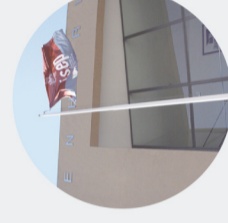




**Met. de abord. de cen. de inst. geotecn..
Casos de est. do talude de Mourilhe, das
minas de S. Cristóvão, do talude dos Esc. e
da Ponte sob. o rio Lo.**

JOÃO FILIPE MAGALHÃES FERNANDES

novembro de 2017



Metodologias de abordagem de cenários de instabilidade geotécnica. Casos de estudo.

Metodologias de abordagem de cenários de instabilidade geotécnica. Casos de estudo.

JOÃO FILIPE MAGALHÃES FERNANDES
Outubro de 2017



METODOLOGIAS DE ABORDAGEM DE CENÁRIOS DE INSTABILIZAÇÃO GEOTÉCNICA. CASOS DE ESTUDO.

JOÃO FILIPE MAGALHÃES FERNANDES

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 (ISEP)

Supervisor: Engenheiro José Filinto Castro Trigo (NEC)

OUTUBRO DE 2017

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xvii
Índice de Tabelas.....	xxvii
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Estudo do comportamento dos maciços rochosos	7
Capítulo 3 Taludes em material rochoso	47
Capítulo 4 Caso de estudo do talude dos Escuteiros (St. ^o Ovídio)	99
Capítulo 5 Caso de estudo do talude de Mourilhe	151
Capítulo 6 Caso de estudo das Minas de água de S. Cristóvão (Cinfães)	193
Capítulo 7 Caso de estudo da Ponte sobre o rio Louredo	259
Capítulo 8 Conclusões.....	275
Referências Bibliográficas	277
Anexo I – Esquemas de representação de inspeção visual, processamento de dados e modelação de taludes em programas de cálculo automático.....	287
Anexo II – Ficha de inspeção por bloco rochoso	293

RESUMO

As manifestações de instabilizações de índole geotécnica são frequentes e assumem configurações diversas, podendo incluir ou não estruturas fundadas na zona envolvente. Em ambientes terrosos ou rochosos, as causas destas instabilizações são variadas e associam-se, frequentemente, às condições ambientais e às inadequadas conceções ou construções das estruturas geotécnicas no caso de cenários em que ocorreu a intervenção humana.

O presente relatório traduz o percurso de um estágio realizado no Núcleo de Estudos da Construção do Instituto Superior de Engenharia do Porto, entre Janeiro e Outubro, que envolveu a participação em quatro casos de estudo.

O tema central do estágio é abordado em dois casos de estudo sobre dois taludes com manifestações de instabilidade, e num outro relacionado com a ocorrência de vários desabamentos numa encosta, onde se encontram localizadas minas de água e implantado um aglomerado habitacional. O quarto caso de estudo é relativo à conceção de uma obra de arte a instalar numa área de montanha, caracterizada por uma significativa heterogeneidade litológica.

O relatório apresenta, inicialmente, uma revisão bibliográfica sobre maciços rochosos e taludes, apresentando também os programas de cálculo automático usados no desenvolvimento dos quatro casos de estudo.

Os dois casos de estudo relacionados com taludes foram tratados de forma integral: desde a inspeção e a recolha fotográfica até à avaliação da respetiva segurança e à proposta de uma solução de proteção. O caso de estudo associado às minas de água envolveu uma fase de recolha documental, de registo fotográfico e de inspeção estrutural, tendo evoluído até à identificação da compatibilidade entre as anomalias dos edifícios e as instabilizações registadas, culminando com a definição de um plano de observação a implementar.

Destaca-se, neste estágio, a utilização de um “drone” para registo fotográfico e apoio à produção de um modelo tridimensional dos taludes, e a utilização dos programas de cálculo da Rocscience – Swedge, Rocfall, Slide e RocData – para avaliação da estabilidade dos taludes e suporte da solução de proteção.

Palavras-chave: Maciços rochosos, instabilidade, queda de blocos, inspeção, Rocfall, Swedge, Slide, RocData, redes de aço.

ABSTRACT

The manifestations of geotechnical nature instabilities are frequent and assume various configurations, and they may or not include structures founded on the surrounded area. In earthy and rocky environments, the causes of these instabilities are multiple, and they are often connected to the environmental conditions as well as to the inadequate conceptions or constructions of the geotechnical structures in sceneries which human intervention occurred.

The present report reflects the course of an internship accomplished in Núcleo de Estudos da Construção do Instituto Superior de Engenharia do Porto, between January and October, which has comprised the participation in four study cases.

The internship central theme is approached in two study cases upon slopes which presented signs of instability, and in a third one connected to the occurrence of several landslides on a slope, where there can be found water mines alongside a housing cluster. The fourth study case is related to the conception of a work of art which will be placed in a mountain area, characterized by a significant lithological heterogeneity.

The report presents, initially, a bibliographic review on rock masses and slopes, also presenting the automatic calculation programmes used in the development of the four study cases.

The two study cases related to the slopes have been dealt fully: since the local inspection and photographic collection until their safety assessment and the proposal of a protection solution. The study case connected to the water mines has involved a phase of documentary collection, photographic record and structural inspection, having evolved to the identification of compatibility between the buildings anomalies and the registered instabilities. Finally, it ended up with the definition of an observation plan to be implemented.

It stands out, in this internship, the employ of a drone for a photographic record and for supporting the designing of a tridimensional model of the slopes, as well as the use of RocScience programmes – Swedge, Rocfall, Slide and Rocdata – to assess the slopes stability and the protection solution support.

Key Words: Rock Masses, instability, Rock Fall, inspection, Rocfall, Swedge, Slide, Rocdata, steel nets.

AGRADECIMENTOS

São apresentados neste capítulo todos os que tornaram a execução deste relatório possível, a todos, guardo-vos o mais sincero e profundo agradecimento.

A José Filinto Castro Trigo, o meu orientador e professor, por me indicar a direção correta para conseguir cumprir a minha formação e pela ajuda, disponibilidade incansável, e dádiva de conhecimentos, nesta que foi das tarefas mais desafiantes e importantes para mim, obrigado.

Ao Núcleo de Estudos da Construção (NEC) do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) por ter proporcionado um estágio e temas tão interessantes e novos para mim, obrigado.

Aos Professores Doutores Helder I. Chaminé, Maria José Afonso, José Teixeira e Mestres Liliana Freitas, Sara Duarte e Rui Machado, do Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP, pelo trabalho, partilha de informação, revisão bibliográfica, pela disponibilidade e ajuda com este relatório, e pelos momentos de diversão, esses nunca os esquecerei, obrigado.

Ao Mestre Pedro Ferraz, pela ajuda e apoio ao longo deste período, pelos serviços prestados e pela formação nos programas de cálculo, obrigado.

À Joana Cardoso, amiga, pela presença e ajuda nos trabalhos de campo e companhia na redação deste documento, obrigado.

Aos meus amigos, por aquilo que são e representam para mim, pelas incontáveis vezes que me ajudam a levantar, pelas palavras, momentos de persistência, diversão e companheirismo, a todos vocês um forte obrigado.

À minha família, Mãe, Pai, Avó, Avô, Tios e Irmão, as vossas palavras nunca foram de reconforto, mas de motivação, o vosso olhar nunca foi de satisfação, mas de querer ainda mais, a vossa presença foi constante nos bons e maus momentos, e as vossas ações fazem de mim o que sou hoje, o meu mais sincero obrigado.

A Ti que embora ausente estiveste sempre presente, obrigado.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução	1
Capítulo 2	Estudo do comportamento dos maciços rochosos	7
2.1	Rocha intacta	7
2.1.1	Tipos de rocha	8
2.2	Descontinuidades	9
2.2.1	Tipos de descontinuidades	10
2.2.2	Características das descontinuidades.....	11
2.3	Projeção e representação das descontinuidades	21
2.3.1	Método das rosetas.....	21
2.3.2	Projeção hemisférica	23
2.4	Classificação dos maciços rochosos.....	25
2.4.1	Grau de meteorização dos maciços rochosos	25
2.4.2	Metodologias de recolha de dados	27
2.4.3	Classificações geomecânicas	32
Capítulo 3	Taludes em material rochoso	47
3.1	Modos de instabilização em taludes.....	47
3.1.1	Deslizamentos.....	48
3.1.2	Desmoronamento.....	51
3.1.3	Rotura por encurvadura	53
3.2	Análise de estabilidade e modelação de taludes rochosos	53
3.2.1	Teste de Markland.....	53
3.2.2	Programas de cálculo automático	57

ÍNDICE DE TEXTO

3.3	Fichas de inspeção	64
3.4	Veículo Aéreo Não-Tripulado (VANT)	76
3.5	Conceitos de perigosidade, de vulnerabilidade e de risco em taludes.....	77
3.5.1	Definição dos termos Perigosidade, Vulnerabilidade e Risco	78
3.5.2	Levantamento da perigosidade e do risco.....	81
3.5.3	Prevenção e resposta ao risco	82
3.6	Determinação do índice de qualidade de taludes rochosos.....	83
3.7	Medidas preventivas de proteção e estabilização em taludes	89
3.7.1	Saneamento.....	89
3.7.2	Redes de aço.....	90
3.7.3	Ancoragens	91
3.7.4	Pregagens.....	93
3.7.5	Barreiras flexíveis.....	94
3.7.6	Muros e barreiras rígidas.....	96
3.7.7	Drenagem	97
Capítulo 4	Caso de estudo do talude dos Escuteiros (St. º Ovídio).....	99
4.1	Termos de referência e equipa	99
4.2	Objetivos	100
4.3	Metodologia.....	103
4.4	Descrição geral da área do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia) .	105
4.4.1	Enquadramento geográfico	106
4.4.2	Enquadramento geológico e geomorfológico	108
4.5	Ocupação do solo e condicionantes de ordenamento: breve síntese.....	112
4.6	Caracterização do talude e condições geológicas e geotécnicas.....	114
4.6.1	Generalidades.....	114
4.6.2	Estudos geológicos-geotécnicos	115
4.6.3	Zonamento geotécnico.....	115

4.6.4	Zonamento geotécnico.....	118
4.6.5	Definição da blocometria geral	124
4.6.6	Cartografia de zonamento geotécnico	125
4.7	Classificações geomecânicas e análise de estabilidade geoestrutural	127
4.7.1	Geomecânica de maciços rochosos.....	127
4.7.2	Parâmetros geomecânicos adotados	127
4.7.3	Cartografia de zonamento geomecânico	128
4.7.4	Análise de estabilidade geoestrutural (Teste de Markland)	130
4.7.5	Análise de suscetibilidade e nível de perigosidade de taludes rochosos.....	132
4.8	Inspeção do talude.....	135
4.9	Modelação e avaliação da estabilidade do talude com recurso a programas de cálculo automático.....	137
4.9.1	Análise de estabilidade de blocos rochosos: Swedge	139
4.9.2	Rocfall	142
4.10	Proposta de solução de proteção	147
4.11	Considerações finais.....	148
Capítulo 5	Caso de estudo do talude de Mourilhe	151
5.1	Termos de referência e equipa	151
5.2	Objetivos.....	152
5.3	Metodologia.....	153
5.4	Enquadramento geográfico	156
5.5	Enquadramento geológico e geomorfológico	158
5.5.1	Enquadramento geológico regional	158
5.5.2	Enquadramento geomorfológico regional	160
5.6	Caracterização do talude e condições geológicas e geotécnicas	162
5.6.1	Generalidades.....	162
5.6.2	Estudos geológicos-geotécnicos.....	162

5.6.3	Zonamento geotécnico.....	162
5.7	Classificações geomecânicas.....	171
5.7.1	Geomecânica dos maciços rochosos	171
5.7.2	Parâmetros geomecânicos adotados	172
5.8	Cartografias do zonamento geotécnico e geomecânico.....	173
5.9	Análise de suscetibilidade e nível de perigosidade do talude	177
5.10	Avaliação da estabilidade do talude.....	181
5.11	Proposta de solução de intervenção.....	188
5.12	Considerações finais.....	190
Capítulo 6	Caso de estudo das Minas de água de S. Cristóvão (Cinfães).....	193
6.1	Termos de referência e equipa	193
6.2	Objetivos	195
6.3	Histórico da instabilização geotécnica: sequência de acontecimentos, de estudos e de intervenções	196
6.4	Metodologia.....	203
6.5	Descrição geral da área de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira, Cinfães	205
6.5.1	Enquadramento geográfico	205
6.6	Enquadramento geológico e geomorfológico	208
6.6.1	Enquadramento geológico regional	208
6.6.2	Enquadramento geomorfológico regional	210
6.7	Minas de S. Cristóvão: as habitações danificadas.....	215
6.7.1	Localização e caracterização dos edifícios.....	215
6.7.2	A inspeção estrutural.....	235
6.7.3	Plano de instrumentação e de observação	250
Capítulo 7	Caso de estudo da Ponte sobre o rio Louredo	259
7.1	Considerações iniciais	259
7.2	Características geológico-geotécnicas	260

7.3	Perfil transversal da via.....	262
7.4	Solução proposta inicialmente	263
7.5	Segunda solução proposta.....	270
7.6	Materiais previstos	273
Capítulo 8	Conclusões.....	275

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Faseamento das atividades relacionadas com os casos de estudo.....	6
Figura 2.1 - Ciclo das rochas enquadrado na geologia da engenharia (adaptado de Chaminé et al., 2013).	9
Figura 2.2 – Diagrama das propriedades geométricas das descontinuidades (adaptado de Hudson, 1989).	12
Figura 2.3 – Diagrama de blocos com representação das orientações de um conjunto de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).	13
Figura 2.4 - Perfis de rugosidade (adaptado de ISRM, 1981).....	16
Figura 2.5 – Representação esquemática do processo de análise da estabilidade de taludes rochosos (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).	21
Figura 2.6 – Representação de dados da orientação das descontinuidades com recurso ao método das Rosetas (www.youngtechnology.com).	22
Figura 2.7 – Exemplo de aplicação da projeção hemisférica (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).....	23
Figura 2.8 – Exemplo da projeção do círculo maior e pólo para análise bidimensional (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).	24
Figura 2.9 – Projeção hemisférica: Representação da orientação da linha de interseção de dois planos (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).	24
Figura 2.10 – Faseamento da técnica de amostragem linear (Scanline).....	28
Figura 2.11 – Levantamento geológico-geomecânico segundo a técnica de amostragem linear (Scanline)	29
Figura 2.12 – Bússola de Geólogo, com clinómetro, usada na medição da atitude geológica de um plano de descontinuidade.....	30
Figura 2.13 – Levantamento do geo-posicionamento global de alta precisão.	30
Figura 2.14 – Faseamento da análise de descontinuidades com o martelo de Schmidt.	31

Figura 2.15 - Levantamento geológico-geomecânico com recurso ao martelo de Schmidt.....	32
Figura 2.16 – Métodos de suporte de taludes sugeridos em função do índice SMR (adaptado de Romana, 1985).	40
Figura 3.1 - Rotura planar (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Hoek and Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004).	49
Figura 3.2 - Rotura em cunha (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Hoek and Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004).....	50
Figura 3.3 - Rotura em curva (adaptado de Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998; Wyllie & Mah, 2004).	51
Figura 3.4 - Tombamento (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).	52
Figura 3.5 - Queda de blocos de rocha ou detritos (adaptado de Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).	52
Figura 3.6 – Rotura por encurvadura com flexão e deformação dos estratos (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	53
Figura 3.7 – Aplicação do teste de Markland para identificação de rotura por cunha (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).....	55
Figura 3.8 – Exemplo de rotura em cunha perante dois planos de descontinuidade (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).	56
Figura 3.9 - Exemplo de rotura em cunha perante um plano de descontinuidade (A) (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).....	56
Figura 3.10 – Utilidade do programa de cálculo automático Rocfall 6.0 (www.rocscience.com).	57
Figura 3.11 – Exemplo de formatos possíveis dos blocos de rocha (Rigid Body) (www.rocscience.com). 58	
Figura 3.12 – Exemplo das propriedades do material geológico dos blocos de rochas (www.rocscience.com).....	58
Figura 3.13 - Histograma gráfico da localização final das rochas (esquerda) e possíveis trajetos dos blocos no perfil do talude (direita) (www.rocscience.com).	59
Figura 3.14 – Exemplo típico de análise de rotura em cunha no programa Swedge (www.rocscience.com).....	61
Figura 3.15 – Tipos de análise utilizados pelo Swedge (www.rocscience.com).....	62
Figura 3.16 – Utilidades do programa Slide (www.rocscience.com).....	63
Figura 3.17 - Faseamento de um projeto de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015; Rodrigues, 2017)...	65

Figura 3.18 – Coleção de objetos do programa Microsoft Office Access.....	66
Figura 3.19 – Aspetos a considerar na caracterização de blocos instáveis (adaptado de Pacheco, 2015).	67
Figura 3.20 – Ficha de inspeção utilizada para a avaliação de blocos potencialmente instáveis (Pacheco, 2015).	75
Figura 3.21 – Aspetos da monitorização com o VANT, com aplicação ao caso de estudo do talude rochoso de Mourilhe: a) aparelho de controlo do VANT; b) VANT em operação; c e d) medições de controlo para a calibração do modelo a gerar a partir do VANT.....	77
Figura 3.22 – Terminologia de perigosidade, vulnerabilidade e risco (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).....	78
Figura 3.23 - Esquema que representa a relação dos termos apresentados (adaptado de Zêzere et al., 1999).	81
Figura 3.24 – Parâmetros para levantamento do grau de perigosidade e de risco em infraestruturas rodoviárias (Wyllie, 1987; Pierson et al. 1990).	82
Figura 3.25 – Saneamento de arriba pela proteção civil (www.cascais.pt).	90
Figura 3.26 - Aplicação de rede de malha de arame.....	91
Figura 3.27 - Desenho esquemático de uma solução de ancoragem em terreno (www.scielo.mec.pt)... ..	92
Figura 3.28 - Pormenor de uma cabeça de ancoragem por cabo (www.fundesp.com.pt).....	92
Figura 3.29 - Pormenor da cabeça de pregagens associado a solução de redes de aço.....	94
Figura 3.30 - Barreira flexível do tipo SL-150 da marca Geobrugg (www.geobrugg.com).	95
Figura 3.31 – Recolha de detritos com a solução de barreiras flexíveis (www.mountaintech.cl).	95
Figura 3.32 – Muro de alvenaria de pedra (www.geradordepreços.cype.pt).	97
Figura 3.33 – Muro de gabiões (www.geradordepreços.cype.pt).	97
Figura 3.34 – Muro de betão armado (www.georumo.pt).	97
Figura 3.35 – Muro de betão ciclópico (www.geradordepreços.cype.pt).	97
Figura 3.36 – Solução de drenagem associado a muros de suporte de betão armado (www.imperialum.com).	98
Figura 4.1 – Localização esquemática dos perfis aplicados para o desenvolvimento da técnica de amostragem linear no talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).	102

Figura 4.2 – Enquadramento cartográfico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).	104
Figura 4.3 - Exemplo da utilização do GPS de alta precisão Trimble® GeoExplorer na georreferenciação de pontos de controlo para o levantamento VANT: a) pormenor do GPS; b) georeferenciação de pontos a localização precisa da scanline; c, d) levantamento de pontos de controlo para modelação 3D do levantamento VANT do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia). ..	105
Figura 4.4 - Localização geográfica do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).	106
Figura 4.5 – Aspetos gerais do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia): a) zona mais alterada do maciço; b) aplicação da técnica de amostragem linear (“scanline”); c) presença de raízes no interior de descontinuidades; d) evidência de um bloco isolado existente no talude.....	107
Figura 4.6 - Mapa de declives da área do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).	108
Figura 4.7 - Enquadramento geológico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).	110
Figura 4.8 - Normais climatológicas de precipitação para o período 1981-2010 na estação climatológica do Porto - Serra do Pilar (https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/).	111
Figura 4.9 - Normais climatológicas de temperatura para o período 1981-2010 na estação climatológica do Porto - Serra do Pilar (https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/).	112
Figura 4.10 - Carta de ocupação do solo na área envolvente do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).....	114
Figura 4.11 - Geometria típica dos blocos rochosos nas zonas geotécnicas ZG2 e ZG3.	125
Figura 4.12 – Cartografia do zonamento geotécnico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).	126
Figura 4.13 - Cartografia do zonamento geomecânico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).....	129
Figura 4.14 - Análise da estabilidade para o talude de Santo Ovídio: a – ZG1; b – ZG2; c – ZG3; d - atitudes médias e variações angulares das três famílias de descontinuidades e atitudes dos sentidos médios de escorregamento efectivo nas 3 zonas geotécnicas.	131
Figura 4.15 - Cartografia da suscetibilidade e grau de perigosidade para o talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).	134

Figura 4.16 – Modelo 3D do talude rochoso dos Escuteiros com diferentes perspetivas.....	138
Figura 4.17 - Definições de projeto consideradas nas modelações com o Swedge.....	139
Figura 4.18 – Cunha formada pela interseção das famílias de descontinuidades F'1 e F''3.....	141
Figura 4.19 - Cunha formada pela interseção das famílias de descontinuidades F''2 e F'3.	141
Figura 4.20 – Aparência real dos blocos identificados na face do talude rochoso dos Escuteiros.	142
Figura 4.21 - Definição das propriedades do bloco não isolado BL1, em Rock Type Library, onde se definiram a massa (kg) e a densidade (kg/m ³) do material.	144
Figura 4.22 - Na definição dos seeder properties, para o bloco não isolado BL1, definiram-se 500 “ensaios” de lançamento de blocos.....	144
Figura 4.23 – Trajetórias das quedas do bloco rochoso BL1 ao longo do perfil transversal P7.....	144
Figura 4.24 - Definição das propriedades do bloco isolado BI1, em Rock Type Library, onde se definiram a massa (kg) e a densidade (kg/m ³) do material.....	145
Figura 4.25 - Trajetórias das quedas do bloco rochoso BI1 ao longo do perfil transversal P4.	145
Figura 4.26 - Definição das propriedades do bloco não isolado BL2, em Rock Type Library, onde se definiram a massa (kg) e a densidade (kg/m ³) do material.	146
Figura 4.27 - Trajetórias das quedas do bloco rochoso BL2 ao longo do perfil transversal P10.....	146
Figura 4.28 – Proposta de solução de intervenção para o talude rochoso dos Escuteiros.....	147
Figura 5.1 – Enquadramento cartográfico do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães.....	154
Figura 5.2 – Exemplo da utilização do GPS de alta precisão Trimble® GeoExplorer na georreferenciação de pontos de controlo para o levantamento VANT: a e b) nível inferior do talude rochoso; c, d) na parte superior do talude rochoso de Mourilhe.	155
Figura 5.3 – Localização geográfica do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães.	156
Figura 5.4 – Aspetos gerais do talude rochoso de Mourilhe: a) evidência de um dos blocos rochosos existente no talude; b) presença de raízes no interior de descontinuidades, na zona mais alterada e arenizada do maciço; c) pormenor da matriz terrosa e arenizada.	157
Figura 5.5 – Mapa de declives da área do talude de Mourilhe, Cinfães.	158
Figura 5.6 - Enquadramento geológico do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães (adaptado e revisto de Teixeira et al., 1968).....	160
Figura 5.7. Enquadramento geomorfológico do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães.....	161

Figura 5.8 - Aspectos de campo genéricos do talude de Mourilhe, em que se observa a compartimentação do maciço rochoso com a definição de blocos (fotografia a) e as imagens b) e c) ilustram o maciço da zona geotécnica 1 com dominância de um maciço W_3	165
Figura 5.9 - Aspectos de campo genéricos do talude de Mourilhe, que ilustram o maciço da zona geotécnica 2, com dominância de um maciço W_{4-5} , muito arenizado e decomposto (fotografia c), com zonas muito circunscritas com a definição de blocos W_3 (fotografia b) e com a observação de raízes bem destacadas em zonas estruturais mais frágeis ao longo de descontinuidades (fotografia a).....	169
Figura 5.10 - Posicionamento das zonas geotécnicas e geomecânicas, segundo a “scanline”, para o desenvolvimento dos estudos geotécnicos e geomecânicos do talude de Mourilhe.	173
Figura 5.11 - Esquema representativo da “scanline” do talude rodoviário de Mourilhe, segundo um perfil com orientação geral NE-SW: a) Esboço da cartografia geológica; b) Cartografia do zonamento geotécnico; c) Cartografia do zonamento geomecânico.	175
Figura 5.12 - Cartografia de suscetibilidade e grau de perigosidade para o talude rodoviário de Mourilhe, Cinfães.....	179
Figura 5.13 – Modelação dos perfis transversais e respetiva localização.....	181
Figura 5.14 – Parâmetros de resistência dos Perfis P1 e P2.....	182
Figura 5.15 – Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Bishop.	183
Figura 5.16 - Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Janbu.	184
Figura 5.17 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Bishop.....	184
Figura 5.18 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Janbu.	185
Figura 5.19 - Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Bishop.	186
Figura 5.20 - Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Janbu.	186
Figura 5.21 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Bishop.	187
Figura 5.22 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Janbu.	187
Figura 5.23 – Proposta de solução de intervenção para o talude de Mourilhe.....	189

Figura 6.1 – Principal Síntese-documental produzida após diversas visitas ao Monte Fijô (2001-2015), S. Nogueira de Cristóvão (Cinfães).	197
Figura 6.2 - Localização dos aluimentos (ou, abatimentos ou colapsos) entre as moradias (adaptado de LNEC, 2013).	198
Figura 6.3 - Síntese do relatório apresentado pelo DM FEUP em maio de 2001.....	200
Figura 6.4 - Síntese do relatório apresentado pelo LNEC em agosto de 2013.....	201
Figura 6.5 - Ilustração dos abatimentos (ou aluimentos) com a observação das chaminés (ou óculos) do Monte do Fijô: a), b) – relatório do DM FEUP (maio de 2001); c) a f) – relatório do LNEC (agosto de 2013) e arquivo CMC.....	202
Figura 6.6 - Enquadramento cartográfico do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).	204
Figura 6.7 - Localização geográfica do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).	206
Figura 6.8 - Modelo digital do Terreno (MDT) do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).	207
Figura 6.9 - Mapa de declives do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).	208
Figura 6.10 - Mapa geológico do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).....	210
Figura 6.11 - Mapa geomorfológico do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).....	213
Figura 6.12 - Localização das moradias existentes na área em estudo.....	215
Figura 6.13 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite – Planta de Implantação.	216
Figura 6.14 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite - Plantas.....	217
Figura 6.15 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite - Alçados.	218
Figura 6.16 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite - Cortes.	219
Figura 6.17 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite – Planta de Coberturas.....	220
Figura 6.18 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite – Planta de Implantação.....	221

Figura 6.19 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite - Plantas.	222
Figura 6.20 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite – Alçados Frontal e Lateral Esquerdo.	223
Figura 6.21 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite – Alçados Posterior e Lateral Direito.	224
Figura 6.22 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite - Cortes.	225
Figura 6.23 - Desenhos reproduzidos dos alçados da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite.	227
Figura 6.24 - Desenhos reproduzidos dos alçados da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite.	228
Figura 6.25 - Desenhos dos alçados da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite (situação existente).	233
Figura 6.26 - Desenhos dos alçados da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite (situação existente). .	234
Figura 6.27 - Sequência do percurso adotado na inspeção.	235
Figura 6.28 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Oeste.	237
Figura 6.29 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Norte.	238
Figura 6.30 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Este.	239
Figura 6.31 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Sul.	240
Figura 6.32 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Norte.	241
Figura 6.33 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Este.	242
Figura 6.34 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Sul.	243
Figura 6.35 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Oeste.	244
Figura 6.36 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Norte.	245
Figura 6.37 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Este.	246
Figura 6.38 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Sul.	247
Figura 6.39 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Oeste.	248
Figura 6.40 - Anomalias detetadas no pilar da cave da moradia B.	249
Figura 6.41 - Planta dos edifícios com localização da instrumentação.	252
Figura 6.42 – Alçados do Edifício A com localização dos alvos topográficos.	253

Figura 6.43 - Alçados do Edifício A com localização dos alvos topográficos.....	254
Figura 7.1 – A ponte existente.	260
Figura 7.2 – Enquadramento de prospeção geológico-geotécnica (estudo de viabilidade da nova travessia sobre o rio Louredo).	261
Figura 7.3 - Enquadramento geológico (adaptado das Cartas Geológicas de Portugal à escala 1:50.000).	262
Figura 7.4 - Planta de fundações da ponte sobre o rio Louredo. 1ª localização aconselhada.....	264
Figura 7.5 - Secção transversal do tabuleiro. 1ª localização aconselhada.....	265
Figura 7.6 - Secção transversal e alçado tipo de um pilar. 1ª localização aconselhada.....	266
Figura 7.7 - Planta do encontro E1. 1ª localização aconselhada.....	267
Figura 7.8 - Alçado do encontro E1. 1ª localização aconselhada.....	268
Figura 7.9 - Planta do encontro E2. 1ª localização aconselhada.....	269
Figura 7.10 - Alçado do encontro E2. 1ª localização aconselhada.....	269
Figura 7.11 - Planta de fundações da ponte sobre o rio Louredo. 2ª localização aconselhada.	271
Figura 7.12 – Planta do encontro E2. 2ª localização aconselhada.....	272
Figura 7.13 - Alçado do encontro E2. 2ª localização aconselhada.....	273

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tipos de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).	10
Tabela 2.2 - Classificação do grau de fraturação (F) do maciço rochoso (adaptado de ISRM, 1981).	14
Tabela 2.3 – Classificação da continuidade e persistência das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).	15
Tabela 2.4 – Classificação dos perfis de rugosidade das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981). ..	16
Tabela 2.5 – Avaliação do estado de dureza (S) determinado com o Martelo de Schmidt (adaptado de ISRM, 1981)	17
Tabela 2.6 – Classificação geotécnica para avaliação da resistência das rochas (R) (adaptado de ISRM, 1978, 2007).	18
Tabela 2.7 – Descrição da abertura (adaptado de ISRM, 1981).	19
Tabela 2.8 - Caracterização dos maciços rochosos em função do seu grau de alteração (ISRM, 1981)....	26
Tabela 2.9 - Classificação geomecânica RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).	35
Tabela 2.10 – Qualidade do maciço rochoso de acordo com o Índice RMR (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	37
Tabela 2.11 - Fatores de ajuste por orientação de descontinuidades e pelo método de escavação (adaptado de Romana, 1993).	39
Tabela 2.12 – Classes de estabilidade (adaptado de Romana, 1993).	40
Tabela 2.13 – Valores de m_i (adaptado de Hoek, 2007).....	43
Tabela 2.14 – Índice de classificação geomecânica, GSI (adaptado de Hoek et al., 2013).	44
Tabela 2.15 – Classes do maciço rochoso de acordo com o valor do GSI obtido.	45
Tabela 3.1 – Fatores que influenciam a instabilidade do talude (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).	48
Tabela 3.2 – Informações a indicar na ficha de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015).	67

Tabela 3.3 – Classificação para cada tipo de anomalia, segundo as fichas de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015).	69
Tabela 3.4 – Valores a adotar para o fator de agravamento (adaptado de Pacheco, 2015).	70
Tabela 3.5 – Extração de valores para classificação final do nível de gravidade da anomalia (adaptado de Pacheco, 2015).	70
Tabela 3.6 - Classificação do nível de gravidade do bloco, segundo as fichas de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015).	71
Tabela 3.7 – Grau de instabilização associado ao nível de gravidade do bloco (adaptado de Pacheco, 2015).	71
Tabela 3.8 – Combinação de fatores que promovem a perigosidade (adaptado de Wyllie, 2015).	79
Tabela 3.9 – Sistema SQI para taludes rochosos: classificação qualitativa e quantitativa (adaptado de Pinheiro et al., 2015).	84
Tabela 3.10 – Fatores e parâmetros a considerar no sistema Slope Quality Index (SQI) (adaptado de Pinheiro et al., 2015).	85
Tabela 3.11 – Importância dos fatores para Slope Quality Index (SQI) (adaptado de Pinheiro et al., 2015).	86
Tabela 3.12 – Determinação do sistema Slope Quality Index (SQI) para taludes rochosos (adaptado de Pinheiro et al., 2015).	87
Tabela 4.1 – Equipa multidisciplinar do NEC ISEP e do Labcarga ISEP envolvida no projeto.	100
Tabela 4.2 - Classes de ocupação do solo na área envolvente ao talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia) [cf. Figura 4.10].	113
Tabela 4.3 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos cartografados (segundo a ISRM, 1978, 1981), ao longo do maciço do talude de Santo Ovídio.	117
Tabela 4.4 - Resumo das características do zonamento geotécnico para os dois perfis estudados.	118
Tabela 4.5 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 1 (ZG1).	119
Tabela 4.6 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 2 (ZG2).	121
Tabela 4.7 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 3 (ZG3).	123

Tabela 4.8 - Síntese das características das três zonas geotécnicas do talude dos Escuteiros, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI.....	127
Tabela 4.9 - Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados para o talude dos Escuteiros.....	128
Tabela 4.10 - Valores de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e parâmetro da rocha intacta (m_i) para o maciço do talude dos Escuteiros.	128
Tabela 4.11 – Síntese das características das zonas geomecânicas ZGM1 e ZGM2 do talude dos Escuteiros, de acordo com os sistemas RHRSm2 e SQI.	133
Tabela 4.12 – Avaliação do talude dos escuteiros referente à catalogação e nível de gravidade dos blocos (NBG).....	135
Tabela 4.13 - Atitudes da ZG1.	139
Tabela 4.14 - Atitudes da ZG2.	140
Tabela 4.15 - Atitudes da ZG3.	140
Tabela 4.16 – Processo faseado da modelação inicial, do talude rochoso dos Escuteiros, no programa de cálculo automático Rocfall.	143
Tabela 5.1 – Equipa multidisciplinar do NEC ISEP e do Labcarga ISEP envolvida no projeto.....	152
Tabela 5.2 – 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 Mourilhe (Cinfães).....	164
Tabela 5.3 - Condições geológico-geotécnicas para as subdivisões da zona geotécnica ZG1.	165
Tabela 5.4 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 1 (ZG1).	167
Tabela 5.5 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 2 (ZG2).	170
Tabela 5.6 - Síntese das características das cinco zonas geotécnicas do talude de Mourilhe, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI.....	171
Tabela 5.7 - Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados para o talude de Mourilhe.	172
Tabela 5.8 - Valores de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e parâmetro da rocha intacta (m_i) para o maciço do talude de Mourilhe.	172
Tabela 5.9 - Síntese das características das zonas geomecânicas ZGM1, ZGM2 e ZGM3 do talude de S. Cristóvão, de acordo com os sistemas RHRSm2 e SQI.....	178

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.10 – Valores a considerar para a classificação Hoek Brown (valores definidos no programa RocData).....	182
Tabela 6.1 - Equipa multidisciplinar da TARH Lda, do Labcarga ISEP e do NEC ISEP envolvida no projeto.	194
Tabela 6.2 - Incompatibilidades identificadas entre o projeto da moradia A e o existente.	229
Tabela 6.3 - Incompatibilidades identificadas entre o projeto da moradia B e o existente.	231
Tabela 6.4 – Instrumentação – quantidade de unidades.....	258
Tabela 7.1 – Perfil transversal da via.....	263

CAPÍTULO 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 engenharia civil e de geociências de engenharia, constituída pelos Professores Doutores Helder I. Chaminé, Maria José Afonso, José Teixeira, e Mestres Liliana Freitas, Sara Duarte e Pedro Ferraz.

As instabilizações associadas a causas geotécnicas são comuns no nosso território. Envolvendo ou não estruturas associadas, são muitas as situações em que o deficiente comportamento geotécnico de maciços terrosos ou rochosos se encontra na génese de processos de instabilização.

Os cenários em que estes deficientes comportamentos são identificados são diversos. Em zonas urbanas, por exemplo, são mais comuns os casos envolvendo edifícios, geralmente associados à heterogeneidade dos maciços de fundação, à presença de água ou a intervenções em áreas adjacentes. Nas ligações entre centros urbanos, estas situações ocorrem geralmente nos taludes que limitam as vias rodoviárias ou ferroviárias, em ambientes terrosos ou rochosos. Nas zonas rurais, são também comuns as instabilizações de vertentes naturais que, geralmente, poderão pôr em risco edifícios ou vias presentes ao longo das possíveis trajetórias do material instabilizado.

O Núcleo de Estudos da Construção (NEC) do Instituto Superior de Engenharia do Porto tem desenvolvido trabalhos sobre este tema, o que permitiu a acumulação de experiência e a otimização das metodologias de abordagem destes casos de instabilização.

Aproveitando as prestações de serviço já adjudicadas ao NEC, serão abordados, no presente relatório, quatro casos de estudo.

O primeiro caso de estudo surge da necessidade de efetuar uma análise de estabilidade de um talude na freguesia de Mafamude, concelho de Vila Nova de Gaia, onde foram registados vários casos de quedas de

blocos rochosos. Este maciço rochoso encontra-se numa propriedade privada que tinha por objetivo, nos primórdios da sua utilização, servir de exploração e extração de pedra. Hoje em dia, o talude insere-se num cenário de atividades de diversão e de desenvolvimento para o Agrupamento 465 St. º Ovídio do Corpo Nacional de Escutas.

O segundo caso de estudo encontra-se no mesmo âmbito do primeiro, tratando-se de um talude, aparentemente instável, situado na berma de uma estrada no lugar de Mourilhe, concelho de Cinfães. O interesse pelo desenvolvimento do estudo deste talude surge pelo facto de terem ocorrido casos de deslizamento de material terroso / rochoso para a berma da estrada. No topo do talude existem estruturas de habitação e armazenamento, entre as quais um anexo, que apresenta indícios de descalçamento da fundação.

O terceiro caso de estudo surge devido ao facto de no Monte Fijô, localizado no concelho de Cinfães, existirem casos de instabilização consistentes com um conjunto significativo de ramificações de uma antiga mina de água. O presente caso requer a aplicação da metodologia de inspeção e de diagnóstico de dois edifícios, tendo-se procurado cruzar as anomalias identificadas e o comportamento evidenciado pelos referidos edifícios com a deformação do respetivo maciço de fundação e as causas subjacentes.

Estes três trabalhos serão desenvolvidos em estreita colaboração com o Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do ISEP e envolverão uma equipa multidisciplinar constituída por engenheiros civis, engenheiros geotécnicos, geólogos e especialistas em SIG. O terceiro caso de estudo contará também com a participação de hidrogeólogos da empresa Terra, Ambiente e Recursos Hídricos Lda (TARH).

A colaboração nestas prestações de serviço especializadas exigiu também a aquisição de competências relativas à utilização de *software* específico, nomeadamente os programas de cálculo automático *Swedge*, *Rocfall*, *Slide* e *Rocdata* da empresa *RocScience*, disponíveis no ISEP.

O quarto caso envolve estudos de geotecnia e cálculo estrutural para o desenvolvimento de uma nova travessia sobre o rio Louredo, situado no concelho de Ribeira de Pena, freguesia de Cerva. O objetivo deste caso prende-se com a necessidade de encontrar uma solução de envergadura, de maior largura, para que possa suportar o crescente tráfego, e com uma maior cota, de forma a evitar a submersão em alturas de forte pluviosidade, o que se verifica atualmente com a obra de arte existente. Embora este caso de estudo não se encontre, de forma tão óbvia, associado ao tema central do estágio, entendeu-se enquadrá-lo no presente relatório porque, de facto, o cenário de implantação da ponte é particularmente heterogéneo e a sua abordagem permite acrescentar um conjunto de competências valiosas para o futuro do estagiário.

A participação em casos reais proporcionou não só a oportunidade de visitar, consolidar e aplicar alguns dos conhecimentos adquiridos nos cursos de Licenciatura e de Mestrado em Engenharia Civil, mas também a de mergulhar no tema da geotecnia de maciços rochosos, de grande aplicação prática e que, nestes cursos, não teve significativa expressão.

A realização do presente relatório teve início em Janeiro de 2017, quando a participação nos trabalhos do talude dos Escuteiros (St. ^o Ovídio, Gaia), das Minas de Água do Monte de Fijô (S. Cristovão, Cinfães) e da ponte sobre o rio Louredo já tinham sido adjudicados ao NEC|ISEP. Mais tarde, no início de Maio, foi adjudicado o talude de Mourilhe (Cinfães).

Este trabalho envolveu, assim, uma primeira fase de gabinete, com a revisão bibliográfica dos temas e a familiarização com os programas de cálculo automático e de modelação geotécnica. Posteriormente, procedeu-se a um intenso trabalho de campo com diversas visitas aos casos de estudo. Estas visitas mostraram ser cruciais para a perceção dos fenómenos que conduzem à instabilização das estruturas e dos materiais geológicos, assim como para a definição de soluções de proteção e estabilização, para cada caso em particular. As visitas e trabalho de campo permitiram também a aprendizagem dos métodos de recolha de informação, como a técnica de amostragem linear e o esclerómetro de *Schmidt*, para o levantamento das características geológico-geotécnicas das discontinuidades e da avaliação geomecânica através de valores de resistência do material-rocha dos taludes e, ainda, de metodologias de inspeção de estruturas em betão armado. Foram, igualmente, recolhidas imagens aéreas, com recurso a um veículo aéreo não tripulado, que permitiram, mais tarde, a modelação tridimensional dos taludes. Paralelamente, a elaboração deste relatório de estágio permitiu a obtenção de noções base para a execução de um projeto de uma obra de arte.

No presente documento, além da introdução, foram abordados temas que se encontram estruturados em 6 capítulos.

No capítulo 2 inicia-se uma abordagem aos maciços rochosos e aos fatores que contribuem para o seu comportamento. O tópico começa por indicar um dos constituintes dos maciços rochosos, como é o caso da rocha intacta, descrevendo o processo cíclico representativo dos três grandes tipos existentes. Outra categoria constituinte define a tipologia e características das discontinuidades, mencionando, também, os diferentes ensaios possíveis para definir parâmetros, como a resistência e o ângulo de atrito dos maciços rochosos, face a existência destas falhas. O capítulo inclui ainda as terminologias existentes para representação e projeção das discontinuidades com o intuito de uma posterior análise geoestrutural. No que diz respeito aos maciços rochosos, são apresentadas, numa primeira fase, a análise efetuada para obtenção do grau de meteorização e, posteriormente, metodologias de recolha de dados em campo, finalizando com diferentes classificações geomecânicas possíveis para o estudo do comportamento dos maciços rochosos.

No capítulo 3 é dada continuidade ao estudo dos maciços rochosos, como constituintes de taludes, descrevendo os diferentes modos de instabilização e os conceitos de perigosidade, vulnerabilidade e risco associados a este tipo de estrutura. Posteriormente, são abordadas as análises de estabilidade e modelação de taludes rochosos, com base no teste de *Markland* e em programas de cálculo automático, de taludes rochosos, que permitem apoiar o dimensionamento dessas mesmas medidas. De seguida, descreve-se a metodologia de inspeção idealizada para o talude rochoso dos Escuteiros (St. ^o Ovídio), apresentando-se, ainda, a ficha de inspeção proposta por Pacheco (2015), com o intuito de identificar e catalogar blocos instáveis, e definir um sistema de hierarquização dos mesmos face à instabilidade e perigosidade para pessoas e bens. Neste capítulo salienta-se a importância de se utilizar um veículo aéreo não tripulado para o levantamento fotográfico e criação de um modelo 3D para os casos de estudo dos taludes dos Escuteiros e o de Mourilhe. Seguidamente, é descrito o processo de determinação do índice de qualidade para taludes rochosos (SQI), proposto por Pinheiro et al. (2015), que tem como base a adoção de um sistema de avaliação do estado da estrutura geológica e do grau de perigosidade e risco que apresenta para pessoas ou bens, adaptando de forma hierarquizada as intervenções a realizar nos taludes. Por fim, são definidas medidas preventivas de estabilização e proteção que se inserem nesta categoria de estruturas geológicas, como os taludes rochosos.

No capítulo 4 apresenta-se o caso de estudo sobre o talude dos Escuteiros (St. ^o Ovídio), em que, numa primeira fase, se procura definir a localização cartográfica, a história e os motivos que levaram ao interesse de uma análise de estabilidade. Seguidamente, são apresentados todos os dados geológicos e geotécnicos, retirados com base em ensaios de amostragem linear e de resistência, presentes no capítulo 2, e, conseqüentemente, uma análise geomecânica do talude. Através do levantamento de imagens, realizado pelo veículo aéreo não tripulado, (abordado no capítulo 3), tornou-se possível obter o retrato global do talude, onde se definiram perfis para os trajetos que apresentavam maior probabilidade e perigosidade de queda de blocos. Os perfis são exportados e analisados com recurso a programas de cálculo, mencionados no capítulo 3. Por último, são apresentadas medidas de proteção e estabilização a adotar, assim como peças desenhadas e representadas no esquema do talude.

No capítulo 5 apresenta-se o caso de estudo do talude de Mourilhe, que em muito se assemelha ao caso de estudo presente no capítulo 4, em que se procura definir, numa fase inicial, a localização cartográfica e um historial de acontecimentos sucessivos que levaram a entidade da Câmara Municipal de Cinfães a requerer uma análise de estabilidade e perigosidade do talude. Os dados das análises geológicas e geotécnicas, subjacentes às visitas de campo efetuadas, permitem que se realize uma posterior classificação geomecânica do talude. As imagens recolhidas por um veículo aéreo não tripulado permitiram uma leitura global das ações possíveis e dos perigos que as instabilidades do talude representam, tanto para a estrada na sua base, como para as estruturas de habitação e armazenamento

situadas no seu topo. As imagens são, também, utilizadas na modelação e na classificação da estabilidade com recurso a programas de cálculo, especialmente do *Slide*, referidos no capítulo 3. Por último, são apresentadas medidas de proteção e de estabilização a adotar, assim como peças desenhadas e representadas no esquema do talude.

No capítulo 6 é referido o caso de estudo referente à instabilização de minas que colocam em risco duas habitações no monte Fijô, freguesia de São Cristovão, concelho de Cinfães. Primeiramente, são mencionados os objetivos do caso de estudo e o histórico de instabilizações geotécnicas. De seguida, são abordados os termos metodológicos de leitura cartográfica, geológica, geomorfológica e hidrogeológica do território envolvente. A localização e a descrição geral do monte Fijô são detalhadas por meio de um enquadramento geográfico. Posteriormente, são descritos os aspetos relativos às minas de água como fatores de estabilização, mencionando o caso de duas habitações e terrenos circundantes, que sofreram danos estruturais e assentamentos. O estudo deste caso é complementado com operações de inspeção em campo das habitações, que se encontram documentadas em esquemas e mapas de fissuração. Por fim, define-se um Plano de Instrumentação e de Observação, a implementação de sistemas de monitorização, referindo-se o método pretendido para sistemas de alerta e resposta, obtenção e armazenamento de dados, implantação dos meios de monitorização, características dos equipamentos e estimativa de quantidades.

No capítulo 7 aborda-se o caso de estudo da ponte sobre o rio Louredo cujo objetivo será o de promover uma passagem alternativa à solução existente. O presente capítulo inicia-se com uma breve introdução e considerações do projeto. De seguida, são apontadas as características geológico-geotécnicas do terreno, com o objetivo de encontrar o melhor local para a implantação da nova solução, e definidas as dimensões do perfil transversal, justificadas com a afluência de trânsito que se pretende para aquele espaço. Apesar de existirem várias soluções definidas ao longo deste caso de estudo, julga-se ter encontrado a que melhor se adapta aos interesses da população e das entidades governamentais. Por fim, é definida uma listagem de materiais necessários para a execução do projeto.

Esquematiza-se na Figura 1.1 os procedimentos referentes aos casos de estudo levados a cabo ao longo deste período de estágio.



Figura 1.1 - Faseamento das atividades relacionadas com os casos de estudo.

CAPÍTULO 2

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

O estudo do comportamento das rochas parte da necessidade do uso do meio geológico para projetos vários de engenharia à superfície e subterrânea. A engenharia civil usufrui de um vasto campo de aplicações das rochas, utilizando-as como materiais de construção, de estruturas ou de fundações.

Um maciço rochoso tem como constituintes principais a componente da rocha intacta e as descontinuidades. As descontinuidades são também conhecidas como planos de fraqueza, que separam a matriz rochosa em blocos de rocha intacta e que ajudam a ter uma melhor percepção do caráter anisotrópico de um maciço rochoso.

O propósito da mecânica das rochas será o de prever o seu comportamento perante forças internas e externas, que atuem simultaneamente sobre si, e que acabem por alterar as condições originais da natureza da rocha, promovendo a deformação dúctil ou frágil.

O comportamento mecânico dos diferentes tipos de rochas e maciços rochosos, que depende das propriedades destes materiais e das condições a que estão submetidos na natureza, é descrito pela relação entre tensões e deformações.

2.1 ROCHA INTACTA

As rochas são agregados naturais, duros e compactos, de partículas minerais ligadas por fortes forças coesivas e permanentes, que habitualmente se consideram sistemas contínuos.

O termo matriz rochosa serve para definir um material rochoso isento de descontinuidades. Apesar de se considerar a rocha como sistema contínuo, esta apresenta um comportamento heterogéneo, anisotrópico relacionado com a sua formação e com a microestrutura mineral.

O material rochoso está sujeito a um conjunto de tensões e deformações cujo conhecimento é essencial para a avaliação do comportamento mecânico, de forma a que seja possível o planeamento de trabalhos estruturais.

2.1.1 Tipos de rocha

As características do maciço diferem de local para local. Em função do ciclo geológico e da localização, será necessário comprovar os atributos do meio rochoso que condicionam o seu comportamento. Ao estudar-se o ciclo geológico, nota-se a separação dos tipos de rochas naturais: são elas rochas magmáticas (ou ígneas), rochas metamórficas e rochas sedimentares.

As rochas magmáticas são originadas a partir da solidificação do magma. Este tipo de rocha pode surgir de forma extrusiva – dá-se o resfriamento, à superfície, do magma expulso em forma de lava pelos vulcões – e de forma intrusiva – a rocha é criada no interior da Terra e surge à superfície, graças à geodinâmica, sob a forma de afloramentos (ou na terminologia geotécnica, de maciços ou terrenos).

As rochas metamórficas são provenientes de outros tipos de rochas previamente existentes, sem que estas se decomponham durante o processo. Estas rochas veem as suas propriedades mineralógicas serem alteradas à medida que se deslocam no interior da litosfera, uma vez que sofrem diferentes pressões e temperaturas relativamente ao seu local de origem.

As rochas sedimentares resultam da acumulação de partículas de rochas pré-existentes. A rocha é alterada por agentes de transformação do relevo externos ou exógenos, desgastando-se e segmentando-se em inúmeras partículas, por processos de meteorização mecânicos, químicos ou bioquímicos. De seguida, as partículas sólidas e os solutos são transportados por agentes de erosão – água, vento, glaciares –, depositam-se, posteriormente, num determinado local e, pelo processo de diagénese, unem-se e solidificam-se novamente, por meio de uma determinada pressão litostática, formando novos materiais geológicos.

Em conformidade com os processos de alteração e desintegração das rochas sedimentares, podem surgir dois tipos de solos: o solo residual, resultante do produto da desintegração da rocha permanecer no lugar de origem, e o solo transportado, em que os fragmentos da rocha foram movidos para um outro local.

Para uma melhor perceção do processo dos materiais envolvidos na formação das rochas até à geração de distintos tipos de rochas, veja-se a Figura 2.1 que representa, através de um esquema elucidativo, o ciclo das rochas na perspetiva da geotecnia.

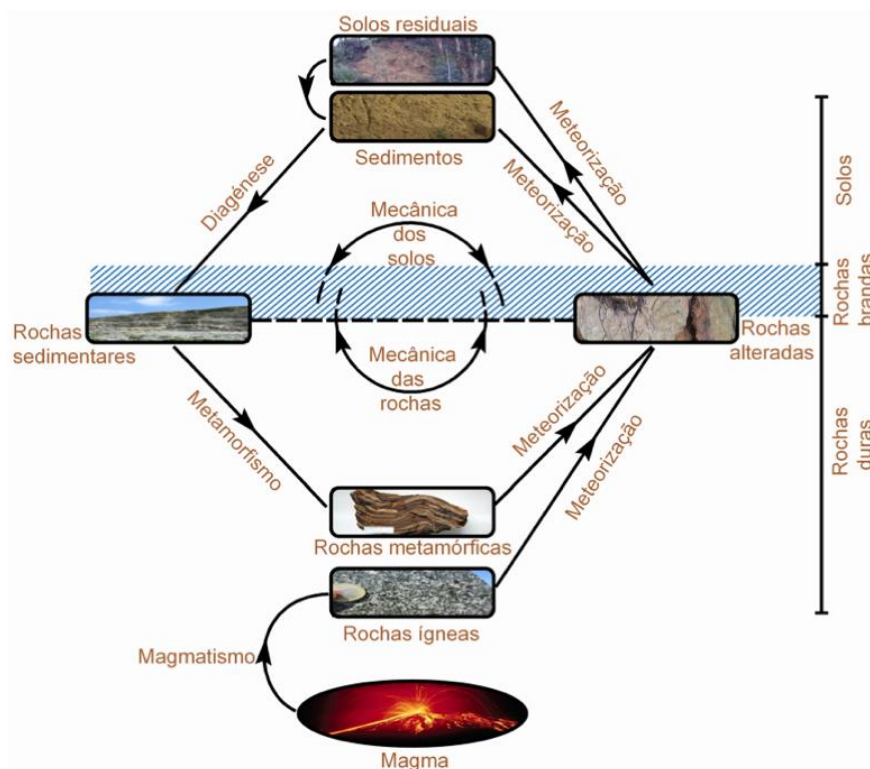


Figura 2.1 - Ciclo das rochas enquadrado na geologia da engenharia (adaptado de Chaminé et al., 2013).

2.2 DESCONTINUIDADES

No que toca aos constituintes de um maciço rochoso, o termo descontinuidade refere-se a um plano de origem mecânica ou sedimentar que separa ou isola a rocha matriz. O comportamento geomecânico do maciço rochoso é governado pelas superfícies de descontinuidade, uma vez que estas condicionam a estabilidade da rocha intacta, e é caracterizado pela resistência ao corte e, caso exista, pela resistência do material de preenchimento.

No contexto de engenharia, torna-se essencial estudar o comportamento mecânico das descontinuidades, uma vez que são as responsáveis pela força, pelas propriedades hidráulicas e pela deformação geral dos maciços rochosos. Dito isto, o maciço passa a apresentar um comportamento descontínuo e anisotrópico, o que significa que se torna mais frágil e facilmente deformável, permitindo a penetração de fluxos de água, para além de evidenciar planos de alteração e fratura.

O nível de fraturação, formato e tamanho dos blocos de um maciço rochoso será determinado pelo número de conjuntos das descontinuidades e pelas suas diferentes direções.

Quando se procede à análise das descontinuidades, estas podem estar agrupadas em famílias ou conjuntos de características semelhantes, como a orientação e a resistência. Uma família de descontinuidades é identificada por camadas paralelas ou subparalelas entre si.

2.2.1 Tipos de descontinuidades

As descontinuidades, singulares ou sistemáticas, podem ter origem sedimentar (planos laminares ou estratificados), diagenética ou tectónica (juntas e falhas) e requerem uma descrição individual. Já os conjuntos são avaliados por meios estatísticos da sua orientação média e pelas suas características gerais.

Tabela 2.1 - Tipos de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	<ul style="list-style-type: none"> • Planos de estratificação • Planos de laminação • Diáclases ou juntas • Planos de foliação 	<ul style="list-style-type: none"> • Falhas • Filões • Discordâncias
Lineares	<ul style="list-style-type: none"> • Interseção de descontinuidades planares • lineações 	<ul style="list-style-type: none"> • Eixos de dobras

A avaliação do comportamento mecânico de um maciço rochoso assume-se, globalmente, como um processo complexo, porquanto se tratam de materiais cujas propriedades e características variam consideravelmente, assim como os fatores que as governam.

A resistência à deformação de uma qualquer rocha sob um regime de esforços específicos, tal como a própria deformação, controlam o comportamento mecânico das rochas.

A coesão entre minerais e o ângulo de atrito são os principais parâmetros de que a resistência depende para controlar a deformação do material geológico. Outros possíveis parâmetros são a magnitude e o conjunto de esforços a que o material está sujeito, assim como a presença de água nos poros e o valor das cargas aplicadas.

Como já foi referido, a resistência ao corte é dos aspetos que mais condiciona o comportamento mecânico dos maciços rochosos, descontínuos. No entanto, há diferentes tipos de descontinuidades, tais como:

- Diaclases que são os planos de descontinuidade mais comuns nos maciços rochosos. Estes tipos de descontinuidades são identificados pelo rejeito nulo ou quase nulo e afetam todo o tipo de rocha.
- Planos de estratificação que são um tipo de descontinuidade associado às rochas sedimentares e que se definem como os planos que limitam os estratos. Estas descontinuidades sistemáticas podem abranger uma grande extensão, com um espaçamento entre elas que pode ir desde alguns centímetros até alguns metros.
- Planos de laminação que são descontinuidades sistemáticas encontradas em rochas sedimentares, correspondentes aos planos que separam as camadas ou os níveis megascópicos em sequências sedimentares.
- Planos de foliação que têm origem tectónica e ocorrem em rochas que tenham sofrido uma considerável deformação (por exemplo, clivagem, xistosidade). Estão dispostos perpendicularmente à máxima força de compressão que originou a sua formação. Quanto mais pequeno for o grão da rocha, maior será a probabilidade deste tipo de deformação ocorrer.
- Superfícies de contacto litológicas que são separações singulares de planos entre litologias diferentes no maciço rochoso. É um fenómeno mais importante em rochas ígneas, que é visível na formação de diques ou filões.

Falhas são descontinuidades singulares correspondentes a planos de rotura ou fratura, visíveis através de deslocamentos (rejeitos) relativos entre blocos crustais. Podem estar associadas a áreas mais frágeis tectonicamente e deformadas, denominadas “zonas de cisalhamento” ou “zonas de falha”, sendo que um plano de fratura claramente definido nem sempre pode ser distinguido, mas inferido.

2.2.2 Características das descontinuidades

As descontinuidades, como já foi mencionado, desempenham um papel de grande importância no comportamento mecânico dos maciços rochosos, uma vez que condicionam as suas propriedades e a sua resistência, assim como o seu comportamento hidráulico e de deformação.

A descrição de um conjunto de descontinuidades, como é demonstrado na Figura 2.2, deve incluir as seguintes características e parâmetros geométricos (ISRM, 1981): orientação, espaçamento, persistência, rugosidade, abertura, preenchimento, infiltrações e resistência da parede. Alguns destes, como a rugosidade, a abertura, o preenchimento e a resistência da parede irão determinar o comportamento mecânico e a resistência dos planos de descontinuidade.

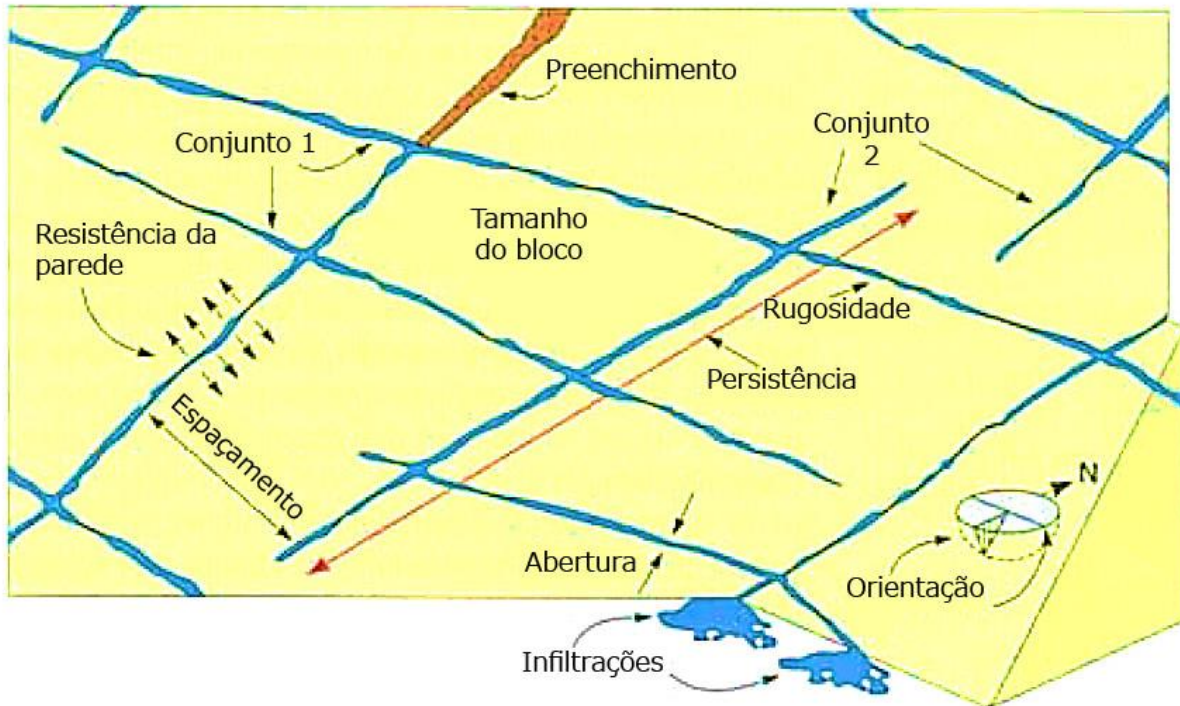


Figura 2.2 – Diagrama das propriedades geométricas das descontinuidades (adaptado de Hudson, 1989).

Orientação ou atitude geológica

A atitude geológica de uma descontinuidade no espaço é definida pela sua direção de inclinação (direção da linha de gradiente máximo da descontinuidade em relação ao Norte) e inclinação (gradiente dessa linha em relação ao plano horizontal), (González de Vallejo et al., 2002).

A orientação ou atitude geológica de cada conjunto é determinada por valores estatísticos representativos. Esta característica permite ter uma percepção do tamanho e da forma do bloco de maciço rochoso. Este parâmetro não deve ser determinado com recurso a ensaios de laboratório.

Uma família de descontinuidades pode ser identificada com sentido e orientação idênticos, como é demonstrado na Figura 2.3.

Para a percepção global da orientação ou conjunto de orientações, pertencentes a uma família de descontinuidades, será necessário obter valores que dependem da área de estudo, da distribuição das inclinações dos planos de orientação e do detalhe da análise.

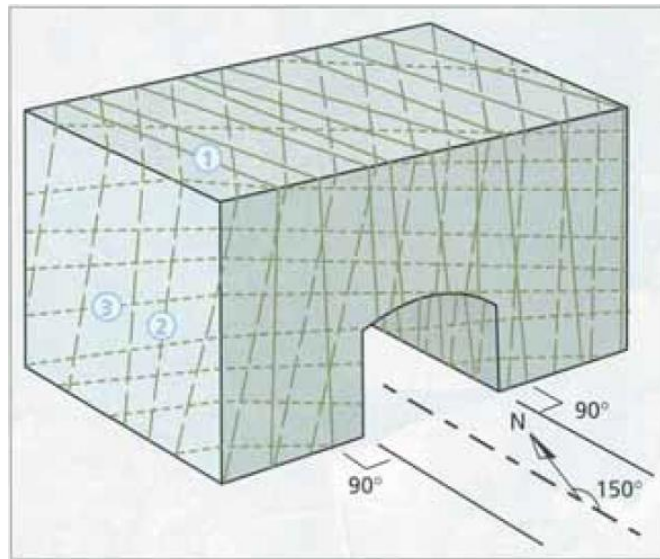


Figura 2.3 – Diagrama de blocos com representação das orientações de um conjunto de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).

Espaçamento

O espaçamento entre os planos de descontinuidade condiciona as dimensões dos blocos da rocha intacta, definindo, portanto, a função que desempenhará no comportamento mecânico do maciço rochoso e a sua pertinência em relação à influência das descontinuidades. Os maciços rochosos com espaçamentos de vários metros serão objeto de processos de deformação ou rotura, dependendo da escala da carga aplicada em projetos de engenharia e da orientação das descontinuidades. Se o espaçamento entre blocos for muito próximo, o maciço rochoso será fortemente articulado e pode mostrar um comportamento isotrópico, determinado pelas propriedades dos conjuntos de blocos mais ou menos uniformes como um todo.

O espaçamento é definido como a distância perpendicular medida entre dois planos de descontinuidades da mesma família. O valor, no entanto, é fornecido pela média das medições sucessivas em vários pontos das descontinuidades da mesma família. Por outro lado, a ISRM (1981), sugere que o parâmetro grau de fraturação (“fracture intercept”, F) corresponderá à distância média entre as descontinuidades, independente da família de descontinuidades, que intersetem a linha de amostragem.

A International Society for Rock Mechanics (1981) estabeleceu um quadro onde apresenta o conceito de afastamento das descontinuidades, definindo o valor obtido do espaçamento perpendicular como F. Este valor pode incluir-se em 5 categorias diferentes como é possível visualizar na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Classificação do grau de fraturação (F) do maciço rochoso (adaptado de ISRM, 1981).

Afastamento entre descontinuidades (cm)	Simbologia		Significado
> 200	F ₁	F ₁ - F ₂	Muito afastadas
60 - 200	F ₂		Afastadas
20 - 60	F ₃	F ₃	Medianamente afastadas
6 - 20	F ₄	F ₄ - F ₅	Próximas
<6	F ₅		Muito próximas

O espaçamento entre descontinuidades tem um papel importante na permeabilidade do maciço rochoso. Geralmente, a condutividade hidráulica, referente a uma determinada família, é inversamente proporcional ao seu espaçamento, sempre que a abertura de descontinuidades seja comparável.

Continuidade ou persistência

A continuidade ou persistência é a área ou extensão do plano de descontinuidade. Esta determina, a um nível mais extenso, se a rocha intacta estará ou não envolvida em processos de rotura no maciço rochoso e até que ponto afeta os parâmetros gerais de resistência do mesmo. Este parâmetro será medido desde a superfície do plano até à sua maior profundidade.

Embora seja um parâmetro de importância considerável, é difícil de quantificar, porque, o que é normalmente visto em afloramentos, são vestígios de planos de descontinuidade ao longo da profundidade aparente.

A identificação disponibilizada pelo ISRM (1981) para este parâmetro descreve a persistência em 5 graus consoante a sua extensão (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Classificação da continuidade e persistência das descontinuidades
(adaptado de ISRM, 1981).

Persistência	Extensão (m)
Muito pouco extenso	< 1
Pouco extenso	1 – 3
Média	3 – 10
Extenso	10 - 20
Muito extenso	> 20

Rugosidade

A rugosidade de um plano de descontinuidade determina em grande parte a sua resistência ao corte. Quanto mais rugosa, mais resistente será. Quaisquer irregularidades tornarão o movimento ao longo da descontinuidade mais difícil durante os processos de deslocamento tangencial. A rugosidade aumenta a resistência tangencial, no entanto é diminuída quando a abertura entre descontinuidades é relevante ou com a presença de preenchimento entre descontinuidades.

“O termo rugosidade é utilizado num sentido amplo que se refere tanto à ondulação das superfícies de descontinuidade como às irregularidades de pequena escala da superfície.” (González de Vallejo et al., 2002)

Este parâmetro é medido em campo e depende da amplitude do estudo, podendo abranger uma abordagem métrica e decimétrica para uma grande escala ou milimétrica e centimétrica para um estudo de menor escala. O ISRM (1981) ajuda a avaliar a situação do maciço rochoso no que toca a este parâmetro, identificando o estado do plano da superfície consoante o grau de rugosidade (pouco rugosa, rugosa ou muito rugosa), como demonstra a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Classificação dos perfis de rugosidade das discontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).

Classe	Descrição	Designação (R)	Forma do perfil
I	Áspero	R ₁₋₂ (Muito rugosa)	Denteada
II	Lisa		
III	Estriada		
IV	Áspero	R ₃ (Rugosa)	Ondulada
V	Lisa		
VI	Estriada		
VII	Áspero	R ₄₋₅ (Pouca rugosa)	Plana
VIII	Lisa		
IX	Estriada		

A **ondulação e rugosidade** dos planos podem controlar as possíveis direções do deslocamento e definir a resistência ao corte para diferentes direções. A resistência pode variar consideravelmente, dependendo se a direção do movimento coincide com a da rugosidade ou se é transversal. Para uma melhor percepção dos diferentes tipos de perfis existentes, aconselha-se a consulta da Figura 2.4.

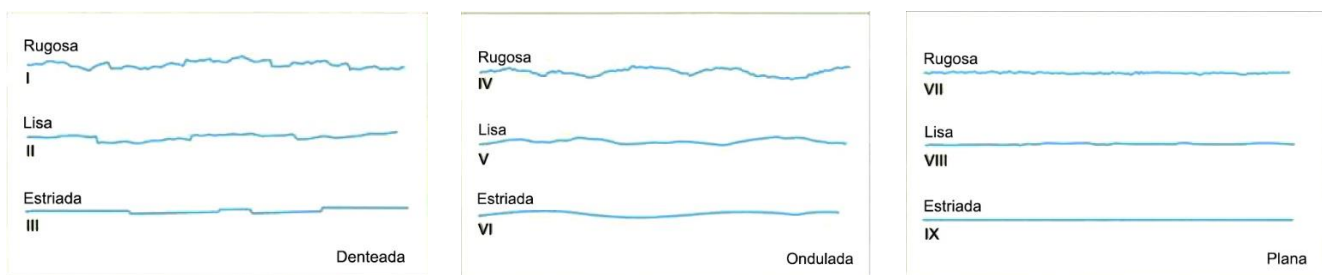


Figura 2.4 - Perfis de rugosidade (adaptado de ISRM, 1981).

Resistência das paredes de descontinuidade

As características de uma superfície de descontinuidade, perante esforços de compressão, influenciam o comportamento de um maciço rochoso, nomeadamente, a sua deformabilidade assim como a resistência ao corte. Depende, igualmente, do tipo de rocha intacta, do grau de meteorização e da presença ou ausência de preenchimento. Em descontinuidades limpas e inalteradas, a resistência seria a mesma da rocha intacta, mas normalmente é menor devido à meteorização das suas paredes. Os processos de alteração afetam muito mais os planos de descontinuidade do que a rocha intacta. Por esta razão, o grau de meteorização da rocha intacta e a resistência à compressão da parede de descontinuidade devem ser avaliados na mesma altura.

A resistência ou dureza pode ser estimada em campo, aplicando o esclerómetro portátil (Martelo de *Schmidt*) diretamente na descontinuidade, como demonstra a Tabela 2.5. Esta avaliação encontra-se sistematizada em 5 termos de resistência (entre S_1 e S_5) e usa-se o mesmo procedimento para medir a resistência da rocha intacta. Outro método será o de avaliar o estado da superfície de descontinuidade através dos índices de campo (ver Tabela 2.6), em que a resistência da parede de rocha geralmente varia de R_0 a R_6 .

Em ambos os casos, as medições devem ser realizadas em paredes representativas do estado de alteração das descontinuidades, tendo também em consideração as descontinuidades mais frequentes ou significativas no maciço rochoso.

Tabela 2.5 – Avaliação do estado de dureza (S) determinado com o Martelo de *Schmidt* (adaptado de ISRM, 1981)

Classificação	Designação		Resistência à Compressão Simples (MPa)
S_1	Muito elevada	S_{1-2}	> 200
S_2	Elevada	(Elevada)	60 – 200
S_3	Média		20 – 60
S_4	Baixa	S_{4-5}	6 – 20
S_5	Muito baixa	(Baixa)	< 6

Tabela 2.6 – Classificação geotécnica para avaliação da resistência das rochas (R) (adaptado de ISRM, 1978, 2007).

Grau de resistência da rocha (R)	Descrição	Identificação de campo	Valor da Resistência à Compressão Uniaxial (UCS), MPa
R₀	Rocha extremamente branda	Marcada pela unha do polegar	0,25 – 1
R₁	Rocha muito branda	Fragmentada com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de geólogo. Pode ser cortada em fatias com um canivete	1 – 5
R₂	Rocha branda	Pode ser cortada em fatias com um canivete com dificuldade. Marcas superficiais obtidas por golpes firmes com a ponta do martelo de geólogo	5 – 25
R₃	Rocha razoavelmente resistente	Não pode ser esmigalhada ou cortada em fatias com um canivete. Podem ser obtidos fragmentos com uma pancada seca do martelo geológico	25 – 50
R₄	Rocha resistente	A rocha requer mais de um golpe de martelo geológico para fraturá-la	50 – 100
R₅	Rocha muito resistente	Para se obterem fragmentos, são necessárias muitas pancadas com o martelo geológico	100 – 250
R₆	Rocha extremamente resistente	Obtêm-se apenas lascas percutindo com o martelo geológico	> 250

Abertura

A abertura é a distância média perpendicular que separa as paredes de descontinuidade quando não existe preenchimento. Este parâmetro pode variar consideravelmente em diferentes áreas do mesmo material rochoso, na medida em que a abertura pode ser elevada ao nível da superfície da face do maciço, diminuindo até fechar com a profundidade. A abertura exerce uma grande influência na resistência ao corte da descontinuidade, mesmo em descontinuidades apertadas. Processos de deslocamento ou dissolução na descontinuidade podem dar origem a aberturas de tamanho considerável.

A medição é realizada diretamente com uma régua marcada em milímetros. Quando a separação é muito pequena, uma pinça pode ser inserida na abertura. As medições são feitas ao longo, de pelo menos, três metros da descontinuidade para determinar se a abertura apresenta variações; se este for o caso, estas devem ser indicadas. A Tabela 2.7 mostra a terminologia usada para descrição. As medições devem ser realizadas para cada conjunto de descontinuidades, adotando-se, para cada um deles, os valores médios mais representativos.

Tabela 2.7 – Descrição da abertura (adaptado de IRSM, 1981).

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

Preenchimento

As discontinuidades são, muitas vezes, preenchidas por um material diferente do da parede rochosa. Existem inúmeras variedades de material de preenchimento, com uma grande diversidade de propriedades físicas e mecânicas, que controlam o comportamento mecânico da discontinuidade. As principais características do preenchimento são a sua natureza, espessura, resistência ao corte e permeabilidade. Como a presença de preenchimento determina o comportamento da discontinuidade, é essencial que todos os aspectos relacionados com as suas propriedades e estado sejam reconhecidos e descritos. Deve-se ter em mente que os materiais de preenchimento fracos ou alterados podem sofrer variações importantes nas suas propriedades de resistência a curto prazo se houver uma alteração no seu teor de água ou se o movimento ocorrer ao longo das diáclases que preenchem.

A solução apresentada pelo ISRM (1981), no que toca à descrição das principais características de preenchimento, deve incluir a sua natureza mineralógica e o tamanho do grão do material. Se este composto for identificado como material alterado ou decomposto da parede de discontinuidade, o seu grau de meteorização deve ser avaliado para efeitos de análise da resistência da parede à desintegração ou decomposição. Outras características do preenchimento são a largura ou espessura, medidas com uma régua marcada em milímetros, e a resistência ao corte, podendo-se identificar o material através de índices representativos. Também o teor de humidade deve ser indicado, assim como uma estimativa quantitativa da permeabilidade do material de enchimento. Face a estas características, deve ainda ter-se em atenção o reconhecimento de deslocamentos de cisalhamento, da parte do maciço, uma vez que as propriedades e a estrutura mineralógica do material de preenchimento terão sofrido alterações em relação às suas condições iniciais.

Infiltração

Quer haja preenchimento ou não, as discontinuidades possuem um caminho preferencial para a infiltração da água ao longo do maciço rochoso (permeabilidade secundária), embora em certas rochas permeáveis a infiltração através da rocha intacta (permeabilidade primária) possa também ser significativa. A água diminui a resistência de cisalhamento pela redução de esforços efetivos que atuam nos planos das discontinuidades.

2.3 PROJEÇÃO E REPRESENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

Praticamente, todos os estudos sobre a estabilidade de taludes rochosos deverão abordar a estabilidade geológica local. Esses mesmos estudos dividem-se em duas etapas essenciais como é demonstrado na Figura 2.5.

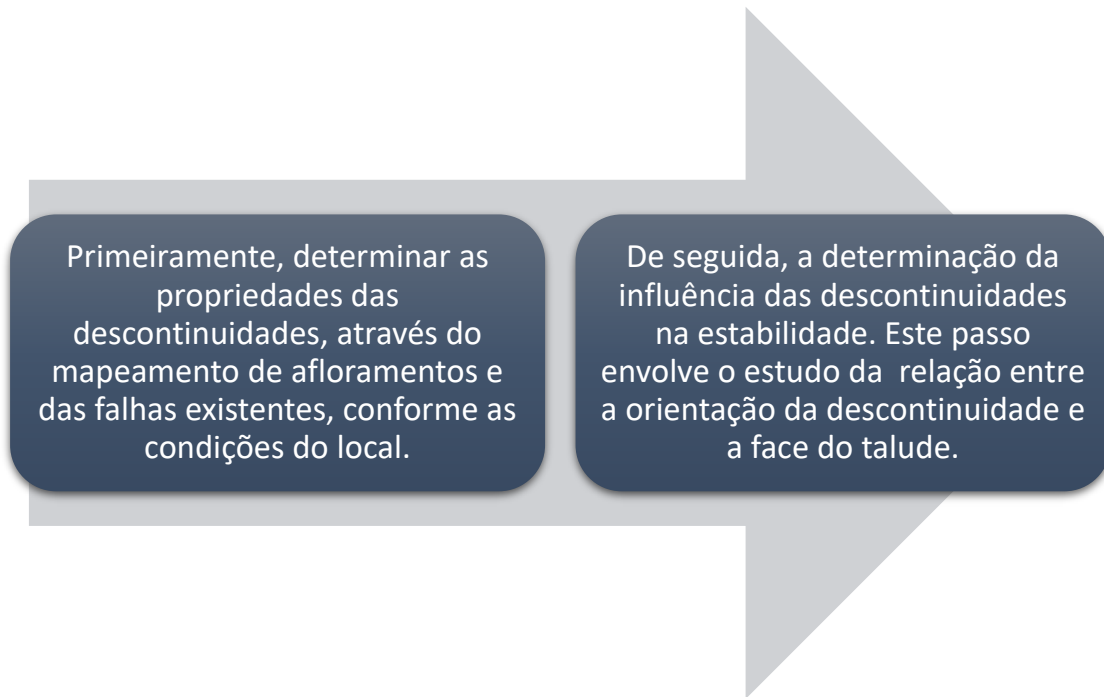


Figura 2.5 – Representação esquemática do processo de análise da estabilidade de taludes rochosos (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

A orientação das discontinuidades apresenta fatores condicionantes em projetos de engenharia, nomeadamente a presença de instabilidade e roturas a seu favor (González de Vallejo et al., 2002).

Ao longo deste tópico serão abordados métodos de representação bidimensionais e tridimensionais das discontinuidades, que ajudam a uma melhor perceção do estado geral da estabilidade da formação de material geológico.

2.3.1 Método das rosetas

O presente método retrata uma projeção horizontal, onde são representadas graficamente as discontinuidades. O gráfico, como é demonstrado na Figura 2.6, apresenta uma morfologia de um círculo equatorial (externo), onde um histograma radial (com segmentos em arco em vez de barras) se encontra sobreposto, indicando o conjunto de planos de discontinuidade que se cruzam na superfície horizontal. A direção das discontinuidades é analisada no sentido dos ponteiros do relógio, e pode variar entre os

ângulos de 0° e 360°. O gráfico encontra-se, de igual forma, dividido em quatro quadrantes representados pela rosa dos ventos (Norte, Sul, Este e Oeste).

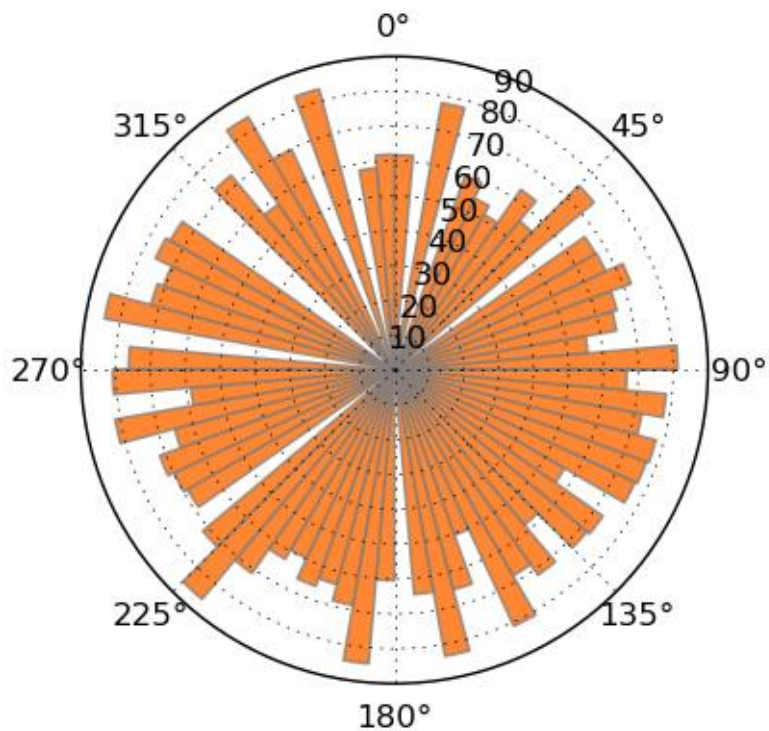


Figura 2.6 – Representação de dados da orientação das descontinuidades com recurso ao método das Rosetas (www.youngtechnology.com).

Relativamente à representação das diferentes famílias de descontinuidades, o método das Rosetas permite representar, de forma quantitativa, um vasto número de orientações. Os limites de orientação radial (azimute) dos segmentos em arco correspondem ao intervalo de inclinação do plano, ou grupo de planos, de descontinuidade representado pelo segmento. Por outras palavras, o método da Roseta é um histograma radial de frequência ou densidade das direções das descontinuidades (<https://www.rocscience.com/rocscience/products/dips/features/rosette>). É de salientar, no entanto, que esta tipologia de representação apresenta algumas limitações, uma vez que não são contabilizadas as dimensões e a localização das descontinuidades.

2.3.2 Projeção hemisférica

Wyllie & Mah (2004) esclarecem que os dados de orientação tridimensional das discontinuidades devem ser representados e analisados em duas dimensões. Assim, torna-se possível a remoção de uma dimensão para que retas ou pontos possam representar planos e os pontos podem representar retas.

A projeção hemisférica consiste na utilização de uma esfera de referência, em que os planos e as retas com inclinação e tendência específicas são posicionados num sentido adaptado às características pretendidas, desde que o eixo intersete o centro da esfera de referência, como é demonstrado na Figura 2.7.

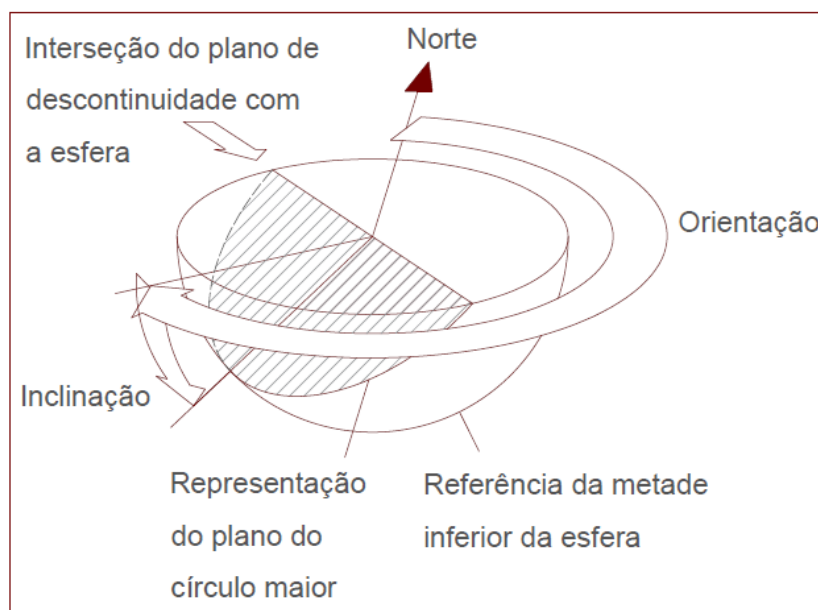


Figura 2.7 – Exemplo de aplicação da projeção hemisférica (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

O processo para representar a orientação de um plano de descontinuidade passa por definir uma reta através da interseção da descontinuidade com a metade inferior da esfera de referência. A utilização do hemisfério inferior da esfera é justificada pela facilidade da análise em consideração ao panorama geral, uma vez que os dados de hemisfério superior formam um caso de simetria com o inferior. No caso dos planos, esta interseção com a esfera de referência origina um arco circular designado como círculo maior, enquanto que para uma reta a interseção com a esfera de referência é um ponto. A reta normal ao plano passa no centro da esfera, mantendo-se ortogonal relativamente ao plano, e interceta a superfície da esfera gerando dois pontos, designados como pólos do plano (Figura 2.8).

Na análise bidimensional, o círculo maior e o pólo do hemisfério inferior são projetados, formando um plano e um ponto. O pólo projetado representa a orientação do plano formado pelo círculo maior, o que facilita a análise de comparação com um grande número de planos de círculos maiores.

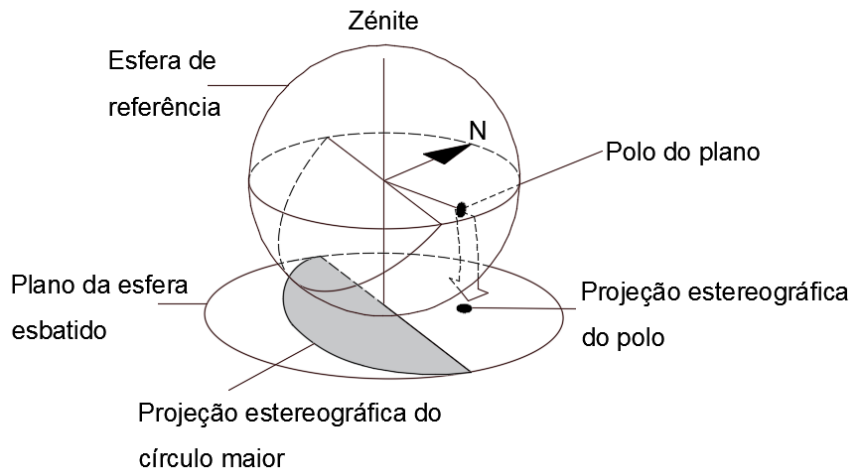


Figura 2.8 – Exemplo da projeção do círculo maior e pólo para análise bidimensional (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

O estudo da formação de superfícies de instabilidade, na projeção hemisférica, é possível quando a interseção de dois planos define uma reta, no espaço, caracterizado pelo azimute ($0-360^\circ$) e uma inclinação ($0-90^\circ$). Essa mesma reta é o resultado da interseção de dois grandes círculos, como é demonstrado na Figura 2.9. Este fenómeno, em que os dois planos se cruzam poderá indicar a formação de um bloco em forma de cunha, que poderá ser ou não instável. A direção de deslizamento do bloco é determinada pela direção da linha de interseção (Wyllie & Mah, 2004).

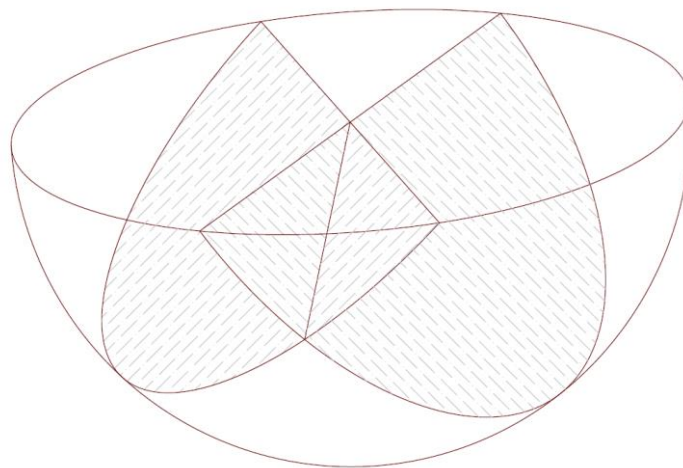


Figura 2.9 – Projeção hemisférica: Representação da orientação da linha de interseção de dois planos (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

Um conjunto de blocos de rocha intacta e diferentes tipos de descontinuidades que afetam o meio rochoso é designado por maciço rochoso. O maciço rochoso apresenta um comportamento mecânico anisotrópico dada a presença de descontinuidades sistemáticas com uma orientação particular, e heterogêneo uma vez que as propriedades físicas e mecânicas do maciço variam de forma descontínua ao longo do mesmo. Outros componentes que afetam o comportamento mecânico do maciço rochoso são:

- As estruturas tectónicas e sedimentares não descontínuas no maciço rochoso;
- As tensões naturais a que está submetido;
- As condições hidrogeológicas e os fatores geoambientais.

Uma vez que estes materiais geológicos têm um comportamento imprevisível, ao contrário de outros materiais usados na construção como o aço ou o betão, torna-se necessário recolher todos os dados possíveis para a descrição do maciço rochoso. A descrição geotécnica necessária para este conjunto de elementos envolve um leque de parâmetros, tais como o número de conjuntos de descontinuidades, o tamanho dos blocos maciços, a intensidade das juntas e a extensão da alteração da rocha. O conhecimento destes parâmetros relativamente a um afloramento ajuda a caracterizar e a avaliar o comportamento mecânico do maciço e, conseqüentemente, a reduzir de forma substancial a subjetividade.

2.4.1 Grau de meteorização dos maciços rochosos

A meteorização é uma causa dependente do tempo, que inclui principalmente os processos de desintegração e decomposição do material rochoso. Este fenómeno atua nos materiais geológicos à superfície.

A tipologia de rocha e o grau de alteração ou meteorização, de carácter físico e químico, são determinantes na avaliação das propriedades da resistência da rocha intacta. Trata-se de um aspeto quantificado *in situ* com o auxílio de valores tabelados (Tabela 2.8), que identificam o estado do conjunto de rochas (individualmente), constituintes do maciço rochoso, em 5 graus de alteração, sendo eles: são ou não alterada, ligeiramente alterada, moderadamente alterada, muito alterada e completamente alterada.

“Os processos de meteorização são controlados pelas condições climáticas e as suas variações de temperatura, humidade, precipitações e regime de ventos determinam o tipo e a intensidade de transformações físicas e químicas que afetam os materiais rochosos à superfície.” (González de Vallejo et al., 2002).

Tabela 2.8 - Caracterização dos maciços rochosos em função do seu grau de alteração (ISRM, 1981).

