

INSTABILIDADE DE VERTENTE EM MACIÇO GRANÍTICO FRACTURADO E ALTERADO (TERRAS DE BOURO, NW DE PORTUGAL)

Instability in a fractured and weathered granite massif (Terras de Bouro, NW of Portugal)

Luís Ferreira*

Alberto Silva Lima**

Jorge Pamplona***

Maria Amália Sequeira Braga****

RESUMO – O presente trabalho incide sobre a instabilidade de uma vertente que surgiu na região granítica da Serra do Gerês, na freguesia de Rio Caldo, concelho de Terras de Bouro (NW de Portugal), no Inverno de 2000 – 2001. O local é uma zona de falha preenchida por argila siltosa, pouco plástica, na qual a caulinite domina sobre a gibbsite. Os solos residuais graníticos circundantes apresentam percentagens significativas de finos e teores elevados de minerais argilosos, nos quais a gibbsite domina sobre a caulinite. A hipótese que se afigura como mais provável para explicar a instabilidade consiste num deslizamento composto sobre o plano de falha com uma outra componente curvilínea. Para o seu desencadeamento terá sido decisivo o grande volume de água infiltrada (2264 mm) e a diferença de características mecânicas entre a caixa de falha e os solos envolventes. Durante o período de estudo o local não apresentou sinais de movimentação. As medidas de remediação visam, essencialmente, a drenagem e a impermeabilização dos solos.

SYNOPSIS – The present work focuses the slope instability that appeared in the granitic Gerês region, in Rio Caldo – Terras de Bouro (NW Portugal), in the winter of 2000 – 2001. It is a fault zone filled by silty clay, not very plastic, in which the kaolinite dominates over the gibbsite. The terrains around this structure are constituted by granitic residual soils, characterized by significant percentages of fines and high clay minerals contents, in which the gibbsite dominates over the kaolinite. The most likely hypothesis to explain the instability consists of a composed landslide that would develop partially on the fault plan and have another curvilinear component. For its triggering it would have had a decisive role the great amount of infiltrated water (2264 mm) and the difference of mechanical properties between the fault box and the involving soils. During the study period the mass did not present signs of movement. Stabilization measures aim, essentially, at the draining and the waterproofing of the soils.

PALAVRAS CHAVE – Estabilidade de vertentes, solos residuais graníticos, medidas de remediação.

* Mestre em Ciências do Ambiente, Atrevo, Laboratório Ambiental de Estudos, Intervenções e Consultadoria, Lda. E-mail: luisferreira@atrevo.pt

** Professor Auxiliar, Centro de Investigação Geologia, Ordenamento e Valorização de Recursos, Universidade do Minho. E-mail: aslima@det.uminho.pt

*** Professor Auxiliar, Centro de Investigação Geologia, Ordenamento e Valorização de Recursos, Universidade do Minho. E-mail: jopamp@det.uminho.pt

**** Professora Associada, Centro de Investigação Geologia, Ordenamento e Valorização de Recursos, Universidade do Minho. E-mail: masbraga@det.uminho.pt

1 – INTRODUÇÃO

Segundo Cruden (1991) um deslizamento de terras consiste no movimento de uma massa de rocha, de detritos ou de solo ao longo de uma vertente. Assim, é frequente a utilização das expressões “deslizamento de terras” e “movimento de massa” para designar uma mesma realidade. Um outro termo que se emprega para denominar situações deste género é “instabilidade” como se encontra, por exemplo, em Hudson e Harrison (1997).

Os movimentos de massa são fenómenos que têm fortes implicações socioeconómicas. Li e Wang (1992) referem que o deslizamento de terras mais desastroso terá custado cerca de 100000 vidas. Em Sikkim, no Himalaia, só em 1968 morreram mais de 33000 pessoas vítimas destes fenómenos (Choubey, 1992). Por outro lado, entre 1951 e 1989, a China terá tido perdas anuais que rondam os 600 milhões de dólares (Li e Wang, 1992) e, nos Estados Unidos, os deslizamentos de terras foram considerados como a razão de perdas económicas que oscilavam entre um e dois mil milhões de dólares anuais (Schuster e Fleming, 1986).

Em Portugal, e nomeadamente na região granítica da Serra do Gerês (Minho – NW Portugal), são conhecidos vários episódios desta natureza, episódios esses que se têm sucedido ao longo dos anos e que têm provocado, pelo menos, danos materiais (Medeiros *et al.*, 1975). O presente estudo incide sobre um caso que surgiu nesta região, na freguesia de Rio Caldo, concelho de Terras de Bouro, no Inverno de 2000 – 2001 (Fig. 1).

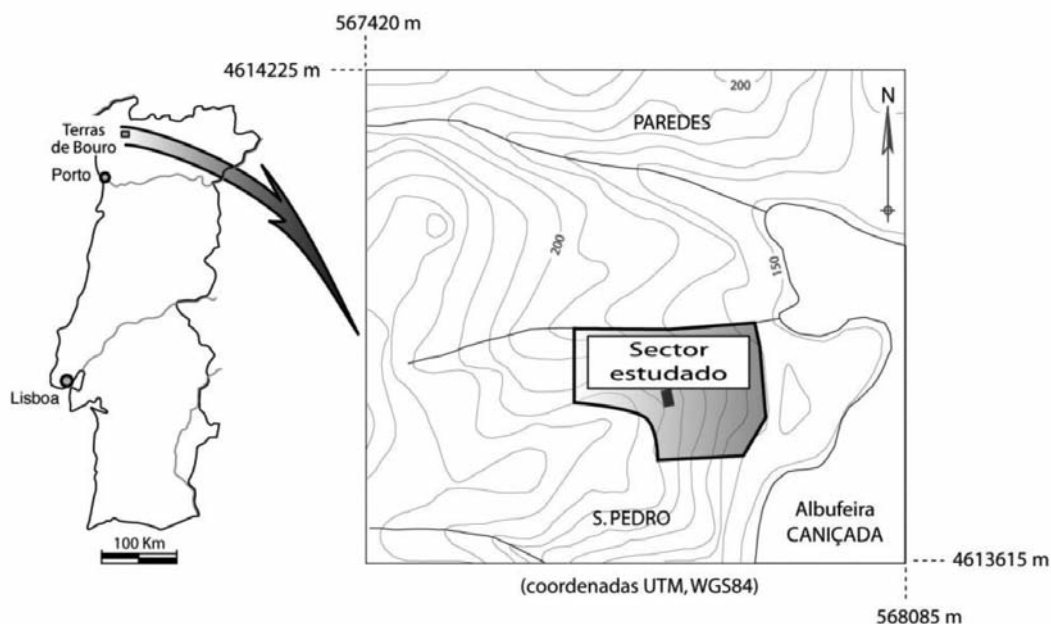


Fig. 1 – Localização do sector estudado (freguesia de Rio Caldo - Terras de Bouro).

A vertente em causa apresenta-se ocupada por algumas habitações, parte delas ainda em construção na altura em que ocorreu a ruptura dos terrenos, sendo que uma das casas se encontra no interior da zona delimitada pelos pontos de ruptura. Na Fig. 2 estão assinalados os pontos de ruptura visíveis numa parte asfaltada do terreno. Um pormenor relevante é o facto de uma das rupturas ser coincidente com uma falha. Além destes dois pontos mais evidentes, observam-se ainda outras zonas de quebra esporádicas, que são perceptíveis em locais pavimentados mas que deixam de se notar sobre zonas que não possuem este género de cobertura.

Pretendendo-se na globalidade que o estudo permitisse elaborar um esboço de modelação, bem como apontar um conjunto de medidas de remediação para o problema de instabilidade da vertente, fez-se uma abordagem a vários níveis:

1. Caracterização geológica, hidrogeológica e geotécnica em áreas seleccionadas;
2. Monitorização de factores de instabilidade, designadamente, precipitação e nível piezométrico;
3. Monitorização do comportamento das vertentes em estudo;
4. Estabelecimento de um modelo explicativo da instabilidade e indicação preliminar de medidas de remediação.

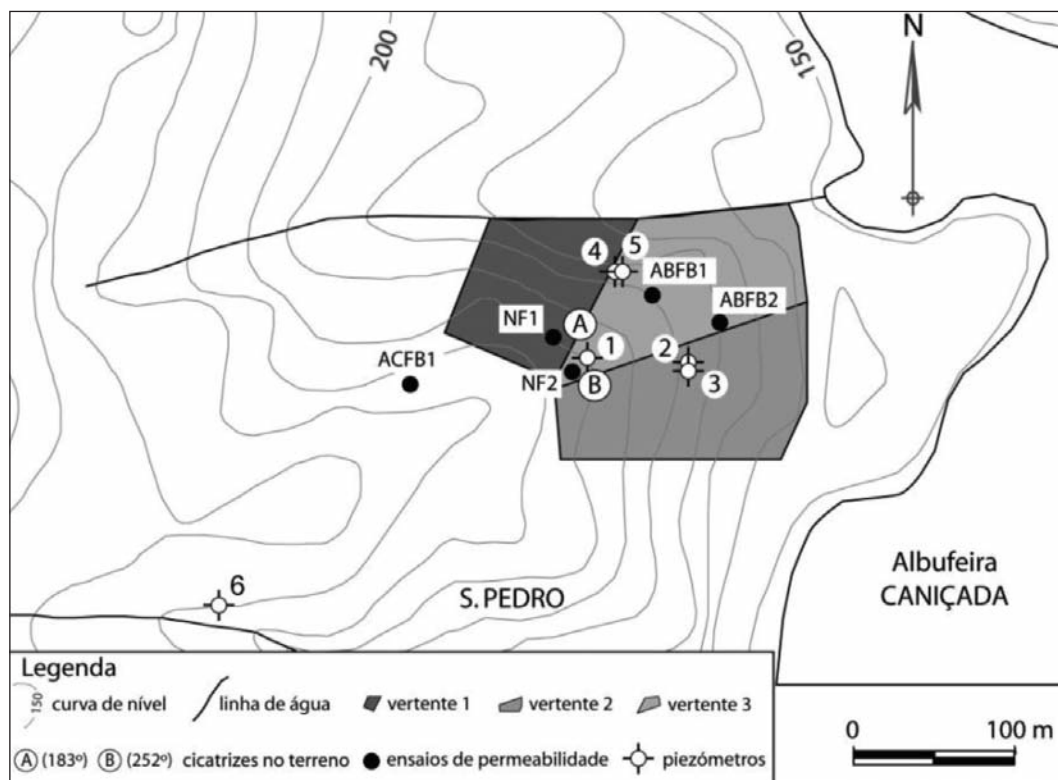


Fig. 2 – Localização das vertentes estudadas, de rupturas (cicatrizes) no terreno, de ensaios de permeabilidade e dos piezómetros.

2 – ENQUADRAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 – Geologia e Geomorfologia

O Minho é uma região bastante montanhosa devido a um reticulado rígido constituído por blocos individualizados entre vales, reticulado esse que sugere um controlo por fracturas algumas de difícil identificação no terreno (Cabral, 1992). Deste modo, a morfologia da região é essencialmente marcada por planaltos descontínuos e por vales largos, profundos e aplanados que seguem orientações preferenciais à escala regional (Cabral, 1992). A predominância de rochas cristalinas, o clima húmido e a complexidade tectónica são apontados por Ferreira (1986) como os factores res-

ponsáveis pela especificidade do relevo da região. Os vales constituem lineamentos importantes: NE-SW a NNE-SSW, NW-SE e, mais marcantes na morfologia, os alinhamentos N-S e ENE-WSW que corresponde à orientação geral das principais linhas de água a norte do Porto, encontrando-se entre elas o Rio Cávado (Cabral, 1992). Dado que a estrutura geológica regional, marcada pela orogenia varisca, se dispõe entre as direcções NW-SE e NNW-SSE, os rios estão-lhe aparentemente inadaptados (Cabral, 1992). Todavia, tanto a rigidez como o paralelismo das linhas de água sugerem que elas se encontram adaptadas a fracturas na crosta à escala regional.

O local em estudo situa-se numa área próxima do maciço do Gerês. É uma zona com um histórico de deslizamentos de terras, designados por quebradas pela população local (Medeiros *et al.*, 1975). De acordo com estes autores, tais fenómenos resultam da acumulação das águas de infiltração e da saída violenta para o exterior, em zonas mais baixas, sob grande pressão. A quebrada do Castelo de Covide, a quebrada de Cabaninhas, próximo da Fonte do Fastio, a quebrada de Pedrogo, a quebrada de Carona e a quebrada de Assureira são exemplos desses fenómenos (Medeiros *et al.*, 1975). Na imagem de satélite da região é visível um grande alinhamento de orientação aproximada NNE-SSW (ADIST, 1991). Corresponde ao vale tectónico do Gerês, que influenciou o percurso do Rio Cávado na região da Caniçada (Medeiros *et al.*, 1975). Com uma expressão menor do ponto de vista individual mas que, tendo em conta o padrão que desenvolvem, não devem ser ignoradas, merecem ainda referência as pequenas linhas de água tributárias do Rio Cávado, com direcções que oscilam entre N-S e NW-SE mas com predominância destas últimas, que têm uma presença marcante no modelado da área de estudo.

