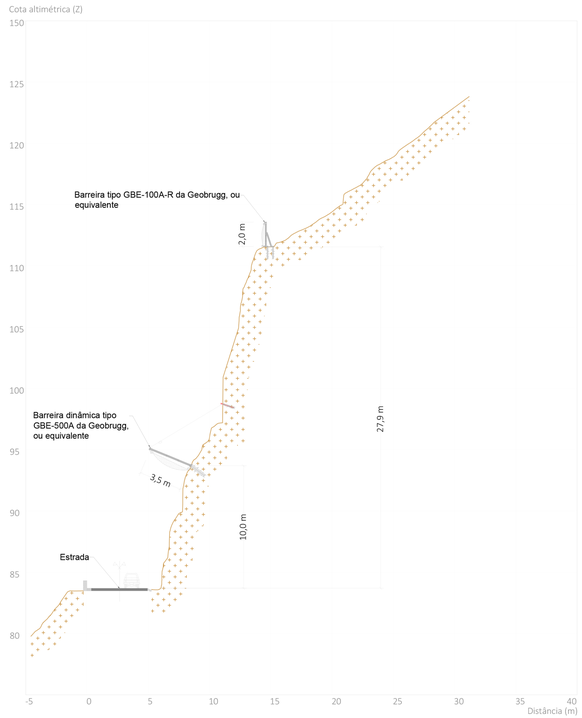
PERFIL 13

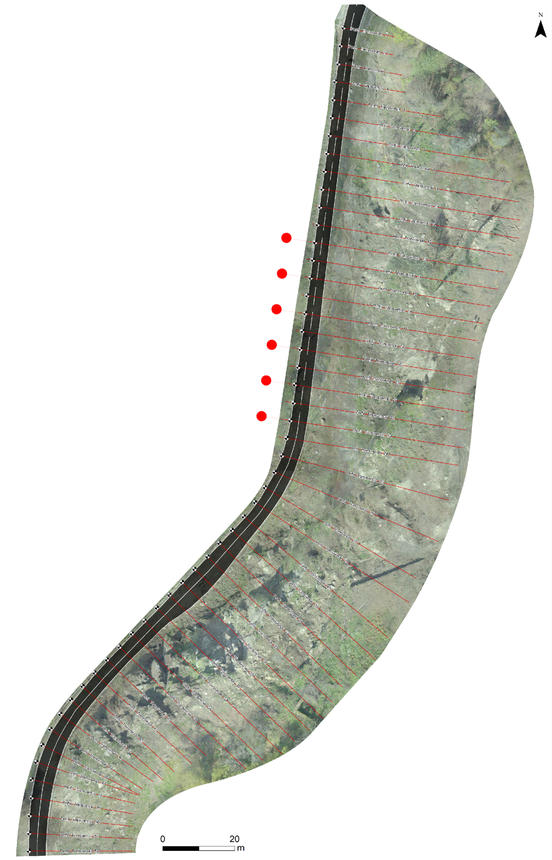


PERFIL 15

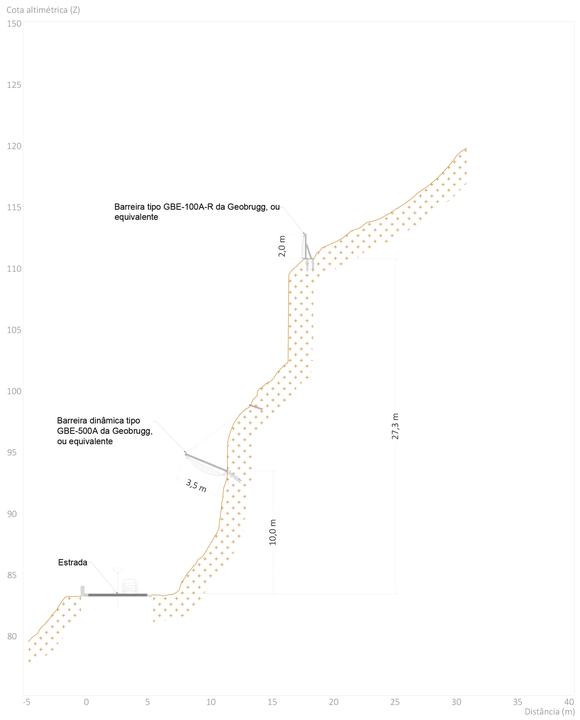


PERFIL 17

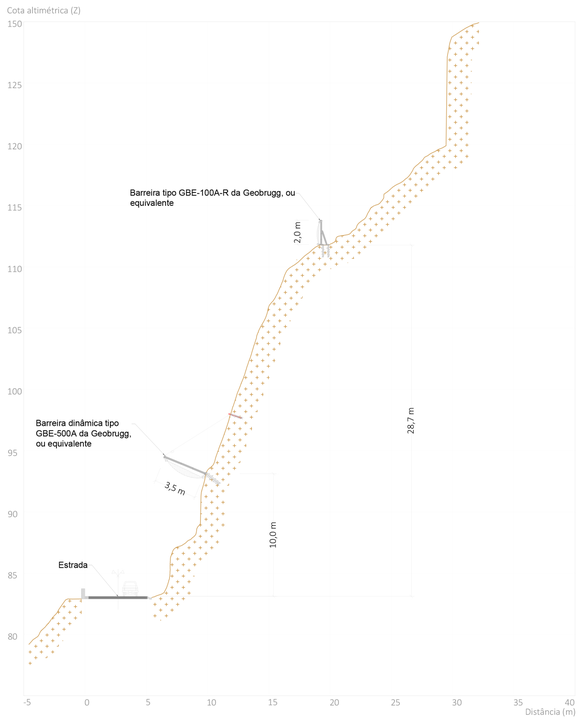




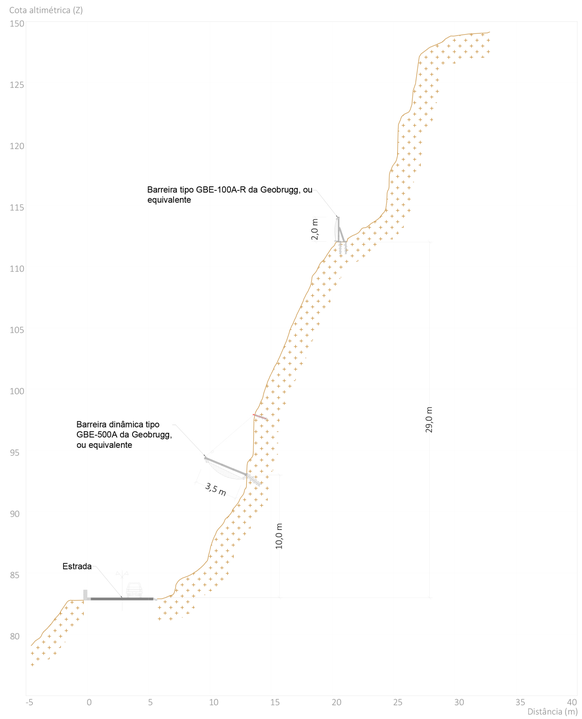
PERFIL 19



PERFIL 21



PERFIL 23