Grau de alteração	Simbologia		Significado
Sã ou não alterada	W_1		Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa -Rocha são e compacta
Ligeiramente alterada		$W_1 - W_2$	-Descontinuidades fechadas
	W_2		Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração) -Permeabilidade quase nula
Moderadamente alterada	W_3	W_3	Menos de metade do material rochoso está decomposto e /ou desagregado num solo, mantendo-se a petrofábrica original -Maciço mais ou menos são -Intercetado por descontinuidades abertas
	Muito alterada	W_4	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo, a rocha é muito friável. -Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta
Completamente alterada		$W_4 - W_5$	-Permeabilidade do tipo intersticial.
	W_5		Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual. -Pode coexistir uma circulação fissural.

Os fenómenos de meteorização de origem física são responsáveis pela fraturação mecânica do material rochoso. Os mais importantes relacionados com as condições climáticas são:

- Formação de gelo – o volume de água retida na porosidade da rocha aumenta com a diminuição de temperatura e forma gelo, cujas tensões podem levar à fraturação da rocha;
- Radiação solar ou “Insolação” – em climas áridos com diferenças térmicas acentuadas em curtos períodos de tempo, a radiação solar pode induzir à fraturação como resultado dos esforços causados pelas sucessivas dilatações e contrações das rochas;
- Formação de sais – a cristalização de sais gera tensões nos poros ou fissuras das rochas e produz a rotura e desintegração por expansão dos cristais;
- Hidratação – determinados materiais na presença de água veem o seu volume ser aumentado, produzindo deformações importantes que podem levar à fraturação da rocha;

- Capilaridade e expansão térmica – alguns minerais permitem a penetração da água que, perante variações de temperatura, pode produzir roturas estruturais desde que o coeficiente de dilatação da água seja superior ao da rocha ou mineral.

Os processos químicos ocorrem na presença de água e são controlados pela temperatura, sendo mais intensos e rápidos em regiões climáticas húmidas do que em zonas de clima seco. Estas ações dão lugar à formação de novos minerais ou compostos a partir dos existentes. Os processos mais importantes são:

- Dissolução – decomposição dos minerais por ação da água, tendo como última consequência a desintegração do material. Ainda que seja considerado um processo físico, a dissolução é acompanhada por processos químicos;
- Hidratação – formação de minerais ou novos compostos químicos por absorção de água;
- Hidrólise – decomposição de um mineral ou composto químico por ação da água. O grau de hidrólise depende da extensão de atração dos iões com as moléculas de água.
- Oxidação e redução – a formação de novos minerais por combinação de um mineral com oxigénio, perdendo um ou mais dos seus eletrões e fixando oxigénio (oxidação), ou por perder oxigénio fixando eletrões (redução).

2.4.2 Metodologias de recolha de dados

Para que a avaliação de maciços rochosos seja efetuada com sucesso, será necessária, numa primeira fase, uma recolha de dados exaustiva sobre os afloramentos.

“Estes trabalhos realizam-se durante as primeiras etapas da investigação *in situ*. Os trabalhos de campo permitem um reconhecimento das condições geológicas e geotécnicas dos maciços rochosos, a planificação das fases de investigação mais avançadas e a interpretação preliminar dos primeiros dados.” (pormenores em González de Vallejo & Ferrer, 2011; Chaminé et al., 2013; Chaminé, 2016).

As metodologias que se seguem permitem a utilização de dados obtidos nos trabalhos de campo para a criação de cartografias geotécnicas e geomecânicas, para a classificação geomecânica e da blocometria dos maciços rochosos.

Técnica de amostragem linear em geotecnia de maciços rochosos

Esta análise detalhada aplica-se no estudo das discontinuidades existentes em superfícies expostas dos maciços rochosos, através de uma cartografia por domínios ou áreas representativas do maciço rochoso. (propostas recomendadas pela ISRM 1981). Trata-se de uma técnica descrita, entre outros, por Priest & Hudson (1981), Hudson & Priest (1983), Priest (1993), Dinis da Gama (1995), Chaminé & Gaspar (1995), Peacock et al. (2003), Brady & Brown (2004), Peacock (2006), Martins et al. (2006), Pinheiro et al. (2014), Chaminé et al. (2016), Chaminé (2016). Com o recurso a esta técnica, recolhem-se os dados de forma expedita, ao longo de linhas de amostragem representativas (“scanlines”), que permitem, por extrapolação, definir o grau de alteração, o grau de compartimentação e o grau de resistência do maciço de uma dada área de estudo.

A metodologia da técnica de amostragem linear consiste na colocação de uma fita métrica que percorra toda a extensão da base do talude/afloramentos rochosos, aproximadamente a 1,20 – 1,50 metros do solo (Priest, 1993; Dinis da Gama, 1995; Chaminé & Gaspar, 1995; Chaminé et al., 2015; Chaminé, 2016). De seguida, são identificadas todas as discontinuidades do maciço rochoso que intercetem a linha formada pela fita métrica. Em cada discontinuidade, são registados os devidos parâmetros, mencionados anteriormente neste documento. A sua aplicação minimiza muitos erros patentes em estudos de fraturação de maciços rochosos, seja pela falta de representatividade ou aleatoriedade da sua amostragem (e.g. Terzaghi, 1965; Priest, 1993; Chaminé et al., 2015; Watkins et al., 2015). Segundo a Figura 2.10, os processos de análise para uma amostragem linear são:



Figura 2.10 – Faseamento da técnica de amostragem linear (Scanline).

A cada descontinuidade é dada uma atenção individual e, por isso, o preenchimento das fichas de levantamento geológico-geomecânico deve seguir a seguinte estrutura, apresentada na Figura 2.11:

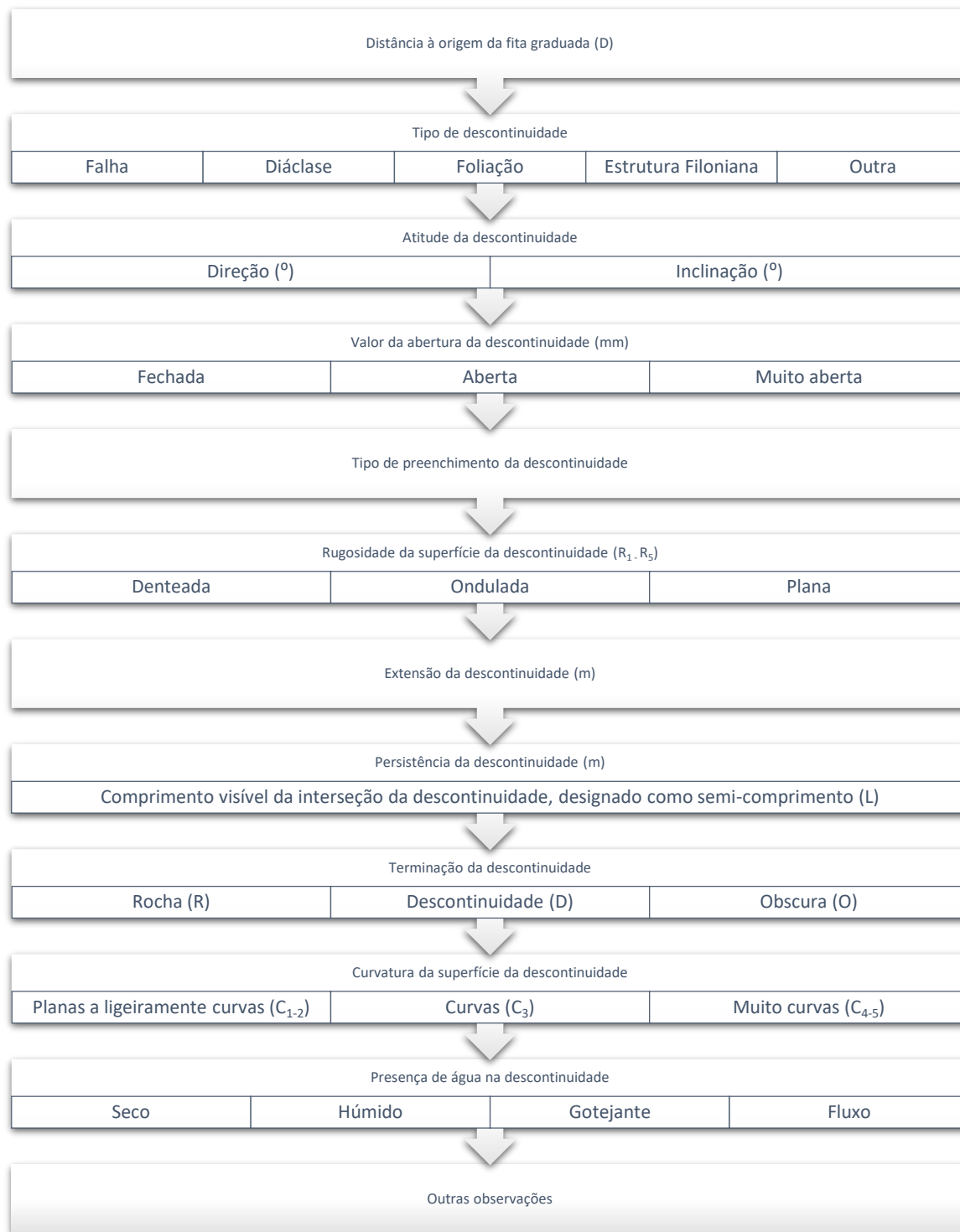


Figura 2.11 – Levantamento geológico-geomecânico segundo a técnica de amostragem linear (*Scanline*)

Existem desenvolvimentos recentes na aplicação desta técnica, recorrendo-se à aplicação de sistemas de informação geográfica (Figura 2.12) e a técnicas avançadas de geo-posicionamento global de alta precisão (Reid & Harrison, 2000), visível na Figura 2.13.



Figura 2.12 – Bússola de Geólogo, com clinómetro, usada na medição da atitude geológica de um plano de descontinuidade.



Figura 2.13 – Levantamento do geoposicionamento global de alta precisão.

Martelo de Schmidt

A presente metodologia tem por objetivo a medição da dureza superficial do material rochoso. Este método fundamenta-se na medição do ressalto de uma massa elástica depois de colidir com a superfície do bloco rochoso.

Este ensaio visa detetar áreas de rocha com propriedades diferentes. Note-se que quanto maior for o recuo do pistão do aparelho, maior será a resistência à compressão do material em estudo. O seguinte esquema (Figura 2.14) permite uma melhor perceção do processo de execução ao analisar a superfície de uma descontinuidade com o martelo de *Schmidt*. (Rodrigues, 2017).



Figura 2.14 – Faseamento da análise de descontinuidades com o martelo de *Schmidt*.

A ISRM (1981) recomenda que em estudos práticos de geologia de engenharia ou de mecânica das rochas sejam executadas 10 medições em cada superfície ensaiada, sendo a média dos 5 valores mais elevados como valores representativos. Seguidamente, obtém-se o valor da resistência à compressão uniaxial, σ_c , do material ensaiado. As classes de resistência de compressão, segundo a ISRM (1981), são sistematizadas em 5 termos de resistência, como já foi demonstrado na Tabela 2.5.

A cada descontinuidade é dada uma atenção individual e, por isso, o preenchimento das fichas de levantamento dos ensaios relativos ao presente método deve seguir a seguinte estrutura apresentada na Figura 2.15:

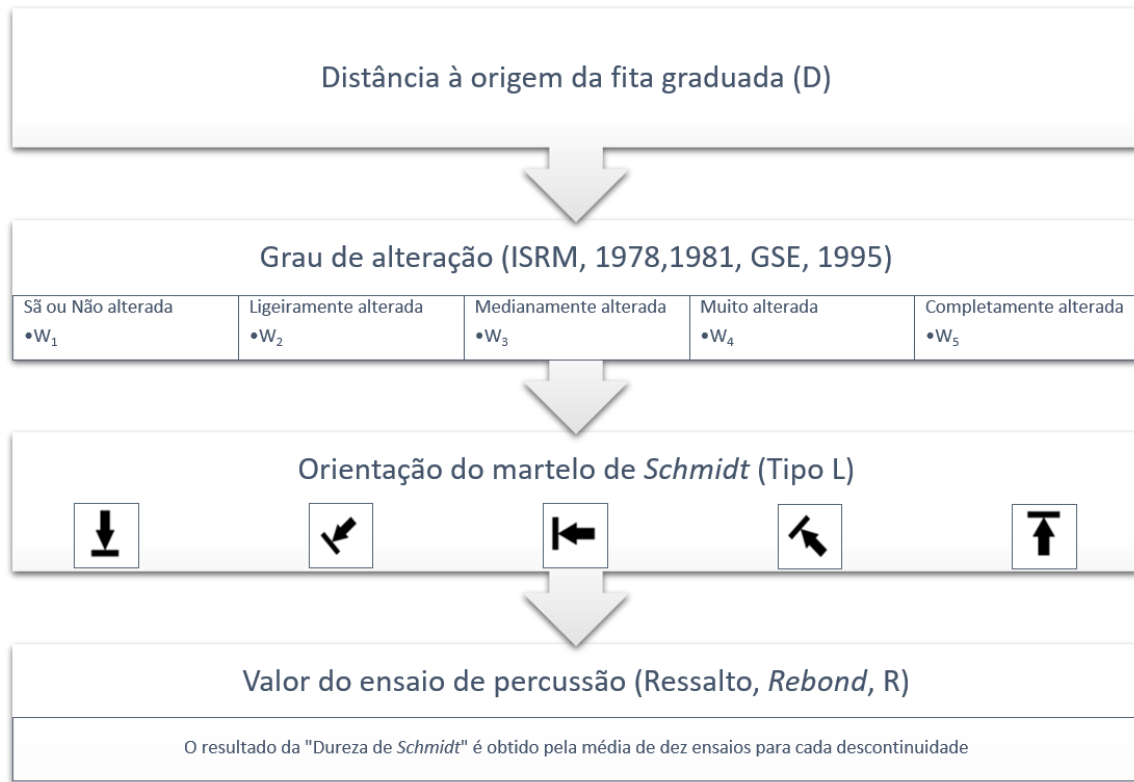


Figura 2.15 - Levantamento geológico-geomecânico com recurso ao martelo de *Schmidt*.

2.4.3 Classificações geomecânicas

A resistência ao corte é o fator condicionante no caso de rotura ao longo da superfície de um talude, e depende de parâmetros de resistência do material, como a coesão e o atrito interno.

O comportamento mecânico, nos maciços rochosos, é determinado pelas propriedades de resistência das descontinuidades e da rocha intacta, dependendo do seu grau de alteração e da natureza dos materiais e das suas descontinuidades.

O comportamento de um maciço rochoso mais resistente depende geralmente das características das suas descontinuidades, embora a litologia e a sua evolução geológica também possam desempenhar um papel importante. A resistência ao corte das superfícies mais fracas depende da sua natureza e origem, da persistência, do espaçamento, da rugosidade, do tipo e espessura do preenchimento, assim como da presença de água. A resistência ao corte das descontinuidades é o aspeto mais importante que determina a estabilidade de um maciço rochoso. Os planos de rotura desenvolvem-se, geralmente, ao longo das descontinuidades.

Uma classificação geomecânica deve debruçar-se sobre vários aspetos com a finalidade de serem obtidos índices de qualidade relacionados com os parâmetros dos maciços rochosos e suas aplicações (suporte de

túneis e taludes ou qualidade de escavação). Estes conjuntos de classificações complementam a avaliação visual e ensaios simples, caracterizando os maciços rochosos pelos seguintes aspetos:

- Resistência do material rochoso à compressão simples;
- Grau de fraturação relacionado com o índice RQD (*Rock Quality Designation*);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Orientação das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Estrutura geológica e falhas;
- Infiltrações e presença de água;
- Estado de tensão.

O campo onde estão inseridas as classificações geomecânicas é muito vasto, envolvendo inúmeras aplicações. No entanto, no seguimento deste capítulo serão descritas apenas algumas diretamente vocacionadas para o âmbito do objeto de estudo – taludes rochosos. Considerar-se-ão, assim:

- *Rock Mass Rating* (RMR);
- *Slope Mass Rating* (SMR);
- *Índice Geological Strength Index* (GSI).

Rock Mass Rating (RMR)

Este sistema de caracterização de maciços rochosos foi proposto por Bieniawski, em 1973, e atualizado em 1979 e 1989, relacionando índices de qualidade com parâmetros geotécnicos de maciços rochosos e com parâmetros de escavação e suporte em túneis. Esta classificação tem em consideração os seguintes parâmetros geomecânicos:

- Resistência da rocha intacta à compressão uniaxial (UCS);
- Grau de fraturação relacionado com o índice RQD (*Rock Quality Designation*);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Condições de água subterrânea;
- Orientação das descontinuidades.

A classificação RMR (*Rock Mass Rating*) analisa a influência destes parâmetros no comportamento geomecânico dos maciços rochosos e atribui valores de 0 a 100 referentes à sua qualidade.

Este método de classificação é aplicado faseadamente, começando pelas observações de campo, onde os maciços rochosos são divididos em secções com características geológicas semelhantes, para tornar mais fácil a coleta de dados sobre as propriedades e as características da rocha intacta e das discontinuidades. O procedimento de classificação de cada secção, com o objetivo de obter o índice RMR, encontra-se esquematizado na Tabela 2.9.

De seguida, os maciços rochosos são avaliados em cinco parâmetros de classificação, com o desiderato de ajustar a orientação das discontinuidades e obter um valor numérico que permita classificar o maciço rochoso. No final desta análise, o maciço rochoso é incluído numa das cinco classes existentes (Tabela 2.10), tornando-se, assim, possível compreender a qualidade, o significado em termos geológicos e as características geotécnicas de cada maciço.

Um maciço rochoso classificado como Muito bom (Classe I) apresenta um material geológico bem compactado, com poucas diáclases, com um índice de infiltrações muito baixo, ligeiramente alterado, cujos níveis de resistência e estabilidade não apresentam grandes problemas em projetos, como escavação em escarpas íngremes, capacidade de suporte e reforço em túneis.

Tabela 2.9 - Classificação geomecânica RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

		Parâmetros de classificação					
1	Resistência de material rochoso intacto (MPa)	Ensaio de carga pontual (MPa)	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Resistência à compressão uniaxial (MPa)
		Ensaio de compressão uniaxial (MPa)	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5 5 - 1 < 1
	Classificação	15	12	7	4	2 1 0	
2	RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%	
	Classificação	20	17	13	8	3	
3	Espaçamento de descontinuidades	> 2 m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	60 - 20 mm	< 60 mm	
	Classificação	20	15	10	8	5	
4	Estado das descontinuidades	Persistência	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m
		Classificação	6	4	2	1	0
		Abertura	Nenhuma	< 0,1mm	0,1 - 10 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		Classificação	6	5	4	1	0
		Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Pouco rugosa	Lisa	Polida
		Classificação	6	5	3	1	0
		Preenchimento	Nenhum	Preenchimento duro < 5 mm	Preenchimento duro > 5 mm	Preenchimento mole < 5 mm	Preenchimento mole > 5 mm
		Classificação	6	4	2	2	0
5	Água subterrânea	Meteorização	Não alterada	Pouco alterada	Moderadamente alterada	Muito alterada	Decomposta
		Classificação	6	5	3	1	0
		Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Nenhum	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
		Relação: Pressão da água nas diáclases/Tensão principal máxima	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
Classificação	15	10	7	4	0		
Correção das classificações devido à orientação das descontinuidades							
Orientação da direção e da inclinação		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	
Classificação	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12	
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	
Classes de maciços rochosos							
Classe	I	II	III	IV	V		
Descrição	Muito bom	Bom	Razoável	Mau	Muito mau		
Classificação	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	20 anos para um vão de 15 m	1 ano para um vão de 10 m	1 semana para um vão de 5 m	10 horas para um vão de 5 m	30 minutos para um vão de 1 m		
Coesão do maciço rochoso (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Ângulo de fricção do maciço rochoso (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
Efeito da orientação da direção e da inclinação das descontinuidades em projetos de túneis							
Direção perpendicular ao eixo do túnel							
Escavação a favor da escavação		Escavação contra a inclinação		Direção paralela ao eixo do túnel		Inclinação 0° - 20° independentemente da direção	
Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°	Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°	Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°		
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Bastante desfavorável	Razoável	Razoável	

Tabela 2.10 – Qualidade do maciço rochoso de acordo com o Índice RMR
(adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Classe	Qualidade	Classificação RMR	Coesão (MPa)	Ângulo de atrito
I	Muito bom	100 – 81	> 0.4	> 45°
II	Bom	80 – 61	0.3 – 0.4	35° - 45°
III	Razoável	60 – 41	0.2 – 0.3	25° - 35°
IV	Mau	40 – 21	0.1 – 0.2	15° - 25°
V	Muito mau	< 20	< 0.1	< 15°

Slope Mass Rating (SMR)

Baseando-se na classificação *Rock Mass Rating (RMR)*, Romana (1993) propôs que a estabilidade de uma escavação pode ser avaliada pela aplicação de uma classificação geomecânica empírica à sua inclinação. Este novo método define-se como *Slope Mass Rating (SMR)* e consiste em adicionar fatores de ajuste à classificação RMR para que a orientação relativa das juntas e o declive do talude sejam utilizados no método correto de escavação de um talude. Trata-se de uma análise faseada, calculada pela seguinte expressão:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (2.1)$$

onde:

- RMR é calculado pela classificação proposta por Bieniawski (1989);
- F_1 depende se a direção das descontinuidades ou juntas e a face da inclinação são paralelas. Varia entre 1,0 (quando são paralelos) e 0,15 (quando o ângulo entre eles é maior que 30°, já que a probabilidade de rotura é muito baixa). Estes valores estão em conformidade com a expressão:

$$F_1 = [1 - \sin(\alpha_j - \alpha_s)]^2 \quad (2.2)$$

Onde α_j e α_s são os ângulos de direção da descontinuidade e do talude, respetivamente;

- F_2 depende da inclinação da descontinuidade ou das juntas. No caso de roturas planares, o valor pode variar entre 1,0 (para descontinuidades com uma inclinação superior a 45º) e 0,15 (para descontinuidades com uma inclinação inferior a 20º). O resultado pode ser ajustado, aproximadamente, com a expressão:

$$F_2 = \tan^2 (\beta_j) \quad (2.3)$$

Onde β_j é a inclinação da descontinuidade. É de notar que para rotura por derrubamento, o valor de F_2 é igual a 1.0;

- F_3 é definido como a razão entre a inclinação da descontinuidade e a do talude. Os valores considerados, referentes ao parâmetro da orientação das descontinuidades e que podem variar entre -60 e 0, foram propostos por Bieniawski (1989);
- F_4 trata-se do fator de ajuste do método de escavação utilizado, podendo assumir os 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) e desmonte com detonações inadequadas (-8).

Depois de obtidos os valores de F_1 , F_2 , F_3 e F_4 (Tabela 2.11), o passo seguinte envolve verificar o resultado do índice SMR para cada família de descontinuidades e adotar o menor valor obtido. No caso de rochas alteradas, a classificação deve ser efetuada duas vezes, sendo a primeira para calcular a condição inicial da rocha “sã” e a segunda para a rocha alterada. Esta classificação não inclui roturas em cunha. (González de Vallejo et al., 2002).

Tabela 2.11 - Fatores de ajuste por orientação de descontinuidades e pelo método de escavação
(adaptado de Romana, 1993).

Caso		Bastante favorável	Favorável	Normal	Desfavorável	Bastante desfavorável
Rotura planar	$ \alpha_j - \alpha_s $					
Rotura por tombamento	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
Relação entre Rotura planar e Rotura por tombamento	F1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.0
Rotura planar	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.0
Rotura por tombamento	F2	1	1	1	1	1
Rotura planar	$\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< (-10^\circ)$
Rotura por tombamento	$\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
Relação entre Rotura planar e Rotura por tombamento	F3	0	-6	-25	-50	-60
Fator de ajuste por método de escavação (F4)						
Método	Talude Natural	Pré-corte	Smooth blasting	Explosão ou escavação mecânica	Detonações inadequadas	
F4	+15	+10	+8	0	-8	
α_j – direção horizontal da descontinuidade; α_s – direção horizontal do talude; β_j – declive da descontinuidade; β_s – declive do talude						

A Tabela 2.12 enquadra o resultado do valor final da classificação SMR num conjunto de cinco classes de estabilidade, apresentando-se ainda na Figura 2.16 as medidas de estabilização necessárias de acordo com o estado do talude.

Tabela 2.12 – Classes de estabilidade (adaptado de Romana, 1993).

Classe	V	VI	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descrição	Muito má	Má	Razoável	Boa	Muito boa
Estabilidade	Completamente instável	Instável	Parcialmente estável	Estável	Completamente estável
Rotura	Grande planar ou em massa	Planar ou grandes cunhas	Algumas descontinuidades ou muitas cunhas	Alguns blocos	Nenhuma
Suporte	Re-escavação	Correção	Sistemático	Ocasional	Nenhum

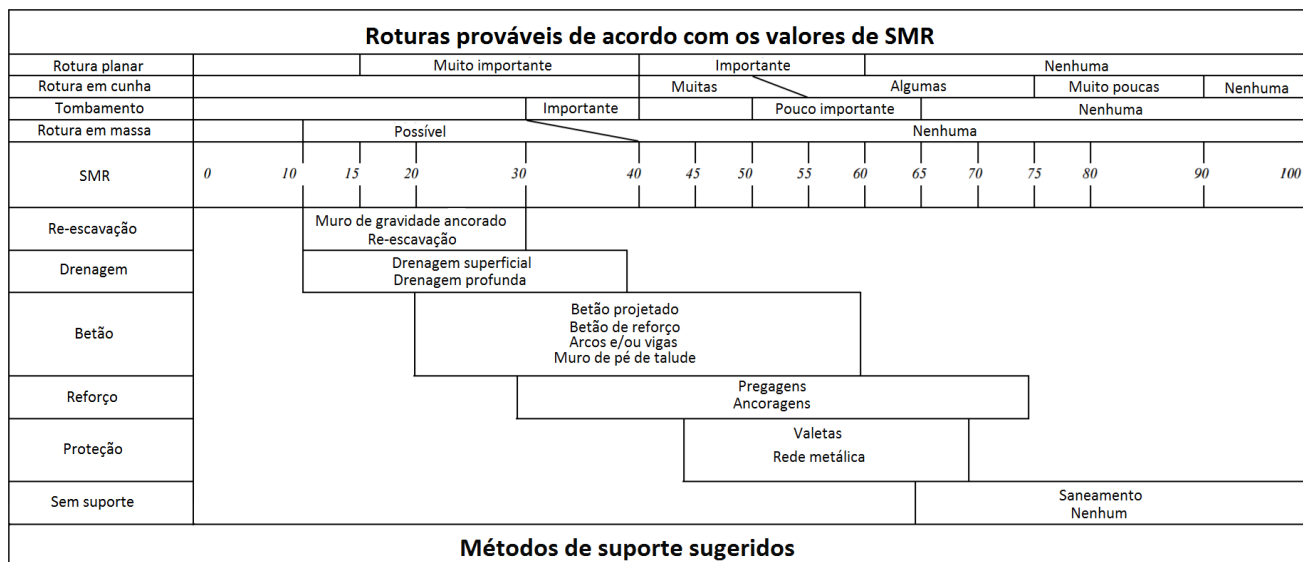


Figura 2.16 – Métodos de suporte de taludes sugeridos em função do índice SMR (adaptado de Romana, 1985).

Índice Geological Strength Index (GSI)

Designado como o critério de Hoek-Brown (1980), esta primeira abordagem teve por fim a classificação de maciços rochosos com comportamento isotrópico – materiais que possuem as mesmas propriedades físicas independentemente da direção de análise considerada.

O âmbito desta classificação aplica-se apenas a uma gama de maciços com determinadas características. A matriz interna deve manter-se inalterada desde a sua origem e, assumindo que os blocos de rocha intacta estejam em contacto entre si, o fator de rotura do conjunto total será controlado pelas descontinuidades ou pela força de união entre os blocos.

Através da seguinte expressão, é possível calcular a resistência do maciço rochoso:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \sqrt{m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad (2.4)$$

onde:

- σ_1 e σ_3 são a maior e a menor tensão principal na rotura, respetivamente;
- σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial do material da rocha intacta;
- m e s são constantes da massa da rocha, eleitas para ponderar as propriedades do maciço rochoso, o tipo, a frequência e as características das descontinuidades.

Com o decorrer do tempo, novas necessidades para a classificação geomecânica de rochas foram surgindo, o que levou Hoek-Brown (1988) a formularem um novo critério em que as constantes m e s podem ser obtidas a partir do índice RMR, tendo em conta as características do material geológico.

- Para maciços rochosos não alterados:

$$m = m_i \cdot e^{\frac{RMR-100}{28}} \quad (2.5)$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{9}} \quad (2.6)$$

- Para maciços rochosos alterados:

$$m = m_i \cdot e^{\frac{RMR-100}{14}} \quad (2.7)$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{6}} \quad (2.8)$$

O valor de m_i depende dos valores dos ensaios de resistência à compressão triaxial da amostra de rocha intacta em questão.

A necessidade de classificar rochas em más condições ou degradadas conduziu ao desenvolvimento de uma nova expressão, em que as constantes são aplicadas por valores ajustáveis, uma vez que na expressão anterior (2.4) as constantes m e s não incluíam valores para maciços rochosos alterados por meios de escavação ou explosão. Essa expressão, proposta por Hoek (1994), é apresentada de seguida:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (2.9)$$

em que:

- m é um valor reduzido da contante m_i da rocha intacta;
- s e α são constantes que dependem das propriedades do maciço rochoso.

Contudo, algumas características próprias de rochas mais brandas não estão presentes na classificação RMR (Bieniawski, 1989), havendo a necessidade de criar um novo índice mais abrangente com a possibilidade de incluir o critério de rotura Hoek-Brown, em que se possam introduzir os dados observados em campo na avaliação. Proposto por Hoek (1994) e Hoek et al. (1995), o índice *Geological Strength Index* (GSI) veio introduzir um método apropriado para a avaliação da qualidade do maciço rochoso dependendo, em alguma medida, das suas características, do grau de fraturação, da estrutura geológica, do tamanho do bloco de rocha intacta e da meteorização da descontinuidade.

Este método veio sofrer alterações ao longo do tempo, sendo que o intervalo de valores para a classificação de rochas brandas e de má qualidade foi atualizado e alargado (Hoek et al., 1998; Hoek e Marinos, 2000). Posteriormente, os valores das constantes determinantes das propriedades dos maciços rochosos (m , s e α) são definidos pelas seguintes fórmulas (Hoek et al., 2002):

$$m = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)} \quad (2.10)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)} \quad (2.11)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.12)$$

O parâmetro D é um fator que depende do grau de perturbação ao qual a massa de rocha foi submetida por dano de explosão ou relaxamento de tensão. Ele tem como valores: 0 para maciços rochosos não perturbados e 1 para maciços rochosos muito perturbados.

Também o valor de m_i sofreu atualizações (Hoek, 2007), sendo baseado numa estimativa de dados, que se demonstra na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – 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)			
			Cré (18)			
	Não clástica	Orgânica	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)

Na Tabela 2.14 é possível visualizar como são obtidos os resultados do índice GSI. Esta classificação não apresenta resultados com valores únicos, mas em formato de intervalos compreendidos entre 0 e 100. É de referir ainda que o índice apresenta um critério de associação da classe do maciço rochoso em estudo com o resultado da caracterização geomecânica GSI (Tabela 2.15).

Tabela 2.14 – Índice de classificação geomecânica, GSI (adaptado de Hoek et al., 2013).

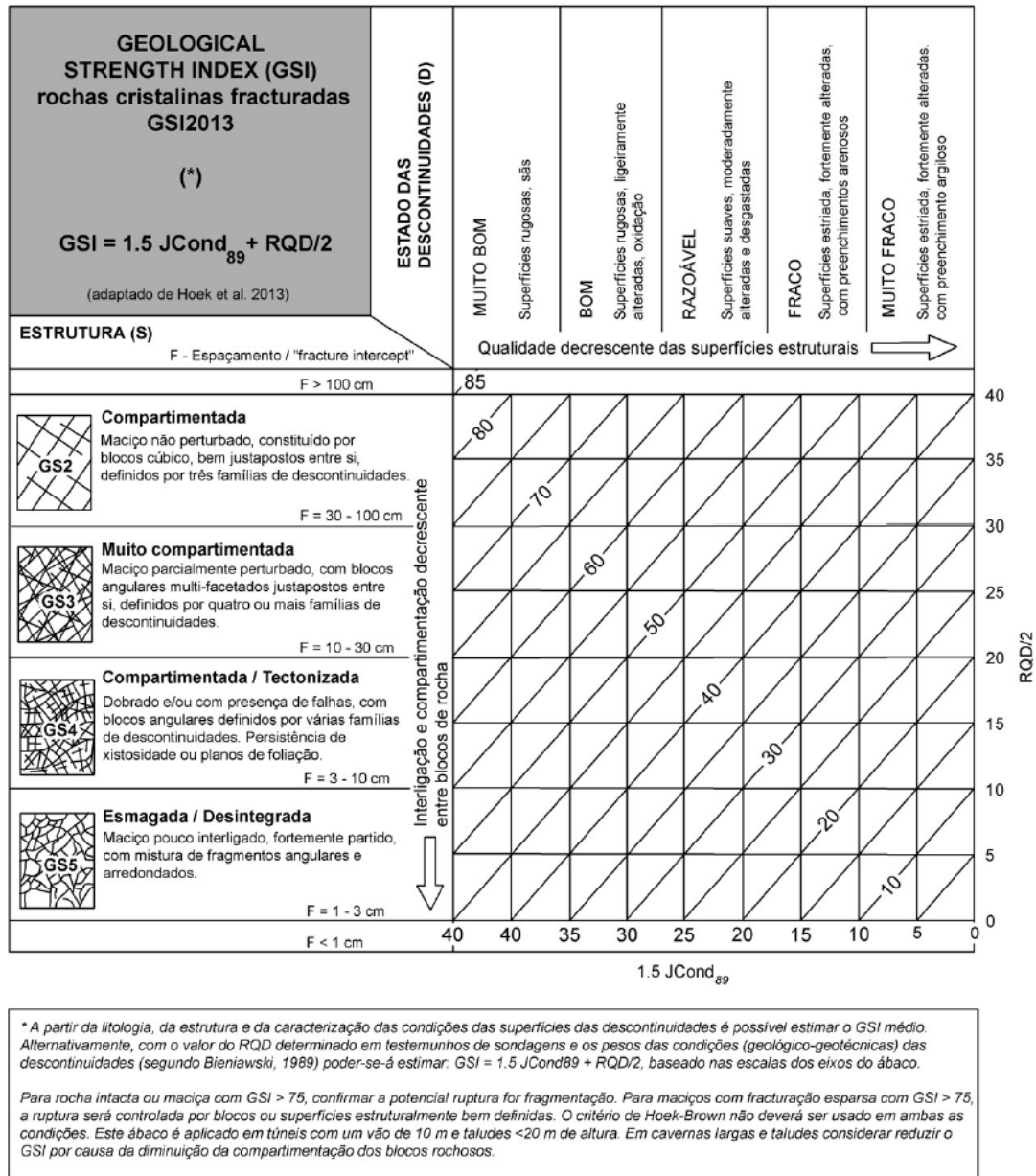


Tabela 2.15 – Classes do maciço rochoso de acordo com o valor do GSI obtido.

Índice GSI	95 – 76	76 – 56	55 – 36	35 – 21	< 20
Qualidade do maciço rochoso	Muito bom	Bom	Razoável	Mau	Muito mau

Como foi referido anteriormente, esta classificação é uma extensão de outros sistemas de classificação como o RMR de Bieniawski (1989) e ainda a de Q de Barton (1974).

Esta extensão pode ser calculada através das seguintes expressões (2.13 e 2.14), que relacionam o valor de GSI com os valores obtidos de uma classificação RMR (Bieniawski, 1989). Note-se que a mesma expressão não se aplica para a classificação de maciços de má qualidade ou muito fraturados, e deve ter-se ainda em conta que:

- Todo o material geológico para estudo deve estar completamente seco, atribuindo-se um valor de 15 para condições subterrâneas do maciço rochoso;
- O parâmetro de ajuste para a orientação das descontinuidades deve ser considerado zero, uma vez que se trata de um fator favorável para a classificação.
- Para maciços com valor de RMR ≥ 23 :

$$GSI = RMR - 5 \quad (2.13)$$

- Para maciços rochosos com valor de RMR < 23 :

$$GSI = \ln Q + 44 \quad (2.14)$$

onde, o valor Q pode ser obtido através da seguinte equação:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (2.15)$$

em que:

RQD – Rock Quality Designation;

J_n – número de famílias de diáclases;

J_r – índice de rugosidade;

J_a – índice de alteração das diáclases.

CAPÍTULO 2

No entanto, é importante lembrar o facto de o resultado final desta classificação se encaixar num intervalo de valores e basear-se em estimativas qualitativas, e em modelos simples que raramente coincidem com as condições reais, sendo que, por vezes, este método de avaliação é pouco expedito. Torna-se, portanto, aconselhável a aplicação de outros métodos de caracterização geomecânica para contrastar resultados e realizar, assim, uma avaliação fidedigna.

CAPÍTULO 3

TALUDES EM MATERIAL ROCHOSO

3.1 MODOS DE INSTABILIZAÇÃO EM TALUDES

A análise da estabilidade de taludes existentes é, frequentemente, realizada quando se verificam os primeiros sinais de instabilidade. Será importante avaliar a envolvente em que o mesmo se insere, assim como o seu carácter temporário ou definitivo.

A avaliação do talude, em termos de estabilidade, é determinada por diversos aspetos, como sejam fatores geométricos (altura e declive), fatores geológicos (que identificam a superfície, zonas frágeis e anisotrópicas no talude), fatores hidrogeológicos (relacionados com a presença de água) e fatores geomecânicos (resistência, deformação e permeabilidade).

A combinação destes aspetos pode ajudar a relacionar o estado do talude com a causa da instabilidade e, em alguns casos, prever a possibilidade de queda de blocos, desmoronamentos ou tombamentos de blocos. Na Tabela 3.1 estão representados alguns fatores condicionantes (relacionados com os aspetos mencionados no parágrafo anterior), assim como os casos que desencadeiam a instabilidade.

Tabela 3.1 – Fatores que influenciam a instabilidade do talude (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Fatores condicionantes	Fatores desencadeantes
<ul style="list-style-type: none"> • Estratigrafia e litologia • Estrutura geológica • Condições e comportamento hidrogeológico dos materiais • Propriedades físicas, resistentes e de deformação • Tensões <i>in situ</i> 	<ul style="list-style-type: none"> • Sobrecargas estáticas • Cargas dinâmicas • Mudanças nas condições hidrogeológicas • Fatores climáticos • Mudanças na geometria do talude • Redução das propriedades de resistência

Abordam-se, de seguida, os tipos de rotura mais comuns em maciços rochosos.

3.1.1 Deslizamentos

Os deslizamentos podem ser provocados por movimentações de solos, de solos e rochas ou apenas de rocha. Neste tópico, serão analisados diferentes tipos de rotura condicionados pela natureza e grau das discontinuidades que afetam o maciço rochoso, assim como pela orientação e distribuição das discontinuidades em relação à face da encosta. A estabilidade é definida pela resistência das discontinuidades e da rocha intacta.

Este fenómeno ocorre sempre que a tensão de corte é superior à capacidade resistente do maciço ao longo de uma determinada superfície, podendo agrupar-se em diferentes tipologias de roturas.

Os tipos de rotura a seguir retratados são: rotura planar, rotura em cunha e rotura em curva.

Rotura planar

A rotura planar ocorre quando se verifica a existência de discontinuidades, formadas por diáclases ou falhas, acentuadas pela inclinação igual ou inferior à do talude. Realça-se o facto da inclinação do plano de rotura (α) estar contido entre o ângulo de atrito interno (ϕ) e o ângulo do talude (ψ), como é possível visualizar na Figura 3.1.

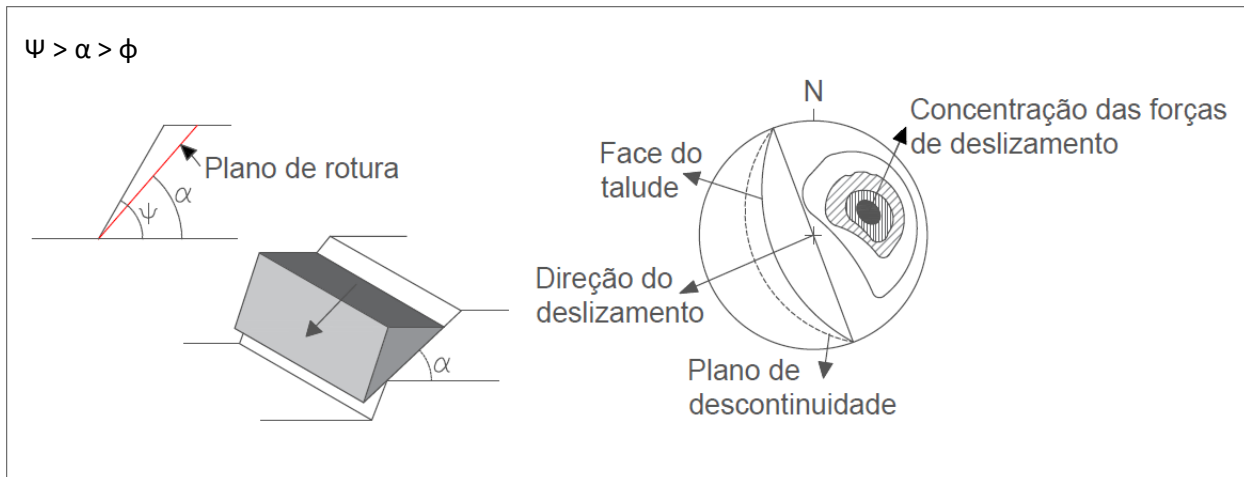


Figura 3.1 - Rotura planar (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Hoek and Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004).

Em taludes onde a escavação coincide com a inclinação da sobreposição dos estratos pode ocorrer rotura planar devido ao deslizamento dos estratos. Existem diferentes tipos de rotura planar que dependem da distribuição e das características dos conjuntos de descontinuidades no talude. As mais frequentes são:

- Rotura ao longo de um plano existente que aflora na face ou na base do talude, com ou sem uma fenda de tração;
- Rotura ao longo de um plano paralelo à face inclinada, causada pela erosão ou perda de resistência na base do talude (González de Vallejo et al., 2002).

Rotura em cunha

A rotura em cunha está inserida num tipo de geometria de movimento de um bloco de rocha em forma de cunha. Trata-se de um deslizamento translacional e forma dois planos de descontinuidade, segundo a linha de interseção. Para este tipo de falha ocorrer, como demonstra a Figura 3.2, os dois planos inclinados devem aflorar à superfície e satisfazer as mesmas condições que a rotura planar ($\psi > \alpha > \phi$), neste caso onde α é o ângulo da linha de interseção com a horizontal. Este tipo de rotura ocorre geralmente em maciços rochosos com vários conjuntos de descontinuidades, que são afetados por fatores como a orientação, o espaçamento e a continuidade ou persistência que determinarão a forma e o volume da cunha.

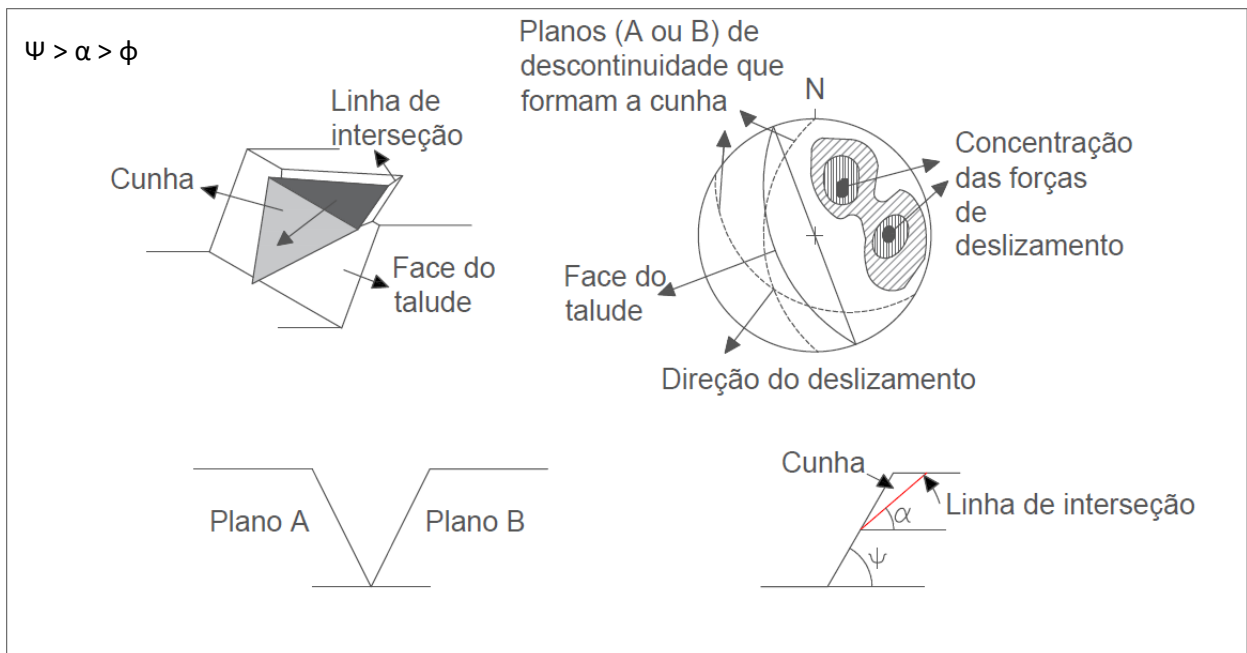


Figura 3.2 - Rotura em cunha (adaptado de González de Vallejo et al., 2002; Hoek and Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004).

A Figura 3.2 mostra também uma representação estereográfica de um conjunto de descontinuidades e a direção de deslizamento da cunha formada para uma determinada inclinação. Obtidos os valores dos ângulos da inclinação, a linha de interseção dos planos da cunha e o atrito de cada plano, será possível analisar se o movimento é cinematicamente viável e se a cunha é estável ou instável.

Rotura em curva

Este tipo de deslizamento ocorre devido à separação de uma fração de um talude que se comporta como um solo. Como é demonstrado na Figura 3.3, a formação de degraus de abatimento ocorre quando o material geológico que constitui o talude é muito fraco, ou quando se verificam graus de alteração e/ou fraturação avançados, apresentando um comportamento isotrópico, e onde os planos de descontinuidades não controlam o comportamento mecânico do talude.

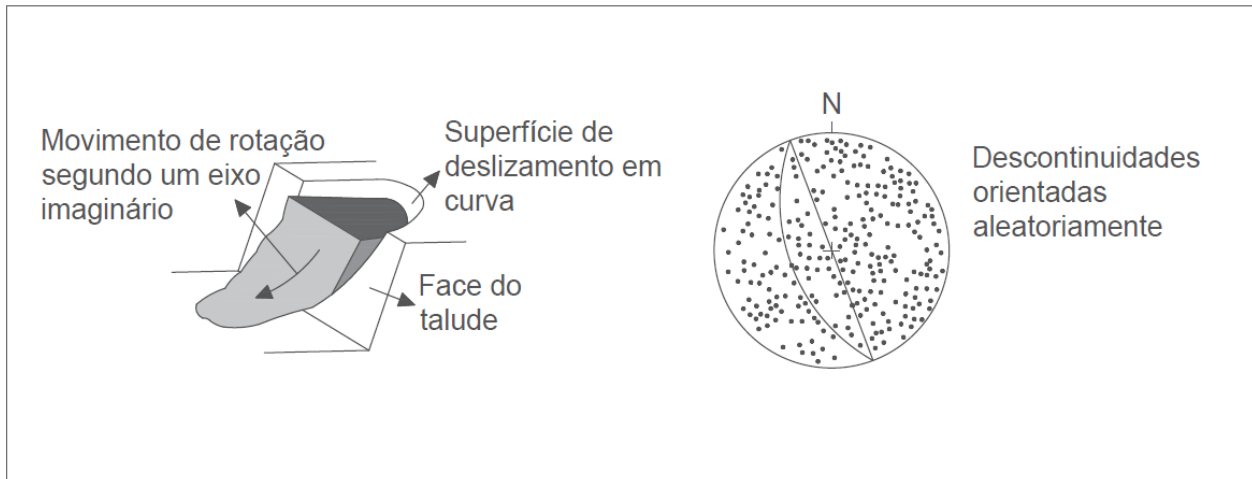


Figura 3.3 - Rotura em curva (adaptado de Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998; Wyllie & Mah, 2004).

3.1.2 Desmoronamento

As instabilidades associadas a desmoronamentos dividem-se em tombamentos (ver Figura 3.4) ou quedas de blocos de rocha ou detritos (ver Figura 3.5).

Este tipo de rotura acontece de forma abrupta e rápida e resulta da ação da gravidade na parte superior da massa deslocada. O desmoronamento destaca os blocos instáveis em relação à parte fixa do talude. Este tipo de instabilização é potenciado pelo fenómeno de gelo-degelo, que consiste na incapacidade do maciço rochoso em absorver um acréscimo de volume que a água sofre ao congelar.

O desmoronamento ocorre em taludes constituídos por maciços rochosos, onde os estratos se separam da superfície da face da encosta, mudando abruptamente a sua posição inicial. Este fenómeno acaba por desencadear um movimento em cadeia nas camadas de rocha intacta, paralelas ou subparalelas ao estrato inicial.

No caso de rotura por tombamento (Figura 3.4), o bloco ou camada de blocos que provoca o derrubamento insere-se, geralmente, numa família de descontinuidade com orientação paralela à face do talude. A estabilidade do material geológico não é condicionada apenas pela resistência ao corte das descontinuidades, uma vez que também estão sujeitas a movimento rotacional. O tombamento devido à flexão ocorre em estratos pouco espessos e contínuos ou em colunas, que cedem, à medida que se dobram para a frente, aos esforços de flexão. O movimento de desmoronamento, como é demonstrado na Figura 3.4, partilha a direção de mergulho da face do talude.

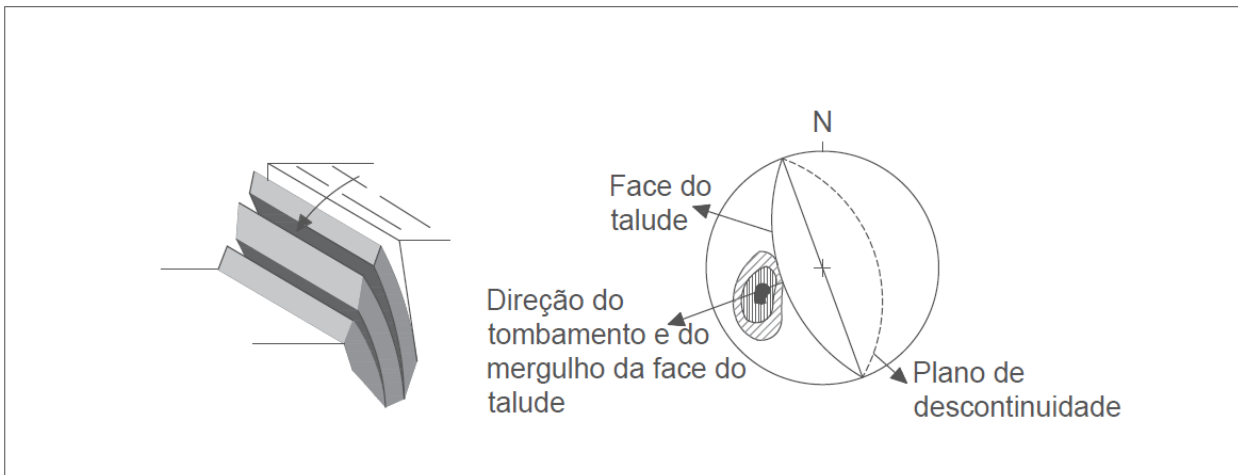


Figura 3.4 - Tombamento (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

O processo de queda de blocos ou detritos (Figura 3.5) partilha as causas da instabilidade por tombamento. Este fenómeno está associado a família de descontinuidades posicionadas em consola em relação à face do talude, as quais, perante forças de instabilização, provocam desmoronamento e, por conseguinte, queda de blocos ou detritos isolados ou em cadeia.

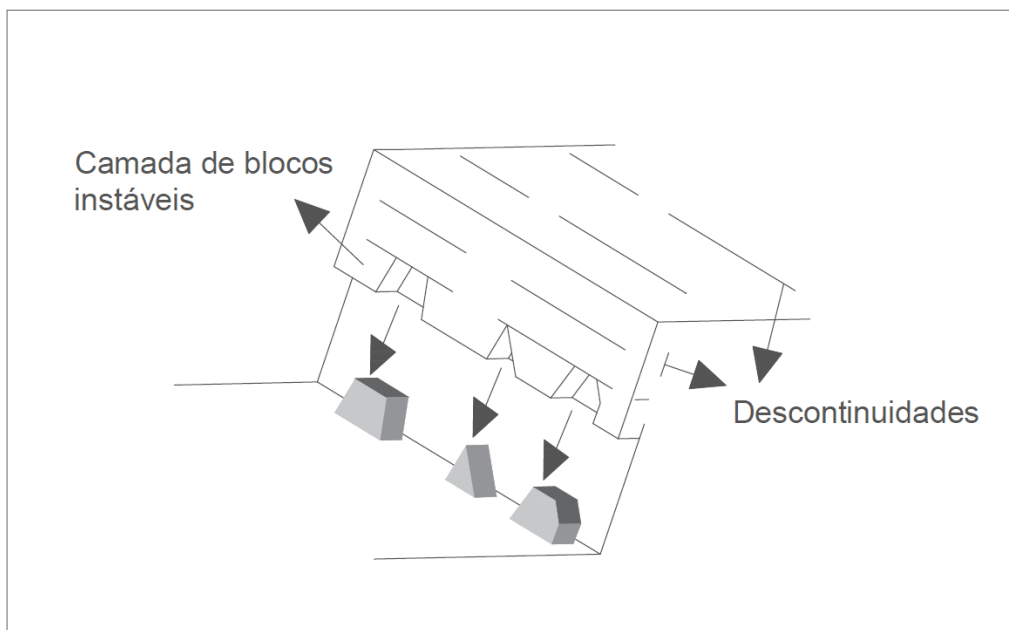


Figura 3.5 - Queda de blocos de rocha ou detritos (adaptado de Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).

O processo de desmoronamento pode começar por forças gravitacionais, deslizamento, escavação ou erosão da base do talude, o que dá origem ao descalçamento do talude, formando fissuras de tração.

3.1.3 Rotura por encurvadura

A rotura por encurvadura (*buckling*) ocorre ao longo de planos de alinhamento paralelos à inclinação do talude ($\Psi = \alpha$), com um declive maior que o ângulo de atrito ($\alpha > \phi$) (Figura 3.6). A rotura pode ocorrer com ou sem flexão dos estratos. Uma condição necessária é que os estratos sejam suficientemente finos em relação à altura do talude para, assim, poderem deformar-se.

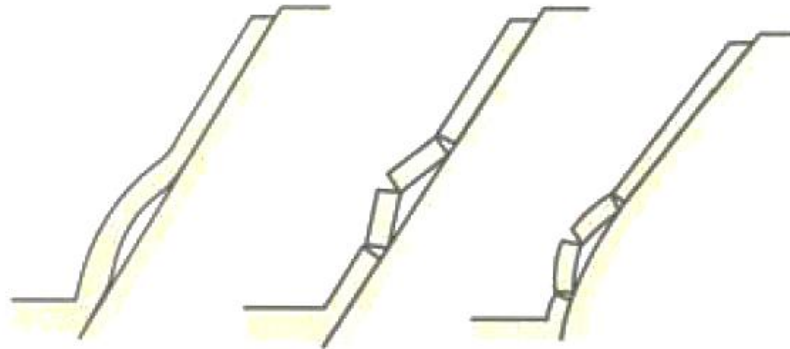


Figura 3.6 – Rotura por encurvadura com flexão e deformação dos estratos (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

A rotura por encurvadura pode ser causada por:

- Altura e inclinação excessivas;
- Presença de forças externas aplicadas aos estratos;
- Geometria desfavorável dos estratos;
- Presença de pressão da água sobre os estratos;
- Concentração de tensão desfavorável.

Este tipo de rotura ocorre geralmente nas encostas traseiras de minas a céu aberto, onde a escavação é paralela ao plano de flexão e os estratos têm um espaçamento reduzido entre si.

3.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE E MODELAÇÃO DE TALUDES ROCHOSOS

3.2.1 Teste de *Markland*

Um programa de mapeamento geológico tem como objetivo definir um conjunto ou conjuntos de discontinuidades, ou uma única característica, como uma diaclase, de forma a controlar a estabilidade de um determinado talude. Por exemplo, uma camada de material geológico pode soltar-se da face do talude e formar uma rotura planar, ou um par de conjuntos de diaclases no interior da face do talude podem cruzar-se e formar uma série de roturas em cunha. No campo de estudo da geotecnia, é frequente poderem coexistir três conjuntos ortogonais (em ângulos retos mutuamente) de discontinuidades (Wyllie & Mah, 2004). Os autores sugerem que quatro conjuntos é o máximo que pode ser incorporado no esquema do talude, e que quaisquer conjuntos adicionais representam uma dispersão na orientação dos

conjuntos. No entanto, é importante identificar um único aspeto, como uma diaclase, orientada de forma adversa, que poderá servir de característica no controlo da estabilidade.

Os diferentes tipos de rotura em taludes estão associados a diferentes estruturas geológicas, sendo por isso importante reconhecer os potenciais problemas de estabilidade na fase inicial de um projeto. Markland (1972) e Hocking (1976) desenvolveram testes para identificar concentrações importantes de pólos. Segundo Wyllie & Mah (2004), o teste de *Markland* permite avaliar a possibilidade de ocorrência de roturas em cunha ou mesmo roturas planares, uma vez que estas se tratam de um caso particular de rotura em cunha.

O estudo da possibilidade de ocorrência deste tipo de roturas implica uma reflexão sobre 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), ou seja, $\psi_i < \psi_f$;
- 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 rochoso (Ferraz, 2016).

Se perante um caso específico, haja confirmação de uma das condições acima referidas, o resultado não será suficiente para se verificar rotura em cunha. No entanto, quando ambos os pressupostos se verificam, é expectável que o desfecho seja uma rotura em cunha.

De seguida, na Figura 3.7, é demonstrado um exemplo de aplicação do teste *Markland*, onde se verifica a ocorrência de uma rotura em cunha.

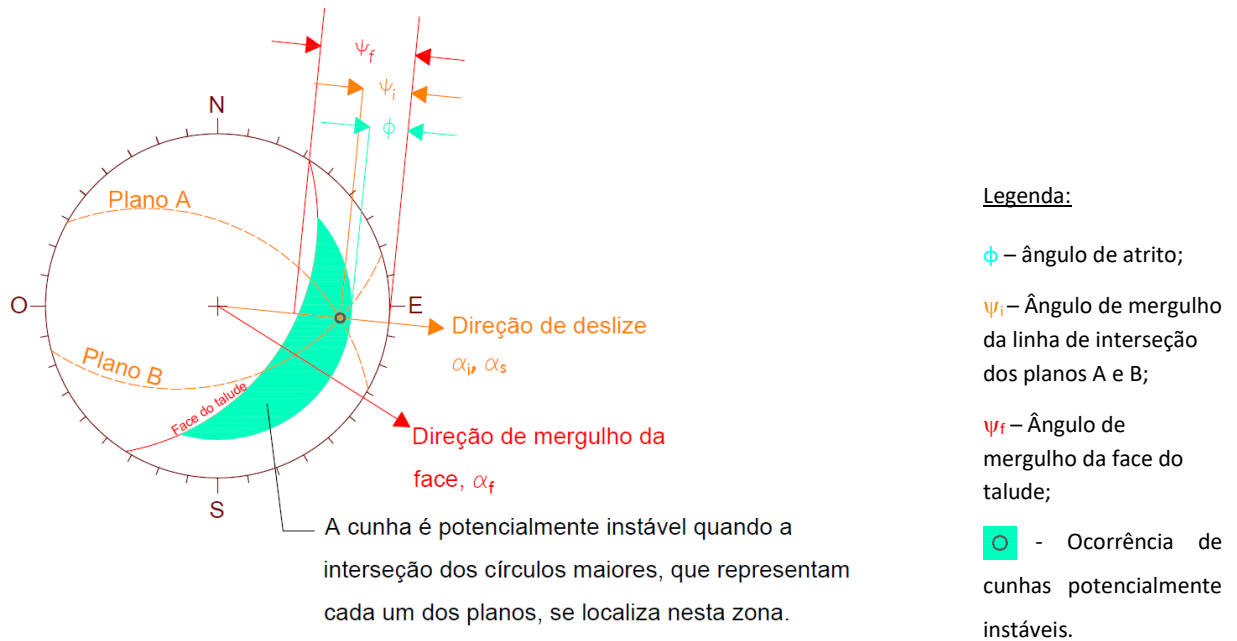
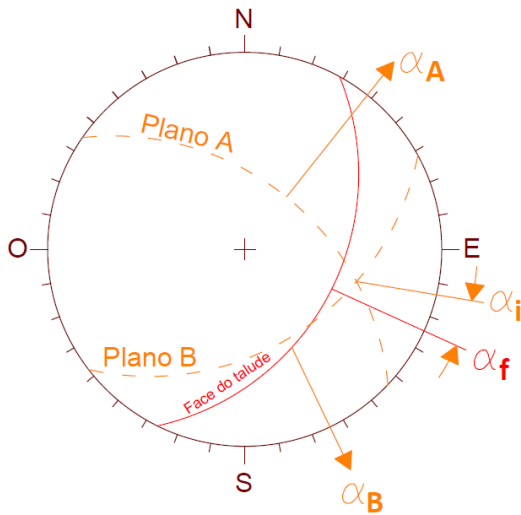


Figura 3.7 – Aplicação do teste de *Markland* para identificação de rotura por cunha (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

Wyllie & Mah (2004) indicam outras possibilidades do teste de *Markland*, como a análise do deslizamento de uma cunha ao longo de uma linha de interseção de dois planos de descontinuidade ou ao longo de apenas um dos planos, de modo a que a falha ocorra num só plano. Assim sendo, se as direções de mergulho dos dois planos se encontrarem fora do intervalo compreendido entre α_i (direção de mergulho da linha de interseção de ambos os planos de descontinuidade) e α_f (ângulo de mergulho da face do talude), a rotura em cunha será visível ao longo dos dois planos de descontinuidade (Figura 3.8). Porém, caso a direção de mergulho de um plano de descontinuidade (α_A ou α_B , dependendo do plano) estiver compreendido no intervalo entre α_i e α_f , a cunha deslizará apenas nesse plano (Figura 3.9).



Legenda:

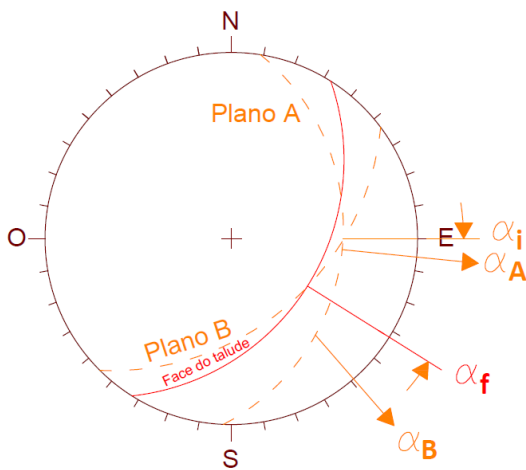
α_i - direção de mergulho da linha de interseção de ambos os planos de descontinuidade A e B;

α_f - ângulo de mergulho da face do talude;

α_A - direção de mergulho de um plano de descontinuidade A;

α_B - direção de mergulho de um plano de descontinuidade B.

Figura 3.8 – Exemplo de rotura em cunha perante dois planos de descontinuidade (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).



Legenda:

α_i - direção de mergulho da linha de interseção de ambos os planos de descontinuidade A e B;

α_f - ângulo de mergulho da face do talude;

α_A - direção de mergulho de um plano de descontinuidade A;

α_B - direção de mergulho de um plano de descontinuidade B.

Figura 3.9 - Exemplo de rotura em cunha perante um plano de descontinuidade (A) (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

3.2.2 Programas de cálculo automático

3.2.2.1 Rocfall 6.0

O *Rocfall 6.0* é um programa, desenvolvido pela empresa *Rocscience*, que permite efetuar uma análise estatística e de simulação, com o intuito de avaliar, no que toca à queda de blocos instáveis, o risco de desabamento de um talude. Parâmetros como energia e trajetória do percurso podem ser determinados pelo *software* para toda a encosta, assim como a localização dos pontos finais dos blocos instáveis. As distribuições de energia cinética, velocidade e “altura de ressalto” também são calculadas ao longo do perfil do talude. O programa permite ainda a modelação de medidas de proteção e recolha eficiente da queda de blocos ou detritos. Na Figura 3.10, apresentam-se os parâmetros-modelo que podem ser quantificados na utilização do presente *software*.

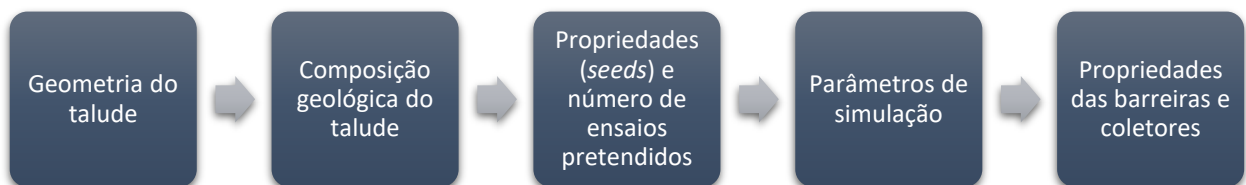


Figura 3.10 – Utilidade do programa de cálculo automático *Rocfall 6.0* (www.rocscience.com).

A metodologia de funcionamento do programa começa por desenhar o perfil da escarpa a avaliar. Relativamente à análise de blocos instáveis, esta versão permite escolher entre pequenas rochas ou detritos (*Lump Mass*) com dimensões (além da massa (kg) e da densidade (kg/m^3)) definidas pelo programa ou corpos rígidos com dimensões personalizadas pelo utilizador (*Rigid Body*), como demonstra a Figura 3.11. Os fatores como material geológico, desvio padrão, velocidade mínima e máxima inicial dos blocos são escolhidos consoante o objetivo pretendido (Figura 3.12).

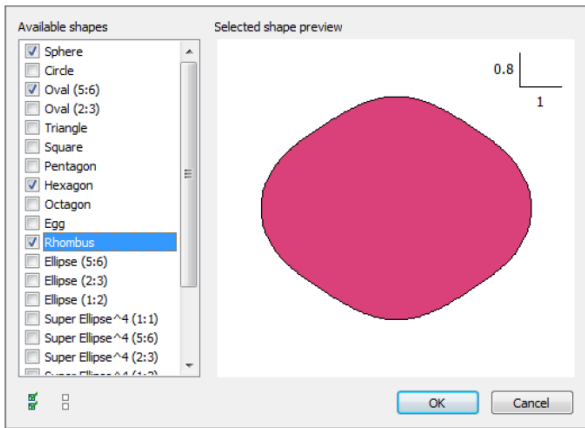


Figura 3.11 – Exemplo de formatos possíveis dos blocos de rocha (*Rigid Body*) (www.rocscience.com).

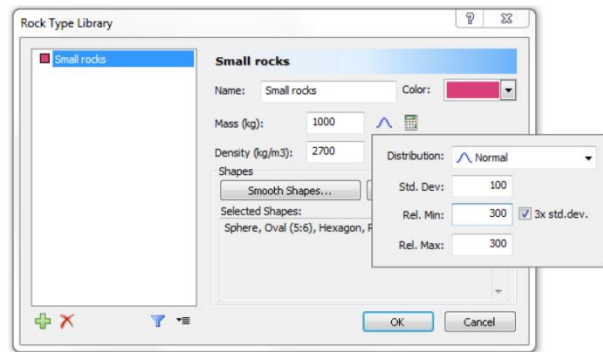


Figura 3.12 – Exemplo das propriedades do material geológico dos blocos de rochas (www.rocscience.com).

Os materiais do talude, para cada perfil, podem ser consultados na base de dados do *software*, ou definindo valores pretendidos dos coeficientes de restituição normal e tangencial, o ângulo de atrito e a rugosidade da escarpa. Certos fatores, como o ângulo de atrito e a rugosidade, são difíceis de quantificar e, geralmente, um talude possui valores diferentes ao longo de cada perfil. É de salientar que o programa define, por defeito, um valor geral para estes parâmetros.

O programa *Rocfall 6.0* possui uma ferramenta que permite visualizar a capacidade animada da queda de blocos, de acordo com o número de ensaios pretendidos, resultado de toda a informação introduzida anteriormente no programa. Isto permite ao utilizador uma melhor perceção do intervalo de trajetórias possíveis de cada bloco, fornecendo ainda informação da percentagem gráfica de uma possível localização do trajeto final dos blocos (Figura 3.13).

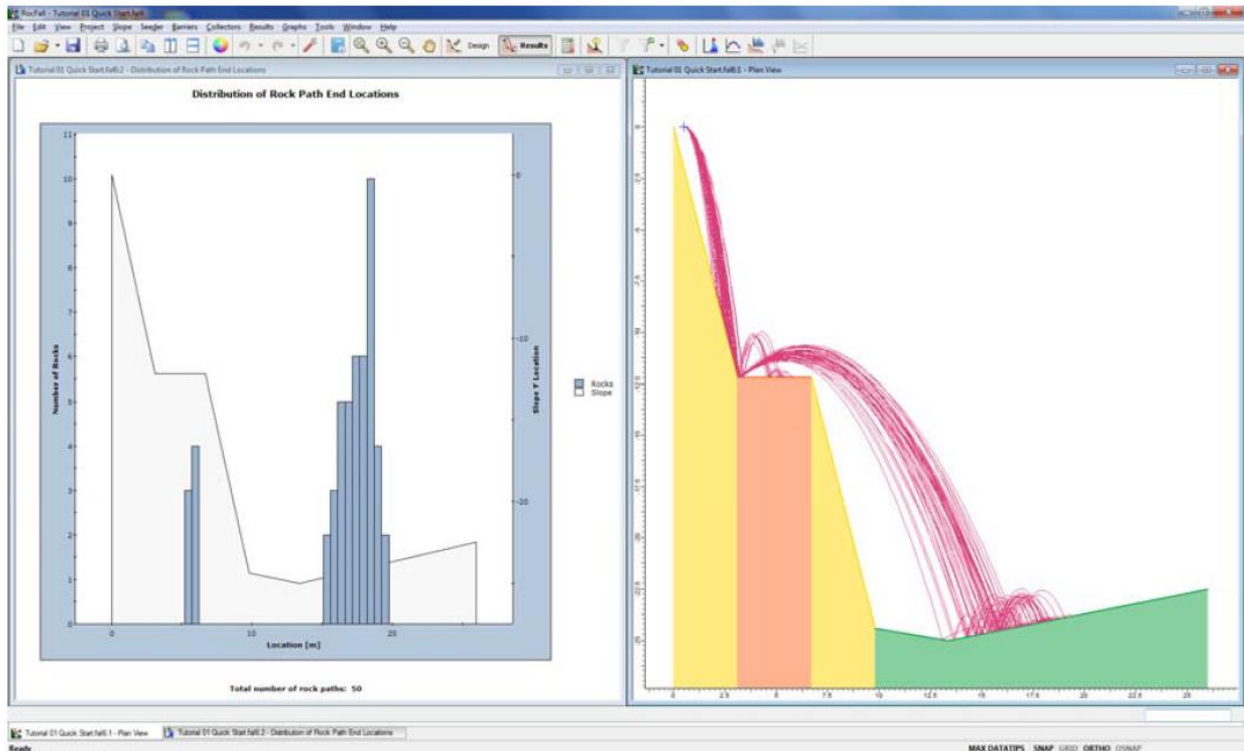


Figura 3.13 - Histograma gráfico da localização final das rochas (esquerda) e possíveis trajetos dos blocos no perfil do talude (direita) (www.rocscience.com).

Informações como a energia cinética (total, translacional e rotacional), a velocidade (translacional e rotacional) e a altura de salto são informações que podem ser geradas no programa. Estes valores podem ser consultados e modificados em qualquer momento do trajeto dos blocos, de forma a obter uma maior aproximação da realidade pretendida.

Existe ainda a opção de personalizar uma solução de proteção, em formato de barreira, ou selecionar um tipo que se enquadre nas informações comerciais disponibilizados pelo *Rocfall 6.0*. O programa permite a modelação de soluções de barreiras de proteção, mediante a sua posição no talude, capacidade (kJ), altura (m), inclinação ($^{\circ}$), prolongamento (m), entre outros. É de notar que, na análise estatística, a interseção entre o bloco e a medida de proteção escolhida só será contabilizada se o centro de massa da rocha, independentemente do formato escolhido, colidir com essa mesma medida de proteção. Importa ainda referir que o bloco rochoso poderá parar ao colidir com a barreira, ou continuar com o seu trajeto (com energia reduzida), dependendo da capacidade da medida de proteção e da energia do bloco.

Os coletores de dados assumem-se como uma medida auxiliar de obtenção de dados, mas com o acréscimo de proteção. Tratam-se de segmentos de reta, cujo objetivo será o de recolher informações sobre os blocos em queda que os ultrapassem. Apesar de serem quantificados, não se tratam de entidades físicas, devendo, no entanto, ter em conta alguns fatores:

- Ao contrário das barreiras, os coletores de dados não afetam o movimento das rochas;
- Não é possível definir propriedades dos coletores de dados (além dos pontos que definem a sua localização), nem da sua direção (ou seja, não importa a finalidade do ponto de partida e do ponto de chegada);
- Não existem restrições sobre o número de coletores de dados ou da sua posição no traçado. Os mesmos podem transpor ou atravessar o talude, barreiras ou outros coletores de dados em qualquer local.

Este mesmo programa pode também auxiliar na determinação de medidas corretivas: as propriedades materiais de cada segmento do talude podem ser alteradas, assim como as medidas de proteção incluídas no segmento animado, o que permite a comparação de resultados.

3.2.2.2 *Swedge*

A empresa *Rocscience* desenvolveu uma ferramenta de cálculo automático, denominada *Swedge*, que permite avaliar a estabilidade e a geometria de cunhas de superfície em encostas rochosas. As cunhas são definidas pela interseção de dois (ou mais) planos de descontinuidade, pela superfície frontal e de topo da encosta e por uma tensão de rotura opcional (Figura 3.14). O presente *software* integra um plano de visualização fácil e interativa de dados, bem como de modelação em três dimensões.

Um das utilidades desta ferramenta de análise é que, para além de detetar, numa fase primária, se dois planos de descontinuidade poderão ou não formar uma cunha, poderá também demonstrar a área de interseção desses planos com o talude. Esta metodologia consiste na introdução de dados, referentes à orientação das descontinuidades. No caso de existir interseção entre planos que indiquem uma eventual formação de cunhas, o *software* fornece uma apresentação animada que permite ter em conta o formato dos blocos assim como a direção de deslizamento.

Legenda:

1 – Plano de descontinuidade A

2 – Plano de descontinuidade B

3 – Superfície de topo da cunha

4 – Superfície frontal da cunha

5 – Plano de descontinuidade onde se dá a tensão de rotura

L – Extensão de rotura da superfície de topo da cunha (referente ao plano A)

H_1 – Extensão de rotura da superfície frontal da cunha (referente ao plano A)

Nota: A interseção dos planos A e B formam a linha de rotura da cunha

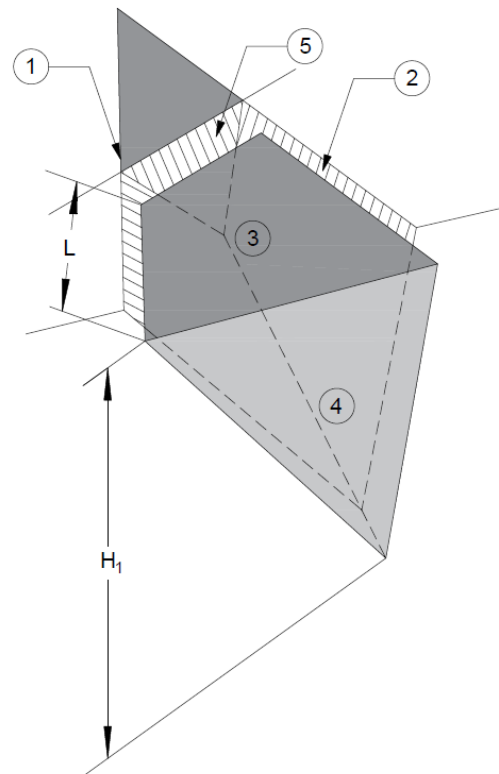


Figura 3.14 – Exemplo típico de análise de rotura em cunha no programa *Swedge* (www.rocscience.com).

O *Swedge* oferece diferentes tipos de análise, consoante a quantidade de dados que o utilizador possui sobre o bloco instável a modelar. Esta tipologia divide-se em análise determinística, probabilística e de combinações. São apresentadas, de forma esquemática na Figura 3.15, as definições e metodologias dos diferentes tipos de análise.

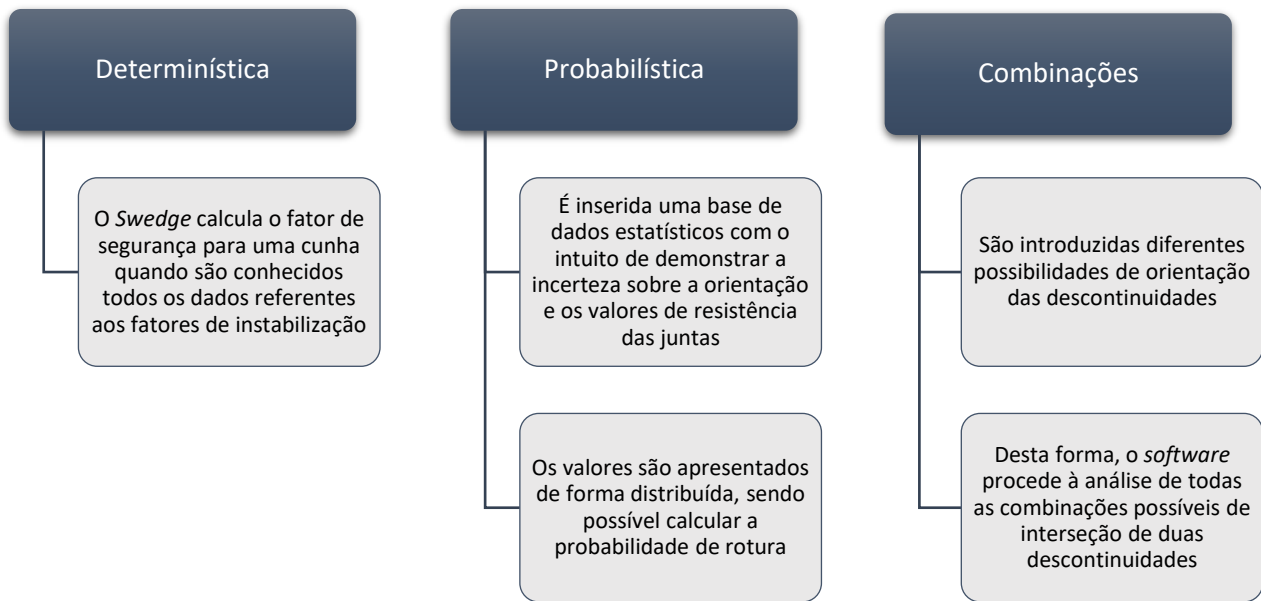


Figura 3.15 – Tipos de análise utilizados pelo *Swedge* (www.rocsience.com).

É de notar que o presente *software* utiliza, por definição, o método de Mohr-Coulomb, no cálculo da força tangencial das descontinuidades, entre outros, como o método de Barton-Bandis e ainda a Curva de Potência. A caracterização para cada plano de descontinuidade deve contar com informações relativas ao ângulo de atrito, à coesão, à atitude geológica (ou orientação) e à rugosidade.

Na configuração do projeto, poderão ser incluídas forças respeitantes à presença de água, da atividade sísmica ou externas, que incidem no talude.

Com o intuito de aumentar o fator de segurança de uma cunha específica, o *Swedge* prevê ainda a aplicação de soluções de estabilização, como pregagens em rocha, em betão projetado ou a quantificação de pressões para suporte ou carga.

O programa permite ao utilizador a obtenção de resultados em formato de histogramas ou gráficos de dispersão, que contêm informações como o fator de segurança, o peso, o volume, as orientações de planos de descontinuidade e a projeção estereográfica das cunhas geradas. A informação sobre os resultados conclusivos, para cada cunha, poderá ser exportada do programa através de um relatório detalhado com todos os dados que se julgarem pertinentes.

3.2.2.3 Slide

O presente programa foi desenvolvido pela empresa *Rocscience*, e tem por objetivo analisar a estabilidade de taludes constituídos maioritariamente por solo ou rocha muito branda, o que é complementado com uma análise de elementos finitos de percolação de águas subterrâneas, bem como uma análise probabilística e um suporte ilustrativo. Poderão ser analisados vários tipos de taludes de rocha e solo, de aterros, de barragens de terra e de soluções de proteção, como paredes de retenção.

O *Slide* distingue-se de outros *softwares* de análise de estabilidade, porquanto incorpora um conjunto de utilidades evidenciadas na Figura 3.16.

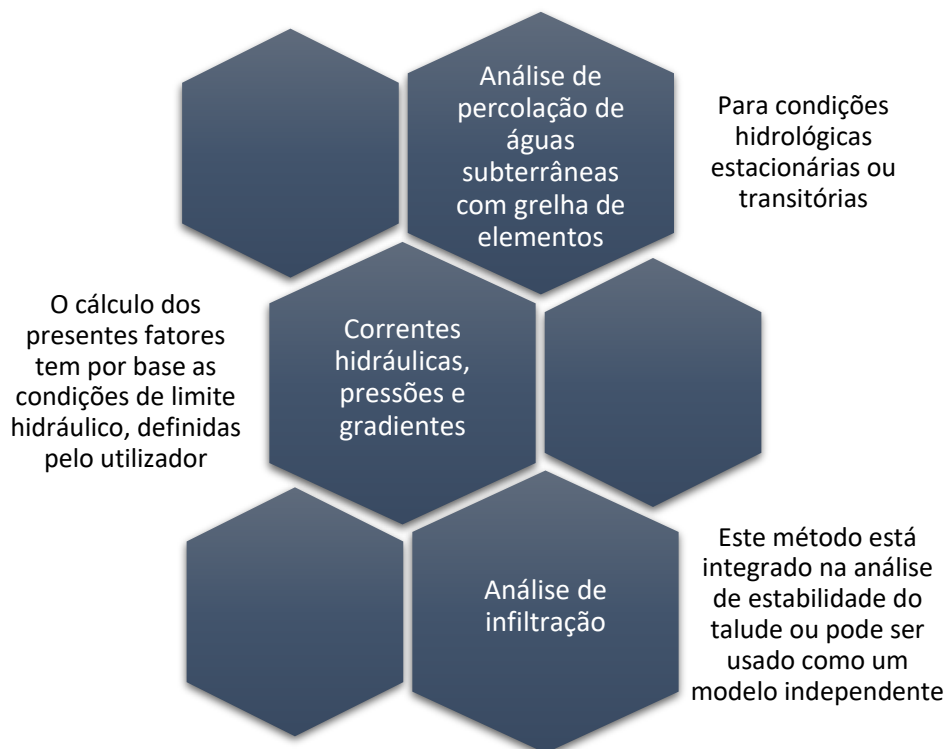


Figura 3.16 – Utilidades do programa *Slide* (www.rocscience.com).

O utilizador tem à sua disposição diferentes tipos de análise, consoante a quantidade de dados que o utilizador possui, dependendo do propósito do caso de estudo. São apresentadas, de seguida, as definições e metodologias dos diferentes tipos de análise:

- Análise probabilística - o utilizador insere um intervalo de dados estatísticos na fase de configuração do projeto, incluindo as propriedades dos materiais, as propriedades de suporte e cargas, e a localização das cotas de superfícies hídricas;
- Probabilidade de rotura ou índice de fiabilidade - esta análise apresenta resultados relativos ao risco de rotura associado a um projeto de um talude;

- Análise de sensibilidade - determina o efeito de variáveis individuais no fator de segurança global da escarpa.

O programa *Slide* permite ainda a importação de ficheiros *CAD*, que concede ao utilizador a opção de editar e modelar estruturas de taludes complexas.

3.2.2.4 RocData

O programa *RocData*, desenvolvido pela empresa *Rocscience*, tem como principal intento o cálculo de parâmetros de resistência linear e não-linear para materiais como rochas ou solos. As ferramentas fornecidas pelo *software* permitem efetuar o cálculo de resistência ao corte, às compressões uniaxial e triaxial. O cálculo é concebido por métodos desenvolvidos por Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis e Curva de Potência. Os resultados obtidos poderão posteriormente ser convertidos para programas de modelação e análise de estabilidade, entre eles o *Slide*, referido anteriormente neste documento.

Na análise de resistência de rochas e solos, o programa *RocData* inclui uma base de dados que abrange as propriedades dos materiais geológicos referentes à resistência à compressão e à tração, às propriedades elásticas e aos parâmetros de análise para o método de Hoek.

3.3 FICHAS DE INSPEÇÃO

Este tópico vem reconhecer a importância das metodologias de inspeção no processo de avaliação e análise da conservação global de um talude rochoso. Os aspetos gerais de uma inspeção consistem no levantamento e caracterização das anomalias que, se presentes, indicam a necessidade de se efetuar um relatório técnico específico. O objetivo do relatório técnico é apresentar soluções de estabilidade ou de proteção para o talude rochoso em questão, assim como ações de monitorização para dar continuidade à salubridade da estrutura.

A execução de um projeto de inspeção envolve alguma minuciosidade e destreza. Se o mesmo for realizado de forma incorreta, pode acarretar desfechos de elevada seriedade, que poderão implicar custos adicionais não planeados e ainda colocar em risco a vida de pessoas, ecossistemas e bens materiais.

Em seguida, são apresentados de forma esquemática, na Figura 3.17, os fatores preponderantes para a realização de um projeto de inspeção.

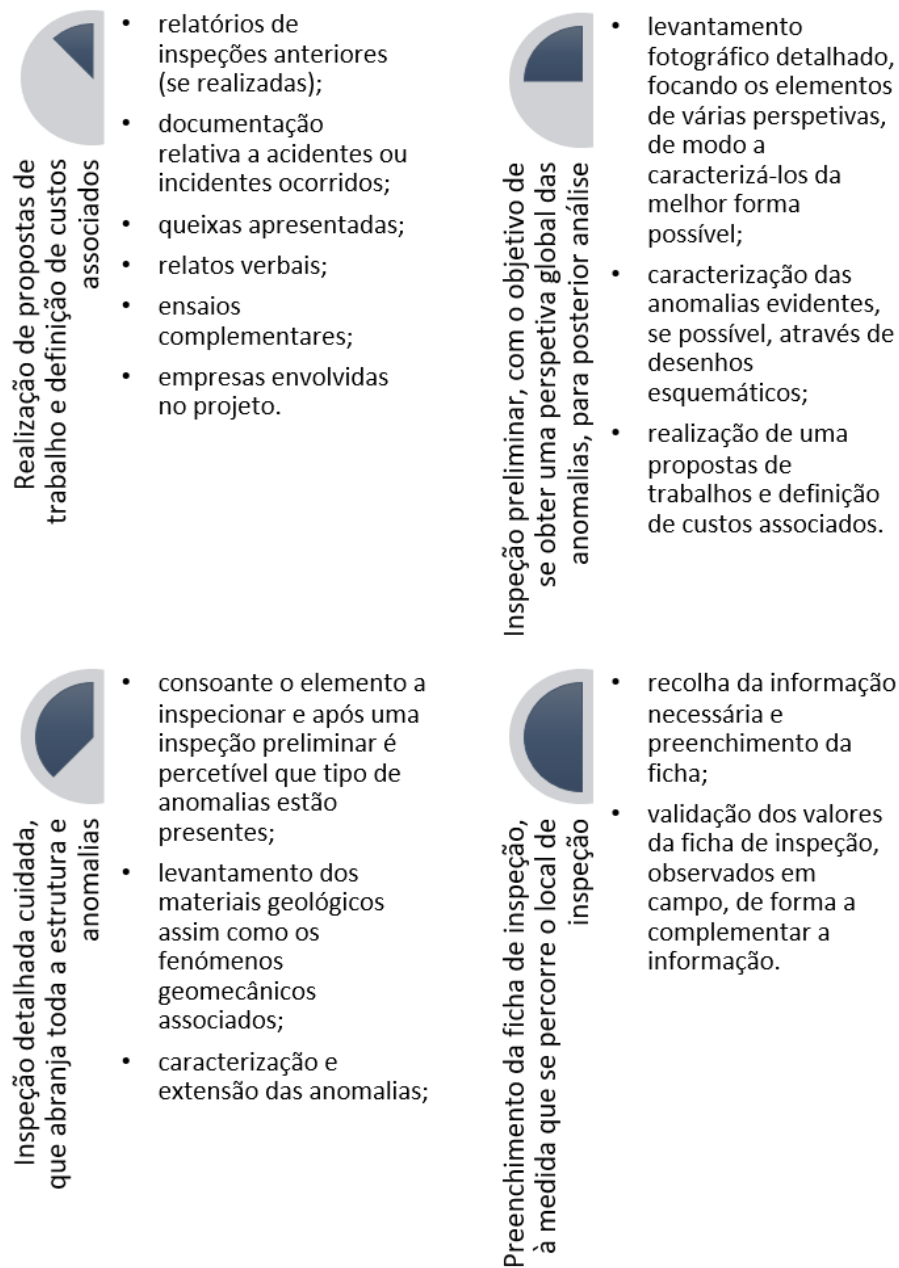


Figura 3.17 - Faseamento de um projeto de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015; Rodrigues, 2017).

As fichas de inspeção, desenvolvidas por Pacheco (2015), num programa de criação de aplicações de bases de dados, acompanham o processo detalhado de identificação da escarpa/vertente natural, com a opção de definir setores, assim como de blocos rochosos instáveis relativamente ao setor da escarpa em que se insere.

O programa *Microsoft Office Access* constitui um sistema de gestão de dados, do tipo relacional, que permite transpor a compilação de informação em diferentes formatos, como é possível observar na Figura 3.18. Este *software* possibilita a recolha de dados para tabelas, em formato matricial, ou seja, sob a forma de linhas e colunas, que mais tarde podem ser convertidos para outros objetos, como o presente caso das fichas de inspeção, em formulário.