Do ponto de vista geológico a área do concelho de Terras de Bouro enquadra-se num sector onde abundam as intrusões graníticas, de orientações definidas predominantemente em torno de NW-SE, revelando assim uma sujeição à zona de cisalhamento dúctil Malpica-Lamego que também apresenta esta direcção. Estas rochas estão encaixadas em metassedimentos, maioritariamente silúricos, que constituem a unidade parautoctone do Minho central e ocidental, sendo que o Ordovício e o Câmbrio (formações do grupo do Douro) também estão presentes. Nas proximidades dos grandes rios actuais (Minho, Lima e Cávado) e ao longo dos seus antigos cursos é também possível encontrar depósitos areno-argilosos, por vezes conglomeráticos, Plio-quadernários (Pereira, coord., 1989).

O local da instabilidade encontra-se sobre a mancha granítica de Terras de Bouro – Ponte da Barca. É um extenso afloramento de granito calco-alcalino porfíroide de grão grosseiro ou médio a grosseiro, que mostra indícios de deformação traduzidos, principalmente, pela presença de quartzo com estrutura suturada e extinção ondulante e por torções, mais ou menos intensas, dos planos de macla das plagioclases e dos planos de clivagem das micas (Medeiros *et al.*, 1975). Na zona são abundantes as rochas filonianas, encontrando-se entre elas filões e massas de quartzo, filões de rochas básicas e filões e massas aplito-pegmatíticas.

2.2 – Clima

A temperatura na região do Minho aparenta depender essencialmente da altitude, definindo-se um gradiente térmico altimétrico de $-0,5\text{ }^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$, partindo de uma temperatura média anual em cotas próximas do nível do mar que ronda os $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Lima, 2001). De acordo com esta relação para a cota de Rio Caldo (cerca de 200 m de altitude) a temperatura média anual situa-se em cerca de $14\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Quanto à precipitação, na região minhota a sua maior parte tem origem em massas de ar húmido que se deslocam de S ou SW para E ou NE criando aí zonas onde essa mesma precipitação é mais intensa. Deste modo, observa-se que há uma tendência geral para o aumento da precipitação de SW para NE (Lima, 2001). A influência da altitude na precipitação é evidenciada pelo gradiente pluviométrico, uma vez que do litoral ao interior e de sul para norte, se verifica um aumento deste paralelamente ao gradiente altimétrico (Lima, 2001). A freguesia de Rio Caldo estende-se por uma

encosta íngreme com uma altitude mínima pouco inferior aos 200 m e, de acordo com o mapa de isoietas apresentado por Lima (2001), a precipitação média anual sobre este local situa-se entre os 2500 mm e os 2600 mm.

3 – MÉTODOS E PROCEDIMENTOS

Para a execução deste estudo, cujo trabalho de campo decorreu entre Dezembro de 2003 e Junho de 2004, foi feita a caracterização geológico-estrutural e geotécnica da zona, com particular ênfase no local onde a cicatriz do deslizamento coincide com uma falha (ponto B da Fig. 2) sendo, por isso, um sector chave para o estudo da instabilidade em causa. Nesse sentido definiram-se dois perfis, um a noroeste, doravante designado por perfil 1, e outro cerca de quinze metros para sudeste do primeiro, doravante designado por perfil 2. Em cada um deles foi retirado um conjunto de amostras para estudos posteriores nomeadamente, a caracterização e classificação desses solos. Embora, em rigor, todas as amostras sejam de solos residuais, para distinguir as diferentes origens denominar-se-ão de amostras de caixa de falha aquelas que foram retiradas do interior dessa caixa, visto que sofreram o efeito adicional da movimentação dos blocos ao longo do tempo. Apenas as restantes serão chamadas especificamente de solos residuais. A Fig. 3 mostra os perfis 1 e 2 e a localização relativa de ambos. Além das amostras retiradas nestes perfis, foi colhida uma outra, que

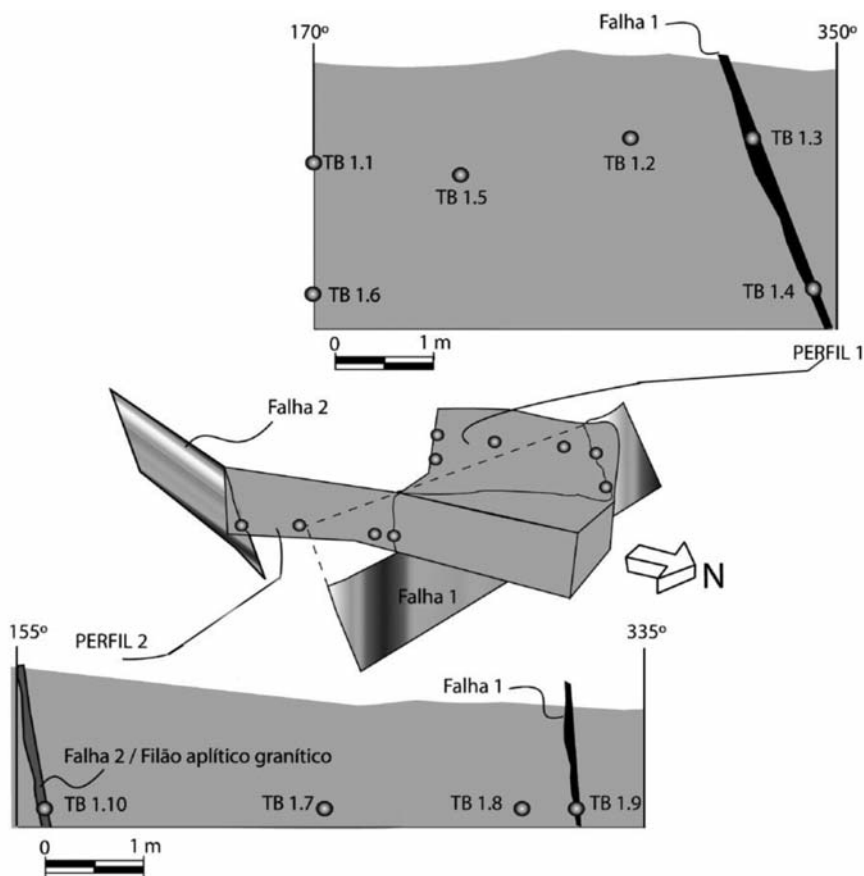


Fig. 3 – Localização relativa dos perfis 1 e 2 e distribuição das amostras em ambos.

se designou por TB2.1, num local a cerca de 150 m para NNW, que não apresentava sinais de influência desta falha, para se perceber se havia uma grande variação de características geotécnicas. Apesar da amostra TB1.10 se encontrar no interior de uma caixa de falha preenchida por um filão aplítico granítico, optou-se por considerá-la solo residual, uma vez que este filão evidenciava alguma cataclase e pouca argilização. As amostras foram submetidas a uma análise granulométrica com uma coluna de crivos da ASTM utilizando-se depois o SediGraph para a fracção < 2 µm. Fez-se também a análise por DRX da rocha total e da fracção < 2 µm. Para esta última, as preparações orientadas foram previamente obtidas por ciclos sucessivos de lavagem e centrifugação e posteriormente submetidas a vários tratamentos: secas ao ar (difractograma normal), saturação com glicol e aquecimento a 490 °C. Nos casos em que, de acordo com a NP-143, era aplicável, ou seja, para solos com 30 %, ou mais, em massa, de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm, foram determinados os limites de liquidez e de plasticidade seguindo a mesma norma. A determinação do teor em água dos provetes foi feita de acordo com a Norma NP-84, por indicação expressa na NP-143. Foram ainda calculados os índices de plasticidade e a actividade das argilas. A classificação dos solos foi feita de acordo com a norma ASTM D 2487 – 85 (Correia, 1988).

Do ponto de vista hidrogeológico foi estudada a permeabilidade do solo, tendo sido realizados ensaios nos pontos apresentados na carta da Fig. 2. Para estes ensaios foi utilizado um permeâmetro Guelph seguindo-se a metodologia descrita por Reynolds e Elrick (1985). Partindo dos resultados obtidos para as alturas de 5 cm e 10 cm é possível determinar a permeabilidade saturada (K_{fs}) de um solo. Para o cálculo da permeabilidade saturada foi utilizada a seguinte fórmula (SEC, 1991), onde K_{fs} é a permeabilidade saturada (cm/s), CR a constante do reservatório = 35,48 (adimensional); R_1 a taxa de infiltração constante para 5 cm de carga (cm/s) e R_2 a taxa de infiltração constante para 10 cm de carga (cm/s):

$$K_{fs} = [(0,041)(CR)(R_2)] - [(0,0054)(CR)(R_1)] \quad (1)$$

Os valores de R_1 e de R_2 são obtidos quando a descida do nível de água no interior do permeâmetro se dá a uma taxa constante, altura em que pode dar-se o ensaio por concluído.

Foram também estudadas a precipitação, a infiltração e a piezometria relativas aos anos hidrológicos de 2003/2004 e 2000/2001. O estudo da precipitação relativa ao ano hidrológico 2000/2001 foi feito directamente a partir dos valores de precipitação diária obtidos na estação udométrica de S. Bento da Porta Aberta. Quanto ao ano 2003/2004, os valores de precipitação diária imputáveis à estação de S. Bento da Porta Aberta foram estimados a partir da estação de Penedo.

A infiltração nestes dois anos hidrológicos foi estimada a partir dos referidos valores de precipitação diária. Para tal, o escoamento superficial foi calculado através da fórmula do “Soil Conservation Service” e, partindo dessa base, fez-se um balanço sequencial diário, obtendo-se assim os valores de infiltração diária. Para executar esta parte recorreu-se à folha de cálculo desenvolvida por Canas *et al.* (2003).

Relativamente à piezometria, fizeram-se medições periódicas de 6 pontos de água na zona da instabilidade, distribuídos da forma representada na Fig. 2, durante o mês de Dezembro de 2003 e o primeiro semestre de 2004. Contrastaram-se estes resultados com os valores de precipitação e de infiltração e determinaram-se expressões matemáticas que os relacionassem, nomeadamente através de valores de porosidade eficaz e equações de rebaixamento do nível piezométrico. A evolução dos níveis piezométricos durante o ano hidrológico 2000/2001 foi estimada recorrendo aos valores de precipitação e infiltração desse ano e às referidas expressões matemáticas.

Para avaliar o risco de ruptura associado à vertente em apreço, a mesma foi subdividida em três fracções menores, de acordo com a orientação, e fizeram-se estudos de estabilidade, utilizando projecções estereográficas para a avaliação dos riscos de deslizamento planar e deslizamento em cunha e calculando factores de segurança para o deslizamento curvilíneo.

Entre 30 de Dezembro de 2003 e 8 de Junho de 2004, foi feita também a monitorização de movimentos através de alvos topográficos. Para tal, além da estação total, que ficou colocada dentro do terreno da casa que é afectada pela instabilidade, foram ainda utilizados nove pontos de monitorização. A distribuição dos pontos e a localização da estação total podem ver-se na Fig. 4. Os pontos designados por P1 e P2 encontram-se fora da zona de provável movimentação, nomeadamente a noroeste desta. Também fora da referida zona encontram-se os pontos P7, P8 e P9, estes a sudeste. Na mesma situação, mas a oeste, encontra-se o ponto P5. Já a estação total juntamente com os restantes pontos encontram-se na provável massa deslizando. Durante o período de monitorização foram feitas medições com uma periodicidade semanal.

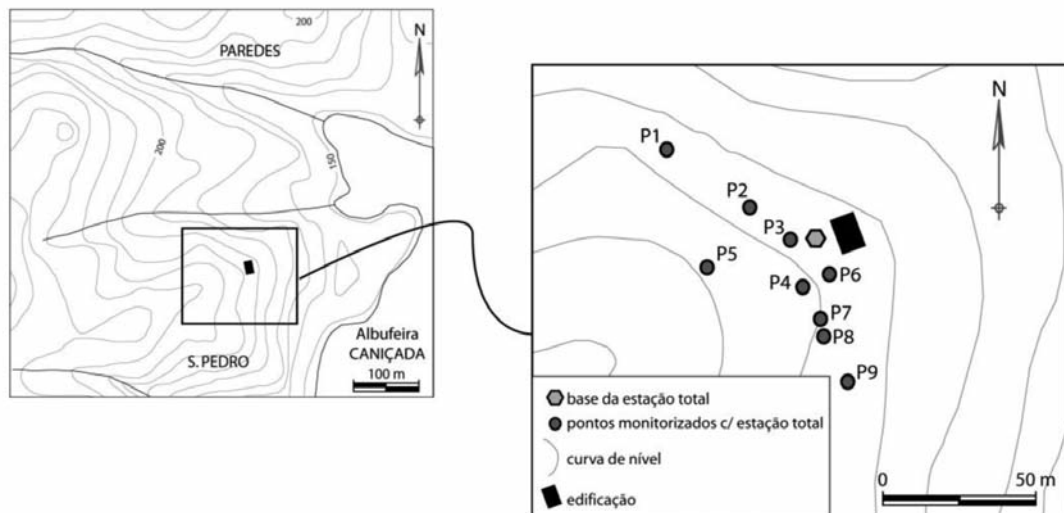


Fig. 4 – Distribuição dos pontos monitorizados com a estação total e localização da respectiva base.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 – Caracterização do maciço rochoso

Na generalidade dos afloramentos o granito de Terras de Bouro apresenta-se bastante meteorizado, oscilando entre o W3 e o W5 (ISRM, 1981). As variações litológicas prendem-se apenas com o aparecimento de filões aplíticos e quartzosos associados a descontinuidades. Na carta da Fig. 5 encontram-se assinaladas as atitudes das principais famílias de diaclases, bem como de falhas e filões encontrados. A cicatriz do deslizamento assume uma importância mais vincada na zona da falha 1, de atitude N 125°/62° NE, uma vez que coincide em larga medida com a referida estrutura, apresentando assim este local ser um sector chave para o estudo da instabilidade em causa.

