

Caracterização preliminar de talude rochoso natural com indicativo de comportamento quanto ao movimento de Massa

Tanure Amaral Souza

M. Sc. Student, UFOP, Ouro Preto, Brasil, tanure.souza@aluno.ufop.edu.br

Daniel Silva Jaques

D. Sc, UFOP, Ouro Preto, Brasil, daniel.jaques@ufop.edu.br

RESUMO: Processos tectônicos e hidrológicos podem condicionar um maciço rochoso natural ou escavações feitas pela homem à movimentos de massa. O trabalho apresenta uma caracterização simplificada de talude natural rochoso onde, por eliminação via análise cinemática foi avaliada a hipótese de movimentação por tombamento flexural. Apesar da extensa variabilidade de resistências de material rochoso para um mesmo grau de intemperismo, o trabalho procura definir sob aquelas circunstâncias e com os parâmetros obtidos da envoltória de Hoek–Brown, resistência à compressão uniaxial via correlação com o rebote do martelo de Schmidt, a espessura da camada capaz de resistir à tensões de tração e compressão geradas pelo momento fletor condicionantes para o tombamento flexural. Foi proposta uma metodologia algébrica com dados obtidos em campo para avaliar os condicionantes para que o tombamento ocorra.

PALAVRAS-CHAVE: Talude rochoso natural, Movimentos de massa, Caracterização de talude rochoso, Tombamento Flexural.

ABSTRACT: Tectonic and hydrological processes can condition a natural rock mass or man-made excavations to mass movements. The paper presents a simplified characterization of a natural rock slope that, by elimination via kinematic analysis, the hypothesis of movement by flexural toppling was evaluated. Despite the extensive variability of rock material strengths for the same degree of weathering, this work seeks to define the thickness of the layer capable of resisting the tensile and compressive stresses generated by the bending moment that condition flexural toppling, using the parameters obtained from the Hoek-Brown envelope and the uniaxial compressive strength via correlation with the rebound of the Schmidt hammer. An algebraic methodology was proposed using data obtained in the field to evaluate the conditions for toppling to occur.

KEYWORDS: Natural rock slope, mass movements, rock mass characterization, Flexural Toppling.

1 INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa em encostas exercem grande influência na ocupação de áreas urbanas. Movimentos de massa em áreas de topografia acidentada fazem parte do histórico de várias cidades do Brasil tendo como consequência danos materiais e, algumas vezes vítimas fatais. A cidade de Ouro Preto é seriamente prejudicada nesse aspecto devido à suas características morfológicas, geológicas, índices pluviométricos entre outros fatores que condicionam movimentos de massa e processos erosivos (Ferreira et al, 2004).

A determinação do comportamento mecânico de taludes rochosos está diretamente relacionada às características geométricas do mesmo, descontinuidades e características da rocha intacta. Para estruturas geotécnicas como taludes, fundações e túneis rasos é de conhecimento que as descontinuidades podem apresentar um controle mecânico predominante sobre o maciço rochoso (Hack, 2002).

A ISRM(1978) recomenda dez parâmetros para descrição de descontinuidades e maciços rochosos:

- Orientação – o rumo do mergulho e declividade da linha mais íngreme no plano da descontinuidade.
- Espaçamento – distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes. Normalmente se refere à média ou à moda dos espaçamentos

- c) Persistência – comprimento do traço da descontinuidade, conforme observado no afloramento.
- d) Rugosidade – rugosidade superficial inerente e ondulação relativa do plano principal da descontinuidade.
- e) Resistência das paredes da descontinuidade – resistência à compressão equivalente das paredes rochosas da descontinuidade. Deverá ser menor do que a resistência ao cisalhamento do bloco, conforme o grau de alteração das paredes.
- f) Abertura – distância perpendicular entre paredes adjacentes da descontinuidade
- g) Preenchimento – material que separa as paredes adjacentes da rocha e normalmente é menos resistente do que a rocha de origem.
- h) Percolação – fluxo de água e umidade livre na descontinuidade ou maciço rochoso como um todo.
- i) Número de famílias – o número de famílias de descontinuidades que se apresentam com a mesma orientação (aproximadamente) no maciço rochoso.
- j) Tamanho do bloco – as dimensões do bloco rochoso resultam da orientação das famílias de descontinuidades que se interceptam e o espaçamento destas famílias.