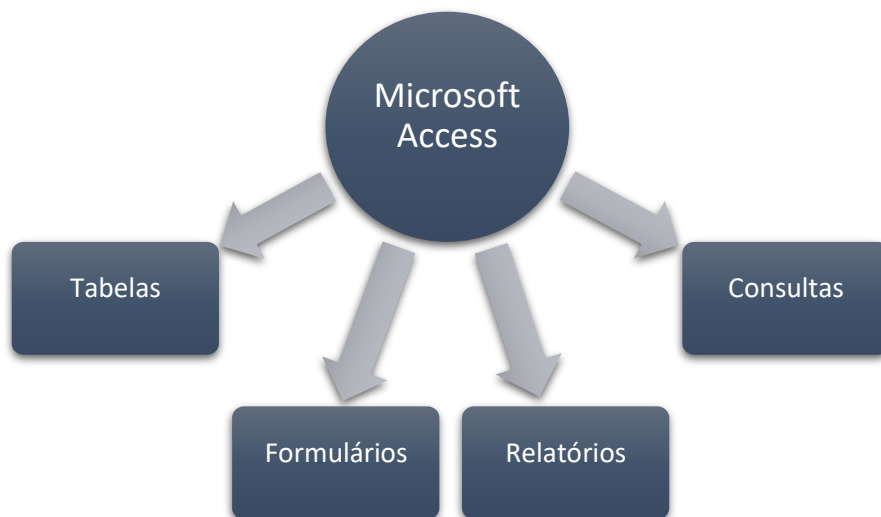


Figura 3.18 – Coleção de objetos do programa *Microsoft Office Access*.

Os aspetos presentes nestes documentos de identificação serão, de seguida, abordados faseadamente por tópicos.

O processo de definição de setores em vertentes, escarpas ou taludes torna-se possível na medida em que se verifiquem condições de acesso, litologia e estrutura, existência de redes hidrográficas, caracterização geométrica, cobertura vegetal ou presença de água, que justifiquem esse agrupamento. A divisão da estrutura geológica tem como objetivo facilitar a avaliação da segurança de blocos rochosos potencialmente instáveis e a definição de soluções de proteção e de estabilização.

De acordo com o bloco a analisar, é realizada, numa primeira fase, uma identificação pormenorizada de fatores como a data, a identificação do bloco, e condições da inspeção. Na Tabela 3.2, são objetivados os pormenores iniciais do processo de inspeção.

Tabela 3.2 – Informações a indicar na ficha de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015).

Data de inspeção	Início e término da inspeção
	Inspetor e data de conclusão dos trabalhos
	Responsável e data de verificação dos trabalhos
Identificação e localização do bloco	Designação (nomenclatura e número)
	Setor
	Coordenadas (<i>Hayford-Gauss Datum73</i>)
Condições	Meteorológicas
	Acesso

Uma visão mais pormenorizada dos blocos instáveis realça a importância de caracterizar, nas fichas de inspeção, todos os detalhes associados. A metodologia de caracterização efetuada é demonstrada na Figura 3.19.

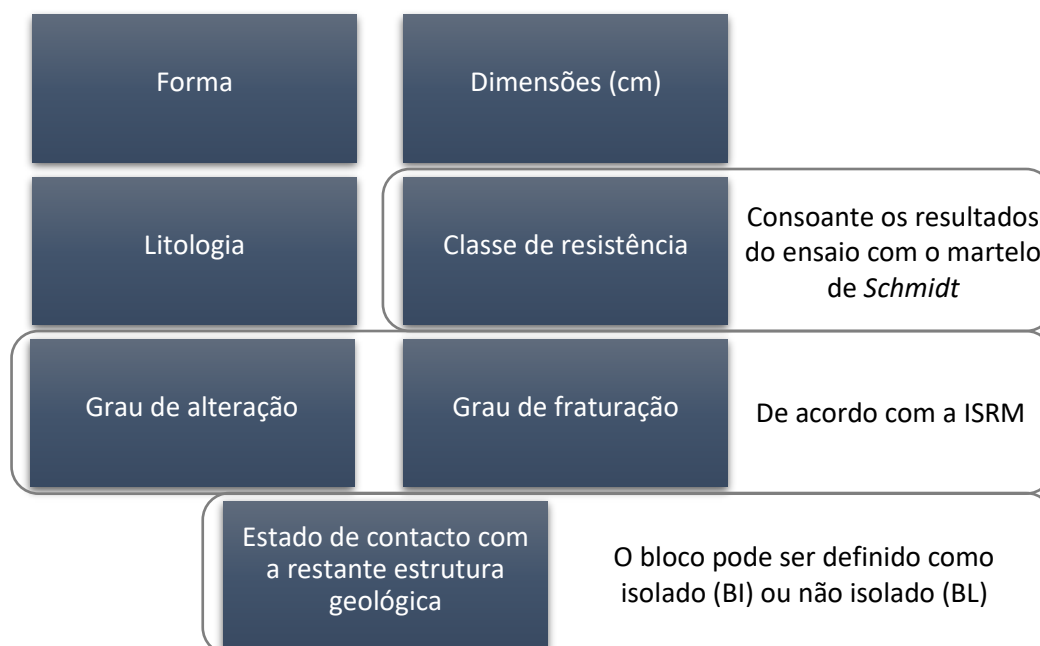


Figura 3.19 – Aspectos a considerar na caracterização de blocos instáveis (adaptado de Pacheco, 2015).

Pacheco (2015) define que quando se identificam blocos não isolados (BL) devem ser preenchidos os parâmetros que caracterizam as descontinuidades e indicar qual o tipo de rotura a que o bloco instável está associado. Nos casos em que não é verificado o contacto com a estrutura geológica, deve ser realizada uma avaliação da superfície em que o bloco isolado (BI) se apoia, no que diz respeito ao material geológico, à inclinação aproximada, à existência de vegetação ou ao escoamento de água.

Após definidos os critérios de avaliação, demonstrados na Tabela 3.2 e na Figura 3.19, o talude, escarpa ou vertente deve ser modelado num programa de cálculo automático com o intuito de avaliar as possíveis trajetórias e energia de translação dos blocos existentes. Este passo permite ao inspetor verificar a possibilidade de queda e associar o risco de impacto da massa rochosa a fatores como a segurança de pessoas e bens, assim como definir uma solução de proteção ou estabilização que melhor se adapte ao caso de estudo. Caso se comprove a perigosidade do bloco, o trajeto retirado do programa de cálculo automático deve ser incluído nas fichas de inspeção.

O passo seguinte, no processo de preenchimento das fichas de inspeção, no que diz respeito às anomalias associadas à massa rochosa. Numa primeira fase são identificados os fatores de instabilização, entre eles:

- Presença de descontinuidades;
- Abertura das descontinuidades;
- Descalçamento;
- Presença de vegetação com efeito de instabilização;
- Deslocamento de blocos;
- Presença de blocos com efeito de instabilização (sobrecarga);
- Presença de água nas descontinuidades ou na base dos blocos.

Pacheco (2015) desenvolve então, um sistema de classificação individual das anomalias, com adaptações do Manual de Especificações Técnicas relativo a Inspeções Principais das Estradas de Portugal, E.P.E. Esta classificação possui um sistema de pontuação parcial (que varia entre 0 e 1) relativo à caracterização e consequência da anomalia, com o intuito de quantificar o nível de gravidade final (denominado NGA). O resultado de NGA pode variar entre 0 e 4, e é obtido através do somatório de pontos atribuídos a cada parâmetro presente na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Classificação para cada tipo de anomalia, segundo as fichas de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015).

Anomalia	Caracterização da anomalia			Consequência	NGA
	Tipo de anomalia	Natureza	Desenvolvimento		
0	Pouco grave	Limitada e estável	<50% do admissível	Local	(Somatório dos pontos atribuídos)
1	Grave	Significativa ou em evolução	>50% do admissível	Global	

Na eventualidade de estarem associadas mais do que uma anomalia com a mesma classificação a um bloco, o valor de NGA deve ser majorado de forma a agravar o resultado e, desta forma, obter uma avaliação mais segura. No passo seguinte, é apresentada, na Expressão 3.1, a majoração do fator de agravamento para o cálculo da classificação final da anomalia.

$$NGA = NGA' + f \quad (3.1)$$

Onde:

- NGA tem como significado o nível de gravidade da anomalia, após a majoração;
- NGA' é definido como o nível de gravidade da anomalia, antes da majoração (obtido através da Tabela 3.3);
- f representa o fator de agravamento.

O fator de agravamento é obtido a partir do intervalo de anomalias com a mesma classificação, como é evidenciado na Tabela 3.4. Salienta-se ainda que caso exista uma ou mais anomalias com uma classificação igual a 4, a Expressão 3.1 deixa de ter efeito, uma vez que é atingido o valor máximo do nível de gravidade.

Tabela 3.4 – Valores a adotar para o fator de agravamento (adaptado de Pacheco, 2015).

Número de anomalias	Fator de agravamento (<i>f</i>)
1	0
2	0,1
3	0,25
4	0,5
5	0,8
≥ 6	0,9

O valor do nível de gravidade da anomalia (NGA) poderá apresentar valores não inteiros, no entanto deve ser realizada uma aproximação às unidades, conforme ilustra a Tabela 3.5 (Pacheco, 2015).

Tabela 3.5 – Extração de valores para classificação final do nível de gravidade da anomalia (adaptado de Pacheco, 2015).

Intervalo de gravidade	Classificação final do nível de gravidade de anomalia (NGA)
0	0
1 – 1,45	1
1,5 – 2,45	2
2,5 – 3,45	3
3,5 – 4	4

Finalizada a avaliação das anomalias presentes, segue-se a caracterização do nível de gravidade do bloco (denominado NGB). Esta classificação possui um sistema de pontuação parcial (no intervalo entre 1 e 3, inclusive) relativo à caracterização do bloco e da superfície da trajetória, bem como do nível de instabilidade potencial. Na Tabela 3.6 é apresentado um formato detalhado dos parâmetros acima descritos, obtidos a partir das fichas de inspeção.

Tabela 3.6 - Classificação do nível de gravidade do bloco, segundo as fichas de inspeção (adaptado de Pacheco, 2015).

	Caracterização do bloco		Nível de instabilidade potencial	Caracterização da superfície da trajetória		Anomalia NGA	NGB
	Peso	Forma		Inclinação	Cobertura com solo		
1	Reduzido	Planar	Reduzido	< 30°	> 60%	(Valor final de NGA)	(Somatório dos pontos atribuídos)
2	Médio	Paralelepípedica	Médio	> 30° e < 60°	> 20% e < 60%		
3	Elevado	Esférica	Elevado	> 60°	< 20%		

O somatório de todos os fatores, incluindo o NGA, resulta na classificação do nível de gravidade do bloco. O resultado deste valor está compreendido entre 5 (mínimo) e 19 (máximo), conforme ilustra a Tabela 3.7. O presente sistema de avaliação torna possível a hierarquização dos blocos, consoante o grau de instabilização que apresentam.

Tabela 3.7 – Grau de instabilização associado ao nível de gravidade do bloco (adaptado de Pacheco, 2015).

NGB	Nível de gravidade
5 a 8	Baixo
9 a 12	Médio
13 a 16	Elevado
17 a 19	Muito elevado

A Figura 3.20 apresenta a tipologia da ficha de inspeção, por bloco potencialmente instável, definida para se aplicar a cada caso de estudo.

Ficha de Inspeção			
(por bloco potencialmente instável)			
Data de inspeção:		Início: <input type="text"/>	Fim: <input type="text"/>
	Preenchido:	<input type="text"/>	Data: <input type="text"/>
	Verificado:	<input type="text"/>	Data: <input type="text"/>
Identificação			
ID Bloco:	<input type="text"/>	Setor:	<input type="text"/>
Designação:	<input type="text"/>	Coordenadas (Hayford-Gauss Datum73):	X: <input type="text"/> Y: <input type="text"/>
Condições			
Meteorológicas:	Céu limpo:	<input type="text"/>	Acesso:
	Parcialmente nublado:	<input type="text"/>	
	Nublado:	<input type="text"/>	
	Chuva:	<input type="text"/>	
		Directo:	<input type="text"/>
		Binóculos:	<input type="text"/>
		Inacessível:	<input type="text"/>
Caracterização			
Forma:	<input type="text"/>		Dimensão (cm): <input type="text"/>
Litologia:	<input type="text"/>		
Grau de alteração (W):	<input type="text"/>	Grau de fracturação (F):	<input type="text"/>
		Classe de resistência (S):	<input type="text"/>
Não isolado:	<input type="text"/>	Isolado:	<input type="text"/>
Não isolado			
Descontinuidades:	Abertas:	<input type="text"/>	Preenchidas: <input type="text"/>
			Material de preenchimento: <input type="text"/>
			Não preenchidas: <input type="text"/>
	Fechadas:	<input type="text"/>	Orientação:
	Com presença de água:	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	Sem presença de água:	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		<input type="text"/>	<input type="text"/>
		<input type="text"/>	<input type="text"/>
Tipo de instabilidade potencial:	Cunha:	<input type="text"/>	Toppling: <input type="text"/>
	Planar:	<input type="text"/>	Desprendimento: <input type="text"/>
Isolado			
Superfície de apoio:	Solo:	<input type="text"/>	Rocha: <input type="text"/>
			Rocha esmagada: <input type="text"/>
	Inclinação aproximada (°):	<input type="text"/>	
	Com vegetação:	<input type="text"/>	Sem vegetação: <input type="text"/>
	Com escoamento de água:	<input type="text"/>	Sem escoamento de água: <input type="text"/>

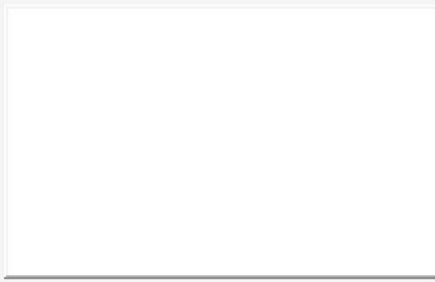
Localização - Fotografias



a



b



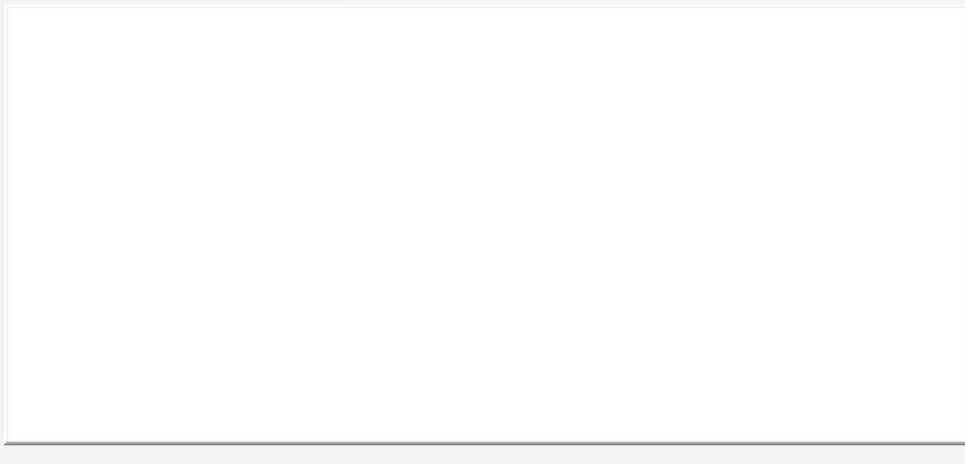
c



d

Legenda:

Trajectória do bloco - corte transversal



ID Bloco:

Página 2 de 7

Anomalias

Presença de descontinuidades (1):
 Presença de vegetação com efeito instabilizador (4):
 Presença de blocos com efeito instabilizador (sobrecarga) (6):

Abertura das descontinuidades (2):
 Deslocamento dos blocos (5):
 Presença de água nas descontinuidades ou na base dos blocos (7):

Descalçamento (3):
 Outro (8):

Anomalia	Caracterização da anomalia			Consequência	NGA
	Natureza	Desenvolvimento	Extensão		
0	Pouco grave <input type="checkbox"/>	Limitado e estável <input type="checkbox"/>	<50% do admissível <input type="checkbox"/>	Local <input type="checkbox"/>	<input type="text"/>
1	Grave <input type="checkbox"/>	Significativo ou em evolução <input type="checkbox"/>	>50% do admissível <input type="checkbox"/>	Global <input type="checkbox"/>	<input type="text"/>

Fotografias ou esquemas interpretativos

Anomalia	Caracterização da anomalia			Consequência	NGA
	Natureza	Desenvolvimento	Extensão		
0	Pouco grave	Limitado e estável	<50% do admissível	Local	
1	Grave	Significativo ou em evolução	>50% do admissível	Global	

Fotografias ou esquemas interpretativos

NGA - Nível de gravidade da anomalia

	Caracterização do bloco		Nível de instabilidade potencial	Caracterização da superfície da trajectória		Anomalia NGA	NGB
	Peso	Forma		Inclinação	Cobertura com solo		
1	Reduzido	Planar	Reduzido	<30°	>60%		
2	Médio	Paralelepipedica	Médio	>30° e <60°	>20% e <60%		
3	Elevado	Esférica	Elevado	>60°	<20%		

NGB - Nível de gravidade do bloco (5 a 19)

ID Bloco: Página 7 de 7

Figura 3.20 – Ficha de inspeção utilizada para a avaliação de blocos potencialmente instáveis (Pacheco, 2015).

3.4 VEÍCULO AÉREO NÃO-TRIPULADO (VANT)

Os veículos aéreos não-tripulados (VANTs) ou UAV (“Unmanned Aerial Vehicle”) ou, ainda, comumente chamados de “drones”, surgiram inicialmente para fins militares com o objetivo de executar missões aéreas que poderiam oferecer risco aos soldados (Austin, 2010). Com o desenvolvimento desta tecnologia o seu uso passou a ser mais transversal a outras áreas: desde lazer, uso militar e vigilância, a missões de salvamento e investigação científica, entre outras, já que os VANT se tornaram mais baratos do que os veículos aéreos-padrão, além de serem pilotados remotamente.

A monitorização com VANT baseia-se na utilização de uma plataforma com uma capacidade de transportar variados equipamentos, como câmaras e sensores, para registo de dados. Estes permitem a recolha de dados, de forma rápida, económica e segura, a um público cada vez mais diversificado (Fahlstrom & Gleason, 2012; Valayanis & Vachtsevanos, 2015). Os VANT possibilitam, também, o tratamento da informação recolhida em tempo real ou em pós-processamento. Os dados recolhidos podem ser analisados com diversas aplicações que os tratam de acordo com os objetivos, tais como, modelação 3D, modelos de elevação, fotogrametria, índices de vegetação, geologia e geomorfologia, etc. (e.g., Fahlstrom & Gleason, 2012; Valayanis & Vachtsevanos, 2015; Jordan, 2015). Através da obtenção de um conjunto de fotografias, com sobreposição lateral e longitudinal muito semelhante à que se consegue com um avião, é possível com um VANT obter um mosaico de fotografias georreferenciadas com uma resolução espacial inferior a 5 cm, algo difícil de se obter com outro método. Além da informação geográfica, permite, ainda, criar modelos 3D de qualquer objeto, com um nível de detalhe muito elevado (Fahlstrom & Gleason, 2012; Valayanis & Vachtsevanos, 2015).

Atualmente, a utilização de VANTs para estudos muito localizados, como é demonstrado na Figura 3.21, revela-se como uma técnica fundamental, visto que permite uma recolha de informação geográfica de elevada resolução a um custo de aquisição relativamente baixo (comparativamente a outras tecnologias) e pela rapidez na obtenção de dados e no seu processamento.

Os dados recolhidos com um VANT são posteriormente tratados e processados através de *software* de fotogrametria (e.g., *OpenDroneMap*). Este tipo de programa gera ortofotomapas georreferenciados de alta resolução, bem como o referido modelo 3D.

O VANT é controlado de duas formas: uma é através do programa *Mission Planner*, onde são inseridos os parâmetros de voo necessários e onde é definida a área a sobrevoar pelo aparelho; outra é através de um comando, utilizado para realizar as aterragens e descolagens do veículo, bem como para estabelecer a definição da rota a seguir.

O modelo digital de terreno produzido para estruturas geológicas (*e.g.*, taludes ou escarpas), permite um cálculo de parâmetros relativos (*e.g.*, comprimento, inclinação, altura...), bem como a construção de perfis transversais, os quais permitem compreender de forma mais pormenorizada a morfologia da estrutura e servir de apoio à conceção e ao dimensionamento das soluções de reforço e de proteção, nomeadamente na fase de modelação da queda de blocos rochosos.



Figura 3.21 – Aspectos da monitorização com o VANT, com aplicação ao caso de estudo do talude rochoso de Mourilhe: a) aparelho de controlo do VANT; b) VANT em operação; c e d) medições de controlo para a calibração do modelo a gerar a partir do VANT.

3.5 CONCEITOS DE PERIGOSIDADE, DE VULNERABILIDADE E DE RISCO EM TALUDES

Como já foi referido no subcapítulo anterior, existem formas de instabilização de taludes provocadas por processos naturais, geológicos e pela mão humana. Estas perturbações nos meios geológicos poderão conduzir à rotura, implicando perdas a nível económico e social se afetarem vidas humanas, infraestruturas e outras edificações.

Neste capítulo serão abordados os termos de perigosidade, vulnerabilidade e risco em taludes, procurando o significado de cada um, assim como relações entre si.

Na Tabela 3.1, salientaram-se diferentes métodos desencadeantes de instabilização em estruturas geológicas, como taludes. De entre esses conceitos, os processos geodinâmicos causam movimentos de massas e blocos rochosos de diferentes tipos, tamanhos e velocidade, afetando assim a superfície do planeta. Estes movimentos são normalmente despoletados por diversos fenômenos, nomeadamente chuvadas e outras intempéries, alterações do nível da água, erosão, sismos, atividade vulcânica e ações humanas (González de Vallejo et al., 2002).

Torna-se, portanto, imperativo estudar soluções viáveis de medidas preventivas, com adequados níveis de segurança, que ajudem a mitigar as situações de perigosidade, vulnerabilidade e risco, frequentemente associadas a estes processos geodinâmicos. Estas soluções, segundo Wyllie (2015), deverão proporcionar um nível de proteção que seja compatível com os possíveis desfechos de um acidente.

Utilizando um método de gestão do risco, diretamente relacionado com a probabilidade de ocorrência de acidentes, que inclua as consequências dos mesmos em termos sociais, financeiros e com o custo de construção e de manutenção das medidas de proteção, é possível quantificar o procedimento recomendado para adotar a medida de proteção adequada (Wyllie, 2015).

3.5.1 Definição dos termos Perigosidade, Vulnerabilidade e Risco

A abordagem que se segue compreende não só as definições dos termos de perigosidade, vulnerabilidade e risco em taludes, como também a relação entre si.

González de Vallejo et al. (2002) propõe que a quantificação dos efeitos naturais deve ser feita na planificação e ordenamento do território, tendo em consideração a influência dos riscos geológicos. Com isto, o autor salienta a importância em distinguir os termos de perigosidade, vulnerabilidade e risco enquanto conceitos distintos, uma vez que normalmente são entendidos como sinónimos. De seguida, na Figura 3.22, é demonstrada a associação feita, pelos autores, para cada um dos termos.



Figura 3.22 – Terminologia de perigosidade, vulnerabilidade e risco (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Outros autores propuseram as suas definições para cada termo, sendo que, para Varnes (1984), a perigosidade tem como definição a probabilidade da ocorrência de um processo de um nível de intensidade ou severidade determinado, dentro de um dado período de tempo e de uma área específica.

“A perigosidade representa a probabilidade de um território ser afetado por um evento ou processo natural ou tecnológico, em função nomeadamente de parâmetros como a magnitude e severidade.” (Cunha, 2008).

Wyllie (2015) propõe uma associação da perigosidade à queda de blocos, o que resulta da combinação de uma fonte, de um fenómeno desencadeante e de um caminho a partir da fonte até ao objetivo em risco, que serão, de seguida, examinados na Tabela 3.8

Tabela 3.8 – Combinação de fatores que promovem a perigosidade (adaptado de Wyllie, 2015).

Fonte	É definida pela topografia e pela geologia locais, podendo tratar-se de um talude natural ou de uma rocha escavada. Relativamente à topografia, para que se verifique a queda de blocos rochosos, o ângulo de inclinação do talude deve ser mais acentuado que o ângulo de atrito das descontinuidades. Existem, ainda, outros aspetos com influência direta na queda de blocos rochosos, como, por exemplo, as características das descontinuidades. Deste modo, o espaçamento e a persistência são as particularidades que definem o tamanho dos blocos rochosos instáveis, ao passo que a atitude é responsável pela definição do modo de rotura, bem como pelo sentido de deslizamento. Outros aspetos, como o peso e a própria forma das rochas, condicionam de forma determinante a trajetória das mesmas, na medida em que, durante o deslizamento, estas podem, ou não, fragmentar-se, fazendo variar o perigo por si representado;
Fenómeno desencadeante	Trata-se do promotor da queda de blocos rochosos e encontra-se, habitualmente, relacionado com fenómenos naturais como sismos ou o clima. Em zonas de considerável atividade sísmica, o movimento de terras pode originar deslizamento ou queda de blocos de rocha. Já casos climáticos de precipitação e temperaturas reduzidas encontram-se, frequentemente, associados ao aumento de queda de blocos, uma vez que conjugam as condições ideais à ocorrência de ciclos de gelo-degelo que, por variação das tensões instaladas, induzem tensões internas elevadas levando ao deslocamento dos blocos. Em climas húmidos, a queda de blocos rochosos é fortemente relacionada com o crescimento de vegetação, mais propriamente com o desenvolvimento de raízes de árvores nas aberturas do material geológico, que conduzem a um aumento de tensões internas, originando, assim, situações de instabilidade ou fragmentação dos blocos existentes;

Caminho a partir da fonte até ao objeto em risco	Trata-se do percurso do bloco e estende-se desde a “fonte” até ao “objeto em risco”. A superfície de contacto do bloco pode ser constituída por diferentes elementos, tais como a superfície do talude (terroso ou rochoso) e as infraestruturas (rodovias, edificações, etc.). Diferentes elementos apresentam, naturalmente, propriedades distintas que podem interferir, de forma significativa, na definição do caminho compreendido entre a fonte e o objeto em risco. Existem outras propriedades que se julgam não menos importantes, como o tamanho e a forma do bloco, a inclinação do talude, a composição e as irregularidades da superfície, que influenciam a distância percorrida pelos blocos rochosos. Relativamente a eventuais medidas preventivas no talude, a aplicação deve ter em consideração a interseção dos blocos nos trajetos previsíveis de queda desses mesmos blocos, assim como um local que facilite a realização de ações de inspeção e manutenção dos elementos de proteção.
---	---

Atualmente, a vulnerabilidade “correspondente ao grau de perda de um elemento ou conjunto de elementos vulneráveis, resultante da ocorrência de um fenómeno (natural ou induzido pelo Homem) com determinada magnitude ou intensidade” (Zêzere et al., 1999).

Barbat (1998) define vulnerabilidade de uma estrutura ou conjunto de estruturas, face a uma ação sísmica, como a pré-disposição intrínseca a sofrer um determinado grau de danos ou potenciais perdas, consequência de atividades sísmicas com determinada gravidade. Neste caso, a intensidade sísmica, as características da estrutura, características geológicas do solo de fundação são fatores a considerar para avaliar o grau de vulnerabilidade.

Já González de Vallejo et al. (2002) sublinha a importância da existência de medidas preventivas para a diminuição do fator associado à vulnerabilidade, com preocupação pelas pessoas, bens, infraestruturas, construções, organização social, atividades económicas, valores culturais e paisagísticos, entre outros. Perante esta informação, deverão ser tomadas medidas de proteção, efetuando um estudo fundamentado, refletindo e procurando ajustar essas mesmas medidas às necessidades de cada caso.

O risco “pode ser tomado como uma categoria de análise associada *a priori* às noções de incerteza, exposição ao perigo, perda e prejuízos materiais, económicos e de vidas humanas em função de processos de ordem ‘natural’ (tais como os processos exógenos e endógenos da Terra) e/ou daqueles associados à ação do Homem” (Castro, 2005).

Tomando de novo o exemplo de cariz sísmico, Barbat (1998) define como risco sísmico as perdas que se esperam que as estruturas sofram durante a fração de tempo que permanecem expostas à ação sísmica.

Quando o conceito de risco é aplicado a taludes, qualquer objeto que se encontra no caminho de uma potencial queda de blocos de rochas está em risco de sofrer danos. Por exemplo, numa estrada protegida por uma vala, em que os blocos avancem a vala e atinjam a estrada, existe um risco de estas danificarem veículos. Seguindo o exemplo anterior, o risco aumenta ou diminui conforme a frequência de tráfego. Outro componente do risco é a consequência de um acidente, que seria um dos fatores a ter em conta na avaliação da necessidade de introduzir medidas de proteção (Wyllie, 2015).

Concluindo, a Figura 3.23 resume a relação entre os elementos expostos, os fenómenos desencadeantes e os conceitos abordados neste tópico.

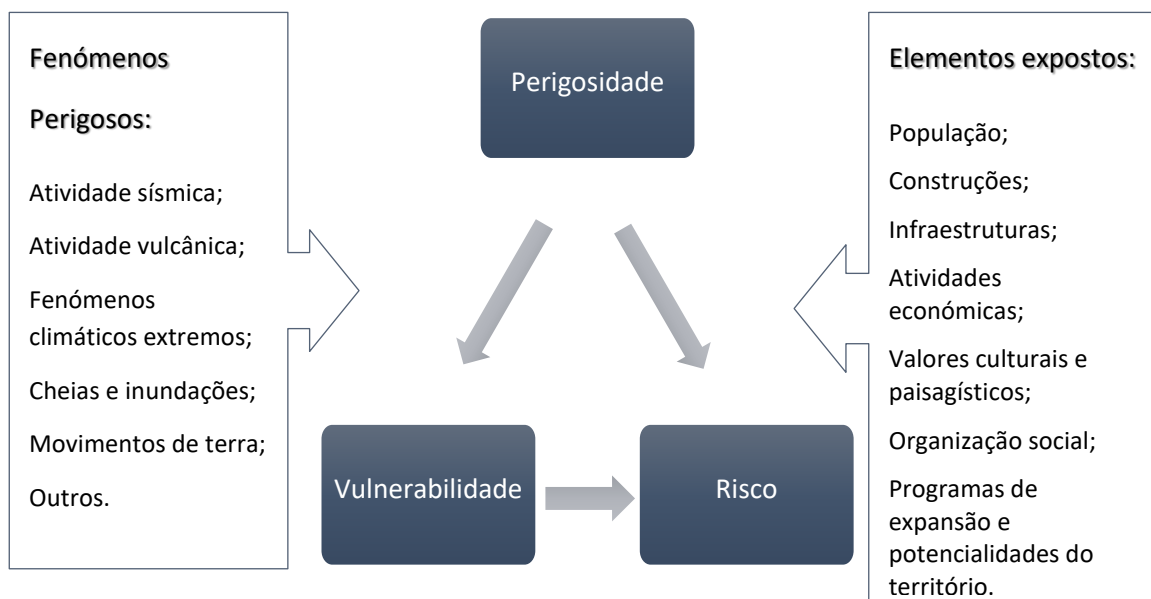


Figura 3.23 - Esquema que representa a relação dos termos apresentados (adaptado de Zêzere et al., 1999).

3.5.2 Levantamento da perigosidade e do risco

O presente tópico assume-se como um processo faseado, em que, primeiramente, a perigosidade e o risco serão quantificados a partir do registo das condições locais. Para uma melhor perceção aborda-se o exemplo relativo às vias de comunicação associadas a um grande número de taludes rochosos. Neste caso específico, o levantamento passaria por um processo de descrição das características físicas de cada vertente, com o intuito de definir a perigosidade, assim como das condições do percurso a efetuar pelo bloco rochoso e do tráfego para uma definição mais rigorosa do risco (Wyllie, 2015).

A metodologia de levantamento usualmente relacionada com o campo da geotecnia é proposta por Wyllie (2015) e designa-se por *Rockfall Hazard Rating System* (RHRS), sendo a mesma definida como um sistema de classificação de perigosidade e de risco de queda de blocos rochosos, que será posteriormente

abordada neste documento com maior detalhe. Outro método existente associado a infraestruturas rodoviárias rege-se por parâmetros demonstrados na Figura 3.24 (Wyllie, 1987; Pierson et al. 1990).

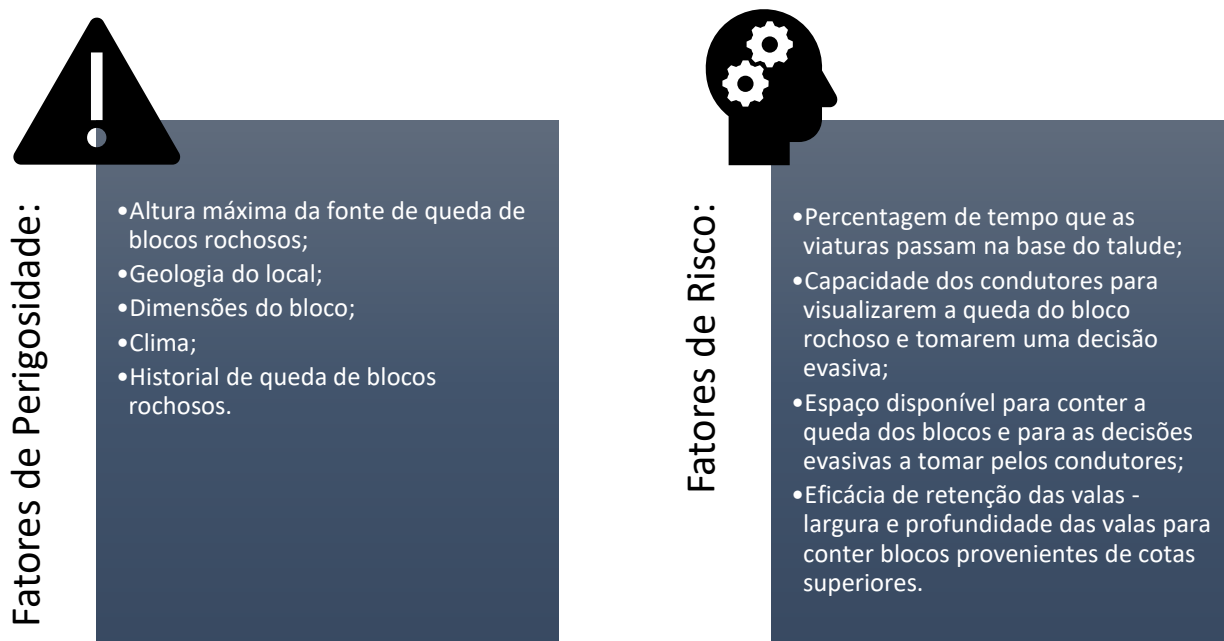


Figura 3.24 – Parâmetros para levantamento do grau de perigosidade e de risco em infraestruturas rodoviárias (Wyllie, 1987; Pierson et al. 1990).

Segundo Wyllie (2015), com o auxílio destes parâmetros será possível obter uma classificação do grau de perigosidade e de risco da infraestrutura a analisar.

3.5.3 Prevenção e resposta ao risco

A generalidade dos riscos geológicos surge de forma gradual, com magnitudes que não representam perigo para as populações nem afetam o normal funcionamento das suas atividades. No entanto, em determinados locais e em certos momentos, sucedem instantes críticos, durante os quais a magnitude dos riscos geológicos é muito superior à habitual. A tomada de decisão em medidas preventivas deve integrar componentes de carácter multidisciplinar, que dizem respeito ao conhecimento da realidade atual e à evolução histórica das ocorrências. São de destacar as seguintes componentes:

- a identificação das zonas sujeitas a diferentes tipos de riscos (zonamento);
- a estimativa da intensidade provável das fases críticas;
- a determinação da periodicidade provável das fases críticas;
- a previsão do momento da ocorrência das fases críticas;
- a prevenção de danos;

- a minimização e correção dos danos.

A ação de prevenção é baseada na adaptação às características e leis do processo geológico, sendo necessário o estudo de dados anteriores, a observações científicas e a uma monitorização e deteção de anomalias.

Os processos naturais e os processos geológicos, em particular, nomeadamente os que provocam sismos, erupções vulcânicas, deslizamentos de terras e avalanches de lama, quedas de blocos, assoreamentos, inundações, erosão costeira, entre outros, apenas são causadores de danos quando atingem as populações, os seus bens ou as suas atividades (Simões, 1997).

Dos processos referidos no parágrafo anterior, poucos são os que, até à data, não possuem uma metodologia de prevenção, escape ou controlo, sendo que, quando os mesmos constituem um risco, a solução passa por proteger ou atenuar os efeitos. Entenda-se por atenuação a moderação ou a diminuição das perdas e dos danos mediante o controlo do processo e/ou a proteção dos elementos expostos.

Todavia, existem casos que necessitam de uma abordagem diferente. Há zonas que apresentam um enorme potencial de serem afetadas por um processo de grande intensidade ou magnitude, que não deveriam ser ocupadas de forma alguma, como por exemplo, o caso de falhas ativas. Para identificar estas zonas ou aquelas que podem ser ocupadas com restrições ou sob determinadas condições é necessário realizar mapas de perigosidade, onde se divide o território segundo um grau de perigo potencial. São necessários, assim, estudos geológicos prévios à utilização do território ou à construção de infraestruturas (González de Vallejo et al., 2002).

3.6 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE QUALIDADE DE TALUDES ROCHOSOS

A necessidade de utilização de taludes no quotidiano acarreta um leque de problemas, devido à falta de sistemas de avaliação de qualidade que definam soluções de manutenção e monitorização para cada caso.

Quando o objetivo se trata de otimizar o ciclo de vida das infraestruturas que funcionem em conformidade com taludes, o sistema de classificação *Slope Quality Index* (SQI), proposto por Pinheiro et al. (2014), permite avaliar a qualidade das estruturas geológicas e prever modelos de degradação ao longo do tempo. Este tipo de avaliação aumenta a segurança para os utentes dessas mesmas infraestruturas e proporciona políticas sustentáveis, aperfeiçoando, deste modo, as decisões no planeamento de monitorizações.

O sistema foi baseado na metodologia proposta por Liu & Chen (2007), e veio adicionar um número maior de fatores e parâmetros. Estes pertencem a uma ampla gama de fatores internos e externos que integram a avaliação, da qual se obtém um resultado de qualidade e estabilidade do talude (Pinheiro et al., 2014). Cada um desses fatores e parâmetros tem uma importância diferente, que resultam nos valores do *Slope*

Quality Index (SQI) variando de 1 a 5, e que classificam as condições de qualidade do talude desde “Muito bom” a “Muito mau”, respetivamente (Tabela 3.9). O *Slope Quality Index* (SQI) pode apoiar no desenvolvimento do reconhecimento do nível de perigosidade, associado a taludes entre outras estruturas geológicas, assim como na decisão relativa aos planos de intervenção e monitorização.

Tabela 3.9 – Sistema SQI para taludes rochosos: classificação qualitativa e quantitativa (adaptado de Pinheiro et al., 2015).

SQI	Estado do talude	Nível de perigosidade
[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

O procedimento de cálculo do índice *Slope Quality Index* (SQI), como já foi referido, passa por atribuir uma cotação final ente 1 e 5 (Tabela 3.9) que dite o estado de qualidade do talude. Nesta metodologia são avaliados vários parâmetros, cuja cotação oscila entre 1 e 5, para que se obtenha consistência nos resultados finais. A cada um destes parâmetros será atribuída uma importância que poderá variar entre 0 e 1. Este processo tem como objetivo a ponderação de 9 fatores diferentes, direta ou indiretamente, relacionados com a estabilidade do talude.

O valor do índice *Slope Quality Index* (SQI) é obtido através da seguinte expressão:

$$SQI = \sum_{i=1}^n W_i \times X_i \quad (3.2)$$

Em que:

- W_i – representa a importância calculada para cada um dos 9 fatores;
- X_i – representa a cotação atribuída a cada um dos 9 fatores.

A seguinte expressão demonstra o procedimento para o cálculo de X_i :

$$X_i = \sum_{i=1}^n W_i' \times X_i' \quad (3.3)$$

Onde:

- W'_i - representa a importância atribuída a cada parâmetro;
- X'_i - representa a valor a atribuir a cada parâmetro.

Após o cálculo do *Slope Quality Index* (SQI), com recurso às Expressões 3.2 e 3.3, é então utilizada uma escala qualitativa (Tabela 3.9) que pode ser usada para uma interpretação mais rápida e intuitiva da condição do talude. Esta abordagem permite uma avaliação quer qualitativa, quer quantitativa do estado do talude.

Relativamente à perceção dos fatores e parâmetros utilizados neste sistema, Terzaghi (1950) apresentou uma classificação para as principais causas da instabilidade dos taludes. Estas foram agrupadas em causas internas, intermediárias e externas, ao passo que no desenvolvimento do *Slope Quality Index* (SQI), foram apenas consideradas causas internas e externas. Com o intuito de proceder com sucesso à análise da estabilidade de taludes rochosos, foram reunidos 9 grupos de fatores, cada um com um conjunto de parâmetros associados, como é proposto na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Fatores e parâmetros a considerar no sistema *Slope Quality Index* (SQI) (adaptado de Pinheiro et al., 2015).

Fator	Parâmetro
Geometria	Altura, inclinação do talude e largura de banquetas
Geológico	Sistemas de classificação empírica (RMR, SMR ou Q-system). Tipo de formação e avaliação do risco de quedas de rochas (RHRSm2)
Sistema de drenagem	Sistemas de drenagem superficial e profundo (existência e estado de conservação)
Inspeções	Avaliação do estado de manutenção e conservação
Monitorização	Resultados da monitorização incluindo: inclinómetros, marcas topográficas, piezómetros, etc.
Imediações	Existência de sobrecargas (habitações, etc.) e eventuais vibrações (trabalhos, etc.)
Historial	Histórico de acidentes e intervenções
Proteção	Proteção superficial (rede metálica, ancoragens, etc.) e cobertura vegetal
Ambiental/Tráfego	Zona sísmica, precipitação e nível de tráfego

Como já foi mencionado, cada fator acarreta uma determinada importância. Esta importância possui uma definição quantitativa, visível na Tabela 3.11, que traduz a influência de cada fator no talude.

Tabela 3.11 – Importância dos fatores para *Slope Quality Index* (SQI) (adaptado de Pinheiro et al., 2015).

Fator	Importância
Geometria	0.17
Geológico	0.14
Sistema de drenagem	0.11
Inspeção visual	0.13
Monitorização	0.11
Imediações	0.09
Historial	0.07
Proteção	0.10
Ambiental/Tráfego	0.08

O índice *Slope Quality Index* (SQI), proposto por Pinheiro et al. (2015), contempla uma classificação parcial para cada fator assinalando os que exercem maior influência na avaliação de qualidade. Caso não seja possível obter todos os dados relativos a esta avaliação, a importância dos mesmos deve ser repartida, de forma proporcional à relevância inicialmente atribuída, pelos restantes fatores (Tabela 3.11). Na Tabela 3.12, encontram-se expostos todos fatores, parâmetros, a sua importância de cada um e intervalos de valores necessários para calcular o *Slope Quality Index* (SQI).

É de referir que, para avaliar o fator geológico, utiliza-se, de entre outros, apenas um dos sistemas de classificação empírica para maciços rochosos já mencionados: *Rock Mass Rating* (RMR) (Bieniawski, 1989), *Q-system* (Barton et al., 1974) ou *Slope Mass Rating* (SMR) (Romana, 1985). O último fator também inclui a avaliação do risco de queda de rochas, utilizando a forma adaptada do RHRSm (*Rock Hazard Rating System*), denominada RHRSm2.

Tabela 3.12 – Determinação do sistema *Slope Quality Index* (SQI) para taludes rochosos (adaptado de Pinheiro et al., 2015).

Fatores		Parâmetros	Categorias e Classificações						
Geometria 0.17	Altura do talude (m)	0.5	< 10	10 – 20	20 – 30	30 – 40	> 40		
		Classificação	Muito baixo	Baixo	Médio	Alto	Muito alto		
	Inclinação do talude (°)	0.35	< 30	30 – 40	41 – 50	51 – 60	> 60		
		Classificação	Muito gradual	Gradual	Médio	Inclinado	Muito inclinado		
	Ângulo da banquetta	0.15	Correto ¹	Incorreto	-	-	-		
		Classificação	1 – 2	4 – 5	-	-	-		
	Largura da banquetta (m)	0.25	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	> 4		
Classificação		5	4	3	2	1			
Geológico 0.14	Tipo de formação	0.4	I	II	III	IV	V		
		Classificação	1	2	3	4	5		
	Grau de meteorização (W)	0.3	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅		
		Classificação	1	2	3	4	5		
	Falhas ²	0.3	Existe	Não existe	-	-	-		
		Classificação	4 – 5	1 – 2	-	-	-		
	Blocos	0.2	RHRSm ²	1	< 51	51 – 153	153 – 333	333 – 459	> 459
		Classificação	1	2	3	4	5		
	Sistemas empíricos (Apenas um)	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	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	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	0.60	Muito bom	Bom	Médio	Mau	Muito mau		
		Classificação	1	2	3	4	5		
	Estado de manutenção	0.40	Bom	Médio	Mau	-	-		
		Classificação	1	2	3	-	-		
Monitorização ³ 0.11	-	-	-	-	-	-			
Historial 0.07	Acidentes no talude ⁴	0.7	Queda de blocos	Nenhum	Inativo	Algum	Ativo	Muito ativo	
		Classificação	1	2	3	4	5		

	Deslizamento planar 0.25	Nenhum	Inativo	Algum	Ativo	Muito ativo		
	Classificação	1	2	3	4	5		
	Deslizamento em cunha 0.25	Nenhum	Inativo	Algum	Ativo	Muito ativo		
	Classificação	1	2	3	4	5		
	Deslizamento circular 0.25	Nenhum	Inativo	Algum	Ativo	Muito ativo		
	Classificação	1	2	3	4	5		
	Intervenções 0.3	Nível 3	Nível 2	Nível 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 0.4	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	
		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 0.10	Proteção superficial 0.8	< 25%	[25% - 50%[50%]50% - 75%]]75% - 100%]		
		Classificação	5	4	3	2	1	
		Cobertura vegetal 0.20	Não existe	Pontual	Uniforme	-	-	
		Classificação	5	4 – 3	2 – 1	-	-	
Imediações 0.09	Sobrecarga 0.60	Sim	Não	-	-	-		
		Classificação	5	1	-	-	-	
		Vibrações nas imediações 0.40	Sim	Não	-	-	-	
		Classificação	5	1	-	-	-	

Notas:

¹ Para uma classificação correta, o ângulo da banquetta deve ser oposto ao ângulo do talude. ² Este parâmetro só deve ser marcado se as falhas apresentarem uma orientação desfavorável para a estabilidade do talude. ³ O fator de monitorização não apresenta os valores de intervalo para cada parâmetro porque esses limites ainda não foram completamente definidos. ⁴ Legenda: Nenhum: nenhum acidente registado; Inativo: acidente de pequena e média escala num espaço de 10 anos; Algum: acidente de pequena e média escala num espaço de 5 anos; Ativo: acidente de pequena e média escala num espaço de tempo de 3 anos e grandes acidentes num espaço de tempo de 1 ano; Muito ativo: acidentes de pequena, média e grande escala num espaço de tempo de 1 ano.

3.7 MEDIDAS PREVENTIVAS DE PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO EM TALUDES

No seguimento dos modos de instabilização, surgem os modos de conceção e dimensionamento de soluções de proteção ou estabilização de taludes rochosos. Assim, serão retratados alguns métodos que se consideram relevantes para os casos de estudo deste documento.

3.7.1 Saneamento

O saneamento, ilustrado na Figura 3.25, é, normalmente, a atividade primordial quando se procura iniciar trabalhos de preparação para a proteção de taludes. Esta atividade é também considerada para medidas de monitorização.

O objetivo deste método passa por melhorar a superfície da estrutura geológica, de modo a simplificar a execução de medidas preventivas e a diminuir a perigosidade de trabalhos futuros. Em situações de risco de instabilização de blocos, devem ser estudadas formas de remoção seguras de forma a garantir a segurança de pessoas e bens e a estabilidade global do talude. Os métodos de remoção de blocos variam consoante a dimensão dos mesmos, sendo que quando o bloco apresenta dimensões elevadas deverá, se necessário, proceder-se à sua fragmentação, com recurso a pequenos explosivos, a martelos hidráulicos, entre outros, seguindo-se o transporte, seguro, dos detritos para um local próprio.

A decapagem trata-se de outro processo utilizado no saneamento de taludes, uma vez que a vegetação está normalmente associada a estruturas deste calibre. A desflorestação deve ser estudada numa fase prévia ao saneamento, isto porque a remoção de vegetação prematura pode resultar na desinstabilização global ou periférica de uma estrutura geológica. As raízes tanto podem servir como ancoragens naturais e ajudar na estabilidade global da estrutura, como também podem levar à fraturação de blocos e posterior queda dos mesmos.



Figura 3.25 – Saneamento de arriba pela proteção civil (www.cascais.pt).

3.7.2 Redes de aço

As redes de aço são um instrumento que ajudam a conter elementos de grandes dimensões ou elementos fraturados que possam colocar em risco a segurança de elementos estruturais e, conseqüentemente, a vida humana e bens. Esta solução permite também que os blocos rochosos que se desprendam da parede do talude sejam encaminhados para a sua vala.

Esta solução divide-se em dois tipos:

- Redes de cabos de aço;
- Redes de malha de arame.

A escolha do método a utilizar varia consoante a capacidade de resistência necessária, sendo a rede de cabos de aço a que demonstra maior capacidade de carga. No entanto, torna-se relevante acrescentar que a nível económico a rede de malha de arame, representada na Figura 3.26, será a solução que apresenta um menor custo.



Figura 3.26 - Aplicação de rede de malha de arame.

É de salientar ainda que são frequentemente utilizadas soluções com os dois tipos de rede em simultâneo, com o intuito de aumentar a capacidade resistente do sistema de contenção.

3.7.3 Ancoragens

A presente metodologia consiste na introdução de um elemento resistente, consoante a carga pretendida e o tipo de terreno, através de perfuração do meio geológico, com o fim de impedir deformações e deslocamentos do maciço rochoso. Esta solução é composta, geralmente, por um conjunto de cabos de aço pré-esforçados, e uma zona de amarração (bolbo), situada na extremidade desta estrutura onde as tensões são transmitidas ao terreno, que é fixa na zona de selagem através da injeção de caldas de cimento.

A cabeça da ancoragem deve ser posicionada relativamente à restante estrutura, respeitando os seguintes cuidados:

- A carga na armadura deve ser axial;
- A ancoragem pode ter de ser ensaiada e a carga de pré-esforço deve manter-se após as operações de ensaio;
- A cabeça da ancoragem deve ser protegida contra a corrosão de maneira segura;
- Os movimentos da estrutura em relação à ancoragem não deverão causar tensões secundárias excessivas na armadura;

- A ancoragem possa ser, se necessário durante a sua vida útil, tensionada novamente de forma global.

Em certos casos, para uma aplicação mais segura, estão associadas à inserção deste tipo de metodologia, as soluções de betão armado na face exterior do talude, com o objetivo de ajudar na distribuição de cargas, concentradas na cabeça de ancoragem.

De modo a facilitar a perceção da presente solução são apresentados, na Figura 3.27, o esboço dos constituintes de uma ancoragem e na Figura 3.28, o pormenor de uma cabeça de ancoragem.

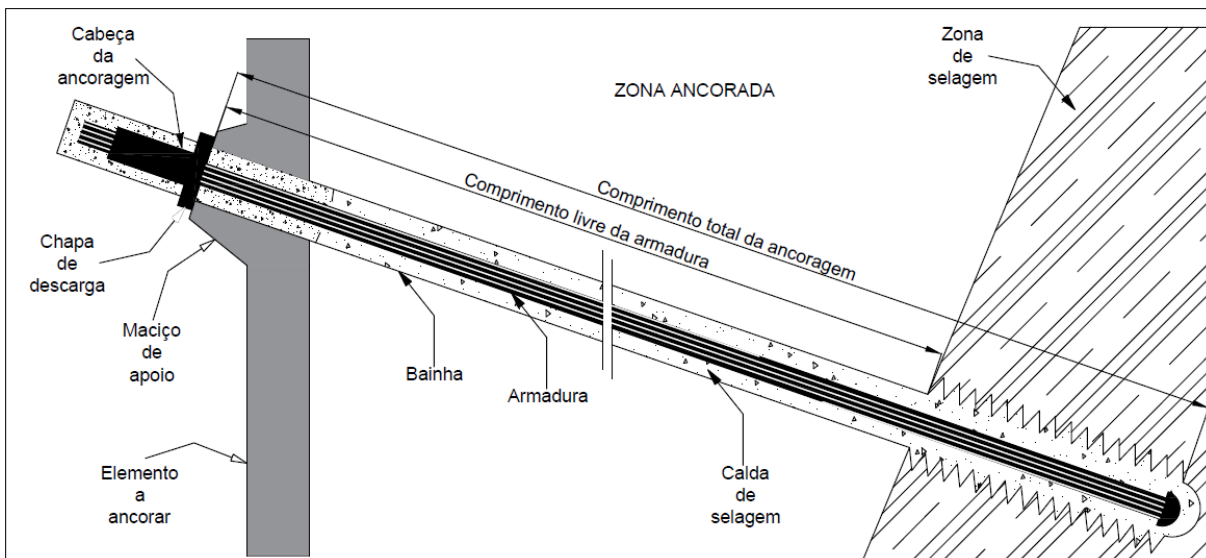


Figura 3.27 - Desenho esquemático de uma solução de ancoragem em terreno (www.scielo.mec.pt).



Figura 3.28 - Pormenor de uma cabeça de ancoragem por cabo (www.fundesp.com.pt).

3.7.4 Pregagens

As pregagens são uma solução que auxilia no reforço de estabilização de taludes. Dependem do grau de fraturação do maciço em questão, das propriedades mecânicas, assim como da disposição de bens circundantes.

Esta tipologia de reforço é resistente a esforços de tração e corte. Trata-se de um elemento semelhante às ancoragens, sem a solução de cabos pré-esforçados. As pregagens são um meio eficaz e económico, capazes de suportar escavações e controlar instabilizações do meio geológico, com a exceção, como já foi referido, daquelas que envolvem solos extremamente fracos e brandos. Hoje em dia, são adotadas várias tipologias de pregagens (cravadas ou injetadas), com diferentes disposições (malha quadrada, malha em quincôncio ou isoladas). As razões da sua aplicação são justificadas pelo baixo custo, pela sua versatilidade e pelo facto de a sua operação ser totalmente mecanizada.

No que diz respeito à execução, a furação das pregagens deve garantir uma inclinação entre os 10° e os 20° relativamente à linha horizontal. Estas condições têm como objetivo facilitar a introdução da selagem gravítica ou da injeção sob baixa pressão da calda de cimento, que ajuda na fixação do reforço ao meio geológico. Relativamente à colocação das soluções, a disposição em malha em quincôncio, garante uma melhor distribuição de tensões. O espaçamento entre pregagens é variável, no entanto, segundo Clouterre (1991) e Phear et al. (2005), deve ser colocada uma pregagem por cada 6 m² de superfície.

É normal encontrar este tipo de mecanismo associado a outras soluções de proteção, como, por exemplo, redes de aço (visível na Figura 3.29), camadas de betão projetado, entre outras.

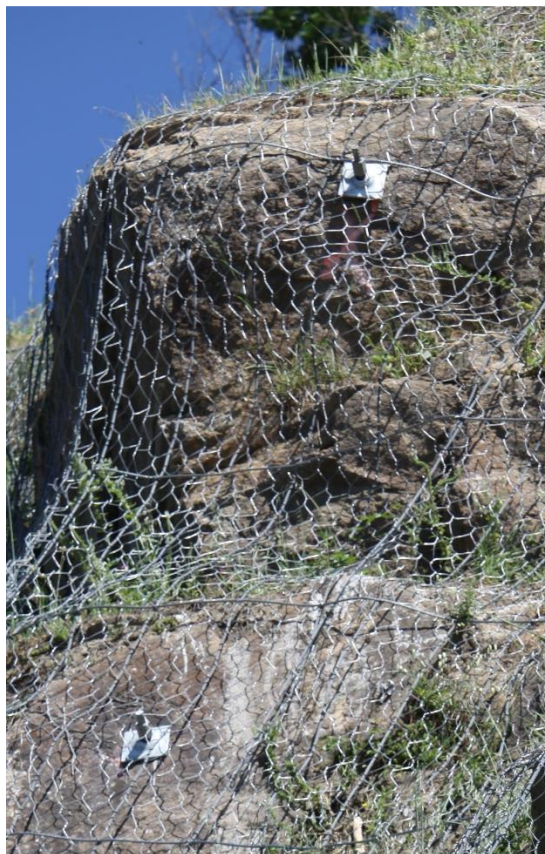


Figura 3.29 - Pormenor da cabeça de pregagens associado a solução de redes de aço.

3.7.5 Barreiras flexíveis

O sistema de retenção de cargas das barreiras flexíveis consiste num conjunto de cabos de suporte que se estendem transversalmente à face rochosa que se pretende proteger, ligadas por postes estruturais, instalados perpendicularmente ao maciço, como é possível ver na Figura 3.30. Os postes podem ser, contudo, rotulados na base e os 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, como o que é ilustrado na Figura 3.31, acomodando-os, e podendo, de acordo com o tipo de barreira utilizado, suportar até 8000 kJ de energia (Pacheco, 2015).



Figura 3.30 - Barreira flexível do tipo SL-150 da marca *Geobruigg* (www.geobruigg.com).



Figura 3.31 – Recolha de detritos com a solução de barreiras flexíveis (www.mountaintech.cl).

Apesar de eficaz, trata-se de uma solução que necessita de ações habituais de manutenção, como a remoção dos detritos retidos, a reparação de materiais danificados pelos eventuais choques de blocos ou a restituição da tensão às estruturas de suporte das redes para impedir “folgas”, entre outras. Existem, todavia, soluções com capacidades de autolimpeza, como as barreiras flexíveis do tipo RXI da marca *Geobruigg*, que não necessitam de ações de manutenção tão frequentes.

3.7.6 Muros e barreiras rígidas

Os muros de suporte são instalados no pé dos taludes com o objetivo de respeitar o nível de segurança face a possíveis quedas de blocos ou a instabilizações provenientes dos solos presentes no tardo da respetiva solução. Este tipo de solução exige atenção especial em ações de manutenção com o intuito de verificar a funcionalidade do elemento de contenção, assim como a remoção de elementos que impeçam a retenção dos detritos.

As barreiras rígidas consistem numa solução alternativa e partilham o esquema de instalação e de funcionamento dos muros de suporte. Esta solução é iniciada com a instalação de um conjunto de perfis metálicos verticais no terreno, junto da base do talude, conectados entre si por uma rede de aço. Normalmente a solução a adotar passa pela utilização de malhasol para materializar a rede de aço.

A aplicação de muros de suporte acarreta um conjunto de preocupações na fase de dimensionamento, nomeadamente as características do talude, de modo a impedir possíveis falhas da solução face a fenómenos de rotura por escorregamento ou deslizamento. Outra preocupação a considerar no faseamento construtivo refere-se às implicações que as vibrações, provocadas pela maquinaria e escavações na base do talude, possam provocar na estabilidade do maciço rochoso.

Os muros apresentam diferentes tipologias, das quais se destacam as seguintes (como se podem ver nas Figuras 3.32 a 3.35):

- Muros de alvenaria de pedra;
- Muros de gabiões;
- Muros de betão:
 - Ciclópico;
 - Armado.



Figura 3.32 – Muro de alvenaria de pedra
(www.geradordepreços.cype.pt).



Figura 3.33 – Muro de gabiões
(www.geradordepreços.cype.pt).



Figura 3.34 – Muro de betão armado
(www.georumo.pt).



Figura 3.35 – Muro de betão ciclópico
(www.geradordepreços.cype.pt).

3.7.7 Drenagem

Um dos principais fatores de instabilização de taludes é a presença de água. No caso de maciços terrosos, a água contribui para o aumento do peso específico do material, introduz pressões intersticiais, acelera o processo erosivo, remove camadas superficiais, além de contribuir para a proliferação de espécies arboristas e arbóreas.

A solução encontrada para evitar a saturação dos solos dos taludes será a instalação de drenos que forneçam meios para o escoamento da água. Com o intuito de proceder a uma drenagem eficaz, podem ser aplicados drenos profundos que promovam a saída da água do interior do maciço ou então drenos de superfície. Este último método, retratado na Figura 3.36, é aplicado com mais frequência quando se dimensionam soluções de reforço do talude, como muros de suporte, em que o dreno de superfície é aplicado no tardo do muro, promovendo uma eficaz saída da água.

Este tipo de solução exige atenção especial em ações de manutenção com o propósito de verificar a funcionalidade do elemento de drenagem, assim como a remoção de elementos que impeçam a percolação da água.

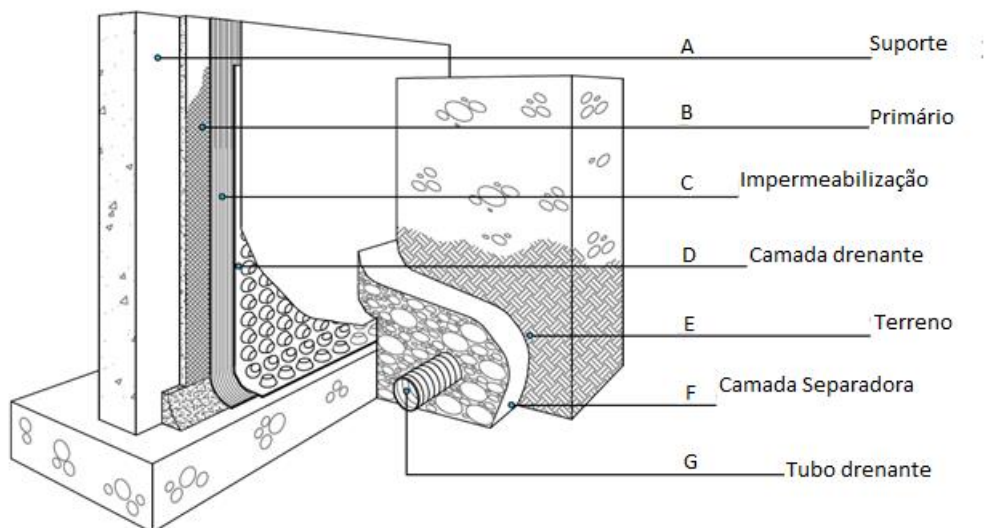


Figura 3.36 – Solução de drenagem associada a muros de suporte de betão armado
(www.imperialum.com).

CAPÍTULO 4

CASO DE ESTUDO DO TALUDE DOS ESCUTEIROS (St. º OVÍDIO)

4.1 TERMOS DE REFERÊNCIA E EQUIPA

O presente caso de estudo, cujo promotor é o Agrupamento 465 Santo Ovídio – Corpo Nacional de Escutas, desenvolveu-se ao abrigo do contrato celebrado entre o Agrupamento 465 Santo Ovídio e o Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), sob a responsabilidade e coordenação geral do Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA). A convite do LABCARGA, o Centro de Prestação de Serviços Especializados do Núcleo de Estudos da Construção (NEC) colaborou, especialmente, nas fases de reconhecimento do talude e envolvente, recolha de fotografia aérea, inspeção visual do talude, avaliação da respectiva segurança, modelação de queda de blocos e proposta de solução de protecção.

O trabalho visa a realização de estudos de caracterização geotécnica, de inspeção e de avaliação da segurança, com a subsequente proposta de estabilização e de protecção do talude dos Escuteiros. Este talude localiza-se no lugar de Santo Ovídio, na união de freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso, concelho de Vila Nova de Gaia, distrito do Porto.

O presente relatório apresenta assim os resultados dos estudos de terreno e de laboratório desenvolvidos pela equipa técnica do NEC|ISEP e do LABCARGA|ISEP, no talude rochoso dos Escuteiros e na área envolvente, de acordo com o cronograma de trabalhos elaborado no início do estudo.

A ligação entre o Agrupamento 465 Santo Ovídio, representada pelo Doutor J. Espinha Marques e o ISEP, foi estabelecida pelo coordenador geral do estudo, Geólogo H.I. Chaminé (LABCARGA|ISEP). A equipa de profissionais responsáveis pela elaboração do presente relatório ficou a cargo de J.F. Trigo, P. Ferraz e J. Fernandes (NEC) e de H.I. Chaminé, M.J. Afonso, L. Freitas, e R. Machado (LABCARGA). A aquisição de imagens aéreas na área de estudo contou com o apoio da empresa SkyCam – aero footage, Lda (Vila de Conde), através do Eng. J. Sousa, que operou um veículo aéreo não-tripulado (VANT), bem como o respetivo equipamento fotográfico utilizado para o efeito. O especialista em Cartografia SIG, Dr. J. Teixeira (LABCARGA|ISEP), prestou apoio pontual no processamento de imagens aéreas e na geração do modelo digital de terreno de alta-resolução.

Na Tabela 4.1 apresenta-se a equipa principal do ISEP envolvida no projeto.

Tabela 4.1 – Equipa multidisciplinar do NEC|ISEP e do LABCARGA|ISEP envolvida no projeto.

Nome	Área científica	Tarefa
Helder I. Chaminé (<i>Geólogo, PhD, DSc; Especialista em Cartografia e Geologia Aplicada; Membro Correspondente OE</i>)	Geotecnia e Geociências de Engenharia	Coordenação Geral e LABCARGA Cartografia, Geologia estrutural, Geologia de Engenharia, Hidrogeomecânica
José Filinto Trigo (<i>Engenheiro Civil, MSc; Especialista em Geotecnia OE</i>)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	Coordenação NEC Geotecnia, Engenharia Civil e Modelação Geotécnica
Maria José Afonso (<i>Geóloga, MSc, PhD; Especialista em Hidrogeologia e Geologia Aplicada</i>)	Geotecnia e Geociências de Engenharia	LABCARGA Geologia de Engenharia, Hidrogeologia, geomecânica
Liliana Freitas (<i>Geomorfóloga, MSc; Especialista em Cartografia SIG</i>)	Geociências de Engenharia – Cartografia Aplicada	LABCARGA Cartografia SIG, Geomorfologia Aplicada
Rui Machado (<i>Engenheiro Geotécnico e Geoambiente, MSc</i>)	Geotecnia e Geociências de Engenharia	LABCARGA Geotecnia, Geologia de Engenharia, Geomecânica
Pedro Ferraz (<i>Engenheiro Civil; MSc</i>)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	NEC Engenharia Civil, Modelação Geotécnica
João Fernandes (<i>Engenheiro Civil; Finalista MSc</i>)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	NEC Engenharia Civil, Modelação Geotécnica

4.2 OBJETIVOS

Pretendeu-se com o desenvolvimento deste estudo, numa primeira fase, inspecionar e avaliar as condições de segurança existentes no talude rochoso dos Escuteiros e, seguidamente, apresentar uma proposta de solução de estabilização e proteção do mesmo. A situação de instabilidade foi reportada pelo Chefe de Agrupamento 465 Santo Ovídio “*que ao longo dos anos têm caído de um dos taludes*

alguns blocos de granito, os quais não causaram quaisquer danos. No entanto, esta situação preocupa-nos, pelo que gostaríamos de realizar um estudo geotécnico da referida pedreira, o qual permita avaliar a estabilidade dos taludes, assim como esboçar uma solução técnica para a contenção de blocos de granito que futuramente possam cair.” Parece assim, segundo o Chefe de Agrupamento 465 de Santo Ovídio, imperativo realizar-se um estudo geotécnico do maciço rochoso, de forma a proceder-se à caracterização, inspeção e avaliação de segurança. Por fim, espera-se que o presente estudo contribua para o conhecimento geológico-geotécnico do local e, assim, que permita delinear-se as bases metodológicas para uma proposta de estabilização da escarpa e salvaguarda das infraestruturas adjacentes.

Uma avaliação prévia, permitiu definir uma intervenção de caracterização com definição de dois perfis [1 e 2] (Figura 4.1). O Perfil 1, situa-se na zona frontal do talude rochoso, e prende-se com o facto de ter ocorrido, na área, a queda de material terroso/rochoso para o espaço destinado às atividades dos escuteiros, o que demonstra uma certa instabilidade do talude e torna este local o foco principal de caracterização. O Perfil 2 está localizado precisamente nas traseiras do Perfil 1 e a uma cota superior em relação a este, permitindo relacionar algumas características e avaliar a zona mais no topo do Perfil 1, dado o desnível verificado destes dois perfis, um em relação ao outro. Este último talude não será objeto de estudo neste relatório, focando a avaliação de caracterização e intervenção, no talude rochoso dos Escuteiros (Perfil 1).

Este estudo foi solicitado pelo Agrupamento 465 Santo Ovídio – Corpo Nacional de Escutas, após terem ocorrido, ao longo dos anos, quedas de blocos de granito, apresentando-se o talude como instável, o que suscitou preocupação dado o conjunto de atividades e utilização do espaço.



Figura 4.1 – Localização esquemática dos perfis aplicados para o desenvolvimento da técnica de amostragem linear no talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

De acordo com o objetivo geral enunciado anteriormente, enumeram-se os seguintes tópicos do estudo realizado, a saber:

- i) compilação de toda a documentação existente sobre a área em estudo, incluindo elementos cartográficos, fotografias e relatos verbais dos deslizamentos ocorridos, entre outros;
- ii) reconhecimento visual do talude e dos afloramentos geológicos envolventes, bem como de todos os aspetos geotectónicos, geomorfológicos e hidrológicos locais; desenvolvimento de reconhecimentos geológico-estruturais e cartografia geomorfológica a escalas convenientes;
- iii) estudos geológico-geotécnicos da rede de fraturação do maciço rochoso, recorrendo a uma cartografia geotécnica e utilizando a técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos fraturados;

- iv) definição de cartografia de zonas geotécnicas no talude rochoso e aplicação de classificações geomecânicas (SMR, RMR e GSI), tendo em vista uma cartografia de zonamento geomecânico e, por fim, a proposta de cartografias de suscetibilidade e perigosidade, em termos de potencial risco geotécnico; avaliação da qualidade global do talude rochoso através de estudos geoestruturais e geotécnicos;
- v) desenvolvimento e apresentação de uma proposta de solução para a estabilização e a proteção do talude rochoso dos Escuteiros.

Por fim, foi efetuada a síntese de toda a informação e esboçadas as principais conclusões e recomendações, as quais resultaram na redação do presente texto.

4.3 METODOLOGIA

O trabalho de campo conducente à inspeção e avaliação da segurança do talude rochoso dos Escuteiros e da área envolvente foi conduzido pela equipa do ISEP, durante os meses de Janeiro a Julho de 2017.

Para atingir o objetivo fundamental anteriormente referido, desenvolveram-se atividades complementares, de gabinete e de campo, a saber:

Documentos cartográficos e outros elementos bibliográficos

Relativamente à cartografia, recorreu-se aos seguintes documentos (Figura 4.2):

- i) carta topográfica da “Carta Militar de Portugal”, à escala 1/25.000, Série M888: folha 122 (Porto), IGeoE (1999);
- ii) ortofotomapas da área de Santo Ovídeo (Vila Nova de Gaia), à escala 1/5.000 e imagens aéreas de alta-resolução “Bing Maps” e “Google Earth Pro”;
- iii) cartas geológicas, geomorfológicas e tectónicas gerais a escalas várias: 1/50.000); [Carta Geológica de Portugal, folha 9-C (Porto), de Carrington da Costa, C. Teixeira & A. C. de Medeiros. (1957)]; 1/200.000 [Carta Geológica de Portugal, de Pereira et al. (1989)]; 1/500.000 [Carta Geológica de Portugal, 5ª edição, de Oliveira et al. (1992); Carte Géomorphologique du Portugal, de Brum Ferreira (1981), Mapa de Fracturas, de Conde (1983)]; 1/1000.000 [Carta Tectónica de Portugal de Ribeiro et al. (1972) e Carta Neotectónica de Portugal de Cabral & Ribeiro (1988, 1989)];

- iv) cartografia fornecida pela Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia, à escala 1/5.000, nomeadamente: altimetria, planimetria, hidrografia, entre outras;
- v) modelo 3D e ortofotomapa de alta resolução, obtidos através de levantamentos aéreos e processamento fotogramétrico das imagens.

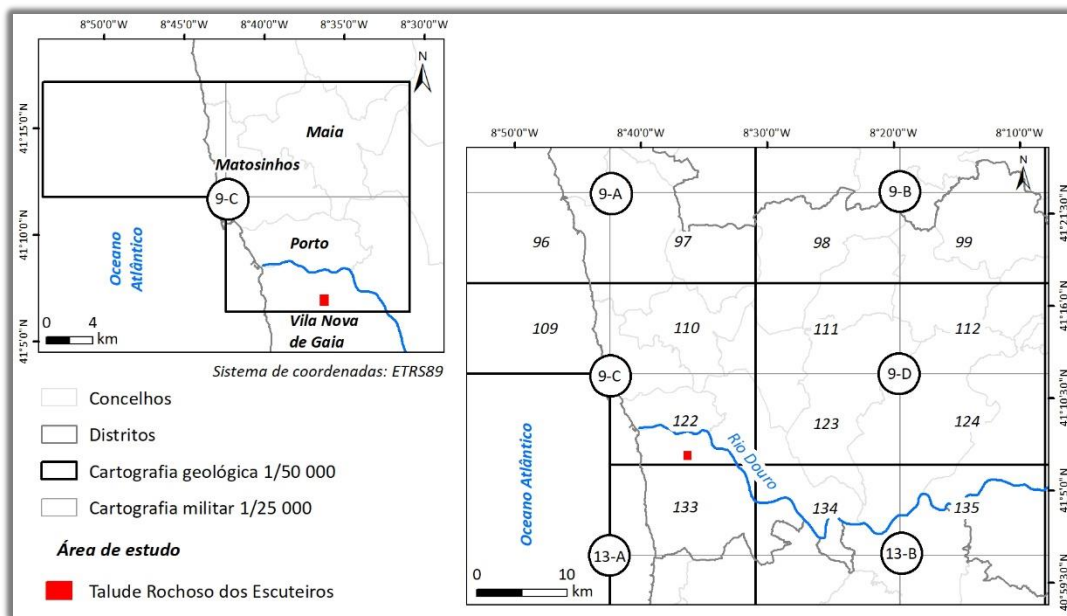


Figura 4.2 – Enquadramento cartográfico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

Veículo Aéreo Não-Tripulado (VANT)

No caso do talude rochoso dos Escuteiros foram obtidas fotografias com um intervalo de 2 s, e uma sobreposição superior a 60%. Os voos foram efetuados a diversas altitudes relativamente ao solo, bem como foi realizado um voo no qual foram obtidas fotografias perpendiculares ao talude. Desta forma foi possível obter resoluções na ordem de 1 cm/pixel.

Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e levantamentos cartográficos

No que diz respeito aos SIG, foram aplicadas diversas ferramentas recorrendo ao programa da ESRI® ArcGIS 9.3, para a digitalização, a georreferenciação e a vectorização de toda a documentação cartográfica, bem como para o tratamento, a integração e a síntese de toda a informação. Além disso, como complemento a este programa, recorreu-se ainda ao programa OCAD® for Cartography (versão 11).

O sistema de coordenadas utilizado em toda a cartografia produzida foi o Hayford-Gauss IgeoE, ao qual correspondem todos os valores representados nas grelhas de coordenadas presentes nos mapas apresentados. Apesar de este sistema se considerar obsoleto, e seja recomendável a sua substituição

por sistemas mais recentes (nomeadamente o sistema ETRS89/PT-TM06), optou-se pela sua utilização para minimizar os erros de conversão relativamente à cartografia cedida pelo Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia.

Nesta fase, georreferenciaram-se ainda alguns pontos ao longo do talude, tendo-se recorrido para tal aos equipamentos GPS de alta precisão, GPS Trimble GeoExplorer GeoXH2005 e GeoXH2008 (Figura 4.3).

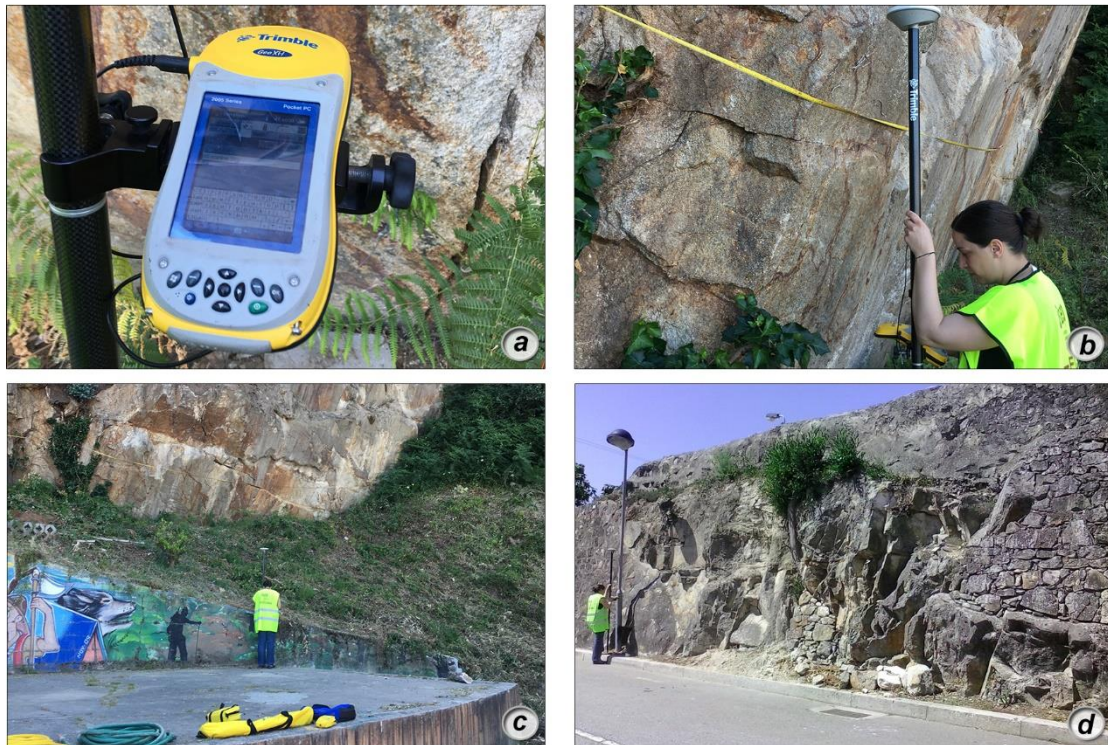


Figura 4.3 - Exemplo da utilização do GPS de alta precisão Trimble® GeoExplorer na georreferenciação de pontos de controlo para o levantamento VANT: a) pormenor do GPS; b) georreferenciação de pontos a localização precisa da *scanline*; c, d) levantamento de pontos de controlo para modelação 3D do levantamento VANT do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

4.4 DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DO TALUDE ROCHOSO DOS ESCUTEIROS, SANTO OVÍDIO (VILA NOVA DE GAIA)

Seguidamente será apresentado um breve apontamento sobre o quadro geográfico, geológico, geomorfológico e hidroclimatológico, os quais condicionam, em parte, a estabilidade do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

4.4.1 Enquadramento geográfico

O talude rochoso dos Escuteiros localiza-se na união de freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso, no concelho de Vila Nova de Gaia, no Distrito do Porto (Figura 4.4). O concelho de Vila Nova de Gaia é constituído por 15 freguesias, tendo uma superfície de 168,46 km². O município é limitado a concelho do Porto (margem direita do Rio Douro), a nordeste por Gondomar, a sul por Santa Maria da Feira e Espinho e a oeste pelo oceano Atlântico. A união de freguesias Mafamude e Vilar do Paraíso apresenta uma área de 10,6 km² e uma população de 52.422 habitantes (INE, 2011), o que se traduz por uma densidade populacional de 4945 hab/km². Esta é a mais populosa e urbana freguesia do Concelho de Vila Nova de Gaia.



Figura 4.4 - Localização geográfica do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

Na Figura 4.5 podem ser observados vários aspetos do talude rochoso dos Escuteiros, nomeadamente: a zona mais alterada do maciço, condições de estabilidade estrutural, a existência de raízes no interior das descontinuidades e evidência de um bloco rochoso isolado.



Figura 4.5 – Aspetos gerais do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia): a) zona mais alterada do maciço; b) aplicação da técnica de amostragem linear (“scanline”); c) presença de raízes no interior de descontinuidades; d) evidência de um bloco isolado existente no talude.

No sítio onde está localizado o talude rochoso dos Escuteiros, por se tratar de um local onde existia uma antiga pedreira, verifica-se a existência de declives acentuados, $>25^\circ$ (Figura 4.6). Na base do talude encontra-se uma área aplanada onde o declive é suave ($0-10^\circ$), e onde estão localizados os equipamentos do Agrupamento 465 Santo Ovídio – Corpo Nacional de Escutas. Na área envolvente podem encontrar-se declives, também eles acentuados, com as altitudes a variar entre 185 m, no vértice geodésico de Cravel, e os 150 m na área da Avenida da República. Em linha reta estes dois pontos distam 330 m, daí observarem-se estes declives acentuados ($15^\circ-25^\circ$). De igual modo, entre o referido vértice e a Estrada Nacional 222 distam 385 m, respetivamente às altitudes de 185 m e de 110 m junto à estrada nacional.

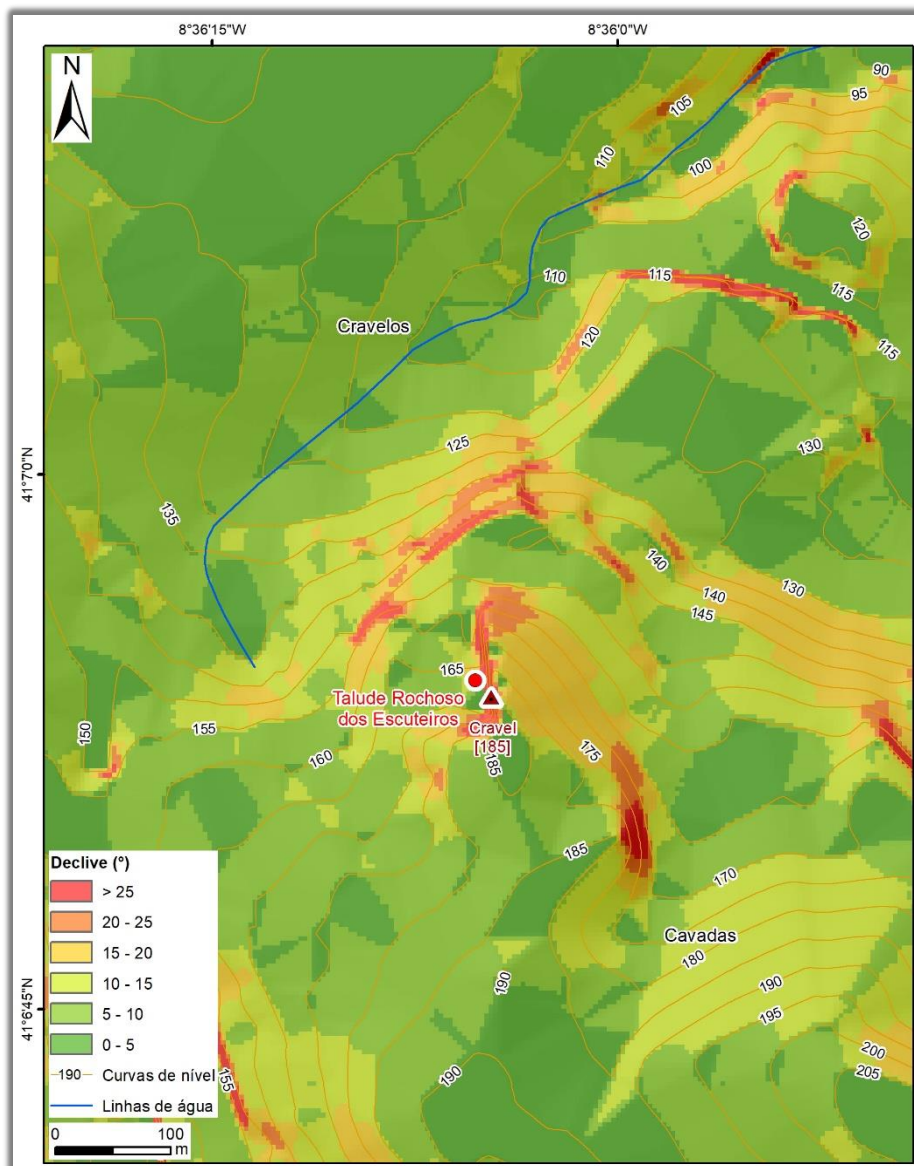


Figura 4.6 - Mapa de declives da área do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

4.4.2 Enquadramento geológico e geomorfológico

4.4.2.1 Geologia e geotectónica

A região de Vila nova de Gaia, localiza-se num domínio geotectónico complexo do Maciço Ibérico (MI), i.e., ao longo da faixa de cisalhamento de Porto – Albergaria-a-Velha – Coimbra – Tomar, com direção geral NNW – SSE (Chaminé, 2000; Chaminé et al., 2003a; Gomes et al., 2007, Gomes, 2008). O conjunto anterior faz parte do megadomínio de cisalhamento de Porto-Tomar-Ferreira do Alentejo (Chaminé et al., 2003b; Ribeiro et al., 2007). No MI a evolução tectónica posterior é imposta pela orogenia Alpina (e.g., Ribeiro et al., 1990; Cabral & Ribeiro, 1988, 1989;

Cabral, 1995), correspondendo à reativação das falhas tardi-variscas, a qual, como consequência, estará na origem dos actuais traços morfoestruturais da região. A presença de alguns depósitos plio-quadernários, discordantes sobre o substrato ante-Mesozóico, representa, ou o testemunho do arrasamento do relevo e modelação da superfície do MI ou o entalhe da rede hidrográfica actual e o retoque marinho quadernário no litoral da área (Araújo et al., 2003).

A geologia da região entre Vila Nova de Gaia e Porto é caracterizada em traços gerais pela dominância de rochas graníticas, maioritariamente granitóides de duas micas, de grão médio e textura granular ou porfiróide. A fácies denominada pelo granito de Porto (Figura 4.7) — granito alcalino de duas micas, com predomínio de moscovite, de grão médio, leucocrata (Carrington da Costa & Teixeira, 1957; Almeida, 2001) - aflora em grande parte da cidade de Vila Nova de Gaia, contactando a oeste-sudoeste, com uma série de unidades tectonoestratigráficas de médio a alto grau metamórfico (Chaminé, 2000; Chaminé et al., 2003a). Aflora, ainda, uma estreita mancha de rochas metassedimentares (constituída por micaxistos e quartzotectonitos), formada por micaxistos por vezes com granada e distena (Carrington da Costa & Teixeira, 1957).

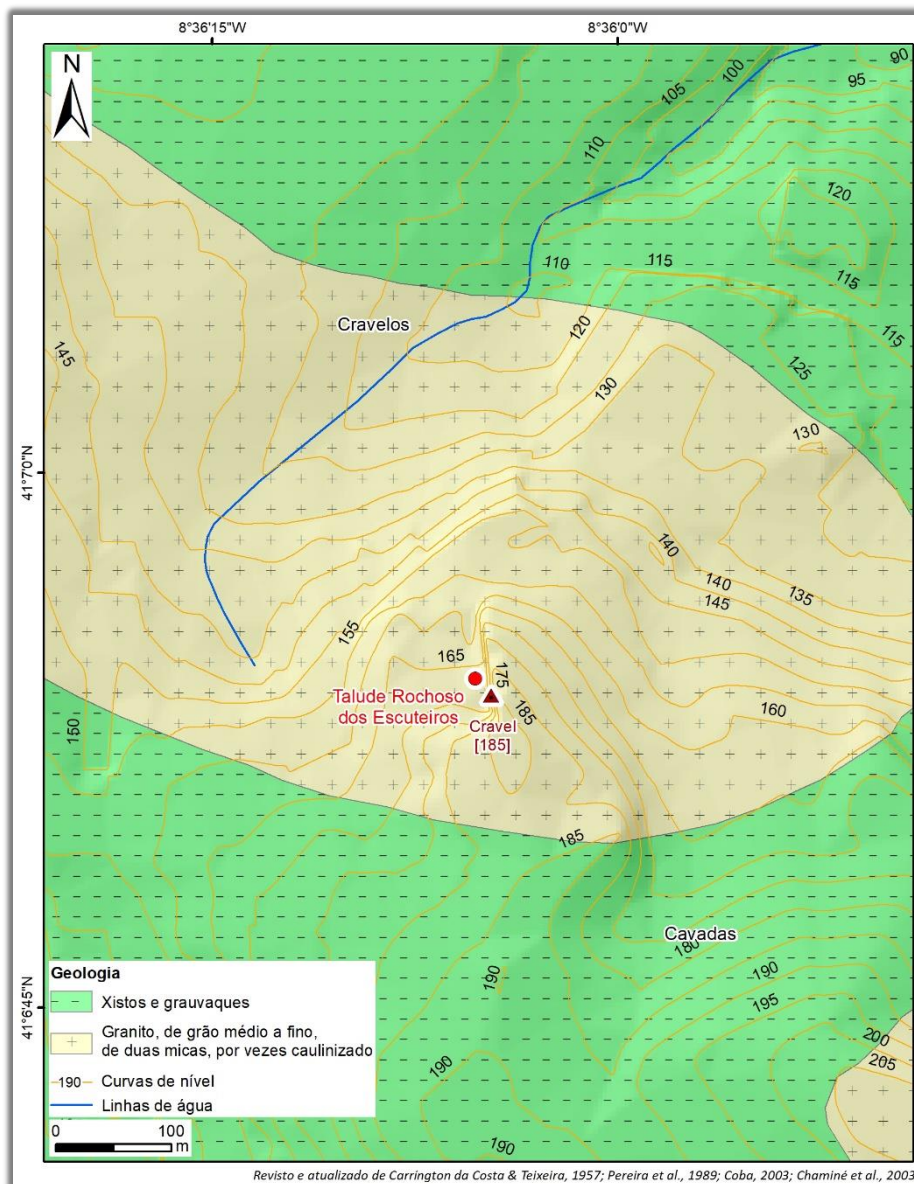


Figura 4.7 - Enquadramento geológico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia).

4.4.2.2 Hidroclimatologia

Em termos regionais, o território NW de Portugal Continental classifica-se, em termos bioclimáticos, como de tipo Atlântico, sendo muito influenciado pela orientação do relevo que corporiza o primeiro obstáculo ao fluxo de Oeste após um longo trajeto sobre o Oceano Atlântico (Alcoforado et al., 1982). De acordo com a classificação climática de Köppen (1936), a área em estudo apresenta um clima do tipo Csb, clima temperado com Verão seco e suave.