4.2 – Caracterização mineralógica dos solos residuais

Os resultados da semi-quantificação por DRX obtidos na rocha total e na fracção < 2 µm encontram-se no Quadro 1. Na Fig. 6 são apresentados difractogramas de raios X da fracção < 2 µm, orientada, de uma amostra de solo residual granítico e de uma amostra do preenchimento da caixa de falha.

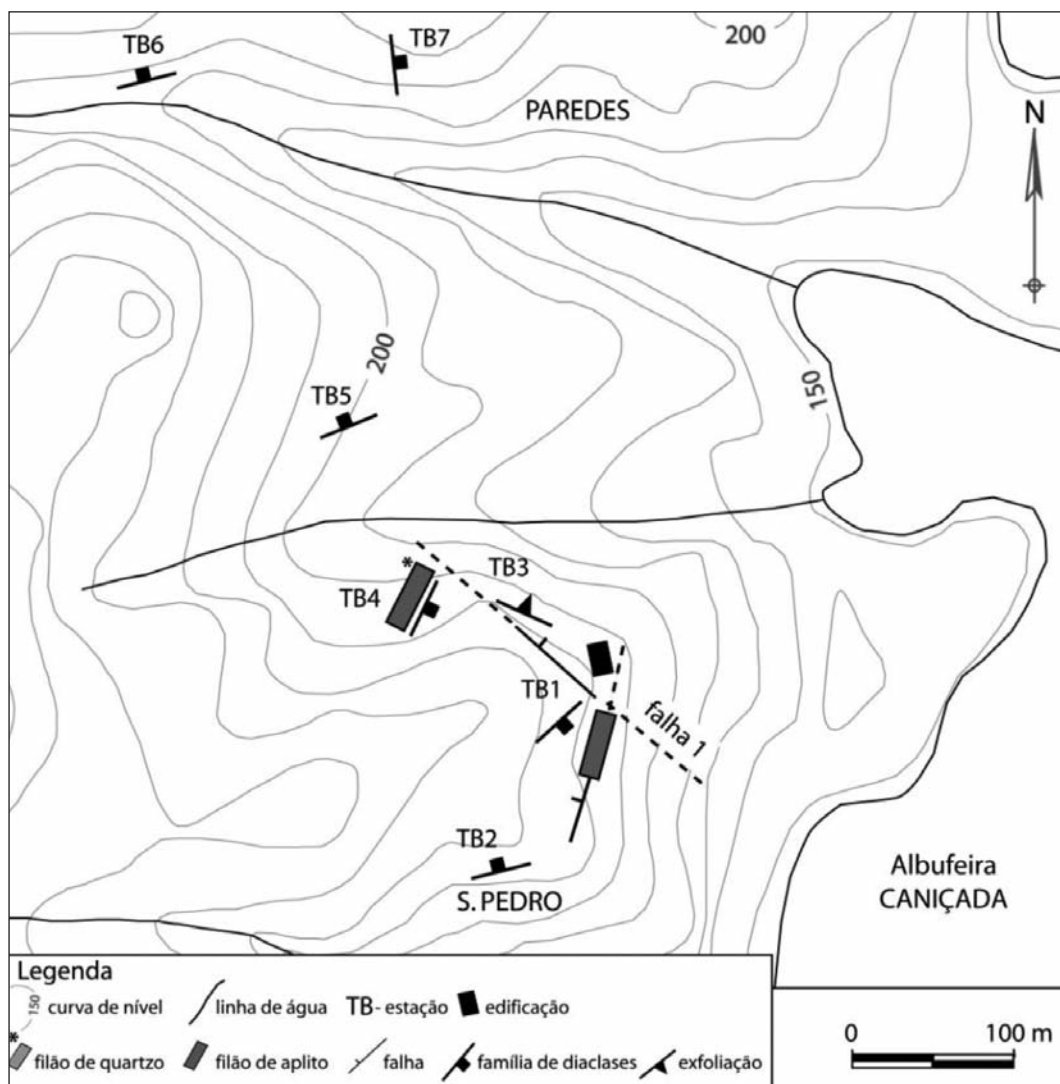


Fig. 5 – Levantamento geo-estrutural do sector.

Os resultados da semi-quantificação mostram uma elevada percentagem relativa de quartzo e uma semelhança nos seus teores nas amostras distribuídas nos perfis 1 e 2 (Quadro 1). Os teores relativos de feldspato potássico não variam verticalmente entre as amostras TB1.1 e TB1.6, mas parecem aumentar com a proximidade à falha no perfil 1, ao passo que no perfil 2 se verifica o inverso. As micas, por seu lado, não apresentam grandes variações, contudo aparentam aumentar verticalmente entre TB1.1 e TB1.6 e diminuir horizontalmente nos dois perfis com a proximidade à falha. A amostra TB1.2 destaca-se das restantes pelo seu baixo teor relativo de quartzo e elevado teor de feldspato potássico. Os teores de plagioclase são constantes nos dois perfis estudados. O elevado teor em quartzo relativamente aos restantes minerais (Quadro 1), a ausência de plagioclase em todas as amostras, excepto numa delas onde o seu teor é vestigial (2%), e a percentagem elevada de minerais secundários (21% em média) são características que traduzem um intenso grau de meteorização do granito de Terras de Bouro nos locais dos perfis 1 e 2.

Quadro 1 – Estimativa da composição mineralógica das diferentes amostras obtida por DRX da rocha total e da fracção < 2 µm. Valores em %. Q – Quartzo; FK – Feldspato Potássico; P – Plagioclase; M – Mica; MA – Minerais Argilosos; Gib – Gibsite; Goe – Goethite; I – Ilite; CE – Clorite-Esmectite; VC – Vermiculite-Clorite; IE – Ilite-Esmectite; C – Caulinite; Tr – Traço.

| Origem | Amostra | Rocha Total | | | | | | | F < 2 µm | | | | | | |
|-----------------|---------|-------------|----|---|----|----|-----|-----|----------|----|----|----|----|-----|-----|
| | | Q | FK | P | M | MA | Gib | Goe | I | CE | VC | IE | C | Gib | Goe |
| Solos Residuais | TB1.1 | 51 | 28 | 0 | 5 | 14 | 2 | 0 | 4 | 0 | 0 | Tr | 16 | 80 | Tr |
| | TB1.2 | 11 | 50 | 0 | 2 | 25 | 12 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 8 | 90 | Tr |
| | TB1.5 | 34 | 31 | 0 | 2 | 23 | 10 | 0 | 4 | 0 | Tr | 0 | 25 | 71 | Tr |
| | TB1.6 | 50 | 28 | 2 | 9 | 0 | 11 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 98 | 0 |
| | TB1.7 | 54 | 19 | 0 | 11 | 0 | 16 | 0 | 1 | 0 | 0 | Tr | 3 | 96 | 0 |
| | TB1.8 | 60 | 14 | 0 | 9 | 13 | 4 | 0 | 3 | 0 | 0 | 0 | 6 | 91 | Tr |
| | TB1.10 | 74 | 3 | 0 | 8 | 13 | 2 | 0 | 3 | 0 | 0 | 0 | 26 | 71 | Tr |
| | TB2.1 | 70 | 14 | 0 | 7 | 6 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 10 | 90 | 0 |
| Caixa de Falha | TB1.3 | 49 | 0 | 0 | 9 | 39 | 1 | 2 | 2 | 2 | 0 | 0 | 68 | 14 | 14 |
| | TB1.4 | 8 | Tr | 0 | 1 | 78 | 0 | 13 | Tr | Tr | 0 | 0 | 89 | 6 | 5 |
| | TB1.9 | 63 | 2 | 0 | 2 | 31 | 1 | 1 | 5 | 2 | 0 | 0 | 47 | 32 | 14 |

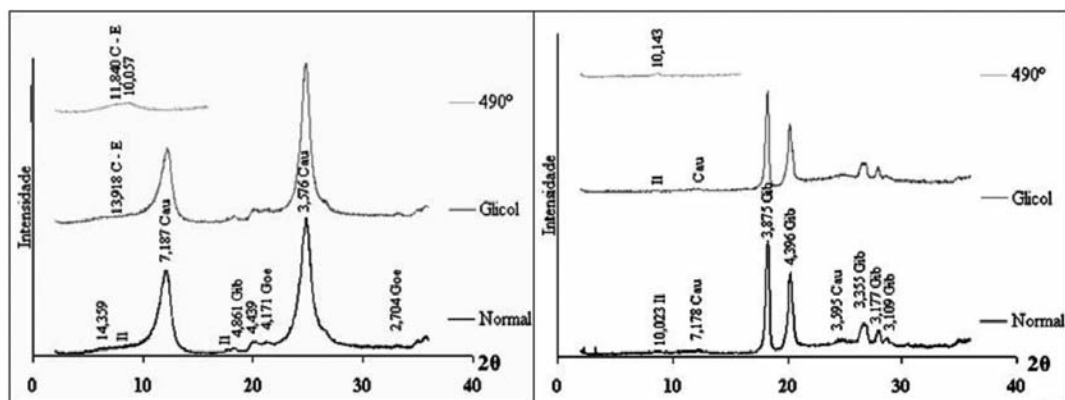


Fig. 6 – Difractogramas da fracção < 2 µm orientada, da amostra TB1.6 (perfil 1 – solo residual) (a) e da amostra TB1.4 (caixa de falha) (b); C-E: interestratificado clorite-esmectite; Il: ilite; Cau: caulinite; Gib: gibsite; Goe: goethite.

Os resultados da fracção < 2 µm mostram que os minerais secundários que caracterizam a meteorização são a caulinite e a gibsite. A análise comparativa destes minerais secundários e da sua semi-quantificação com a referida por Sequeira Braga (1988, 1999) explica a eficácia da lixiviação e o intenso grau de evolução mineralógica.

A fácies da meteorização do granito de Terras de Bouro, na área de estudo, afasta-se da meteorização (arenização) conhecida nos granitos do NW de Portugal, a qual se caracteriza por baixos teores (7%, em média) da fracção < 2 µm (Begonha, 1997, 2002; Sequeira Braga *et al.*, 2002).

De facto, dado o carácter pontual da área de estudo e do seu ambiente geológico, onde o granito é cortado por falhas, os teores de minerais argilosos nos perfis 1 e 2 são de 13%, em média. Na amostra TB2.1, situada num local mais afastado da influência destas estruturas geológicas, a meteorização caracteriza-se por baixos teores (9%) da fracção $< 2 \mu\text{m}$, tal como na meteorização regional.

Quanto à composição e variação mineralógica verifica-se, no perfil 1, que nas amostras mais próximas da caixa de falha (TB1.2 e TB1.5) os teores relativos em minerais argilosos aumentam e que entre os minerais secundários da fracção $< 2 \mu\text{m}$ a gibsita é dominante, seguida da caulinite (Quadro 1).

Por seu lado, as amostras da caixa de falha revelam baixos teores de feldspato potássico que, quando presente, não ultrapassa os 2% da rocha total. A existência de quartzo realça a origem granítica deste material. Na fracção $< 2 \mu\text{m}$ a caulinite é dominante seguida da gibsita, parecendo assim indicar piores condições de drenagem do que aquelas que se encontram nos solos residuais envolventes (Langmuir, 1997).