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETIQUETA

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 2/5

05

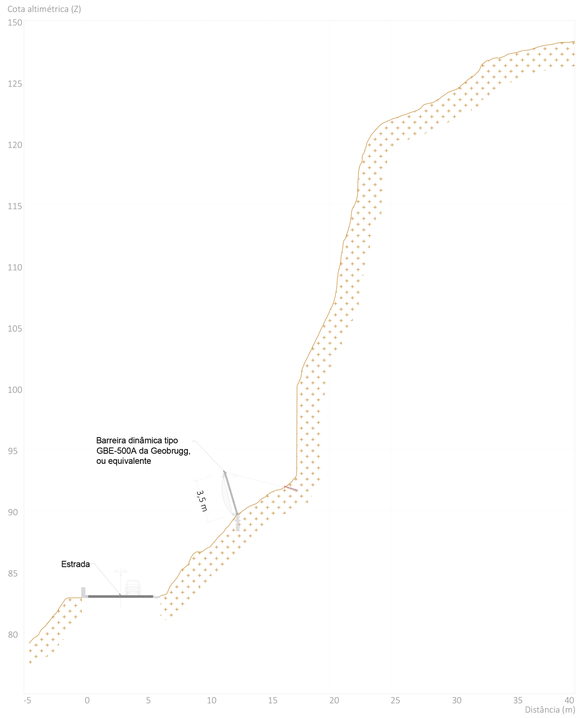
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

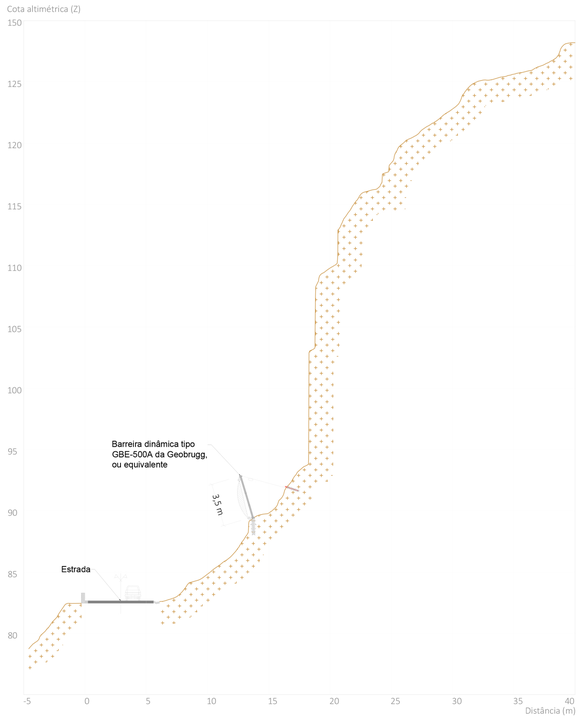
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