Nesta área a precipitação apresenta-se irregularmente distribuída ao longo do ano, encontrando-se apenas ausente em um ou dois meses por ano (Figura 4.8). Quanto à

delimitação temporal da estação chuvosa, pode dizer-se que esta é constituída pelos meses de Inverno e finais de Outono, sendo os meses mais secos Julho e Agosto. De acordo com as normais climatológicas para o período 1981-2010 na estação climatológica do Porto - Serra do Pilar (<https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/>), a precipitação média anual corresponde a 1236,8 mm. O regime térmico desta região é de fracas amplitudes térmicas anuais. Em Janeiro, as temperaturas mínimas oscilam entre 0-10 °C e as temperaturas máximas entre 10-15 °C. Por outro lado, as temperaturas mínimas no mês de Julho variam entre 10-15 °C e as temperaturas máximas no mesmo mês entre 20-30 °C (Figura 4.9). O mês que se verificou mais frio foi o mês de Janeiro, seguido do de Dezembro e os meses mais quentes foram os de Julho e Agosto seguidos dos de Junho e Setembro. De acordo com as normais climatológicas para o período 1981-2010 na estação climatológica do Porto - Serra do Pilar (<https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/>), a temperatura média anual cifra-se em 15,2 °C.



Figura 4.8 - Normais climatológicas de precipitação para o período 1981-2010 na estação climatológica do Porto - Serra do Pilar (<https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/>).

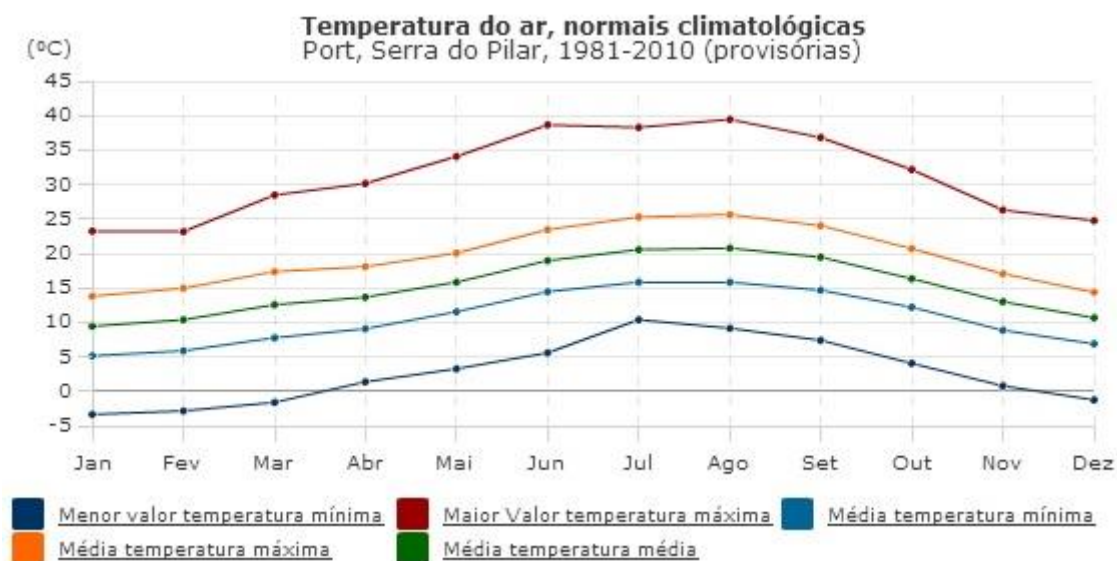


Figura 4.9 - Normais climatológicas de temperatura para o período 1981-2010 na estação climatológica do Porto - Serra do Pilar (<https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/>).

4.5 OCUPAÇÃO DO SOLO E CONDICIONANTES DE ORDENAMENTO: BREVE SÍNTESE

De acordo com a carta de uso e ocupação do solo de Portugal Continental para 2010, COS2010 (IGP, 2010) verifica-se a existência de uma heterogeneidade de usos na área em estudo e na sua envolvente (Tabela 4.2 e Figura 4.10).

Relativamente à área envolvente ao talude rochoso dos Escuteiros, representada na Figura 4.10 que totaliza uma área de 0,77 km², verifica-se que a classe com maior representatividade (segundo a COS2010 – nível 2) é a classe do Tecido urbano (55,7%). A esta classe segue a Indústria, comércio e transportes (17,7%), as florestas (14,1%), e as Zonas descobertas e com pouca vegetação (10,6%). Estas classes representam 42,5% da área total. Os restantes 1,8% correspondem à classe com menor representatividade, nomeadamente as áreas de extração de inertes, áreas de deposição de resíduos e estaleiros de construção.

Tabela 4.2 - Classes de ocupação do solo na área envolvente ao talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova de Gaia) [cf. Figura 4.10].

Uso do solo	Talude rochoso dos Escuteiros	
	(km ²)	%
COS (2010)		
Tecido urbano	0,43	55,7
Indústria, comércio e transportes	0,14	17,7
Áreas de extração de inertes, áreas de deposição de resíduos e estaleiros de construção	0,01	1,8
Florestas	0,11	14,1
Zonas descobertas e com pouca vegetação	0,08	10,6
Total	0,77	

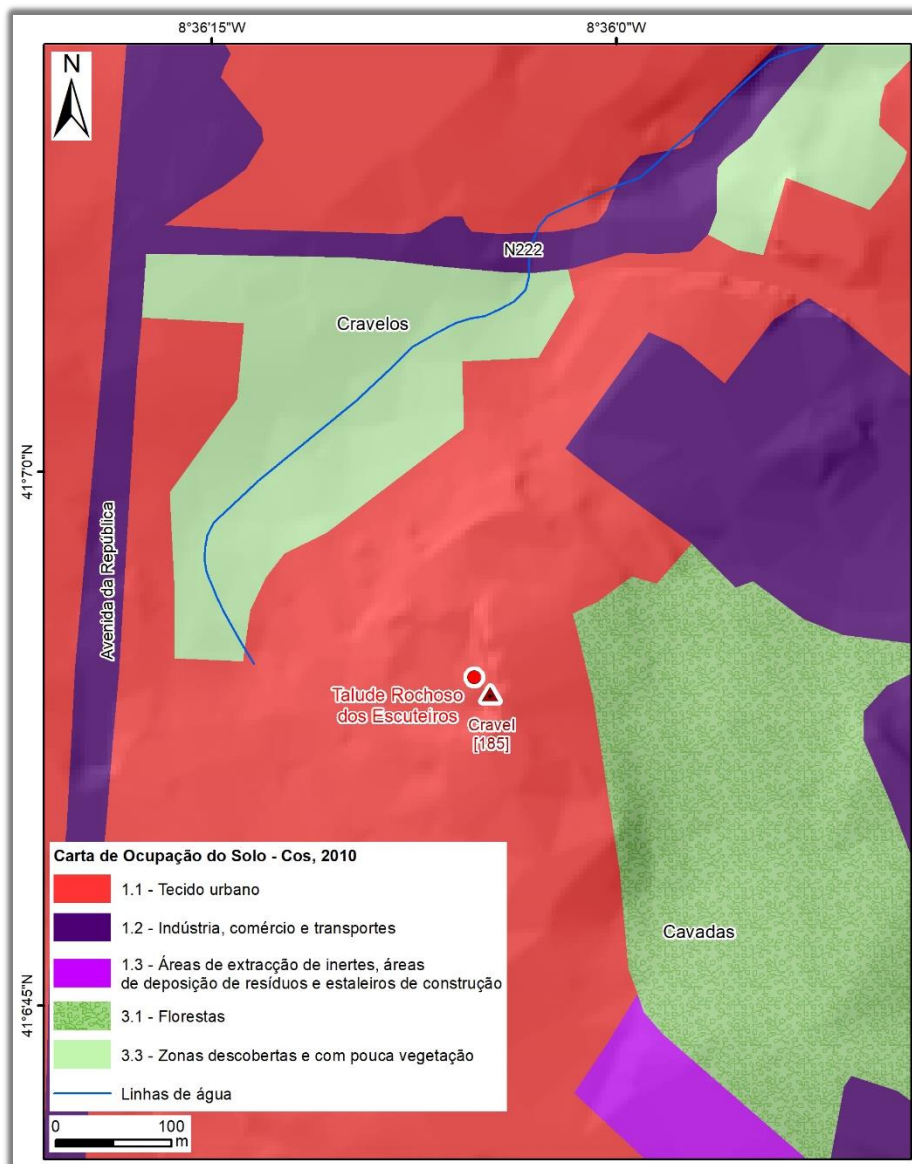


Figura 4.10 - Carta de ocupação do solo na área envolvente do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).

4.6 CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE E CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

4.6.1 Generalidades

O talude rochoso dos Escuteiros destina-se às atividades dos escuteiros e onde se verificaram os históricos de quedas de alguns blocos, sendo este o principal foco de caracterização. A avaliação prévia do terreno, permitiu constatar a existência de um segundo talude localizado precisamente no lado oposto do objeto de estudo, e um pouco mais a cima deste, permitindo relacionar algumas características e avaliar a zona mais no topo do talude dos Escuteiros, dado

o desnível verificado entre estas duas estruturas geológicas. No intuito deste relatório, apenas o talude dos Escuteiros será alvo de intervenção e caracterização.

A altura do objeto de estudo é de aproximadamente 10 m e tem 28 m de extensão. O acesso ao talude estava praticamente limpo bem como o próprio talude no que diz respeito a cobertura vegetal, embora, numa primeira fase das visitas ao terreno, em Janeiro, esta realidade fosse diferente, uma vez que, na zona central do talude, numa extensão de 2 a 3 m, este se encontrava com uma densa vegetação, a qual, para além de não permitir a caracterização, ainda suportava vários blocos que se teriam desprendido do talude e apenas não teriam caído no solo por ação dessa mesma vegetação. Ultrapassado esse constrangimento, o talude ficou praticamente limpo na sua totalidade.

A caracterização do terreno *in situ* permitiu o reconhecimento geomorfológico e geológico-geotécnico do local. Foi realizada ainda uma caracterização geomecânica com ensaios esclerométricos, com recurso ao Martelo de *Schmidt*. Estas características permitiram proceder a um zonamento geotécnico, com base nas características principais (grau de alteração, fracturação e resistência), de forma a poder definir zonas de intervenção diferenciada.

Neste tópico será apresentada uma síntese dos resultados obtidos, quer para a análise global, quer para uma análise diferenciada por zona geotécnica.

4.6.2 Estudos geológicos-geotécnicos

No talude rochoso dos Escuteiros, reconheceu-se como unidade litológica o granito de 2 micas, de grão médio a fino. Relativamente ao estado de alteração do maciço, este encontra-se são a pouco alterado a muito alterado (W_{1-2} a W_{4-5}), apresentando-se o maciço nalgumas zonas pouco extensas, praticamente terroso.

O maciço apresenta um grau moderado a elevado de descontinuidades, em ambos os perfis, correspondendo estas na sua maioria a diáclases.

4.6.3 Zonamento geotécnico

Através da recolha exaustiva de todos os dados de campo e do cruzamento e síntese de toda a informação geológica e geomecânica, foi possível elaborar um esboço da qualidade do talude rochoso.

O presente objeto de estudo apresenta-se, em geral, são a pouco alterado a medianamente alterado (W_{1-2} a W_3), com uma presença significativa (22% dos 28 m de extensão total do talude) num estado muito alterado (W_{4-5}). Foram registados 50 planos de descontinuidades,

correspondendo a grande maioria (88%) a diáclases, os quais permitiram definir três famílias de descontinuidades sub-verticais, $N40^{\circ}-60^{\circ}E;75^{\circ}-85^{\circ}SE$, $N100^{\circ}-110^{\circ}E;65^{\circ}-75^{\circ}SW$ e $N130^{\circ}-150^{\circ}E;70^{\circ}-80^{\circ}SW$. Para além destas famílias será importante referir a existência de 3 descontinuidades sub-horizontais de grande extensão localizadas na margem direita da base do maciço, sendo estas: $N134^{\circ}E;10^{\circ}NE$, $N160^{\circ}E;12^{\circ}NE$ e $N62^{\circ}E;10^{\circ}NW$. As descontinuidades apresentam espaçamentos medianamente afastados (F_3) com um valor médio global de 52,3 cm, não sendo de desprezar a percentagem de espaçamentos afastados (34%) e muito próximos (30%). Na maioria dos casos as descontinuidades apresentam-se fechadas, sem qualquer preenchimento e muito pouco contínuas (66%). Foram realizadas 13 estações geomecânicas (ensaio esclerométrico), as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média (S_3 ; ≈ 50 MPa). O $RQD_{teórico}$ estimado é de 42% (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos cartografados (segundo a ISRM, 1978, 1981), ao longo do maciço do talude de Santo Ovídio.

Talude dos Escuteiros - Gaia, (n = 50)									
Litologia	Granito								
Grau de Alteração	W ₁₋₂ (n = 24)			W ₃ (n = 15)			W ₄₋₅ (n=11)		
	48%			30%			22%		
Grau de Fracturação									
Tipo de descontinuidade	Diaclase (n = 44)				Outra (n = 6)				
	88%				12%				
Famílias principais descontinuidades									
Análise Global	N 40 - 60 E; 75 - 85 SE / N 100 - 110 E; 65 - 75 SW / N 130 - 150 E; 70 - 80 SW								
Diaclases	-								
Falhas	-								
Espaçamento / "Fracture Intercept"	F ₁₋₂ (n = 17)			F ₃ (n = 18)			F ₄₋₅ (n = 15)		
	34%			36%			30%		
Valor médio e intervalo por classe (cm)	117,3 [100 - 130]			32,9 [25 - 45]			1,5 [0,1 - 5]		
Valor médio e intervalo global (cm)	F3: 52,2 [40 - 80]								
Abertura	Fe.			Ab.			M.A.		
	66%			12%			22%		
Valor médio (mm)	14,9								
Continuidade	M.P.C.	P.C.		M.C.	C.		Mt. C.		
	62%	26%		12%	--		---		
Valor médio (m)	2,9								
Terminação	R			D			O		
	72%			20%			8%		
Curvatura	C ₁₋₂			C ₃			C ₄₋₅		
	44%			42%			14%		
Rugosidade	Denteada			Ondulada			Plana		
	R ₁₋₂	R ₃	R ₄₋₅	R ₁₋₂	R ₃	R ₄₋₅	R ₁₋₂	R ₃	R ₄₋₅
	-	12%	2%	2%	14%	8%	36%	24%	2%
Enchimento	Qua.	Arg.			Ro./R.		Ve.		S/Pre.
	-	4%			14%		10%		72%
Presença de água	Seco				"Húmido"				
	100%				-				
Resistência à compressão uniaxial	S ₂ (n = 3)			S ₃ (n = 9)			S ₄ (n = 1)		
	23%			69%			8%		
Valor médio e intervalo por classe (MPa)	98,4 [89 - 104]			38,2 [21 - 55]			13,5		
Valor médio e intervalo global (MPa)	S ₃ : 50,2 [40 - 70]								
RQD teórico (RQDt)	RQDt								
Valor médio e intervalo por classe (%)	80 [71 - 81]			18 [5 - 35]			-		
Valor médio e intervalo global (%)	42 [35 - 63]								

4.6.4 Zonamento geotécnico

Depois de realizada uma análise específica envolvendo os parâmetros de caracterização, nomeadamente, o grau de alteração, a fraturação e a resistência, foram definidas três zonas geotécnicas. Esta análise permitiu organizar o enquadramento das características para cada uma das zonas, o que posteriormente permitirá a realização de intervenções diferenciadas, no talude, para cada zona definida.

A designação para o talude dos Escuteiros, e as suas características básicas foram as seguintes (Tabela 4.4):

- Zona Geotécnica 1 (ZG1);
- Zona Geotécnica 2 (ZG2);
- Zona Geotécnica 3 (ZG3).

Tabela 4.4 - Resumo das características do zonamento geotécnico para os dois perfis estudados.

Designação	Extensão (m)	Características
ZG1	0 – 1,20 e 4,30 – 6,00	W ₄₋₅ ; F ₄₋₅ ; S ₄₋₅
ZG2	1,20 – 4,30 e 6,00 – 12,50	W ₃ a W ₁₋₂ ; F ₁₋₂ a F ₃ ; S ₃
ZG3	12,50 – 28,00	W ₁₋₂ ; F ₁₋₂ a F ₃ ; S ₁₋₂ a S ₃

Serão agora descritas e apresentadas as características de cada zona geotécnica identificada.

4.6.4.1 Zona Geotécnica 1 (ZG1)

O talude apresenta-se muito alterado a decomposto (W₄₋₅) na sua totalidade. Foram registados 11 planos de descontinuidades, correspondentes na totalidade a diáclases, o que permitiu definir 3 famílias de descontinuidades sub-verticais, N100°-110°E;60°-80°SW, N20°-30°E;75°-90°SE e N150°-160°E;70°-85°SW. As descontinuidades apresentam espaçamentos muito próximos (F₄₋₅), bastante representativo (64%), a medianamente afastados (F₃), com um valor médio global de 21,8 cm. Na maioria dos casos as descontinuidades apresentam-se fechadas, sem qualquer preenchimento e muito pouco contínuas (64%). Neste caso de estudo foram realizadas 2 estações geomecânicas (ensaio esclerométrico), as quais conduziram a uma

resistência à compressão uniaxial média (S_3 ; $\approx 23,8$ MPa). O $RQD_{teórico}$ estimado é de 5%, valor coerente com o grau de alteração do maciço (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 1 (ZG1).

Talude dos Escuteiros - Gaia (ZG1), (n = 11)										
Litologia	Granito									
Grau de Alteração	W_{1-2}			W_3		W_{4-5} (n=11)				
	-			-		100%				
Grau de Fracturação										
Tipo de descontinuidade	Diaclase (n = 11)				Outra					
	100%				-					
Famílias principais descontinuidades										
Análise Global	N 100 - 110 E; 60 - 80 SW / N 20 - 30 E; 75 - 90 SE / N 150 - 160 E; 70 - 85 SW									
Diaclases	-									
Falhas	-									
Espaçamento / "Fracture Intercept"	F_{1-2} (n = 1)			F_3 (n = 3)		F_{4-5} (n = 7)				
	9%			27%		64%				
Valor médio e intervalo por classe (cm)	165,0			21,7 [20 - 25]		1,4 [0,1 - 5]				
Valor médio e intervalo global (cm)	F3: 21,8 [5 - 25]									
Abertura	Fe.			Ab.		M.A.				
	73%			9%		18%				
Valor médio (mm)	6,9									
Continuidade	M.P.C.	P.C.		M.C.		C.		Mt. C.		
	64%	9%		27%		--		---		
Valor médio (m)	3,0									
Terminação	R			D		O				
	100%			-		-				
Curvatura	C_{1-2}			C_3		C_{4-5}				
	45%			55%		-				
Rugosidade	Denteada			Ondulada			Plana			
	R_{1-2}	R_3	R_{4-5}	R_{1-2}	R_3	R_{4-5}	R_{1-2}	R_3	R_{4-5}	
	-	10%	-	-	18%	27%	27%	18%	-	
Enchimento	Qua.		Arg.		Ro./R.		Ve.		S/Pre.	
	-		9%		9%		9%		73%	
Presença de água	Seco				"Húmido"					
	100%				-					
Resistência à compressão uniaxial	S_2			S_3 (n = 1)		S_4 (n = 1)				
	-			50%		50%				
Valor médio e intervalo por classe (MPa)	-			34,1		13,5				
Valor médio e intervalo global (MPa)	S_3 : 23,8 [13 - 34]									
RQD teórico (RQDt)	RQDt									
Valor médio e intervalo por classe (%)	85			5 [4 - 6]		-				
Valor médio e intervalo global (%)	5 [0 - 6]									

4.6.4.2 Zona Geotécnica 2 (ZG2)

O talude encontra-se medianamente alterado a pouco alterado a são (W_3 a W_{1-2}), com valores de 59% e 41%, respetivamente. Foram registados 22 planos de descontinuidades (o maior número de descontinuidades na análise por zonamento), constituindo a maioria diáclases (82%), o que permitiu definir 3 famílias de descontinuidades sub-verticais, $N50^\circ-60^\circ E; 75^\circ-85^\circ SE$, $N130^\circ-150^\circ E; 70^\circ-85^\circ SW$ e $N100^\circ-120^\circ E; 70^\circ-85^\circ SW$. Para além destas famílias é de referir a existência de uma descontinuidade sub-horizontal, a saber: $N138^\circ E; 15^\circ SW$. As descontinuidades apresentam espaçamentos medianamente afastados (32%) a muito afastados (36%) (F_3 a F_{1-2}), com um valor médio global de 42,3 cm. Na maioria dos casos as descontinuidades apresentam-se fechadas, sem qualquer preenchimento; salienta-se, no entanto, que num troço deste zonamento ocorre o preenchimento por ramos de árvores e bastante terra vegetal, precisamente no local mais crítico deste talude. As descontinuidades são muito pouco contínuas (68%). Neste caso de estudo foram realizadas 5 estações geomecânicas (ensaio esclerométrico), as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média (S_3 ; $\approx 40,2$ MPa). O $RQD_{teórico}$ estimado para este perfil é de 32% (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 – Tabela síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 2 (ZG2).

Talude dos Escuteiros - Gaia (ZG2), (n = 22)									
Litologia	Granito								
Grau de Alteração	W ₁₋₂ (n = 9)			W ₃ (n = 13)			W ₄₋₅		
	41%			59%			-		
Grau de Fracturação									
Tipo de descontinuidade	Diaclase (n = 18)				Outra (n = 4)				
	82%				18%				
Famílias principais descontinuidades									
Análise Global	N 50 - 60 E; 75 - 85 SE / N 130 - 150 E; 70 - 85 SW / N 100 - 120 E; 70 - 85 SW								
Diaclases	-								
Falhas	-								
Espaçamento / "Fracture Intercept"	F ₁₋₂ (n = 8)			F ₃ (n = 7)			F ₄₋₅ (n = 7)		
	36%			32%			32%		
Valor médio e intervalo por classe (cm)	89,5 [70 - 100]			29 [20 - 40]			1,6 [2 - 5]		
Valor médio e intervalo global (cm)	F3: 42,3 [30 - 70]								
Abertura	Fe.			Ab.			M.A.		
	77%			14%			9%		
Valor médio (mm)	7,1								
Continuidade	M.P.C.	P.C.		M.C.	C.		Mt. C.		
	68%	27%		5%	--		---		
Valor médio (m)	2,9								
Terminação	R			D			O		
	55%			45%			-		
Curvatura	C ₁₋₂			C ₃			C ₄₋₅		
	54%			32%			14%		
Rugosidade	Denteada			Ondulada			Plana		
	R ₁₋₂	R ₃	R ₄₋₅	R ₁₋₂	R ₃	R ₄₋₅	R ₁₋₂	R ₃	R ₄₋₅
	-	22%	5%	5%	14%	-	40%	14%	-
Enchimento	Qua.	Arg.			Ro./R.		Ve.		S/Pre.
	-	5%			14%		5%		76%
Presença de água	Seco			"Húmido"					
	100%			-					
Resistência à compressão uniaxial	S ₂			S ₃ (n = 5)			S ₄		
	-			100%			-		
Valor médio e intervalo por classe (MPa)	-			40,2 [21 - 55]			-		
Valor médio e intervalo global (MPa)	S ₃ : 40,2 [21 - 55]								
RQD teórico (RQDt)	RQDt								
Valor médio e intervalo por classe (%)	70 [58 - 72]			18 [5 - 30]			-		
Valor médio e intervalo global (%)	32 [19 - 58]								

4.6.4.3 Zona Geotécnica 3 (ZG3)

O talude rochoso apresenta-se, maioritariamente (88%), são a pouco alterado (W_{1-2}). Foram registados 17 planos de descontinuidades, sendo a maior parte diaclases (88%), o que permitiu definir 3 famílias de descontinuidades sub-verticais, $N40^{\circ}-50^{\circ}E$; $75^{\circ}-90^{\circ}SE$, $N60^{\circ}-70^{\circ}E$; $70^{\circ}-80^{\circ}SE$ e $N160^{\circ}-170^{\circ}E$; $55^{\circ}-70^{\circ}SW$, para além destas famílias será importante referir a existência das 3 descontinuidades sub-horizontais de grande extensão localizadas nesta zona, a saber: $N134^{\circ}E$; $10^{\circ}NE$, $N160^{\circ}E$; $12^{\circ}NE$ e $N62^{\circ}E$; $10^{\circ}NW$. As descontinuidades apresentam espaçamentos muito afastados (F_{1-2}) com um valor médio global de 80 cm, não sendo de desprezar a percentagem de 35% de espaçamentos medianamente afastados (F_3), com um valor médio de 42,5 cm. Na maioria dos casos (53%) as descontinuidades apresentam-se fechadas, sem qualquer preenchimento e muito pouco contínuas. Neste caso de estudo foram realizadas 6 estações geomecânicas (ensaio esclerométrico), as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média (S_{1-2} ; $\approx 67,4$ MPa). O $RQD_{teórico}$ estimado para este perfil é de 65%. Estes dois últimos parâmetros são os mais altos desta análise por zonas geotécnicas, o que atesta a melhor qualidade desta zona (Tabela 4.7).

4.6.5 Definição da blocometria geral

A importância da determinação do bloco unitário dos maciços rochosos é significativa (González de Vallejo & Ferrer, 2011). A dimensão dos blocos que formam o maciço rochoso condiciona o seu comportamento, as suas propriedades de resistência e a sua deformabilidade. A forma do bloco unitário é determinada, em regra, a partir da orientação das descontinuidades e do número de famílias, enquanto a dimensão dos blocos é determinada pelo seu espaçamento, continuidade e número de famílias de descontinuidades. A determinação do tamanho dos blocos pode ser realizada de diversas formas, entre as quais através do parâmetro J_v (*volumetric joint count*). Este parâmetro representa o número total de descontinuidades que interseam uma unidade de volume (1 m^3) de um dado maciço rochoso (ISRM, 1978; Palmström, 2005; González de Vallejo & Ferrer, 2011). Recentemente, Palmström (2005) propôs uma nova correlação entre o RQD e o J_v (Expressão 4.1) que permite uma modelação blocométrica com um bom grau de fiabilidade.

$$RQD = 110 - 2,5 \times J_v \quad (4.1)$$

Para o caso da zona geotécnica 1 (ZG1), não é possível apresentar qualquer tipo de análise da blocometria, dado o grau de alteração do maciço.

No que diz respeito à zona geotécnica 2 (ZG2), a dimensão dos blocos é pequena, uma vez que o J_v varia entre 21 e 36 descontinuidades/ m^3 .

Por seu turno, na zona geotécnica 3 (ZG3), os blocos são pequenos a médios, com J_v a variar entre 13 e 32 descontinuidades/ m^3 .

A Figura 4.11 ilustra de forma esquemática a geometria típica dos blocos rochosos para as zonas geotécnicas ZG2 e ZG3.

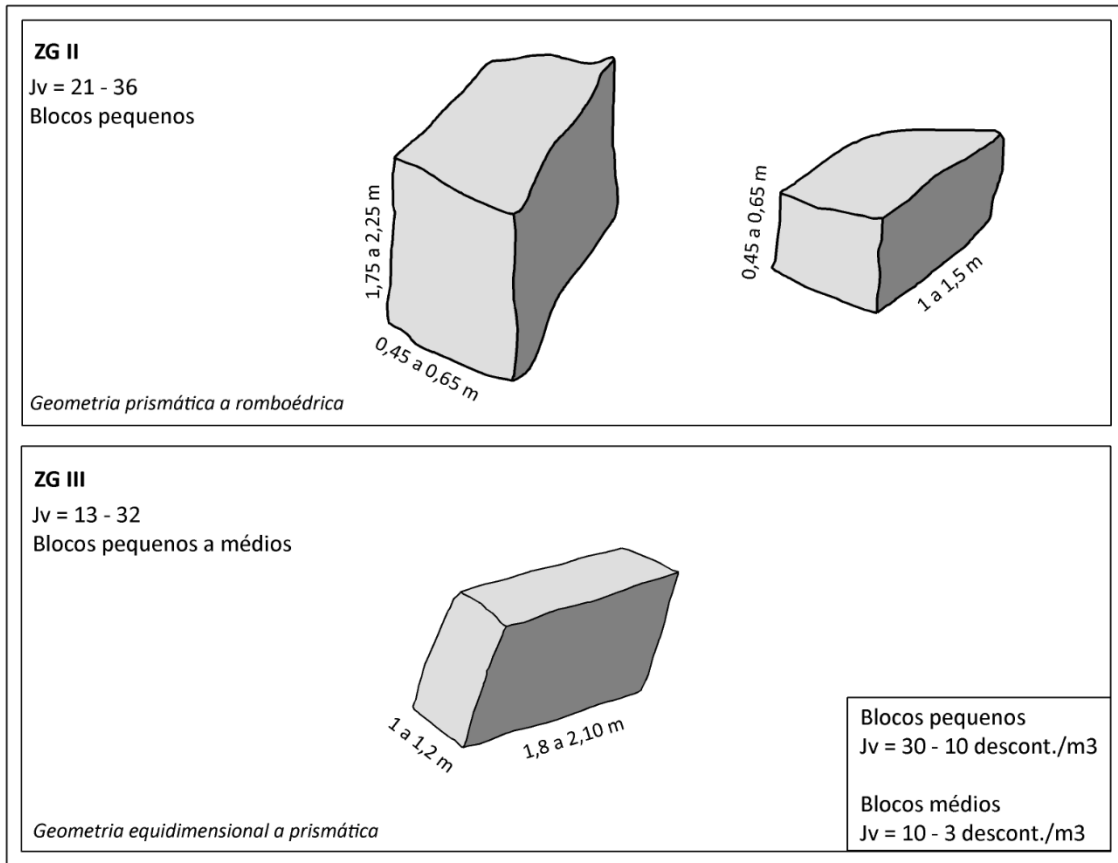


Figura 4.11 - Geometria típica dos blocos rochosos nas zonas geotécnicas ZG2 e ZG3.

4.6.6 Cartografia de zonamento geotécnico

Conjugando toda a informação anterior e as investigações geológico-geotécnicas realizadas no terreno foi possível definir uma cartografia de zonamento geotécnico para o talude dos Escuteiros. A Figura 4.12 apresenta o zonamento geotécnico para o talude dos Escuteiros.

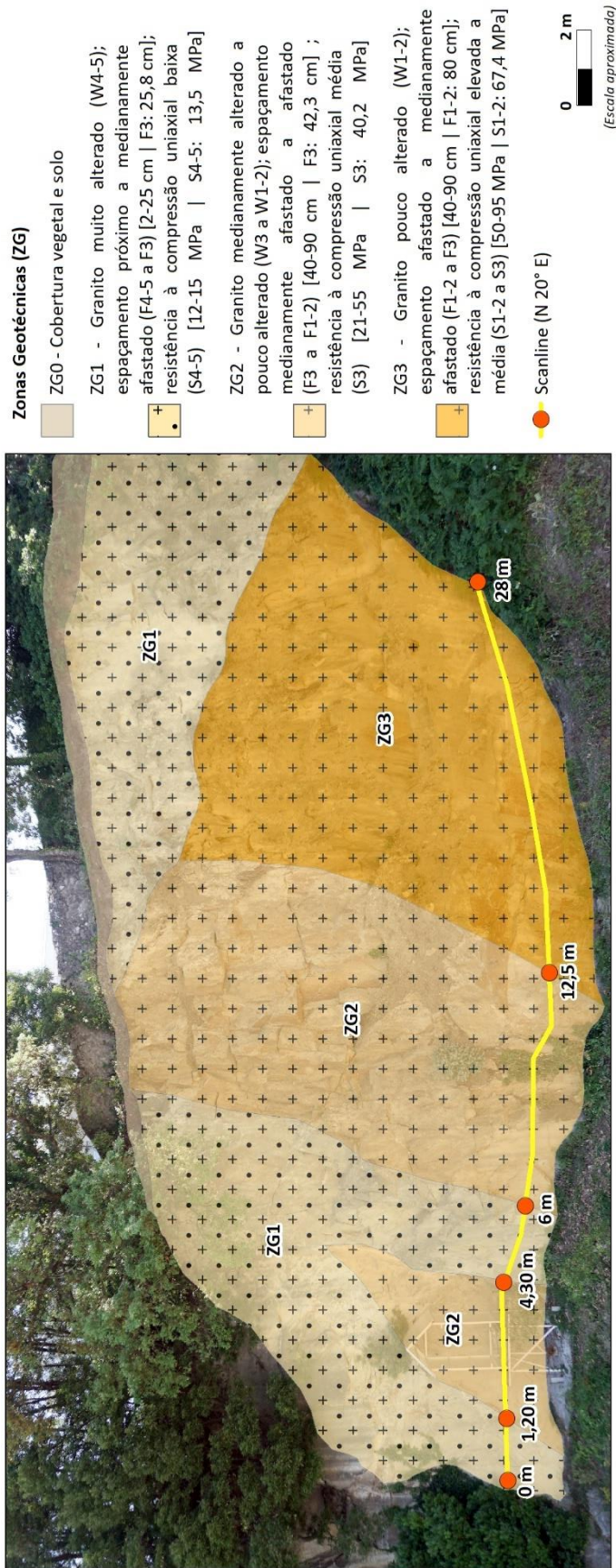


Figura 4.12 – Cartografia do zonamento geotécnico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).

4.7 CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE GEOESTRUTURAL

4.7.1 Geomecânica de maciços rochosos

De modo a avaliar a competência do maciço rochoso do talude dos Escuteiros aplicaram-se três classificações geomecânicas: *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). Na Tabela 4.8 apresenta-se a síntese dos resultados das três classificações aplicadas às três zonas geotécnicas do talude dos Escuteiros.

De acordo com a análise das classificações aplicadas, a zona geotécnica 1 (ZG1) classifica-se de qualidade muito fraca a fraca, a zona geotécnica 2 (ZG2) de qualidade razoável a fraca e a zona geotécnica 3 (ZG3) de qualidade razoável a boa.

Tabela 4.8 - Síntese das características das três zonas geotécnicas do talude dos Escuteiros, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI.

Síntese das características do talude dos Escuteiros (Gaia) de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI				
Zonas geotécnicas / Classificações geomecânicas	RMR (Bieniawski, 1989)	SMR (Romana, 1985, 1993)	GSI (Hoek et al., 1998)	GSI (Hoek et al., 2013)
ZG1	32	32	25 – 30	23
	Maciço de má qualidade (Classe IV)	Maciço de má qualidade (Classe IVa)	Maciço de muito fraca a fraca qualidade	Maciço de muito fraca qualidade
ZG2	28	39	40 – 45	34
	Maciço de má qualidade (Classe IV)	Maciço de má qualidade (Classe IVa)	Maciço de qualidade razoável e fraca	Maciço de fraca qualidade a razoável
ZG3	43	58	65 – 70	42
	Maciço de qualidade razoável (Classe III)	Maciço de qualidade razoável (Classe IIIa)	Maciço de boa qualidade	Maciço de razoável qualidade a boa

4.7.2 Parâmetros geomecânicos adotados

Tendo em vista a necessidade da obtenção dos parâmetros geológico-geotécnicos para a introdução nos respectivos modelos geomecânicos, apresenta-se na Tabela 4.9 e na Tabela 4.10

uma síntese de alguns parâmetros geomecânicos necessários na utilização dos modelos de cálculo.

Tabela 4.9 - Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados para o talude dos Escuteiros.

Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados para o talude dos Escuteiros (Gaia)			
Zonas geotécnicas	Litologia	Resistência à compressão uniaxial, UCS (MPa)	Peso volúmico, γ (kN/m ³)
ZG1	Granito de duas micas, de grão médio a fino	S ₃ : 23,8 [13 - 34]	26
ZG2		S ₃ : 40,2 [21 - 55]	
ZG3		S ₁₋₂ : 67,4 [60 - 95]	

Tabela 4.10 - Valores de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e parâmetro da rocha intacta (mi) para o maciço do talude dos Escuteiros.

Valores de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e parâmetro da rocha intacta (mi) para o maciço do talude dos Escuteiros				
Zonas geotécnicas	Litologia	Coesão, c (MPa) (González de Vallejo & Ferrer, 2011)	Ângulo de atrito, ϕ (°) (González de Vallejo & Ferrer, 2011)	mi (Koek, 2007)
ZG1	Granito de duas micas, de grão médio a fino	15 - 50	40° - 50°	33
ZG2				
ZG3				

4.7.3 Cartografia de zonamento geomecânico

A Figura 4.13 ilustra a cartografia de zonamento geomecânico, evidenciando duas zonas geomecânicas, ZGM1 e ZGM2, do talude rochoso dos Escuteiros.

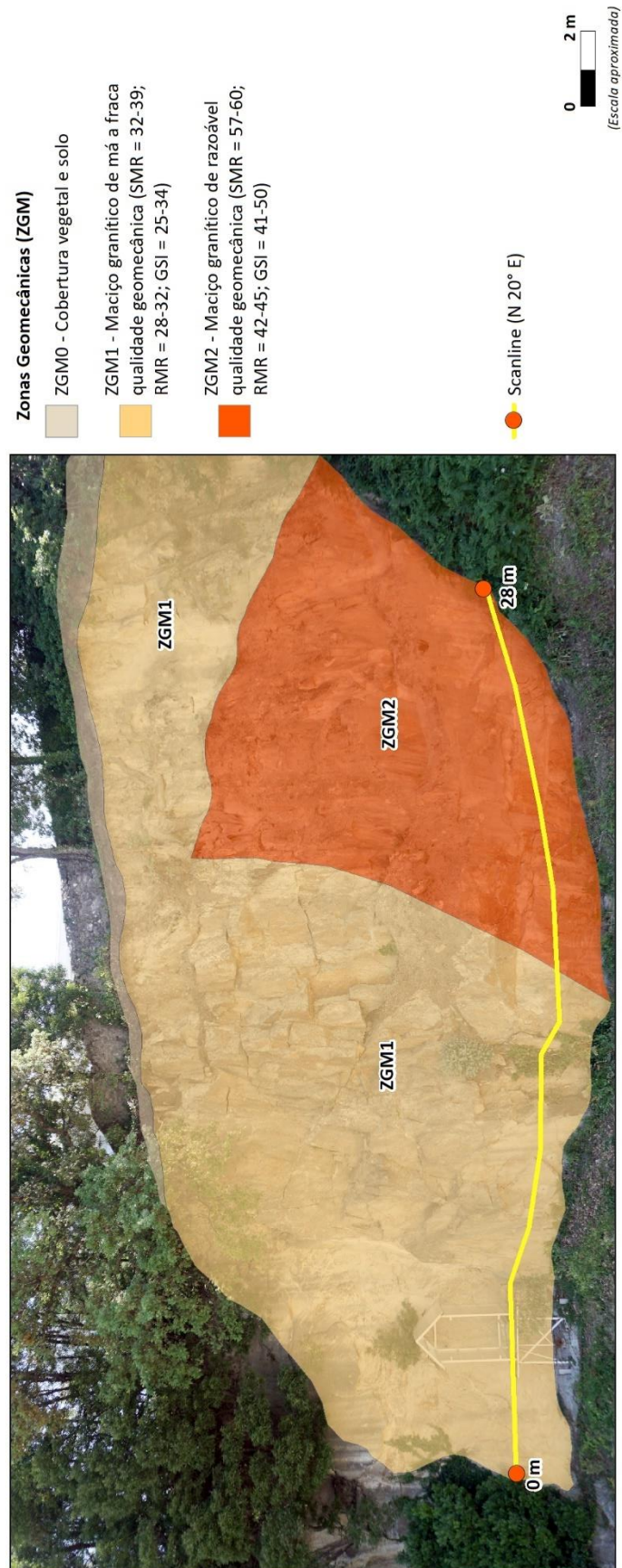


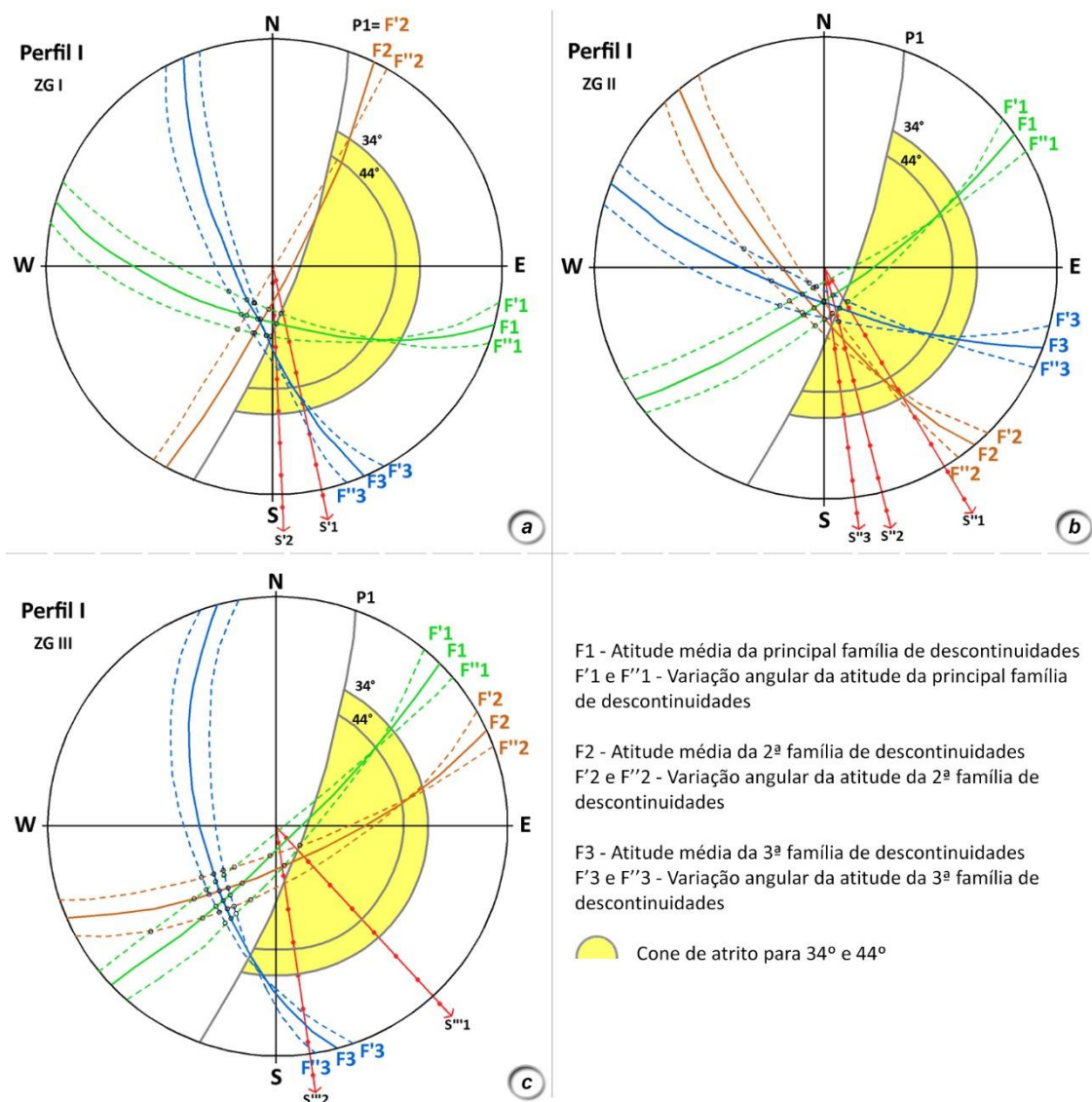
Figura 4.13 - Cartografia do zonamento geomecânico do talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).

4.7.4 Análise de estabilidade geoestrutural (Teste de *Markland*)

A análise de estabilidade geoestrutural representa uma perspectiva direta de estudo do talude em relação às tipologias de quedas de blocos que deste possam surgir envolvendo as várias descontinuidades, principalmente as famílias de descontinuidades com maior representatividade, e a direção e inclinação do talude. Essas quedas poderão ser devidas a tombamentos, roturas planares e roturas em cunha.

Para avaliar as tipologias de roturas que serão prováveis de acontecer, foi realizado o Teste de *Markland* (Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004; Wyllie, 2014), aplicando-o em específico para cada uma das zonas geotécnicas previamente determinadas, ou seja, ZG1, ZG2 e ZG3. Foram sempre tidos em conta os valores específicos obtidos no estudo individual por zonamento geotécnico apresentados anteriormente. Nesta análise foi então considerada a orientação média do talude, as atitudes médias das três famílias de descontinuidades, bem como a variação dessas atitudes em cada zona geotécnica. Para além disso, foram considerados os valores extremos do intervalo do ângulo de atrito (ϕ) 40° e 50°. Seguindo as recomendações do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010), foi aplicado um coeficiente de segurança parcial de 1,25 à tangente do ângulo de atrito, dando origem aos valores realmente utilizados nesta análise de estabilidade, ou seja, 34° e 44° (Figura 4.14).

Salienta-se que, apesar de as descontinuidades sub-horizontais não terem sido integradas nesta análise de estabilidade, o seu papel pode, em muitos casos, ser importante como elemento instabilizador de diversos blocos rochosos.



Zonas Geotécnicas (ZG)	Atitude média do perfil	Atitudes médias (F) das 3 famílias de descontinuidades e respectivas variações angulares (F' e F'')								
Perfil 1		F1	F'1	F''1	F2	F'2	F''2	F3	F'3	F''3
ZG1	N 20 E; 80 SE	N 105 E; 70 SW	N 100 E; 65 SW	N 110 E; 75 SW	N 25 E; 83 SE	N 20 E; 80 SE	N 30 E; 88 SE	N 155 E; 77 SW	N 150 E; 72 SW	N 160 E; 82 SW
ZG2		N 55 E; 80 SE	N 50 E; 75 SE	N 60 E; 85 SE	N 140 E; 77 SW	N 135 E; 72 SW	N 145 E; 82 SW	N 110 E; 77 SW	N 105 E; 72 SW	N 115 E; 82 SW
ZG3		N 45 E; 83 SE	N 40 E; 78 SE	N 50 E; 88 SE	N 65 E; 75 SE	N 60 E; 70 SE	N 70 E; 80 SE	N 165 E; 63 SW	N 160 E; 58 SW	N 170 E; 68 SW

Atitudes médias dos sentidos de escorregamento efectivos	S'1	S'2	S''1	S''2	S''3	S'''1	S'''2
	73/N166E	65/N178E	-	-	-	-	-
	-	-	75/N149E	70-80/N166E	72/N173E	-	-
	-	-	-	-	-	78/N138E	74/N172E

d

Figura 4.14 - Análise da estabilidade para o talude de Santo Ovídio: a – ZG1; b – ZG2; c – ZG3; d - atitudes médias e variações angulares das três famílias de descontinuidades e atitudes dos sentidos médios de escorregamento efectivo nas 3 zonas geotécnicas.

4.7.4.1 Zona geotécnica 1 - ZG1

A análise de estabilidade realizada na zona ZG1 (Figura 4.14a) permite verificar que as roturas por tombamento não são prováveis de acontecer. Por outro lado, poderão ocorrer roturas planares envolvendo a segunda família de descontinuidades família (F2), uma vez que estas descontinuidades apresentam uma direção sub-paralela à do talude e inclinações direcionadas para o mesmo quadrante e por vezes superiores à do mesmo. Além disso, as interseções de duas das famílias de descontinuidades, F1 e F2, poderão dar origem a roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante SSE, com atitudes médias de $73^\circ/\text{N}166^\circ\text{E}$ (S'1) e $65^\circ/\text{N}178^\circ\text{E}$ (S'2).

4.7.4.2 Zona geotécnica 2 – ZG2

A análise de estabilidade realizada na zona ZG2 (Figura 4.14b) permite verificar que as roturas por tombamento e as roturas planares não são prováveis de ocorrer. Por outro lado, as interseções das três famílias de descontinuidades, F1, F2 e F3, poderão dar origem a roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante SSE, com atitudes médias de $75^\circ/\text{N}149^\circ\text{E}$ (S''1, F1-F3); $70^\circ\text{-}80^\circ/\text{N}166^\circ\text{E}$ (S''2, F2-F3) e $72^\circ/\text{N}173^\circ\text{E}$ (S''3, F1-F2).

4.7.4.3 Zona geotécnica 3 – ZG3

A análise de estabilidade realizada na zona ZG3 (Figura 4.14c) permite verificar que as roturas por tombamento e as roturas planares não são prováveis de ocorrer. Por outro lado, as interseções de duas das famílias de descontinuidades, F1 e F2, poderão dar origem a roturas em cunha, com sentidos de escorregamento efetivos para o quadrante SSE, com atitudes médias de $78^\circ/\text{N}138^\circ\text{E}$ (S'''1) e $74^\circ/\text{N}172^\circ\text{E}$ (S'''2).

4.7.5 Análise de suscetibilidade e nível de perigosidade de taludes rochosos

Existe uma grande diversidade de métodos e técnicas para a avaliação da estabilidade de taludes na fase de projeto. Contudo, os métodos e técnicas para esta avaliação durante a fase de exploração, isto é, que utilizam principalmente informações sobre o que foi realmente construído e o seu estado real relatado a partir de inspeções visuais, sistemas de monitorização e informações indiretas (tais como o clima e o zonamento sísmico), são escassos (*e.g.*, Pinheiro et al., 2015; Vaz & Zêzere, 2016). Apesar de já terem sido propostos diversos sistemas de classificação de qualidade geotécnica e estrutural, estes apresentam, normalmente, um número limitado de fatores envolvidos na estabilidade dos taludes rochosos e estão, em geral, limitados à análise de alguns processos de rotura, tais como o *Rockfall Hazard Rating System* (RHRS)

proposto por Pierson et al. (1990), o qual foi posteriormente modificado e atualizado por Budetta (2004), o RHRSm, e mais recentemente adaptado por Pinheiro et al. (2014, 2015), o RHRSm2. Este sistema destina-se à obtenção de um índice de qualidade aplicado a taludes predominantemente rochosos em meios rodoviários.

Neste sentido, o Índice de Qualidade de Taludes (SQI – *Slope Quality Index*), desenvolvido por Pinheiro et al. (2015), é um sistema que integra a avaliação de uma vasta gama de fatores internos e externos relacionados com a qualidade e estabilidade dos taludes. Este sistema baseia-se no sistema de classificação de maciços rochosos desenvolvido por Liu et al. (2007).

De modo a avaliar a suscetibilidade e o nível de perigosidade do talude rochoso dos Escuteiros foram aplicados, com diversas adaptações, o *Rockfall Hazard Rating System*, versão RHRSm2, e o Índice de Qualidade de Taludes (SQI), ambos propostos por Pinheiro et al. (2015). Salienta-se o facto de o índice SQI incorporar no seio dos fatores geológico-geomecânicos o valor obtido para o sistema RHRSm2 e ainda, por exemplo, o SMR (*Slope Mass Rating*) ou o RMR (*Rock Mass Rating*).

Na Tabela 4.11 apresenta-se a síntese dos resultados dos dois métodos aplicados às zonas geomecânicas ZGM1 e ZGM2 definidas, anteriormente, para o talude dos Escuteiros.

Tabela 4.11 – Síntese das características das zonas geomecânicas ZGM1 e ZGM2 do talude dos Escuteiros, de acordo com os sistemas RHRSm2 e SQI.

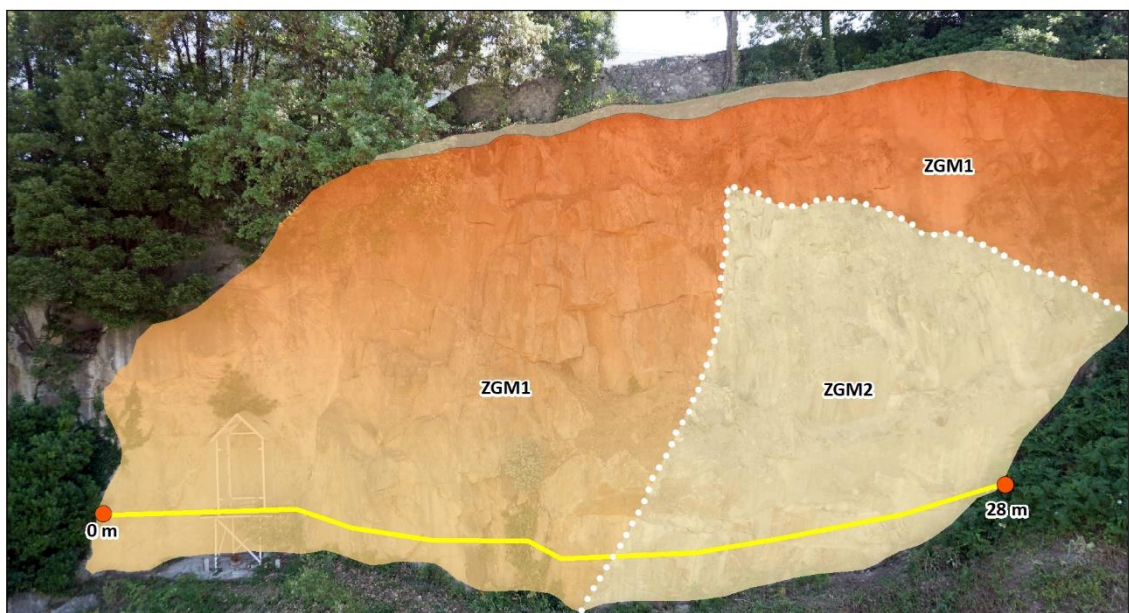
Zonas geomecânicas (ZGM)	Sistema de perigosidade de queda de blocos (RHRSm2)	
	Índice de Qualidade do Talude (SQI)	
	<i>Rockfall Hazard Rating System</i> (RHRSm2) (Pierson et al., 1990; Budetta, 2004; Pinheiro et al., 2015)	<i>Slope Quality Index</i> (SQI) (Pinheiro et al., 2015)
	408	3,5
ZGM1 (ZG1 e ZG2)	Grau de suscetibilidade: elevado Intervenção: urgente	Estado do talude: fraco a mediano Nível de perigosidade: elevado a moderado
	270	3,1
ZGM2 (ZG3)	Grau de suscetibilidade: elevado Intervenção: urgente	Estado do talude: mediano Nível de perigosidade: moderado

De acordo com a análise dos dados obtidos através do sistema RHRSm2, a zona geomecânica ZGM1 apresenta um grau de suscetibilidade elevado, preconizando uma intervenção urgente; por seu turno, a zona geomecânica ZGM2 exibe um grau de suscetibilidade moderado, sendo aconselhada uma intervenção a curto prazo.

No que diz respeito ao índice SQI, a zona geomecânica ZGM1 exibe um nível de perigosidade elevado a moderado, enquanto que a zona geomecânica ZGM2 apresenta um nível de perigosidade elevado.

Desta forma, é possível verificar que, em ambas as análises, a zona geomecânica mais crítica é a ZGM1.

A Figura 4.15 ilustra a cartografia dos resultados obtidos para os dois métodos (RHRSm2 e SQI) no talude dos Escuteiros.





Zonas geomecânicas (ZGM)	Sistema de Perigosidade de Queda de Blocos (RHRSm2) Índice de Qualidade do Talude (SQI)	
	<i>Rockfall Hazard Rating System (RHRSm2)</i> <small>(Pierson et al., 1990; Budetta, 2004; Pinheiro et al., 2015)</small>	<i>Slope Quality Index (SQI)</i> <small>(Pinheiro et al., 2015)</small>
ZGM1 [ZG1 e ZG2] 	408 Grau de suscetibilidade: elevado Intervenção: urgente	3,5 Estado do talude: fraco a mediano Nível de perigosidade: elevado a moderado
ZGM2 [ZG3] 	270 Grau de suscetibilidade: moderado Intervenção: curto prazo	3,1 Estado do talude: mediano Nível de perigosidade: moderado

Figura 4.15 - Cartografia da suscetibilidade e grau de perigosidade para o talude rochoso dos Escuteiros, Santo Ovídio (Vila Nova Gaia).

4.8 INSPEÇÃO DO TALUDE

No decorrer do presente relatório foram realizadas 4 visitas ao talude dos Escuteiros com o objetivo de estudar e compreender o estado atual do caso de estudo, através de uma inspeção visual, para a identificação e hierarquização dos diferentes blocos instáveis.

Numa fase inicial da inspeção visual, foram identificados, no local, e de uma forma individualizada, os blocos rochosos com maior potencial de perigosidade e as diferentes causas de instabilização. Após a remoção da vegetação da face do talude rochoso, foram registadas algumas quedas de blocos, de média dimensão. Esses mesmos blocos foram então catalogados e transportados para o Laboratório de Materiais, do Instituto Superior de Engenharia do Porto, com o intuito de serem realizados ensaios (*Point Load e Tilt Test*) a fim de serem aferidos os valores da resistência à compressão uniaxial da rocha e do ângulo de atrito das discontinuidades nas zonas geotécnicas identificadas.

No âmbito do estudo do talude dos Escuteiros foi adaptada a ficha de inspeção, inicialmente desenvolvida por Pacheco (2015), com o propósito de identificar blocos potencialmente instáveis, apresentada no Capítulo 3. De acordo com o estado da estrutura geológica foram identificados 3 blocos com indícios de instabilidade, localizados em duas zonas geotécnicas do talude. De acordo com a Tabela 4.12 é possível localizar e definir o nível de gravidade desses blocos.

Tabela 4.12 – Avaliação do talude dos escuteiros referente à catalogação e nível de gravidade dos blocos (NGB).

Zonas geotécnicas	Nível de gravidade dos blocos (NGB)			
	5 a 8 (Baixo)	9 a 12 (Médio)	13 a 16 (Elevado)	17 a 19 (Muito elevado)
ZG1	0	0	0	1
ZG2	0	0	1	1
ZG3	0	0	0	0

Apesar da zona geotécnica 2 (ZG2) apresentar 2 blocos potencialmente instáveis, é na zona geotécnica 1 (ZG1) que se verifica maior perigosidade no que toca a queda de blocos, devido ao mau estado do material geológico.

A generalidade dos blocos instáveis que caracterizam o talude rochoso dos Escuteiros, foram identificados nas respetivas fichas de inspeção representados no Anexo II.

Após uma análise das fichas de inspeção é possível constatar que:

- Existem 2 blocos não isolados e 1 bloco isolado potencialmente instáveis;
- A classe de resistência dos blocos é, frequentemente, S_3 ;
- A presença de vegetação com efeito estabilizador e o descalçamento são anomalias comuns a todos os blocos identificados;
- A presença de descontinuidades e abertura das descontinuidades são anomalias comuns aos dois blocos não isolados identificados;
- Nos blocos não isolados o tipo de instabilidade potencial observado é por rotura em cunha.

O talude rochoso dos Escuteiros realça a componente natural de um lugar destinado a atividades ao ar livre e convívio entre pessoas de todas as idades. Desta forma, crê-se que esta estrutura deva ser preservada com certos cuidados para que o espaço que representa, reservado a este grupo e às gerações vindouras de escuteiros, continue a ser aproveitado com a devida proteção e segurança. Relativamente aos fatores de instabilidade, a vegetação pode apresentar um problema no futuro uma vez que, como já foi referido, apresenta um fator de instabilização no que toca à criação de novas descontinuidades e da abertura das existentes. Crê-se que, quando aplicada a estrutura de proteção, seja apresentada uma atenção aos aspetos de monitorização de forma cuidada e sistematizada. O descalçamento dos blocos instáveis apresenta-se, de igual forma, como um fator de instabilização comum às zonas geotécnicas e com um nível de gravidade elevado, comum a todos os blocos, como foi demonstrado nas fichas de inspeção (ver Anexo II). O nível de meteorização agravar-se-á com o passar do tempo, devido, principalmente, a ações intempéries, que consequentemente servirão para aumentar as superfícies de descalçamento dos blocos, os quais, eventualmente, acabarão por cair.

4.9 MODELAÇÃO E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE COM RECURSO A PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

O modelo tridimensional do talude rochoso dos Escuteiros foi desenvolvido com o apoio de um veículo aéreo não tripulado ou normalmente conhecido por “drone”, por processos já referidos no Capítulo 3 deste documento. Este modelo 3D (Figura 4.16) apresentou-se, desde logo, como uma mais valia na execução do estudo e nas modelações do talude, com recurso aos programas cálculo automático *Swedge* e *Rocfall*, ambos da *Rocscience*. A modelação foi possível na medida em que se conseguiram importar perfis transversais com bastante pormenor, para os *softwares* de cálculo, possibilitando a caracterização dos materiais com um nível de fiabilidade que, de outro modo, não seria possível. Esta caracterização de todos os parâmetros necessários à modelação, tornou-se possível graças à informação das fichas de inspeção, na identificação dos blocos com potencial de queda, e o estudo de cada uma das zonas geomecânicas, fundamentado com o cruzamento das diferentes descontinuidades e seleção de cunhas instáveis através do teste de *Markland* (Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004; Wyllie, 2014).

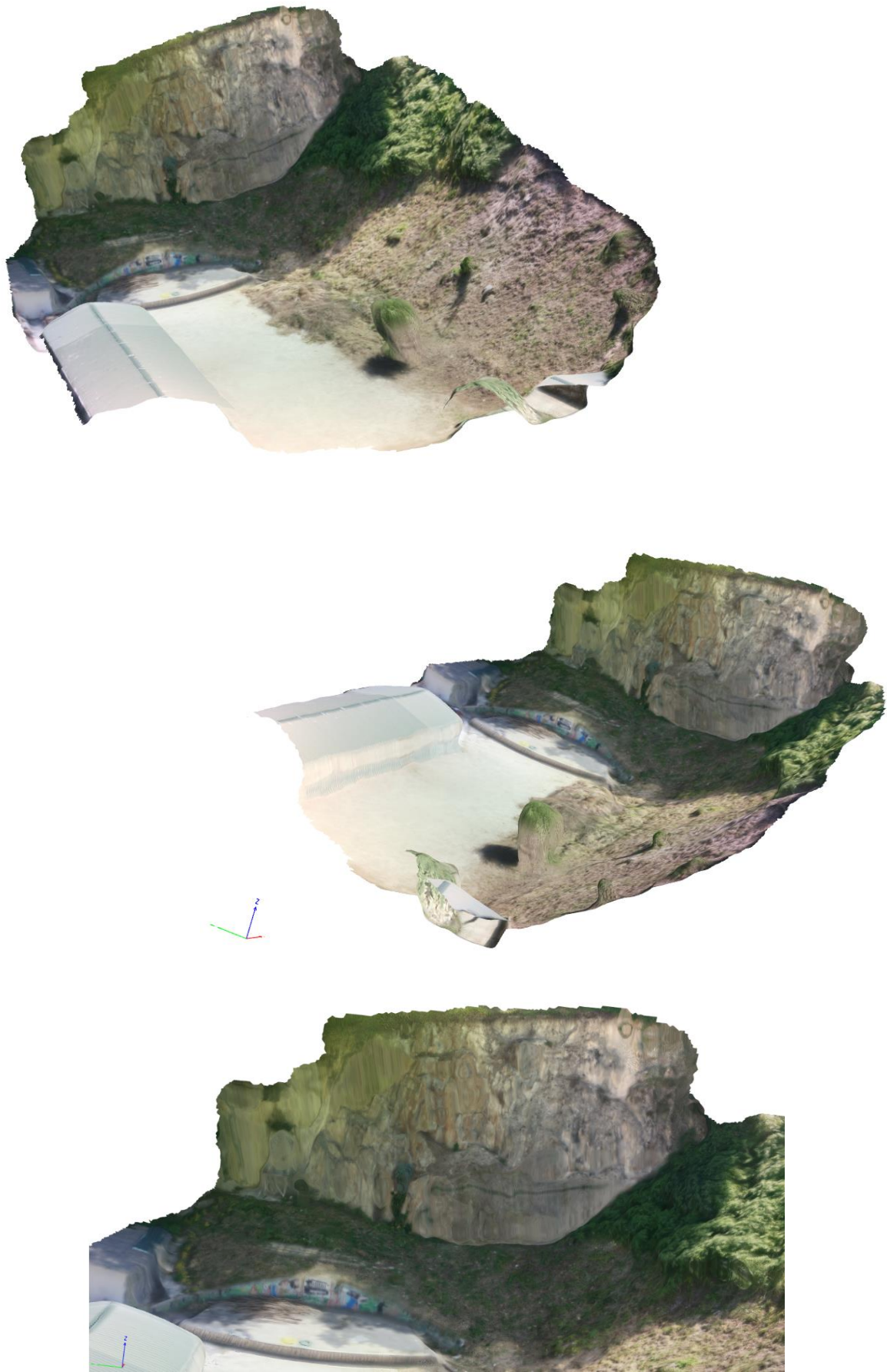


Figura 4.16 – Modelo 3D do talude rochoso dos Escuteiros com diferentes perspectivas.

4.9.1 Análise de estabilidade de blocos rochosos: *Swedge*

Para a modelação com o programa *Swedge* foi utilizada uma análise determinística e um formato de bloco em cunha (Figura 4.17).

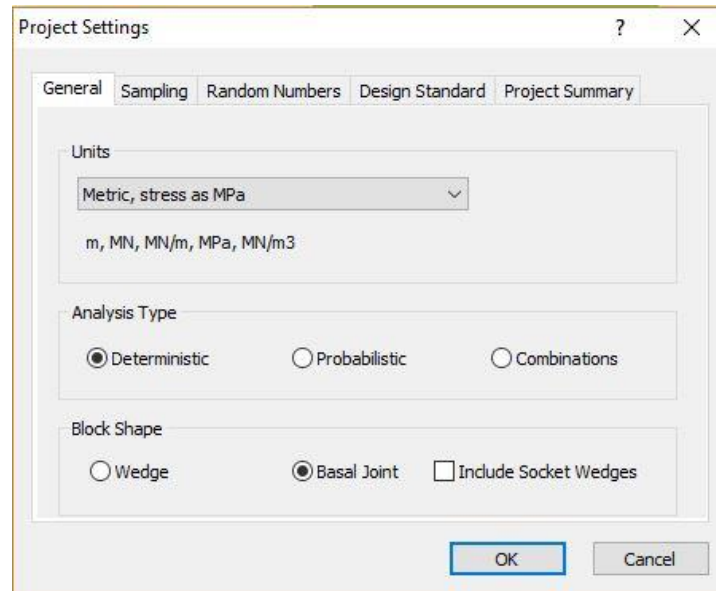


Figura 4.17 - Definições de projeto consideradas nas modelações com o Swedge.

Consideraram-se, para efeitos de modelação, as seguintes atitudes para cada uma das zonas (Tabelas 4.13 a 4.15):

Tabela 4.13 - Atitudes da ZG1.

CONVERSÃO DE PLANOS (Notação Europeia => Formato Dip Direction)

		Entrada de Dados (Planos)					Valores Finais (DIPS)	
		Orientação			Inclinação		Dip	Dip Direction
ZG 1	F1	N	105	E	70	SW	70	195
	F'1	N	100	E	65	SW	65	190
	F''1	N	110	E	75	SW	75	200
	F2	N	25	E	83	SE	83	115
	F'2	N	20	E	80	SE	80	110
	F''2	N	30	E	88	SE	88	120
	F3	N	155	E	77	SW	77	245
	F'3	N	150	E	72	SW	72	240
	F''3	N	160	E	82	SW	82	250

Tabela 4.14 - Atitudes da ZG2.

CONVERSÃO DE PLANOS (Notação Europeia => Formato Dip Direction)

		Entrada de Dados (Planos)					Valores Finais (DIPS)	
		Orientação			Inclinação		Dip	Dip Direction
ZG 2	F1	N	55	E	80	SE	80	145
	F'1	N	50	E	75	SE	75	140
	F''1	N	60	E	85	SE	85	150
	F2	N	140	E	140	SW	140	230
	F'2	N	135	E	72	SW	72	225
	F''2	N	145	E	82	SW	82	235
	F3	N	110	E	77	SW	77	200
	F'3	N	105	E	72	SW	72	195
	F''3	N	115	E	82	SW	82	205

Tabela 4.15 - Atitudes da ZG3.

CONVERSÃO DE PLANOS (Notação Europeia => Formato Dip Direction)

		Entrada de Dados (Planos)					Valores Finais (DIPS)	
		Orientação			Inclinação		Dip	Dip Direction
ZG 3	F1	N	45	E	83	SE	83	135
	F'1	N	4	E	78	SE	78	94
	F''1	N	50	E	88	SE	88	140
	F2	N	65	E	75	SE	75	155
	F'2	N	60	E	70	SE	70	150
	F''2	N	70	E	80	SE	80	160
	F3	N	165	E	63	SW	63	255
	F'3	N	160	E	58	SW	58	250
	F''3	N	170	E	68	SW	68	260

Da modelação realizada verificou-se que os fatores de segurança avaliados para as cunhas identificadas são bastante superiores à unidade, contendo significativa reserva de segurança.

Nas Figuras 4.18 e 4.19 apresentam-se os resultados da avaliação da estabilidade de duas cunhas: a que resulta da interseção das descontinuidades F'1 e F''3, na qual se considerou um plano adicional no tardo da cunha, e uma outra que resulta do cruzamento das descontinuidades F''2 e F'3. Em ambas as situações considerou-se ainda a existência de um corte basal, de modo a materializar a forma e a blocometia das cunhas que se evidenciam no talude. A modelação com o *Swedge* permite visualizar as cunhas estudadas.

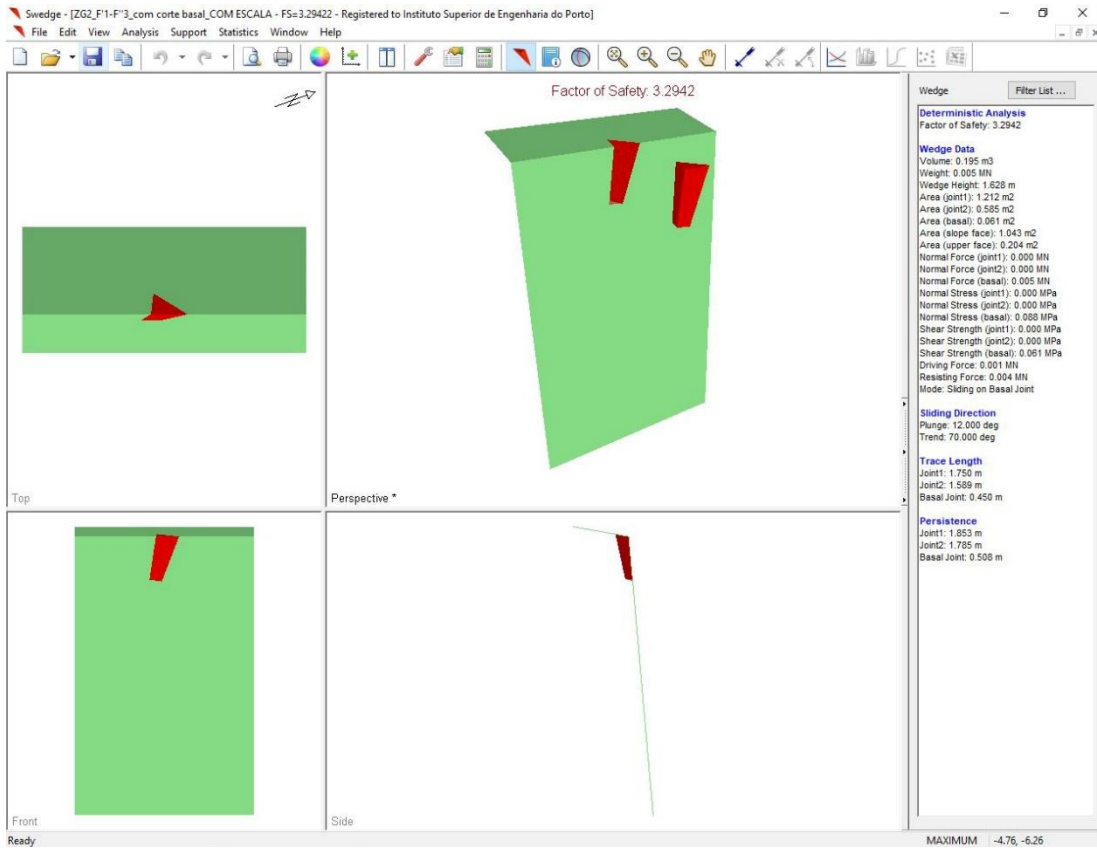


Figura 4.18 – Cunha formada pela interseção das famílias de descontinuidades F'1 e F'3.

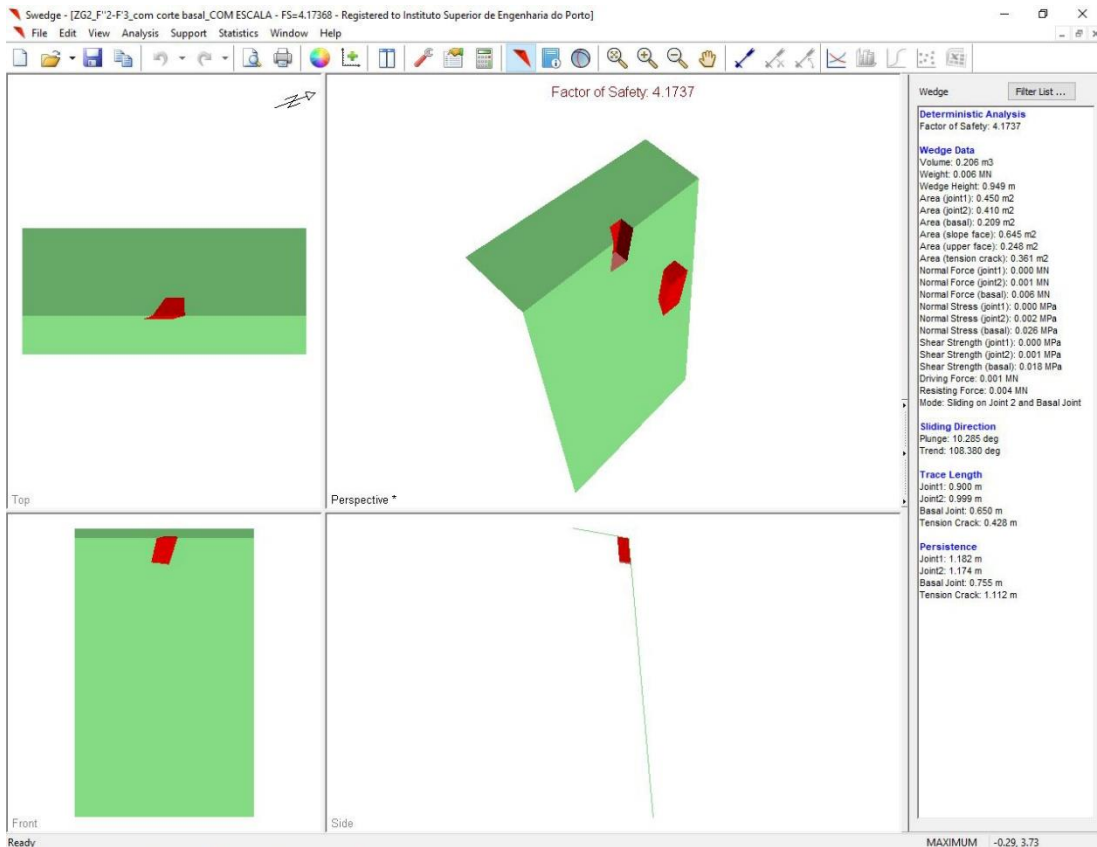


Figura 4.19 - Cunha formada pela interseção das famílias de descontinuidades F'2 e F'3.

A face do talude é, contudo, representada com uma forma plana, o que distorce a aparência das cunhas representadas. Na Figura 4.20 procurou representar-se a configuração da face frontal da cunha estudada, resultante do cruzamento das descontinuidades F'2 e F'3, acrescentando duas faces paralelas a essas descontinuidades.

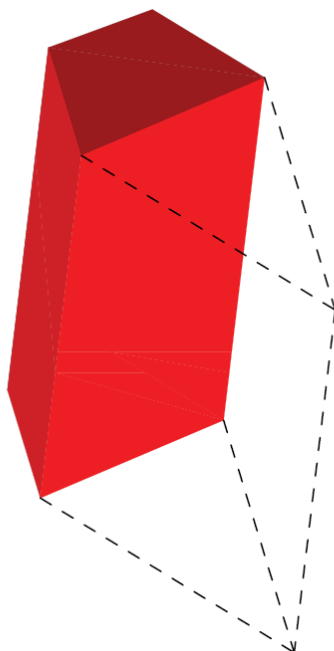


Figura 4.20 – Aparência real dos blocos identificados na face do talude rochoso dos Escuteiros.

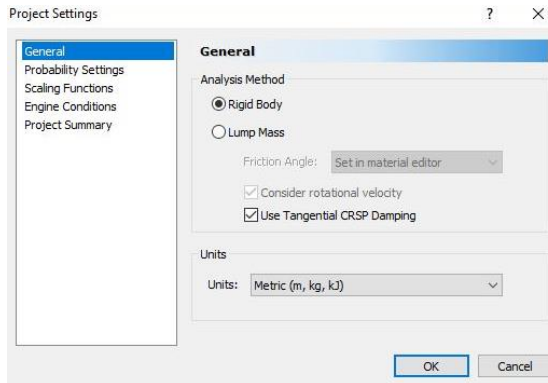
4.9.2 Rocfall

Com o programa de cálculo automático *Rocfall* modelou-se a queda dos 3 blocos instáveis identificados e atrás hierarquizados.

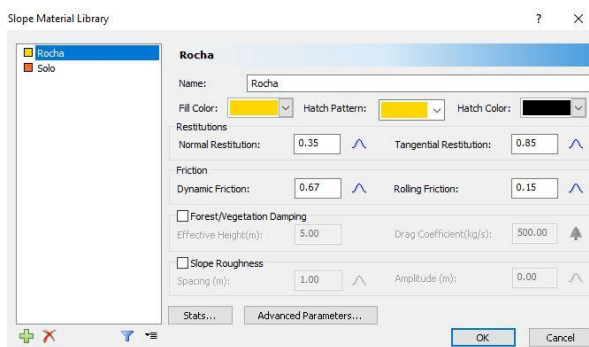
A Tabela 4.16 apresenta o processo faseado da modelação inicial no *software*, que passa por adaptar as condições dos perfis transversais, retirados do modelo tridimensional, às características do talude rochoso dos Escuteiros. Do modelo 3D obtiveram-se 3 perfis transversais coincidentes com as posições de cada bloco identificado nas fichas de inspeção (Anexo II). Os blocos instáveis correspondem aos seguintes perfis transversais:

- Bloco não isolado BL1 – Perfil transversal P7;
- Bloco isolado BI1 – Perfil transversal P4;
- Bloco não isolado BL2 – Perfil transversal P10.

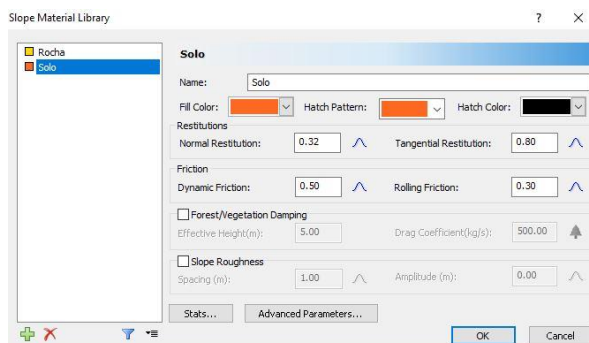
Tabela 4.16 – Processo faseado da modelação inicial, do talude rochoso dos Escuteiros, no programa de cálculo automático *Rocfall*.



Considerações iniciais de projeto. Neste caso de estudo optou-se pela opção *Rigid Body* na modelação de queda de blocos.



Na biblioteca de materiais identificou-se o material constituinte do talude rochoso dos Escuteiros, nomeadamente, granito de grão médio a fino, de duas micas, por vezes caulinizado.



Ainda na biblioteca de materiais identificou-se o material solo, na base do talude rochoso dos Escuteiros.

Para os três blocos considerou-se a opção *Rigid Body* admitindo-se para todos uma forma “Super Ellipse⁶ (1:2)”.

Para a modelação da queda do bloco BL1 consideraram-se as seguintes características, como demonstram as Figuras 4.21 e 4.22.

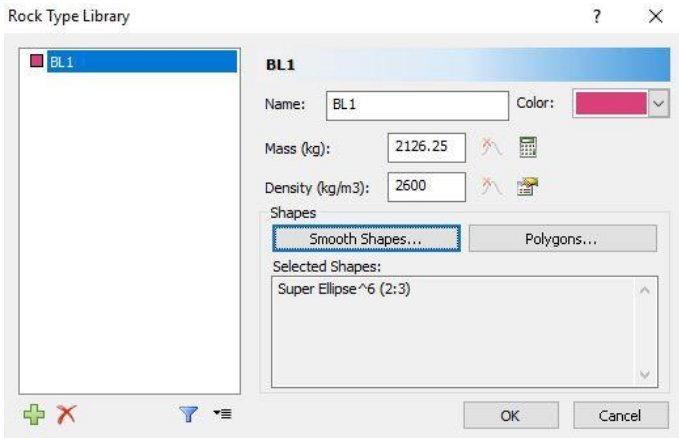


Figura 4.21 - Definição das propriedades do bloco não isolado BL1, em *Rock Type Library*, onde se definiram a massa (kg) e a densidade (kg/m³) do material.

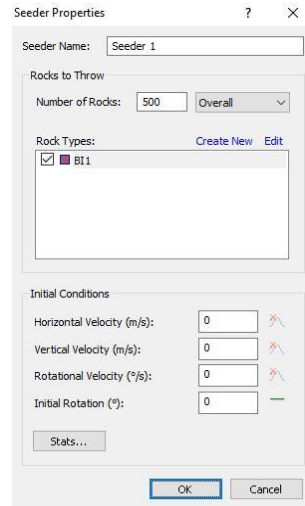


Figura 4.22 - Na definição dos *seeder properties*, para o bloco não isolado BL1, definiram-se 500 “ensaios” de lançamento de blocos.

Na Figura 4.23 apresentam-se as trajetórias evidenciadas pelos 500 blocos lançados, verificando-se que atingem uma zona consideravelmente afastada (14 m) do pé do talude.

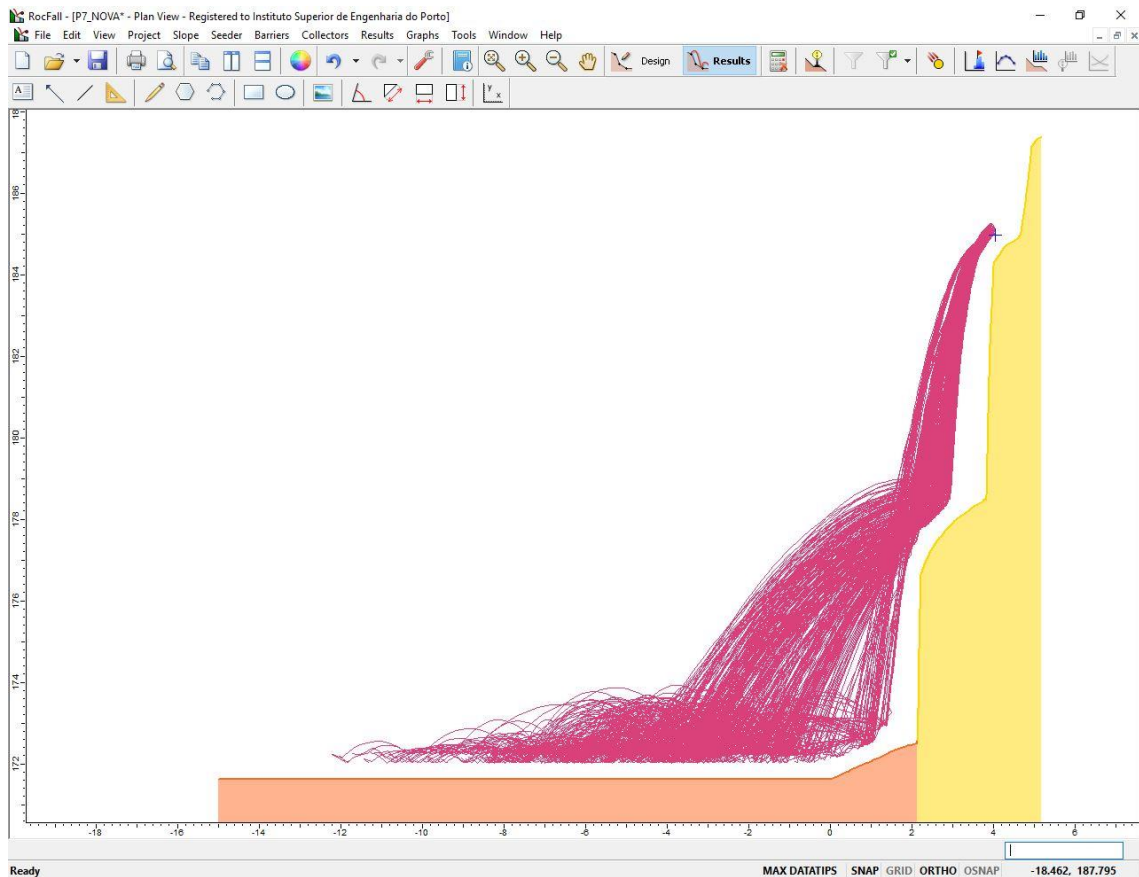


Figura 4.23 – Trajetórias das quedas do bloco rochoso BL1 ao longo do perfil transversal P7.

Para a modelação da queda do bloco isolado B11 consideraram-se as características representadas na Figura 4.24.

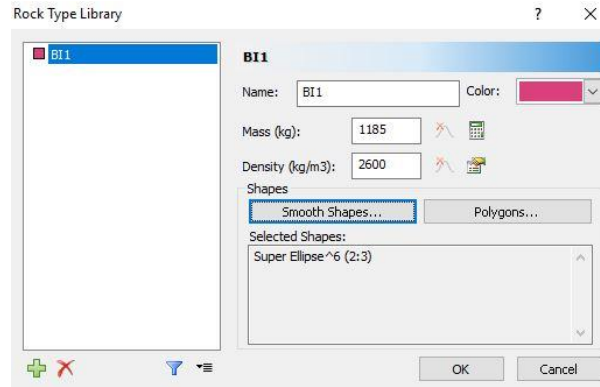


Figura 4.24 - Definição das propriedades do bloco isolado B11, em *Rock Type Library*, onde se definiram a massa (kg) e a densidade (kg/m^3) do material.

As propriedades dos *seeder properties*, para o bloco isolado B11, são idênticas às do bloco não isolado BL1 (Figura 4.22).

Na Figura 4.25 apresentam-se as trajetórias evidenciadas pelos 500 blocos lançados, verificando-se que atingem uma zona consideravelmente afastada (3,5 m) do pé do talude.

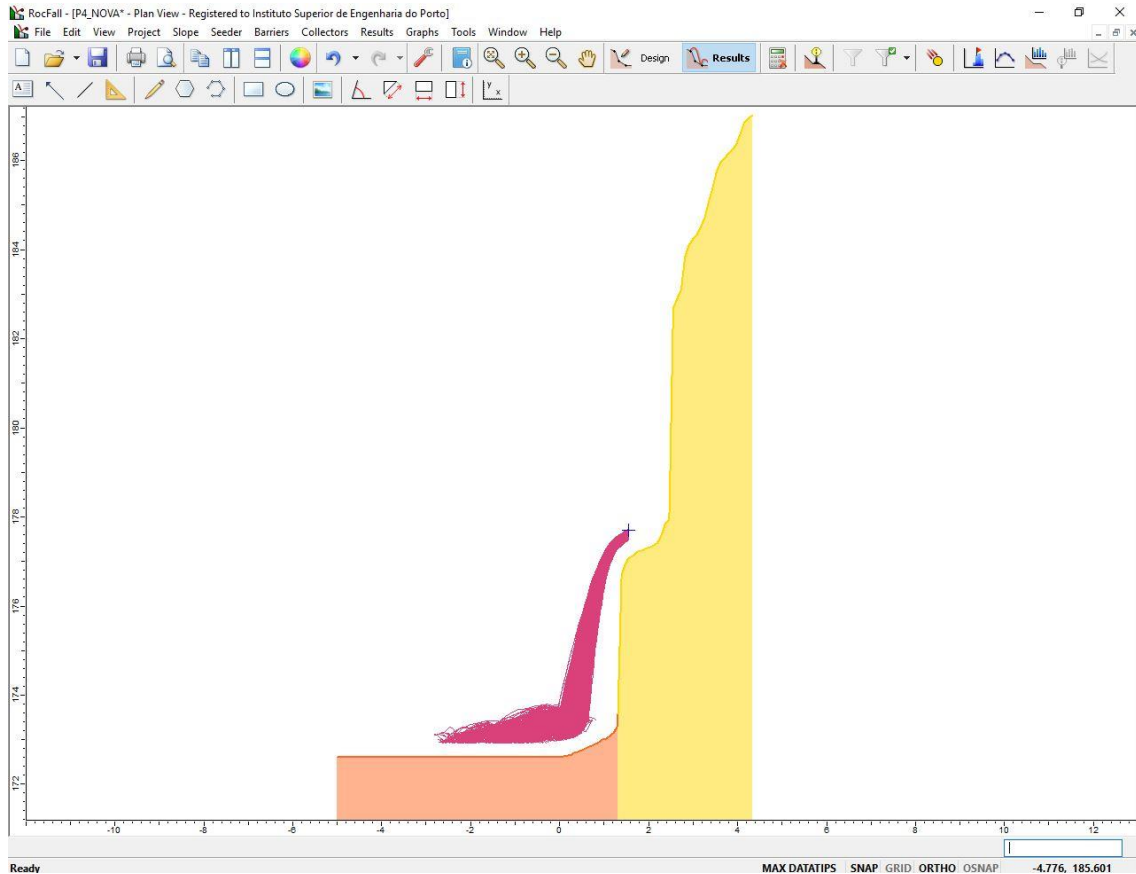


Figura 4.25 - Trajetórias das quedas do bloco rochoso B11 ao longo do perfil transversal P4.

Para a modelação da queda do bloco isolado BL2 consideraram-se as características representadas na Figura 4.26.

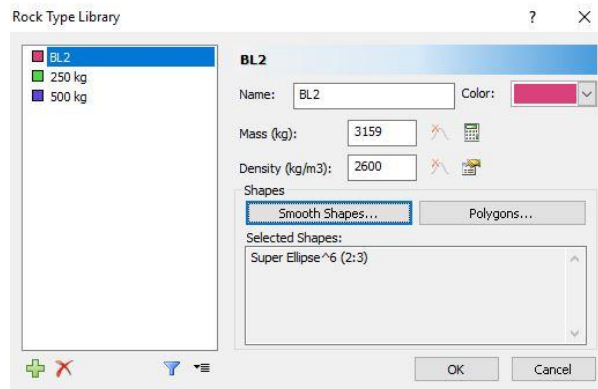


Figura 4.26 - Definição das propriedades do bloco não isolado BL2, em *Rock Type Library*, onde se definiram a massa (kg) e a densidade (kg/m³) do material.