4.3 – Caracterização geotécnica

4.3.1 – Granulometria

No conjunto de amostras analisadas a percentagem de finos sugere dois grandes grupos (Fig. 7): as amostras cuja totalidade do seu material tem dimensões inferiores a $74 \mu\text{m}$, amostras da caixa de falha (TB1.3 e TB1.4), e aquelas em que o material nestas condições não ultrapassa os 25%, amostras de solos residuais e TB1.9, retirada de uma provável caixa de falha. Neste segundo grupo, TB1.5 e TB1.9 apresentam percentagens de finos entre os 20% e os 25%, TB1.2 situa-se nos 14% e as restantes amostras apresentam todas percentagens de finos $\leq 10\%$. No que diz respeito à fracção $< 2 \mu\text{m}$ a generalidade das amostras situa-se em teores $\leq 3\%$. As excepções são as amostras TB1.3 e TB1.4 (amostras da caixa de falha) que têm, para esta fracção, teores da ordem dos 17%. Assim, a maioria das amostras estudadas caracteriza-se por uma argilização muito fraca, nomeadamente, todas as amostras de solos residuais e a amostra TB1.9, retirada de uma provável

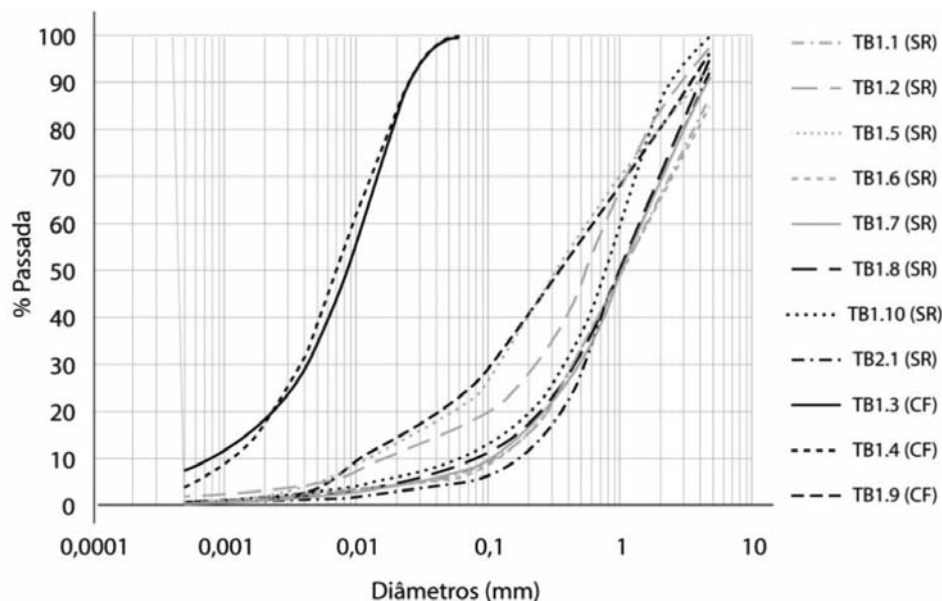


Fig. 7 – Curvas granulométricas das amostras estudadas.

caixa de falha. Por outro lado, estas mesmas amostras são marcadas por uma fragmentação elevada, com partículas grosseiras (0,25 mm – 2 mm) que variam entre os 33% de TB1.9 e os 66% de TB1.10. Neste intervalo as amostras TB1.3 e TB1.4 não apresentam qualquer partícula, revelando assim uma argilização preferencial em detrimento da fragmentação. Os coeficientes de uniformidade (Cu) e de curvatura (Cc) estão expressos no Quadro 2.

Quadro 2 – Características granulométricas das diversas amostras.

| | Solos Residuais | | | | | | | | Caixa de Falha | | |
|-----------------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|----------------|--------|-------|
| | TB1.1 | TB1.2 | TB1.5 | TB1.6 | TB1.7 | TB1.8 | TB1.10 | TB2.1 | TB1.3 | TB1.4 | TB1.9 |
| D₁₀ | 0,10 | 0,015 | 0,01 | 0,11 | 0,10 | 0,09 | 0,07 | 0,18 | 0,0007 | 0,0011 | 0,01 |
| D₃₀ | 0,45 | 0,210 | 0,12 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,40 | 0,50 | 0,0041 | 0,0039 | 0,10 |
| D₆₀ | 1,50 | 0,800 | 0,60 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,00 | 1,50 | 0,0110 | 0,0100 | 0,60 |
| Cu | 15,00 | 53,33 | 60,00 | 13,64 | 15,00 | 16,67 | 14,29 | 8,33 | 15,71 | 9,09 | 60,00 |
| Cc | 1,35 | 3,68 | 2,40 | 1,23 | 1,35 | 1,50 | 2,29 | 0,93 | 2,18 | 1,38 | 1,67 |

Com base nos valores de Cu e Cc, as amostras de solos residuais correspondem, na sua maioria, a solos bem graduados. Apenas as amostras TB1.2 (Cc = 3,68) e TB2.1 (Cc = 0,93) são solos mal graduados. O coeficiente de uniformidade, por seu lado, apresenta valores superiores a 6 para todos os casos. Estes resultados estão de acordo com a análise granulométrica realizada em 30 de 44 amostras de solos residuais do granito do Porto (Begonha, 1997; Begonha e Sequeira Braga, 2002), que mostrou tratarem-se de solos bem graduados e de granulometria extensa ($1 \leq Cc \leq 3$ e $Cu \geq 6$).

De um modo geral, verifica-se uma tendência para uma diminuição da granulometria com a proximidade à falha 1. Com efeito, as amostras retiradas da caixa de falha (TB1.3 e TB1.4) apresentam maiores percentagens de finos comparativamente às amostras mais afastadas desta estrutura no perfil 1 (TB1.1 e TB1.6) e às amostras do perfil 2. Neste contexto, a amostra TB1.9, apesar de ter sido retirada de uma provável caixa de falha, tem uma granulometria mais grosseira do que TB1.3 e TB1.4. Por seu lado, a amostra TB1.10, correspondente a um filão aplítico, parece traduzir a sua origem através da elevada fragmentação. Finalmente, a amostra TB2.1, retirada de um local mais afastado da falha 1, destaca-se por apresentar a menor expressão de material fino.

4.3.2 – Limites de consistência

No Quadro 3 encontram-se os valores dos limites de liquidez (w_L), de plasticidade (w_p), dos índices de plasticidade (I_p), as percentagens das fracções < 2 μ m ($F < 2 \mu$ m) em cada uma das rochas totais e a actividade das argilas (A_i) das amostras ensaiadas.

Quadro 3 – Limites de liquidez, de plasticidade e índices de plasticidade, percentagens das fracções < 2 μ m em cada uma das rochas totais e actividade das argilas de TB1.3 e TB1.4.

| Amostra | w_L | w_p | I_p | $F < 2 \mu$ m | A_i |
|--------------|-------|-------|-------|---------------|-------|
| TB1.3 | 35% | 31% | 4% | 18% | 0,22 |
| TB1.4 | 43% | 37% | 6% | 17% | 0,35 |

Segundo Matos Fernandes (1994) os valores do w_L para uma argila constituída por caulinite pura variam entre 38% e 59% e para amostras de ilite pura os valores do w_L seriam muito mais elevados (95% a 120%). O mesmo autor refere que o w_p para amostras de caulinite pura varia entre 27% e 37%. Os resultados obtidos para a amostra TB1.4 situam-se nos intervalos atrás referidos para os valores do w_L e do w_p da caulinite pura. Quanto à amostra TB1.3, o seu w_p situa-se dentro dos intervalos apresentados, já o w_L encontra-se ligeiramente abaixo, embora a diferença não seja muito elevada. Apesar disto, os valores do I_p (4% e 6%) são muito mais baixos que os indicados (11% a 23%) para amostras puras de caulinite (Matos Fernandes, 1994), tratando-se de solos pouco plásticos ($1 < I_p < 7$). Tendo em conta que ambas as amostras são constituídas na totalidade pela fracção $< 74 \mu\text{m}$, será a mineralogia da fracção $< 2 \mu\text{m}$ das amostras TB1.3 e TB1.4 (Quadro 1), constituída por caulinite (68% e 89%, respectivamente), gibbsite (14% e 6%, respectivamente), goethite (14% e 5%, respectivamente), ilite (2% e vestigial, respectivamente) e interestratificados (2% e vestigial, respectivamente), que justifica a pouca plasticidade do material que preenche a caixa de falha. Por seu lado, o valor de A_t (0,35) da amostra TB1.4 (Quadro 3) é muito próximo do valor de A_t (0,38) para a caulinite (Matos Fernandes, 1994). Já a actividade da argila da amostra TB1.3 (0,22) é mais baixa que aqueles valores. De facto, a maior percentagem de gibbsite e de goethite (minerais não activos) contribui para o mais baixo valor de A_t na amostra TB1.3 relativamente à amostra TB1.4.

4.3.3 – Classificação dos solos

O conjunto de dados reunidos permitiu classificar cada uma das amostras através da classificação unificada dos solos ASTM D 2487 – 85, a qual tem como parâmetros essenciais a granulometria e os limites de consistência (Correia, 1988) (Quadro 4).

Quadro 4 – Classificação das várias amostras de acordo com a norma ASTM D 2487 – 85.

| Classificação | |
|-----------------------------------|---|
| Amostra | Solos residuais (saprólitos graníticos e aplíticos) |
| TB1.1 | SW-SM – Areia bem graduada com silte |
| TB1.2 | SM – Areia siltosa |
| TB1.5 | SM – Areia siltosa |
| TB1.6 | SW-SM – Areia bem graduada com silte |
| TB1.7 | SW-SM – Areia bem graduada com silte |
| TB1.8 | SW-SM – Areia bem graduada com silte |
| TB1.10 | SW-SM – Areia bem graduada com silte |
| TB2.1 | SP – Areia mal graduada |
| Material da Caixa de Falha | |
| TB1.3 | CL-ML – Argila siltosa |
| TB1.4 | CL-ML – Argila siltosa |
| TB1.9 | SM – Areia siltosa |

4.4 – Caracterização hidrogeológica

4.4.1 – Permeabilidade

No Quadro 5 apresentam-se os resultados dos ensaios de permeabilidade.

Quadro 5 – Valores de R_1 , R_2 e de K_{fs} para os vários ensaios de permeabilidade.

| Ponto | R_1 (cm/s) | R_2 (cm/s) | K_{fs} (cm/s) |
|-------|-----------------------|------------------------|----------------------|
| ACFB1 | 5×10^{-3} | $6,67 \times 10^{-3}$ | $1,2 \times 10^{-5}$ |
| ABFB1 | $1,67 \times 10^{-3}$ | $8,33 \times 10^{-3}$ | $8,9 \times 10^{-4}$ |
| ABFB2 | $6,67 \times 10^{-3}$ | $31,67 \times 10^{-3}$ | $3,3 \times 10^{-3}$ |
| NF1 | $5,83 \times 10^{-3}$ | 15×10^{-3} | $1,1 \times 10^{-3}$ |
| NF2 | 10×10^{-3} | 15×10^{-3} | $2,7 \times 10^{-4}$ |

De acordo com Lencastre e Franco (1992), os resultados obtidos correspondem a areias finas no ponto ABFB2, a um solo entre a areia fina e a areia siltosa no ponto NF1, a areia siltosa no ponto ABFB1, a um solo entre a areia siltosa e o silte no ponto NF2 e a silte no ponto ACFB1. Neste último caso a observação *in situ* não evidenciou existência de uma granulometria tão fina. Embora esta possibilidade não possa ser totalmente descartada, neste contexto, é importante referir que o ponto do ensaio se situava numa pequena propriedade agrícola onde existia bastante vegetação herbácea cujas raízes poderão ter influenciado o resultado.

Quando cruzados com a classificação dos solos pela norma ASTM D 2487 – 85, os resultados obtidos para a permeabilidade saturada, na generalidade, não diferem muito dos esperados para o tipo de solo em questão. Assim, sabendo-se que os terrenos em causa são essencialmente arenosos, podendo em certos casos conter silte, tanto o resultado de ABFB1, como o de ABFB2, como o de NF1 não merecem considerações de maior. A permeabilidade mais baixa de NF2, condizente com solos siltosos, está de acordo com o facto de pertencer a uma caixa de falha cujo solo foi classificado como “argila siltosa”. Na realidade, a permeabilidade encontrada corresponde até a solos com uma granulometria mais grosseira do que a do local em questão. Este facto poderá ser justificado pelo estado de secura em que se encontrava o terreno na altura do ensaio, situação propícia à existência de fendas de retração em materiais argilosos e, conseqüentemente, ao aumento da sua permeabilidade.

4.4.2 – Infiltração

Segundo Custodio e Llamas (1983) a infiltração profunda ou eficaz, quando varia o conteúdo de humidade no solo, é dada pela equação 2 onde Inf é a infiltração eficaz ou profunda, IP a pluviosidade – escoamento superficial, ET a evapotranspiração, ΔM a variação de humidade no solo, P a pluviosidade, ES o escoamento superficial, E a evaporação na superfície e RS a retenção superficial:

$$\text{Inf} = \text{IP} - \text{ET} + \Delta M = \text{P} - \text{ES} - \text{E} - \text{RS} - \text{ET} + \Delta M \quad (2)$$

A aplicação desta equação exige o conhecimento de todas as variáveis que a compõem. Todavia, a determinação de parte delas, particularmente do escoamento superficial, revela-se extremamente difícil. Neste estudo optou-se por avaliar a infiltração profunda por um balanço sequencial diário.

Este método baseia-se na fórmula empírica do “Soil Conservation Service” (Soil Conservation Service, 1964) e permite estimar um valor do escoamento superficial partindo do valor da precipitação e do valor de N, número de curva, que depende do tipo hidrológico de solo, da sua utilização e das condições de superfície (Lencastre e Franco, 1992). No presente estudo estes cálculos foram feitos recorrendo à folha de cálculo desenvolvida por Canas *et al.* (2003). Os valores da precipitação na zona de estudo necessários para o cálculo da infiltração foram obtidos no SNIRH (2005). A utilização daquele programa requer, além da precipitação diária, o conhecimento de três outras variáveis: a reserva utilizável, a evapotranspiração potencial (ETP) para cada mês do ano e o número de curva. O valor da capacidade utilizável foi obtido em Lima (2001), tendo sido adoptado o valor de 110 mm.

A evapotranspiração potencial foi também estimada partindo dos valores apresentados por Lima (2001) pelo método de Thornthwaite (1944) e corresponde à média aritmética da evapotranspiração potencial mensal das estações de Braga, Cabril e Ponte da Barca (Quadro 6).