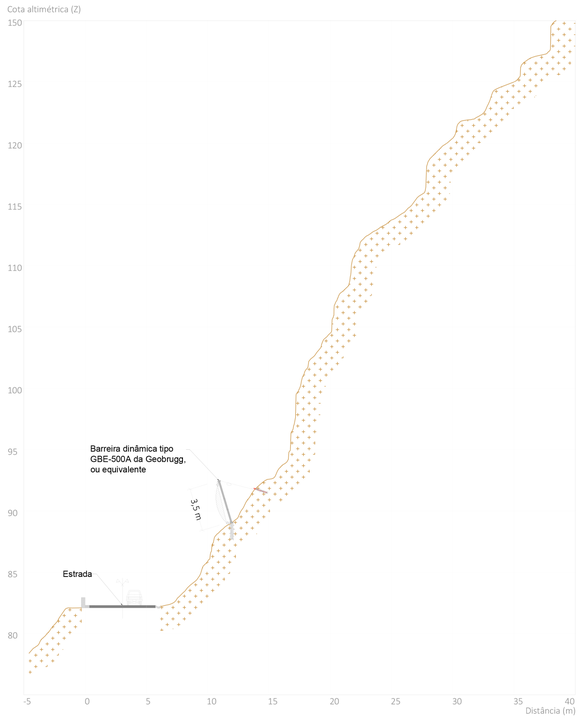
PERFIL 25



PERFIL 27

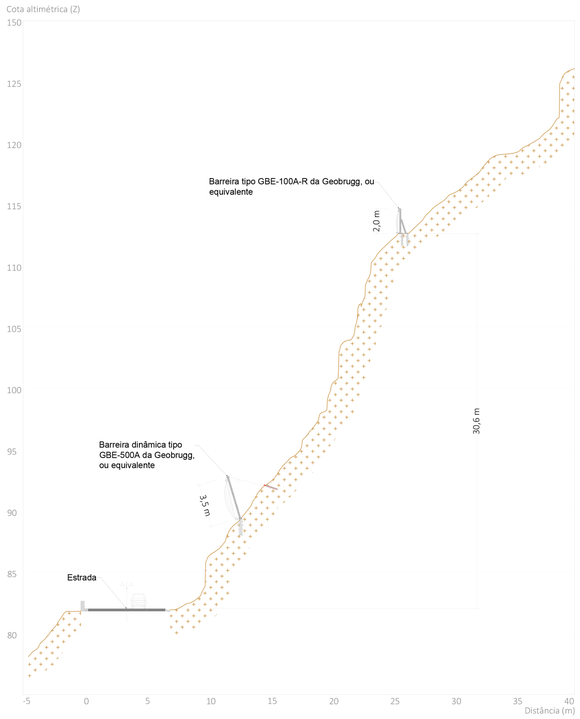


PERFIL 29

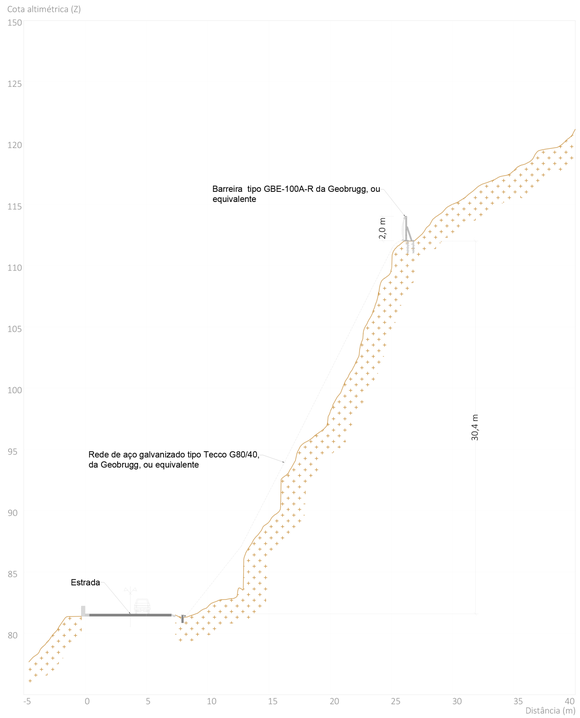




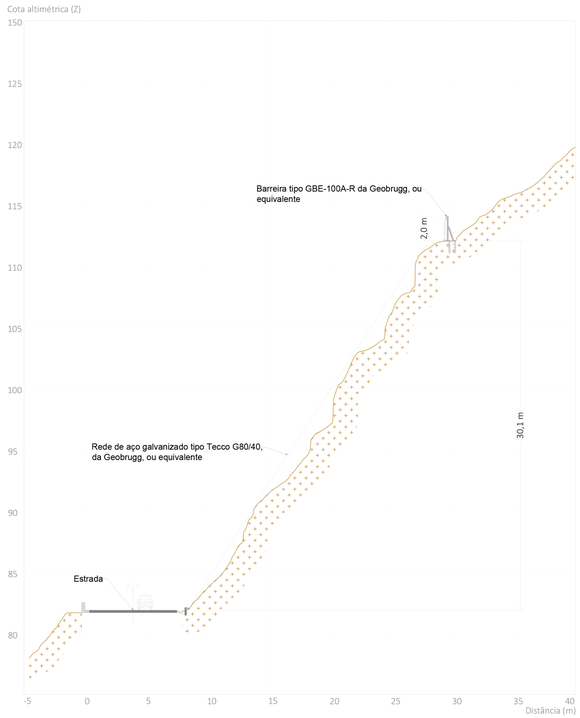
PERFIL 31



PERFIL 33



PERFIL 35



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETULO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 3/5