As propriedades dos *seeder properties*, para o bloco não isolado BL2, são idênticas às do bloco não isolado BL1 (Figura 4.22).

Na Figura 4.27 apresentam-se as trajetórias evidenciadas pelos 500 blocos lançados, verificando-se que atingem uma zona consideravelmente afastada (16 m) do pé do talude.

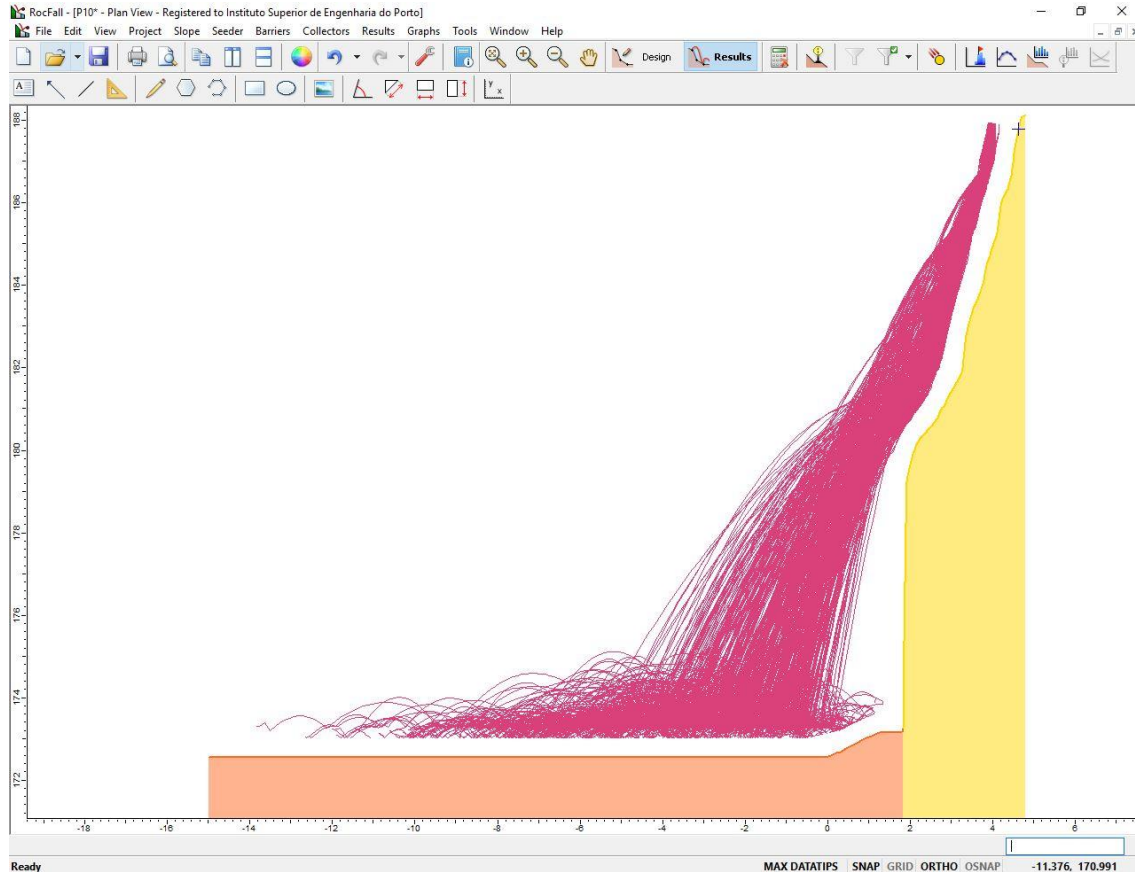


Figura 4.27 - Trajetórias das quedas do bloco rochoso BL2 ao longo do perfil transversal P10.

4.10 PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE PROTEÇÃO

Após o estudo realizado e procurando salvaguardar as condições de segurança dos utentes da área localizada na base do talude e garantir a disponibilização do maior espaço disponível, entendeu-se aconselhável propor a solução de proteção representada na Figura 4.28, constituída por uma rede de arame de aço galvanizado, associada a cabos de aço no topo e na base, fixados através de pregagens seladas no maciço rochoso. Esta solução poderá ser complementada com a pregagem localizada de blocos instáveis.

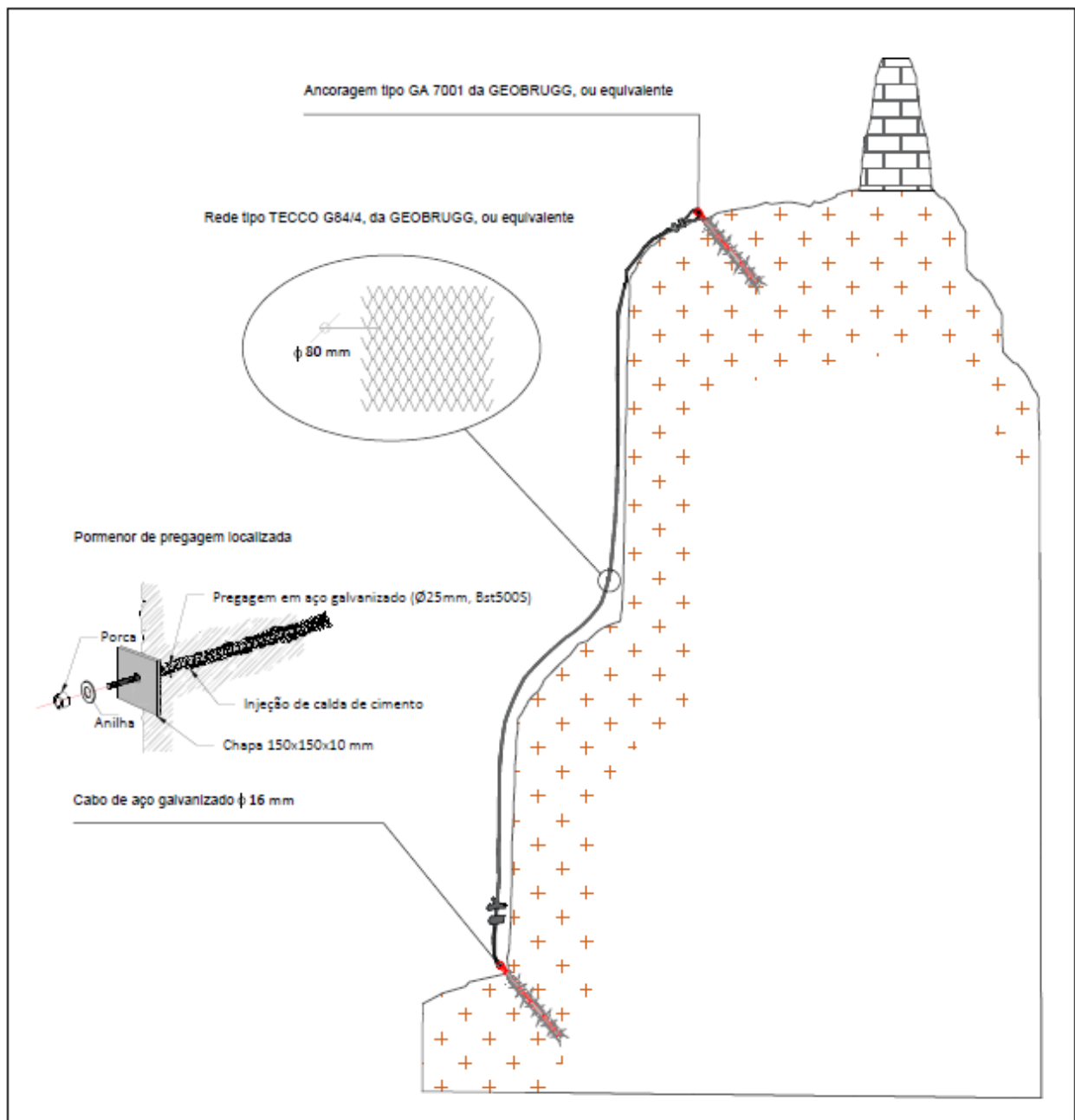


Figura 4.28 – Proposta de solução de intervenção para o talude rochoso dos Escuteiros.

4.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente capítulo apresenta os estudos geológico-geotécnicos e geomecânicos em termos de caracterização, assim como, avaliação da estabilidade da escarpa e da potencial queda de blocos no talude rochoso dos Escuteiros (Santo Ovídio, Vila Nova de Gaia), assim como a análise. Deste estudo resultam as seguintes conclusões preliminares:

- i) A geologia do local é constituída por um granito, de grão médio a fino, de duas micas, por vezes caulinizado; o qual se apresenta, em regra, pouco alterado a muito alterado (W_{1-2} a W_{4-5});
- ii) Em termos de zonamento geotécnico, podem ser consideradas as seguintes unidades geotécnicas no talude em estudo: a) ZG1: constituída por material muito alterado a decomposto (W_{4-5} , S_3); b) ZG2: formado por material medianamente alterado a pouco alterado a são (W_3 a W_{1-2}); espaçamentos medianamente afastado a muito afastados (F_3 a F_{1-2}); resistência à compressão uniaxial média (S_3); ZG3: caracterizado por granito são a pouco alterado (W_{1-2}); espaçamento medianamente afastado (F_3); resistência à compressão uniaxial média (S_{1-2});
- iii) O estudo geomecânico permitiu elaborar uma cartografia geomecânica composta por três zonas (ZGM0, ZGM1 e ZGM2), a saber: a) ZGM0 – Cobertura vegetal e solo; b) ZGM1 - Maciço granítico de má a fraca qualidade geomecânica (SMR = 32-39; RMR = 28-32; GSI = 25-34); b) ZGM2 - Maciço granítico de razoável qualidade geomecânica (SMR = 57-60; RMR = 42-45; GSI = 41-50);
- iv) A avaliação da suscetibilidade e do nível de perigosidade do talude rochoso dos Escuteiros, realizada com base nos métodos *Rockfall Hazard Rating System* (RHRSm2) e *Slope Quality Index* (SQI), permitiu concluir que a zona geomecânica ZGM1 é a mais crítica, requerendo uma intervenção urgente;
- v) A avaliação da estabilidade, recorrendo ao *software Swedge*, relevou níveis confortáveis de segurança. Esta avaliação apoiou-se, no entanto, em valores da resistência à compressão uniaxial da rocha obtidos *in situ*, a partir de correlações com ensaios esclerométricos, cuja aplicação, em zonas rochosas muito alteradas, deverá ser encarada com reservas;
- vi) A vegetação existente no topo e na face do talude contribuem para o processo erosivo, promovendo a abertura das descontinuidades;
- vii) A modelação da queda de blocos através da análise efetuada no programa *Rocfall*, permite tirar conclusões sobre o respetivo percurso, tendo-se identificado que uma percentagem significativa dos blocos lançados atinge zonas afastadas do pé do talude;

- viii) O talude apresenta sinais permanentes de instabilização. Em várias das visitas de campo efectuadas identificaram-se blocos rochosos na base do talude provenientes da sua face;
- ix) A solução de protecção proposta permitirá a utilização de todo o espaço disponível na base do talude, promovendo a estabilização da maioria dos blocos e o encaminhamento para o pé do talude dos que, eventualmente, possam instabilizar-se; deverão ser promovidas operações assíduas de manutenção, demolindo e removendo os blocos acumulados na base da rede

CAPÍTULO 5

CASO DE ESTUDO DO TALUDE DE MOURILHE

5.1 TERMOS DE REFERÊNCIA E EQUIPA

O presente caso de estudo, cujo promotor foi a Câmara Municipal de Cinfães, desenvolveu-se ao abrigo do contrato celebrado entre a Câmara Municipal e o Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), sob a responsabilidade e coordenação geral do Centro de Prestação de Serviços Especializados do Núcleo de Estudos da Construção (NEC). A convite do NEC, o Centro de Prestação de Serviços Especializados Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do ISEP colaborou, especialmente, nas fases de reconhecimento, de caracterização e de avaliação das condições geológico-geomorfológicas, geotécnicas e geomecânicas, bem como no apoio cartográfico, geral e de pormenor, do talude em estudo.

O trabalho visa a realização de estudos de caracterização geotécnica, de inspeção e de avaliação da segurança, com a subsequente proposta de estabilização e de proteção do talude rodoviário de Mourilhe. Este talude localiza-se no lugar de Mourilhe, na freguesia de S. Cristóvão de Nogueira, concelho de Cinfães, distrito de Viseu.

Apresentam-se aqui os resultados dos estudos de terreno e de laboratório desenvolvidos, pela equipa técnica do NEC|ISEP e do LABCARGA|ISEP, no talude rodoviário de Mourilhe e na área envolvente, de acordo com o cronograma de trabalhos que se apresenta na Tabela 5.1.

A ligação entre a Câmara Municipal de Cinfães, representada pelo Sr. Eng. L. Sequeira, e o ISEP foi estabelecida pelo coordenador geral do estudo, Eng. J.F. Trigo (NEC|ISEP). A equipa de profissionais responsáveis pela elaboração deste trabalho ficou a cargo de J.F. Trigo e J. Fernandes (NEC) e de H.I. Chaminé, L. Freitas e S. Duarte (LABCARGA). A aquisição de imagens aéreas na área de estudo contou com o apoio da empresa SkyCam – aero footage, Lda (Vila de Conde), através do Eng. J. Sousa, que operou um veículo aéreo não-tripulado (VANT), bem como o respetivo equipamento fotográfico utilizado para o efeito. O especialista em Cartografia SIG, Dr. J. Teixeira (LABCARGA|ISEP), prestou apoio pontual no processamento de imagens aéreas e na geração do modelo digital de terreno de alta-resolução.

Na Tabela 7.1 apresenta-se a equipa principal do ISEP envolvida no projeto.

Tabela 5.1 – Equipa multidisciplinar do NEC|ISEP e do LABCARGA|ISEP envolvida no projeto.

Nome	Área científica	Tarefa
José Filinto Trigo (<i>Engenheiro Civil, MSc; Especialista em Geotecnia OE</i>)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	Coordenação geral e NEC Geotecnia, Modelação Geotécnica
Helder I. Chaminé (<i>Geólogo, PhD, DSc; Especialista em Cartografia e Geologia Aplicada</i>)	Geotecnia e Geociências de Engenharia	Coordenação LABCARGA Geotecnia, Cartografia Aplicada, Geologia de Engenharia, Geomecânica
Liliana Freitas (<i>Geomorfóloga, MSc; Especialista em Cartografia SIG</i>)	Geociências de Engenharia – Cartografia Aplicada	LABCARGA Cartografia SIG, Geomorfologia Aplicada
Sara Duarte (<i>Engenheira Geotécnica e Geoambiente, MSc</i>)	Geotecnia e Geociências de Engenharia	LABCARGA Geotecnia, Geologia de Engenharia, Geomecânica, Cartografia Aplicada
João Fernandes (<i>Engenheiro Civil, Finalista MSc</i>)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	NEC Engenharia Civil, Modelação Geotécnica

5.2 OBJETIVOS

Pretendeu-se com o desenvolvimento deste estudo, numa primeira fase, inspecionar e avaliar as condições de segurança existentes no talude rochoso de Mourilhe e, seguidamente, apresentar uma proposta de solução de estabilização e proteção do mesmo. A motivação do desenvolvimento deste estudo prende-se com o facto de ter ocorrido, na área, o deslizamento de material terroso e rochoso para a berma da estrada, o que demonstra um carácter instável do talude. O talude tem instalado no seu topo um conjunto de edificações de reduzido porte, bem como diverso material armazenado. A inspeção visual demonstrou que o topo do talude se encontra erodido e existe um certo descalçamento da fundação de um dos anexos do conjunto edificado referido. Há registos, por parte dos moradores, de deslizamentos de material terroso e rochoso.

Este trabalho foi solicitado pela Câmara Municipal de Cinfães, após ter tido conhecimento da ocorrência destes deslizamentos e dos sinais de instabilização dos edifícios presentes no topo do talude.

De acordo com o objetivo geral enunciado anteriormente, enumeram-se os seguintes tópicos do estudo realizado, a saber:

- i) compilação de toda a documentação existente sobre a área em estudo, incluindo elementos cartográficos, fotografias e relatos verbais dos deslizamentos ocorridos, entre outros;

- ii) reconhecimento visual do talude e dos afloramentos geológicos envolventes, bem como de todos os aspetos geotectónicos, geomorfológicos e hidrológicos locais; desenvolvimento de reconhecimentos geológico-estruturais e cartografia geomorfológica a escalas convenientes;
- iii) estudos geológico-geotécnicos da rede de fraturação do maciço rochoso, recorrendo a uma cartografia geotécnica e utilizando a técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos fraturados;
- iv) definição de cartografia de zonas geotécnicas no talude rochoso e aplicação de classificações geomecânicas (SMR, RMR e GSI), tendo em vista uma cartografia de zonamento geomecânico e, por fim, a proposta de cartografias de suscetibilidade e perigosidade, em termos de potencial risco geotécnico; avaliação da qualidade global do talude rochoso através de estudos geoestruturais e geotécnicos;
- v) desenvolvimento e apresentação de uma proposta de solução para a estabilização e a proteção do talude rochoso de Mourilhe.

Por fim foi efetuada a síntese de toda a informação e esboçadas as principais conclusões e recomendações.

5.3 METODOLOGIA

O trabalho de campo conducente à inspeção e avaliação da segurança do talude rochoso de Mourilhe e da área envolvente foi conduzido pela equipa do ISEP, durante os meses de março a junho de 2017.

Para atingir o objetivo fundamental anteriormente referido, desenvolveram-se atividades complementares, de gabinete e de campo, a saber:

Documentos cartográficos e outros elementos bibliográficos

Relativamente à cartografia, recorreu-se aos seguintes documentos (Figura 5.1):

- x) carta topográfica da “Carta Militar de Portugal”, à escala 1/25.000, Série M888: folha 136 (Cinfães), IGeoE (1998);
- xi) ortofotomapas da área de Mourilhe (Cinfães), à escala 1/5.000 e imagens aéreas de alta-resolução “Bing Maps” e “Google Earth Pro”;
- xii) cartas geológicas, geomorfológicas e tectónicas gerais a escalas várias: 1/50.000); [Carta Geológica de Portugal, folha 14-A (Lamego), de Teixeira et al. (1968)]; 1/200.000 [Carta Geológica de Portugal, de Pereira et al. (1989)]; 1/500.000 [Carta Geológica de Portugal, 5ª edição, de Oliveira et al. (1992);

Carte Géomorphologique du Portugal, de Brum Ferreira (1981), Mapa de Fracturas, de Conde (1983)]; 1/1000.000 [Carta Tectónica de Portugal de Ribeiro et al. (1972) e Carta Neotectónica de Portugal de Cabral & Ribeiro (1988, 1989)];

xiii) cartografia fornecida pela Câmara Municipal de Cinfães, à escala 1/10.000, nomeadamente: altimetria, planimetria, hidrografia, entre outras;

xiv) modelo 3D e ortofotomapa de alta resolução, obtidos através de levantamentos aéreos e processamento fotogramétrico das imagens.

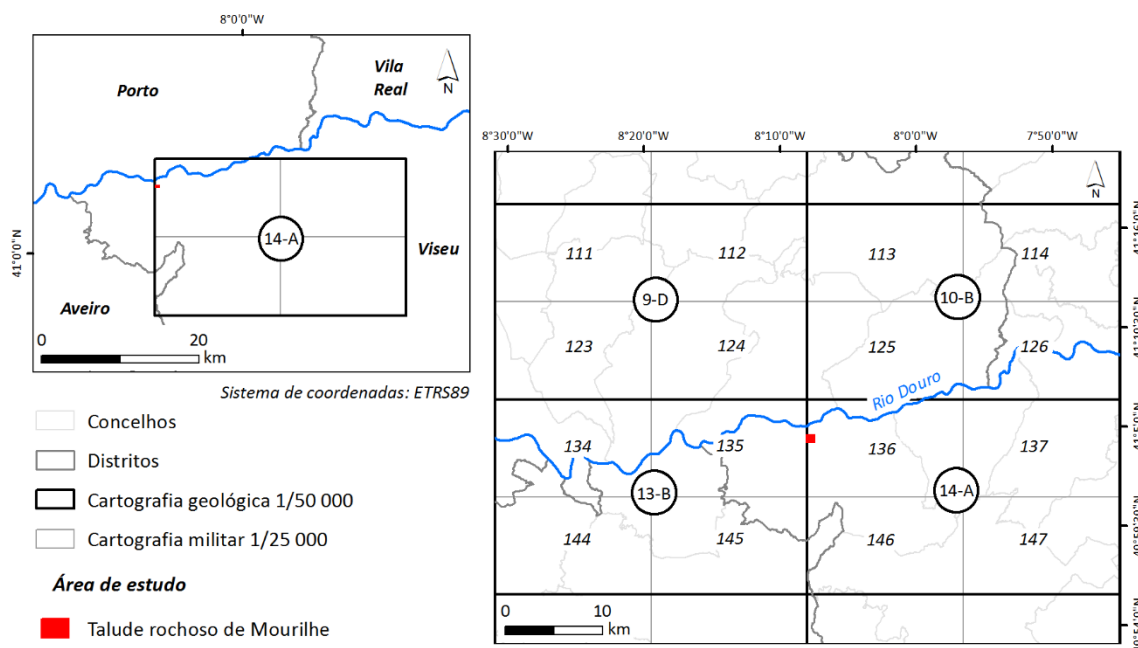


Figura 5.1 – Enquadramento cartográfico do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães.

Veículo Aéreo Não-Tripulado (VANT)

Para a aquisição de imagens na área de estudo, recorreu-se ao VANT do tipo *Hexacopter*, usado pela SkyCam – aero footage Lda, através do Eng. Jorge Sousa, que o pilotou remotamente. Este veículo está equipado com uma câmara fotográfica convencional de alta resolução Canon EOS 70D (20,2 megapixéis), cujo programa permite realizar automaticamente disparos num período de tempo escolhido pelo utilizador.

No caso do talude rochoso de Mourilhe, foram obtidas fotografias com um intervalo de 2 s, e uma sobreposição superior a 60%. Os voos foram efetuados a diversas altitudes relativamente ao solo, para além disso foi realizado um voo no qual se obtiveram fotografias perpendiculares ao talude. Desta forma, foi possível obter resoluções na ordem de 1 cm/pixel.

Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e levantamentos cartográficos

No que diz respeito aos SIG, foram aplicadas diversas ferramentas recorrendo ao programa da ESRI® ArcGIS 9.3, para a digitalização, a georreferenciação e a vetorização de toda a documentação cartográfica, bem como para o tratamento, a integração e a síntese de toda a informação. Além disso, como complemento a este programa, recorreu-se ainda ao programa OCAD® for Cartography (versão 11).

O sistema de coordenadas utilizado em toda a cartografia produzida foi o *Hayford-Gauss Datum73*, ao qual correspondem todos os valores representados nas grelhas de coordenadas presentes dos mapas apresentados. Apesar de este sistema se considerar obsoleto e ser recomendável a sua substituição por sistemas mais recentes (nomeadamente o sistema ETRS89/PT-TM06), optou-se pela sua utilização para minimizar os erros de conversão relativamente à cartografia cedida pela Câmara Municipal de Cinfães.

Nesta fase, georreferenciaram-se ainda alguns pontos ao longo do talude, tendo-se recorrido para tal aos equipamentos GPS de alta precisão, GPS Trimble GeoExplorer GeoXH2005 e GeoXH2008 (Figura 5.2).



Figura 5.2 – Exemplo da utilização do GPS de alta precisão *Trimble® GeoExplorer* na georreferenciação de pontos de controlo para o levantamento VANT: a e b) nível inferior do talude rochoso; c, d) na parte superior do talude rochoso de Mourilhe.

5.4 ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO

O talude de Mourilhe localiza-se na freguesia de S. Cristóvão de Nogueira, no concelho de Cinfães, no Distrito de Viseu (Figura 5.3). O concelho de Cinfães é constituído por 14 freguesias, tendo uma superfície de 239,3 km². O município é 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. A freguesia de S. Cristóvão de Nogueira apresenta uma área de 18,2 km² e uma população de 1930 habitantes (INE, 2011), o que se traduz por uma densidade populacional baixa (ca. 106 hab/km²).

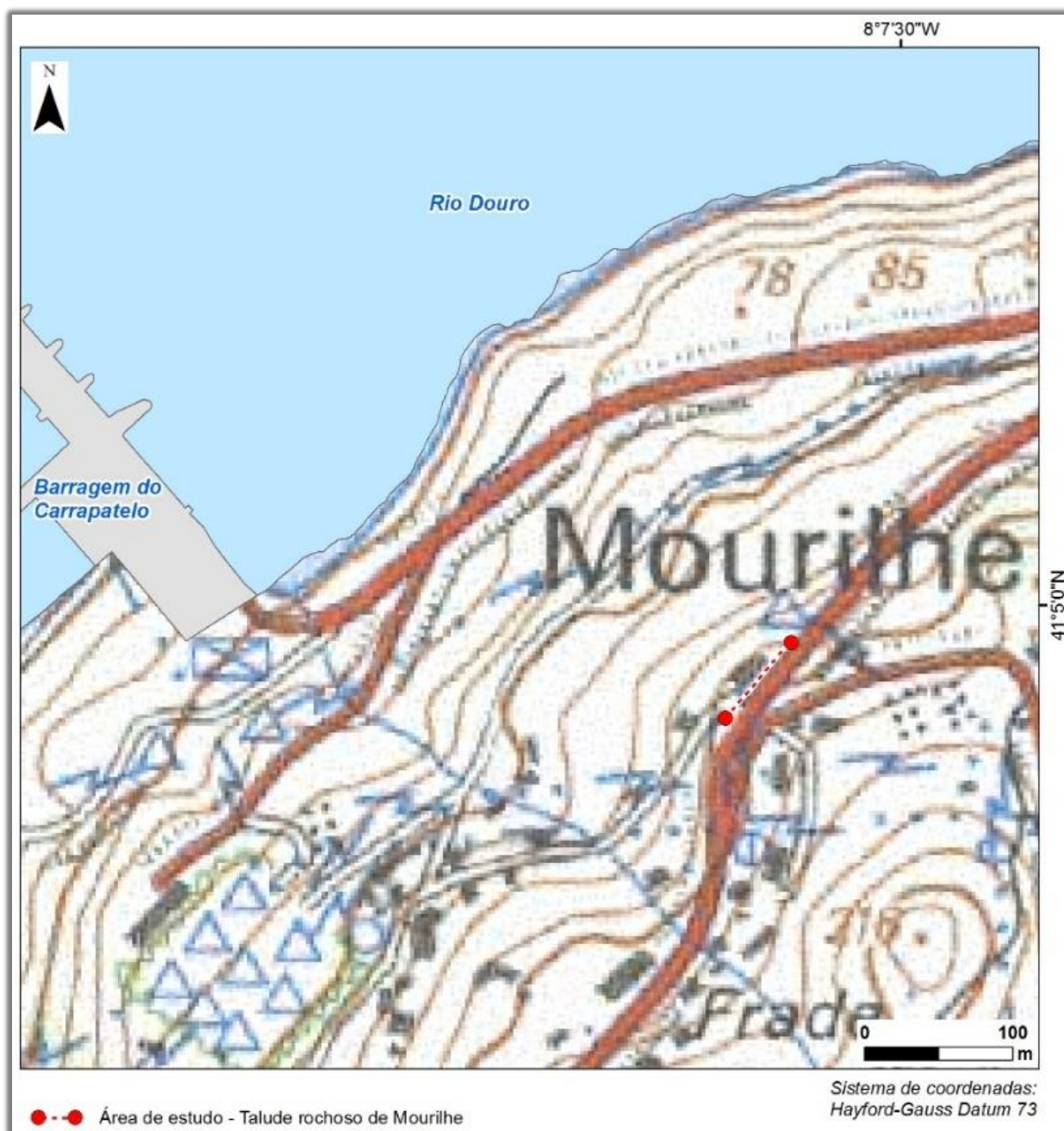


Figura 5.3 – Localização geográfica do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães.

Na Figura 5.4, podem ser observados vários aspetos do talude rochoso de Mourilhe, nomeadamente: a evidência da existência de blocos rochosos muitas vezes envoltos numa matriz granítica terrosa; condições de estabilidade estrutural, nomeadamente a existência de raízes no interior das descontinuidades que potenciam a sua instabilidade; e a apresentação de um pormenor da matriz rochosa muito arenizada.

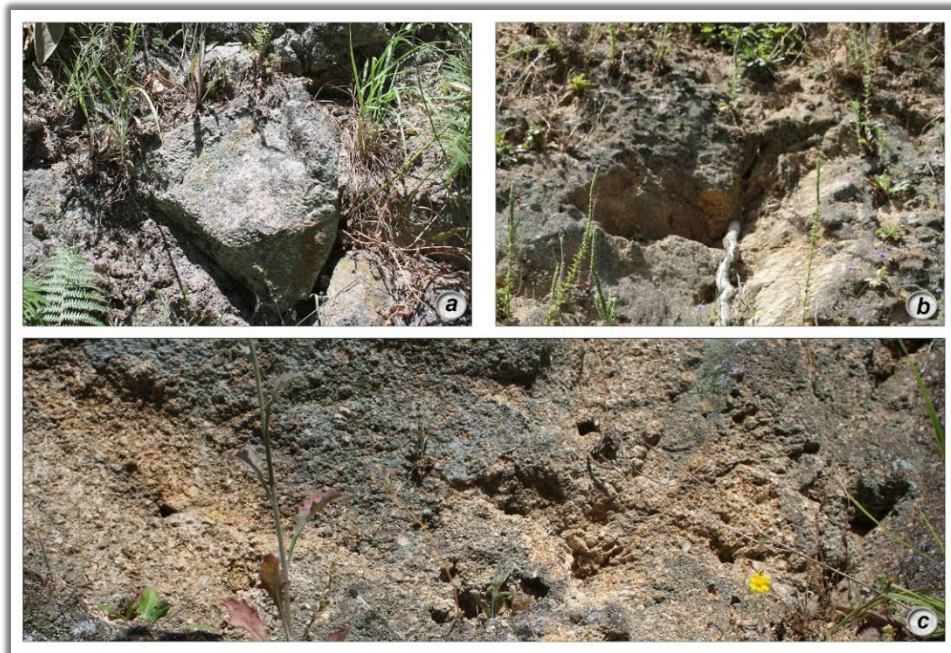


Figura 5.4 – Aspetos gerais do talude rochoso de Mourilhe: a) evidência de um dos blocos rochosos existente no talude; b) presença de raízes no interior de descontinuidades, na zona mais alterada e arenizada do maciço; c) pormenor da matriz terrosa e arenizada.

O talude de Mourilhe encontra-se numa área de encosta, com altitudes a variar entre 218 m, no lugar de Frade, e os 50 m junto ao rio Douro. No que concerne a distribuição dos declives da área em estudo (Figura 5.5), podem observar-se declives a variar entre os 20 e os 30%.

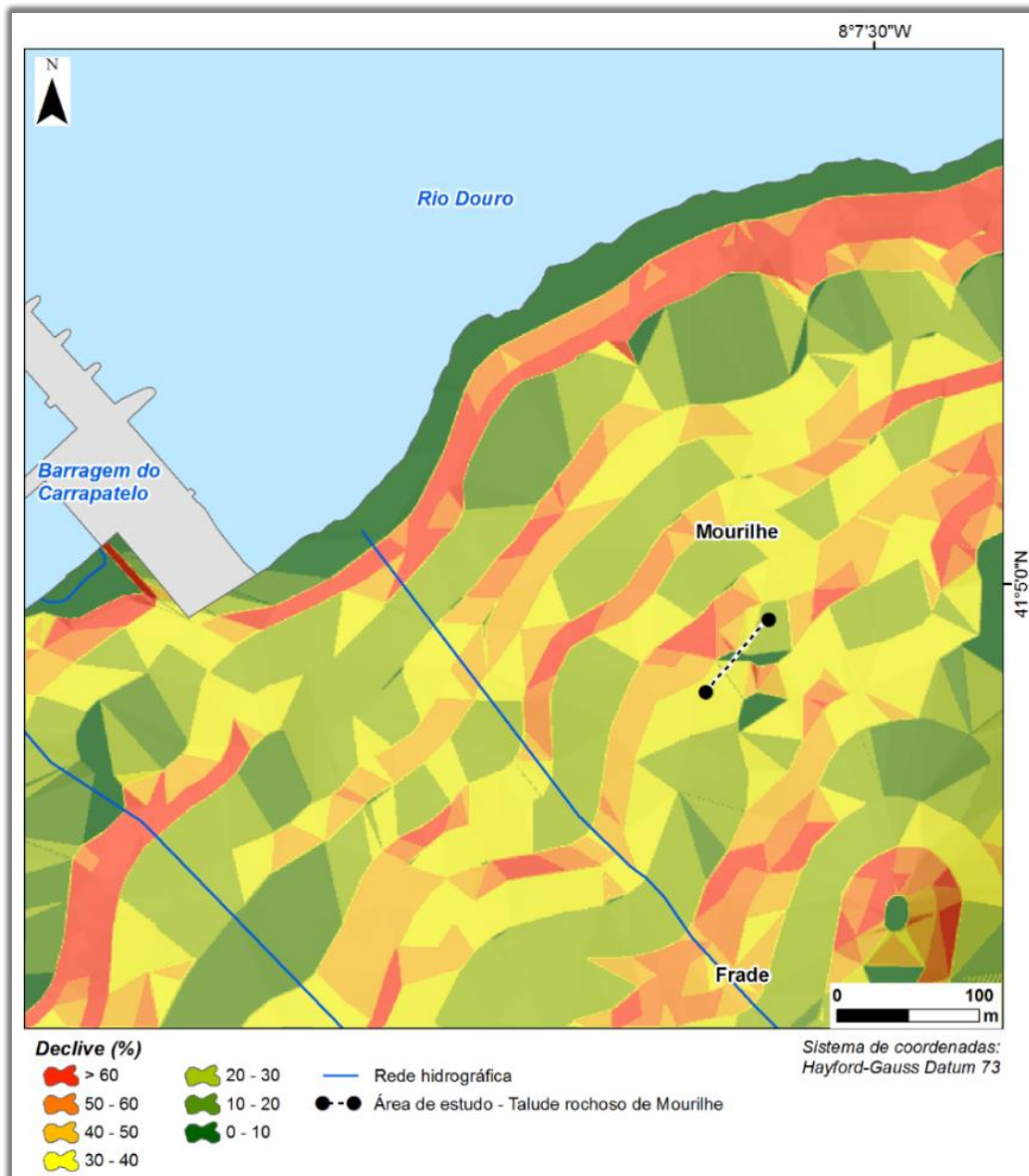


Figura 5.5 – Mapa de declives da área do talude de Mourilhe, Cinfães.

5.5 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOMORFOLÓGICO

5.5.1 Enquadramento geológico regional

O talude de Mourilhe enquadra-se, em termos geológicos, numa grande faixa de granitóides Variscos, com orientação geral NW-SE, que se estendem desde o Alto Minho até às Beiras (e.g., Ferreira et al., 1987; Oliveira et al., 1992). Do ponto de vista geotectónico a região insere-se na Zona Centro-Ibérica (ZCI) do Maciço Ibérico (Ferreira et al., 1987; Ribeiro et al., 2007).

A área em estudo é ocupada quase exclusivamente por este tipo de rochas, com excepção de um filão de quartzo que a atravessa na direcção NE-SW, das quais se fará seguidamente uma descrição sucinta (pormenores em Teixeira et al., 1968; Teixeira, 1973; Pereira et al., 1989).

O granito porfiróide de grão grosseiro ou grosseiro a médio, predominantemente biotítico, corresponde a uma mancha que ladeia o granito aflorante no talude rochoso de Mourilhe. Corresponde a um monzogranito muito rico em feldspato potássico, porfiróide, essencialmente biotítico contendo raros encraves microgranulares. Esta unidade geológica é interrompida por um filão de quartzo, com direcção NE-SW. Caracteriza-se por ter horizontes de alteração em geral muito espessos, que podem atingir por vezes 10 a 20 m, sendo constituídos por materiais arenosos (resultantes da meteorização mecânica, por desagregação do quartzo) e argilosos (resultantes sobretudo da alteração meteórica dos feldspatos), onde nas áreas aplanadas se desenvolvem práticas agrícolas. Na área em estudo aflora um granito semelhante, mas que se distingue pelo facto de ser não porfiróide, e de grão médio (Figura 5.6). Nesta área mais inclinada do vale do Douro, as formações superficiais resultantes da alteração do granito são menos representativas.

O contexto geológico-estrutural da região em estudo é dominado por uma rede de estruturas (falhas regionais e fraturação associada) que sugerem controlar as formas de relevo. O sistema de fraturação que ocorre segundo as direcções NNE-SSW a NE-SW é bastante representativo nesta área, sendo, nas direcções mais próximas a NNE-SSW, paralelo à mega-estrutura regional “falha Verin-Régua-Penacova” e nas direcções mais aproximadas de NE-SW paralelo à “falha do Tâmega”, esta última bem representada entre Amarante e Entre-os-Rios (Cabral & Ribeiro, 1988; Pereira et al., 1993). Estas estruturas condicionam a instalação de alguns dos troços do Rio Douro e alguns cursos de água de menor dimensão.

A par deste sistema, surge um outro, de direcção aproximada NW-SE, direcção que se aparenta à da mega-estrutura regional Vigo-Régua (Ferreira et al., 1987). Este sistema de estruturas condiciona alguns dos troços dos pequenos afluentes principais do Douro nesta área. A sua intersecção com o sistema NNE-SSW a NE-SW resulta num traçado da rede hidrográfica pautado por mudanças bruscas de direcção, por vezes em ângulos aproximadamente retos.

Conforme foi referido anteriormente, o aproveitamento da rede de falhas (e fraturas associadas) para instalação dos cursos de água não é tão evidente no sistema mais discreto com orientação aproximada NNE-SSW. Os lineamentos com direcção aproximada E-W apresentam, em geral, pouca continuidade, e uma importância relativamente baixa na definição das formas de relevo e instalação da rede hidrográfica.

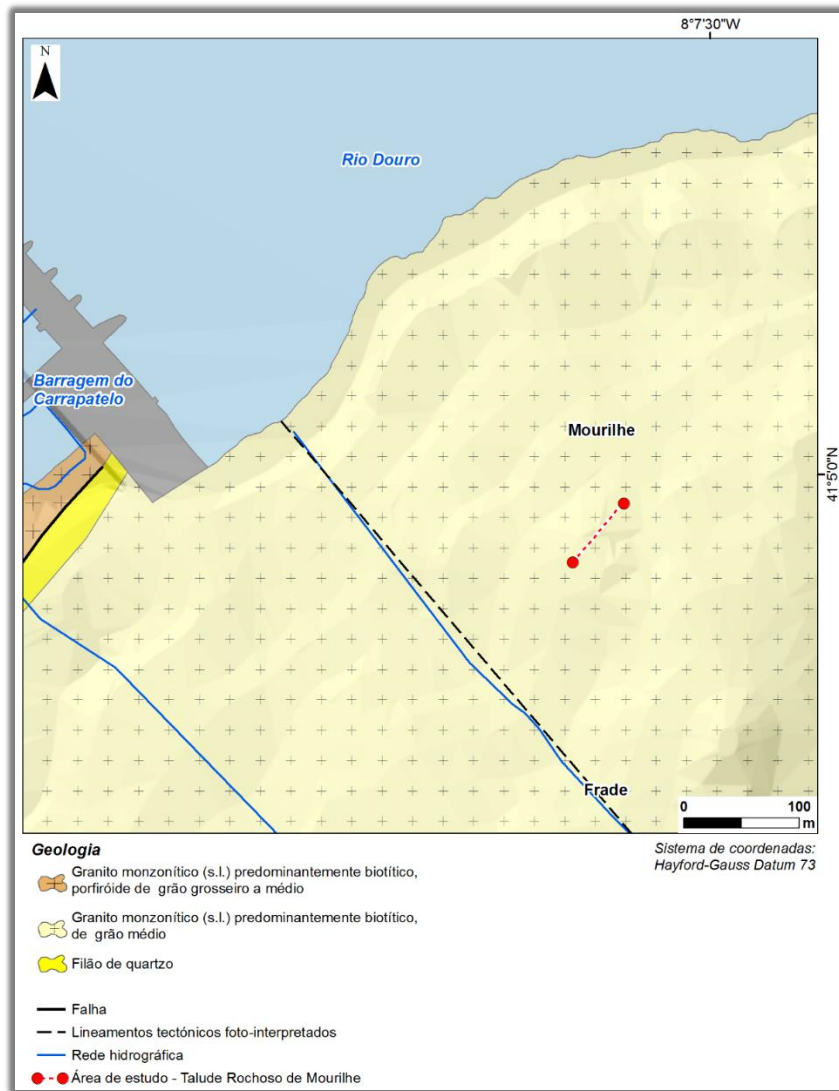


Figura 5.6 - Enquadramento geológico do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães (adaptado e revisto de Teixeira et al., 1968).

5.5.2 Enquadramento geomorfológico regional

A morfologia da área em estudo é dominada pela geometria dos lineamentos tectónicos que serão os principais responsáveis pelo arranjo regional do relevo nesta área. Destaca-se um conjunto de estruturas geológicas com direções NE-SW e NW-SE, que parecem controlar a instalação e incisão dos tributários do Douro nesta área, que apresentam vales bastante profundos. Esta disposição evidencia um entalhe quase exclusivo pela rede hidrográfica secundária, a qual corresponde nalguns casos a vales de fratura alinhados, típicos do modelado granítico (Ribeiro et al., 1987a,b).

Tal como noutras regiões graníticas do Norte de Portugal a morfologia da área envolvente à apresentada é marcada pela conservação de superfícies de aplanamento, separadas por vertentes abruptas, quer se trate de flancos das elevações quer das vertentes dos vales. Por isso, os cursos de água apresentam um

traçado geométrico que resulta da sua adaptação a corredores de esmagamento materializados por falhas geológicas regionais (Brum Ferreira, 1978, 1979).

Na área de estudo merecem ainda destaque, em termos morfológicos, a continuidade das vertentes, bem como o seu declive (Figura 5.7).

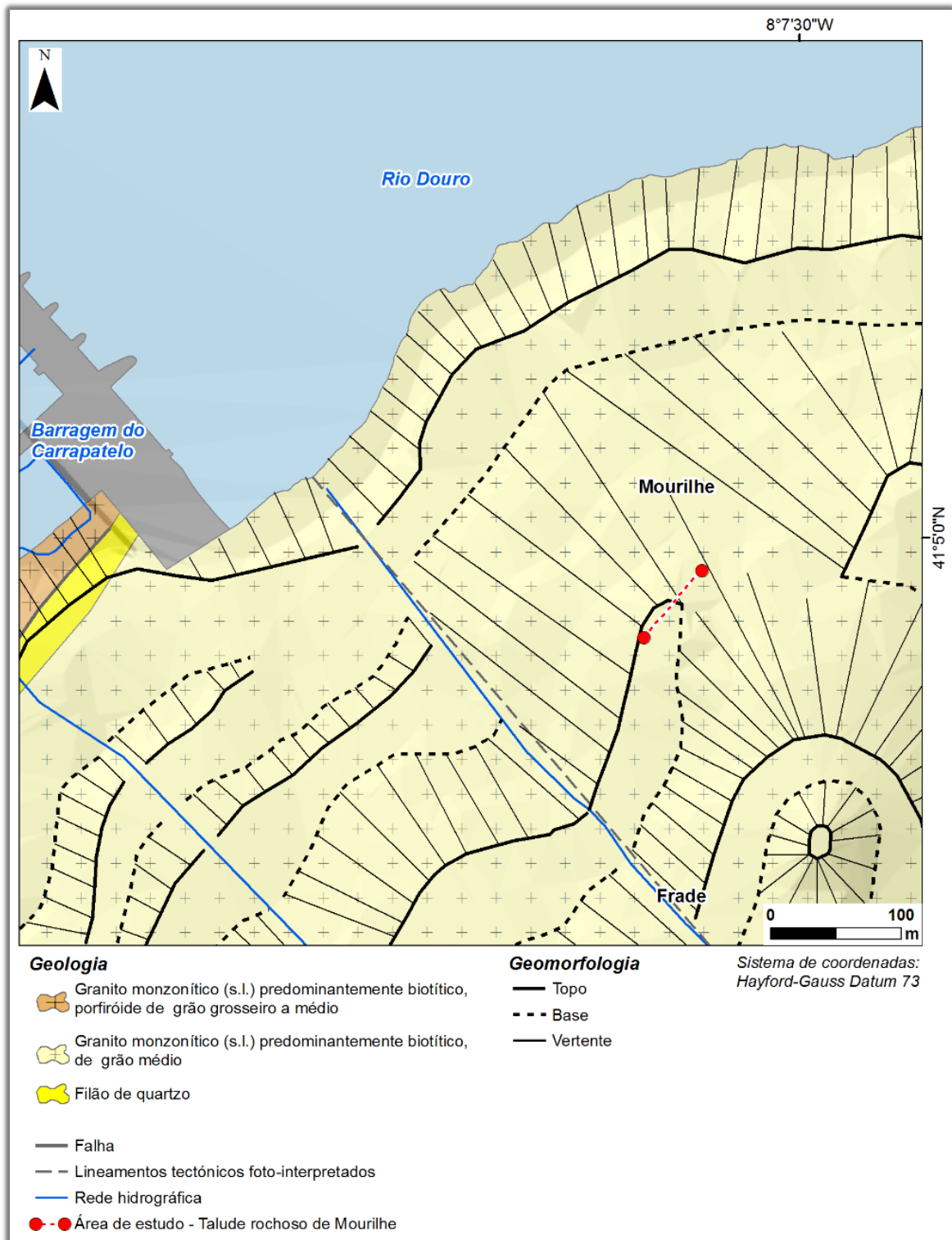


Figura 5.7. Enquadramento geomorfológico do talude rochoso de Mourilhe, Cinfães.

5.6 CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE E CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

5.6.1 Generalidades

A avaliação de campo do talude rodoviário de Mourilhe permitiu caracterizá-lo em termos globais. A orientação geral do talude é NNE-SSW, apresenta uma altura média de 10 m, exibindo um pendor de 80°, uma extensão longitudinal de 70 m e uma área de exposição de cerca de 140 m².

Os estudos geológicos de campo levados a cabo permitiram o reconhecimento geomorfológico, geoestrutural e geológico do local. O reconhecimento permitiu ainda definir as condições geológicas e os zonamentos geotécnico e geomecânico (ISRM, 2007, 2015). Neste tópico, apresenta-se uma síntese dos resultados geológico-geotécnicos obtidos para o talude rochoso em estudo e, com estes, as conversões necessárias, adotando os critérios e fatores de segurança específicos, para determinar os parâmetros a introduzir nos programas geotécnicos de cálculo numérico.

5.6.2 Estudos geológicos-geotécnicos

No talude rodoviário de Mourilhe em estudo reconheceu-se como unidade litológica o granito monzonítico, predominantemente biotítico, de grão médio (detalhes em Teixeira et al., 1968). Em regra, o material-rocha encontra-se moderadamente alterado a muito alterado (W_3 a W_{4-5}), de cor acinzentada, por vezes com tonalidades amareladas. De uma maneira geral, o maciço deste talude apresenta uma rede de fraturação, bem como zonas bastante alteradas a decompostas. Destacam-se as estruturas, nomeadamente diáclases e falhas, geradas em regime frágil a dúctil-frágil, mais superficiais e associadas ao alívio de tensões do maciço. O conjunto litológico encontra-se em algumas zonas tectonizado, o que é evidenciado principalmente por uma série de falhas, por vezes com caixas de falha argilosas (*“fault gouge”*), com uma possança a rondar os 20 – 25 cm.

Observou-se, ainda, fraturação a materializar descontinuidades, caracterizadas por faixas sub-horizontais (<25°) de intensa deformação cisalhante e, por vezes, subverticais (> 80°) constituindo estruturas tectónicas.

5.6.3 Zonamento geotécnico

Através da Tabela 5.2, pode-se constatar que o maciço rochoso se apresenta, globalmente, medianamente alterado (W_3) a muito alterado (W_{4-5}). Foram registados 36 planos de descontinuidades, a

maioria dos quais diáclases, que permitiram definir três famílias principais: uma dominante N170°-200°E; 80°-88°NE/SE, e as restantes N90°-130°E;64°-84°SW/NE e N30°-50°E;40°-70°NW/SE. Na generalidade, em termos de espaçamento (*“fracture intercept”*), as descontinuidades apresentam-se afastadas (F₁₋₂), com uma mediana global de 75 cm. Relativamente à abertura e ao preenchimento, estas variam de abertas a fechadas e, em geral, não preenchidas, apesar de 22,2% das descontinuidades se encontrarem preenchidas por material-rocha muito esmagado (milonito). As descontinuidades apresentam-se algo rugosas (R₃) e onduladas, medianamente contínuas, com uma mediana geral de 3,2 m, algo curvas (C₃) e com terminações maioritariamente obscuras, ou seja, muito penetrativas. Relativamente à presença de água, o maciço encontra-se completamente seco.

Neste talude, foram realizadas 10 estações geomecânicas (ensaio esclerométrico), as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial [UCS] média a baixa (S₃ a S₄), com a mediana a rondar o intervalo 22 – 18 MPa.

Assim, foram definidas globalmente três zonas geotécnicas, a saber:

- i) ZG0: constituída por material terroso, muito arenizado a decomposto (W₅, S₅);
- ii) ZG1: formado por granito medianamente alterado (W₃); espaçamento afastado a medianamente afastado (F₃); resistência à compressão uniaxial média a baixa (S₃ a S₄);
- iii) ZG2: caracterizado por granito muito alterado (W₄₋₅); espaçamento afastado a medianamente afastado (F₁₋₂ a F₃); resistência à compressão uniaxial baixa (S₄₋₅).

Nos tópicos seguintes, descrevem-se em pormenor as condições geotécnicas-geomecânicas das zonas geotécnicas 1 e 2.

Tabela 5.2 – 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 Mourilhe (Cinfães).

Talude de Mourilhe (Cinfães)								
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS								
Litologia	Granito monzonítico predominantemente biotítico de grão médio							
Grau de alteração	W3	69.4%						
	W4-5	30.6%						
Total de descontinuidades	36							
Tipo de descontinuidade	Falha	2.8%						
	Diaclase	97.2%						
Principais famílias de descontinuidades	N 170° - 200° E; 80° - 88° NE/SE N 90° - 130° E; 64° - 84° SW/NE N 30° - 50° E; 40° - 70° NW/SE							
Espaçamento/ "Fracture intercept"	F1-2	61.1%	Mediana e intervalo por classe	90 cm [75-187]				
	F3	19.4%		45 cm [30-50]				
	F4-5	19.4%		10 cm [5-20]				
	Mediana e intervalo geral		75 cm [5-187]					
Abertura	Muito aberta (Mt A)	11.1%	Mediana e intervalo por classe	20 mm [20-30]				
	Aberta (A)	47.2%		5 mm [0,5-10]				
	Fechada (F)	41.7%		0,1 mm				
	Mediana e intervalo geral		4,8 mm [0,1-20]					
Tipo de enchimento	Cataclasto/Milonito	22.2%						
	Terra Vegetal (TV)	25.0%						
	Nenhum (N)	52.8%						
Rugosidade	R3	97.2%						
	R4-5	2.8%						
	Denteadas (D)	2.8%						
	Ondulada (O)	91.7%						
	Plana (P)	5.6%						
Continuidade	Muito pouco contínua (MPC)	11.1%	Mediana e intervalo por classe	2 m [1-2,9]				
	Pouco contínua (PC)	33.3%		2,05 m [1,7-2,5]				
	Mediana/ contínua (MC)	55.6%		5,2 m [3,7-7,5]				
	Mediana e intervalo geral		3,2 m [2-6,5]					
Terminação	Descontinuidade (D)	27.8%						
	Obscura (O)	72.2%						
Curvatura	C1-2	22.2%						
	C3	75.0%						
	C4-5	2.8%						
Presença de água	Seco	100.0%						
Resistência à compressão uniaxial	S3	80%	Mediana e intervalo por classe	22,7 MPa [20,9-30,8]				
	S4-5	20.0%		14,2 MPa [13-15,4]				
	Mediana e intervalo geral		22,0 MPa [20,9-56,7]					
RQDt	Mediana e intervalo geral		60% [55-65]					

5.6.3.1 Zona Geotécnica 1 (ZG1)

Esta zona inicia-se aos 6,5 m e termina aos 29,7 m, apresentando uma extensão de 23,2 m, sendo a sua orientação média de N35°E (Figura 5.8). Na Tabela 5.3, apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos resultantes do levantamento de campo.

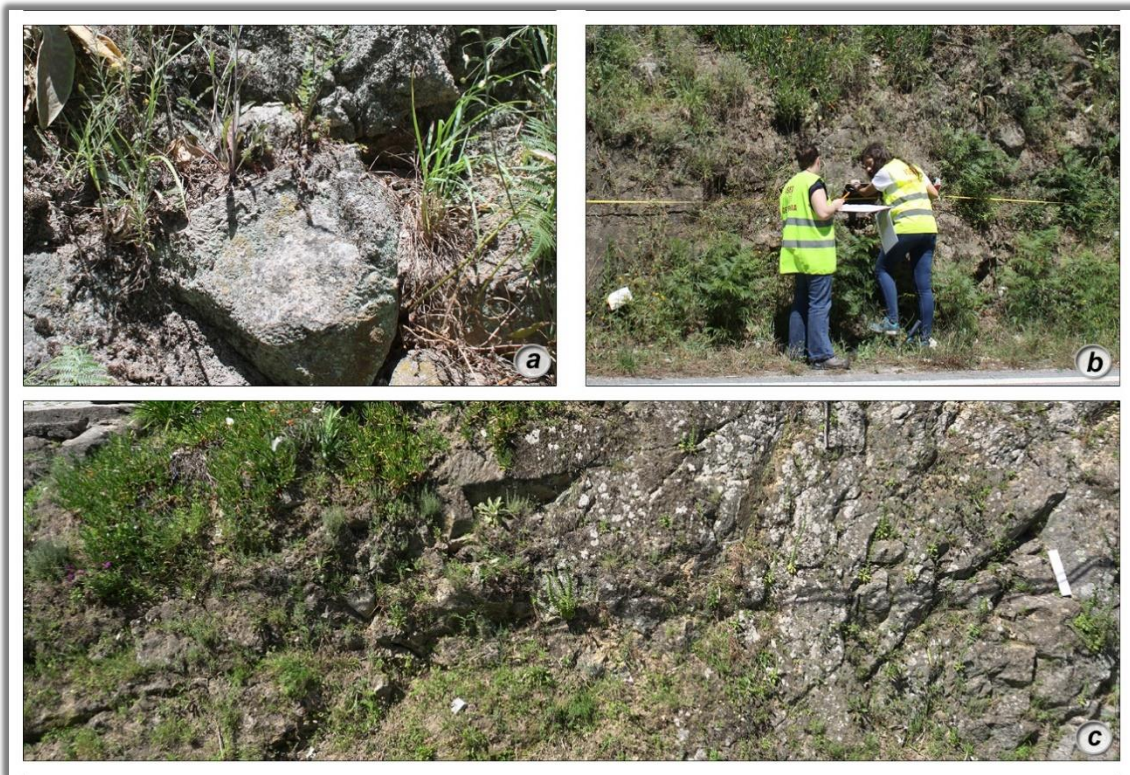


Figura 5.8 - Aspectos de campo genéricos do talude de Mourilhe, em que se observa a compartimentação do maciço rochoso com a definição de blocos (fotografia a) e as imagens b) e c) ilustram o maciço da zona geotécnica 1 com dominância de um maciço W_3 .

Tabela 5.3 - Condições geológico-geotécnicas para as subdivisões da zona geotécnica ZG1.

Zona geotécnica	Grau de alteração (W)	Grau de fracturação (F)	Resistência à compressão uniaxial (S)
ZG1A	W_3	F_{1-2} a F_3	S_3
ZG1B	W_3 a W_{4-5}	F_3	S_{4-5}

O maciço apresenta-se nesta zona medianamente alterado (W_3). Foram registados 23 planos de descontinuidades, correspondendo na sua totalidade a diáclases. Foi possível identificar três famílias principais, sendo duas dominantes: $N170^\circ-180^\circ E; 80^\circ-89^\circ NE$, $N6^\circ-20^\circ E; 80^\circ-89^\circ SE$, e a outra $N40^\circ-46^\circ E; 40^\circ-50^\circ NW$. As descontinuidades apresentam-se maioritariamente afastadas (F_{1-2}), com uma mediana global de 82,5 cm, abertas a fechadas e, em termos de enchimento, cerca de 39% não apresentam preenchimento, mas cerca de 30,4% são preenchidas por cataclasito e 30,4% por terra vegetal. No geral, as descontinuidades apresentam-se algo rugosas (R_3) e são, maioritariamente, onduladas. Em termos de continuidade, são medianamente contínuas com uma mediana de 3 m, algo curvas (C_3) e as suas terminações são obscuras. Relativamente à presença de água, esta zona apresenta-se completamente seca. Aqui foram realizadas 6 estações geomecânicas, as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média (S_3), com uma mediana estimada em 23,9 MPa.

Esta zona apresenta uma elevada variação do grau de fraturação, por isso, de modo a considerar os aspetos de segurança, optou-se por subdividir esta zona em duas, ou seja, ZG1A e ZG1B, onde as características geológico-geotécnicas variam, como se pode observar na Tabela 5.4.

É de salientar que a zona geotécnica ZG1B apresenta algumas caixas de falha, o que vai influenciar o estado de alteração do maciço rochoso e, conseqüentemente, o grau de fraturação.

Tabela 5.4 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 1 (ZG1).

Talude de Mourilhe (Cinfães) - ZONA GEOTÉCNICA 1 (ZG1)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito monzonítico predominantemente biotítico de grão médio				
Grau de alteração	W3	95,7%			
	W4-5	4,3%			
Total de descontinuidades	23				
Tipo de descontinuidade	Diaclase	100,0%			
Principais famílias de descontinuidades	N 6° - 20° E; 80° - 89° SE N 170° - 180° E; 80° - 89° NE N 40° - 46° E; 40° - 50° NW				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	F1-2	69,6%	Mediana e Intervalo por classe	90 cm [73 - 187]	
	F3	13,0%		45 cm [25 - 60]	
	F4-5	17,4%		15 cm [10 - 20]	
	Mediana e intervalo geral		82,5 cm [20 - 187]		
Abertura	Muito aberta (Mt A)	13,0%	Mediana e Intervalo por classe	20 mm	
	Aberta (A)	47,8%		5 mm [0,5 - 10]	
	Fechada (F)	39,1%		0,1 mm [0,1 - 0,2]	
	Mediana e intervalo geral		4,8 mm [0,1 - 20]		
Tipo de enchimento	Cataclasito/Milonito	30,4%			
	Terra Vegetal (TV)	30,4%			
	Nenhum (N)	39,1%			
Rugosidade	R3	95,7%			
	R4-5	4,3%			
	Denteada (D)	4,3%			
	Onculada (O)	91,3%			
	Plana (P)	4,3%			
Continuidade	Muito pouco contínua (MPC)	13,0%	Mediana e Intervalo por classe	2,85 m [1,4 - 3]	
	Pouco contínua (PC)	39,1%		2,20 m [1,5-2,5]	
	Mediana/ contínua (MC)	47,8%		3,70 m [3 - 4,7]	
	Mediana e intervalo geral		3 m [1,5 - 4,7]		
Terminação	Descontinuidade (D)	17,4%			
	Obscura (O)	82,6%			
Curvatura	C1-2	30,4%			
	C3	65,2%			
	C4-5	4,3%			
Presença de água	Seco	100,0%			
Resistência à compressão uniaxial	S3	100%	Mediana e Intervalo por classe	23,9 MPa [20,9-56,7]	
	Mediana e intervalo geral			23,9 MPa [20,9-56,7]	
RQDt	Mediana e intervalo geral		69% [64-74]		

5.6.3.2 Zona Geotécnica 2 (ZG2)

Esta zona tem uma extensão de 8,3 m, com início aos 29,7 m e fim aos 38 m, com uma orientação média de N 40°E (Figura 5.9). Na Tabela 5.5 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos.

O maciço apresenta-se nesta zona muito alterado (W_{4-5}). Foram registados 13 planos de descontinuidades, correspondendo, maioritariamente, a diáclases. Foi possível identificar três famílias principais: duas dominantes N95°-130°E;80°-85°SW, N30°-50°E;65°-89°SE/NW e outra N70°-90°E;45°-55°NW. As descontinuidades apresentam-se maioritariamente afastadas (F_{1-2}) a medianamente afastadas (F_3), com uma mediana global de 45 cm, abertas a fechadas e, em termos de enchimento cerca de 77% não apresentam preenchimento. No geral, as descontinuidades apresentam-se algo rugosas (R_3) e são, maioritariamente, onduladas. Em termos de continuidade, são medianamente contínuas com uma mediana de cerca de 5 m, algo curvas (C_3) e as suas terminações são obscuras, mas cerca de 46% da totalidade terminam noutras descontinuidades. Relativamente à presença de água, esta zona apresenta-se completamente seca.

Aqui foram realizadas 4 estações geomecânicas, as quais conduziram a uma resistência à compressão uniaxial média (S_3) a baixa (S_{4-5}), com uma mediana estimada no intervalo 18 – 20 MPa.

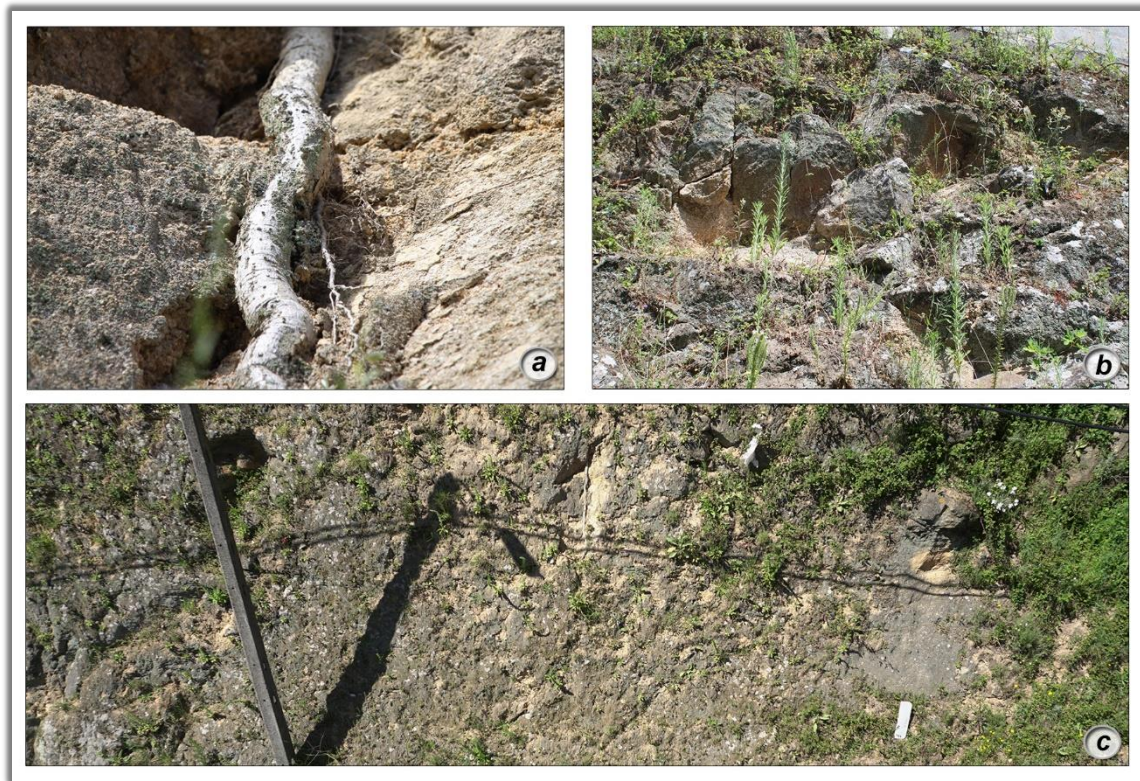


Figura 5.9 - Aspectos de campo genéricos do talude de Mourilhe, que ilustram o maciço da zona geotécnica 2, com dominância de um maciço W_{4-5} , muito arenizado e decomposto (fotografia c), com zonas muito circunscritas com a definição de blocos W_3 (fotografia b) e com a observação de raízes bem destacadas em zonas estruturais mais frágeis ao longo de discontinuidades (fotografia a).

Tabela 5.5 - Quadro-síntese de todos os parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos (segundo a ISRM, 1978, 1981) do maciço da Zona Geotécnica 2 (ZG2).

Talude de Mourilhe (Cinães) - ZONA GEOTÉCNICA 2 (ZG2)					
PARÂMETROS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS					
Litologia	Granito monzonítico predominantemente biotítico de grão médio				
Grau de alteração	W3	23.1%	100% 50% 0% 23.1% 76.9% W3 W4-5		
	W4-5	76.9%			
Total de descontinuidades	13				
Tipo de descontinuidade	Falha	7.7%	100% 50% 0% 7.7% 92.3% Falha Diaclase		
	Diaclase	92.3%			
Principais famílias de descontinuidades	N 95° - 130° E; 80° - 85° SW N 30° - 50° E; 65° - 89° SE/NW N 70° - 90° E; 45°-55° NW				
Espaçamento/ "Fracture intercept"	F1-2	46.2%	Mediana e intervalo por classe	90 cm [90-100]	100% 50% 0% 46.2% 30.8% 23.1% F1-2 F3 F4-5
	F3	30.8%		42,5 cm [30-50]	
	F4-5	23.1%		5 cm [5-10]	
	Mediana e intervalo geral			45 cm [5-100]	
Abertura	Muito aberta (Mt A)	7.7%	Mediana e intervalo por classe	30 mm	100% 50% 0% 7.7% 46.2% 46.2% MtA A F
	Aberta (A)	46.2%		5 mm [2-10]	
	Fechada (F)	46.2%		0,1 mm	
	Mediana e intervalo geral			4,9 mm [0,1-10]	
Tipo de enchimento	Cataclasito/Milonito	7.7%	100% 50% 0% 7.7% 15.4% 76.9% C/M TV N		
	Terra Vegetal (TV)	15.4%			
	Nenhum (N)	76.9%			
Rugosidade	R3	100.0%	100% 0% 100.0% R3		
	Ondulada (O)	92.3%	100% 50% 0% 92.3% 7.7% O P		
	Plana (P)	7.7%			
Continuidade	Muito pouco contínua (MPC)	7.7%	Mediana e intervalo por classe	1,0 m	100% 50% 0% 7.7% 23.1% 69.2% MPC PC MC
	Pouco contínua (PC)	23.1%		2,2 m [2-2,2]	
	Mediana/ contínua (MC)	69.2%		6,5 m [3,5-7,5]	
	Mediana e intervalo geral			5 m [2-7,5]	
Terminação	Descontinuidade (D)	46.2%	100% 0% 46.2% 53.8% D O		
	Obscura (O)	53.8%			
Curvatura	C1-2	7.7%	100% 50% 0% 7.7% 92.3% C1-2 C3		
	C3	92.3%			
Presença de água	Seco	100.0%	100% 0% 100.0% Seco		
Resistência à compressão uniaxial	S3	50%	Mediana e intervalo por classe	21,3 MPa [20,6-22]	100% 50% 0% 50.0% 50.0% S3 S4-5
	S4-5	50%		14,2 MPa [13-15,4]	
	Mediana e intervalo geral			17,95 MPa [13-22]	
RQDt	Mediana e intervalo geral		38% [33-43]		

5.7 CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

5.7.1 Geomecânica dos maciços rochosos

De modo a avaliar a competência do maciço rochoso do talude de Mourilhe, aplicaram-se três classificações geomecânicas: “*Rock Mass Rating [RMR]*” (Bieniawski, 1989, 1993; Celada et al., 2014), “*Slope Mass Rating [SMR]*” (Romana, 1985, 1993, 1997) e “*Geological Strength Index [GSI – versão 2013]*” (Hoek et al., 1998; Hoek et al., 2013; Santa et al., 2013). De ressaltar que a classificação de taludes rochosos SMR – “*Slope Mass Rating*” é a determinante neste estudo para a interpretação geomecânica de taludes e para a sua classificação final em termos de zonamento.

Na Tabela 5.6, apresenta-se a síntese dos resultados das três classificações aplicadas à vertente de Mourilhe e às duas zonas geotécnicas. É de salientar que os resultados apresentados são os mais conservadores.

De acordo com a análise das classificações aplicadas, a Zona Geotécnica 1 classifica-se com qualidade razoável a fraca e a Zona Geotécnica 2 de fraca qualidade.

Tabela 5.6 - Síntese das características das cinco zonas geotécnicas do talude de Mourilhe, de acordo com as classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI.

		Classificações geomecânicas		
		RMR (<i>Bieniawski, 1989</i>)	SMR (<i>Romana, 1985, 1993</i>)	GSI 2013 (<i>Hoek et al., 2013</i>)
		39	39	37
Zonas Geotécnicas	Geral	Maciço de qualidade fraca (Classe IV) a razoável (Classe III)	Maciço de qualidade fraca a razoável (Classe IVa a IIIb)	Maciço de qualidade fraca a razoável
		39	39	44
	ZG1	Maciço de qualidade fraca (Classe IV) a razoável (Classe III)	Maciço de qualidade fraca a razoável (Classe IVa a IIIb)	Maciço de qualidade razoável a fraca
		20	19	28
	ZG2	Maciço de qualidade fraca (Classe IV)	Maciço de qualidade muito fraca a fraca (Classe Va a IVb)	Maciço de fraca qualidade

5.7.2 Parâmetros geomecânicos adotados

Tendo em vista a necessidade da obtenção dos parâmetros geológico-geotécnicos para a introdução nos respectivos modelos geomecânicos, apresenta-se nas Tabelas 5.7 e 5.8 uma síntese de alguns parâmetros geomecânicos necessários na utilização dos modelos de cálculo.

Tabela 5.7 - Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados para o talude de Mourilhe.

Zonas geotécnicas	Litologia	Resistência à compressão uniaxial, UCS (MPa)	Peso volúmico, γ (kN/m ³)
ZG1	Granito predominantemente biotítico, de grão médio	S ₃ : 24 [20,9 – 56,7]	26
ZG2		S ₄ : 18 [13 – 22]	

Tabela 5.8 - Valores de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e parâmetro da rocha intacta (m_i) para o maciço do talude de Mourilhe.

Zonas geotécnicas	Litologia	Coesão, c (MPa) (González de Vallejo & Ferrer, 2011)	Ângulo de atrito, ϕ (°) (González de Vallejo & Ferrer, 2011)	m_i (Hoek, 2007)
ZG1	Granito predominantemente biotítico, de grão médio	15 - 50	40°- 50°	33
ZG2				

5.8 CARTOGRAFIAS DO ZONAMENTO GEOTÉCNICO E GEOMECÂNICO

A Figura 5.10 ilustra, esquematicamente, o posicionamento, segundo a “scanline”, de cada zona geotécnica e geomecânica.

Com as investigações geológico-geotécnicas realizadas no terreno, foi possível definir uma cartografia de zonamento geotécnico para o talude de Mourilhe (Figura 5.11). É de salientar que se considerou ainda a presença de uma zona geotécnica ZG0 que apresenta características geológico-geotécnicas de um maciço terroso, que surge dos 0 m aos 6,5 m e dos 60 m aos 68 m.

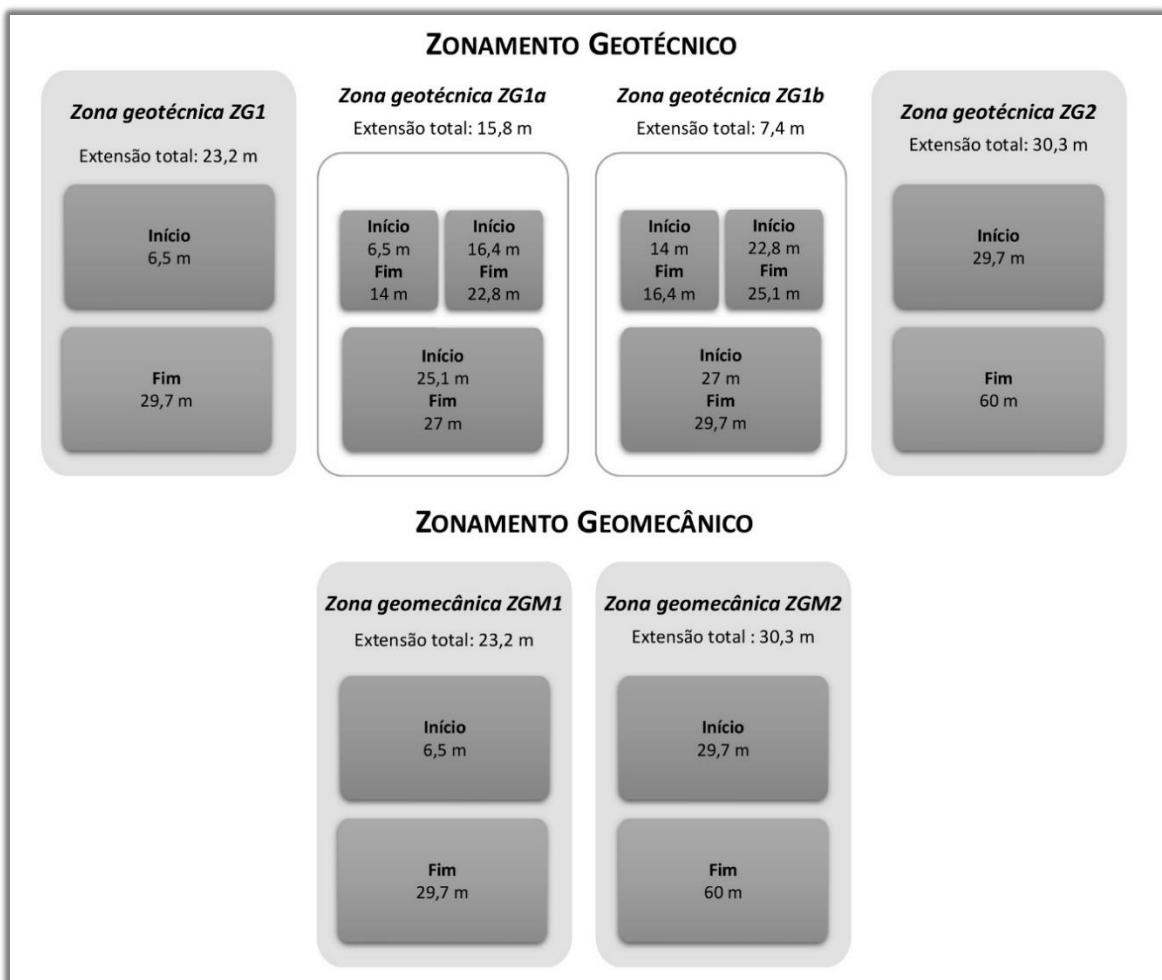


Figura 5.10 - Posicionamento das zonas geotécnicas e geomecânicas, segundo a “scanline”, para o desenvolvimento dos estudos geotécnicos e geomecânicos do talude de Mourilhe.

Em termos da cartografia do zonamento geomecânico, dividiu-se o talude de Mourilhe, considerando-se os resultados das classificações geomecânicas, principalmente a SMR (*Slope Mass Rating*), concluindo que existem duas zonas que correspondem às zonas geotécnicas.

A Figura 5.11 ilustra ainda a cartografia geomecânica, evidenciando as duas zonas geomecânicas, ZGM1 e ZGM2, para o talude de Mourilhe. Do cruzamento de toda a informação resultou que:

- i) ZGM1 - Maciço granítico de fraca a razoável qualidade geomecânica (SMR = 39; RMR = 39; GSI|2013 = 44);
- ii) ZGM2 - Maciço granítico de fraca qualidade geomecânica (SMR = 19; RMR = 20; GSI|2013 = 27,5).

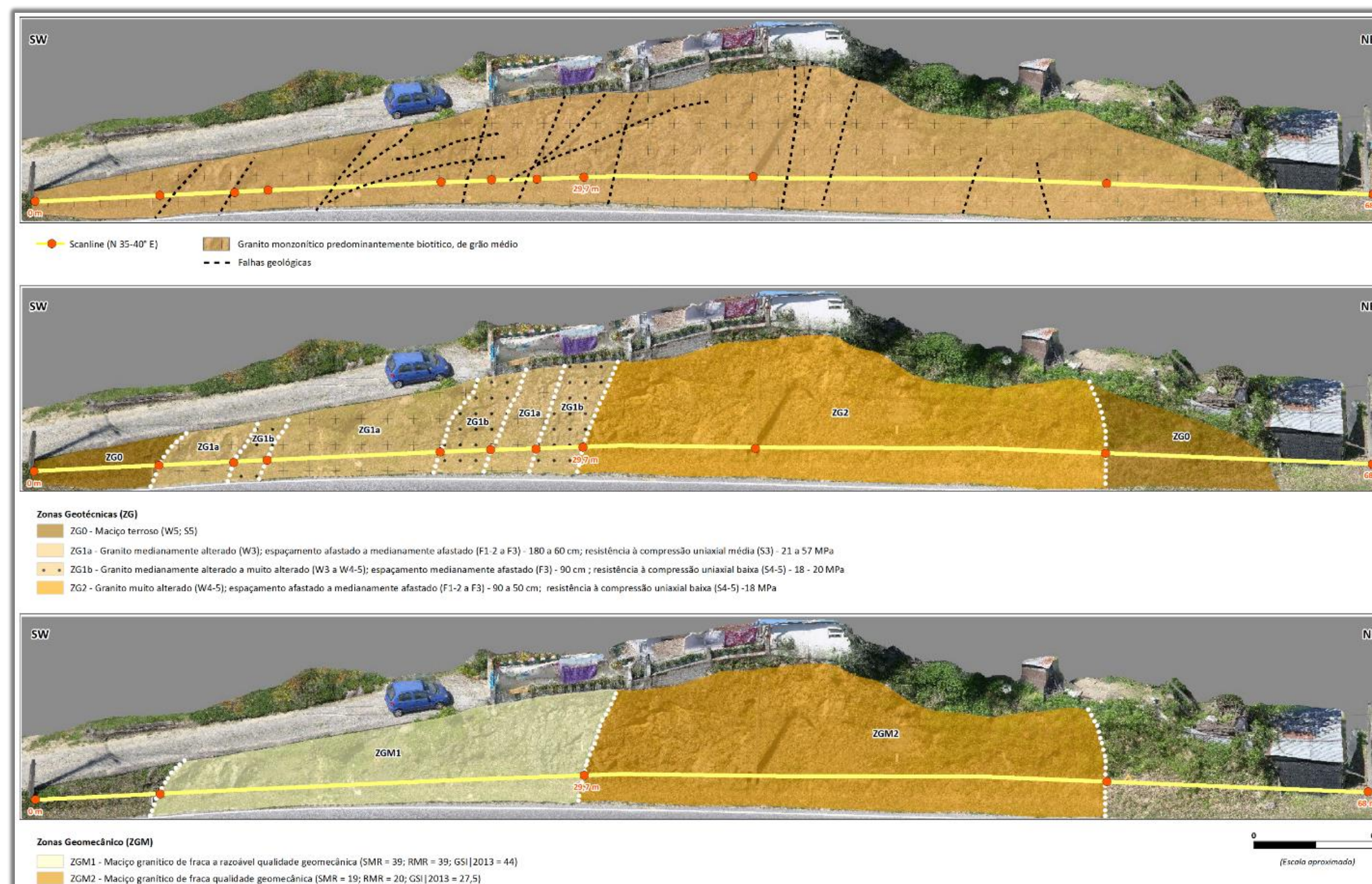


Figura 5.11 - Esquema representativo da “scanline” do talude rodoviário de Mourilhe, segundo um perfil com orientação geral NE-SW: a) Esboço da cartografia geológica; b) Cartografia do zonamento geotécnico; c) Cartografia do zonamento geomecânico.

5.9 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE E NÍVEL DE PERIGOSIDADE DO TALUDE

Existe uma grande diversidade de métodos e técnicas para a avaliação da estabilidade de taludes na fase de projeto. Contudo, os métodos e técnicas para esta avaliação durante a fase de exploração, isto é, que utilizam principalmente informações sobre o que foi realmente construído e o seu estado real relatado a partir de inspeções visuais, sistemas de monitorização e informações indiretas (tais como o clima e o zonamento sísmico), são escassos (*e.g.*, Pinheiro et al., 2015; Vaz & Zêzere, 2016). Apesar de já terem sido propostos diversos sistemas de classificação de qualidade geotécnica e estrutural, estes apresentam, normalmente, um número limitado de fatores envolvidos na estabilidade dos taludes rochosos e estão, em geral, limitados à análise de alguns processos de rotura, tais como o *Rockfall Hazard Rating System* (RHRS) proposto por Pierson et al. (1990), o qual foi posteriormente modificado e atualizado por Budetta (2004), o RHRS_m, e mais recentemente adaptado por Pinheiro et al., (2014, 2015), o RHRS_{m2}. Este sistema destina-se à obtenção de um índice de qualidade aplicado a taludes predominantemente rochosos em meios rodoviários.

Neste sentido, o Índice de Qualidade de Taludes (SQI – *Slope Quality Index*), desenvolvido por Pinheiro et al. (2015), é um sistema que integra a avaliação de uma vasta gama de fatores internos e externos relacionados com a qualidade e a estabilidade dos taludes. Este sistema baseia-se no sistema de classificação de maciços rochosos desenvolvido por Liu et al. (2007).

De modo a avaliar a suscetibilidade e o nível de perigosidade do talude rochoso de Mourilhe, foram aplicados, com diversas adaptações, o *Rockfall Hazard Rating System*, versão RHRS_{m2}, e o Índice de Qualidade de Taludes (SQI), ambos propostos por Pinheiro et al. (2015). Salienta-se, também, o facto de o índice SQI incorporar no seio dos fatores geológico-geomecânicos o valor obtido para o sistema RHRS_{m2} e ainda, por exemplo, o SMR (*Slope Mass Rating*) ou o RMR (*Rock Mass Rating*).

Na Tabela 5.9, apresenta-se a síntese dos resultados dos dois métodos aplicados às zonas geomecânicas ZGM1 e ZGM2 definidas, anteriormente, para o talude de Mourilhe.

Tabela 5.9 - Síntese das características das zonas geomecânicas ZGM1, ZGM2 e ZGM3 do talude de S. Cristóvão, de acordo com os sistemas RHRSm2 e SQI.

Zonas geomecânicas (ZGM)	Sistema de Perigosidade de Queda de Blocos (RHRSm2)	
	Índice de Qualidade do Talude (SQI)	
	<i>Rockfall Hazard Rating System (RHRSm2)</i> (Pierson et al., 1990; Budetta, 2004; Pinheiro et al., 2015)	<i>Slope Quality Index (SQI)</i> (Pinheiro et al., 2015)
	312	3,0
ZGM1	Grau de suscetibilidade: moderado	Estado do talude: mediano
	<i>Intervenção: a curto prazo</i>	<i>Nível de perigosidade: moderado</i>
	366	3,3
ZGM2	Grau de suscetibilidade: elevado	Estado do talude: mediano
	<i>Intervenção: urgente</i>	<i>Nível de perigosidade: moderado</i>

De acordo com a análise dos dados obtidos através do sistema RHRSm2, o talude de Mourilhe encontra-se entre [312 – 366], ou seja, apresenta um grau de suscetibilidade de moderado a elevado, requerendo uma intervenção de curto a moderado prazo.

No que diz respeito ao índice SQI, os valores encontram-se, na generalidade, entre [3 – 3,3], exibindo um nível de perigosidade moderado.

Desta forma, é possível verificar que, em ambas as análises, a zona geomecânica mais crítica é a ZGM2.

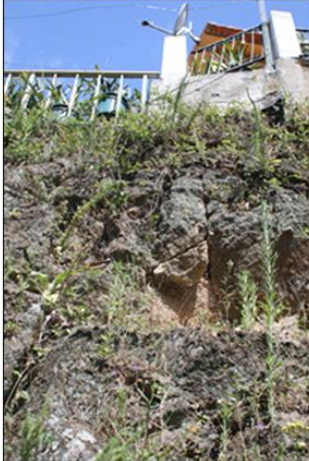
A Figura 5.12 ilustra a cartografia dos resultados obtidos para os dois métodos (RHRSm2 e SQI) no talude de Mourilhe.



Zonas geomecânicas (ZGM)	Sistema de Perigosidade de Queda de Blocos (RHRSm2) Índice de Qualidade do Talude (SQI)	
	Rockfall Hazard Rating System (RHRSm2) (Pierson et al., 1990; Budetta, 2004; Pinheiro et al., 2015)	Slope Quality Index (SQI) (Pinheiro et al., 2015)
ZGM1 	312 Grau de suscetibilidade: moderado <i>Intervenção: a curto prazo</i>	3,0 Estado do talude: mediano <i>Nível de perigosidade: moderado</i>
ZGM2 	366 Grau de suscetibilidade: elevado <i>Intervenção: urgente</i>	3,3 Estado do talude: mediano <i>Nível de perigosidade: moderado</i>



ZGM1



ZGM2

Figura 5.12 - Cartografia de suscetibilidade e grau de perigosidade para o talude rodoviário de Mourilhe, Cinfães.

5.10 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DO TALUDE

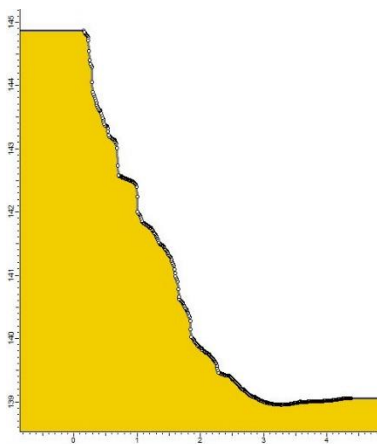
A avaliação da estabilidade do talude foi realizada com o programa de cálculo automático *Slide*, da *Rocscience*.

Das conclusões obtidas com o trabalho de campo e do posterior tratamento e análise em gabinete de toda a informação recolhida resultou a seleção de dois perfis transversais do talude para a respetiva avaliação de segurança.

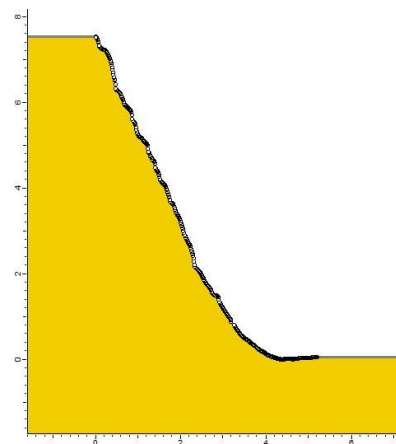
Estes perfis, P1 e P2, localizam-se ambos na zona geotécnica ZG2 e foram geometricamente definidos de forma detalhada na Figura 5.13 pelo facto de serem oriundos do modelo tridimensional desenvolvido.



a) Localização dos perfis transversais



b) Perfil transversal P1



c) Perfil transversal P2

Figura 5.13 – Modelação dos perfis transversais e respetiva localização.

Para a caracterização geomecânica do talude nas modelações materializadas com o *Slide*, nos Perfis P1 e P2, consideraram-se os valores conservativos dos representados na Tabela 5.10 para a Zona Geotécnica 2:

Tabela 5.10 – Valores a considerar para a classificação Hoek Brown (valores definidos no programa *RocData*).

	<p>Legenda:</p> <p>sigci: resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;</p> <p>GSI: <i>Geological Strength Index</i>;</p> <p>mi: constante da massa da rocha;</p> <p>D: <i>fator de perturbação</i>;</p> <p>MR: <i>modulus ratio</i>.</p>
--	---

Com estes parâmetros e com a aplicação *RocData*, (Tabela 5.10), disponibilizada também pela empresa *Rocscience*, determinaram-se valores equivalentes dos parâmetros de resistência, ϕ' e c , como demonstra a Figura 5.14, correspondentes ao critério de cedência de Mohr-Coulomb:

Figura 5.14 – Parâmetros de resistência dos Perfis P1 e P2.

Nas Figuras 5.15 a 5.18 apresentam-se os resultados das modelações realizadas com o programa *Slide*, respetivamente, para os Perfis P1 e P2. Nestas modelações admitiu-se a mobilização de superfícies de rotura circulares e a consideração dos métodos de análise de estabilidade de taludes de:

- Método Simplificado de Bishop;
- Método Simplificado de Janbu.

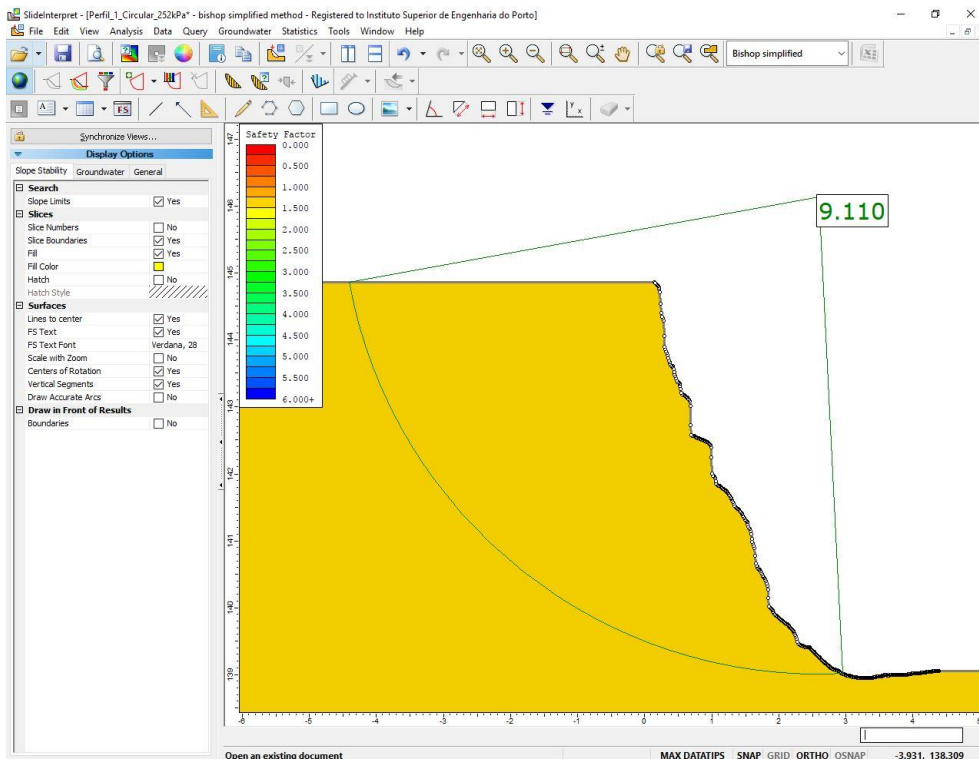


Figura 5.15 – Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Bishop.