Quadro 6 – Valores da ETP mensal (em mm) obtidos por Lima (2001) pelo método de Thornthwaite (1944) para Braga, Ponte da Barca (P. B.) e Cabril e respectivo valor atribuído à estação virtual de Rio Caldo (R. C.).

| | Out | Nov | Dez | Jan | Fev | Mar | Abr | Mai | Jun | Jul | Ago | Set |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|------|
| Braga | 61,8 | 32,8 | 24,5 | 23,2 | 23,6 | 40,2 | 50,0 | 75,7 | 101,2 | 122,8 | 111,7 | 86,4 |
| P. B. | 59,2 | 34,1 | 24,1 | 19,1 | 21,9 | 40,8 | 52,6 | 81,6 | 104,1 | 131,0 | 121,7 | 88,0 |
| Cabril | 59,2 | 32,6 | 23,6 | 20,7 | 20,0 | 38,4 | 45,2 | 69,7 | 99,3 | 129,3 | 121,0 | 94,6 |
| R. C. | 60,1 | 33,2 | 24,1 | 21,0 | 21,8 | 39,8 | 49,3 | 75,7 | 101,5 | 127,7 | 118,1 | 89,7 |

Quanto ao número de curva (N), recorreu-se à tabela apresentada por Lencastre e Franco (1992). O valor utilizado para condições de elevada humidade foi de 89 e para as restantes situações de 76. Com base nos valores estimados para cada variável calcularam-se automaticamente os valores de infiltração e de escoamento superficial diários. A evolução da precipitação e da infiltração ao longo do ano hidrológico de 2003-2004 pode observar-se na Fig. 8.

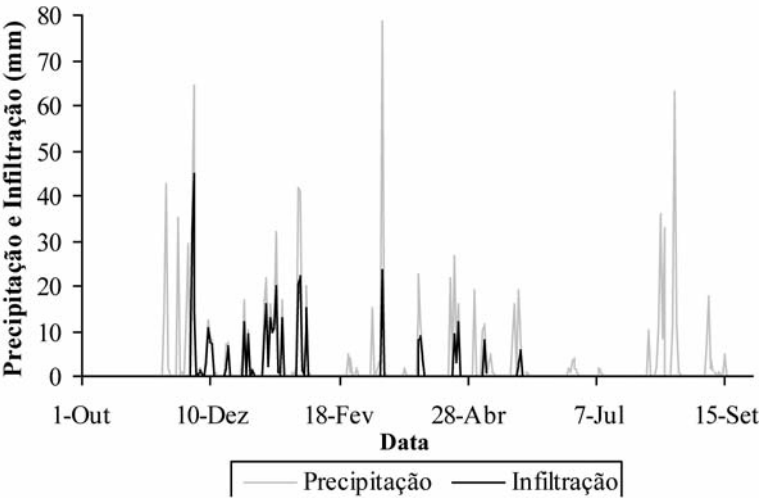


Fig. 8 – Evolução da precipitação e da infiltração durante o ano hidrológico de 2003-2004.

4.4.3 – Piezometria

Os resultados da monitorização piezométrica encontram-se na Fig. 9.

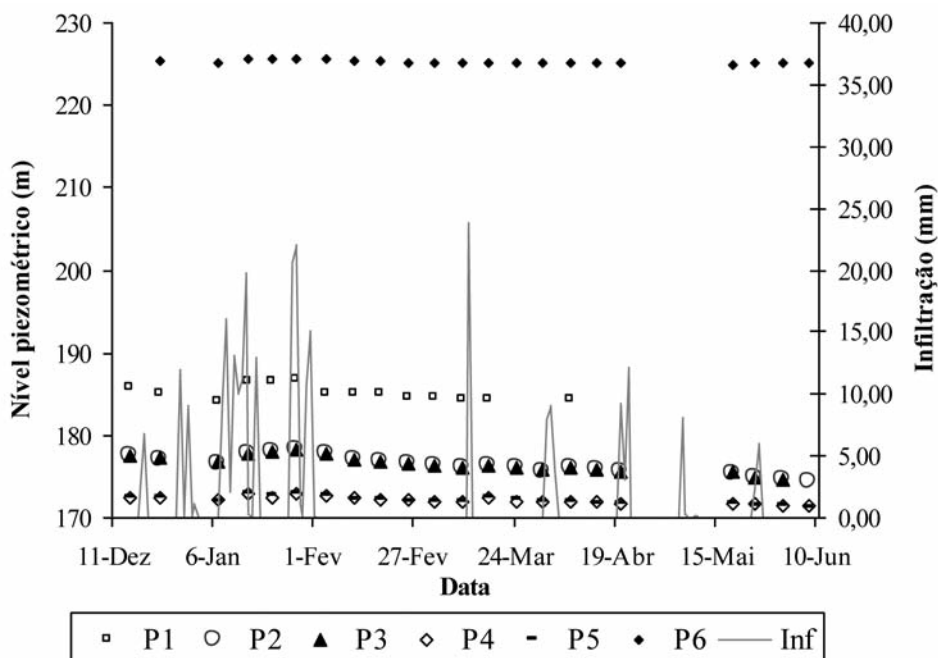


Fig. 9 – Variação dos níveis piezométricos dos diversos pontos monitorizados entre Dezembro de 2003 e Junho de 2004 e evolução da infiltração no mesmo período.

Quanto ao comportamento do nível piezométrico, de um modo geral verifica-se uma descida entre 15 de Dezembro de 2003 e 7 de Janeiro de 2004, seguida de uma subida durante três semanas, sucedendo-se uma tendência geral de descida. Observa-se uma grande semelhança entre os registos dos pontos 2 e 3 bem como dos pontos 4 e 5, tanto em termos de variação como de valores obtidos. Isto pode ser explicado pela proximidade entre eles (Fig. 2). Os pontos 2 e 3 apresentam as maiores amplitudes de nível (3,94 m e 3,48 m respectivamente), enquanto o ponto 6 exibe a mais baixa (0,74 m). Este último caso pode ser explicado pela presença de um pequeno curso de água na proximidade. As diferenças entre os níveis nos vários piezómetros devem-se às diferentes altitudes dos vários pontos monitorizados conjuntamente com a profundidade da superfície piezométrica (Ferreira e Lima, 2007).

4.4.4 – Determinação de relações matemáticas

Analisando os valores da recarga aquífera conjugadamente com a subida dos níveis piezométricos (Fig. 9) é possível estabelecer uma relação matemática entre os dois. Por outro lado, a descarga aquífera produz um rebaixamento do nível piezométrico de acordo com equações matemáticas que reflectem propriedades intrínsecas dos aquíferos. Analisando os períodos de descarga do aquífero, estabeleceram-se relações matemáticas que descrevem o rebaixamento da superfície piezométrica (Fig. 10). Os piezómetros apresentam diferentes taxas de rebaixamento que reflectem as heterogeneidades do aquífero.

Considerando períodos em que houve uma subida contínua do nível, estabeleceu-se a seguinte relação entre esta variável e a infiltração, onde RA é a recarga aquífera (mm), SN a subida do nível piezométrico (mm), D o decréscimo diário do nível piezométrico (declive das rectas dos gráficos da Fig. 10) (mm); t = número de dias em consideração e PE a porosidade efectiva (%):

$$RA = \frac{(SN + D \times t) \times PE}{100} \tag{3}$$

Resolvendo a equação 3 em ordem a PE, obter-se-á a porosidade efectiva. A recarga aquífera considerada corresponde à soma dos valores de recarga diária estimados para os períodos em apreço. Os valores obtidos para cada ponto em diferentes períodos apresentam algumas variações, pelo que se optou por determinar a média de todos eles. As médias relativas às zonas correspondentes a cada ponto de água monitorizado encontram-se no Quadro 7.

Os valores de porosidade efectiva obtidos são habitualmente encontrados em siltes e areias (Lencastre e Franco, 1992) e estão de acordo com o tipo de solo local. As diferenças de valores de porosidade efectiva entre piezómetros muito próximos (ex.: P2 – P3 e P4 – P5) estão, provavelmente, relacionadas com propriedades das diferentes fracturas atravessadas por cada um deles, nomeadamente o seu preenchimento.

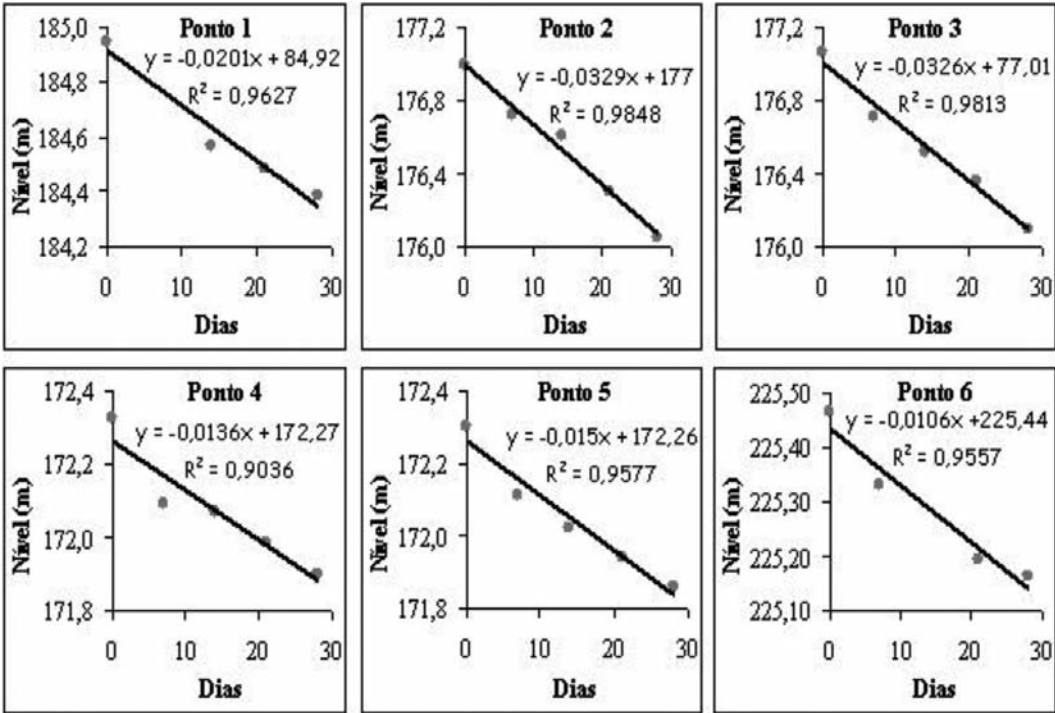


Fig. 10 – Funções de rebaixamento do nível piezométrico dos vários pontos monitorizados.

Quadro 7 – Porosidades efectivas calculadas para as zonas relativas a cada ponto monitorizado.

| | Ponto 1 | Ponto 2 | Ponto 3 | Ponto 4 | Ponto 5 | Ponto 6 |
|---------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Porosidade efectiva | 7% | 9% | 12% | 13% | 15% | 27% |

4.4.5 – Simulação dos níveis piezométricos no ano hidrológico 2000/2001

Para se simular a variação do nível piezométrico no ano hidrológico de 2000/2001, época que engloba a altura da ocorrência do deslizamento que é objecto de estudo, foi necessário estimar um nível de água no solo no início dos cálculos. Convencionou-se que o nível piezométrico em 30 de Setembro de 2000 seria equivalente ao nível piezométrico em 30 de Setembro de 2004, visto que no final de anos hidrológicos que não tenham sido excepcionais do ponto de vista da precipitação global, e cujo último quadrimestre não tenha sido anormalmente chuvoso, o nível piezométrico costuma ser sensivelmente o mesmo. O nível piezométrico em 30 de Setembro de 2004 foi calculado partindo do último valor medido (Fig. 9) e aplicando a esse valor a correspondente equação de rebaixamento para o número de dias e zona em causa. Os valores resultantes encontram-se no Quadro 8.

Quadro 8 – Níveis base, em metros, utilizados para a simulação da variação do nível piezométrico no ano hidrológico de 2000/2001.

| | Ponto 1 | Ponto 2 | Ponto 3 | Ponto 4 | Ponto 5 | Ponto 6 |
|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nível base (m) | 181,60 | 170,55 | 170,77 | 169,80 | 169,58 | 223,82 |

Partindo dos níveis base e dos valores diários de infiltração calcularam-se os níveis diários para todo o ano, sendo que para aquelas alturas em que houve recarga se aplicou a equação 4, onde PE é a porosidade efectiva (%), RA a recarga aquífera (mm), SN a subida do nível piezométrico (mm) e D o decréscimo diário do nível piezométrico (declive das rectas dos gráficos da Fig. 10) (mm):

$$SN = \frac{RA}{\frac{PE}{100}} - D \quad (4)$$

Para as épocas em que não ocorreu recarga, foi utilizada a função de rebaixamento do nível piezométrico correspondente a cada ponto de água em questão, substituindo o valor fixo de y para o “Dia 0” pelo nível piezométrico do dia anterior a cada período em que não ocorreu recarga. A Fig. 11 ilustra a evolução diária dos níveis estimados para o ano hidrológico 2000/2001.