Conforme observado em Wyllie & Mah (2004), através das projeções estereográficas é possível a representação espacial das feições da rocha (face do talude, descontinuidades, acamamentos, fraturas) transformando planos em linhas ou pontos (polos). A linha com mergulho e direção definidos em relação ao norte representa um plano que secciona a esfera em seu eixo. O plano é representado interceptando o hemisfério inferior da esfera até o centro da mesma.

Desde que um bloco que potencialmente possa falhar é indicado nas projeções estereográficas, o mesmo diagrama poderá fornecer indicação da direção da qual esse bloco poderá se mover e indicar as condições de estabilidade. Este procedimento é conhecido como análise cinemática. O procedimento comum é identificar blocos potencialmente instáveis pela análise cinemática seguindo uma análise detalhada posteriormente (Wyllie & Mah, 2004).

Um bloco com potencial estabilização planar poderá ser formado por um plano de mergulho menos íngreme do que a face do talude. O rumo do mergulho da descontinuidade deverá estar situada +/- 20° em relação ao rumo de mergulho do talude. No caso das rupturas em cunha, a interseção entre duas famílias de descontinuidades deve ter rumo de mergulho próximo do rumo de mergulho da face do talude e, caso o mergulho desta interseção seja inferior ao mergulho do talude, a ruptura será possível. Para que ocorra ruptura por tombamento, o rumo de mergulho da descontinuidade deve ter variação de +/- 10° do rumo de mergulho do talude. Considerando que a face da camada tenha ângulo de atrito ϕ_j , o deslizamento irá ocorrer quando a descontinuidade tiver ângulo maior do que o ângulo de atrito. Com a camada esbelta e ângulo alto da descontinuidade, a resultante proveniente do peso da camada não estará posicionada sobre a descontinuidade, criando condições para o tombamento. Tendo a face do Talude ângulo ψ_f , e a descontinuidade ψ_p , para que ocorra o tombamento a seguinte condição deve ser satisfeita (Kylie & Mah, 2004):

$$(90^\circ - \psi_f) + \phi_j < \psi_p \quad (1)$$

Conforme observado em Adhikary *et al*(1997), O tombamento flexural em taludes de rocha foliadas ocorre devido às tensões de tração induzidas por momentos fletores nas colunas rochosas, localizadas nos pontos de máximo momento. Aydan e Kawamoto(1992) propuseram um modelo teórico baseado nas seguintes premissas:

1. Cada coluna deve ser tratada como uma viga em balanço sujeita a gravidade e forças de contato. Por questões de simplicidade, a força total de cada lado foi assumida atuando no ponto χh_j , onde h_j é a altura correspondente do lado da camada considerada, j é o número da camada e $\chi \in (0,1)$ é o parâmetro de distribuição de força intercolunas, comum a todas as colunas.
2. O estado de equilíbrio limite existe simultaneamente à todas as colunas junto a fratura futura, imediatamente antes da mesma.
3. No estado limite, a tensão máxima de tração junto a fratura futura é igual a resistência à tração do material.