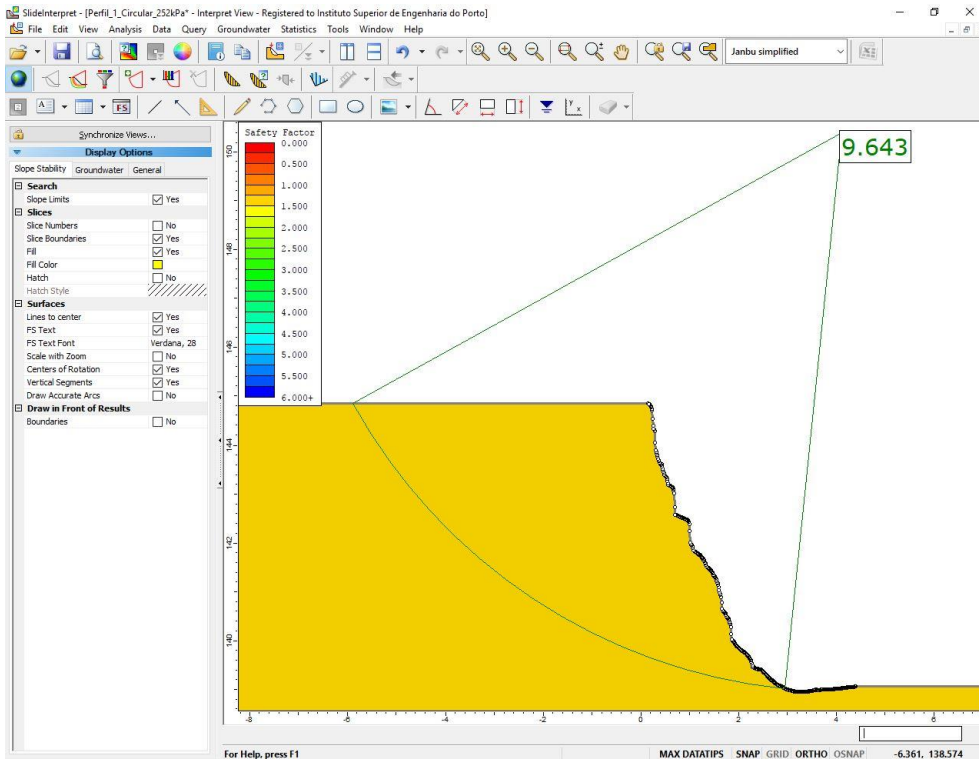


Figura 5.16 - Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Janbu.

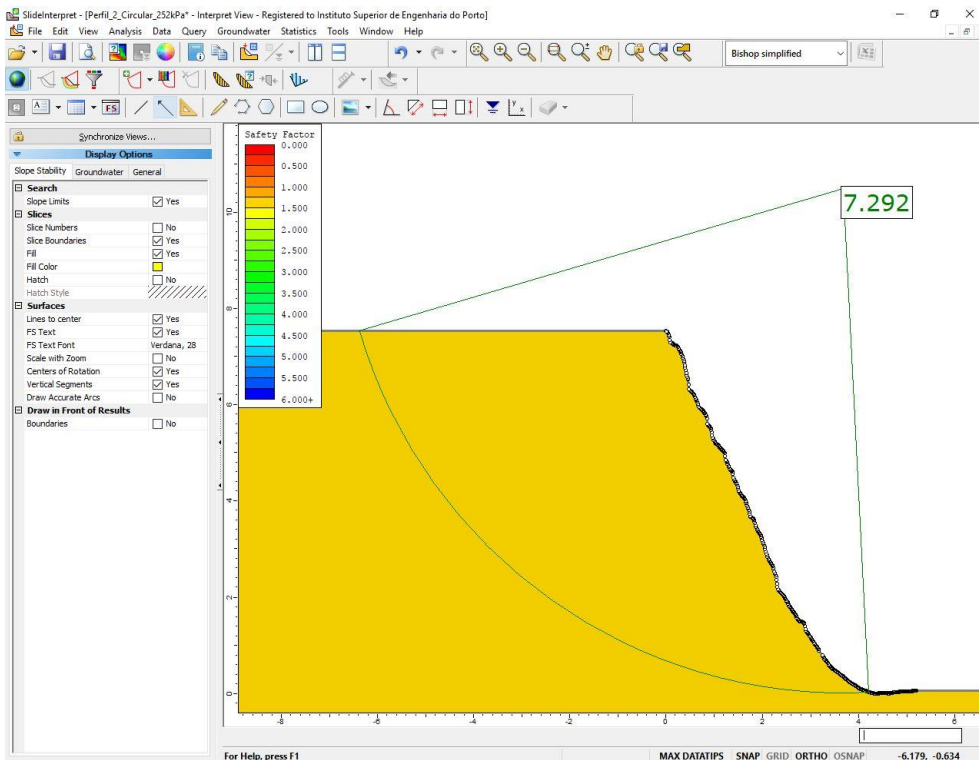


Figura 5.17 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Bishop.

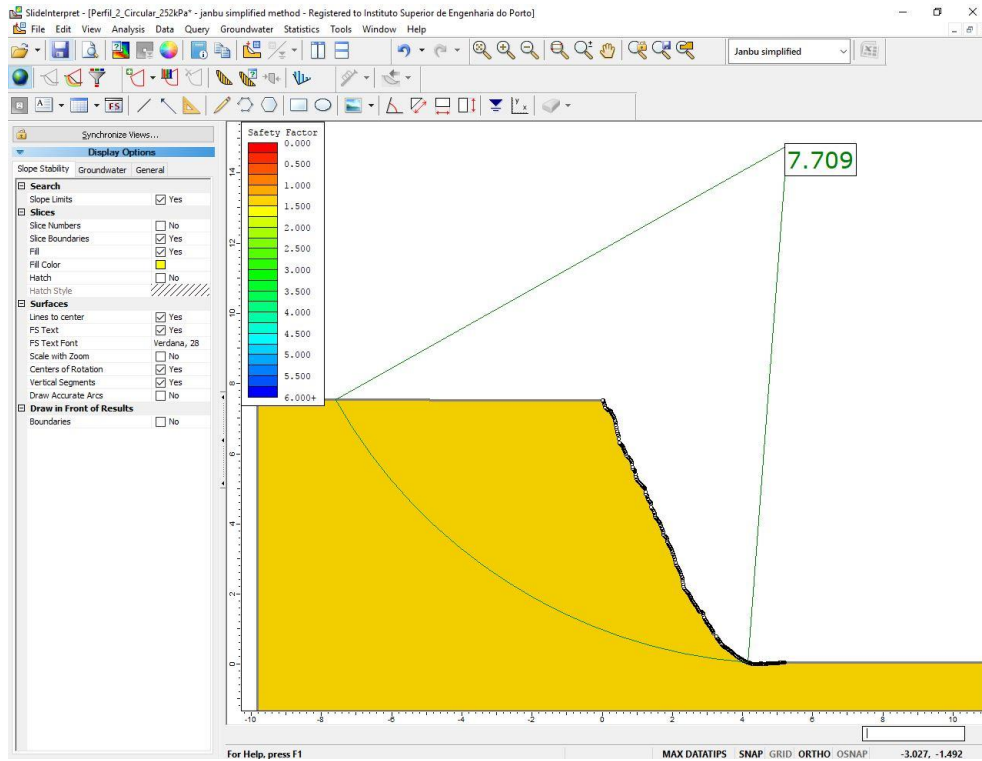


Figura 5.18 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado pelo método Simplificado de Janbu.

No Perfil P1 os valores mínimos dos fatores de segurança assumem valores elevados, de ordem dos 9, já no Perfil P2 os valores rondam valores, de ordem dos 7.

Reduzindo a coesão, em ambos os perfis, para valores da ordem de 20 kPa, para o Perfil P1, e 25 kPa para o Perfil P2, os fatores de segurança diminuem para níveis da ordem da unidade (Figuras 5.19 a 5.22), o que, aparentemente, revela uma significativa reserva de segurança.

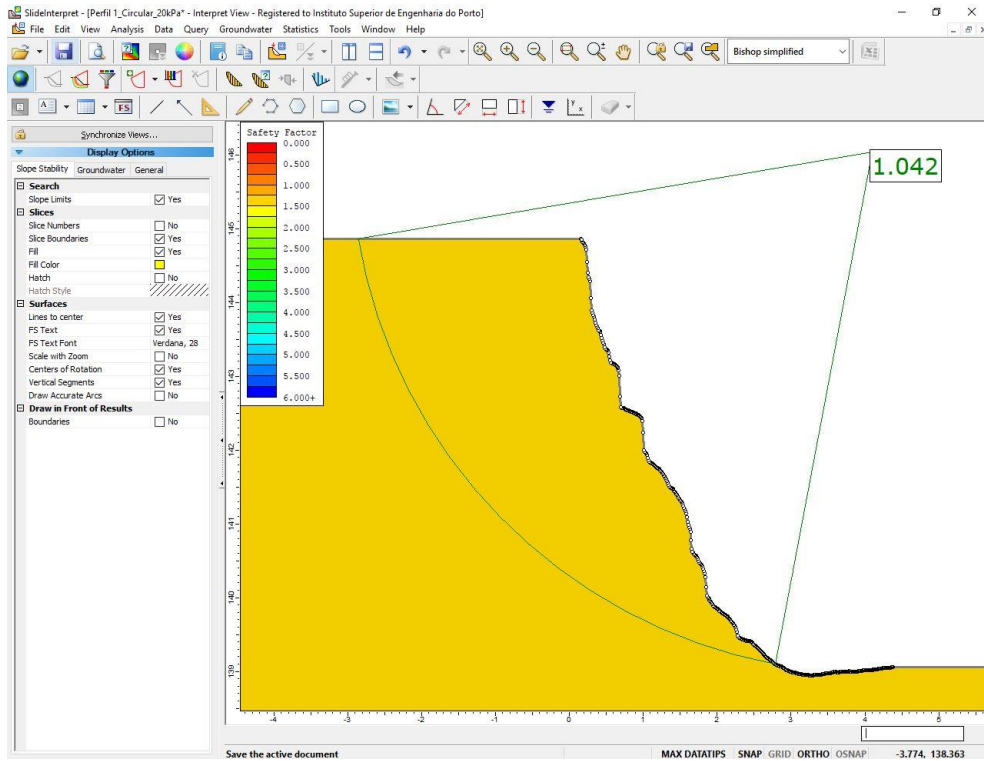


Figura 5.19 - Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Bishop.

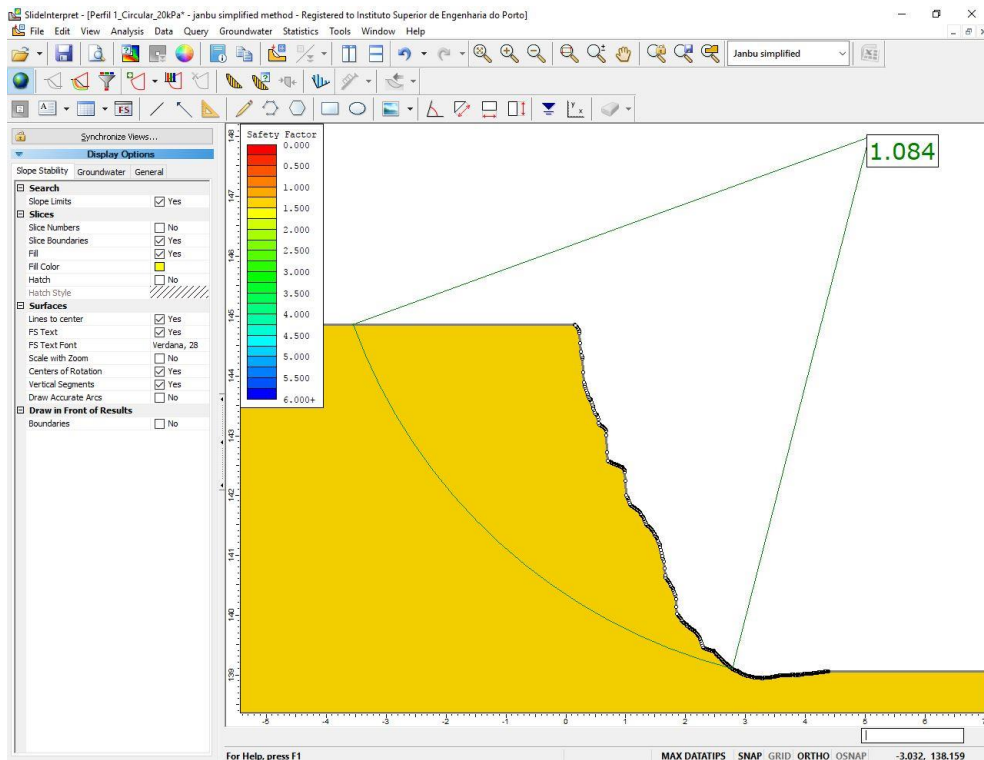


Figura 5.20 - Perfil P1. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Janbu.

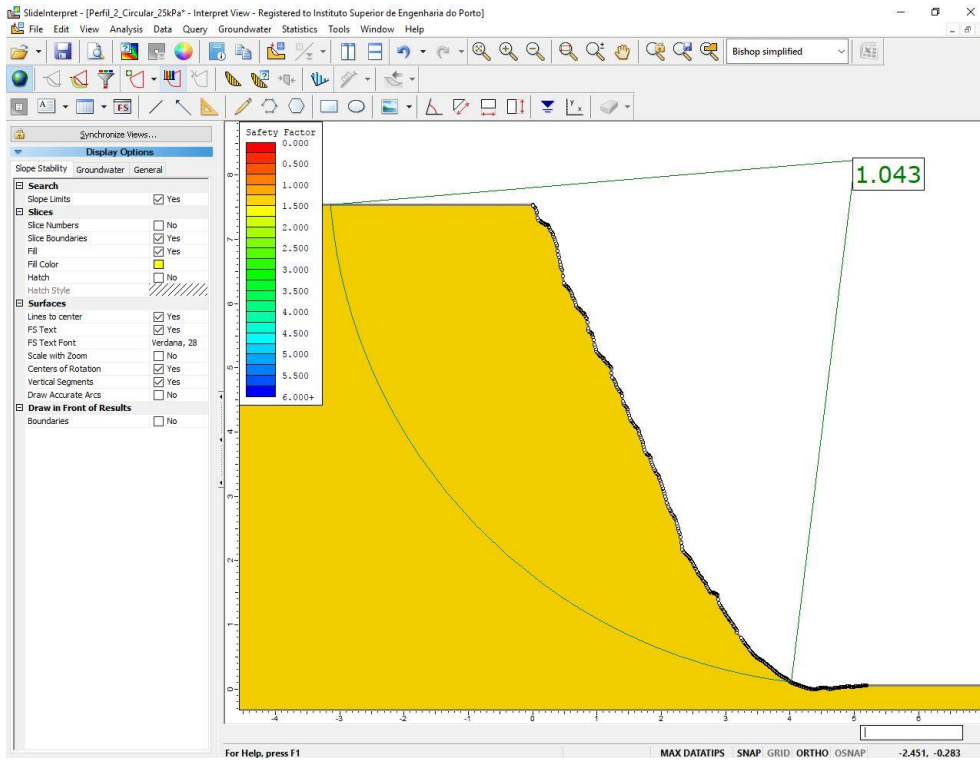


Figura 5.21 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Bishop.

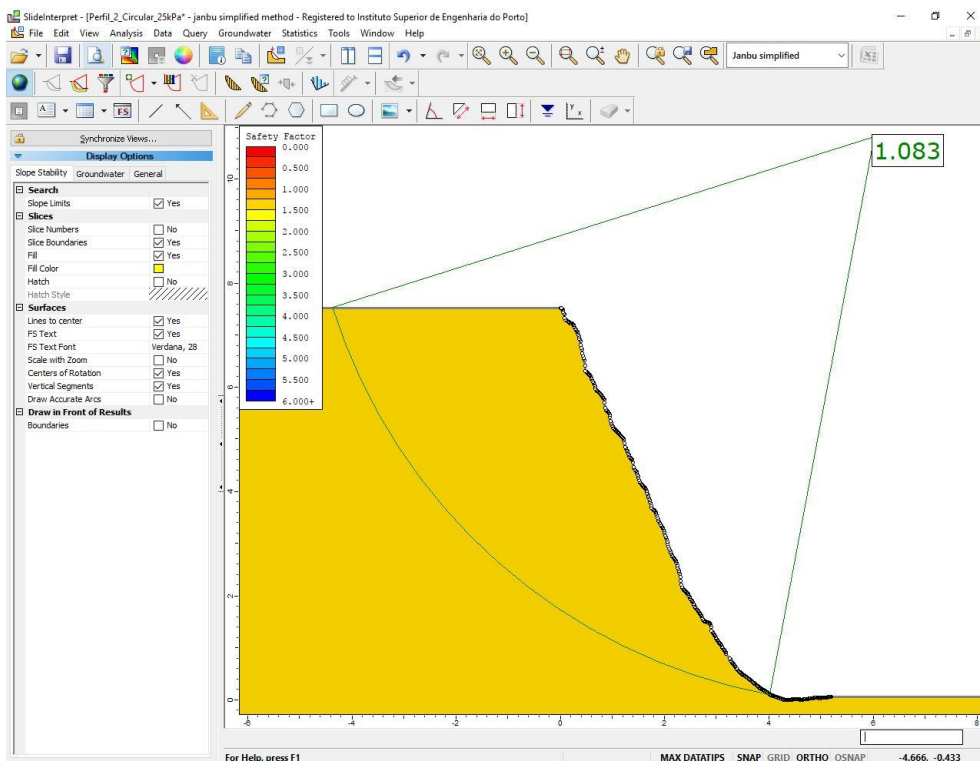


Figura 5.22 - Perfil P2. Fator de segurança mínimo avaliado, com redução dos valores de coesão, pelo método Simplificado de Janbu.

Convém aqui, no entanto, realçar o facto de a real resistência à compressão uniaxial do material rochoso, na Zona Geotécnica 2, poder assumir valores inferiores aos considerados, que resultaram de uma avaliação suportada pela correlação com ensaios esclerométricos executados *in situ*, cuja realização envolve maior dificuldade e se reveste de menor fiabilidade em taludes de maciços rochosos que evidenciam uma superfície significativamente alterada. Este facto poderá encaminhar para níveis inferiores a reserva de segurança identificada nas modelações efetuadas.

As instabilizações localizadas são, contudo, evidentes, envolvendo quer material terroso, quer pequenos blocos rochosos.

Estas instabilizações são claramente potenciadas pela presença de escorrências de água provenientes do topo do talude.

5.11 PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE INTERVENÇÃO

Após a realização do estudo sobre o talude de Mourilhe sugere-se um conjunto de intervenções com o objetivo de devolver ao talude o necessário nível de segurança. Na Figura 5.23 apresenta-se uma sugestão de uma estrutura de proteção, a instalar no pé do talude, de modo a evitar a invasão da via rodoviária por elementos terrosos ou rochosos oriundos do talude. As águas pluviais e outras com origem na zona superior do talude deverão ser encaminhadas no sentido oposto à sua crista, evitando a continuidade do processo erosivo evidente em algumas zonas.

O conjunto de construções de aspeto provisório (telheiros e arrecadações) localizados ao longo da crista do talude merecia ser objeto de uma translação, afastando-se desta, de modo a cessar o seu contributo para o processo de instabilização do talude. O presente estudo não conseguiu avaliar as características das fundações da construção com função de cozinha cujo limite de implantação invade a crista do talude.

Esta construção encontra-se também parcialmente descalça.

Entende-se que a Câmara Municipal de Cinfães deverá avaliar a necessidade de impôr também uma translação deste edifício, no sentido oposto ao do talude, salvaguardando-o de um processo de instabilização de que há já evidências, conjugado com o desconhecimento das características das suas fundações.

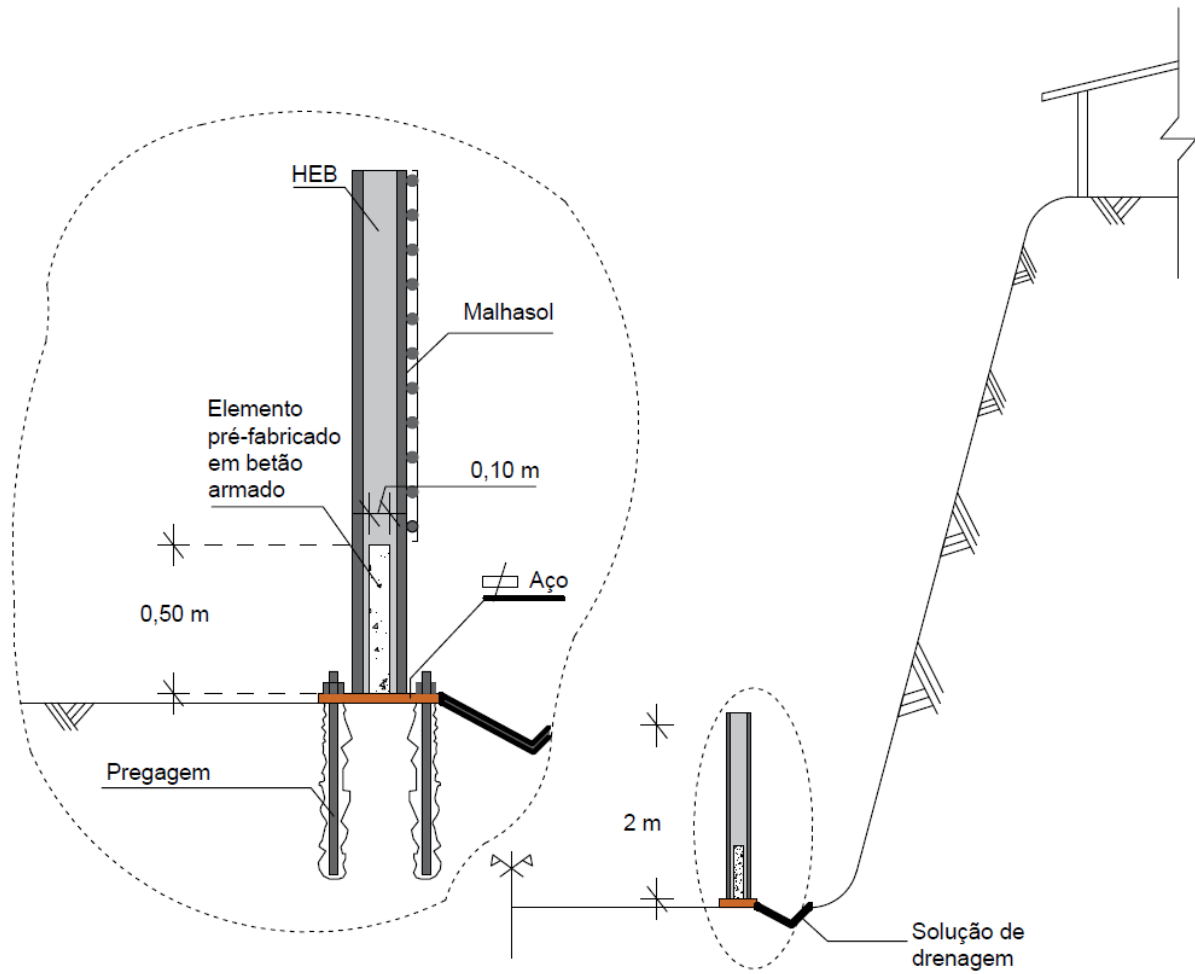


Figura 5.23 – Proposta de solução de intervenção para o talude de Mourilhe.

5.12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Do estudo realizado resultam as seguintes conclusões:

- i) A geologia do local é constituída por um granito predominantemente biotítico, de grão médio, cor acinzentada, por vezes com tonalidades amareladas, o qual se apresenta, por regra, moderadamente alterado a muito alterado (W_3 a W_{4-5}). De uma maneira geral, o maciço deste talude apresenta uma rede de fraturação, bem como zonas bastante alteradas a decompostas.
- ii) Em termos de zonamento geotécnico, podem ser consideradas as seguintes unidades geotécnicas no talude em estudo: a) ZG0: constituída por material terroso, muito arenizado a decomposto (W_5 , S_5); b) ZG1 (de onde se diferenciaram duas subzonas, a ZG1A e a ZG1B): formado por granito medianamente alterado (W_3); espaçamento afastado a medianamente afastado (F_3); resistência à compressão uniaxial média a baixa (S_3 a S_4); ZG2: caracterizado por granito muito alterado (W_{4-5}); espaçamento afastado a medianamente afastado (F_{1-2} a F_3); resistência à compressão uniaxial baixa (S_{4-5}).
- iii) O estudo geomecânico permitiu elaborar uma cartografia geomecânica composta essencialmente por duas zonas (ZGM1 e ZGM2), a saber: a) ZGM1 - Maciço granítico de fraca a razoável qualidade geomecânica (SMR = 39; RMR = 39; GSI|2013 = 44); b) ZGM2 - Maciço granítico de fraca qualidade geomecânica (SMR = 19; RMR = 20; GSI|2013 = 27,5).
- iv) A avaliação da suscetibilidade e do nível de perigosidade do talude de Mourilhe, realizada com base nos métodos *Rockfall Hazard Rating System* (RHRSm2) e *Slope Quality Index* (SQI), permitiu concluir que a zona geomecânica ZGM2 é a mais crítica, requerendo uma intervenção urgente.
- v) A avaliação da estabilidade, recorrendo ao programa *Slide*, revelou confortáveis níveis de segurança do talude. Esta avaliação apoiou-se, no entanto, em resultados obtidos *in situ* com o esclerómetro de *Schmidt* cuja aplicação a taludes rochosos com superfícies muito alteradas deverá ser encarada com reservas.
- vi) O talude apresenta sinais evidentes de instabilizações localizadas, com deslizamento de material terroso e rochoso.
- vii) As construções existentes na crista do talude contribuem para o processo erosivo com o encaminhamento de águas para o talude.
- viii) A construção com funções de cozinha apresenta-se parcialmente descalça.

- ix) Sugere-se a instalação de uma estrutura de proteção no pé do talude, o encaminhamento das águas afluentes à crista no sentido oposto do talude e a realocação das construções existentes na crista do talude.

CAPÍTULO 6

CASO DE ESTUDO DAS MINAS DE ÁGUA DE S. CRISTÓVÃO (CINFÃES)

6.1 TERMOS DE REFERÊNCIA E EQUIPA

O presente caso de estudo foi solicitado pela Câmara Municipal de Cinfães à empresa TARH - Terra Ambiente e Recursos Hídricos Lda, motivado por uma situação de instabilidade geotécnica em S. Cristóvão de Nogueira (Cinfães). Por outro lado, a TARH Lda adjudicou algumas tarefas ao Centro de Prestação de Serviços Especializados Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do ISEP. A convite do LABCARGA, o Centro de Prestação de Serviços Especializados Núcleo de Estudos da Construção (NEC) do ISEP colaborou, especialmente, nas fases de inspeção estrutural das edificações afetadas pelo aluimento do terreno.

A situação de instabilidade reporta-se, pelo menos, a 2 edifícios de habitação familiar, situados numa vertente muito escarpada na Rua Maria Clara de Vasconcelos Pereira (Monte de Fijô, S. Cristóvão de Nogueira) e ocorreu no dealbar de 2001, aparecendo relacionada com o colapso de 1 ou 2 minas de água situadas sob as fundações dos referidos edifícios e da área envolvente. As minas de água são muito antigas e foram escavadas em saibro granítico (W_5), com a existência, mais ou menos frequente, de blocos rochosos são a pouco alterados (W_{1-2}). Pareceu assim imperativo, segundo a TARH Lda, realizar-se uma análise geotécnica de pormenor, no tempo e no espaço, e numa perspetiva integradora, particularmente hidrogeológica, hidrogeotécnica e de engenharia estrutural, que permita o estabelecimento de um programa de monitorização (do solo, do subsolo e das estruturas construídas) e de remediação, visando a avaliação da evolução da situação, correlacioná-la com os eventos hidrometeorológicos e melhorar as condições de estabilidade do maciço e das estruturas sobrejacentes.

De acordo com o anteriormente descrito, ficou a cargo do LABCARGA e do NEC, sob coordenação-geral da TARH Lda, o reconhecimento da área, a caracterização e a avaliação das condições geológico-geomorfológicas, geotécnicas e estruturais do edificado, bem como o apoio cartográfico da área do Monte Fijô e da sua envolvente.

O presente capítulo apresenta, assim, os resultados preliminares do estudo desenvolvido no terreno da área de Monte Fijô e envolvente, e, posteriormente, no laboratório, pela equipa técnica.

A ligação entre a Câmara Municipal de Cinfães, através do Sr. Eng. Luís Sequeira, e a TARH foi efetuada pelo coordenador-geral do estudo e sócio-gerente EurGeol. J. Martins Carvalho. A ligação com o ISEP foi feita através do diretor do LABCARGA|ISEP e Geólogo H.I. Chaminé. A equipa de profissionais responsável pela elaboração do presente relatório ficou a cargo de J. Martins Carvalho (TARH), de H.I. Chaminé, L. Freitas e S. Duarte (LABCARGA) e de J.F. Trigo e J. Fernandes (NEC). O geomorfólogo J. Teixeira prestou um apoio pontual na cartografia geomorfológica e hidroclimatologia.

Na Tabela 6.1 apresenta-se a equipa principal do ISEP envolvida no projeto.

Tabela 6.1 - Equipa multidisciplinar da TARH Lda, do LABCARGA|ISEP e do NEC|ISEP envolvida no projeto.

Nome	Área científica	Tarefa
José Martins Carvalho (Geólogo, EurGeol, PhD, DSc; Especialista em Hidrogeologia)	Hidrogeologia Aplicada	TARH Hidrogeologia, Geologia de Engenharia, Cartografia Aplicada
Helder I. Chaminé (Geólogo, PhD, DSc; Especialista em Cartografia e Geologia Aplicada)	Geociências de Engenharia e Hidrogeologia	Coordenação LABCARGA Cartografia Aplicada, Geologia de Engenharia, Hidrogeomecânica, Hidrogeologia
José Filinto Trigo (Engenheiro Civil, MSc; Especialista em Geotecnia OE)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	Coordenação NEC Geotecnia, Inspeção Estrutural
Liliana Freitas (Geomorfóloga, MSc; Especialista em Cartografia SIG)	Geociências de Engenharia e Hidrogeologia	LABCARGA Cartografia SIG, Geomorfologia Aplicada, Hidrogeologia
Sara Duarte (Engenheira Geotécnica e Geoambiente, MSc)	Geociências de Engenharia e Hidrogeologia	LABCARGA Geologia de Engenharia, Hidrogeomecânica, Hidrogeologia
João Fernandes (Engenheiro Civil, Finalista MSc)	Engenharia Civil – Geotecnia e Estruturas	NEC Geotecnia, Inspeção Estrutural

6.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem por objeto uma área de encosta localizada no lugar de Monte de Fijô, da freguesia de São Cristóvão de Nogueira, do concelho de Cinfães. Nesta área, foram identificados aluimentos da superfície do terreno a que se associaram, nas zonas adjacentes, movimentos de elevada amplitude.

Com efeito, nos anos de 2001 e de 2013, desenvolveram-se cavidades no terreno, que evoluíram até à superfície, com a configuração de chaminés (ou óculos). Simultaneamente, ocorreu o escoamento abundante de material sólido do interior do maciço de terreno, através de uma mina de água localizada na base de uma encosta, onde se encontram edificadas algumas moradias que sofreram danos avultados.

Sendo assim, o desenvolvimento de um estudo hidrogeológico, hidrogeotécnico e de engenharia estrutural do edificado revela-se fundamental para compreender a complexidade geotécnica dos terrenos da área. O estudo foi, assim, desenvolvido segundo várias fases:

- recolha e compilação de toda a informação e documentação;
- preparação e criação de uma base de dados em ambiente SIG;
- análises geomorfológica, geológica e hidrológica: esboços geológicos e hidrogeomorfológicos;
- inventariação de pontos de água;
- cartografia hidrogeológica;
- integração hidrogeotécnica.

Por outro lado, as questões relacionadas com o edificado, procuraram:

- identificar e registar as anomalias que este manifesta;
- relacionar estas anomalias com a presença e com a localização dos fenómenos que ocorreram de instabilidade do terreno;
- definir um plano de instrumentação e de monitorização a implementar nos edifícios, de modo a que a Câmara Municipal de Cinfães possa acompanhar a evolução do seu comportamento.

6.3 HISTÓRICO DA INSTABILIZAÇÃO GEOTÉCNICA: SEQUÊNCIA DE ACONTECIMENTOS, DE ESTUDOS E DE INTERVENÇÕES

A Câmara Municipal de Cinfães (CMC) procedeu a diversas visitas ao local, tendo sido produzidos, a propósito, documentos, emitidos ou recebidos por esta instituição, e disponibilizados para a realização do presente estudo (Figura 6.1).

A Câmara Municipal de Cinfães forneceu ainda:

- Desenhos técnicos da construção de cada moradia, contendo plantas, planta de implantação, alçados e cortes;
- Relatório sobre o “Abatimento de terras provocado por uma mina de água em S. Cristóvão – Cinfães”, realizado pelo Departamento de Minas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em Maio de 2001.
- Relatório “Parecer relativo à instabilização de minas de água em S. Cristóvão de Nogueira, em Cinfães”, produzido pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Agosto de 2013;
- Notas informativas várias redigidas pela CMC com o assunto “Perigo de derrocada de edificações, resultante de instabilidade do solo”, especialmente as datadas de 23 de Abril de 2013 e de 26 de Janeiro de 2015.

Destes documentos, realça-se o relatório produzido pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em maio de 2001, e o relatório redigido pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em agosto de 2013.

De acordo com este conjunto de documentos e de informações verbais recolhidas junto do Senhor Eng.º Luís Sequeira (Técnico Superior da CMC), do Sr. Abílio da Silva (Presidente da Junta de S. Cristóvão de Nogueira, na altura dos incidentes) e de habitantes do local, terão ocorrido, pelo menos, 2 momentos de instabilização (ou de abatimentos) do terreno em abril de 2001 e em abril de 2013.

O primeiro evento terá acontecido em 27 de abril de 2001, de acordo com informação escrita da CMC. De facto, nesse registo afirma-se que a vereação tomou conta da ocorrência de um aluimento do terreno entre as moradias identificadas na Figura 6.2 (A-B).

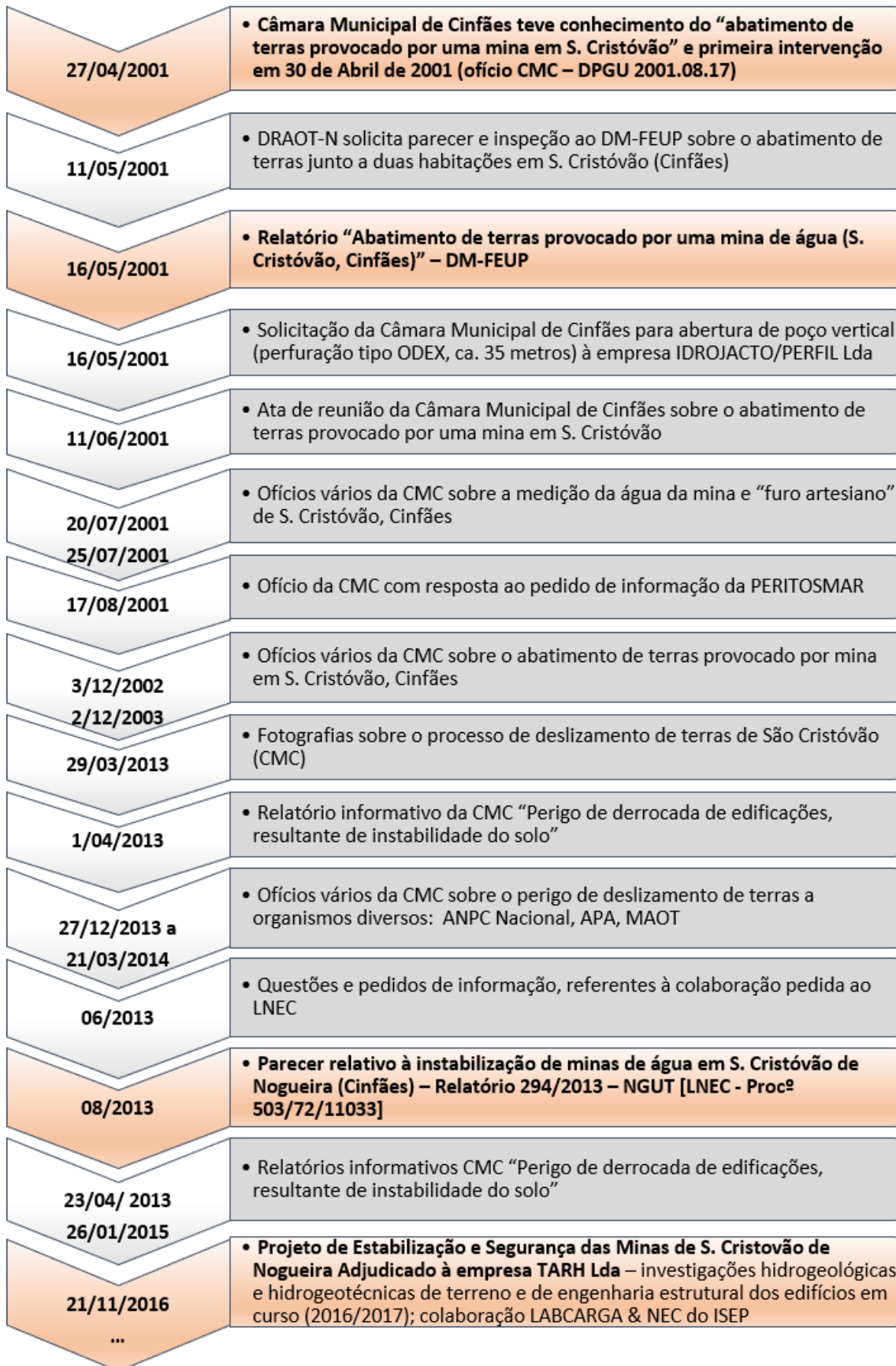


Figura 6.1 – Principal Síntese-documental produzida após diversas visitas ao Monte Fijô (2001-2015), S. Nogueira de Cristóvão (Cinfães).

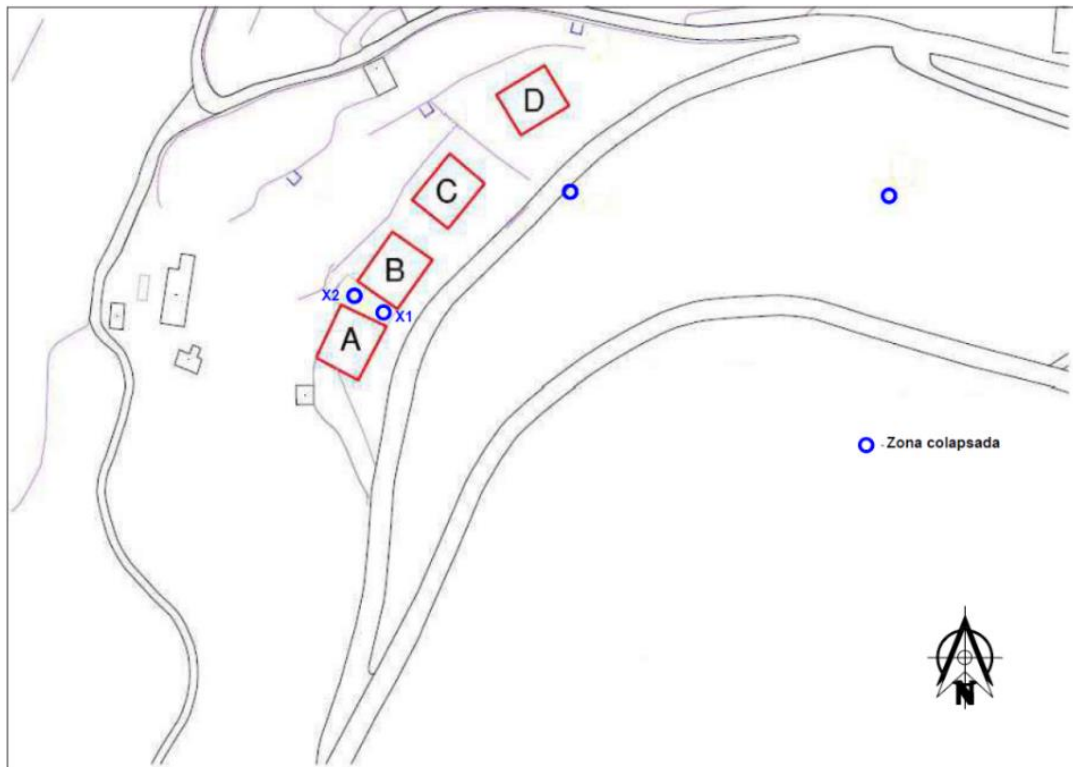


Figura 6.2 - Localização dos aluimentos (ou, abatimentos ou colapsos) entre as moradias (adaptado de LNEC, 2013).

Na sequência desse evento, de acordo com o transcrito na ata da reunião da CMC, de 14 de Maio de 2001, *“foram evacuadas as casas e retirado o recheio, colocaram-se escoras de ferro entre as casas, para evitar a sua derrocada e foram abertos furos para bombagem da água da mina, para evitar o arrastamento de inertes do subsolo, o que poderia originar consequências mais graves.”*. Nessa ata refere-se também a dificuldade na realização das perfurações e a necessidade de adotar uma outra metodologia de perfuração.

Da documentação fornecida, consta também um pedido, submetido em 16 de maio de 2001, para abertura de um poço vertical com perfuração tipo ODEX e profundidade de 35 m. O relatório do LNEC, que a seguir se detalha, dá conta do insucesso da perfuração.

A CMC enviou também à empresa PeritosMar um esclarecimento acerca da realização do escoramento das duas habitações, com vigas metálicas, entre 12 e 13 de maio de 2001.

Na sequência da primeira instabilização, a CMC decidiu adjudicar um estudo – por indicação da DRAOT-N – ao Departamento de Minas da FEUP. Na Figura 6.3, apresenta-se, de forma sintética e ordenada, a sequência de acontecimentos relatada neste documento.

Na visita efetuada ao local, em 22 de março de 2017, foi recolhida informação verbal junto da proprietária da habitação do Sr. Paulo Jorge da Costa Leite, que afirmou que terão ocorrido dois

aluidamentos entre as duas habitações. Estes aluidamentos estão assinalados na Figura 8.2 com a nomenclatura “X1” e “X2”. De acordo com o relato da proprietária, o aluidamento “X2” terá *“engolido uma pipa de vinho que nunca mais apareceu”*.

Relativamente ao evento ocorrido em abril de 2013, foi contratado o LNEC para dirigir os estudos, cujo essencial se sintetizou na Figura 6.4.



Figura 6.3 - Síntese do relatório apresentado pelo DM|FEUP em maio de 2001.



Figura 6.4 - Síntese do relatório apresentado pelo LNEC em agosto de 2013.

A Figura 6.5 ilustra os principais incidentes com a produção de zonas de colapso através da geração de chaminés ou óculos de aluimento.



Figura 6.5 - Ilustração dos abatimentos (ou aluimentos) com a observação das chaminés (ou óculos) do Monte do Fijô: a), b) – relatório do DM|FEUP (maio de 2001); c) a f) – relatório do LNEC (agosto de 2013) e arquivo CMC.

6.4 METODOLOGIA

O reconhecimento e o inventário de campo, conducente à avaliação das condições geológicas, geomorfológicas e hidrogeológicas do Monte Fijô e sua envolvente foram implementados, pela equipa do LABCARGA|ISEP, nos meses de maio a julho de 2017.

Para atingir o objetivo fundamental anteriormente referido, foi necessário desenvolver uma série de atividades complementares, a saber:

- inventariação e compilação dos estudos já existentes sobre a área em estudo, em particular sobre as minas de água e os relatórios de instabilidade geotécnica desenvolvidos anteriormente;
- pesquisa bibliográfica sistemática de artigos científicos, relatórios técnicos, monografias e outra documentação, e relatos verbais da sua história mais recente, relativamente à cartografia topográfica, geológica, hidrogeológica, aos aspetos hidroclimatológicos, de hidrologia superficial e subterrânea;
- inspeção de terreno das minas, nascentes e fontanários, ainda acessíveis, avaliando o seu estado de conservação e tentando reproduzir, no caso das galerias subterrâneas de água, o seu traçado cartográfico em planta;
- reconhecimento geológico de campo e execução de esboços de cartografia geológica e de cartografia geomorfológica, a escalas convenientes e síntese da informação cartográfica à escala 1/5.000; preparação de diversa cartografia geo-temática digital em base SIG (ArcGis 9.3) – Modelo Digital de Terreno, Declives, Rede de drenagem, Mapa geológico, Mapa geomorfológico, etc.;
- inventário hidrogeológico de campo de pontos de água relevantes numa área de cerca de 0,2 km², incluindo a sua georreferenciação, registo fotográfico, bem como o controlo sistemático hidroquímico básico “*in situ*” (pH, condutividade elétrica e temperatura) e a medição do caudal, e preenchimento de uma ficha de inventário hidrogeológico com o fim de criar uma base de dados hidrogeológica para síntese e cruzamento de dados;
- execução de uma proposta da cartografia hidrogeológica da área em estudo;
- análise, cruzamento e interpretação de toda a informação hidroclimatológica, geológica, hidrogeomorfológica e hidrogeológica para a proposta de um modelo hidrogeológico conceptual.

Documentos cartográficos e outros elementos bibliográficos

Relativamente à cartografia, recorreu-se aos seguintes documentos (Figura 6.6):

- carta topográfica da “Carta Militar de Portugal”, à escala 1/25.000, Série M888: folha 136 (Cinfães), IGeoE (1998);
- ortofotomapas da área de S. Cristóvão (Cinfães), à escala 1/5.000 e imagens aéreas de alta-resolução “Bing Maps” e “Google Earth Pro”;
- cartas geológicas, geomorfológicas e tectónicas gerais a escalas várias: 1/50.000); [Carta Geológica de Portugal, folha 14-A (Lamego), de Teixeira et al. (1968)]; 1/200.000 [Carta Geológica de Portugal, de Pereira et al. (1989)]; 1/500.000 [Carta Geológica de Portugal, 5ª edição, de Oliveira et al. (1992); Carte Géomorphologique du Portugal, de Brum Ferreira (1981), Mapa de Fracturas, de Conde (1983)]; 1/1000.000 [Carta Tectónica de Portugal de Ribeiro et al. (1972) e Carta Neotectónica de Portugal de Cabral & Ribeiro (1988, 1989)];
- cartografia fornecida pela Câmara Municipal de Cinfães, à escala 1/10.000, nomeadamente: altimetria, planimetria, hidrografia, entre outras.

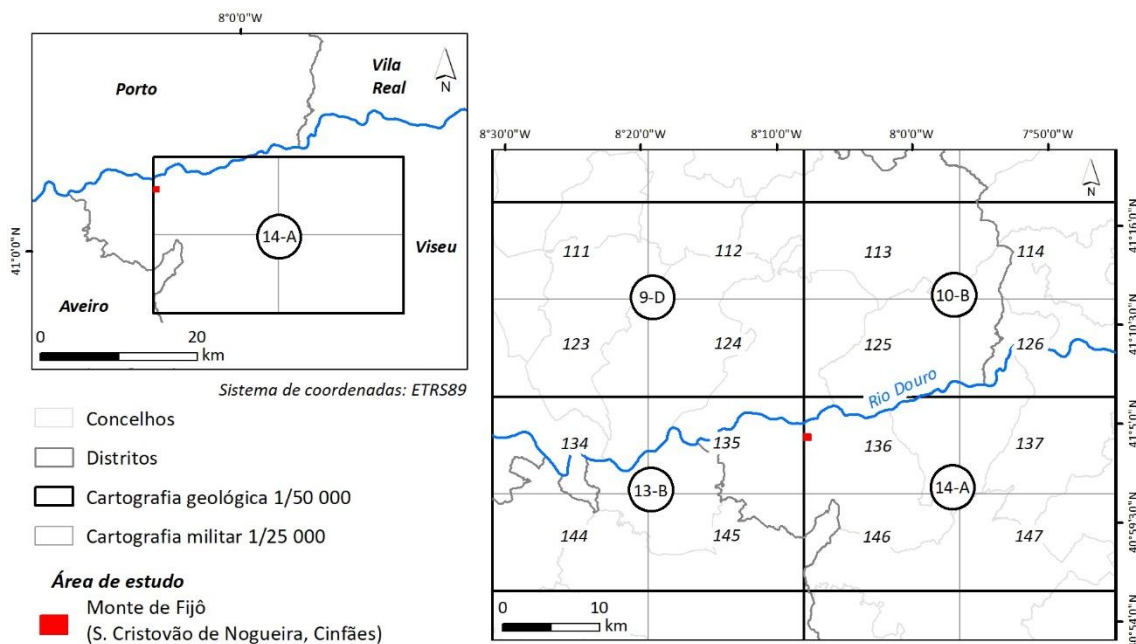


Figura 6.6 - Enquadramento cartográfico do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

Sistemas de Informação Geográfica (SIG)

No que diz respeito aos SIG foram aplicadas diversas ferramentas recorrendo ao programa da ESRI® ArcGIS 9.3, para a digitalização, georreferenciação e vetorização de toda a documentação cartográfica, bem como para o tratamento, a integração e a síntese de toda a informação. Além disso, como complemento a este programa, recorreu-se ainda ao OCAD® for Cartography, version 11.

O sistema de coordenadas utilizado em toda a cartografia produzida foi o *European Terrestrial Reference System* – ETRS89 (PT-TM06/ETRS89), que é um sistema global de referência recomendado pela EUREF (*European Reference Frame*, sub-comissão da IAG – Associação Internacional de Geodesia), ao qual correspondem todos os valores representados nas grelhas de coordenadas presentes nos mapas apresentados. A título informativo, incluíram-se as indicações das coordenadas geográficas (WGS84) nas grelhas de coordenadas da cartografia de síntese apresentada neste relatório.

6.5 DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE MONTE FIJÔ, SÃO CRISTÓVÃO DE NOGUEIRA, CINFÃES

Seguidamente, será apresentado um breve apontamento sobre o quadro geográfico, geológico, geomorfológico e hidroclimatológico, que pode induzir, em parte, a instabilidade geotécnica na área de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

6.5.1 Enquadramento geográfico

O Monte Fijô localiza-se na freguesia de S. Cristóvão de Nogueira, no concelho de Cinfães, no Distrito de Viseu (Figura 6.7). O concelho de Cinfães é constituído por 14 freguesias, tendo uma superfície de 239,3 km². O município é 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. A freguesia de S. Cristóvão de Nogueira apresenta uma área de 18,2 km² e uma população de 1930 habitantes (INE, 2011), o que se traduz por uma densidade populacional baixa (ca. 106 hab/km²).



Figura 6.7 - Localização geográfica do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

Como se observa na Figura 6.7 e subsequentes estão assinaladas com um asterisco vermelho as habitações afetadas pela instabilidade geotécnica.

Na Figura 6.8 é possível observar a distribuição da altimetria que ocorre na área em estudo. Desta observa-se a existência de grandes contrastes em termos da altitude, a qual pode variar entre os 400 m no monte Fijô, os 320 m no lugar do Outeiro e os 275 m no lugar do Carapito. As casas afetadas, como é possível observar, encontram-se sensivelmente à cota de 345 m. Em linhas gerais observa-se que de SE para NW a altitude varia entre os 400 e os 215 m.

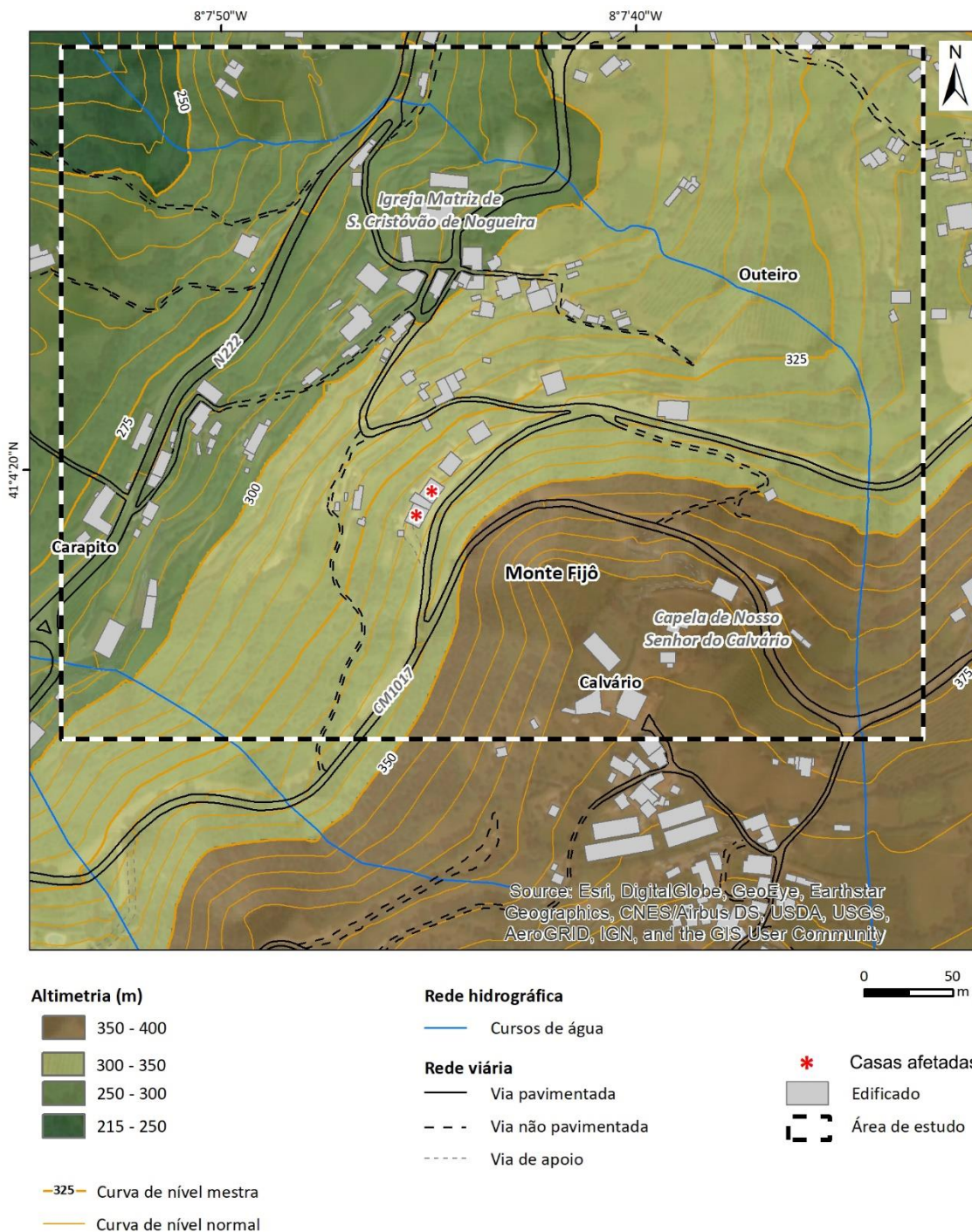


Figura 6.8 - Modelo digital do Terreno (MDT) do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

A área de monte Fijô apresenta, na sua maioria, declives acentuados (Figura 6.9). Sendo possível observar áreas aplanadas com ligeiros declives a variar entre 0 e 15°; nomeadamente na parte mais a Sul, onde se localiza o Calvário e onde se podem observar alguns edifícios. A esta segue-se uma área de declives acentuados que variam entre 15 e 25°, podendo mesmo ser superiores a 25°. As casas afetadas localizam-se numa área onde os declives variam entre 20 e 25°.

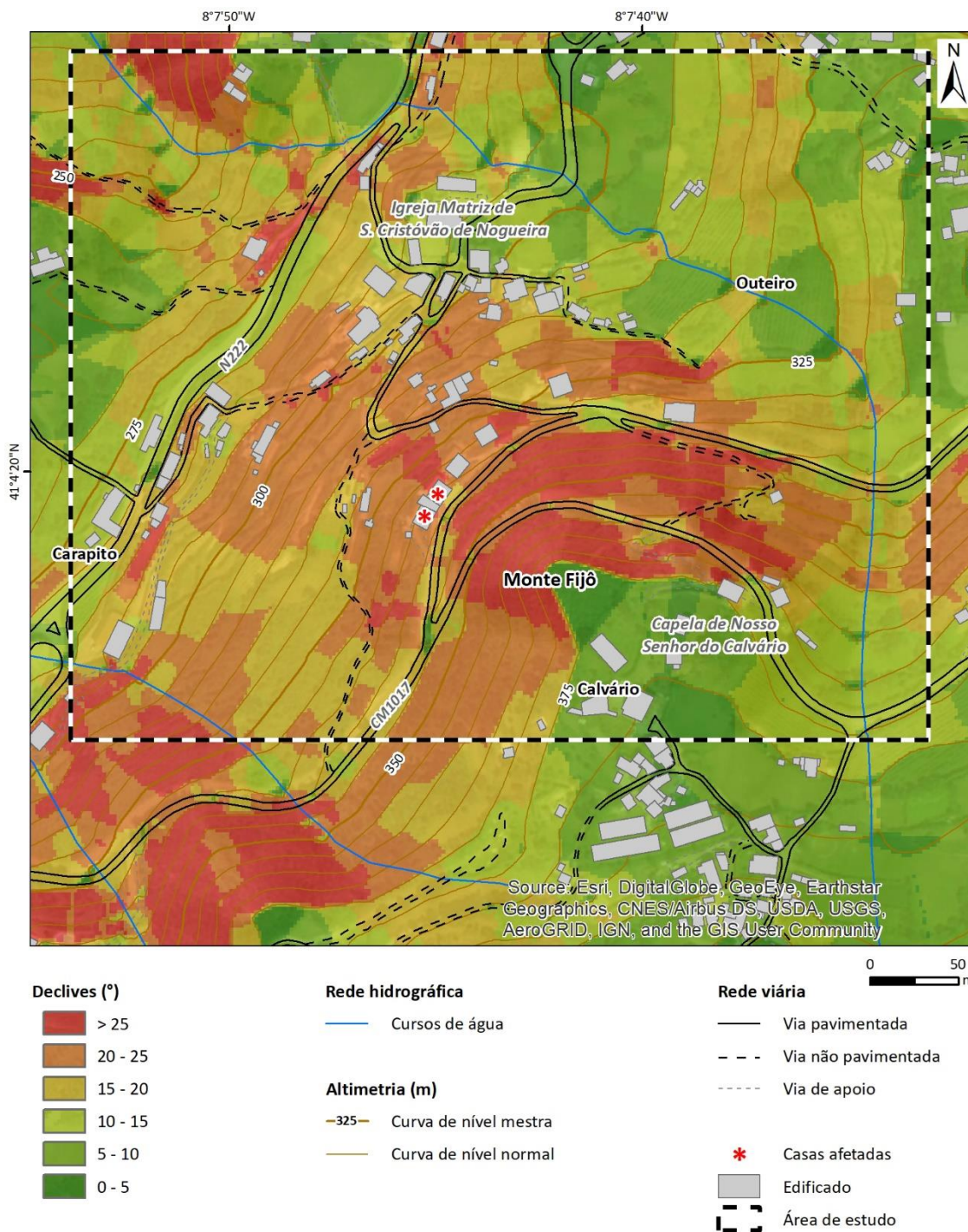


Figura 6.9 - Mapa de declives do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

6.6 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOMORFOLÓGICO

6.6.1 Enquadramento geológico regional

O lugar de Monte Fijô enquadra-se (Figura 6.10), em termos geológicos, numa grande faixa de granitóides Variscos, com orientação geral NW-SE, que se estendem desde o Alto Minho até às

Beiras (*e.g.*, Ferreira et al., 1987; Oliveira et al., 1992). Do ponto de vista geotectónico a região insere-se na Zona Centro-Ibérica (ZCI) do Maciço Ibérico (Ferreira et al., 1987; Ribeiro et al., 2007).

A área em estudo é ocupada exclusivamente por este tipo de rochas, das quais se fará seguidamente uma descrição sucinta (pormenores em Teixeira et al., 1968; Pereira et al., 1989).

O granito porfiróide de grão grosseiro a médio, predominantemente biotítico, corresponde então ao granito aflorante na área do Monte Fijô. Assim, é um monzogranito rico em feldspato potássico, porfiróide, essencialmente biotítico, contendo raros encraves microgranulares. Esta unidade geológica é interrompida por um filão de quartzo, com direcção NE-SW (Teixeira, 1973). Caracteriza-se por ter horizontes de alteração em geral muito espessos, que podem atingir por vezes 10 a 20 m, sendo constituídos por materiais arenosos e argilosos, onde nas áreas aplanadas se desenvolvem práticas agrícolas. Na área em estudo aflora um granito semelhante, mas que se distingue pelo facto de ser não porfiróide, e de grão médio. Nesta área mais inclinada do vale do Douro, as formações superficiais resultantes da alteração do granito são menos representativas.

O contexto geológico-estrutural da região em estudo é dominado por uma rede de estruturas em grande (falhas regionais e fraturação associada) que sugerem controlar as formas de relevo. O sistema de fraturação que ocorre segundo as direcções NNE-SSW a NE-SW é bastante representativo nesta área, sendo, nas direcções mais próximas a NNE-SSW, paralelo à mega-estrutura regional “falha Verin-Régua-Penacova” e nas direcções mais aproximadas de NE-SW paralelo à “falha do Tâmega”, esta última bem representada entre Amarante e Entre-os-Rios (Cabral & Ribeiro, 1988; Pereira et al., 1993). Estas estruturas condicionam a instalação de alguns dos troços do Rio Douro e alguns cursos de água de menor dimensão.

A par deste sistema, surge um outro, de direcção aproximada NW-SE, direcção que se aparenta à da mega-estrutura regional Vigo-Régua (Ferreira et al., 1987). Este sistema de estruturas condiciona alguns dos troços dos pequenos afluentes principais do Douro nesta área. A sua intersecção com o sistema NNE-SSW a NE-SW resulta num traçado da rede hidrográfica pautado por mudanças bruscas de direcção, por vezes em ângulos aproximadamente rectos.

Conforme foi referido anteriormente, o aproveitamento da rede de falhas (*e.g.*, fraturas associadas) para instalação dos cursos de água não é tão evidente no sistema mais discreto com orientação aproximada NNE-SSW.

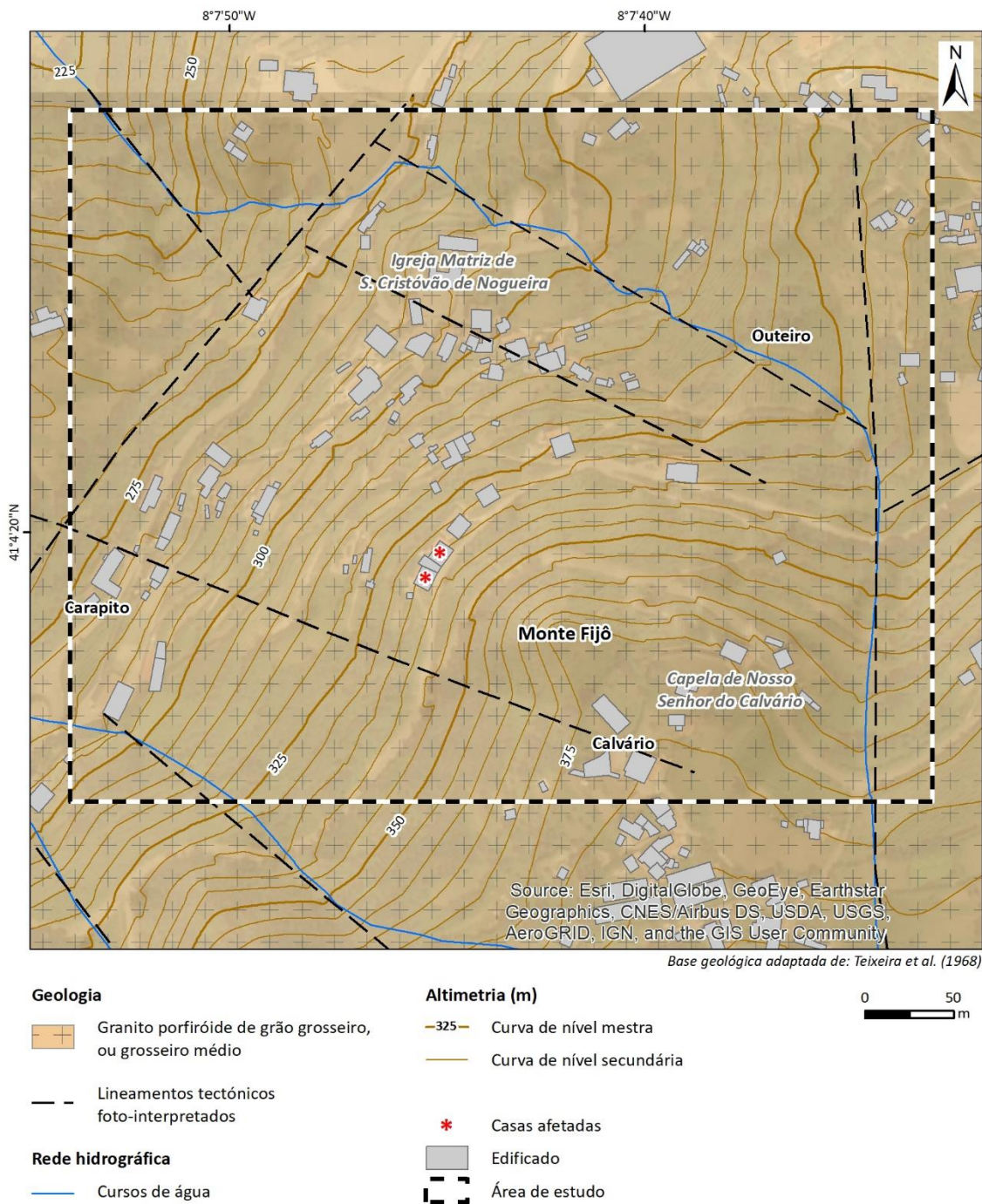


Figura 6.10 - Mapa geológico do lugar de Monte Fijô, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

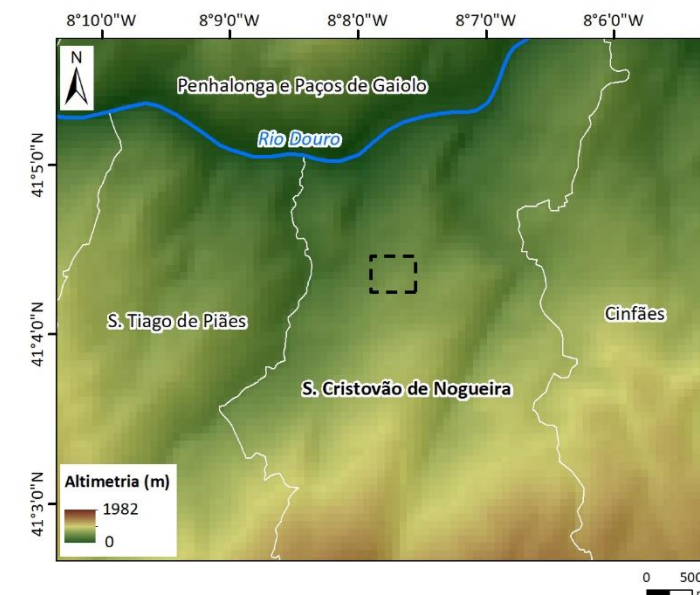
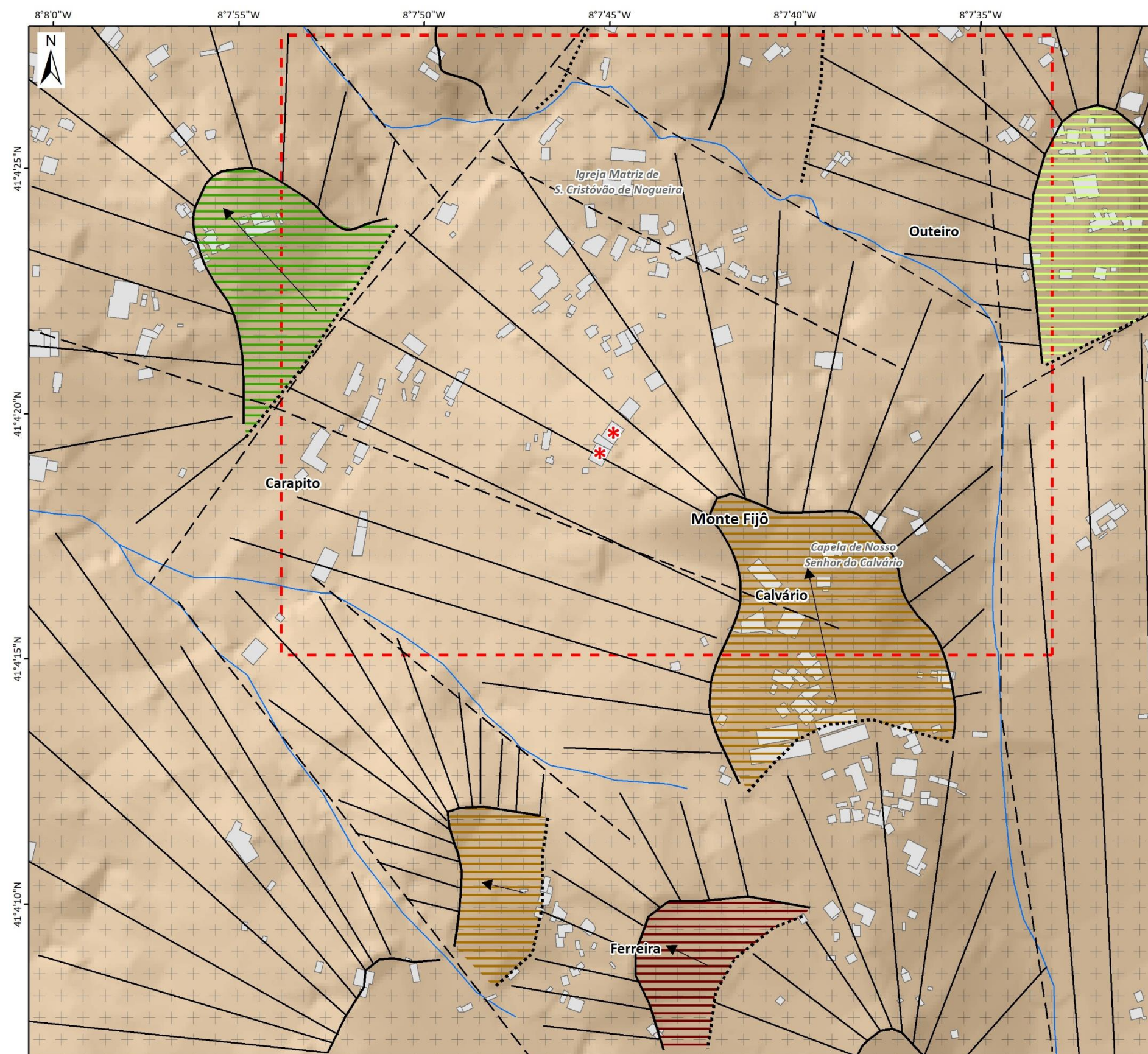
6.6.2 Enquadramento geomorfológico regional

A morfologia da área em estudo é dominada pela geometria dos lineamentos tectónicos que serão os principais responsáveis pelo arranjo regional do relevo nesta área. Destaca-se um conjunto de estruturas geológicas com direcções aproximadas NE-SW, NW-SE e N-S, que parecem controlar a instalação e incisão dos tributários do Douro nesta área, que apresentam vales bastante profundos. Esta disposição evidencia um entalhe quase exclusivo pela rede

hidrográfica secundária, a qual corresponde nalguns casos a vales de fractura alinhados, típicos do modelado granítico (Ribeiro et al., 1987a,b).

Tal como noutras regiões graníticas do Norte de Portugal, a morfologia da área envolvente à apresentada é marcada pela conservação de superfícies de aplanamento, separadas por vertentes abruptas, quer se trate de flancos das elevações quer das vertentes dos vales. Por isso, os cursos de água apresentam um traçado geométrico que resulta da sua adaptação a corredores de esmagamento materializados por falhas geológicas regionais (Brum Ferreira, 1978).

Na área de estudo merecem ainda destaque, em termos morfológicos, a existência de vertentes extensas, separando superfícies aplanadas com cotas que variam entre os 260-270 metros e os 395-400 metros. O Monte Fijô encontra-se precisamente numa dessas superfícies aplanadas, a cotas aproximadas 370-385 metros. Esta superfície encontra-se ligeiramente basculada para NNE, e do seu rebordo inicia-se uma extensa vertente, que se estende até aos lugares do Carapito, do Outeiro e da Igreja de S. Cristóvão de Nogueira. As casas afetadas encontram-se aproximadamente no meio desta extensa vertente, de declives acentuados (Figura 6.11).



- Geomorfologia**
- Topo
 - - - Base
 - ~ Vertente
 - ➔ Inclinação da superfície aplanada
- Rede hidrográfica**
- Cursos de água
 - * Casas afetadas
 - ▭ Edificado
 - - - Área de estudo
- Áreas aplanadas**
- 395-400
 - 370-385
 - 335-340
 - 260-270
- Geologia**
- Granito porfírido de grão grosseiro, ou grosseiro médio
 - Lineamentos tectónicos foto-interpretados

	Projeto: Estudo da instabilidade hidrogeotécnica em S. Cristóvão de Nogueira (Cinfães)	
Proj: LF	Mapa geomorfológico do lugar de Monte Fijó	
Des: LF	<small>Sistema de coordenadas: European Terrestrial Reference System 1989 (ETRS89) Projeção cartográfica: Transversa de Mercator</small>	
Verif: JMC, HIC	Escala: 0 40 m	Versão: v001 Julho 2017

Figura 6.11 - Mapa geomorfológico do lugar de Monte Fijó, São Cristóvão de Nogueira (Cinfães).

6.7 MINAS DE S. CRISTÓVÃO: AS HABITAÇÕES DANIFICADAS

6.7.1 Localização e caracterização dos edifícios

As moradias que se encontram na vizinhança das referidas instabilizações do terreno estão representadas na Figura 6.12, realçando-se as que manifestaram anomalias avultadas, que serão as consideradas, em detalhe, neste item.



Figura 6.12 - Localização das moradias existentes na área em estudo.

As moradias mais danificadas são propriedade de Paulo Jorge da Costa Leite (a identificada por A na Figura 6.12) e de Rosária Emília de Jesus Leite (a identificada por B na Figura 6.12) e foram construídas em 1997 e 1998, respetivamente.

As cópias dos desenhos dos respetivos projetos de licenciamento foram disponibilizadas pela Câmara Municipal de Cinfães e são apresentadas nas Figuras 6.13 a 6.22.

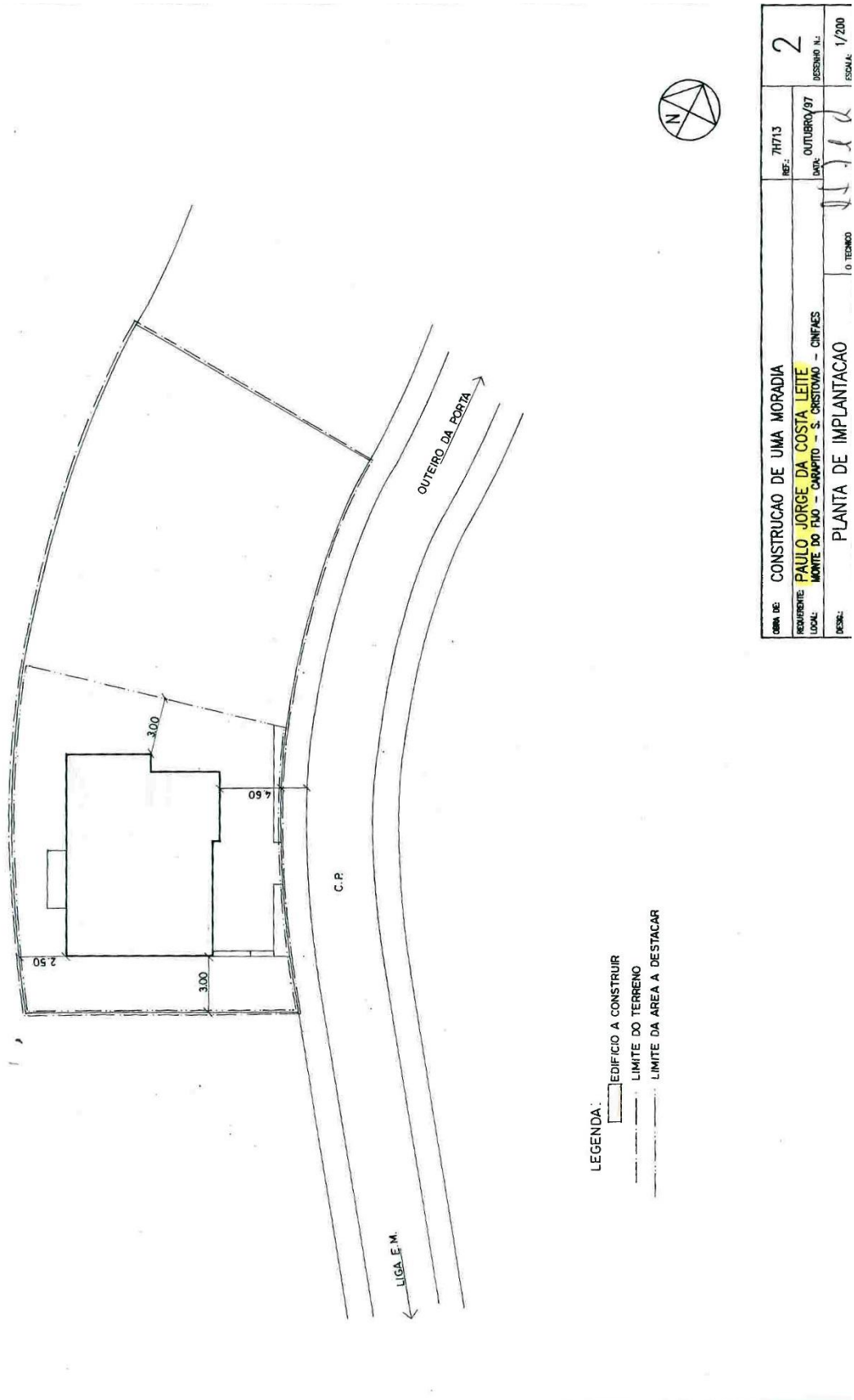


Figura 6.13 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite
 – Planta de Implantação.

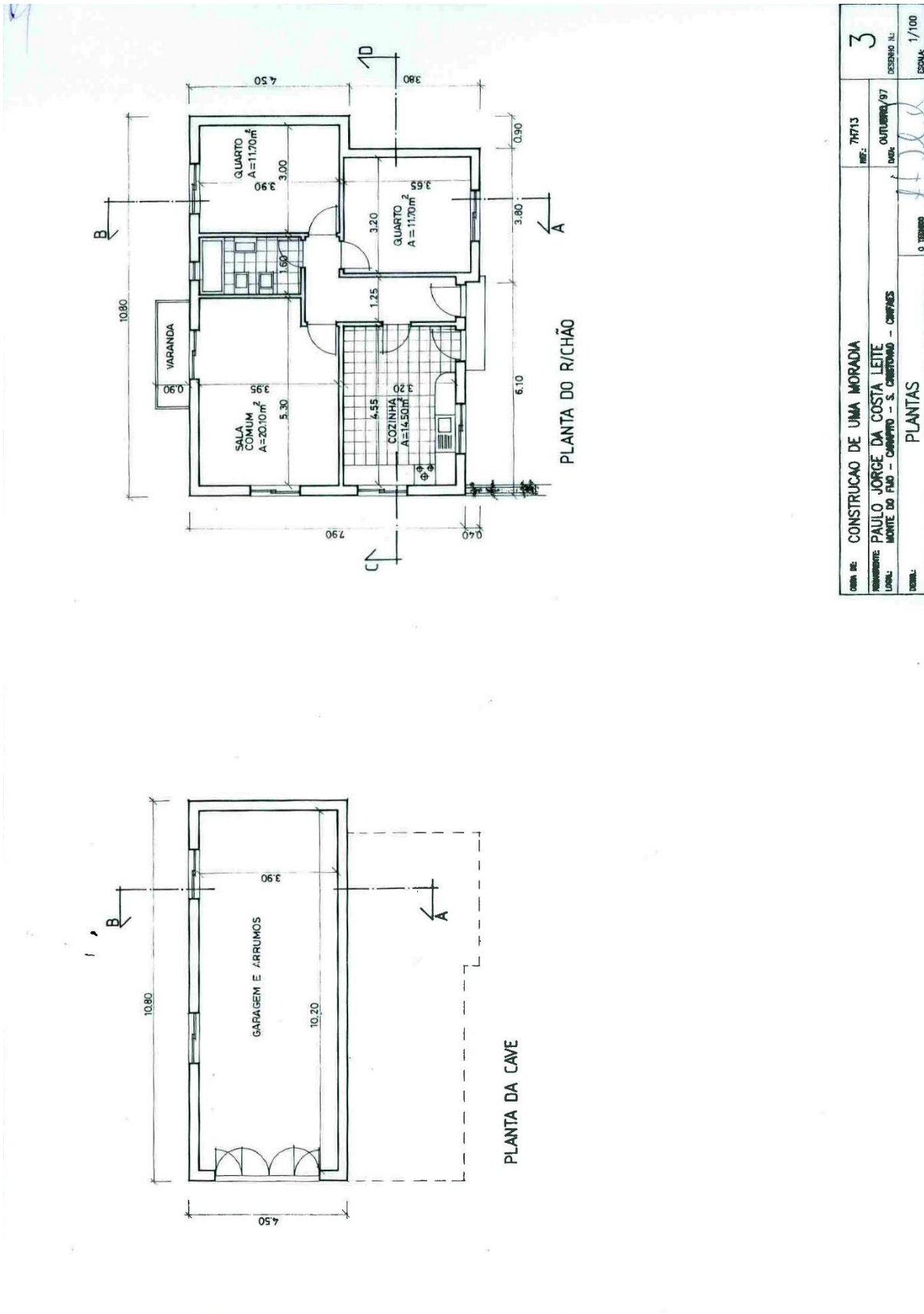


Figura 6.14 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite - Plantas.

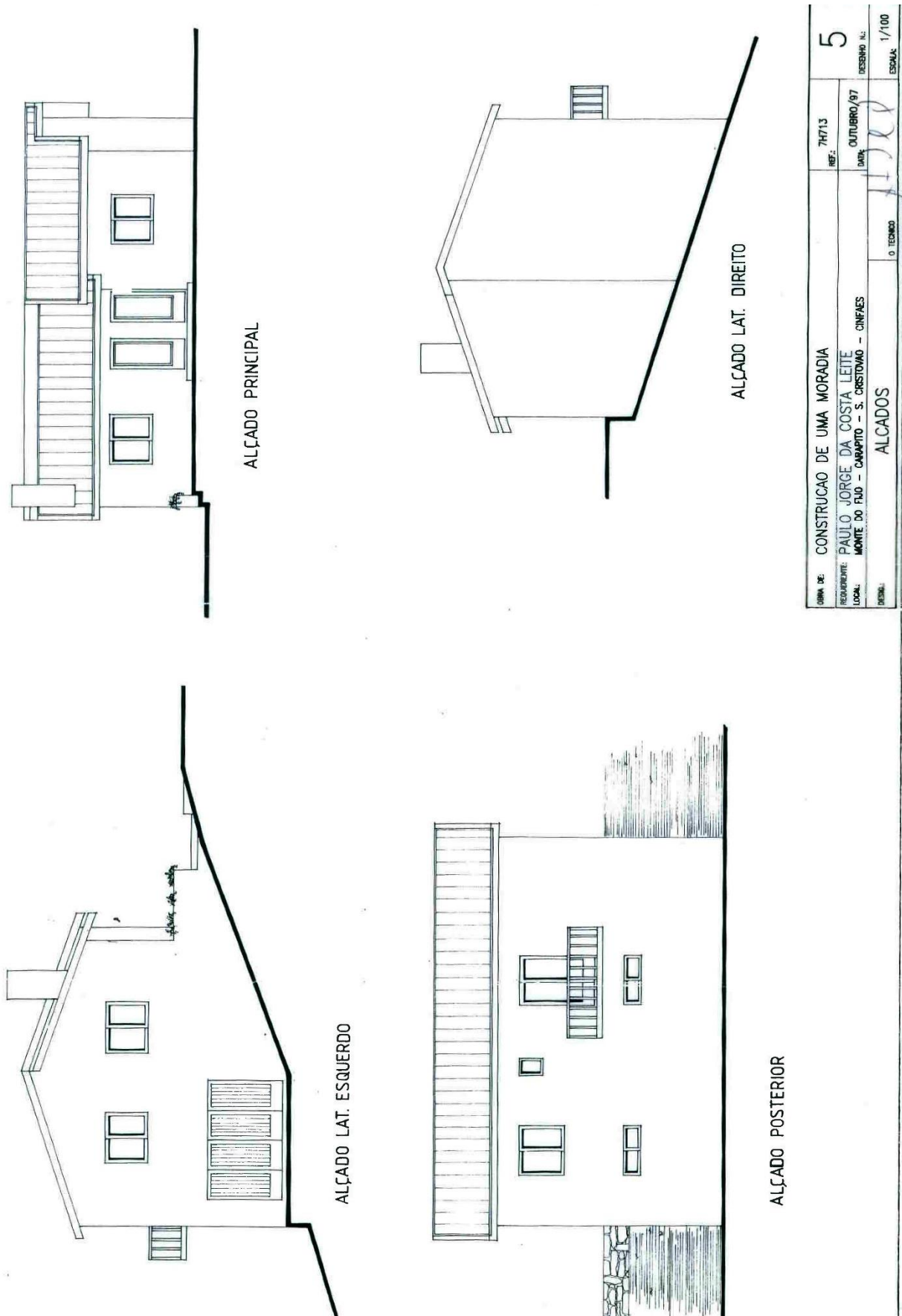


Figura 6.15 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite - Alçados.

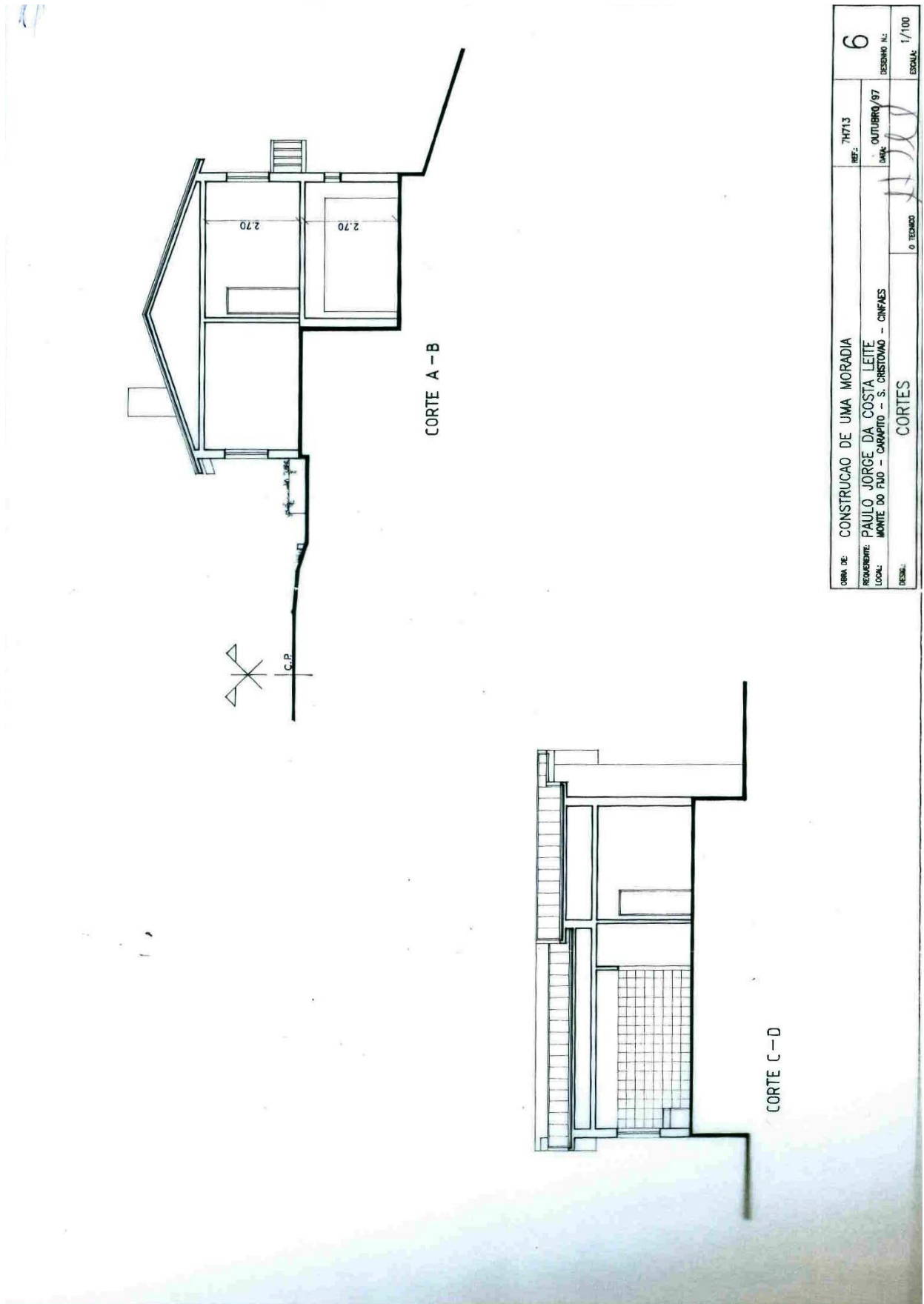


Figura 6.16 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite - Cortes.