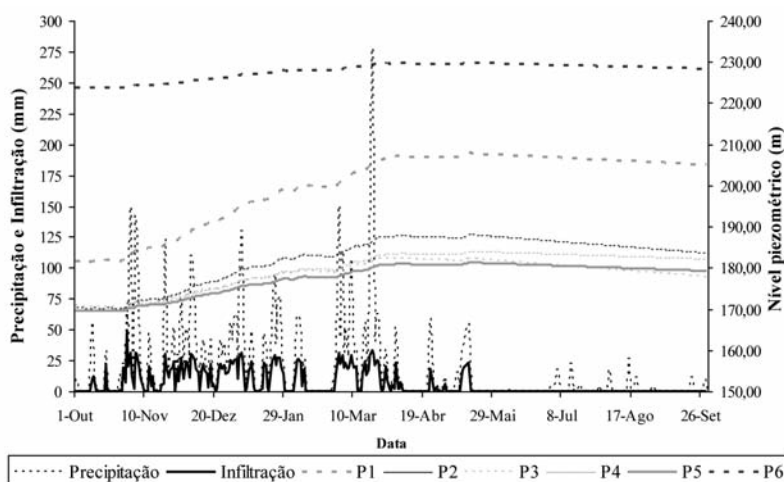


Fig. 11 – Evolução da precipitação e da infiltração durante o ano hidrológico de 2000/2001 e estimativa da evolução dos níveis no ano hidrológico 2000/2001 nos diferentes piezómetros.

A verificação desta variação no nível piezométrico em função da precipitação é importante em maciços terrosos, dado que a saturação do solo, incrementando o peso específico do material, reflecte-se directamente na redução da sua resistência ao cisalhamento e, assim, no aumento da pressão neutra (com consequente diminuição da tensão efectiva do solo).

4.5 – Estudos de estabilidade

4.5.1 – Factores e tipos de instabilidade

Para além dos aspectos hidrogeológicos, a inclinação da vertente (ψ_v), o ângulo de atrito (Φ) e a coesão do material que a compõe (c) são os factores mais importantes na análise da instabilidade de uma vertente. Relacionada com a coesão da rocha está a sua fracturação. Quando uma rocha se encontra pouco alterada e as descontinuidades preexistentes se constituem como as ligações mais fracas, como nas vertentes rochosas, a superfície de deslizamento tende a ser ditada por essas descontinuidades e a instabilidade assume a forma de deslizamento planar, deslizamento em cunha e “toppling” (Hudson e Harrison, 1997). Quando o material está bastante alterado, como nos solos residuais, a instabilidade tende a assumir a forma de um deslizamento curvilíneo. Serão estas as quatro divisões consideradas para proceder à análise do caso em apreço, tendo também em conta que existem casos intermédios em que a dita superfície ocorre parcialmente em descontinuidades e parcialmente através de zonas de rocha alterada, visto que, se numa região instável existir uma descontinuidade importante, a superfície de deslizamento tenderá a seguir essa estrutura o mais aproximadamente possível (Hudson e Harrison, 1997).

Uma vez que o deslizamento se encontra na intersecção de duas vertentes de direcções diferentes e o movimento poderá ter ocorrido em múltiplas direcções, foram consideradas as direcções das duas vertentes que se intersectam e uma direcção intermédia (Fig. 2). As inclinações de cada uma destas vertentes foram determinadas a partir da carta topográfica. Acharam-se duas inclinações para cada vertente: i) a inclinação média (IM); ii) a inclinação na zona onde o deslizamento é perceptível (IZD), e escolheu-se a maior delas arredondada às unidades (ψ_v) para ser utilizada na projecção (Quadro 9). O ângulo de atrito adoptado foi de 10°. A adopção de um ângulo de atrito baixo (10°), utilizando para o efeito os dados de Borges e Correia (2003) e Barton (1988), foi no sentido de maximizar a possibilidade de deslizamentos para que, assim, a margem de segurança na interpretação dos resultados fosse maior.

Quadro 9 – Atitudes das três vertentes consideradas.

| Vertente | 1 | 2 | 3 |
|----------|--------|-------|--------|
| Direcção | N 294° | N-S | N 327° |
| IM | 28° NE | 22° E | 21° NE |
| IZD | 30° NE | 20° E | 22° NE |
| ψ_v | 30° NE | 22° E | 22° NE |

4.5.1.1 – Deslizamento planar

As projecções relativas a deslizamentos planares para as três vertentes consideradas encontram-se na Fig. 12 – a, b, c. Da observação da figura, verifica-se a inexistência de pólos (falha 1 in-cluída) no interior da área de risco, pelo que a probabilidade de um deslizamento planar, segundo esta abordagem, é nula.

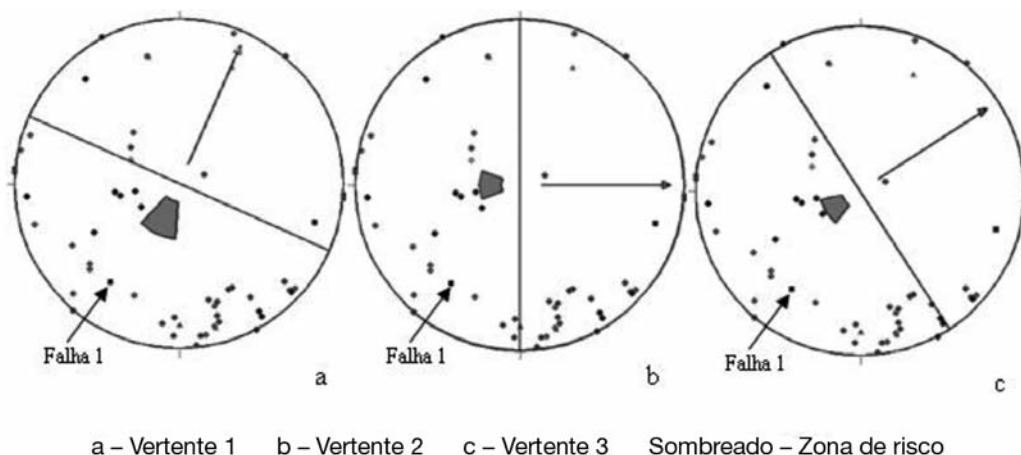


Fig. 12 – Estudos de estabilidade para deslizamentos planares.

4.5.1.2 – Deslizamento em cunha

Dado o elevado número de descontinuidades a projectar, optou-se por seguir o método no qual se agrupam as várias descontinuidades em famílias e se utiliza um plano representativo de cada uma dessas famílias na determinação das intersecções. O agrupamento das descontinuidades em famílias foi feito com recurso a diagramas de densidades (Rede de Schmidt, hemisfério inferior) elaborados no programa “Stereonet”. Os diagramas a, b e c da Fig. 13 correspondem aos estudos de estabilidade efectuados para os deslizamentos em cunha relativos a cada uma das vertentes consideradas. Observam-se intersecções que caem no interior da zona de risco da vertente 1 que, apesar de serem pouco numerosas e de, pela avaliação *in situ*, não parecerem estar directamente relacionadas com o deslizamento, impossibilitam a exclusão total de rupturas em cunha naquela zona. Todavia, quando se considera a falha que coincide com uma das linhas de ruptura (Fig. 14 – a, b, c), verifica-se que, segundo a abordagem adoptada, não há possibilidade de ocorrer deslizamento em cunha tendo esta falha como um dos planos responsáveis.

Apesar do agrupamento das várias descontinuidades em famílias ter como vantagem uma fácil interpretação visual dos resultados, tem o inconveniente de não levar em conta o que se passa no

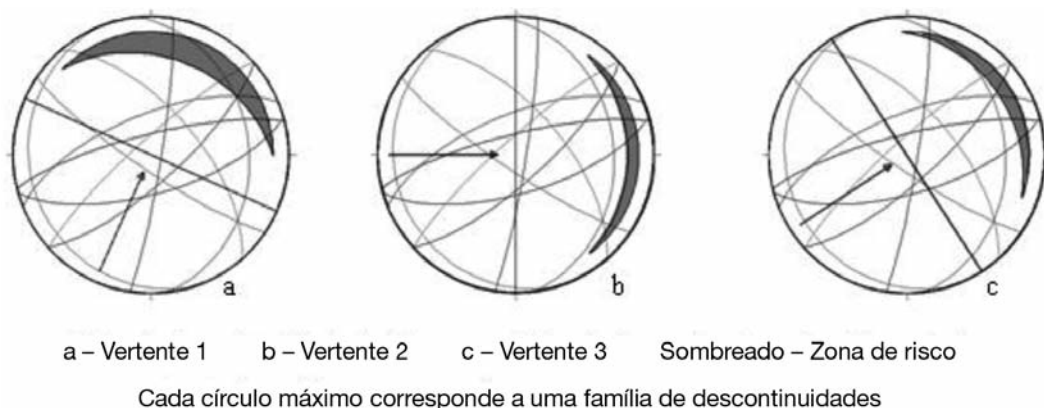


Fig. 13 – Estudos de estabilidade para deslizamentos em cunha.

interior dessas famílias, pelo que dever-se-á ter em atenção que a existência de intersecções de risco no interior de cada família é uma possibilidade que não poderá ser totalmente excluída.

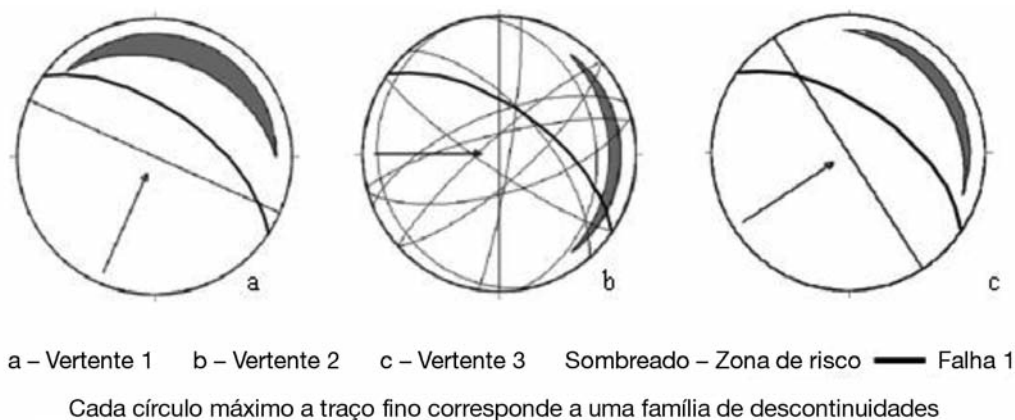


Fig. 14 – Estudos de estabilidade para deslizamentos em cunha relativos à falha principal.

4.5.1.3 – “Toppling”

Um novo factor fundamental surge agora para a ocorrência deste tipo de movimento: a geometria do bloco (Hudson e Harrison, 1997). De facto, segundo estes autores, um bloco de espessura b e de altura h sobre um plano com a inclinação ψ , apenas basculará se $b/h < \tan \psi$. Os blocos que podem bascular têm, assim, uma geometria tendencialmente marcada por bases mais curtas do que a altura. Não se verificou *in situ* a existência de blocos que conjugassem essas características, razão pela qual a ocorrência de “toppling” foi excluída.

4.5.1.4 – Deslizamento curvilíneo e factor de segurança

Atendendo ao estado de alteração da rocha local, existe uma forte probabilidade da instabilidade em questão ser de natureza contínua. As instabilidades de natureza contínua têm, em secção, um aspecto curvilíneo, aproximando-se da configuração circular, de acordo com a menor ou maior anisotropia do material, havendo ainda casos em que certas zonas da superfície de ruptura podem ser planas, como, por exemplo, quando uma falha está presente (Hudson e Harrison, 1997). Para se avaliar a possibilidade de ocorrência de um deslizamento curvilíneo na zona em estudo, procedeu-se à determinação do factor de segurança para este tipo de deslizamento, tendo em conta características locais e dados bibliográficos correspondentes a zonas com características geológicas próximas da encontrada na área em questão. Para tal, recorreu-se ao programa SLOPE/W (GSI, 2002) que, embora só permita simular deslizamentos puramente circulares, foi de extrema importância para avaliar a susceptibilidade local a deslizamentos do género. O SLOPE/W resolve duas equações de factores de segurança, uma que satisfaz o equilíbrio de forças e outra o equilíbrio de momentos, e utiliza a formulação do “General Limit Equilibrium” (GLE) para calcular o factor de segurança. Foi este o método utilizado para a análise do problema em causa.

Para o cálculo do factor de segurança (FS) a partir do SLOPE/W estabeleceram-se três modelos de vertente a ser testados. As propriedades geotécnicas em profundidade foram inferidas do relató -

rio da execução de um furo para captação de água na zona da instabilidade, o qual revela quatro zonas, que se estendem, partindo da superfície, até 1 metro, da base desta primeira até aos 14 metros, dos 14 metros até aos 34 metros e da base desta última até aos 71 metros. A primeira zona é constituída por solo orgânico, a segunda por saibro (W5), a terceira constitui-se de granito alterado (W3-W4) e a última de granito semi-compacto (W2). Para profundidades superiores a 71 metros não há informações disponíveis, uma vez que o furo não ultrapassou esse valor. Na determinação do factor de segurança, a zona correspondente ao solo orgânico, devido à sua curta espessura, foi incluída na zona seguinte e tratada da mesma forma. Importa ainda referir que se considerou que a inclinação das diversas zonas deveria ser idêntica à inclinação da vertente em causa, dado que a forma do manto de alteração tem tendência a seguir o relevo. A escolha dos valores dos parâmetros das diferentes zonas foi ponderada de acordo com o que foi possível observar *in situ* e utilizando dados bibliográficos para valores de peso específico (a partir das densidades apresentadas por Begonha *et al.* (2010) e de pesos específicos presentes em Matos Fernandes (1994) relativos a granitos do N. de Portugal). Recorreu-se ainda aos valores das classes de RMR que mais se ajustavam ao zonamento da vertente em estudo, tanto para a maioria dos valores de coesão da rocha, exceptuando a coesão de 55 kPa (Viana da Fonseca *et al.*, 1994), como para o ângulo de atrito. A Fig. 15 resume estas propriedades geotécnicas em função do zonamento geotécnico da vertente.