05

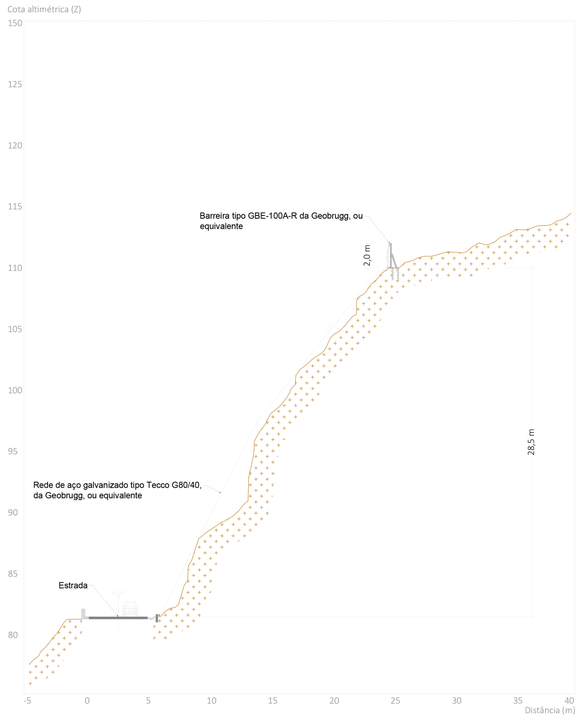
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

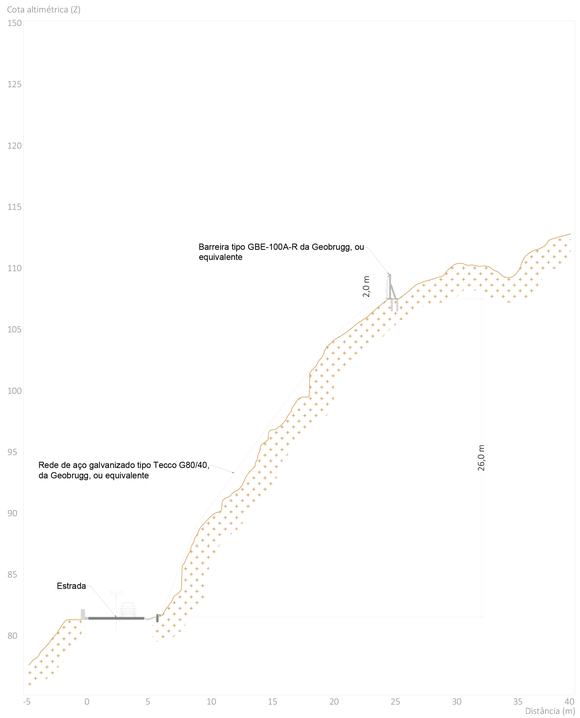
FASE | ESPECIALIDADE | Nº ORDEM | REVISÃO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