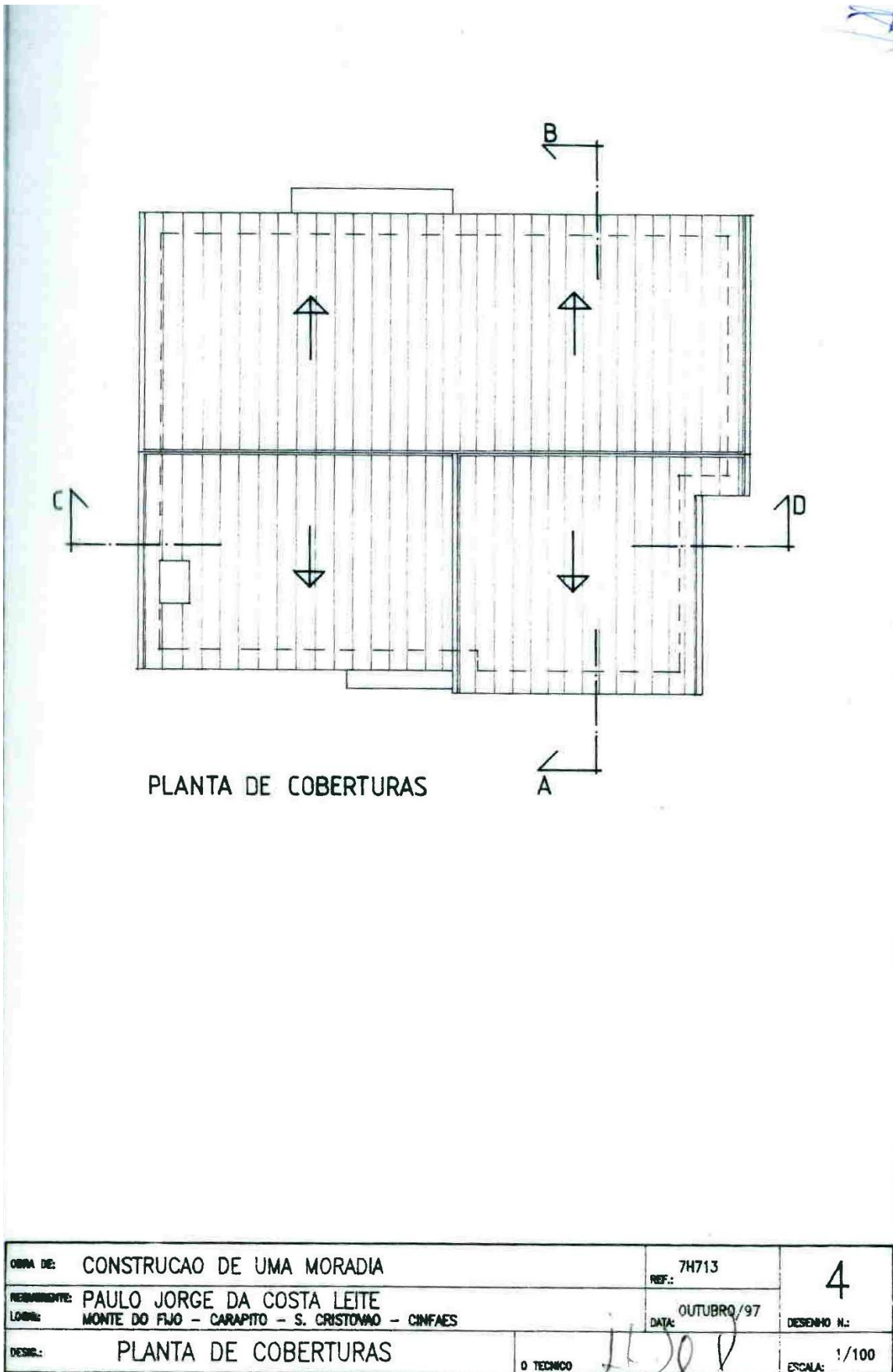


Figura 6.17 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite
 – Planta de Coberturas.

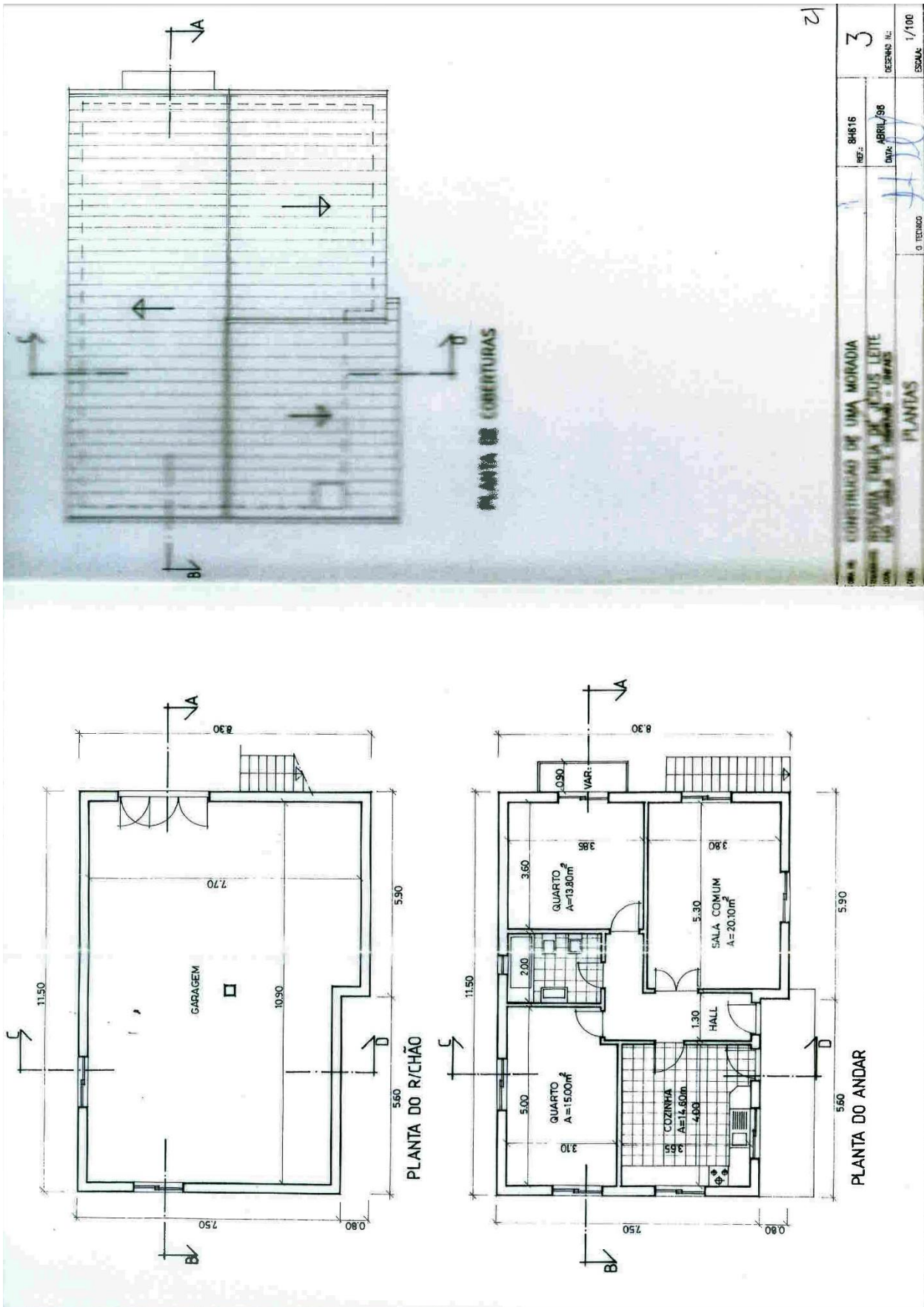


Figura 6.19 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite - Plantas.

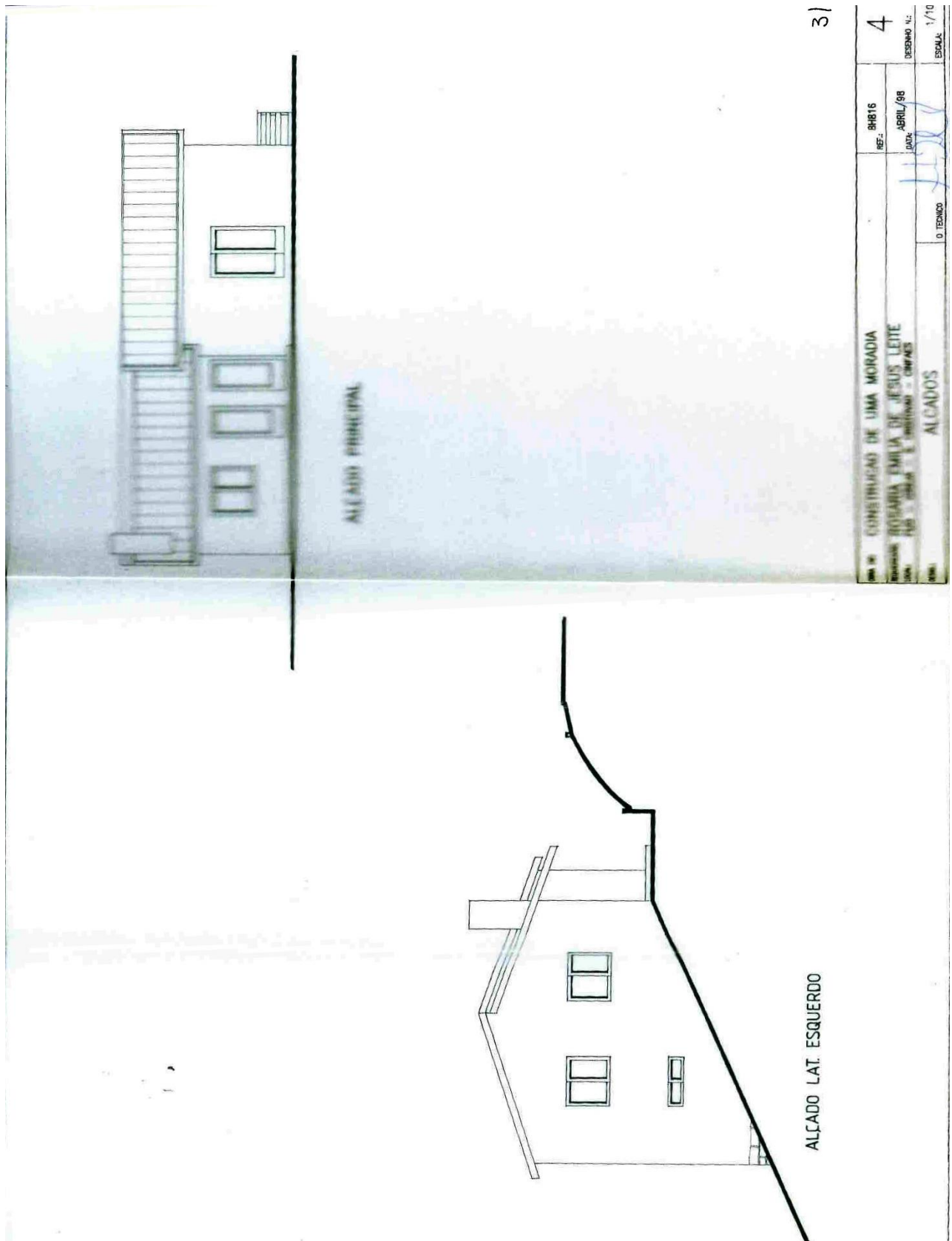


Figura 6.20 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite – Alçados Frontal e Lateral Esquerdo.

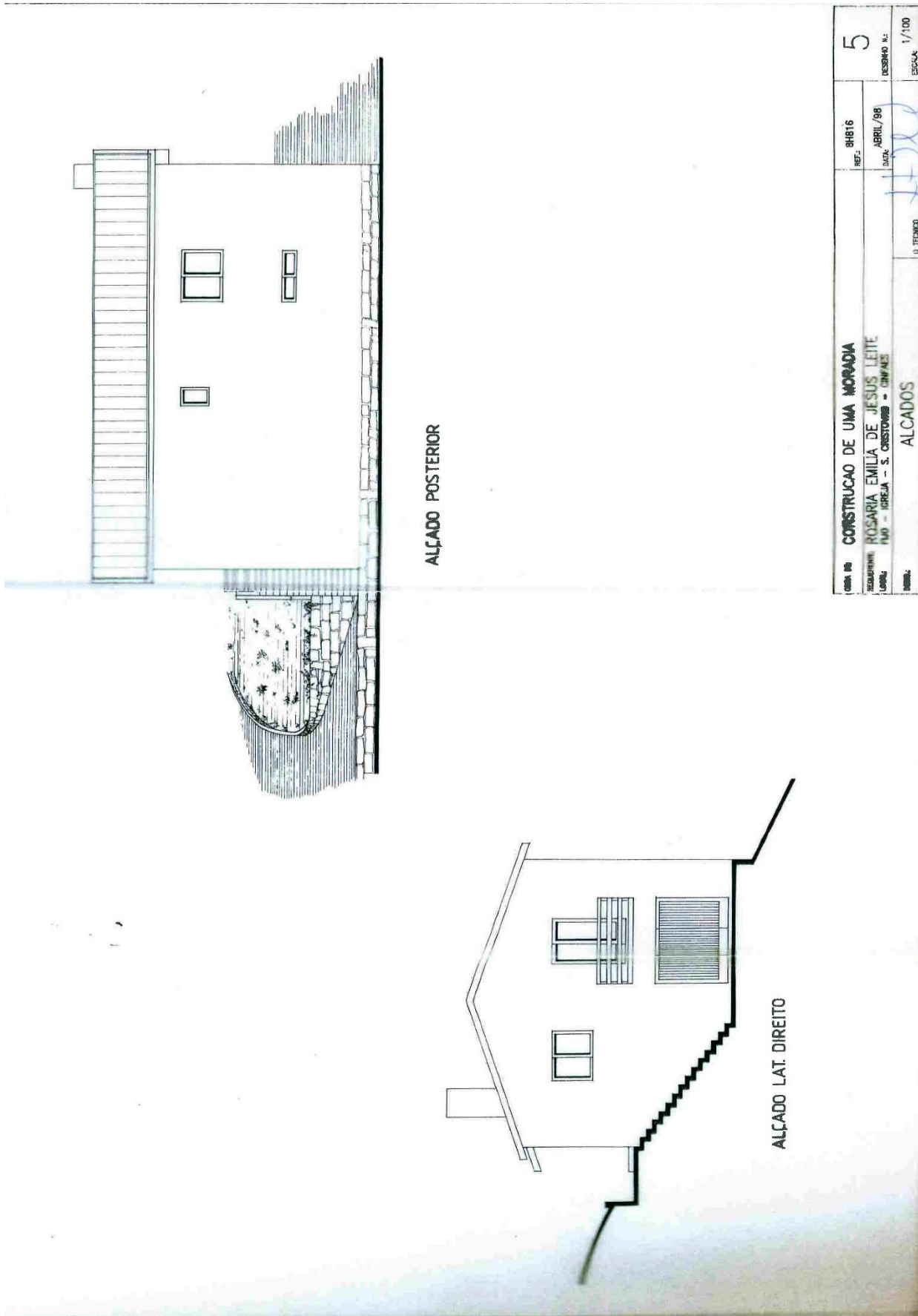


Figura 6.21 - Cópia dos desenhos do projeto de licenciamento da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite – Alçados Posterior e Lateral Direito.

CAPÍTULO 6

No âmbito deste trabalho, e para garantir um suporte ao registo das anomalias identificadas, alguns destes desenhos foram reproduzidos com um programa de desenho assistido por computador.

Nas Figuras 6.23 e 6.24 apresentam-se, respetivamente, os alçados das moradias propriedade de Paulo Jorge da Costa Leite e de Rosária Emília de Jesus Leite.

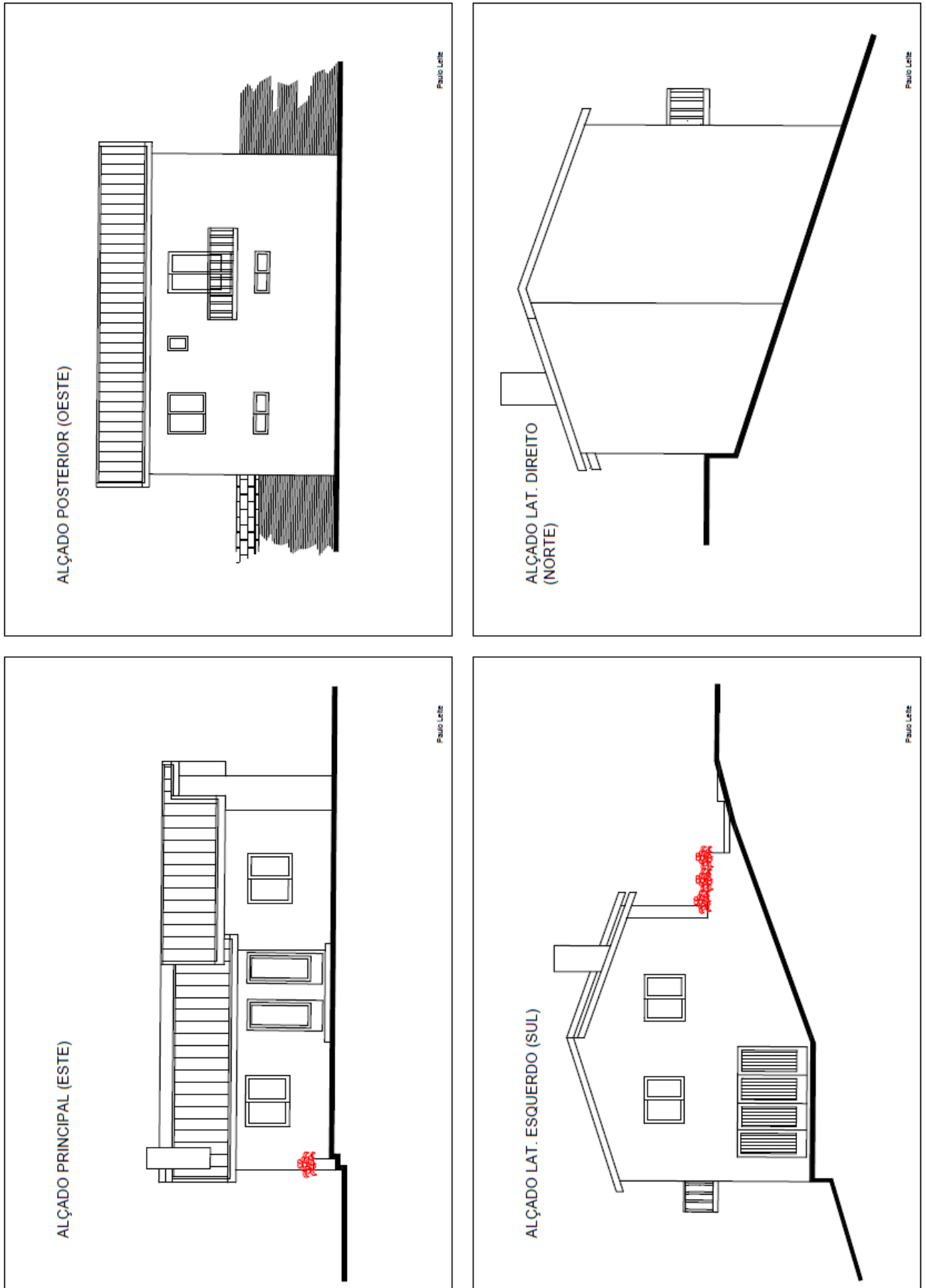


Figura 6.23 - Desenhos reproduzidos dos alçados da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite.

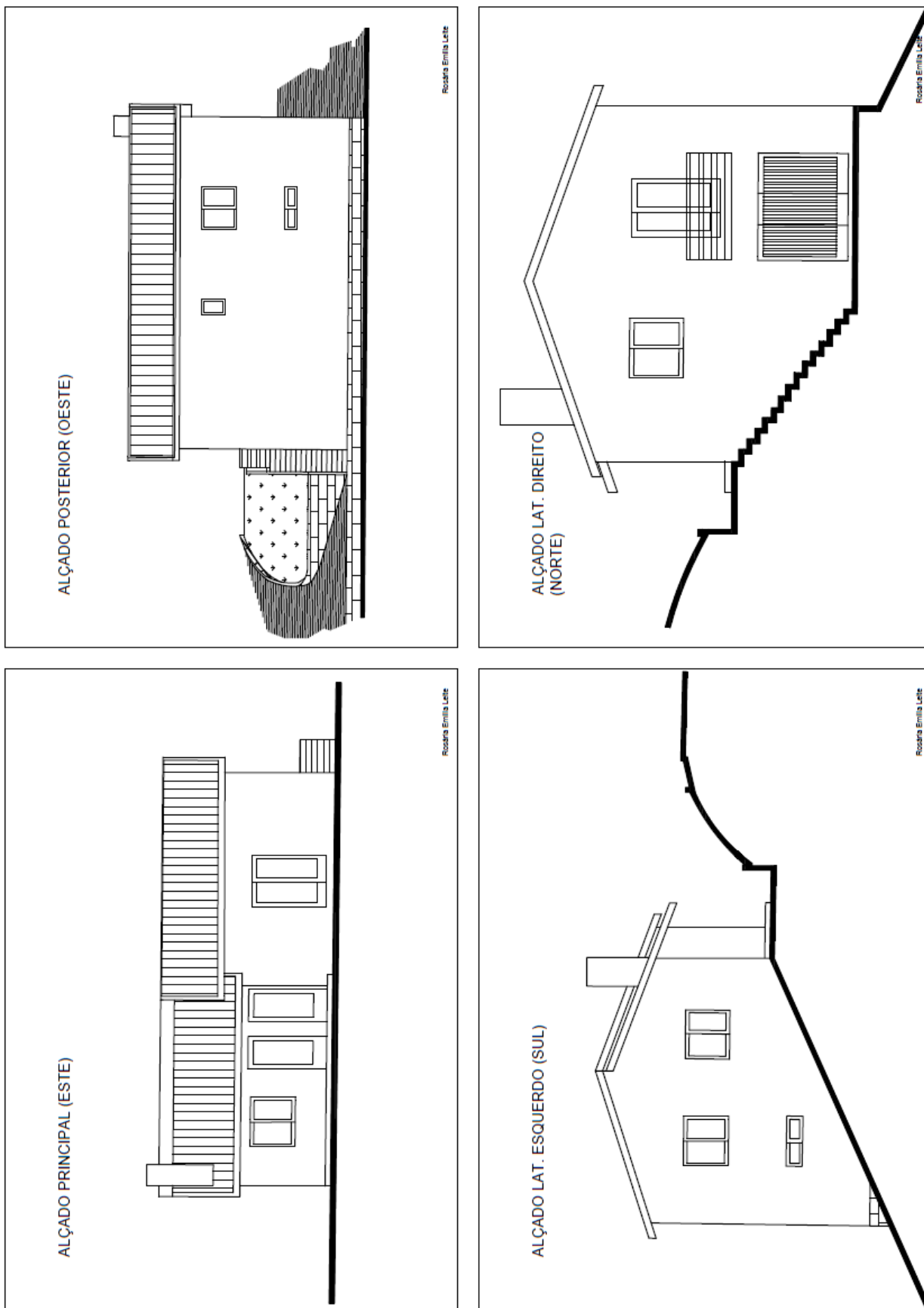


Figura 6.24 - Desenhos reproduzidos dos alçados da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite.

Visitas realizadas ao local permitiram identificar múltiplas e variadas incompatibilidades entre estes desenhos de projeto e o realmente executado, em ambos os edifícios.

As incompatibilidades identificadas encontram-se resumidas nas Tabelas 6.2 e 6.3, respetivamente para as moradias A e B.

Tabela 6.2 - Incompatibilidades identificadas entre o projeto da moradia A e o existente.

Alçados	Incompatibilidades identificadas	
	Traçado Original	Traçado Existente
Norte	O desenho original demonstra a existência de dois pisos.	Na realidade existe mais um piso inferior com um pé direito de 2,35 m, perfazendo um total de 3 pisos.
	O terreno coincide com a habitação na base do piso superior e termina na base do piso inferior.	Neste alçado o terreno coincide com a habitação na base do piso intermédio (no alçado original seria o piso inferior) e termina na base do piso inferior.
	Neste alçado não é visível nenhuma ligação entre as habitações A e B.	Na situação existente há uma ligação entre as habitações A e B ao nível da base do piso intermédio do presente alçado. Esta estrutura serve de apoio horizontal da habitação e é composta por uma laje com uma espessura de 0,30 m que assenta numa viga com 0,30 x 1,0 m.
	No alçado original não existem quaisquer indícios de aberturas para o exterior.	O alçado existente apresenta duas aberturas, no lado esquerdo, no piso superior, sendo uma delas um corredor externo (partilhado pelos alçados Norte e Este) com 1,045 m de largura e uma janela, com uma área de 1,02 x 1,09 m ² . No piso intermédio existe um recuo da parede (partilhado pelos alçados Norte e Este) no lado esquerdo, com profundidade de 1,05m e um comprimento de 3,36m. Este compartimento exterior tem um corredor externo (partilhado pelos alçados Norte, Este e Sul) com 1,045 m de largura e uma janela com uma área de 1,02 x 1,09 m ² . O piso inferior não apresenta quaisquer aberturas.
	O elemento que suporta a habitação neste alçado é unicamente parede estrutural.	Os pilares extremos do lado esquerdo deste alçado encontram-se do lado exterior da habitação, sendo que o pilar do piso superior possui secção circular com 0,20m de diâmetro e o do piso intermédio tem uma secção de 0,315 x 0,33 m ² .
	A cobertura, na versão inicial, era composta por duas águas a tender para Este (do lado direito) e uma para Oeste (lado esquerdo).	No traçado existente, a cobertura é executada por um sistema de tradicional de duas águas voltadas para Este e Oeste.
Este	O desenho original demonstra a existência de um piso.	Na realidade existe mais um piso inferior (no alçado Norte corresponde ao piso intermédio) com um pé direito de 2,55 m, prevalecendo um total de 2 pisos.
	O alçado original apresenta um conjunto de portas e janelas situado num recuado do alçado (partilhado pelos alçados Este e Sul) desde o centro até ao lado esquerdo. Do lado direito do mesmo apresenta-se uma janela isolada.	No alçado existente a geometria apresenta modificações no piso superior, sendo elas: o recuado (partilhado pelos alçados Este e Norte) cuja extensão é de 6,565 m, toma uma nova orientação da direita para a esquerda e inclui uma porta de uma folha e uma de duas folhas; a janela do lado esquerdo mantém as suas dimensões originais, na face do alçado existente.

		No que toca ao piso inferior (no alçado Norte corresponde ao piso intermédio) é apresentada uma estrutura porticada com pilares cujas secções são as seguintes, da esquerda para a direita: 0,39 x 0,315 m ² , 0,34 x 0,32 m ² e 0,33 x 0,315 m ² . A comunicação para o interior da habitação pode ser efetuada, neste piso, graças à existência de duas portas que permitem o acesso à sala e à cozinha, contidas num recuado (partilhado pelos alçados Este, Norte e Sul) cuja profundidade é de 1,045 m.
	O terreno coincide com a base do piso deste alçado.	O acesso da rua ao piso superior é possível graças a um passadiço com um comprimento de 4 m e uma espessura de 0,185 m. Também é possível a circulação entre a rua e o piso intermédio por uma escadaria exterior, assente no terreno, evidenciando o recuado do mesmo para Este, deixando este piso completamente visível.
	A cobertura original era composta por um sistema de duas águas, havendo um decréscimo na secção que acompanhava o recuado do alçado.	No alçado existente a cobertura possui uma frente homogénea na sua composição.
Sul	O desenho original demonstra a existência de dois pisos.	Na realidade existe mais um piso inferior com um pé direito de 2,35 m, perfazendo um total de 3 pisos.
	O terreno coincide com a habitação, na base do piso superior, e termina na base do piso inferior. É visível a inclinação do terreno até ao centro do alçado (no pé do piso inferior), mantendo-se horizontal até à extremidade esquerda do presente alçado.	O terreno coincide com a habitação na base do piso intermédio, e termina na base do piso inferior. É visível a inclinação do terreno até ao centro do alçado (no pé do piso inferior), mantendo-se horizontal até à extremidade esquerda do presente alçado.
	No que toca a modificações na face do alçado, o traçado original apresentava, no piso superior, a existência de duas janelas e no piso inferior um portão.	Na versão existente, no piso superior, a geometria das janelas sofre alterações, uma vez que é eliminada a janela do lado esquerdo, mas mantém-se a do lado direito. Esta sequência repete-se para o piso intermédio, acrescentando-lhe ainda uma abertura, que permite o acesso para os alçados Este e Norte. Esta situa-se entre um pilar e a parede, sendo que o pilar tem como secção 0,315 x 0,39 m ² . O piso inferior mantém a geometria no que se refere ao portão.
	A chaminé, no alçado original parecia estar contida dentro da parede.	No alçado existente, é apresentada uma saliência desde a cobertura até ao extremo inferior do piso intermédio.
	A cobertura original era composta por um sistema de duas águas, havendo um decréscimo na secção que acompanhava o recuado do alçado Este.	Na situação existente a cobertura apresenta um ligeiro acréscimo do telhado na parte da junção das águas a verter para o lado direito.
Oeste	O desenho original demonstra a existência de dois pisos.	Na realidade existe mais um piso inferior com um pé direito de 2,35 m, perfazendo um total de 3 pisos.
	O alçado original apresentava, no piso superior, a existência de uma janela, um postigo e uma porta de duas folhas com varanda e no piso inferior duas janelas de pequena dimensão.	Na versão existente, para o piso superior, a geometria da janela, postigo e porta de duas folhas com varanda mantém-se. No piso intermédio a morfologia da janela e do postigo é a mesma que no piso superior; no entanto, troca-se a abordagem da porta com varanda por uma janela. O piso inferior não apresenta quaisquer aberturas.

Tabela 6.3 - Incompatibilidades identificadas entre o projeto da moradia B e o existente.

Alçados	Incompatibilidades identificadas	
	Traçado Original	Traçado Existente
Norte	O desenho original demonstra a existência de dois pisos.	Na realidade existe mais um piso inferior com um pé direito de 2,32 m, perfazendo um total de 3 pisos.
	No que toca a modificações na face do alçado, o alçado original apresentava, no piso superior, a existência de uma janela e uma portada com varanda, e no piso inferior um portão.	Na versão existente, no piso superior, a geometria das aberturas sofre alterações, uma vez que é eliminada a porta de duas folhas com varanda do lado direito, mas mantém-se a do lado esquerdo com o acréscimo de um postigo à direita da janela. Já no piso intermédio repete-se a execução da janela do lado esquerdo e elimina-se o postigo. No lado direito deste piso é visível um recuado da parede (partilhado pelos alçados Norte e Oeste) com uma profundidade 1,14 m e um comprimento de 4,12 m, suportado por um pilar circular com uma secção de 0,3 m de diâmetro. Neste recuado é visível a existência de uma porta. No piso inferior o portão muda de posição, da direita para a esquerda, com uma largura de 3,04 m e uma altura de 2,22 m.
	A escadaria original permitia o acesso do alçado Norte ao alçado Este. Outra característica da escadaria exterior no alçado original é que cobria cerca de ¼ do piso inferior, podendo ou não estar assente no terreno.	A escadaria, na situação existente, encontra-se espelhado para o lado direito, e passa a permitir o acesso para o recuado no piso intermédio. Esta escadaria é suportada por um pilar de secção circular de 0,20 m de diâmetro. No alçado existente o terreno é suportado por um muro com 1,67 m, sendo que neste alçado toda a face é visível.
	Relativamente à cobertura, no projeto original era composta por duas águas que caíam em direção aos alçados Este e Oeste.	Na situação existente a estrutura da cobertura do lado direito mantém-se; no entanto, o lado esquerdo possui uma água voltada para Norte e para Este.
Este	No alçado original o terreno coincidia com a base do único piso presente, de forma uniforme.	A versão existente demonstra uma discrepância, no lado esquerdo, com uma distância de 0,34 m do terreno à base do piso. O terreno tende a descer, a partir do lado esquerdo, para o lado direito, fornecendo uma vista frontal trapezoidal deste alçado.
	O alçado original apresenta um conjunto de portas e janela situados num recuado do alçado (partilhado pelos alçados Este e Sul) desde o centro até ao lado esquerdo. Do lado direito do mesmo apresenta-se uma porta de duas folhas isolada.	Já no alçado existente a geometria apresenta modificações, sendo elas: no recuado é mantida apenas a porta que se situa à direita e adiciona-se uma porta de duas folhas com 1,545m de largura, à sua esquerda; a porta de duas folhas do lado direito foi substituída por uma janela.
	A comunicação entre a rua e a habitação demonstrava ser feita por uma rampa ou escadaria com pouca inclinação e pouca extensão, e que dava acesso a um patamar exterior ligado ao alçado original.	O acesso da rua a este alçado é apenas possível graças a um passadiço com uma largura de 1,935 m e uma espessura de 0,2 m.

	A cobertura original era composta por um sistema de duas águas, havendo um decréscimo na secção que acompanhava o recuado do alçado.	Já no alçado existente a cobertura apresenta um decréscimo com uma composição de duas águas (voltadas para Norte e Este), que acompanha a extensão contrária à do recuado.
	A chaminé, no alçado original, encontra-se na extremidade esquerda.	Na situação existente a chaminé passa para uma posição intermédia.
Sul	O desenho original demonstra a existência de dois pisos.	Na realidade, existe mais um piso inferior com um pé direito de 3.19 m, perfazendo um total de 3 pisos.
	O terreno coincide com a habitação na base do piso superior, e termina na base do piso inferior.	Neste alçado o terreno coincide com a habitação, na base do piso intermédio (no alçado original seria o piso inferior) e termina na base do piso inferior.
	Neste alçado não é visível nenhuma ligação entre a habitação A e B.	No traçado existente existe uma ligação entre as habitações A e B, ao nível da base do piso intermédio do presente alçado. Esta estrutura serve de suporte horizontal da habitação e é composta por uma laje com uma espessura de 0,30 m que assenta numa viga com 0,30 x 1,0 m.
	No que toca a modificações na face do alçado, o alçado original apresentava, no piso superior, a existência de duas janelas e no piso inferior uma janela de menores dimensões, coincidente com a janela superior do lado esquerdo.	Na versão existente, para o piso superior, a geometria das janelas sofre alterações, uma vez que é eliminada a janela do lado esquerdo, mas mantém-se a do lado direito. Os pisos intermédio e inferior não possuem nenhum tipo de comunicação para o exterior, neste alçado.
	A cobertura, na versão inicial, era composta por duas águas a tender para Este (do lado direito) e uma para Oeste (lado esquerdo).	No traçado existente, a cobertura é executada por um sistema tradicional de duas águas voltadas para Este e Oeste.
Oeste	O desenho original demonstra a existência de dois pisos.	Na realidade, existe mais um piso inferior com um pé direito de 3.19 m, perfazendo um total de 3 pisos.
	O alçado original apresentava, no piso superior, a existência de uma janela e um postigo e, no piso inferior, uma janela de pequena dimensão, coincidente com a janela situada do lado direito.	Na versão existente, para o piso superior, a geometria é alterada para duas janelas, uma porta de duas folhas (descrição no sentido da esquerda para a direita) e uma varanda que se estende pela totalidade do alçado. No piso intermédio foram adicionadas três janelas, incluindo o recuado (partilhado pelos alçados Oeste e Norte) com uma largura de 1,14 m e uma profundidade de 3,62m. No extremo deste recuado é possível visualizar a existência de uma porta. O piso inferior não apresenta quaisquer aberturas.

Foi realizado, em seguida, um levantamento geométrico das faces exteriores dos dois edifícios (Figuras 6.25 e 6.26), de modo a conseguir definir os respetivos alçados, que reproduzem o existente e que serviram de suporte, tal como se pretendia, ao registo das anomalias identificadas.



Figura 6.25 - Desenhos dos alçados da moradia de Paulo Jorge da Costa Leite (situação existente).

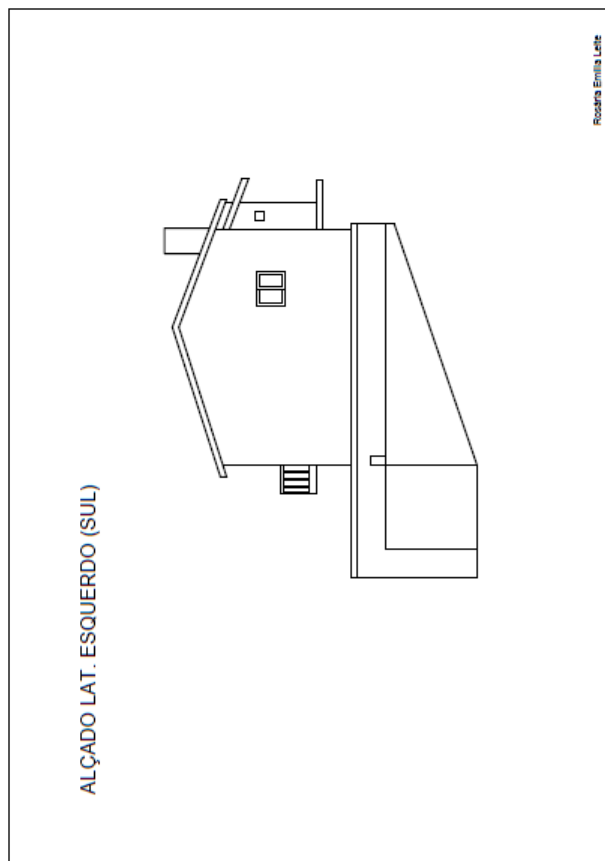
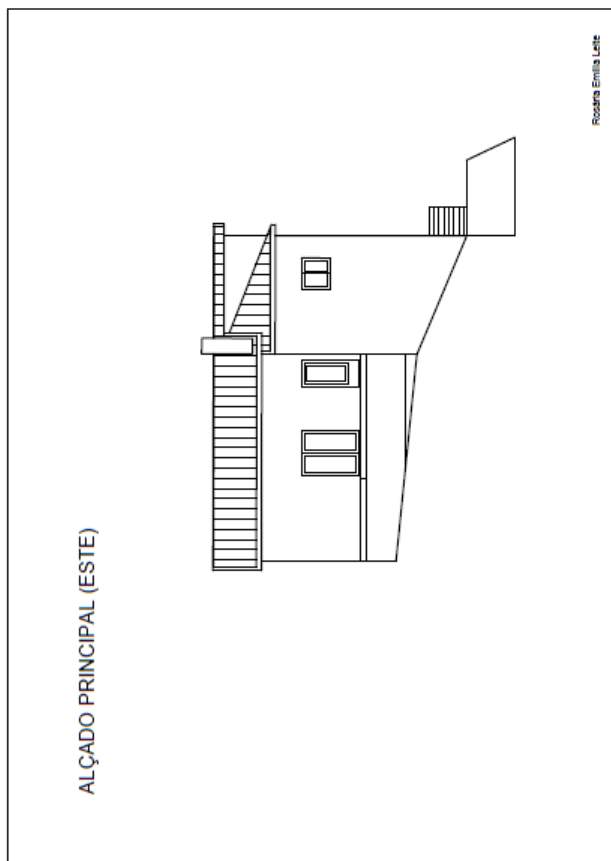
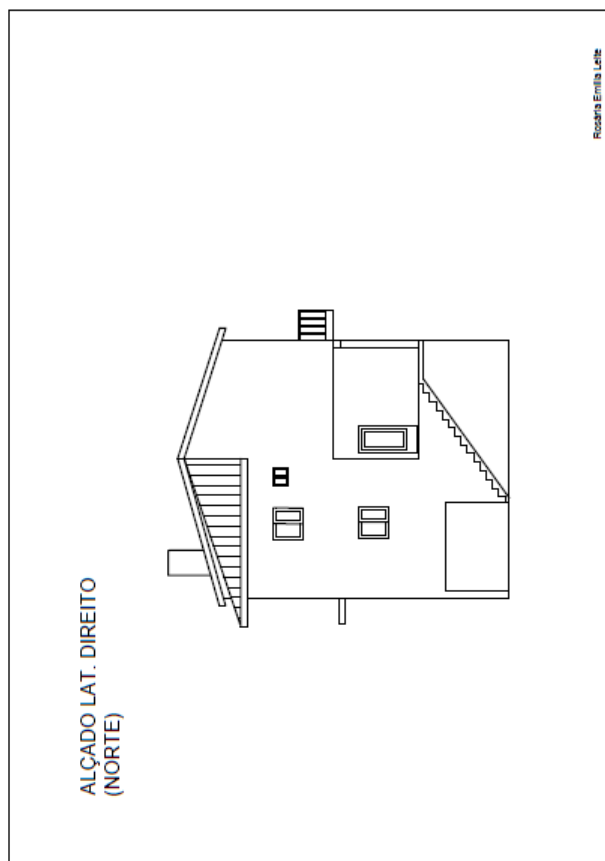
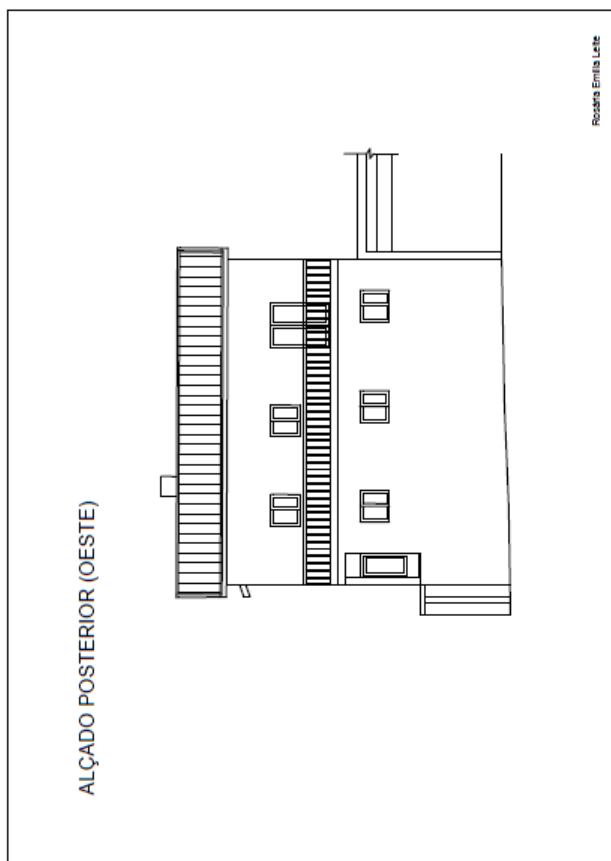


Figura 6.26 - Desenhos dos alçados da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite (situação existente).

6.7.2 A inspeção estrutural

Para a realização do levantamento das anomalias das habitações, propriedade de Paulo Jorge da Costa Leite e de Rosária Emília de Jesus Leite, realizaram-se 3 visitas ao local.

Foram observados os espaços interiores de cada habitação, bem como todo o seu contorno exterior.

Embora as anomalias existentes no edifício sejam de tipologia diversa, manifestando, por exemplo, a presença significativa de humidade em muitas divisórias interiores, a observação visual e o registo das anomalias incidu, fundamentalmente, sobre as fissuras presentes.

A fissuração de ambos os edifícios foi já parcialmente mascarada por intervenções de reparação e de reforço, entretanto ocorridas, nomeadamente a instalação de revestimento térmico no exterior dos alçados Oeste e Sul da habitação A.

A observação visual foi acompanhada do registo fotográfico sistemático das fissuras identificadas.

O percurso iniciou-se pelo interior das duas habitações. No exterior, começou por observar-se a habitação de Paulo Jorge da Costa Leite e, em seguida, a de Rosária Emília de Jesus Leite.

Na Figura 6.27 e representa-se, esquematicamente, a sequência adotada no percurso para a inspeção dos diferentes alçados das duas moradias.

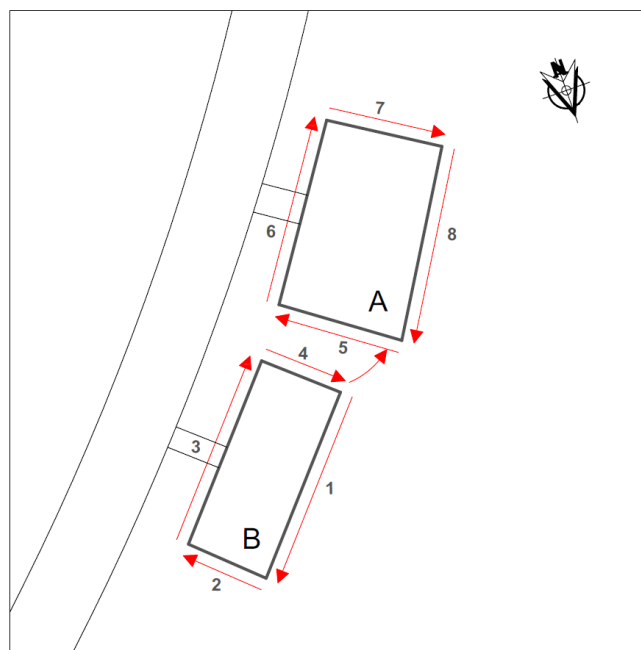





Figura 6.27 - Sequência do percurso adotado na inspeção.

Na moradia B registou-se também, com detalhe, a fissuração presente na respetiva cave.

De modo a hierarquizar as fissuras presentes, estabeleceram-se três intervalos para as respetivas larguras e uma cor associada a cada intervalo para a melhor interpretação dos resultados da observação:

- inferiores a 2 mm: 
- entre 2 mm e 4 mm: 
- superiores a 4 mm: 

Para o desenvolvimento do trabalho de inspeção, recorreu-se ao seguinte equipamento:

- máquina fotográfica CANON EOS 50D;
- objetiva Canon EFS 55 – 250 mm;
- objetiva Canon EFS 28 mm;
- máquina fotográfica Nikon D500;
- lente Nikon 24-70 f 2.8;
- binóculos Leica Trinovid 8x20;
- régua de fissuras;
- cópias ampliadas, em papel, dos diferentes alçados;
- prancheta e lápis;
- fita métrica com travão (25 mm x 8 m).

Os resultados da inspeção encontram-se reproduzidos nos diferentes alçados das duas moradias, bem como nas paredes da cave da moradia de Rosária Emília de Jesus Leite. Esses resultados são apresentados na mesma sequência do percurso realizado para a inspeção, ocupando as Figuras 6.28 a 6.40.

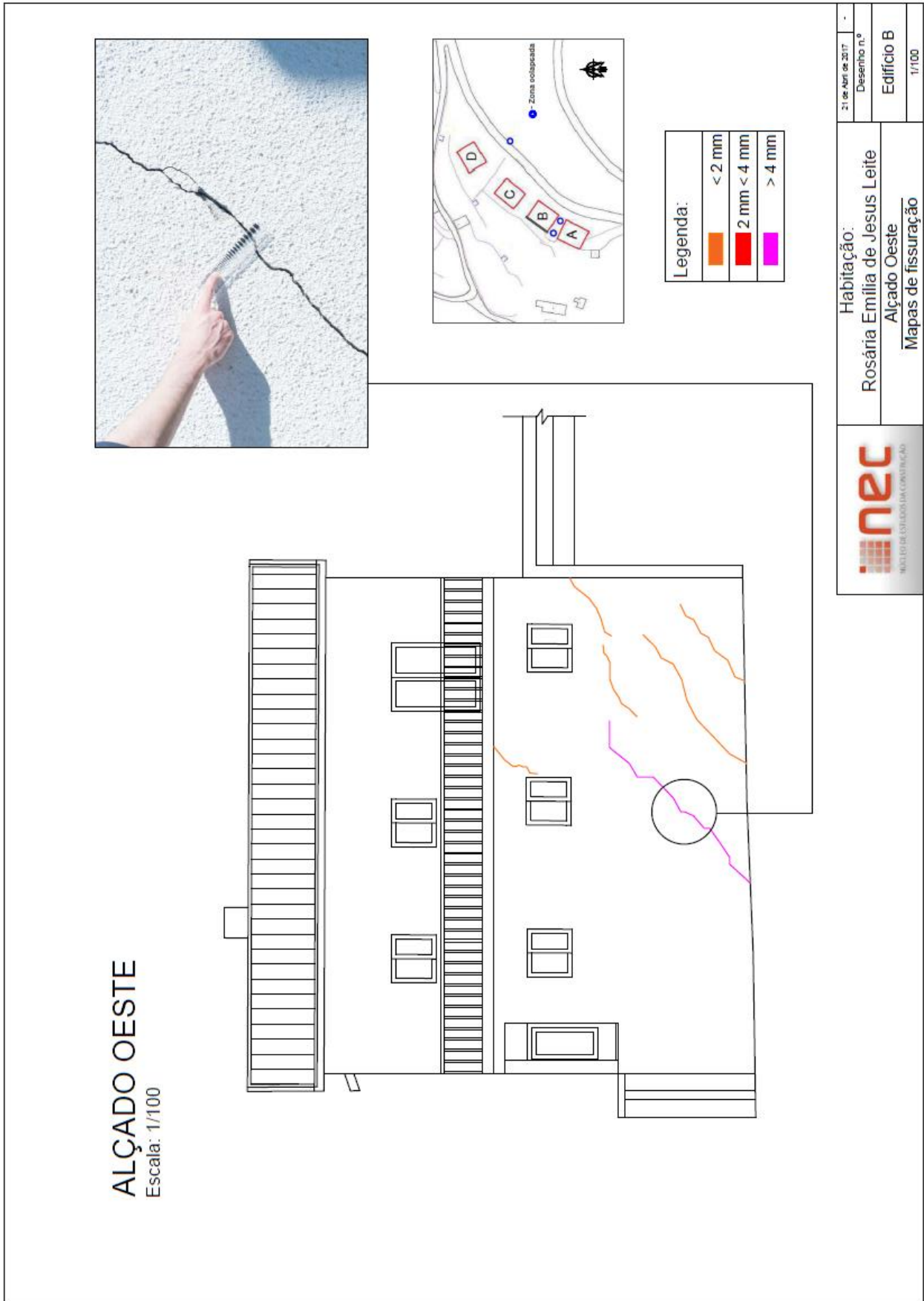


Figura 6.28 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Oeste.

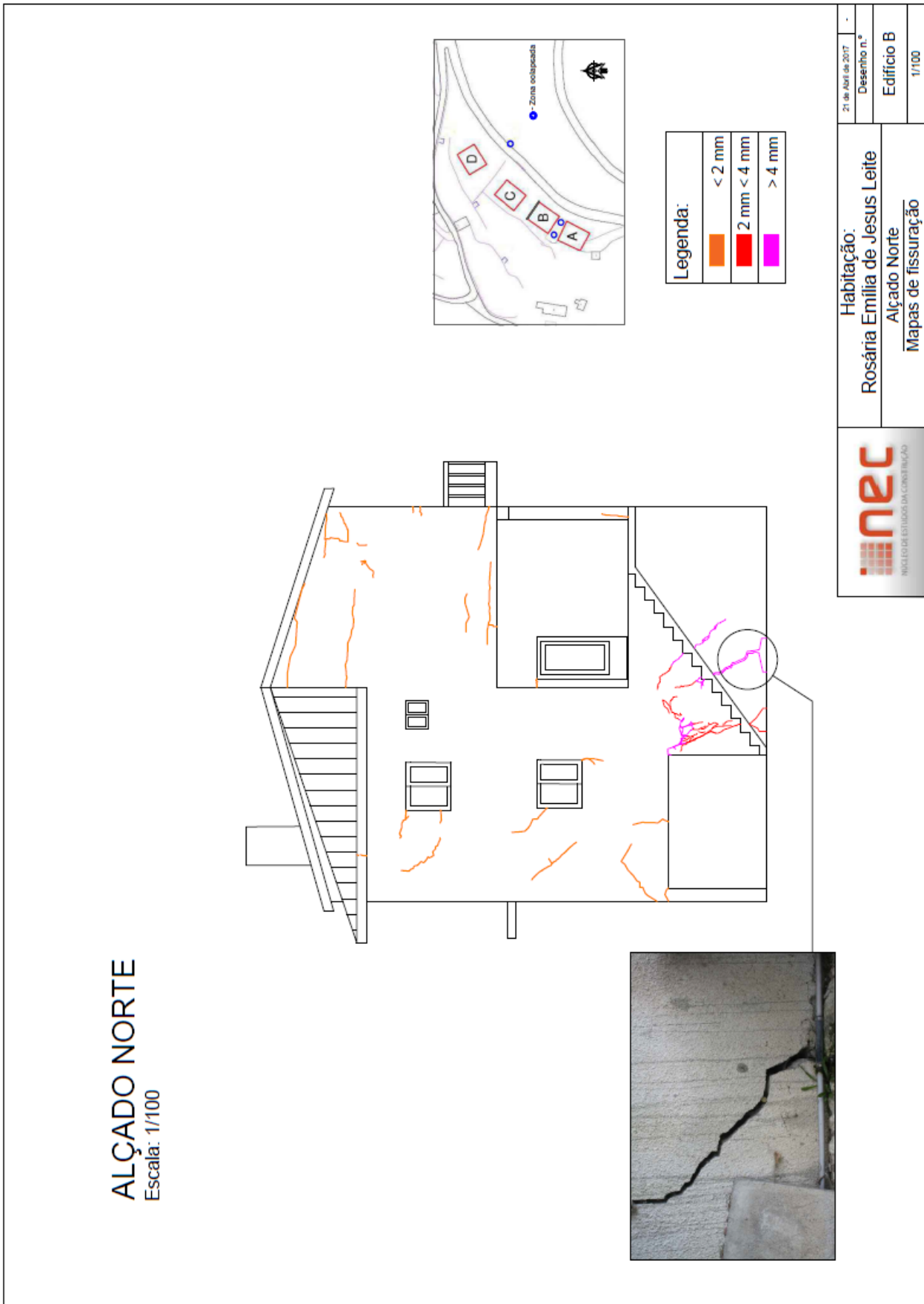


Figura 6.29 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Norte.

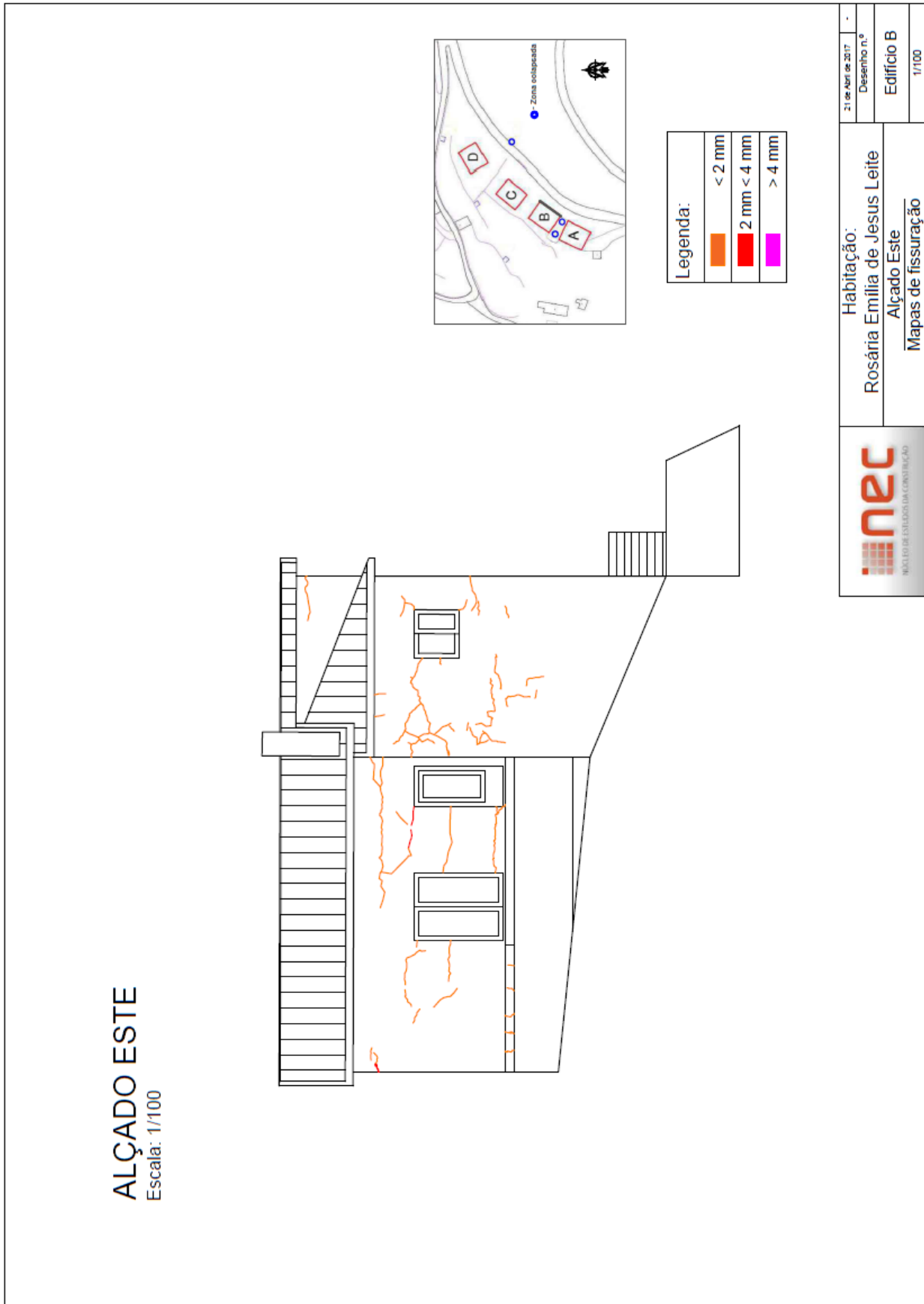


Figura 6.30 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Este.

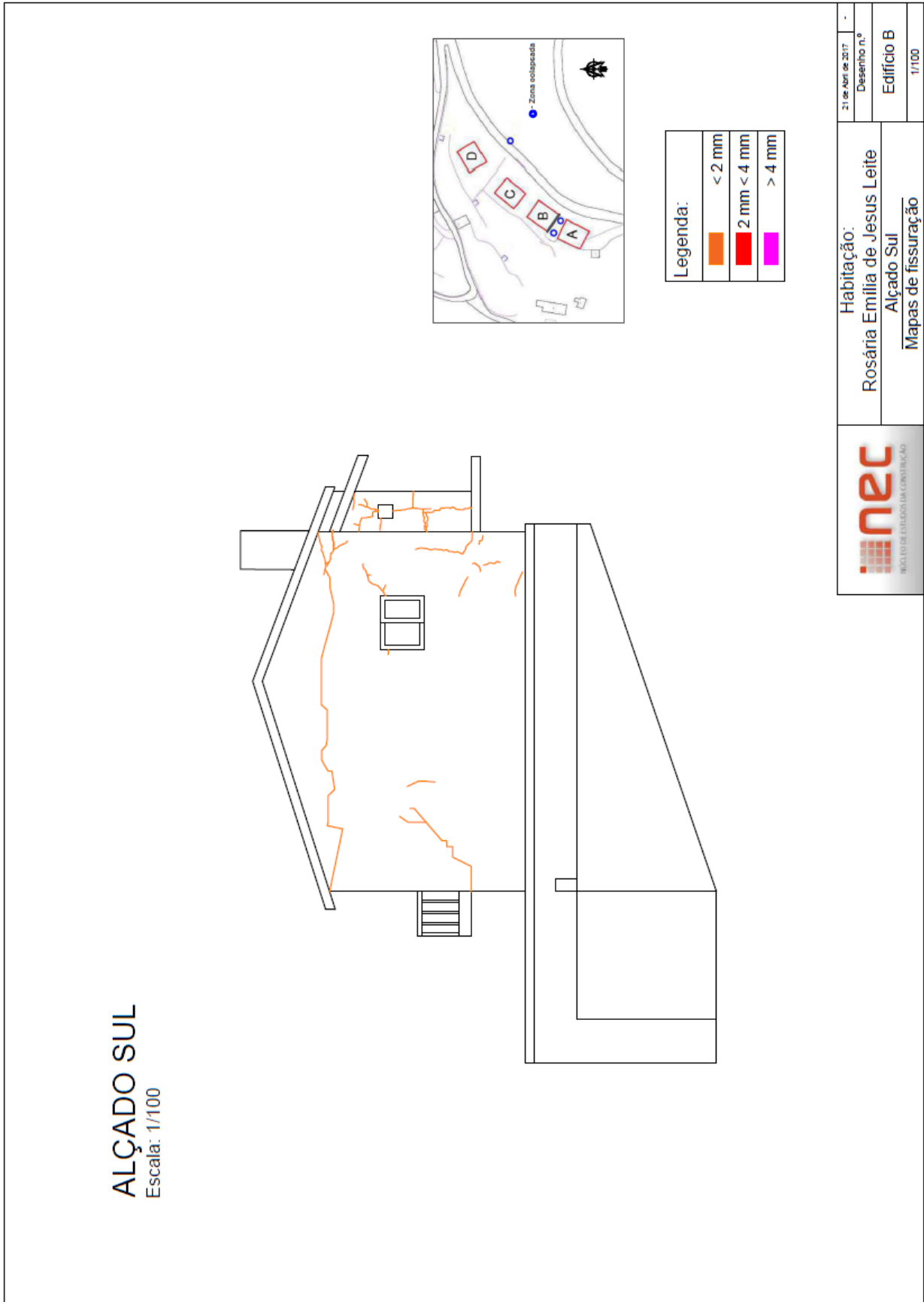


Figura 6.31 - Anomalias detetadas na moradia B – Alçado Sul.

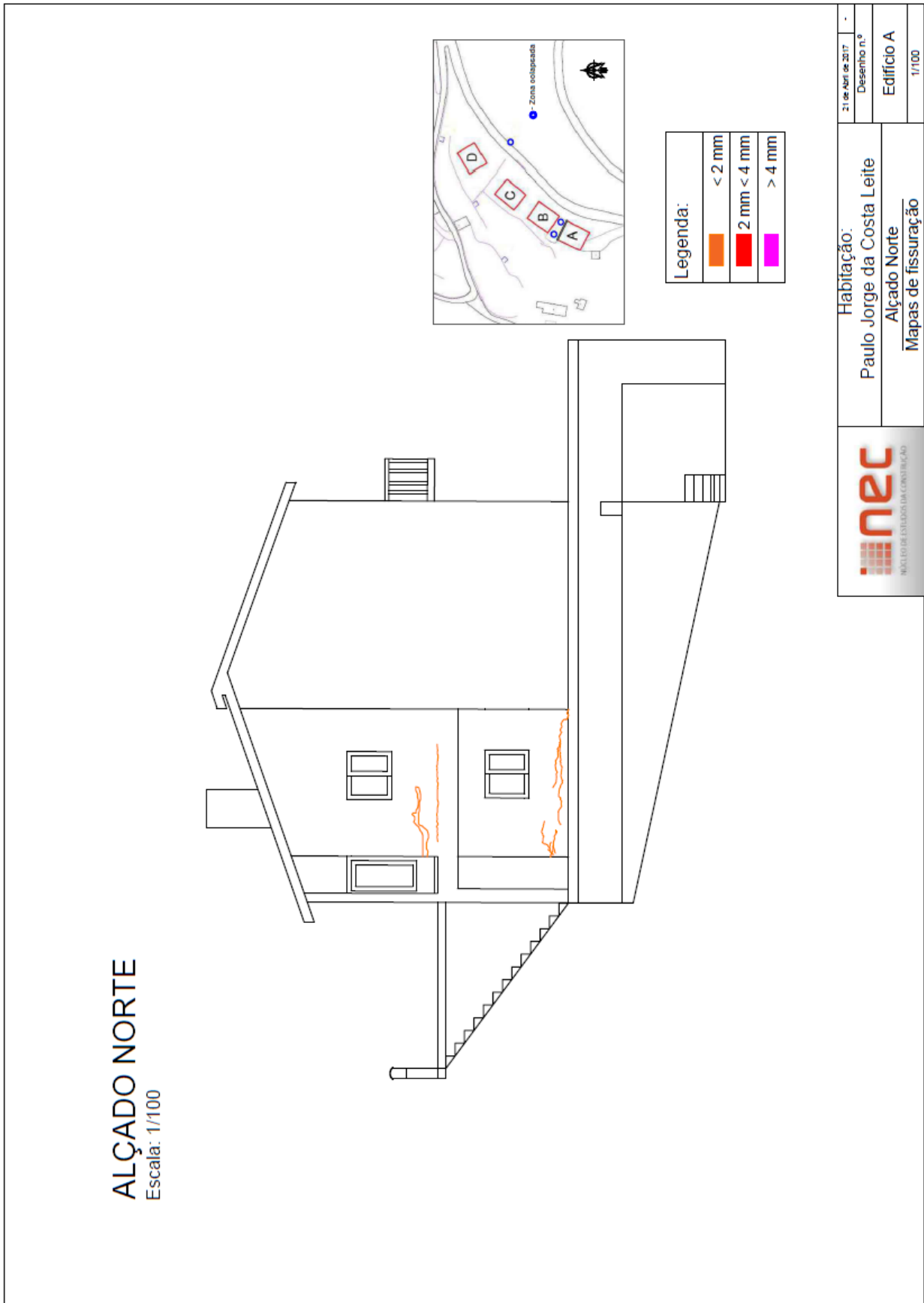


Figura 6.32 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Norte.

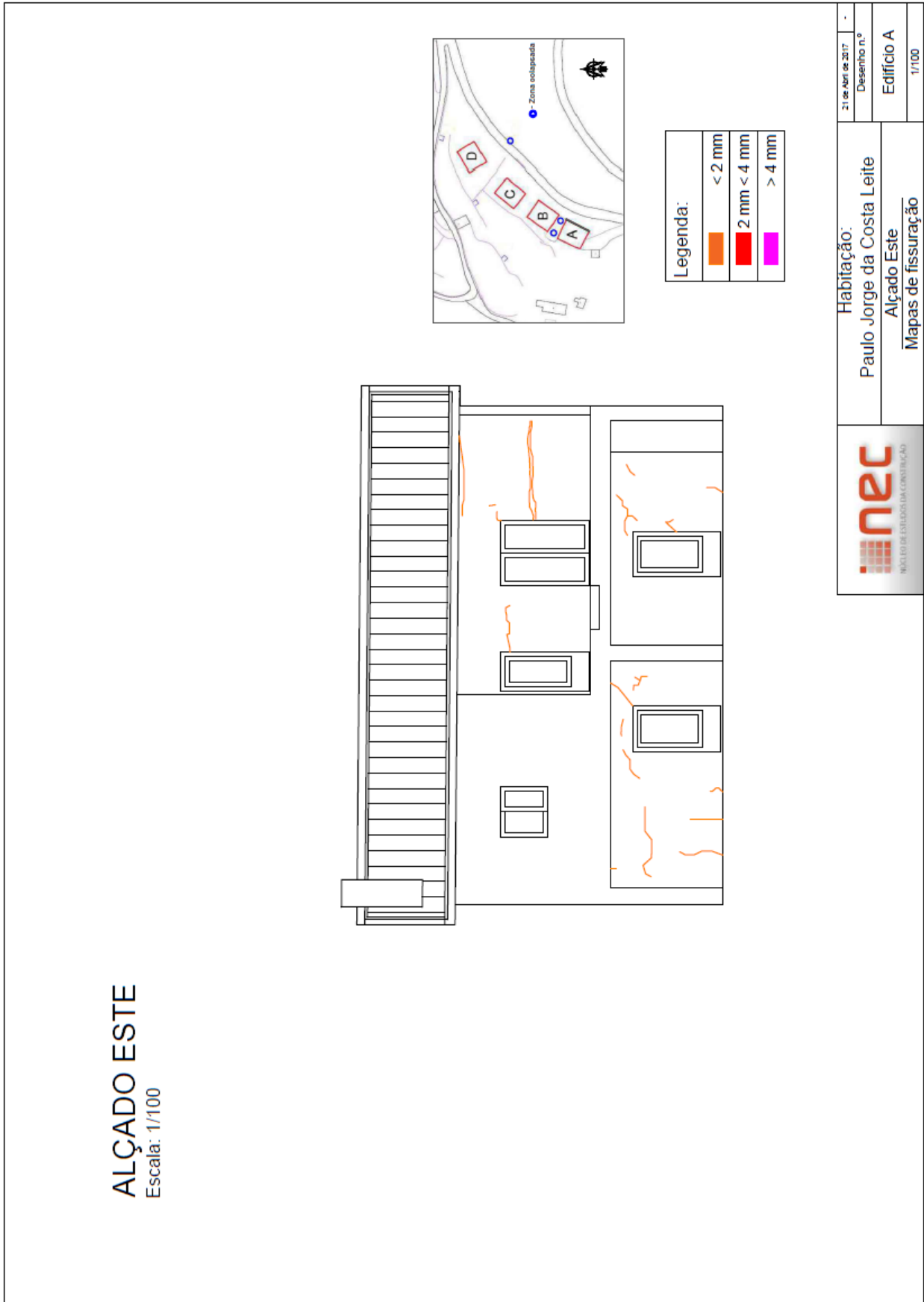


Figura 6.33 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Este.

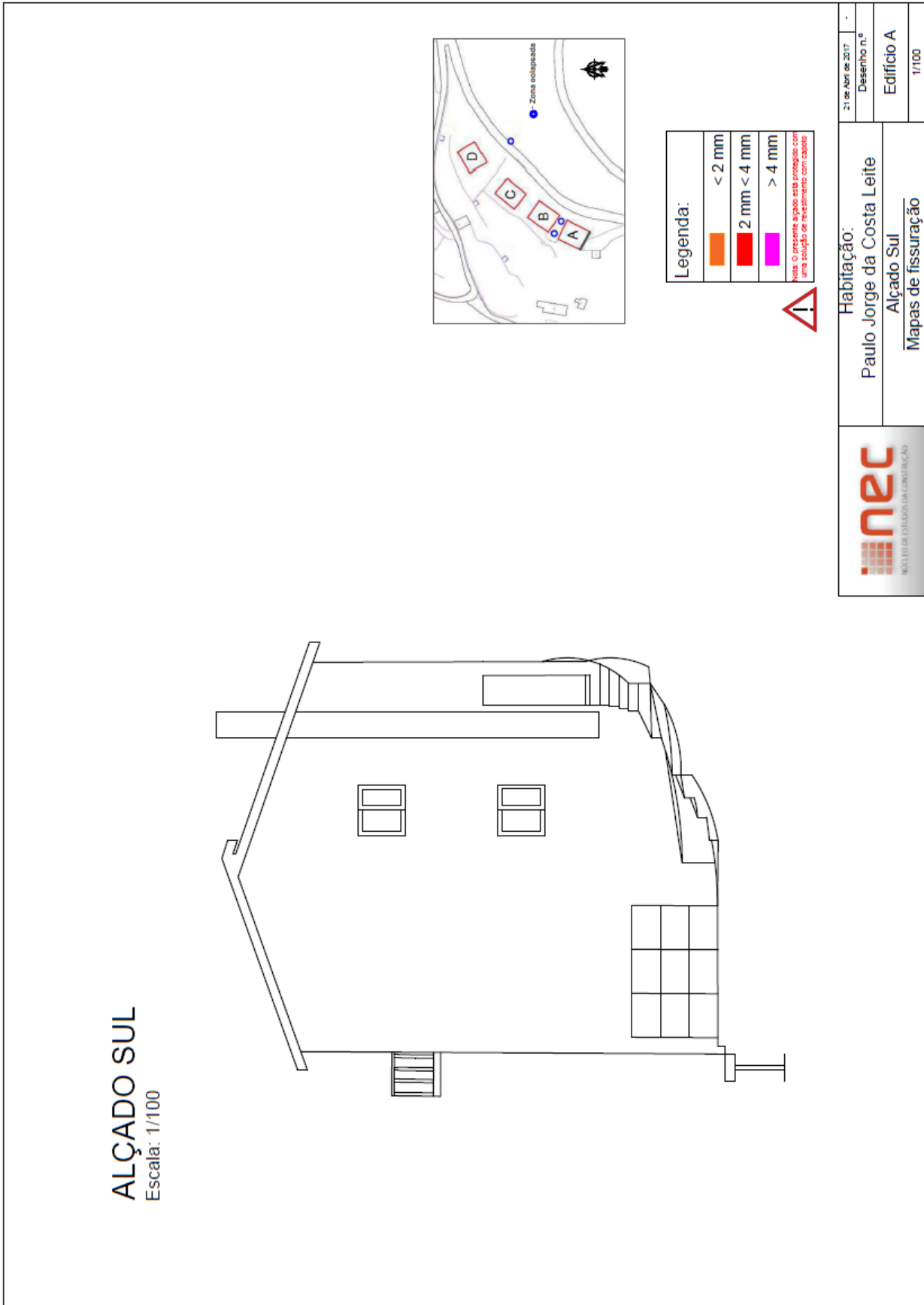


Figura 6.34 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Sul.

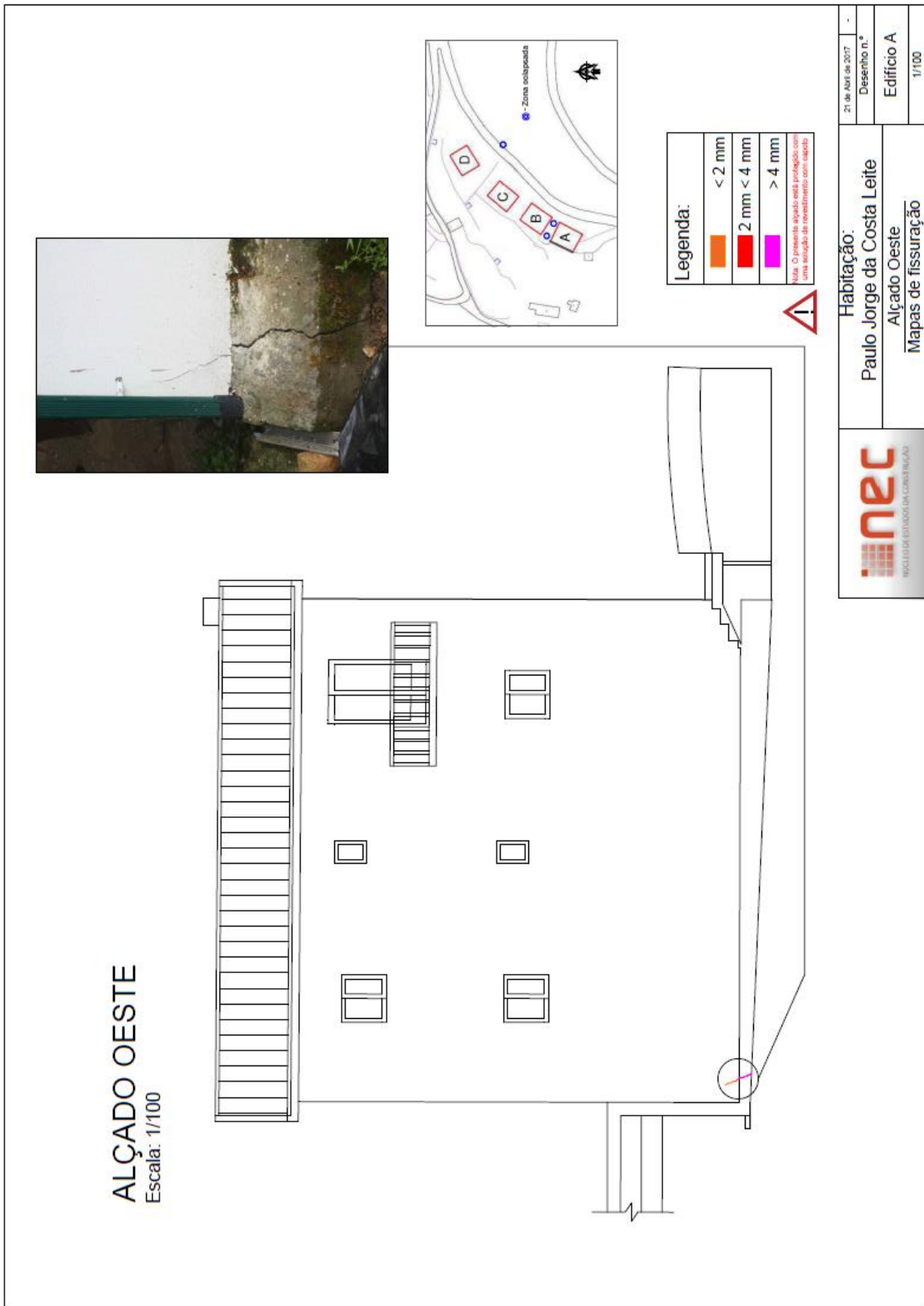


Figura 6.35 - Anomalias detetadas na moradia A – Alçado Oeste.

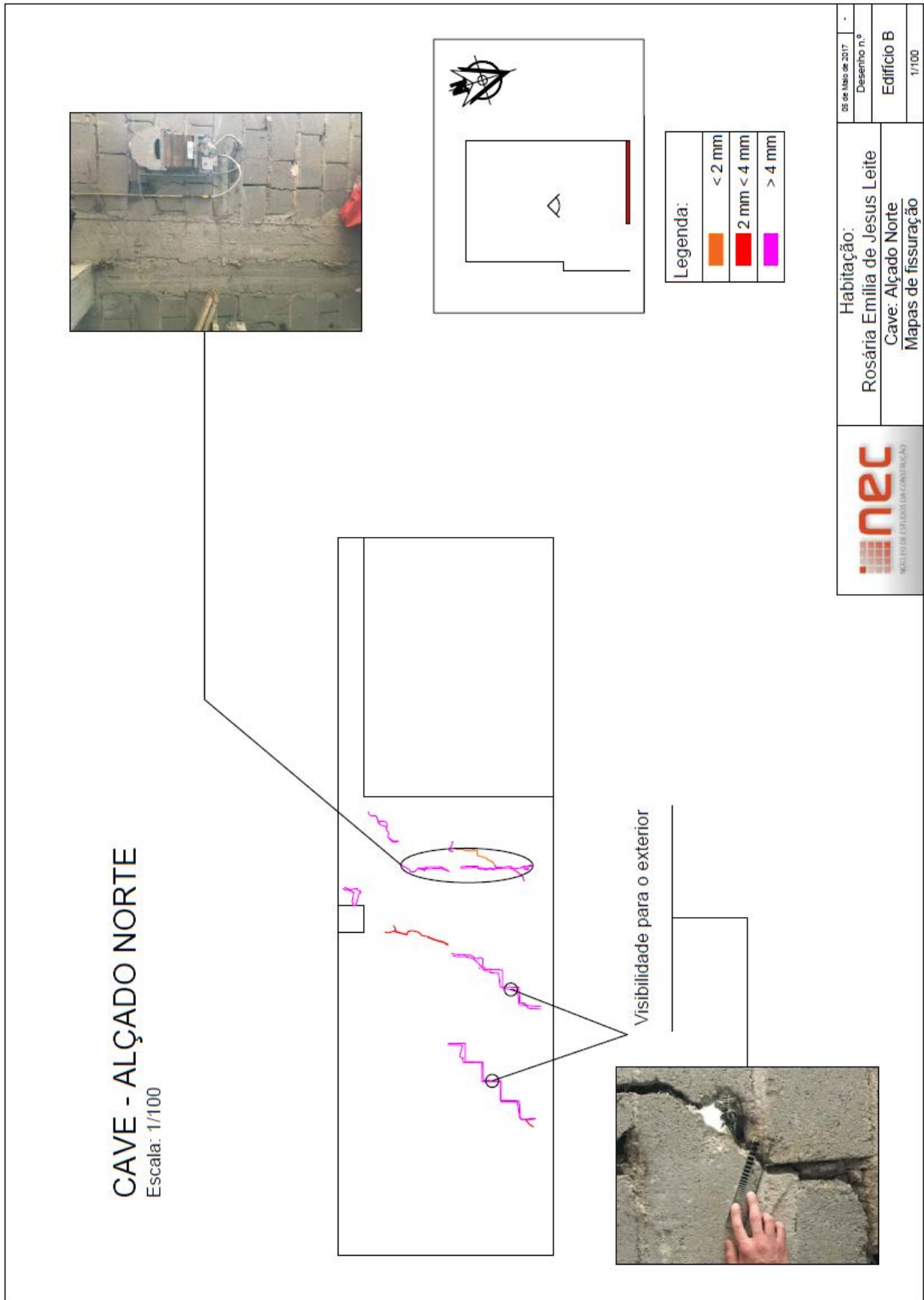


Figura 6.36 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Norte.



Figura 6.37 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Este.

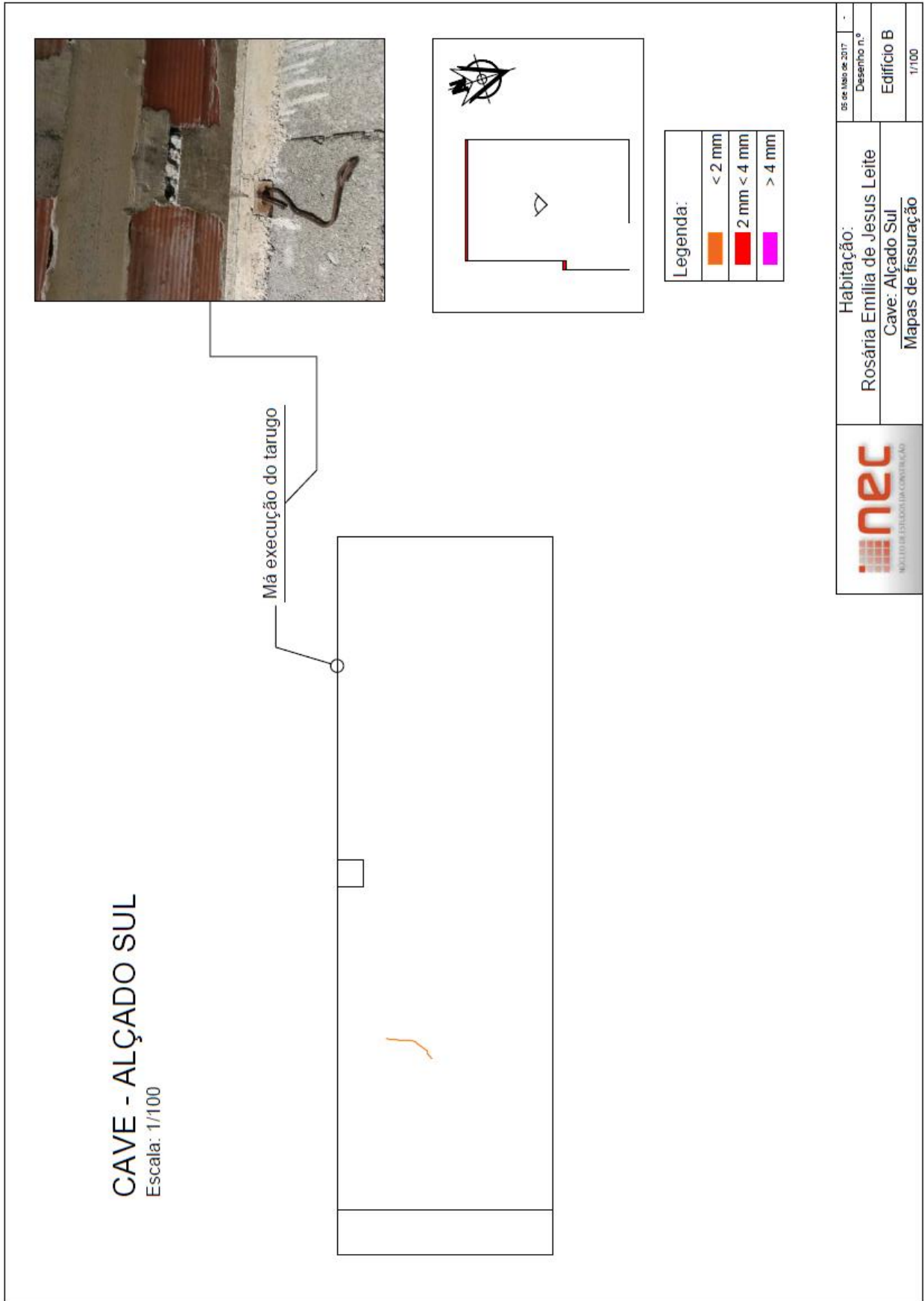


Figura 6.38 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Sul.

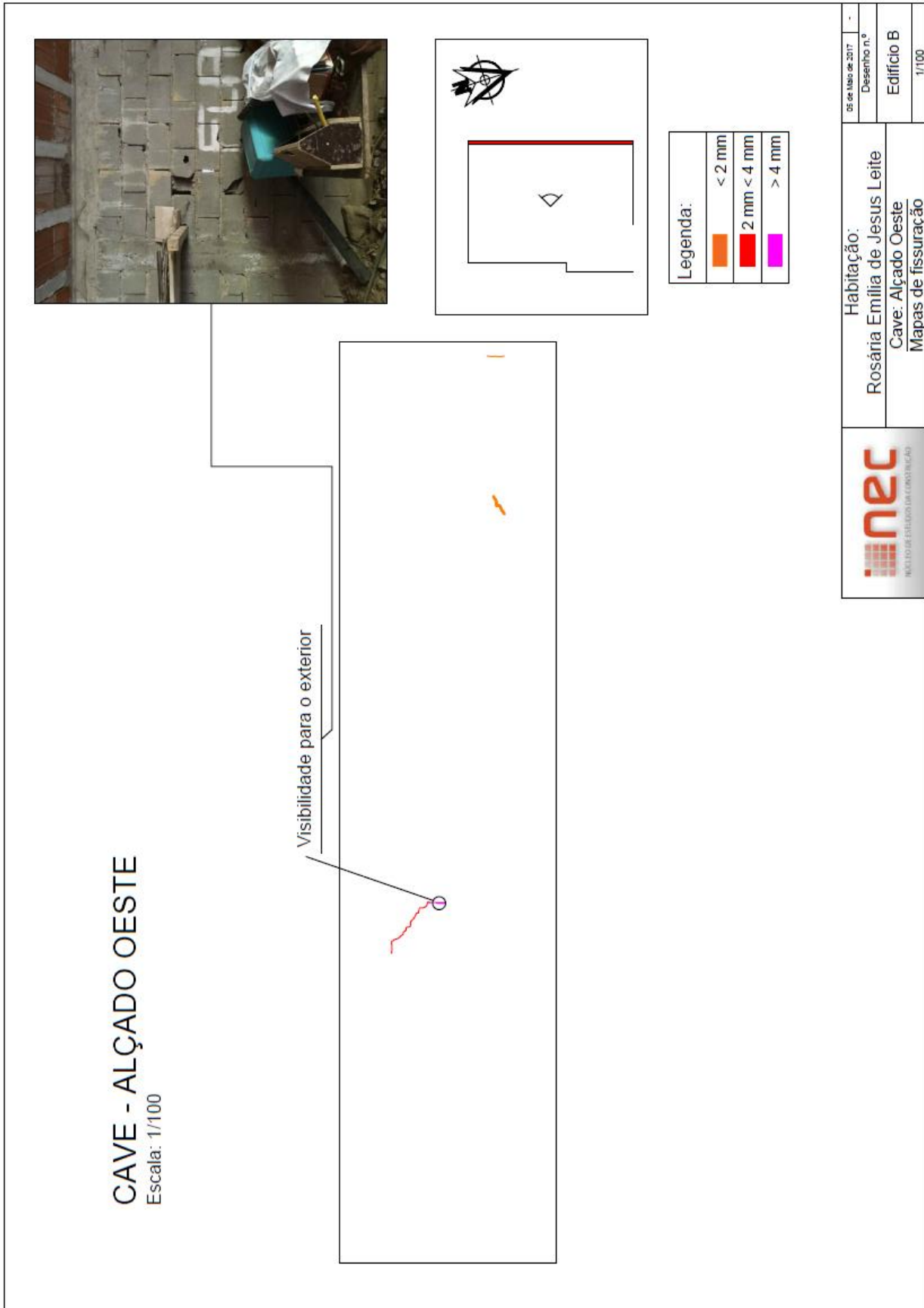


Figura 6.39 - Anomalias detetadas na cave da moradia B – Alçado Oeste.

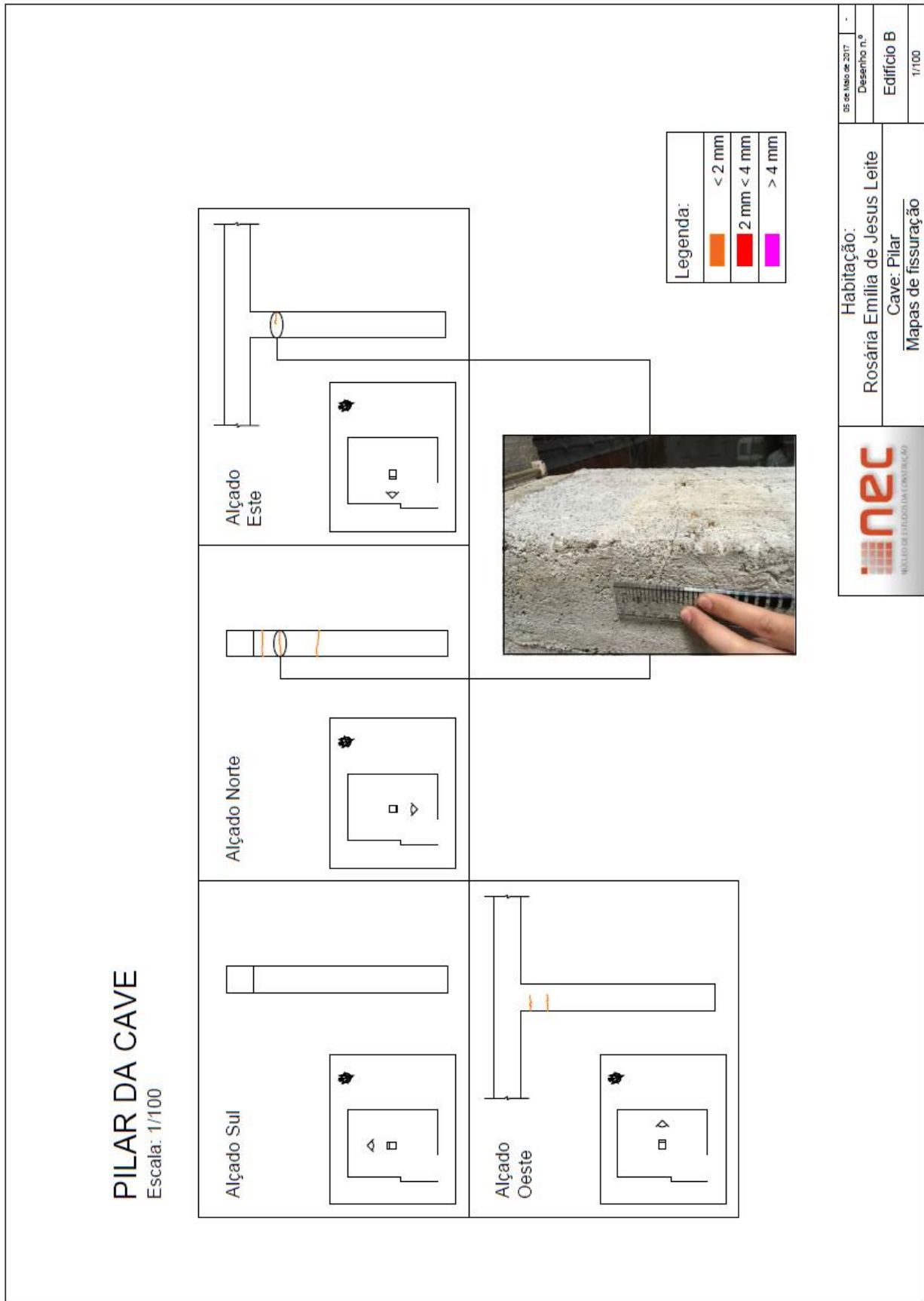


Figura 6.40 - Anomalias detetadas no pilar da cave da moradia B.