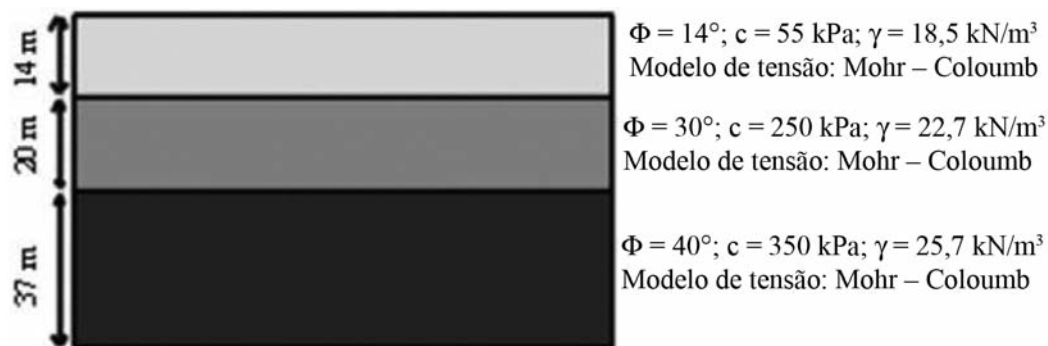


Fig. 15 – Espessura vertical e propriedades geotécnicas das várias zonas constituintes do modelo utilizado para o cálculo de factores de segurança através do SLOPE/W.

O SLOPE/W permite incluir nos cálculos o nível piezométrico (ver secção 4.4.5). Com base nesses dados criou-se uma carta de isopiezas para o dia 31 de Dezembro de 2000 (Fig. 16), dia em que a água no solo terá atingido valores mais altos durante esse mês. A Fig. 17 ilustra os resultados obtidos pelo “GLE” para cada uma das vertentes.

Como é visível, as superfícies de deslizamento com factores de segurança mais baixos ocorrem na parte inferior das vertentes. O FS da vertente 1 é o mais baixo, registando um valor não muito confortável. Quanto às duas outras vertentes o FS é superior a 1,6. Deste modo, pode dizer-se que, nas condições simuladas, não se verificou a hipótese do deslizamento em apreciação ser explicado por deslizamento curvilíneo.

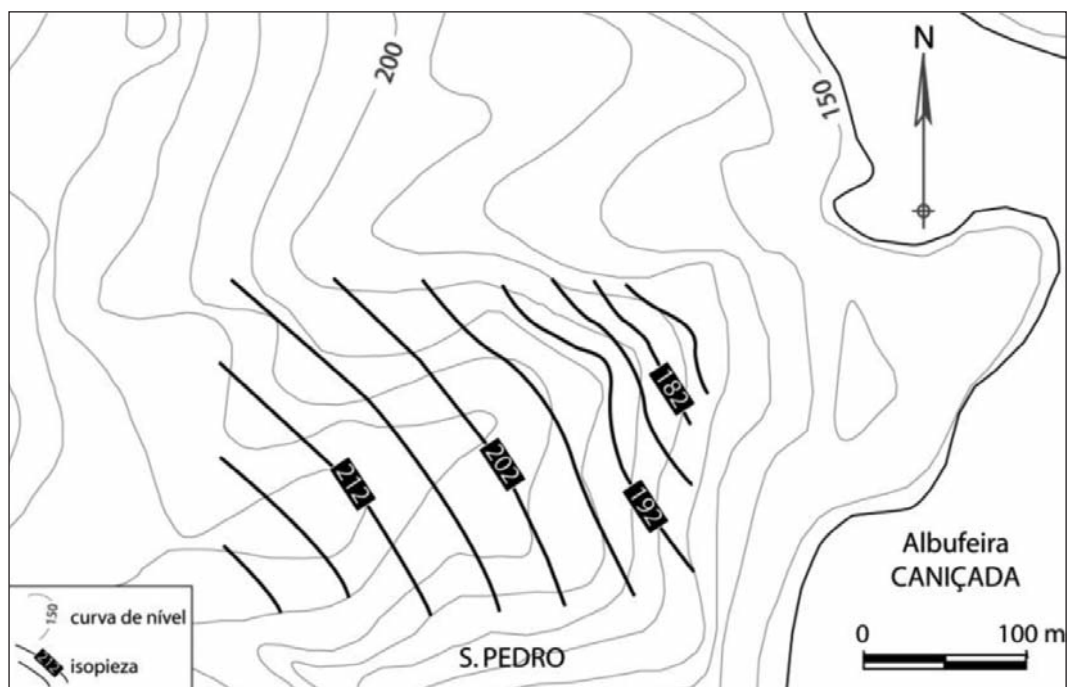


Fig. 16 – Carta de isopiezas (em metros) do local da instabilidade.

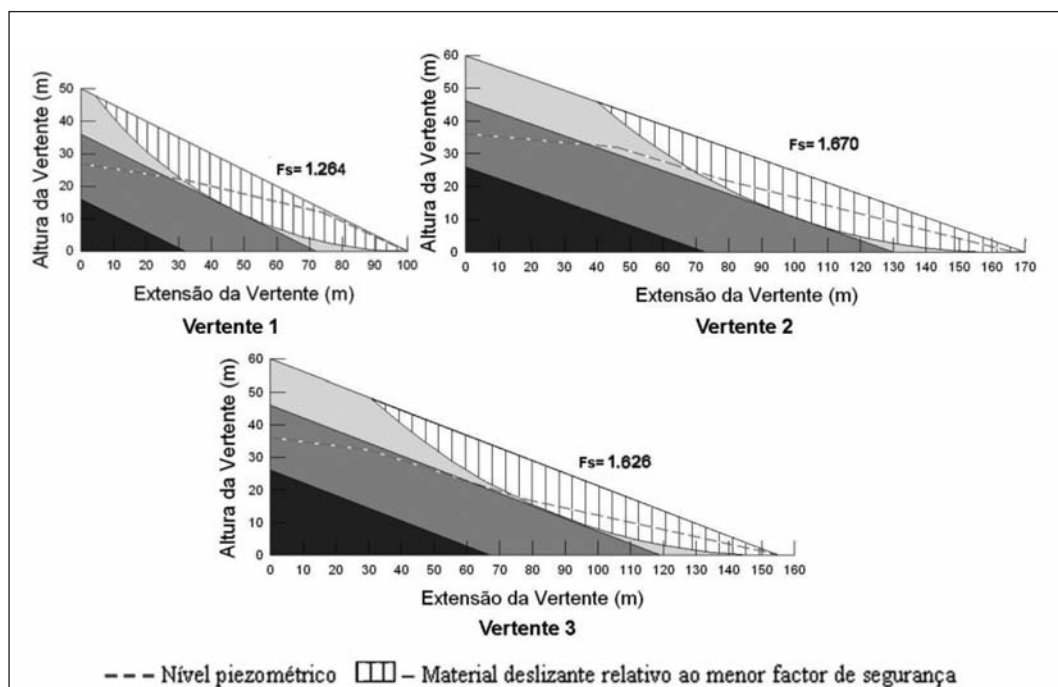


Fig. 17 – Factores de segurança e superfícies de deslizamento obtidos pelo método “GLE”.

4.6 – Monitorização

A Fig. 18 ilustra a variação da distância entre P2 e P3. Os valores positivos correspondem a afastamentos e os negativos a aproximações. Observando o gráfico ressalta a ideia de que, durante o período de monitorização, aparentemente, terão ocorrido várias aproximações e vários afastamentos entre estes pontos. Sublinhe-se que os pontos aqui referidos estão a ser usados como exemplo, todavia, verificaram-se situações semelhantes para todos os outros pares de pontos. Deste modo, à partida, o conjunto de resultados poderia sugerir ciclos de afastamento e contracção, porventura explicados pelo ciclo hidrológico. Esta explicação, porém, é contrariada por um pormenor fundamental: a variação das distâncias ao longo do tempo não se efectua de acordo com os pares de pontos em questão, sendo aleatória para pares constituídos por um ponto colocado no seio da massa deslizante e outro no seu exterior, bem como para dois pontos colocados sobre a referida massa e para dois pontos colocados fora dela. Uma outra hipótese explicativa seria o afastamento progressivo da potencial massa deslizante seguido de movimentos no mesmo sentido das zonas envolventes. Isto implicaria deslocamentos que, no final da monitorização, seriam facilmente detectáveis a olho nu, facto que não se verificou. Assim, parece que as variações semanais encontradas serão essencialmente devidas a erros que não se conseguiram eliminar do processo de medição. Sabendo-se que uma mesma medição efectuada várias vezes com um determinado instrumento vai dando, de acordo com a incerteza associada, valores aleatórios em torno de uma média que tende para o valor real, a média de todas as variações das distâncias horizontais obtidas para cada par de pontos deverá, no caso destas corresponderem exclusivamente a incertezas, ser muito próxima de zero. A partir da observação da Fig. 18, verifica-se que os valores da variação semanal das distâncias entre os pontos em questão se distribuem de uma forma equilibrada de ambos os lados do eixo das abcissas, indicando que as suas médias deverão andar muito próximas de zero. As médias das variações semanais das distâncias para cada par de pontos encontram-se no Quadro 10.

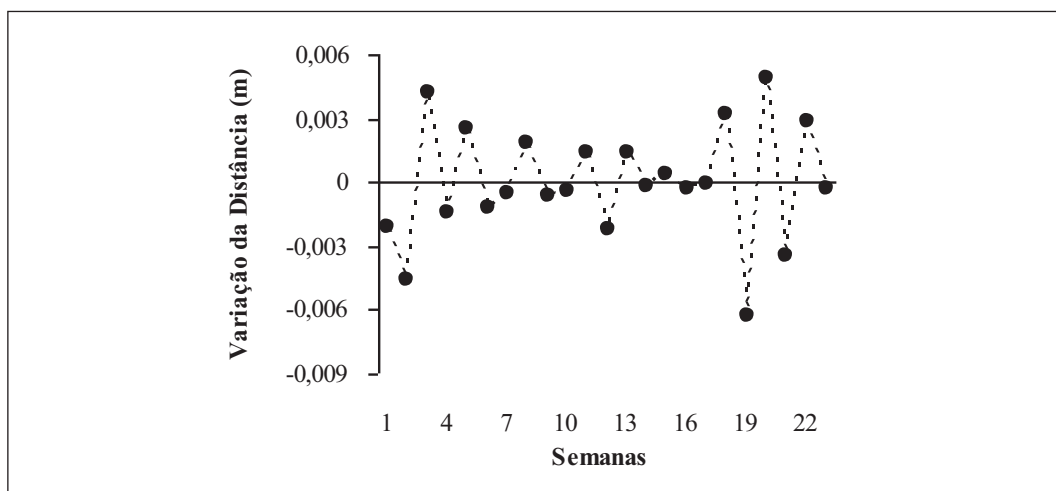


Fig. 18 – Variação da distância entre P2 e P3.

A generalidade das médias das variações semanais das distâncias encontra-se muito próxima de zero. Analisando, de forma diferenciada, pares constituídos por pontos que se encontravam no seio da provável massa deslizante e outros que se encontravam no seu exterior, não se observam diferenças significativas relativamente ao panorama geral. Esta é mais uma indicação de que o local se terá mantido estável durante o período de monitorização, dado que, a ter-se verificado um deslo-

cimento, este resultaria em aproximações e afastamentos diferenciais consoante os pontos em questão. Os resultados obtidos não permitem excluir totalmente a possibilidade de terem ocorrido movimentações durante o período de monitorização, porém, na eventualidade disso ter acontecido, o deslocamento teria sido muito pequeno, provavelmente com valores inferiores ao milímetro. Neste contexto, é razoável aceitar-se que este sector se manteve estável.

Quadro 10 – Médias das variações semanais das distâncias entre os pontos monitorizados (mm).