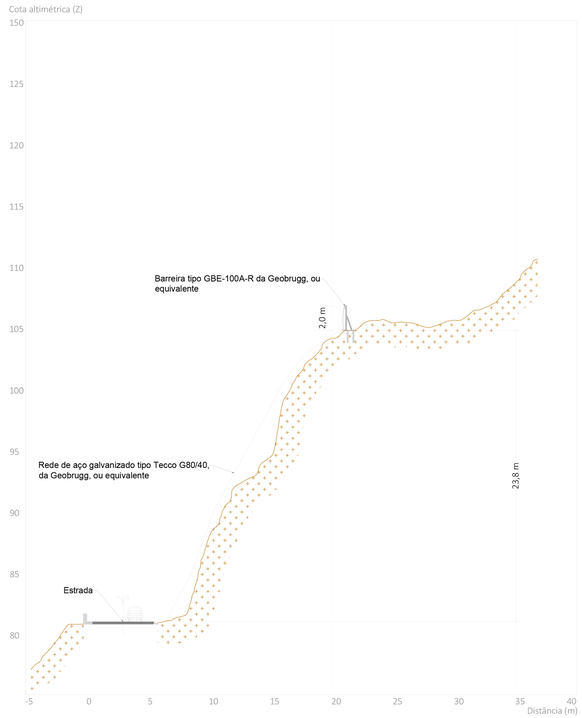
PERFIL 37



PERFIL 39

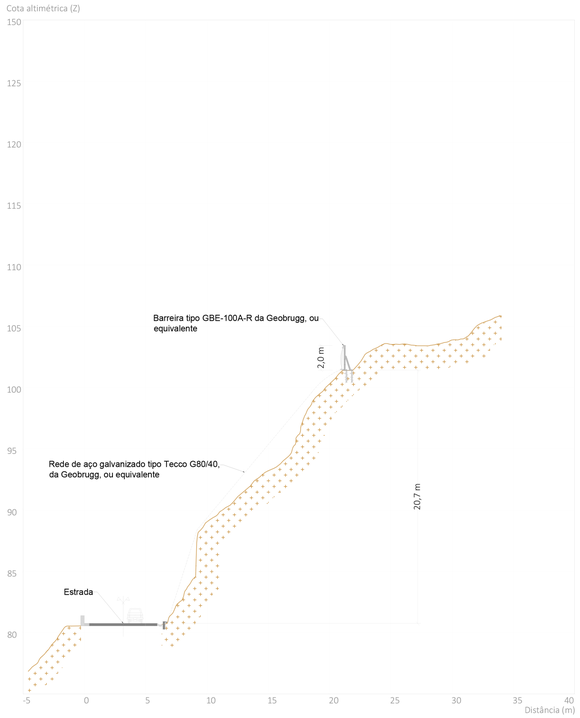


PERFIL 41

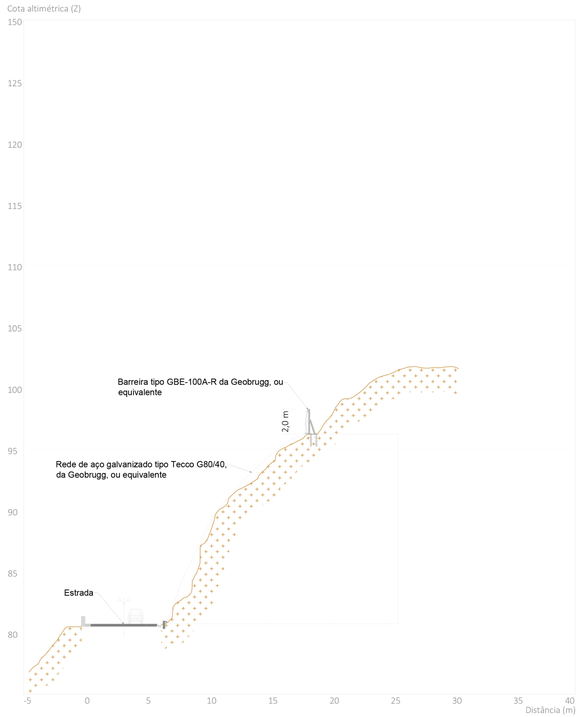




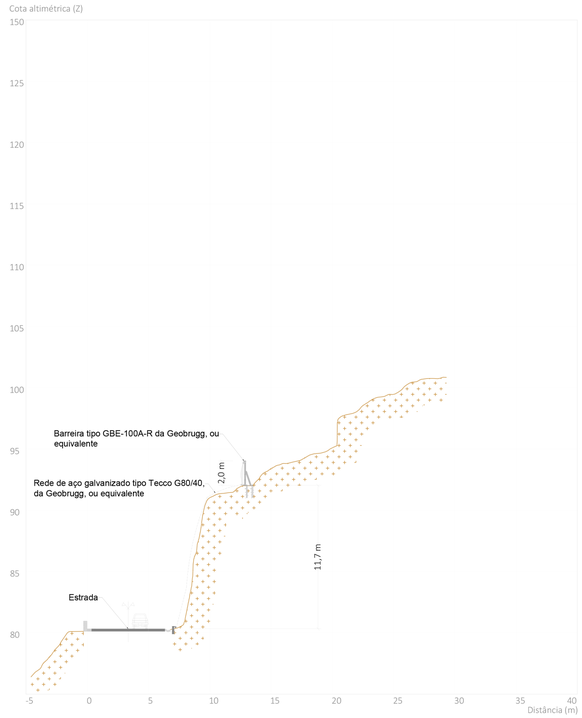
PERFIL 43



PERFIL 45



PERFIL 47



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETAPA

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 4/5

05

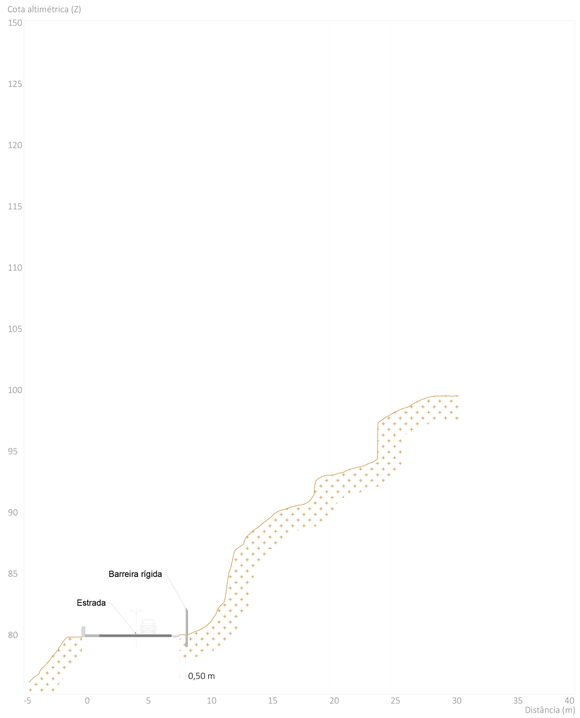
ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

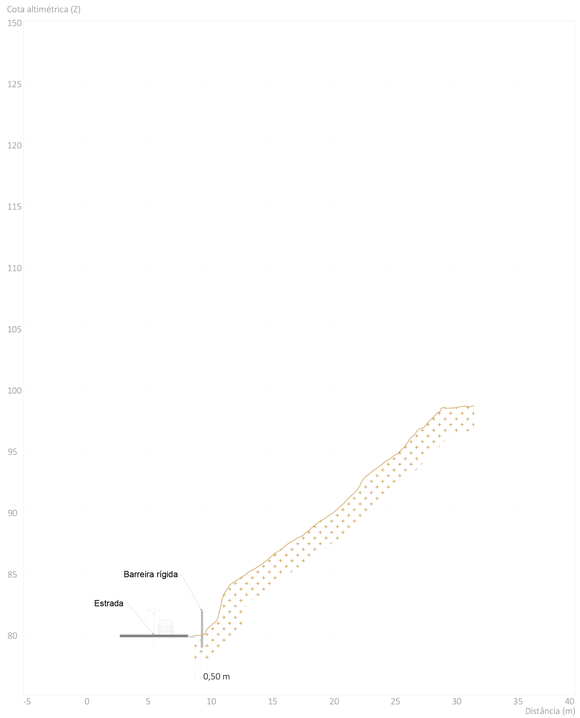
FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
PERFIS TRANSVERSAIS
Esc. 1:250