A observação deste conjunto de informação é reveladora do estado de intensa fissuração de ambos os edifícios.

Na moradia A dois dos alçados encontram-se revestidos com uma solução de isolamento térmico, não permitindo observar a fissuração que neles se terá instalado na sequência dos movimentos do terreno, identificados em 2001 e em 2013. No entanto, no alçado Oeste verifica-se a presença de uma fissura, no seu canto inferior Norte, que poderá indiciar a evolução do assentamento desta extremidade do edifício, adjacente à zona designada por X2, que colapsou em 2001.

Na moradia B a fissuração presente no alçado Oeste e na face interior Oeste da cave são compatíveis com o assentamento do cunhal Sul, adjacente também à zona designada por X2. Por outro lado, a fissuração presente no alçado Norte e na face interior Norte da cave é compatível com o assentamento do pilar Oeste do portão de entrada da cave, o que poderá associar-se ao colapso do terreno ocorrido na rua sobrejacente, em 2013. Na face interior Norte da cave a fissuração estará relacionada com o assentamento do cunhal Sul da habitação, adjacente à zona que colapsou designada por X1.

6.7.3 Plano de instrumentação e de observação

A implementação do Plano de Instrumentação e de Observação dos dois edifícios tem como objetivo o controlo do seu comportamento, bem como o do terreno vizinho.

Os parâmetros a monitorizar, bem como o tipo de instrumentação e a frequência de leituras a implementar, devem ser definidos com base nas anomalias já identificadas, avaliando a sua evolução, em particular:

- Deslocamentos dos edifícios;
- Abertura de fissuras nos edifícios;
- Assentamentos do maciço de fundação e do terreno adjacente.

Assim, nos edifícios pretende detetar-se e acompanhar eventuais deslocamentos verticais e horizontais e rotações das fachadas, bem como a abertura de fissuras.

Relativamente à envolvente dos edifícios, pretende monitorizar-se a ocorrência de assentamentos no maciço de fundação e terreno adjacente.

Deverão ser definidas pelo Dono de Obra as entidades responsáveis pela realização das medições e das observações, pela interpretação dos resultados obtidos e pela manutenção dos instrumentos de medição.

6.7.3.1 Implantação do sistema de monitorização

Prevê-se a instrumentação dos edifícios com os seguintes equipamentos:

- Alvos topográficos – instalados em pontos notáveis dos edifícios, servem para medir deslocamentos verticais e horizontais;
- Fissurómetros – instalados em fissuras pré-existentes, de forma a acompanhar a evolução dessas fissuras. Estes aparelhos serão do tipo mecânico, constituídos por plástico não deformável com escalas para a sua leitura;
- Piezómetros – estes aparelhos serão instalados na envolvente dos edifícios, com o objetivo de acompanhar as variações do nível de água no terreno;
- Clinómetro – poderá ainda considerar-se a utilização de um aparelho que permita detetar variações de inclinação das fachadas dos edifícios.

Na envolvente à obra, prevê-se a instalação dos seguintes equipamentos:

- Marcas superficiais – instaladas no pavimento ou no terreno natural têm como objetivo a medição dos assentamentos que possam ocorrer.

A localização de todos os aparelhos de instrumentação referidos encontra-se sugerida, esquematicamente, nas Figuras 6.41 a 6.43.

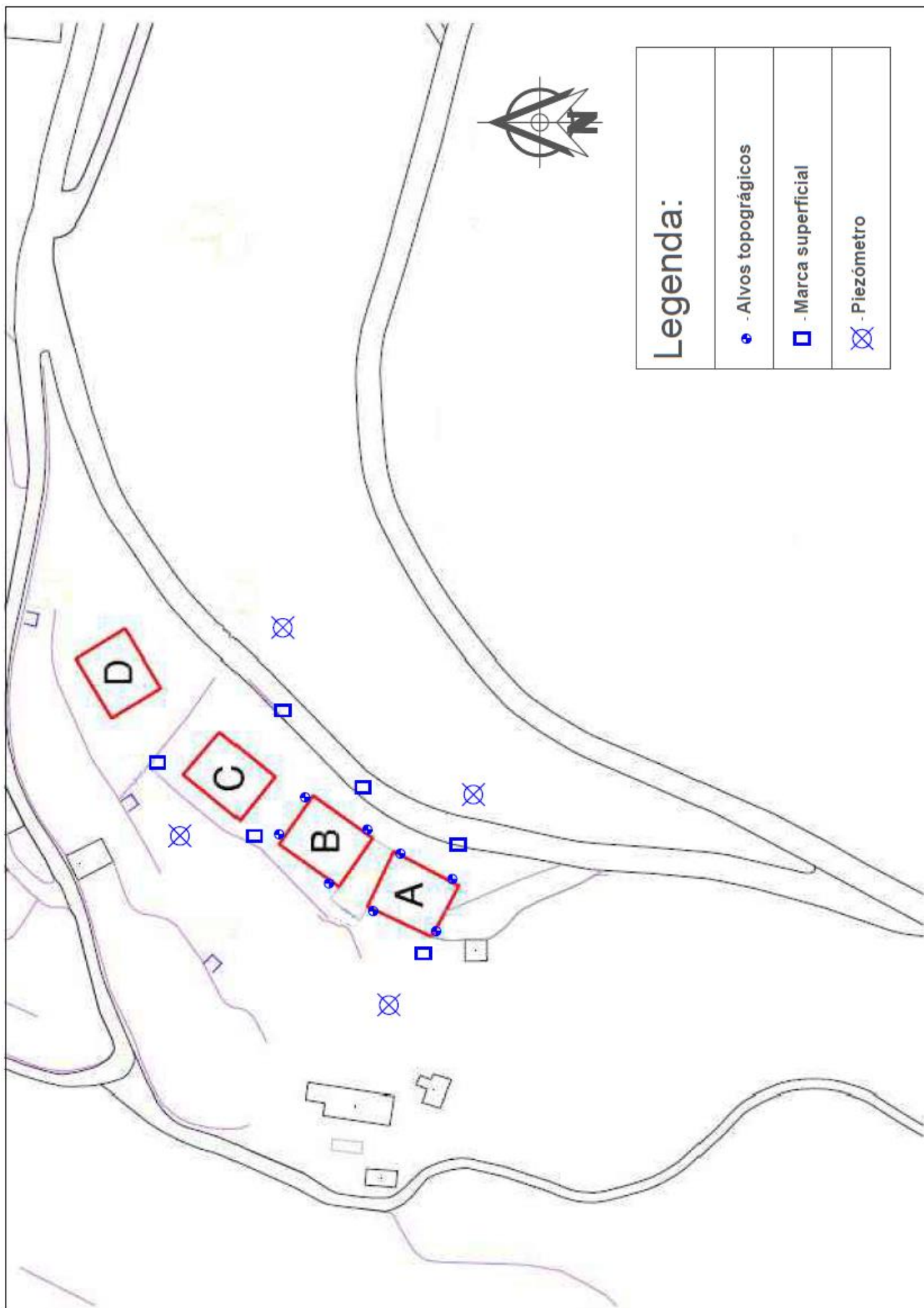


Figura 6.41 - Planta dos edifícios com localização da instrumentação.

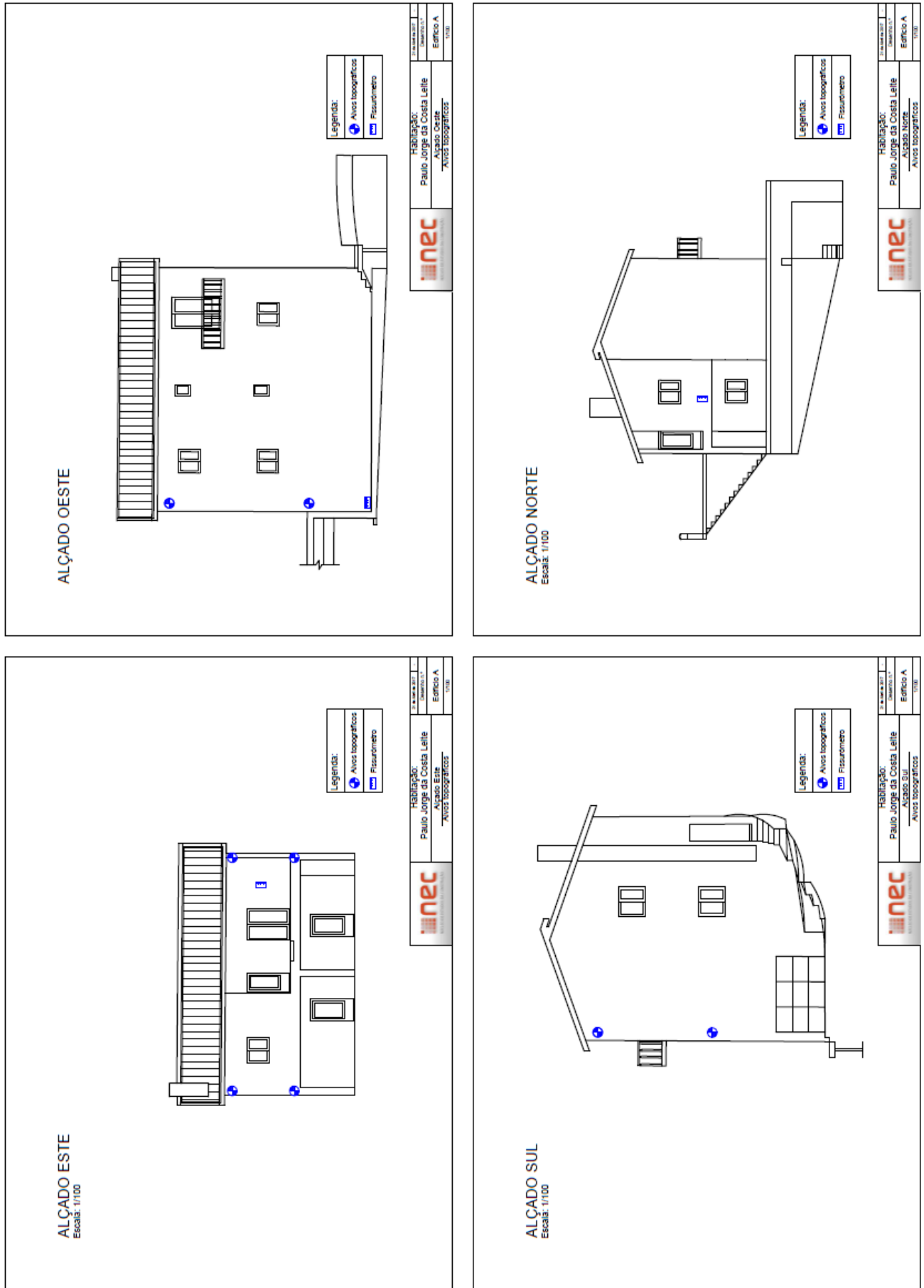


Figura 6.42 – Alçados do Edifício A com localização dos alvos topográficos.

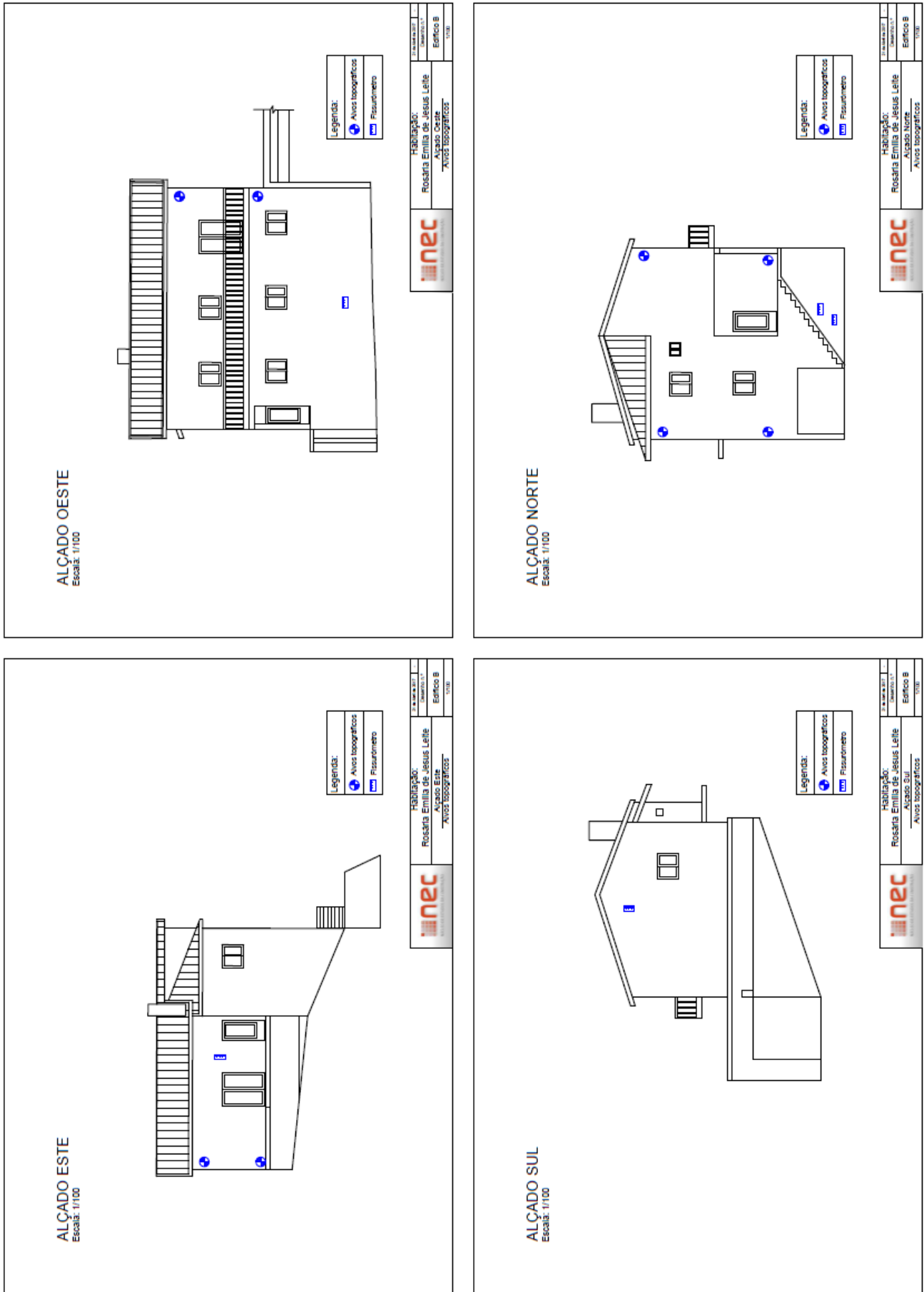


Figura 6.43 - Alçados do Edifício A com localização dos alvos topográficos.

6.7.3.2 Periodicidade das leituras

Inicialmente serão efetuadas duas campanhas de leitura de todos os equipamentos, de modo a obter leituras de referência.

Pretende-se que sejam efetuadas leituras mensais de todos os instrumentos.

A frequência das leituras poderá ser incrementada em determinadas situações, em que se preveja poderem ser induzidos movimentos importantes ou caso se verifiquem deslocamentos que o justifiquem.

6.7.3.3 Sistema de alerta e resposta

O acompanhamento das leituras deve ser realizado de forma particularmente cuidada, com o objetivo de detetar, antecipadamente, algum indício de comportamento não esperado.

Deverão ser considerados os seguintes limites de alerta para as diferentes grandezas a medir:

- Assentamentos dos edifícios – 0,5 cm;
- Deslocamentos horizontais dos edifícios – 0,5 cm;
- Assentamentos do terreno adjacente – 0,5 cm;
- Abertura de fissuras ou de juntas – 1 mm;

Se algum destes limites for atingido, deverá ser imediatamente contactado o Dono de Obra e deverá ser incrementada a frequência das leituras das grandezas em causa para leituras diárias.

6.7.3.4 Sistema de obtenção e armazenamento de dados

As leituras, o processamento de dados, a preparação de gráficos e a interpretação dos resultados das medições deverão ser realizados só por pessoal especializado.

As unidades de leitura deverão estar sempre disponíveis. Deverão existir sempre, no local, acessórios e peças sobresselentes.

Todos os instrumentos e equipamento necessários para as medições deverão ser disponibilizados ao Dono de Obra durante o período de monitorização.

O processamento dos dados de medições dos edifícios deve ter condições para preencher os seguintes requisitos:

- Processamento e arquivo de dados de uma maneira simples e rápida;
- O tipo e a forma de representação dos resultados de monitorização deverão ser aprovados pelo Dono de Obra, antes do início das medições. As representações gráficas da monitorização deverão conter, pelo menos, os seguintes elementos:
 - Designação do estudo;
 - Local e designação dos pontos de medição;
 - Data das medições;
 - Graduação e legenda claras das abcissas e ordenadas;
 - Escala;
 - Indicação dos valores de medição com sinais e cores diferentes;
 - Legendas relativas aos diferentes sinais e cores;
- Avaliação e apresentação de perfis transversais e de plantas com os deslocamentos medidos.

6.7.3.5 Instalação dos instrumentos de monitorização

Os instrumentos serão instalados de acordo com as instruções do fabricante e com as exigências adicionais aqui sugeridas. Os métodos de instalação deverão ser aprovados pela Câmara municipal de Cinfães.

Os instrumentos de medição instalados, bem como o espaço necessário para a medição, devem ser mantidos livres e acessíveis durante todo o período de monitorização.

Todos os instrumentos deverão ser protegidos contra danos. Sempre que necessário, deverão ser utilizadas coberturas de proteção para evitar danos nos instrumentos.

A entidade responsável pelas medições deverá fornecer ao Dono de Obra um desenho, antes do início da monitorização, em suporte eletrónico e em papel, que contenha todos os instrumentos instalados, indicando claramente o tipo de instrumento, a data e a hora da instalação.

6.7.3.6 Características dos equipamentos

Marcas superficiais

As marcas superficiais são utilizadas para a monitorização de assentamentos superficiais. Deverão ter uma forma esférica para proporcionar um ponto de medição claramente definido.

As marcas superficiais situadas no pavimento ou em terreno firme (e.g. em rocha) podem ser instaladas diretamente na superfície. O método da instalação é sujeito a aprovação pela Câmara Municipal de Cinfães.

As marcas superficiais situadas em terreno brando devem ser instaladas em betão, num furo com uma profundidade mínima de 60cm, ou soldadas a uma vara de aço de diâmetro mínimo 30mm e comprimento 80cm, cravada à força no terreno. O método de instalação está sujeito à aprovação pelo Dono de Obra.

Alvos topográficos

Os alvos topográficos serão instalados diretamente nas fachadas dos edifícios, de forma a medir os respetivos deslocamentos horizontais e verticais.

Os alvos topográficos devem ser instalados de uma maneira firme, em locais protegidos e de forma a permitir uma leitura clara. Para tal, todos os alvos devem ter um ponto de medição claramente definido.

Clinómetro

O clinómetro é utilizado para monitorizar variações de inclinação de uma estrutura, nomeadamente de fachadas de edifícios. Os dados recolhidos permitem obter um histórico do movimento de uma estrutura e um prévio aviso de potenciais anomalias estruturais.

Fissurómetros**- Tipo Tell Tale**

Os fissurómetros do tipo Tell Tale são equipamentos em plástico não deformável por ação da temperatura nem da humidade. A leitura é realizada de forma direta por pessoal especializado, nas escalas do aparelho, e registado em fichas próprias.

Piezómetros

Nos locais indicados devem instalar-se tubos piezométricos. O equipamento será constituído por tubo de PVC, não perfurado ou perfurado onde necessário, e munido com uma adequada cobertura e fecho. Deverá ser preparado, para cada piezómetro, um relatório sumário onde deverão constar as medições efetuadas.

Os piezómetros serão constituídos por tubos de PVC com diâmetro nunca inferior a 50mm e, em qualquer caso, permitindo que um instrumento de medida possa nele ser imerso. Diversas zonas do tubo serão crepinadas, onde e quando necessário. A cabeça do tubo será selada com betão, contra infiltrações de água de superfície. Junto às zonas crepinadas, o tubo será envolvido por maciço filtrante de areão, entre o tubo e as paredes da sondagem, com granulometria adequada às aberturas do tubo e cuja função será evitar assoreamentos causados pelo terreno natural.

6.7.3.7 Estimativa de quantidades

As quantidades sugeridas dos diferentes instrumentos a instalar ou a usar são as indicadas na Tabela 6.4:

Tabela 6.4 – Instrumentação – quantidade de unidades.

Clinómetro	1 unidade
Piezómetros	4 unidades (75m)
Marcas superficiais	6 unidades
Alvos topográficos em edifícios	16 unidades
Fissurómetros (tipo Tell Tale)	8 unidades

CAPÍTULO 7

CASO DE ESTUDO DA PONTE SOBRE O RIO LOUREDO

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Núcleo de Estudos da Construção foi convidado a prestar um serviço de consultoria geotécnica e estrutural durante o desenvolvimento de um estudo, promovido pela Câmara Municipal de Ribeira de Pena, para uma nova travessia sobre o rio Louredo, em Cerva.

O local de implantação da ponte caracteriza-se por uma significativa heterogeneidade litológica com a presença próxima de lineamentos tectónicos identificados. Este aspeto impõe um cuidado acrescido na definição e localização dos apoios da obra de arte e enquadra este caso de estudo no tema central do presente relatório de estágio. A intervenção, neste caso particular, estendeu-se a outros domínios, por se entender uma mais valia para a formação do estagiário o acompanhamento de todo o processo de consultoria geotécnica e estrutural.

Próximo do local de implantação da ponte existe já uma outra, antiga, de reduzida largura. A ponte existente, com uma solução estrutural que se reproduz no território nacional em diversas travessias ao longo de rios, é constituída por pilares de alvenaria de granito sobre os quais assenta um lajedo, também de granito, materializando vários vãos de cerca de 2 m cada (Figura 7.1).



Figura 7.1 – A ponte existente.

O crescente volume de tráfego, o valor mais elevado das cargas atuais, relativamente às presentes aquando da conceção da ponte existente, a reduzida largura desta obra de arte, impedindo o cruzamento de dois veículos, e a cota demasiado baixa do respetivo tabuleiro, que impõe a sua submersão em alturas de maior pluviosidade, inviabilizando a travessia, constituem fatores que levaram à decisão de construção de uma nova ponte.

7.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Foi promovida uma campanha de prospeção geológico-geotécnica, aquando do projeto de viabilidade. Os resultados destes trabalhos de prospeção, que permitiram a definição do perfil longitudinal reproduzido na Figura 7.2, embora relativos a uma área de implantação inicialmente perspetivada mais próxima da ponte existente, permitiram concluir acerca das características das unidades geológico-geotécnicas interessadas.

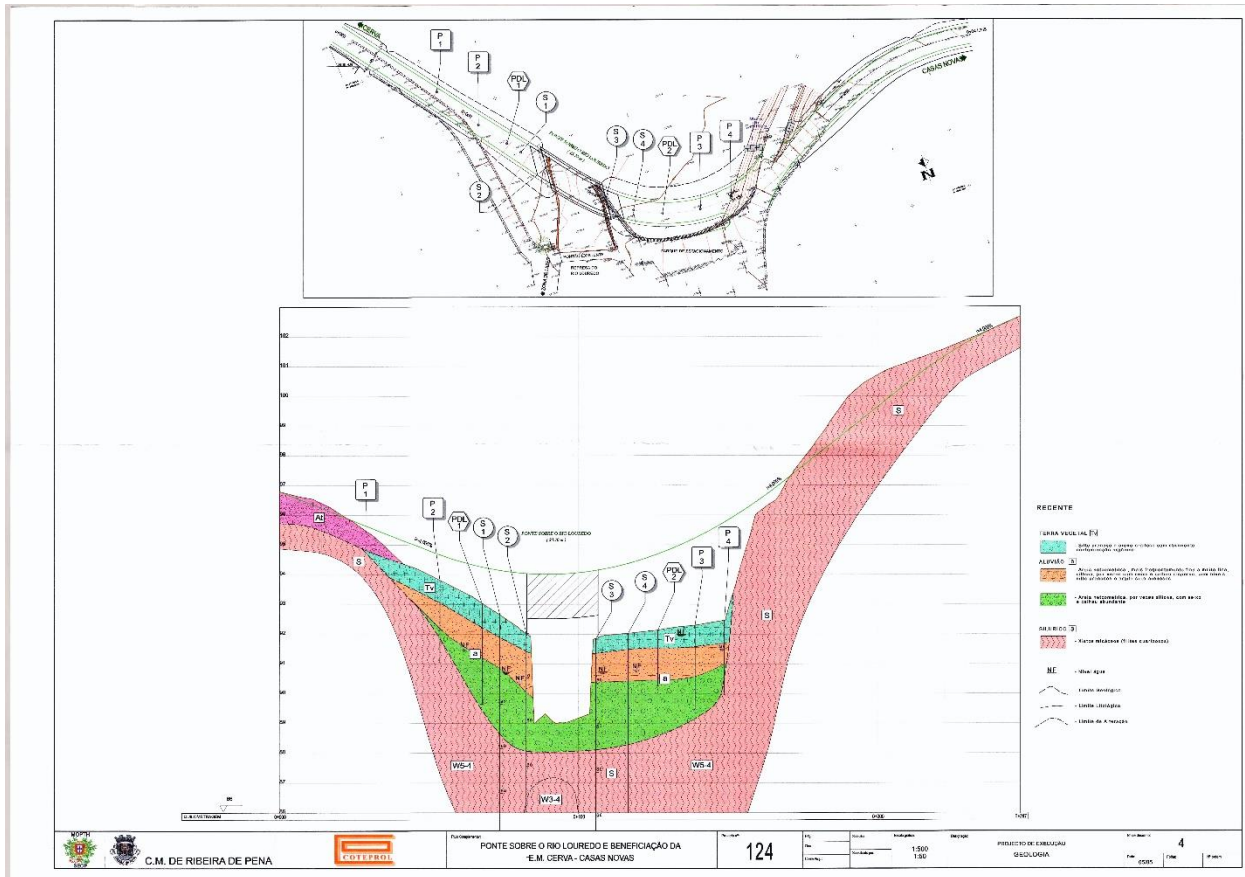


Figura 7.2 – Enquadramento de prospeção geológico-geotécnica (estudo de viabilidade da nova travessia sobre o rio Louredo).

As características do maciço de fundação evidenciadas nessa prospeção geológico-geotécnica orientam a adoção de uma solução de fundação por estacas para alguns apoios da ponte (pilares e encontros) e de uma solução de fundação direta para outros.

A área de implantação da ponte, muito próxima da confluência de dois rios de montanha, é geologicamente muito heterogénea, conforme evidencia a Figura 7.3 e se referiu já.

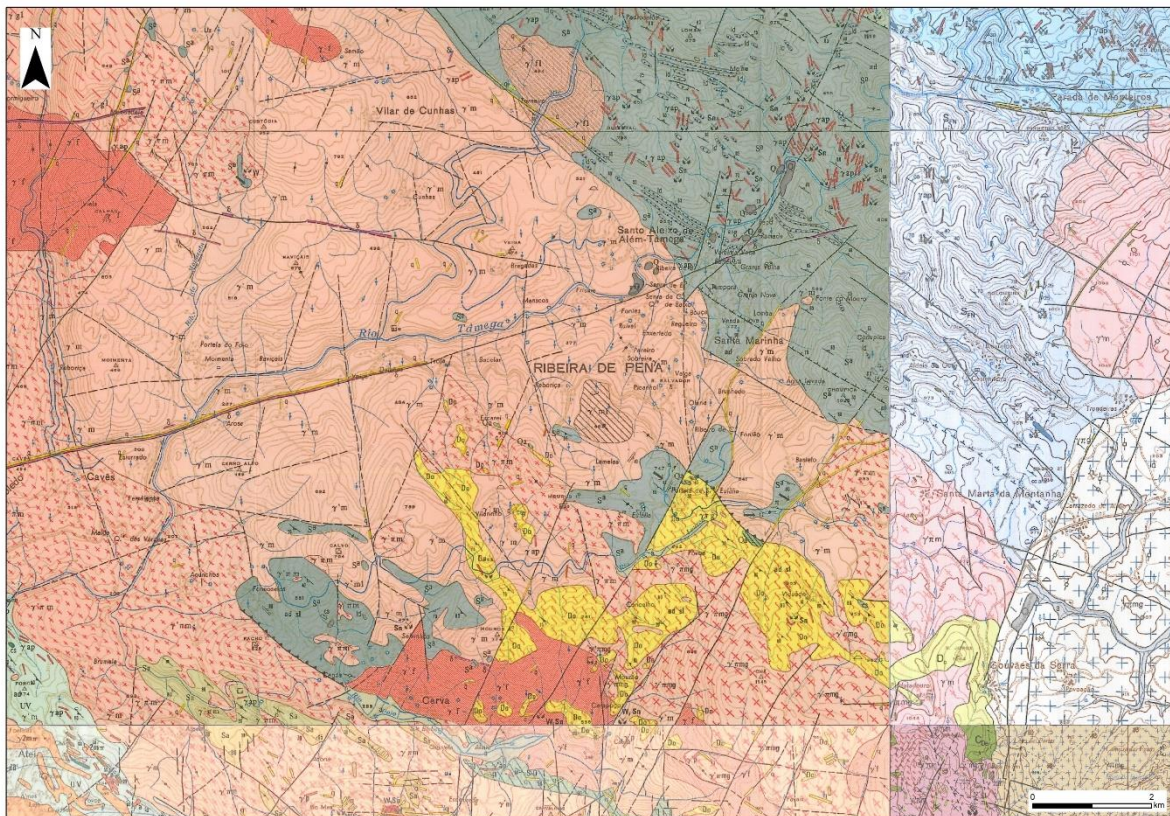


Figura 7.3 - Enquadramento geológico (adaptado das Cartas Geológicas de Portugal à escala 1:50.000).

Em fase de Projeto de Execução aconselha-se a realização de uma campanha complementar, com a localização dos trabalhos coincidente com a dos apoios da obra de arte, garantindo uma maior representatividade dos respetivos resultados.

7.3 PERFIL TRANSVERSAL DA VIA

Como a obra de arte se destina à passagem de um fluxo de tráfego pouco intenso, integrando-se numa via de reduzida importância, o Dono de Obra optou por orientar a conceção da obra-de-arte com duas faixas de rodagem com 2,5 m de largura. Os passeios, que permitem a passagem pedonal, localizam-se de ambos os lados da ponte.

Na Tabela 7.1 apresentam-se as dimensões consideradas para o perfil transversal da via.

Tabela 7.1 – Perfil transversal da via.

	Largura (m)
PS1 - guarda-corpos + passeio de montante	1,00
PS2 - guarda-corpos + passeio de jusante	1,00
Fr - faixa de rodagem	2,50
Br – Berma	0,50
Lt - largura total da via	8,00

7.4 SOLUÇÃO PROPOSTA INICIALMENTE

A obra de arte existente sobre o rio Louredo, incompatível com as características do tráfego atual e com a necessidade de manter ativa estas ligações entre as duas margens, durante todo o ano, levaram à decisão da sua substituição.

A ponte existente, um bom exemplar e em razoável estado de conservação da solução estrutural usada para o atravessamento de muitos rios, sobretudo no Norte de Portugal, será conservada para fins pedonais e constituirá um testemunho do património histórico edificado nacional.

Para a implantação da obra de arte houve necessidade de obedecer a um conjunto de condicionalismos. A ponte existente e o açude, com a lâmina de água associada e a vegetação envolvente, integram uma área de lazer de extraordinária beleza natural, muito concorrida no Verão. Numa primeira fase procurou aconselhar-se a localização da nova ponte a uma certa distância deste conjunto, de modo a não interferir com o equilíbrio da paisagem existente. A presença do rio e da entrada para uma propriedade particular, impuseram a definição do número e da extensão dos vãos considerados. Com o afastamento da ponte a projetar relativamente à existente conseguiu-se que a primeira vencesse o vão sobre a entrada particular a uma cota mais elevada, de modo a inserir-se diretamente na estrada municipal, após o apoio num encontro localizado no topo do talude sobranceiro à entrada e adjacente à estrada, conforme se representa na Figura 7.4.

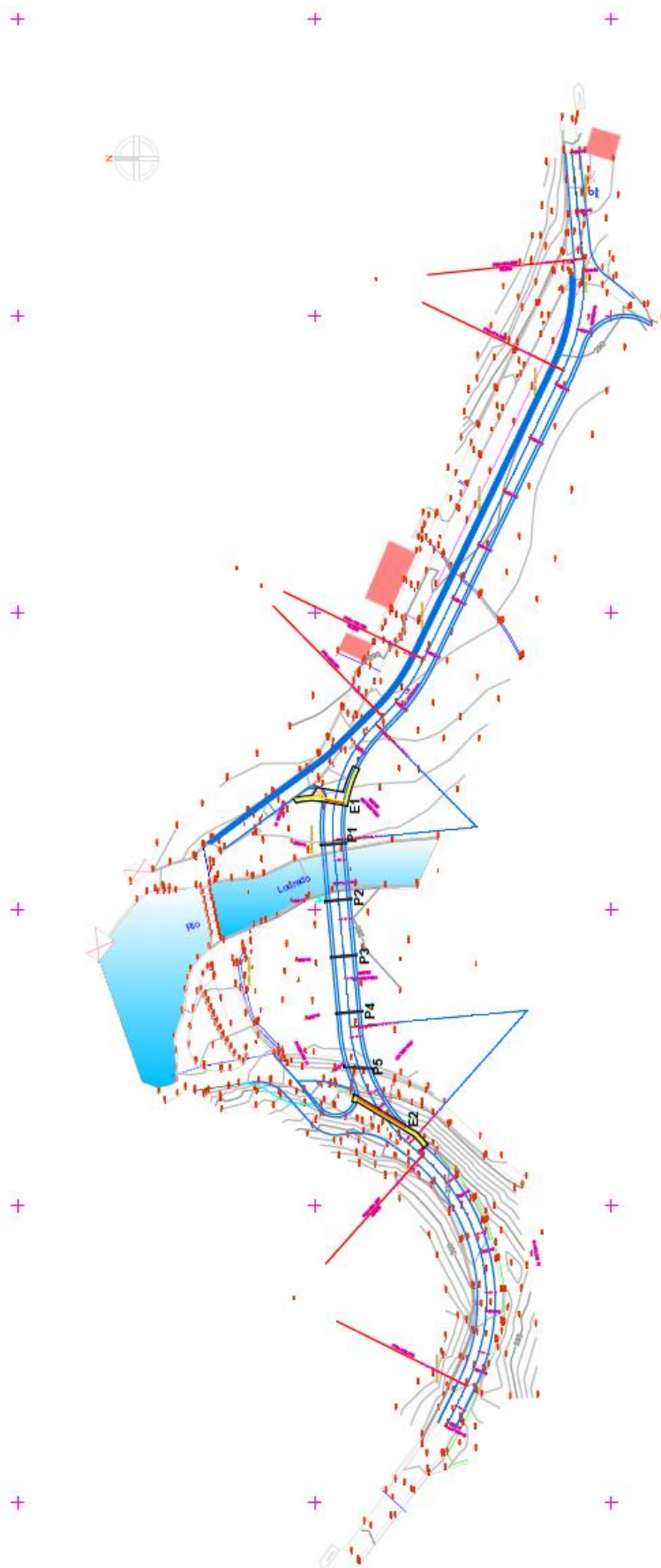


Figura 7.4 - Planta de fundações da ponte sobre o rio Louredo. 1ª localização aconselhada.

A cota do tabuleiro da ponte foi também condicionada pela cota de máxima cheia do rio, que atingirá, em períodos de maiores cheias, segundo testemunhos, cerca de 1 m acima da ponte existente.

A obra de arte, com uma extensão aproximada de 110 m, é constituída por um tabuleiro de betão armado, com 8,0 m de largura.

O tabuleiro desenvolve-se, vencendo quatro vãos intermédios de 19 m e dois, extremos, de 14,5 m e de 17,7 m, sendo composto por uma laje maciça com uma espessura máxima de 0,80 m. A laje reduz a sua espessura, em ambas as extremidades, até 0,25 m, conforme pode observar-se na Figura 7.5.

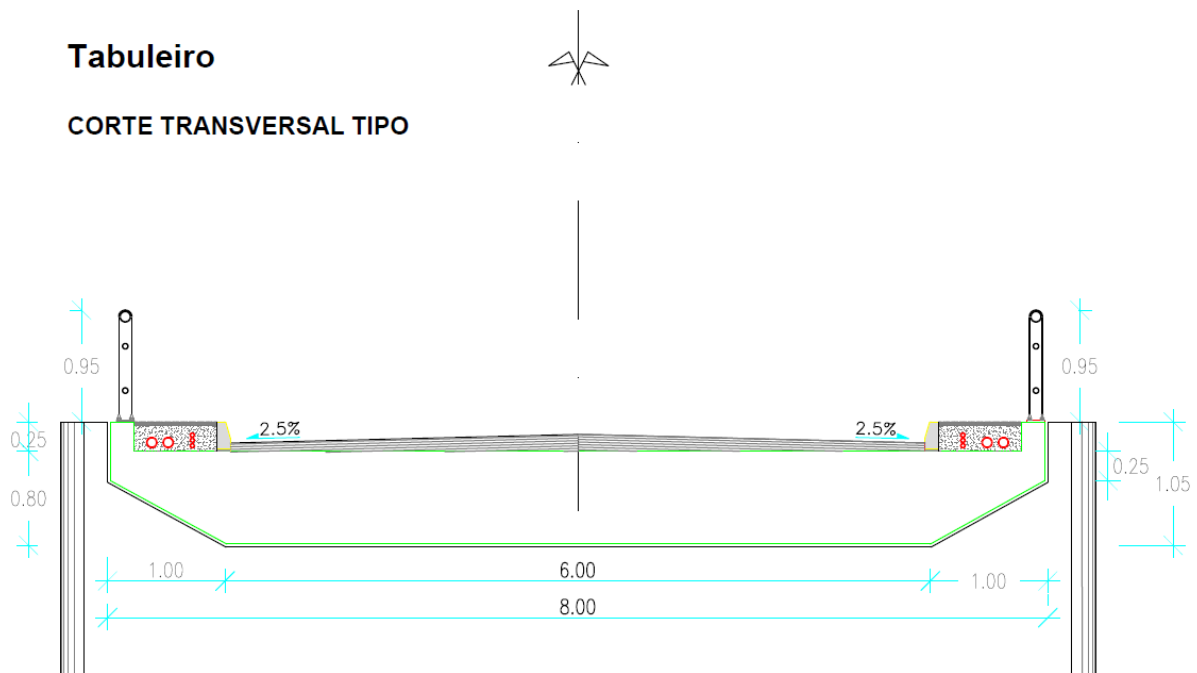


Figura 7.5 - Secção transversal do tabuleiro. 1ª localização aconselhada.

O tabuleiro apoia-se em encontros, nos extremos, e intermediamente em pilares com 0,40 m de espessura, colocados, em regra, perpendicularmente ao eixo longitudinal do tabuleiro. Alguns pilares serão, certamente, fundados por estacas, em particular os adjacentes ao leito do rio. Na Figura 7.6 apresenta-se a secção transversal e um alçado tipo dos pilares da obra-de-arte.

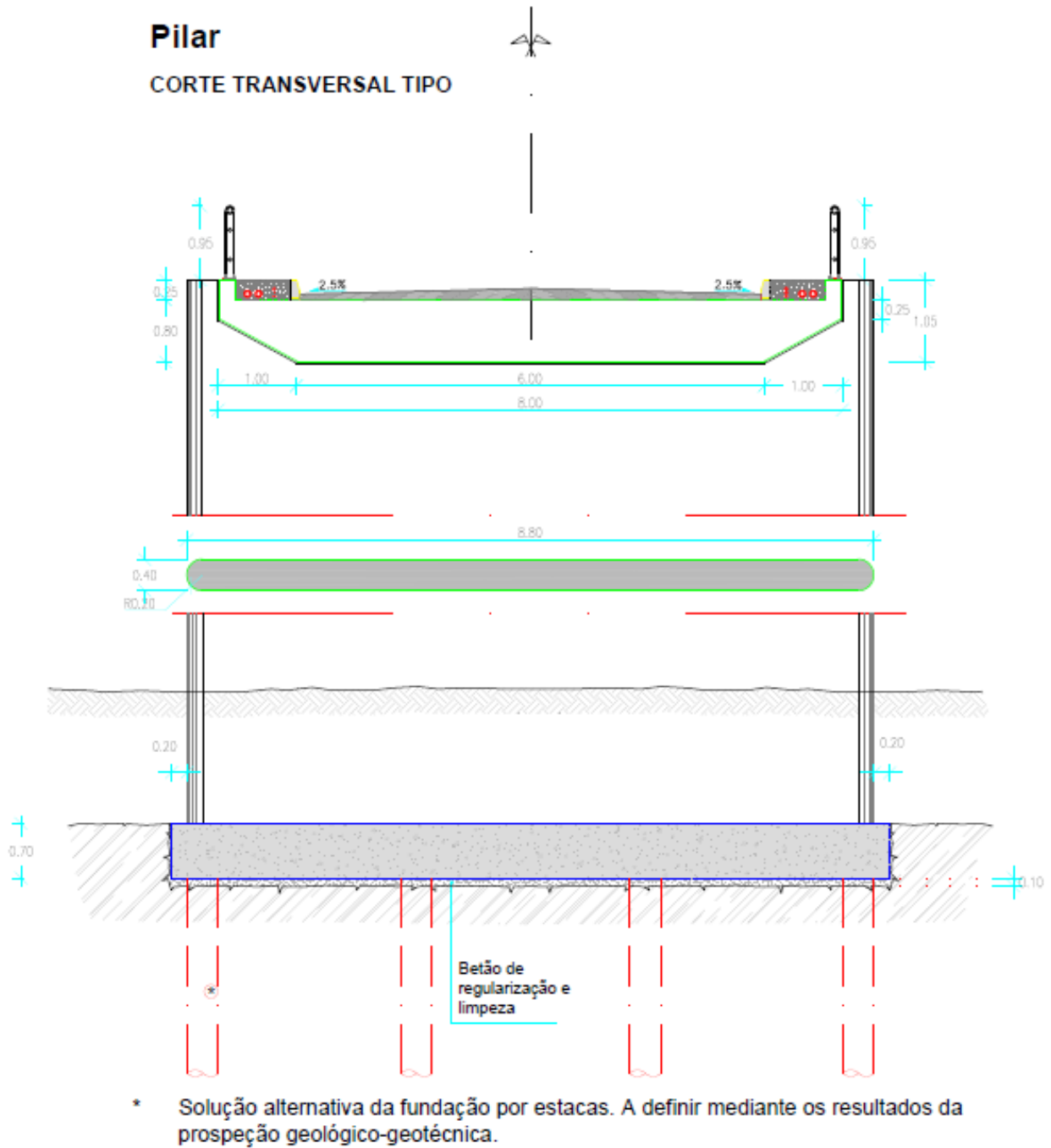


Figura 7.6 - Secção transversal e alçado tipo de um pilar. 1ª localização aconselhada.

O encontro E1 é um elemento vertical, de betão armado, composto pelo muro de testa, que recebe o tabuleiro, e pelos muros de ala, sendo o interior preenchido com aterro. O muro de testa é composto por dois elementos ligados monoliticamente: uma parede vertical em continuidade com os muros de ala e uma outra parede vertical para apoio da laje constituinte do tabuleiro, saliente da parede anterior. Nas Figuras 7.7 e 7.8 apresentam-se a planta e o alçado parcial deste encontro, respetivamente.

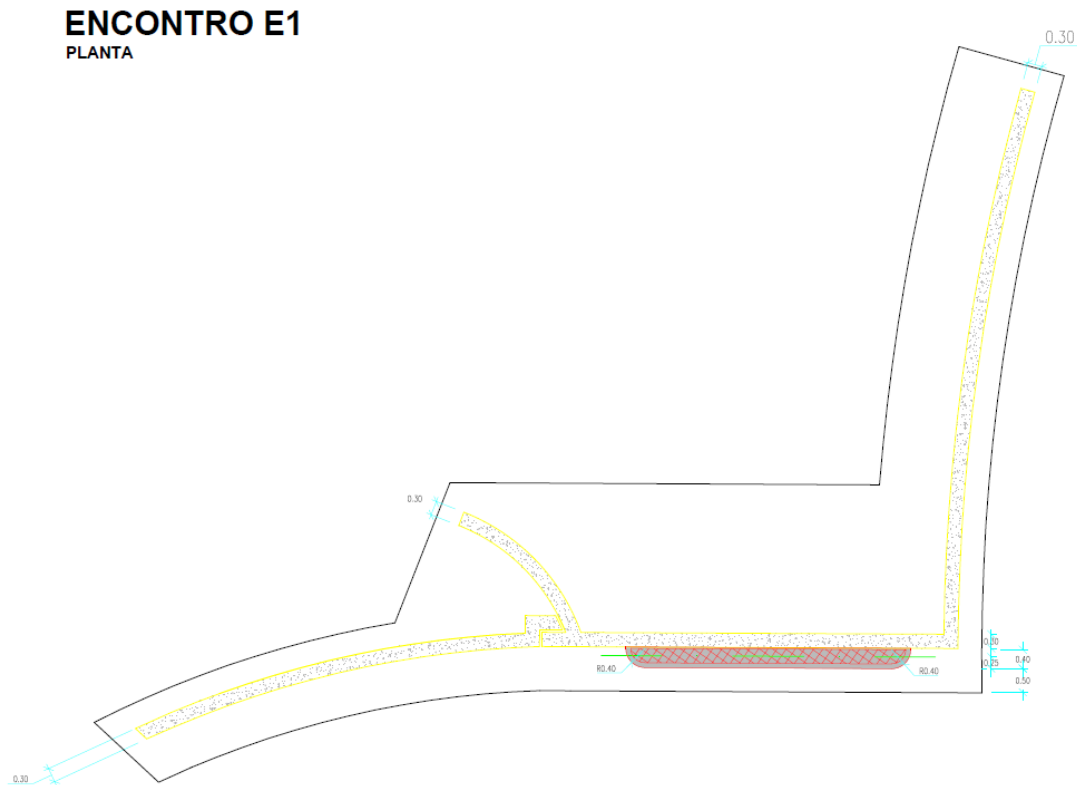


Figura 7.7 - Planta do encontro E1. 1ª localização aconselhada.

ENCONTRO E1

ALÇADO

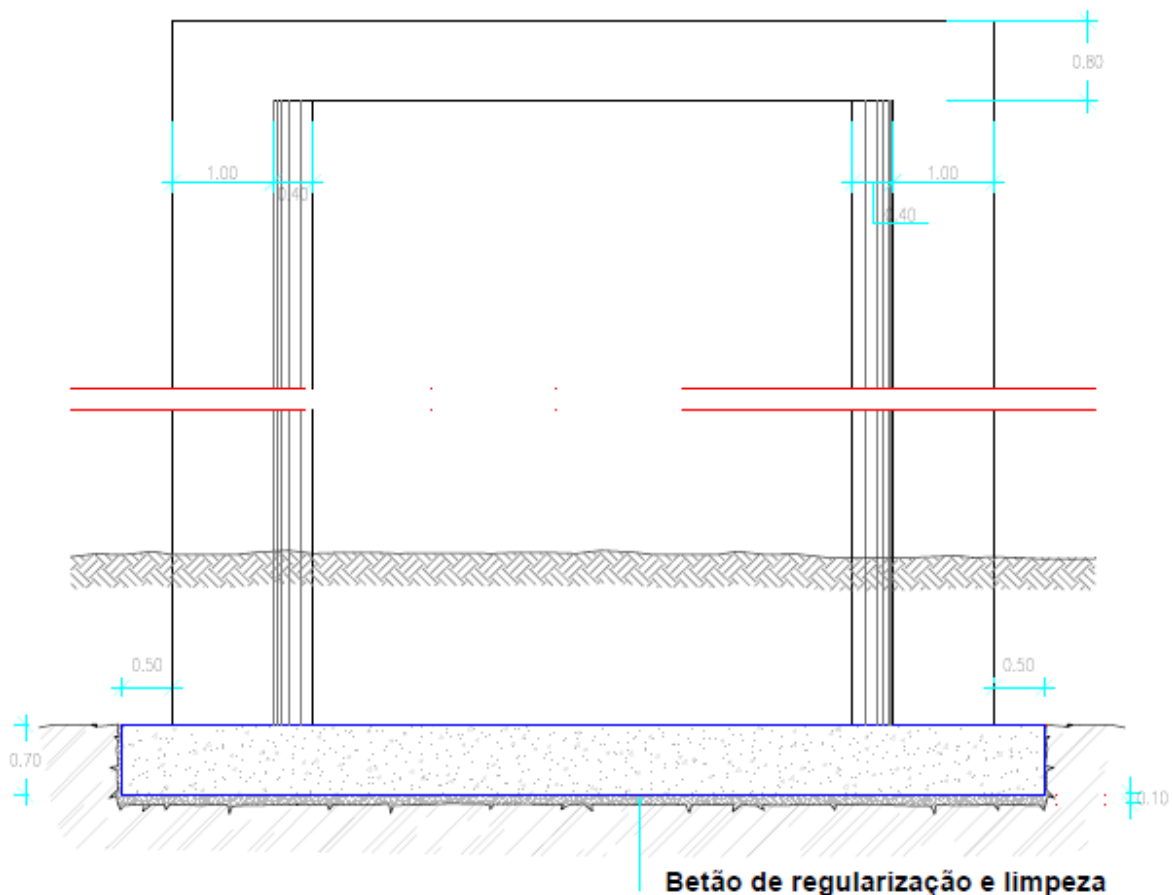


Figura 7.8 - Alçado do encontro E1. 1ª localização aconselhada.

O encontro E2, instalado no topo do talude adjacente à estrada municipal, é composto pelo muro de testa, de reduzida altura, e por muros de ala de reduzida extensão que asseguram a transição da ponte para a estrada. Em fase de Projecto de Execução deverá avaliar-se a vantagem construtiva em fundar por estacas este elemento estrutural, apesar de este se inserir numa zona em que o maciço rochoso é aflorante. Nas Figura 7.9 e 7.10 apresentam-se a planta e o alçado deste encontro, respetivamente.

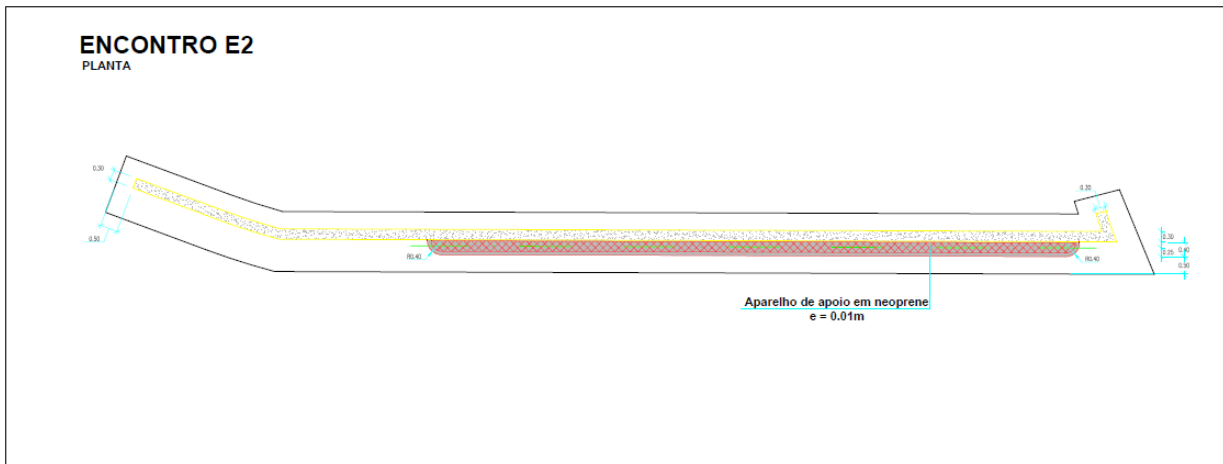


Figura 7.9 - Planta do encontro E2. 1ª localização aconselhada.

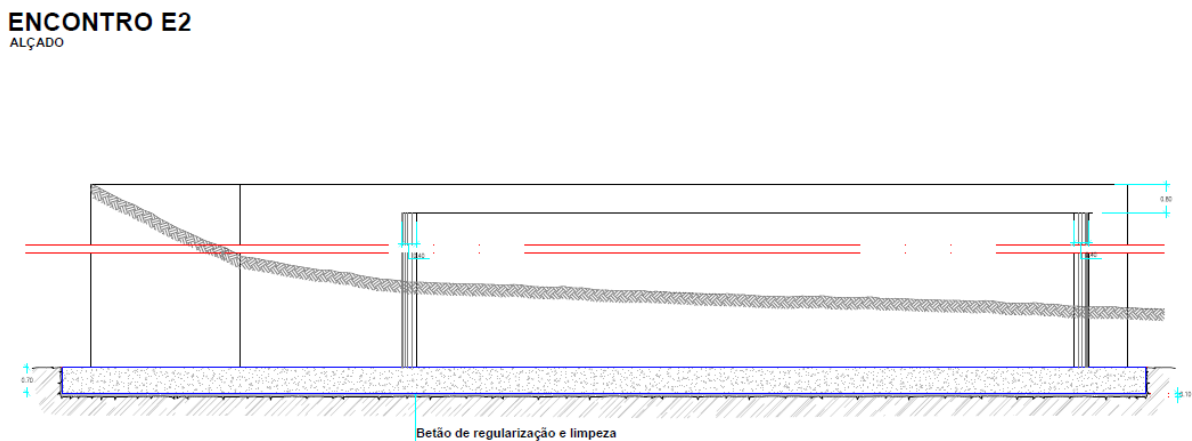


Figura 7.10 - Alçado do encontro E2. 1ª localização aconselhada.

A secção transversal tipo do tabuleiro compreende duas faixas de rodagem, duas bermas e dois passeios limitados por guarda-corpos. Os passeios têm a largura de 1,0m, permitindo a passagem pedonal, sendo protegidos por guarda-corpos. A base do guarda-corpos é constituída por um maciço de fixação em betão armado com 0,20m de largura e 0,25m de altura. O guarda-corpos é formado por prumos verticais metálicos afastados de 2,5m, em que se apoiam 2 tubos de aço. A zona para passagem de peões, com uma inclinação transversal de 2% para o interior do tabuleiro, tem incorporada dois tubos de PVC com 90mm e um tritubo com 40mm de diâmetro, destinados à eventual passagem de cabos, sendo revestida superficialmente com uma betonilha esquartelada.

Na faixa de rodagem está previsto um revestimento em betão betuminoso com a espessura de 0,07m.

O escoamento das águas pluviais do tabuleiro é assegurado por dispositivos de esgoto apropriados, constituídos por tubos de queda de PVC com 60mm de diâmetro.

7.5 SEGUNDA SOLUÇÃO PROPOSTA

Por solicitação do Cliente foi estudada uma nova solução, correspondente a um novo traçado sugerido, mais próximo da ponte atual e a cota mais baixa. Este traçado permitirá o acesso direto a uma propriedade situada na margem esquerda do rio, a partir da ponte.

Na Figura 7.11 apresenta-se a solução proposta para localização dos apoios. O vão sobre o rio é consideravelmente superior ao definido na solução anterior e o vão a este contíguo, entre o pilar P1 e o encontro E1, é muito reduzido, o que implicará que esta solução seja menos equilibrada do que a anterior, em termos de distribuição de esforços.

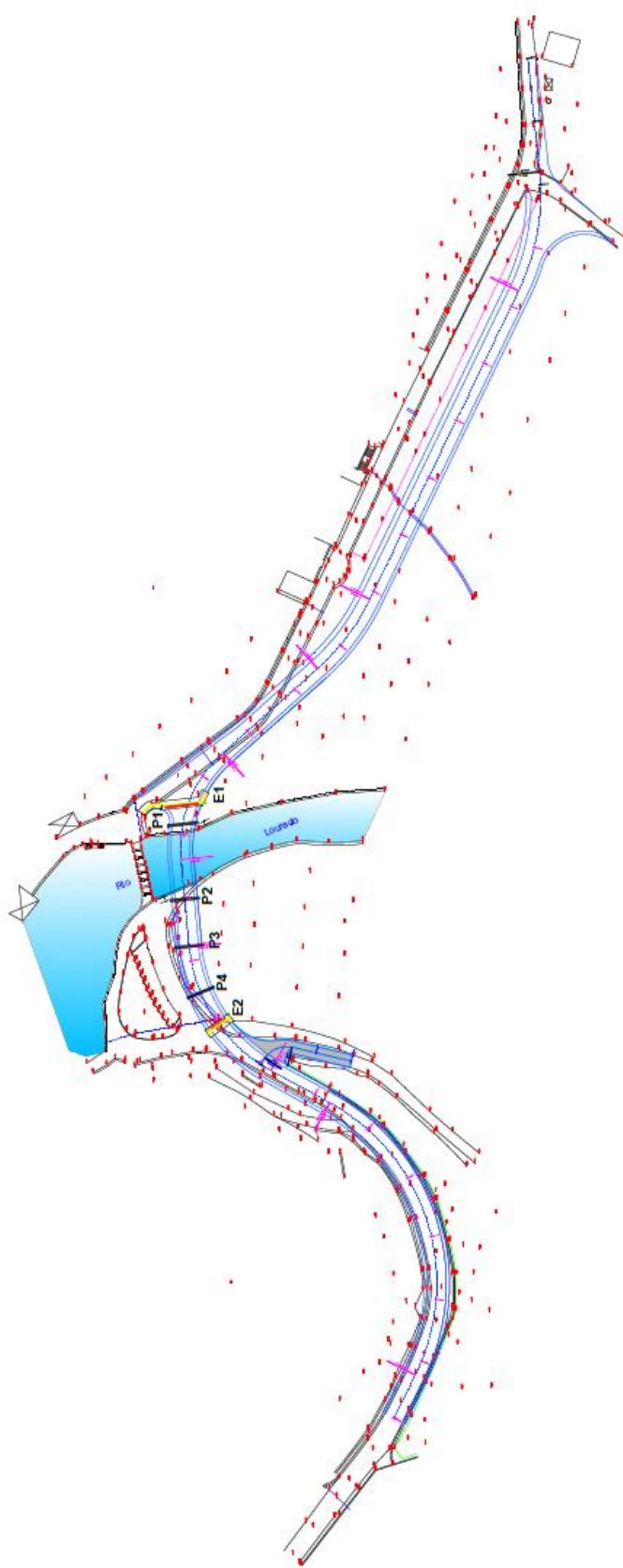


Figura 7.11 - Planta de fundações da ponte sobre o rio Louredo. 2ª localização aconselhada.

As secções transversais tipo do tabuleiro e dos pilares mantiveram-se relativamente à solução de traçado anterior.

A planta e o alçado do Encontro E2, desta nova solução, apresentam-se, respetivamente, nas Figura 7.12 e 7.13.

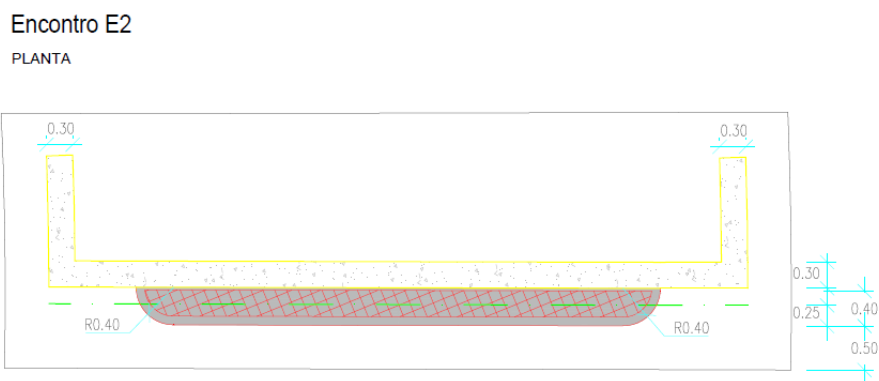


Figura 7.12 – Planta do encontro E2. 2ª localização aconselhada.

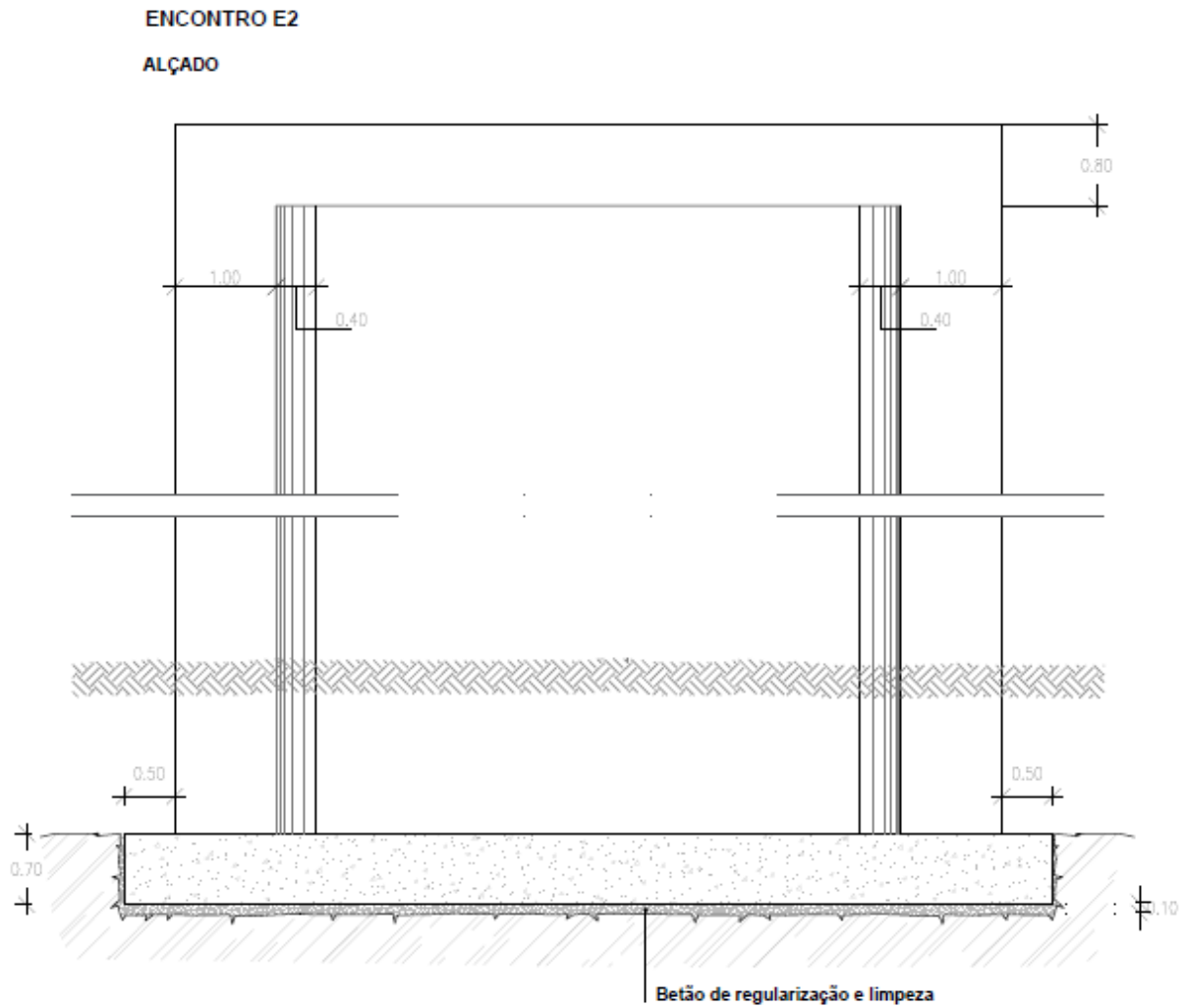


Figura 7.13 - Alçado do encontro E2. 2ª localização aconselhada.

7.6 MATERIAIS PREVISTOS

Os materiais que se prevê integrarem a obra de arte são os seguintes:

- Aço S500 nas peças de betão armado;
- Betão C12/15 na regularização de fundações;
- Betão C30/37 nas peças de betão armado;
- Aço S275 nas guardas e perfis metálicos.

Aconselhou-se ainda o emprego de um hidrofugante nos betões.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

O presente relatório de estágio debruçou-se sobre a participação em quatro casos de estudo, realizados no Núcleo de Estudos da Construção (NEC), no Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP).

O primeiro caso de estudo é referente a um talude, situado na freguesia de Mafamude, concelho de Vila Nova de Gaia onde foram registados casos de instabilizações de blocos rochosos. Com o objetivo de avaliar a estabilidade e de propor uma solução de reforço, seguiu-se uma metodologia de intervenção, testado já em casos anteriores pela equipa multidisciplinar que engloba elementos do LABCARGA e do NEC, e que comporta um conjunto de etapas que inclui a inspeção visual do talude, a sua caracterização geológico-geotécnica com o apoio da técnica de *scanline* e da realização de ensaios *in situ*, a produção de um modelo tridimensional do talude com o apoio de fotografias aéreas captadas por um veículo aéreo não tripulado, a avaliação de estabilidade, recorrendo ao teste de *Markland* e do *software Swedge*, a modelação da queda de blocos rochosos com o *software Rocfall* e a definição de uma proposta de solução.

O segundo caso de estudo envolveu também um talude onde se identificaram instabilizações, tratando-se também de um talude, rodoviário, localizado na freguesia de S. Cristóvão de Nogueira, no concelho de Cinfães. Adotou-se uma metodologia de intervenção semelhante à usada no caso anterior, recorrendo-se, no entanto, ao *software Slide*, por se tratar de um talude com zonas caracterizadas por um elevado grau de alteração.

O terceiro caso de estudo é referente à instabilização de duas habitações, situadas no Monte Fijô, no Concelho de Cinfães, assentes num maciço de fundação sobrejacente a um conjunto de ramificações de minas de água antigas, onde se verificaram assentamentos do terreno e, inevitavelmente, danos nas habitações. Neste caso de estudo aplicaram-se metodologias de inspeção e de diagnóstico dos dois edifícios, e relacionaram-se os danos nas estruturas com as instabilizações de terrenos que ocorreram.

O quarto caso de estudo surge da necessidade de introduzir uma nova travessia sobre o rio Louredo, situado no concelho de Ribeira de Pena, na freguesia de Cerva. Embora este caso se encontra associado a um cenário geológico-geotécnico parcialmente adverso, o objeto de estudo distingue-se dos anteriores.

Entende-se, no entanto, que seria uma mais valia de estágio a possibilidade de acrescentar ao estagiário novas competências associadas ao projeto de obras de arte.

A redação deste documento ofereceu inúmeras vantagens ao formando, entre elas, a de ter realizado um estágio, onde foi possível trabalhar em diversos casos de estudo reais, o que revelou ser uma experiência enriquecedora tanto a nível académico, como pessoal.

Importa aqui, realçar, a importância de poder trabalhar inserido em áreas diferentes, como a Geologia e a Engenharia Geotécnica, e de adquirir novas competências no que toca à Engenharia Civil.

Este estágio permitiu a aplicação de conhecimentos adquiridos durante o Mestrado, nomeadamente na unidade curricular de Inspeção e Reforço de Estruturas, no caso das Minas de S. Cristóvão. Permitiu, também, a aplicação e a consolidação dos conhecimentos adquiridos, em parte, durante a Licenciatura e o Mestrado, nas unidades curriculares de Mecânica dos Solos e de Mecânica dos Solos Aplicada, respetivamente, e a aquisição de novos conhecimentos na área da Mecânica das Rochas.

A nível pessoal e profissional, este estágio proporcionou a aquisição de competências na utilização de *software* na área da modelação em Geotecnia, nomeadamente, os programas *Slide*, *RocData*, *Swedge* e *Rocfall*, da empresa *Rocscience*. Também a título profissional foi possível a incursão no projeto de pontes rodoviárias. Por fim, mas não menos importante, salienta-se o benefício obtido pela aprendizagem proporcionada pelo trabalho em equipa multidisciplinar, resultado da articulação de trabalhos entre o NEC, do Departamento de Engenharia Civil, e o LABCARGA, do Departamento de Engenharia Geotécnica, do ISEP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alcoforado, M.J., Alegria, M. F., Pereira, A. R. & Sirgado, C. (1982) Domínios bioclimáticos em Portugal, definidos por comparação dos índices de Gaussen e de Emberger. Centro de Estudos Geográficos. Lisboa. 31 pp.

Austin, R., 2010. Unmanned Aircraft Systems: Uavs design, development and deployment. John Wiley & Sons Ltd, 280 p.

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

Barradas, João, 2013. Parecer relativo à instabilização de minas de água em S. Cristóvão de Nogueira. Cinfães: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

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 Engineering in South Africa, 15: 335-344.

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

Bieniawski, Z.T., 1993. Classification of rock masses for engineering: the RMR system and future trends. Hudson J.A., (ed.), comprehensive rock engineering: principles, practice, and projects. Pergamon Press, 33:553-574.

Brady, B.H.G. & Brown, E.T. (2004). Rock mechanics for underground mining. Kulwer Academic Publishers, Dordrecht. 628 pp.

Brum Ferreira, A., 1978. Planaltos e montanhas do Norte da Beira: estudo de geomorfologia. Memórias Centro Estudos Geográficos, Lisboa, 4:1-374.

Brum Ferreira, A., 1979. Os mantos de alteração e o modelado das regiões graníticas: ideias recentes e orientações de pesquisa. Finisterra, Lisboa, 14(28):218-244.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brum Ferreira, D., 1981. Carte géomorphologique du Portugal. Memórias Centro Estudos Geográficos, Lisboa, 6:1-54 (+ 2 mapas, escala 1/500000).
- Budetta, P., 2004. Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 4:71-81.
- Cabral, J. & Ribeiro, A., 1988. Carta neotectónica de Portugal Continental, escala 1/1000000. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Cabral, J. & Ribeiro, A., 1989. Carta neotectónica de Portugal, escala 1/1000000. Nota explicativa. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa. 10 p.
- Carrington da Costa, J., Teixeira, C. & Medeiros, A.C., 1957. Carta Geológica de Portugal, escala 1/50000. Folha 9-C (Porto), Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Castro, C. (2005) Riscos Ambientais e Geografia: Conceituações, Abordagens e Escalas. Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ, Rio de Janeiro, pp.11–30.
- 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.
- Chaminé, H.I. (2000). Estratigrafia e estrutura da faixa metamórfica de Espinho – Albergaria-a-Velha (Zona de Ossa-Morena): implicações geodinâmicas. Universidade do Porto. 497 p., 2 anexos, 3 mapas. (Tese de doutoramento).
- Chaminé, H.I. (2010). A técnica de amostragem linear em estudos geológico-estruturais e de geoengenharia de maciços rochosos (Sumário da Lição). Relatório do sumário da Lição elaborado para efeitos de prestação de provas públicas para obtenção do título académico de Agregado, no ramo de Geociências (Mecânica das Rochas), pela Universidade de Aveiro. 69 p., 1 anexo.
- Chaminé, H.I. (2016). Técnicas de amostragem em estudos de maciços rochosos fracturados: importância na prática da geologia estrutural, geociências de engenharia e mecânica das rochas. In: H.I. Chaminé, M.J. Afonso, A.C. Galiza (eds.), Eduardo Gomes (1931-2008): Engenheiro, Docente, Empreendedor - Uma Homenagem. Coleção LABCARGA-Geo|2, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada & Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. p. 297-343.
- 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 geosources management: lessons learned from rock quarrying. *European Geologist Journal*, 36:27-33.

- Chaminé, H.I. & Gaspar, A.F. (1995). Estudo da compartimentação de maciços rochosos pela técnica de amostragem linear. Aplicação a uma travessa da Mina de carvão de Germunde Estudos, Notas & Trabalhos Inst. Geol. Min., Porto, 37:97-111.
- 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. 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.
- Chaminé, H.I., Gama Pereira L.C., Fonseca P.E., Noronha F. & Lemos de Sousa M.J., 2003. Tectonoestratigrafia da faixa de cisalhamento de Porto – Albergaria-a-velha – Coimbra – Tomar, entre as Zonas Centro-Ibérica e de Ossa-Morena (Maciço Ibérico, W de Portugal). *Cadernos do Laboratório Xeolóxico de Laxe*, 28:37-78.
- Chaminé, H.I., Pinheiro, R., Meirinhos, J., Santa, C., Pereira, R., Santos Silva, R., Moreira, P., Madureira, M.M., Martins, A., Fonseca, L., Ramos L. (2016). Aplicativos informáticos para análise e avaliação de dados de campo em geociências de engenharia, geotecnia e hidrogeomecânica de maciços rochosos fracturados: MGC-RocDesign|Calc e GeoTech|CalcTools. In: H.I. Chaminé, M.J. Afonso, A.C. Galiza (eds.), *Eduardo Gomes (1931-2008): Engenheiro, Docente, Empreendedor - Uma Homenagem*. Colecção LABCARGA-Geo|2, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada & Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. p. 345 - 377.
- Clouterre (1991). *Projet National Clouterre, Recommandations Clouterre 1991: pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Presses de l'ENPC, Paris.
- Conde, L.E.N., 1983. Mapa de fracturas de Portugal (Memória Descritiva). EDP. 118 p. + 4 mapas na escala 1/500000. (relatório inédito).
- Cunha, L.; Tavares, A., (2008) Perigosidade natural na gestão territorial. O caso do Município de Coimbra (2002), pp.89-100.
- Dinis da Gama, C. (1995). Aspectos geotécnicos y de fracturación en la explotación de Canteras. In: López Jimeno, C (Ed.). Cap. 10 del Manual de Rocas Ornamentales. Entorno Gráfico. S.L., Madrid, pp. 231 -246.
- Estradas de Portugal, S.A. *Sistemas de Gestão de Conservação de Obras de Arte: Inspeções Principais Especificações Técnicas*.
- Fahlstrom, P.G. & Gleason T.J., 2012. *Introduction to UAV Systems*. 4th edition, John Wiley & Sons Ltd, 332 p.
- Ferraz, Pedro, 2016. *Reforço e proteção de escarpas. Caso de estudo da escarpa de S. Cristóvão*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ferreira, N., Iglésias, M., Noronha, F., Pereira, E., Ribeiro, A. & Ribeiro, M.L. 1987. Granitóides da Zona Centro-Ibérica e seu Enquadramento Geodinâmico. In: Bea et al. (eds.) *Geologia de los Granitóides e Rocas Asociadas del Macizo Hespérico*. Ed Rueda, Madrid, p. 27-53.

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001. Abatimento de terras provocado por uma mina de água S. Cristóvão – Cinfães. Departamento de Minas, FEUP, Porto. (relatório inédito).

Gomes A., Chaminé H.I., Fonseca P.E. & Gama Pereira L.C., 2008. Os relevos quartzíticos do sector de Soutelo – Arrancada do Vouga – Águeda (NW de Portugal): enquadramento estratigráfico e morfotécnico. In: *A Terra: Conflitos e Ordem, Homenagem ao Professor Ferreira Soares*, Museu Mineralógico e Geológico da Universidade de Coimbra, Coimbra. p. 243 – 252.

González de Vallejo L.I. & Ferrer, M. (2011). *Geological engineering*. CRC Press, Taylor-Francis group, 725 pp.

GSE [Geological Society Engineering Group Working Party Report], 1995. The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 28 (3): 207-247.

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*. The 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. & Brown, E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion. A 1988 update. *Rock engineering for underground excavations*. Proc. 15th Canadian Rock Mechanics Symp. Curran (ed) University of Toronto.

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.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion – 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 267-273.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rocks. Balkema.
- Hoek, E., and Marinos, P., (2000). Predicting tunnel squeezing. Tunnels and Tunneling Int. Part. 1, v. 32:11, pp. 45-51.
- Hudson, J.A. & Priest, S.D. (1983). Discontinuity frequency in rock masses. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 20:73-89.
- Hudson, J.A. & Harrison J.P., 2000. Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. 2nd edition, Pergamon Press. 444 p.
- IGeoE - Instituto Geográfico do Exército, 1998. Carta Militar de Portugal, à escala 1/25.000, Série M888: folha 136 (Cinfães).
- IGeoE - Instituto Geográfico do Exército, 1999. Carta Militar de Portugal, à escala 1/25.000, Série M888: folha 122 (Porto).
- IGP – Instituto Geográfico Português, 2010. Carta do uso e ocupação do solo de Portugal Continental para 2007 (COS2007). Memória descritiva, 87 p.
- INE – Instituto Nacional de Estatística, 2011. Informação estatística sobre a população portuguesa: Concelho de Penafiel. <http://www.ine.pt/> (consulta em Outubro de 2015).
- INE – Instituto Nacional de Estatística, 2011. Informação estatística sobre a população portuguesa: Concelho de Vila Nova de Gaia. <http://www.ine.pt/> (consulta em Outubro de 2017)
- Infanti Jr., N.; Fornasari Filho, N., 1998. Processos de Dinâmica Superficial: Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia; Santos, A., M. Dos, Oliveira, S. N. A. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAABUO8AB/analise-estabilidade-encosta-meio-urbano-juiz-fora-bairro-santa-tereza?part=2>>. Acesso em: 27 jan. 2017.
- 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.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ISRM – International Society for Rock Mechanics, 2015. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007–2014. In: Ulusay R., ed., suggested methods prepared by the commission on testing methods, ISRM. Springer, Cham, Heidelberg. 293 pp.

ISRM – International Society for Rock Mechanics, 2007. The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay R. & Hudson J.A., eds., suggested methods prepared by the commission on testing methods, ISRM. Ankara, Turkey. 628 pp.

Jordan, R.B., 2015. A bird's-eye view of geology: the use of micro drones/UAVs in geologic fieldwork and education. *GSA Today*, 25(7):50-52.

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.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2013. Parecer relativo à instabilização de minas de água e, S. Cristóvão de Nogueira (Cinfães). Departamento de Geotecnia – Núcleo de Geotecnia Urbana e Transportes, LNEC, Lisboa. (relatório inédito).

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.

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.

Martins, R.; Moreira, P.; Pereira, C.S.; Neto, E.; Pereira, A.M.; Teixeira, J.; Vieira, A. & Chaminé, H.i. (2006). A técnica de amostragem linear aplicado a estudos de compartimentação de maciços rochosos no norte de Portugal. In: *Actas de 10º Congresso Nacional de Geotecnia*. Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Univ. Nova de Lisboa, 1, pp. 255-264.

NP EN 1997-1 [Eurocódigo 7], 2010. Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade. 179 p.

Oliveira, J.T., Pereira, E., Ramalho, M., Antunes, M.T. & Monteiro, J.H. (coords.), 1992. Carta Geológica de Portugal, escala 1/500000. 5ª edição, 2 folhas, Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

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.

- Palmström, A., 2005. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology*: 362-377.
- Peacock, D.C.P. (2006). Predicting Variability in joint frequencies from boreholes. *J. Structural Geology*, 28: 353-361.
- Peacock, D.C.P.; Harris, S.D. & Mauldon, M. (2003). Use of curved scanlines and boreholes to predict fracture frequencies. *J. Struct. Geol.*, 25: 109-119.
- Pereira, E., Ribeiro, A. & Meireles, C., 1993. Cisalhamentos hercínicos e controlo das mineralizações de Sn-W, Au, e U na Zona Centro Ibérica, em Portugal. *Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe, A Coruña*, 18: 89-119.
- Pereira, E., Ribeiro, A., Carvalho, G.S., Noronha, F., Ferreira, N. & Monteiro, J.H., 1989. Carta Geológica de Portugal, escala 1/200000. Folha 1, Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Phear, A.; Dew, C.; Ozsoy, B.; Wharmby, N. J.; Judge, J.; Barley, A. D. (2005). *Soil Nailing - Best Practice Guidance*. CIRIA C637, London.
- 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 R., 2014. Classificações geomecânicas mineiras para o dimensionamento de maciços rochosos: o aplicativo MGC-RocDesign|Calc. Instituto Superior de Engenharia do Porto. (dissertação de mestrado). URI: <http://hdl.handle.net/10400.22/6417>
- 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.
- Pinheiro, M., Sanches, S., Miranda, T., Neves, A., Tinoco, J., Ferreira, A. & Correia, A.G., 2014. Sistema de avaliação de qualidade de taludes rochosos em fase de exploração. In: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 14^o Congresso Nacional de Geotecnia [<http://hdl.handle.net/1822/31142>].
- Priest, S.D. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. Kluwer Academic Publishers. 473 pp.
- Priest, S.D. & Hudson, J.A. (1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys *Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: 183-197.
- Reid T.R. & Harrison J.P., 2000. A semiautomated methodology for discontinuity trace detection in digital images of rock mass exposures. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 37:1073-1089.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ribeiro, A., Conde, L. & Monteiro, J., 1972. Carta tectónica de Portugal, escala 1:1000000. Direcção Geral de Minas e Serviços Geológicos. Lisboa.

Ribeiro, A., Munhá, J., Dias, R., Mateus, A., Pereira, E., Ribeiro, L., Fonseca, P.E., Araújo, A., Oliveira, J.T., Romão, J., Chaminé, H.I., Coke, C. & Pedro, J., 2007. Geodynamic evolution of the SW Europe Variscides. *Tectonics*, 26(TC6009): 1-24.

Ribeiro A., Kullberg M.C., Kullberg J.C., Manuppella G. & Phipps S., 1990a. A review of Alpine tectonics in Portugal: Foreland detachment in basement and cover rocks. *Tectonophysics*, 184:357-366.

Ribeiro A., Quesada C. & Dallmeyer R.D., 1990b. Geodynamic evolution of the Iberian Massif. In: Dallmeyer R.D. & Martínez-García E., Eds., *Pre-Mesozoic of Iberia*, P. 397-410. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg.

Ribeiro, O., Lautensach, H. & Daveau, S., 1987a. Geografia de Portugal. Vol I – A posição geográfica e o território. Edições João Sá da Costa, Lisboa, p. 3-34.

Ribeiro, O., Lautensach, H. & Daveau, S., 1987b. Geografia de Portugal. Vol II – O ritmo climático e a paisagem. Edições João Sá da Costa, Lisboa, p. 336-623.

Rodrigues, Carlos, 2017. 02 - Inspeção de estruturas. Apontamentos das lições de Inspeção e Reforço de Estruturas, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

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., 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, 3:955-1011.

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.

Simões, Luís Manuel Fernandes, 1997. A Importância da Integração dos Riscos Geológicos, no Planeamento, no Ordenamento do Território e na Protecção do Meio Ambiente: Conceitos e Algumas Ideias.

Teixeira, C., 1973. Un barrage construit sur une grande faille. *Boletim da Sociedade Geológica de Portugal*, 18(II-III):137-141.

Teixeira, C., Medeiros, A. C., Fernandes, A. P., 1968. Carta Geológica de Portugal, escala 1/50000. Folha 14-A (Lamego), Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

- Terzaghi, K. 1950. Mechanism of Landslides. Harvard University, Department of Engineering, 41 p.
- Valayanis, K. & Vachtsevanos, G., 2015. Handbook of unmanned aerial vehicles. Springer, 3022 p.
- 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.
- Vasconcelos, M.I, Ribeiro, J.M., Matos, E.S., 2000. Geografia de Cinfães. Vol. IV. Câmara Municipal de Cinfães. 63 p.
- Vaz, T. & Zêzere J.L., 2016. Landslides and other geomorphologic and hydrologic effects induced by earthquakes in Portugal. Natural Hazards, 81:71-98.
- Wyllie D.C., 1987. Rock slope inventory system. Proc. Federal Highway Administration Rock Fall Mitigation Seminar, FHWA, Region 10, Portland, Oregon.
- 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.
- Wyllie D. C., 2015. Rock FALL Engineering. CRC Press.
- Zêzere, J.L., Pereira, A.R. e Morgado, P. (1999) Perigos Naturais e Tecnológicos no território de Portugal Continental. Centro de Estudos Geográficos, Universidade de Lisboa, pp.1–17.

Sites visitados:

www.youngtechnology.com

<https://www.rocscience.com/rocscience/products/dips/features/rosette>

www.cascais.pt

www.scielo.mec.pt

www.georumo.pt

www.geobrugg.com

www.montaintech.cl

www.geradordepreços.cype.pt

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

www.imperialum.com

www.roscience.com

www.bingmaps.com

www.fundesp.com.pt

<https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/014/>

**ANEXO I – ESQUEMAS DE REPRESENTAÇÃO DE INSPEÇÃO VISUAL,
PROCESSAMENTO DE DADOS E MODELAÇÃO DE TALUDES EM PROGRAMAS DE
CÁLCULO AUTOMÁTICO.**

Inspeção Visual

Aplicação da técnica de "Scanline"



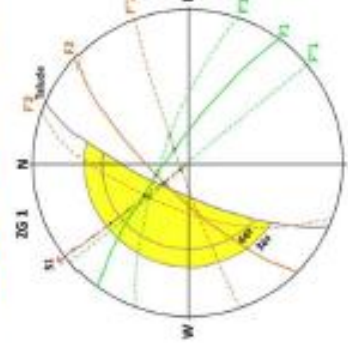
Ensaio com o esclerómetro de Schmidt



Recolha fotográfica



Teste de Markland



Dips



Identificação de cunhas instáveis

Identificação de blocos instáveis

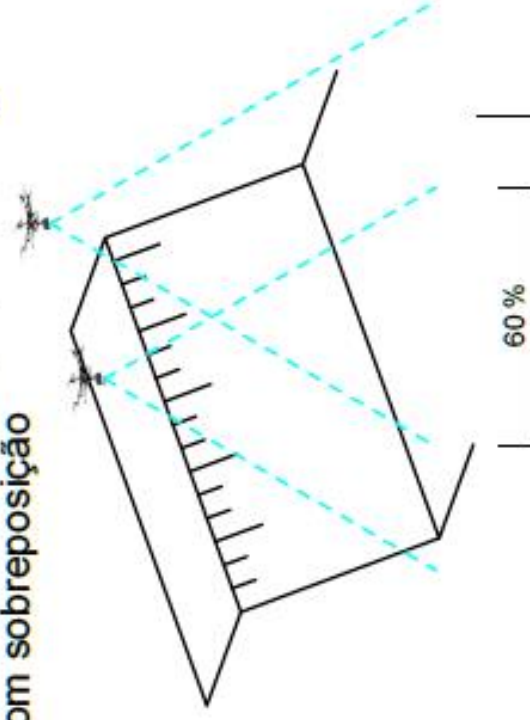


Identificação de negativos de cunhas instáveis



Informação sobre forma, localização e massa dos blocos ou cunhas a serem analisados com o Rockfall

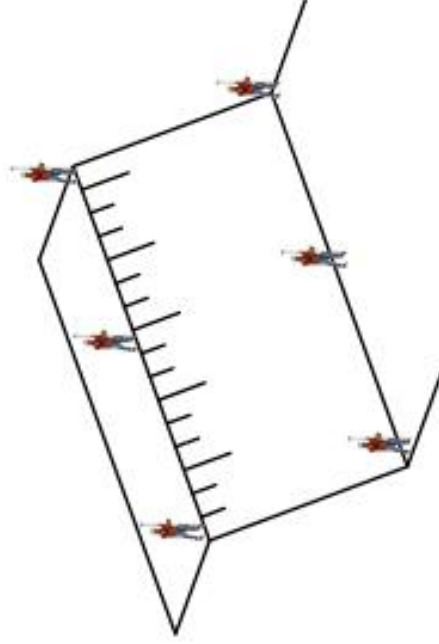
Voo com drone e captação de fotografias com sobreposição



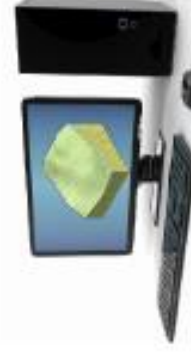
Captação de fotografias do talude a partir da superfície



Levantamento com GPS de alta precisão



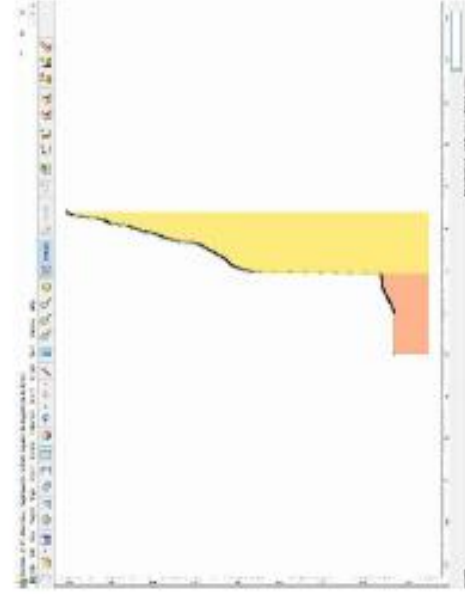
Produção de modelo 3D



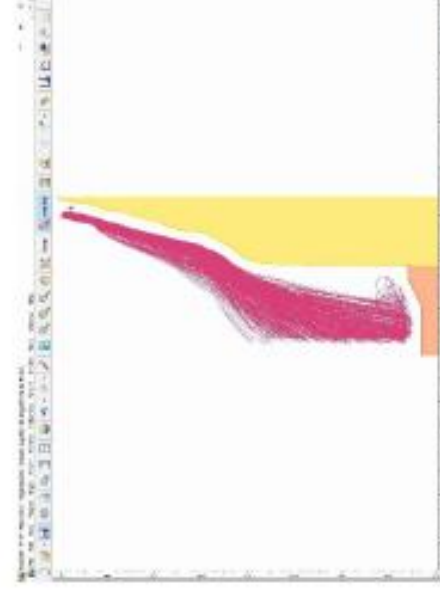
Modelo 3D importado pelo programa AutoCad Civil 3D



Definição de perfis transversais a partir de modelo 3D



Modelação bidimensional da queda de blocos com o programa Rocfall



ANEXO II – FICHA DE INSPEÇÃO POR BLOCO ROCHOSO