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
|----|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| P1 | - | -0,82 | -0,88 | -0,78 | -0,32 | -0,02 | -1,46 | -1,86 | 0,09 |
| P2 | - | - | -0,07 | 0,26 | 0,40 | 0,79 | -0,81 | -1,09 | 1,09 |
| P3 | - | - | - | 0,50 | 0,21 | 0,85 | -1,12 | -1,24 | 1,11 |
| P4 | - | - | - | - | -0,43 | 0,63 | -1,31 | -1,58 | 0,73 |
| P5 | - | - | - | - | - | 0,46 | -0,03 | -0,72 | 0,63 |
| P6 | - | - | - | - | - | - | 0,46 | -0,03 | -0,72 |
| P7 | - | - | - | - | - | - | - | 0,01 | 2,18 |
| P8 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,28 |
| P9 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

5 – ESBOÇO DE MODELAÇÃO

O conjunto de estudos executados ao longo do presente trabalho levou à emergência do deslizamento composto como provável mecanismo subjacente à instabilidade de Rio Caldo. Atendendo a que, numa região instável, sempre que uma descontinuidade importante, uma falha ou uma camada de argila está presente, a superfície de deslizamento tende a segui-la o mais aproximadamente possível (Hudson e Harrison, 1997) e considerando a direcção da falha principal, que se encontra muito próxima da direcção da vertente 1 (aproximadamente 11° de diferença), a qual apresenta um factor de segurança para deslizamentos circulares relativamente baixo, chegou-se ao modelo que é apresentado na Fig. 19.

Este modelo apoia-se na presença de uma caixa de falha como um dos factores concorrentes para a instabilização do local. A elevada pluviosidade do Inverno de 2000/2001 terá favorecido a lubrificação da caixa de falha, bem como o aumento da pressão a montante, com uma consequente alteração da situação de equilíbrio. Tendo em conta que a referida caixa de falha é preenchida por materiais com limites de liquidez da ordem dos 35% e 43%, não é de excluir que, em certas zonas, houvesse solo a ter um comportamento líquido, contribuindo assim para o aumento da probabilidade de deslizamento. Por outro lado, as piores condições de drenagem no seio desta mesma caixa de falha, relativamente ao meio envolvente, indiciadas pela composição da sua fracção < 2 µm, apoiam a tese de um forte aumento da pressão a montante que terá favorecido o rompimento do terreno. Uma outra característica local que sustenta um deslizamento deste género é a grande espessura de substrato rochoso alterado. Com efeito, a alteração da rocha, associada a uma forte inclinação, terá dado um contributo significativo para o desprendimento que se veio a verificar. Por fim, para a sustentabilidade deste modelo concorre ainda o aumento do nível piezométrico verificado em Dezembro de 2000, altura em que ocorreu o deslizamento.

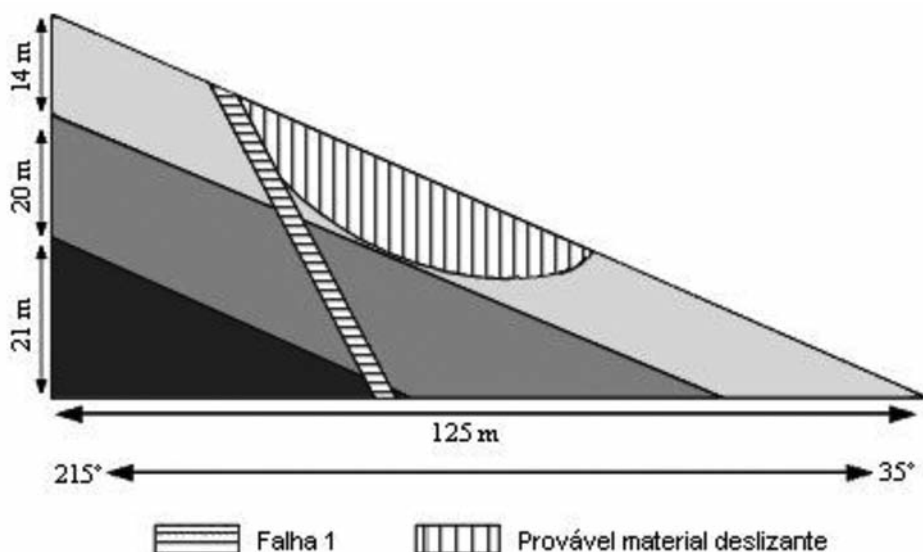


Fig. 19 – Modelo explicativo de um deslizamento composto (parcialmente sobre a falha e parcialmente curvilíneo).

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS

Depois de vários estudos efectuados, a hipótese que se constituiu como mais plausível para ser associada ao problema em estudo foi a de um deslizamento composto – parcialmente planar (sobre uma descontinuidade) e parcialmente curvilíneo. Desse ponto de vista, a presença de uma falha parece ter um papel decisivo para o aparecimento da instabilidade naquele local. Também importante será a espessura do manto de alteração que, aparentemente, com diferentes graus, se estende por dezenas de metros abaixo da superfície. Sendo estas duas condições estáveis ao longo de um largo período de tempo, o momento da ruptura terá sido fortemente condicionado pela elevada precipitação com o consequente aumento do nível piezométrico. Com efeito, verificou-se que o Inverno de 2000 – 2001 foi fortemente pluvioso (cerca de 5636 mm de precipitação nesse ano hidrológico na zona de estudo, contra os cerca de 2500 mm – 2600 mm de média anual), e esse carácter excepcional da estação, através do aumento da quantidade de água no solo, da lubrificação da caixa de falha e do aumento da pressão a montante, terá sido decisivo para o desenvolvimento da instabilidade.

Durante o período de monitorização, pese embora a elevada oscilação dos resultados obtidos, é razoável concluir-se que não ocorreram movimentações da zona instável. Porém, a ausência de movimentos num período de tempo poderá significar apenas que o deslizamento não está a ocorrer de uma forma contínua, mas antes como resposta a instantes específicos em que as forças envolvidas deixam de estar em equilíbrio, originando assim um movimento subsequente. Deste modo, para o futuro, é fundamental ter em conta que, apesar da monitorização não ter determinado um deslizamento em curso, o equilíbrio actual poderá ser débil. O facto de, durante o ano de 2001, o nível piezométrico ter, aparentemente, atingido valores mais altos do que os que se estimaram para o mês em que ocorreu a ruptura e não haver relatos de movimentações, sugere que, no presente, o local será mais estável do que antes da ocorrência da já referida ruptura.

Tendo em conta que o problema em questão envolve o risco de perda de vidas humanas, é prudente que se mantenha o local monitorizado, até porque a época em que decorreu a monitorização incluída neste estudo não foi muito pluviosa, pelo que o risco estava diminuído.

Atendendo a que, no presente estudo, não foi possível, recorrendo ao programa utilizado, calcular os factores de segurança que contemplassem as descontinuidades, seria conveniente que essa análise fosse feita no futuro.

Dadas as limitações do sistema de monitorização utilizado, propõe-se que a monitorização da vertente inclua a instalação de inclinómetros e que sejam efectuadas medições no âmbito da sísmica.

Para a estabilização da vertente deverão ser tomadas as seguintes medidas: instalação de drenos que intersectem a falha 1 (parte deles drenando os terrenos a montante, outros drenando a caixa de falha); impermeabilização dos sectores expostos desta mesma falha; estacaria e micro-estacaria em diferentes sectores da vertente, nomeadamente abaixo das edificações.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADIST (1991). *Imagem de Satélite do Parque Nacional da Peneda Gerês. Escala 1/50 000*. Associação para o Desenvolvimento do Instituto Superior Técnico.
- ASTM D 2487-85 (1985). *Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes*. Philadelphia.
- Barton, N. (1988). *Previsão do Comportamento de Aberturas Subterrâneas em Maciços Rochosos*. Geotecnia, Lisboa, 53, pp. 7 – 49.
- Begonha, A.; Sequeira Braga, M.A. (2002). *Weathering of the Oporto Granite: Geotechnical and Physical Properties*. Catena, 49, pp. 57 – 76.
- Begonha, A. J. S. (1997). *Meteorização do Granito e Deterioração da Pedra em Monumentos e Edifícios da Cidade do Porto*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 393 p.
- Begonha, A.; Pamplona, J.; Sequeira Braga, M. A. (2010). *Efeitos da Meteorização dos Granitos nas Propriedades Geotécnicas e Físicas*. Ciências Geológicas – Ensino e Investigação e sua História, Vol. II (Cap. III), pp. 271 – 281.
- Borges, L.; Correia, A. (2003). *Escorregamentos de Terra e Queda de Blocos – O Exemplo do Passeio das Fontainhas (Porto)*. A.P.G. – Associação Portuguesa de Geólogos Seminário “Riscos Geológicos” – 29 a 30 de Setembro, (http://www.apgeologos.pt/docs/sem_riscos/escorregamentos.pdf)
- Cabral, J. (1992). *Geomorfologia. Características Gerais do Relevo do Minho Ocidental*. Carta Geológica de Portugal. Escala 1/200 000. Notícia Explicativa da Folha 1, Pereira, E. (coord), S.G.P. Lisboa.
- Canas, A.; Lima, A. S.; Fonseca, J. (2003). *Quantificação dos Recursos Hídricos Subterrâneos da Região de Montalegre (Norte de Portugal)*. Ciências da Terra, Volume Especial V, VI Congresso Nacional de Geologia, pp. 62 – 63. Publicação do artigo completo em CD-ROM.
- Choubey, V. D. (1992). *Landslide Hazards and their Mitigation in the Himalayan Region*. Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, 10 – 14 February, Christchurch, New Zeland, pp. 1849 – 1868.
- Correia, A.G. (1988). *Revisão da Classificação de Solos para Propósitos de Engenharia*. Geotecnia, Lisboa, 52, pp. 75 – 90.
- Cruden, D. M. (1991). *A Simple Definition of a Landslide*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 43, pp. 27 – 29.

- Custodio, E.; Llamas, M. R. (1983). *Hidrologia Subterranea*. 2ª ed.; Ed. Omega, 2 vols., 2359 p.
- Ferreira, A. B. (1986). *A Depressão de Chaves-Verin. Novas Achegas para o seu Conhecimento Geomorfológico*. Est. Hom. M. Feio, pp. 199-222.
- Ferreira, L.; Lima, A. S. (2007). *Hydrogeological Specificities Regarding Slope Instabilities: A Case Study in Rio Caldo – Terras de Bouro (NW Portugal)*. IAH Congress, Groundwater and Ecosystems, Lisbon. September 17-21, 2007, pp. 461 – 470.
- GSI (2002). *Users Guide Slope/w for Slope Stability Analysis: Version 5*. Geo-Slope International, 624 p.
- Hudson, J. A.; Harrison, J. P. (1997). *Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles*. Pergamon, 1ª edição, 444 p.
- ISRM (1981). *Weathering classification (Appendix III)*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp. 85 – 110.
- Langmuir, D. (1997). *Aqueous Environmental Geochemistry*. Prentice Hall, 589 p.
- Lencastre, A.; Franco, F. M. (1992). *Lições de Hidrologia*. Universidade Nova de Lisboa, 2ª edição, 453 p.
- Li, T.; Wang, S. (1992). *Landslide Hazards and their Mitigation in China*. Science Press, Beijing, 84 p.
- Lima, A. S. (2001). *Hidrogeologia de Terrenos Graníticos – Minho – Portugal*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 451 p.
- Matos Fernandes, M. (1994). *Mecânica dos Solos*, I Volume. FEUP.
- Medeiros, A. C.; Teixeira, C.; Lopes, J. T. (1975). *Carta Geológica de Portugal na escala 1/50 000. Notícia Explicativa da Folha 5-B (Ponte da Barca)*. Serv. Geol. de Portugal, Lisboa.
- NP-143 (1969). *Determinação dos Limites de Consistência*. LNEC.
- NP-84 (1956). *Teor dum Provede de Solo em Humidade*. LNEC.
- Pereira, E. (coord.) (1989). *Carta Geológica de Portugal. Folha 1. Escala 1/200 000*. Serv. Geol. de Portugal.
- Reynolds, W. D.; Elrick, D. E. (1985). *Measurement of Field-Saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity and the Conductivity-Pressure Head Relationship Using the “Guelph Permeameter”*, Proceedings, National Water Well Association Conference on Characterization and Monitoring of the Vadose (Unsaturated) Zone, Denver, Colorado.
- Schuster, R. L.; Fleming, R. W. (1986). *Economic Losses and Fatalities due to Landslides*. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, 23 (1), pp. 11 – 28.
- SEC (1991). *2800 KI Operating Instructions*. Soilmoisture Equipment Corp., Santa Barbara, 28 p.
- Sequeira Braga, M. A. (1988). *Arenas e Depósitos Associados da Bacia de Drenagem do Rio Cávado (Portugal). Contribuição Para o Estudo da Arenização*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 325 p.
- Sequeira Braga, M. A.; Paquet, H.; Begonha, A. (2002). *Weathering of Granites in a Temperate Climate (NW Portugal): Granitic Sapolites and Arenization*. Catena, 49, pp. 41 – 56.

- Sequeira Braga, M.A. (1999). *Arenização: Interesse Geológico e Geomorfológico*. Encontros de Geomorfologia. Conferências, Coimbra, pp. 31 – 55.
- SNIRH (2005). Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos, in <http://snirh.inag.pt>.
- Soil Conservation Service (1964). *SCS National Engineering Hand Book: Hydrology, Section 4*. US Soil Conservation Service.
- Thornthwaite, C. W. (1944). *Report of the Committee on Transpiration and Evaporation, 1943-44*. Transactions of the American Geophysical Union, 25, pp. 683 – 693.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Barreiros Martins, J. (1994) – *Portuguese Experience on Geotechnical Characterization of Residual Soils From Granite*. XII ISSMFE, 1994, New Delhi, India.