PERFIL 49



PERFIL 51





REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE

REF.ª PROJ. ESP.

ETULO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
PERFIS TRANSVERSAIS. FOLHA 5/5

05

ZONA

FASE

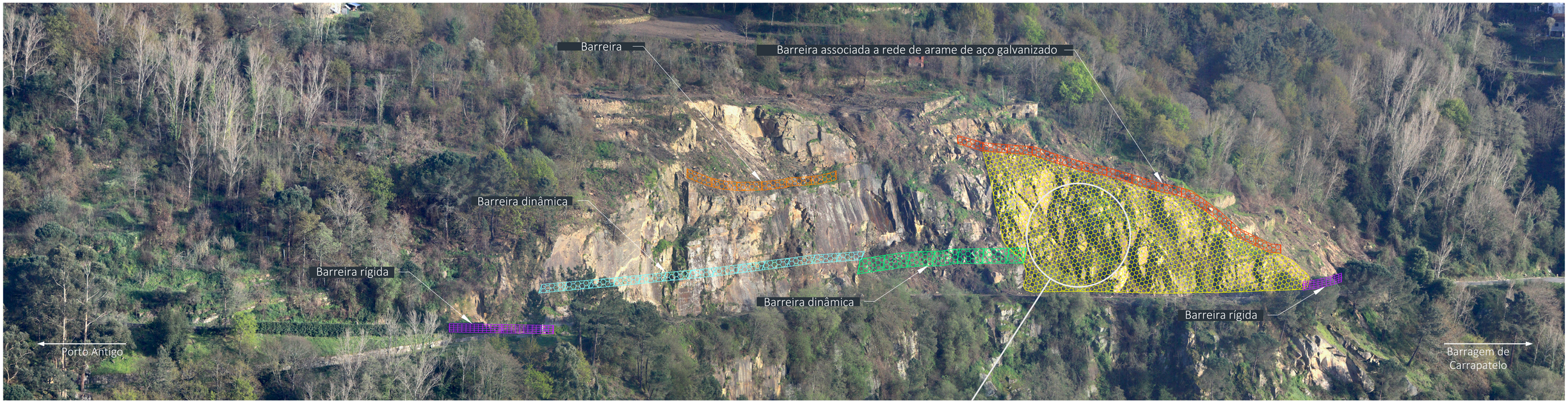
ESCALA

Nº PROJECTO

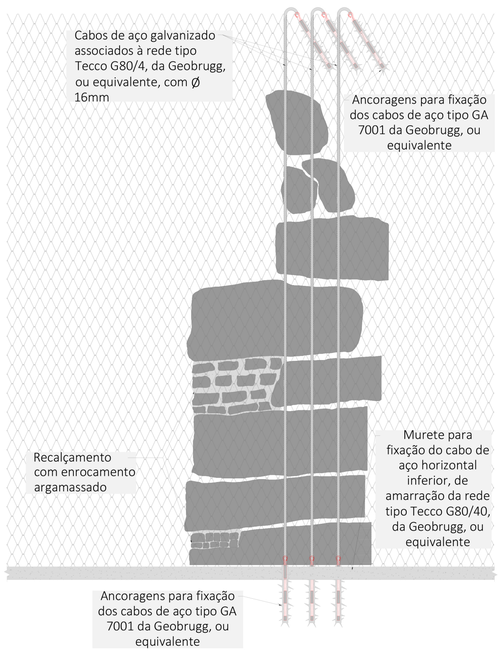
Nº DESENHO

FASE ESPECIALIDADE Nº ORDEM REVISÃO

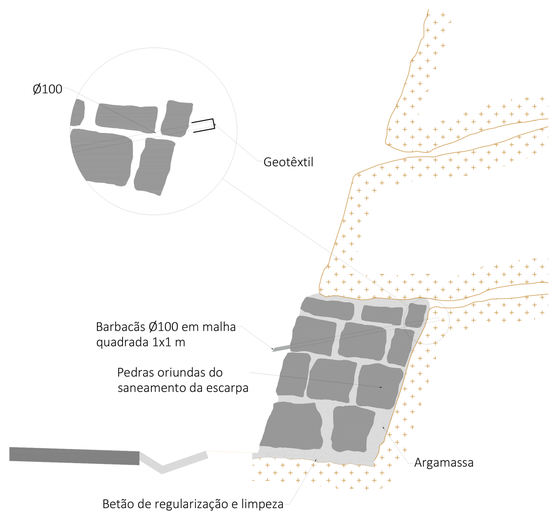
SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
ALÇADO. PORMENORES
(Sem escala)



PORMENOR A
(Sem escala)



RECALÇAMENTO - PORMENOR TIPO
(Sem escala)



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO
DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE

Nº PROJ. ESP.

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO.
ALÇADO. PORMENORES.

06

FASE

ESCALA

Nº PROJECTO

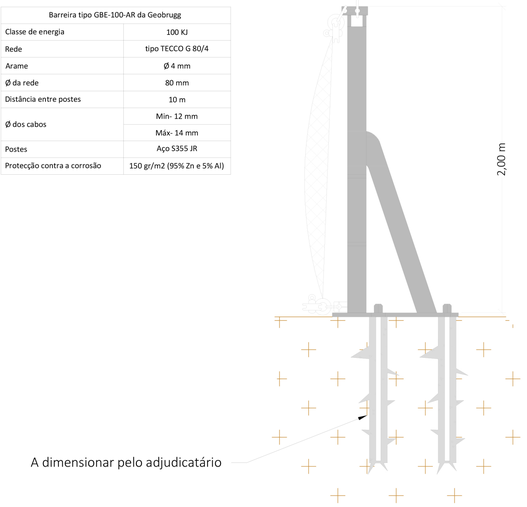
Nº DESENHO

FASE | ESPECIALIDADE | Nº ORDEM | REVISÃO

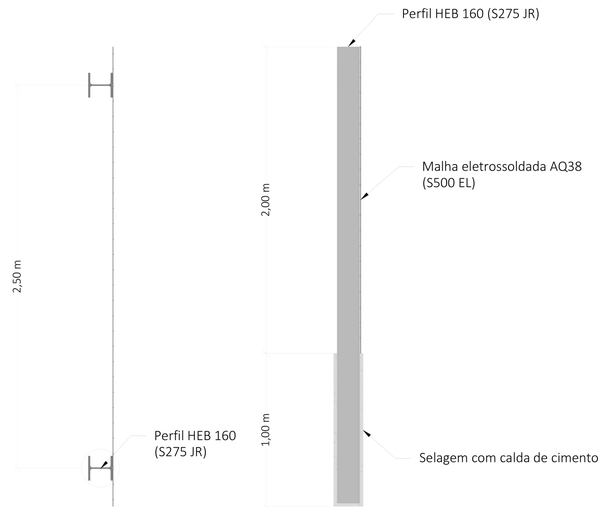
SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO
DIMENSIONAMENTO

BARREIRA TIPO GBE-100A-R DA GEOBRUGG, OU EQUIVALENTE
Esc 1:20

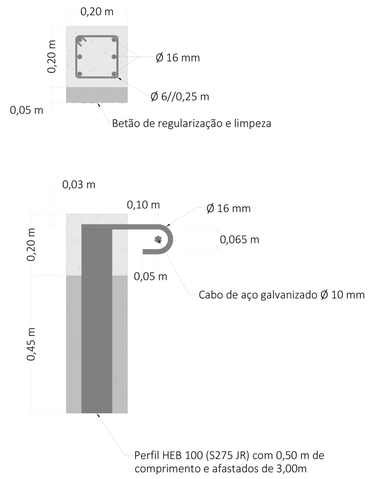
Barreira tipo GBE-100-AR da Geobrugg	
Classe de energia	100 KJ
Rede	tipo TECCO G 80/4
Arame	Ø 4 mm
Ø da rede	80 mm
Distância entre postes	10 m
Ø dos cabos	Mín- 12 mm
	Máx- 14 mm
Postes	Aço S355 JR
Protecção contra a corrosão	150 gr/m2 (95% Zn e 5% Al)



BARREIRA RÍGIDA COM HEB 160
Esc. 1:20



MURETE DE BETÃO ARMADO
Esc. 1:10



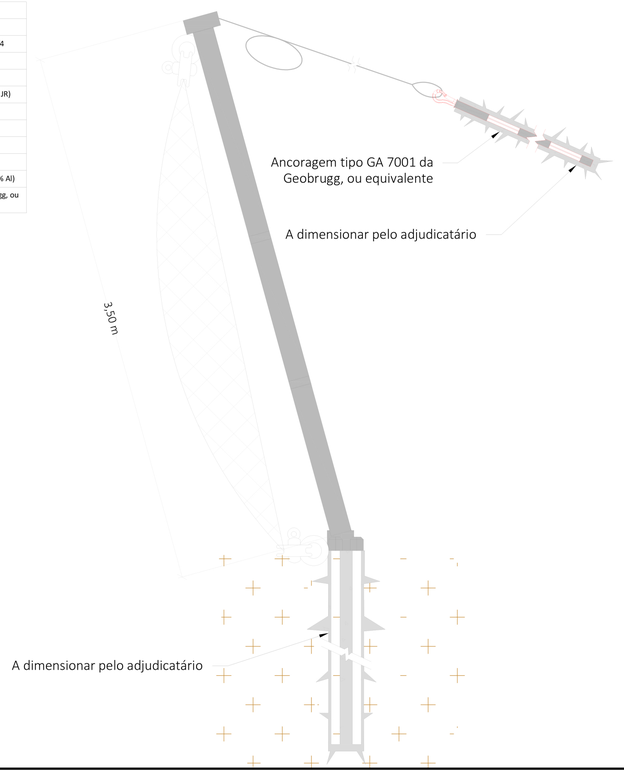
Quadro de Materiais						
BETÃO						
Elementos Estruturais	Classe de resistência	Classe de exposição ambiental	Recobrimento nominal (mm)	Classe de Teor de Cloretos	Dmax (mm)	Consistência
			Armaduras passivas			
Betão de Limpeza	C12/15	X0	-	Cl 1,0	25	S3
Murete	C30/37	XC2	30	Cl 0,4	40	S3
AÇO						
Armaduras Ordinárias	S500 NRSD					
Redes Electrossoldadas	S500 EL					
Redes de Arame	Tipo Tecco G80/4 - diâmetro do arame de aço de alta resistência – 4mm; resistência à tracção ft>1770N/mm2; protecção contra a corrosão com 95% Zn e 5% Al com um recobrimento mínimo de 150 g/m2					
Perfis Laminados	S355JR e S275JR (EN 10025-2)					
Pregagens	Aço em varão tipo Dywidag ou equivalente (BSt 500s)					
Metal de Adição em Soldadura	Fe430 (EURONORM 25-72)					
Chapas e Conectores	S275JR (EN 10025-2)					
Parafusos	Classe 8.8 D|N 6914					
Chumbadouros	Classe 8.8					

NOTA: Em conformidade com o estipulado nas normas e especificações:	-NP EN 206-1 -NP EN 13670-1 -LNEC E464

CALDA DE CIMENTO E INJECÇÕES DE SELAGEM A ALTA PRESSÃO	
Injecção de Selagem	0,4 ≤ A/C ≤ 0.45
Injecção de Alta Pressão	0,45 ≤ A/C ≤ 0.50
Resistência à Compressão Simples aos 7 dias (Ancoragens)	fck = 27MPa
Cimento Tipo	CEM |42,5R

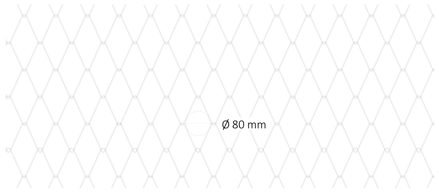
BARREIRA DINÂMICA TIPO GBE-500A DA GEOBRUGG, OU EQUIVALENTE
Esc. 1:20

Barreira tipo GBE-500A da Geobrugg	
Classe de energia	500 KJ
Rede	tipo TECCO G 80/4
Arame	Ø 4 mm
Ø da rede	80 mm
Poste tipo	HEA 120 (Aço S355 JR)
Distância entre postes	10 m
Ø dos cabos	Mín- 14 mm
	Máx- 18 mm
Altura da barreira	3,5 m
Protecção contra a corrosão	150 g/m2 (95% Zn e 5% Al)
Dissipadores de energia	tipo U-150 da Geobrugg, ou equivalente

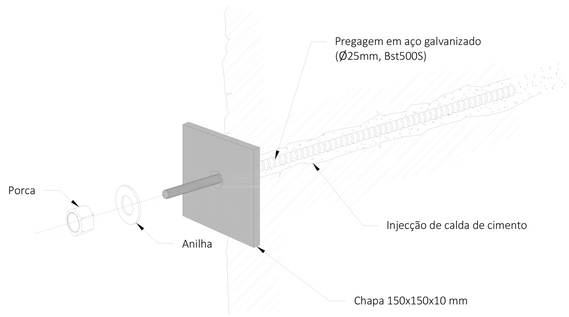


REDE TIPO TECCO G80/4, DA GEOBRUGG, OU EQUIVALENTE
Esc. 1:10

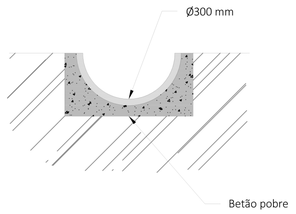
Rede tipo TECCO G80/4 da Geobrugg	
Diâmetro do arame	Ø 4 mm
Resistência à tracção	ft>1770N/mm2
Protecção contra a corrosão	150 g/m2 (95% Zn e 5% Al)



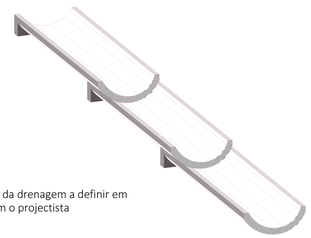
PORMENOR DE PREGAGEM
(Sem escala)



DRENAGEM SUPERFICIAL COM CALEIRA MEIA CANA Ø 300 mm
Esc. 1:10



DRENAGEM SUPERFICIAL EM DESCIDA DE TALUDE (Ø 300 mm)
(Sem escala)



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJECTOU	DESENHOU	APROVOU

TIPO DE EMISSÃO

REQUERENTE

PROJECTO

PROJECTO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTECÇÃO DA ESCARPA ROCHOSA DE S. CRISTÓVÃO

EQUIPA DE PROJECTO

ESPECIALIDADE — REF.ª PROJ. ESP.

ETULO

SOLUÇÃO DE REFORÇO E DE PROTECÇÃO. DIMENSIONAMENTO.

07

ZONA — FASE — ESCALA

Nº PROJECTO — Nº DESENHO

FASE — ESPECIALIDADE — Nº ORDEM — REVISÃO