4. A fratura seguirá um ângulo θ em relação à normal do plano de descontinuidade. No trabalho original, Aydan e Kawamoto(1992) usam $\theta = 0$. Neste trabalho o princípio foi mantido.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Escolha da área de estudo

Foi escolhida como área de estudo um talude em quartzito às margens da MG-129, no distrito de Antonio Pereira, Município de Ouro Preto, Minas Gerais. A escolha foi em virtude do acentuado ângulo de mergulho do talude rochoso e sua proximidade de áreas urbanas. Conforme Figura 1 abaixo, a área já está mapeada no sistema do Serviço Geológico Brasileiro como área de risco alto, portanto não destinada à ocupação humana. Não foi avaliado todo o maciço rochoso uma vez que boa parte da área estava bloqueada com cercamentos e vegetação.

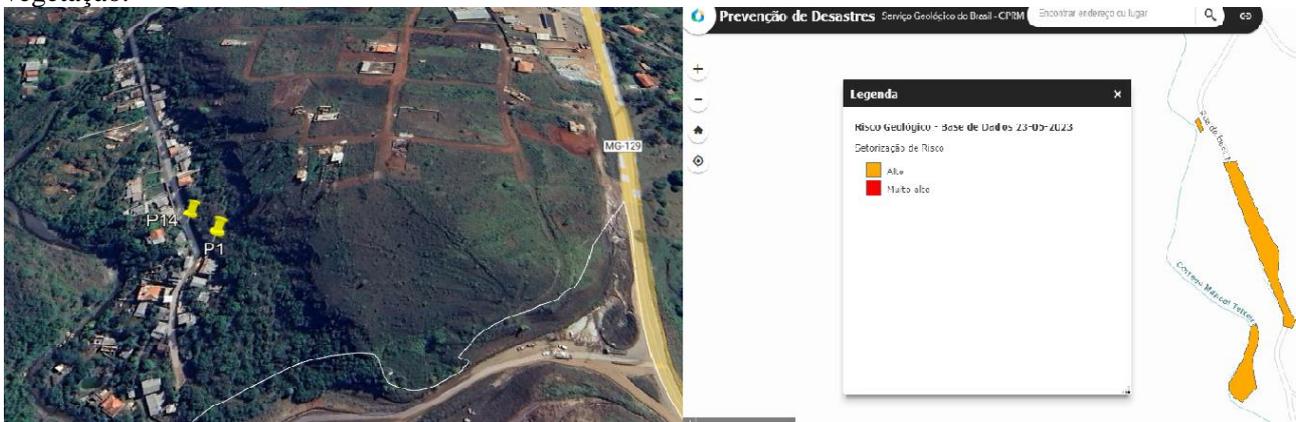


Figura 1: Escolha da área de estudo. Delimitação da área P1 a P14. Indicação da área em sistema de Prevenção à desastres do Serviço Geológico do Brasil. Fonte: Google earth e Serviço Geológico do Brasil.

2.2 Levantamento das Descontinuidades

Foi realizada visita in loco onde foram levantadas as principais características das descontinuidades verticais referentes às fraturas preenchidas com veios de quartzo (Familia D) e, nos poucos pontos de afloramento pôde ser verificada a familia de descontinuidades do acamamento (Familia A), conforme Tabela 1.

Tabela1: Caracterização das Descontinuidades

Caracterização das descontinuidades						
Tipo	Preench.	Rumo do Mergulho	Mergulho (°)	Espaç.(m)	Persist. (m)	Rugosidade
Fratura	Veio de quartzo	270	32	1,5	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	291	30	2,5	10,81	Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	267	40	1,4	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	282	29	1,45	10,81	Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	287	30	2,5	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	282	31	2	10,81	Ondulada

Fratura	Veio de quartzo	287	29	1,4	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	267	36	1,6	10,81	Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	267	38	0,9	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	272	53	0,9	10,81	Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	277	59	0,9	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	272	64	0,9	10,81	Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	268	66	0,9	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	268	65	0,9	10,81	Ondulada
Fratura	Veio de quartzo	272	67	0,9	10,81	Planar
Fratura	Veio de quartzo	267	68	0,9	10,81	Ondulada
Acamamento	Sem	205	150-140	0,04	continuo	Planar lisa

É possível observar abaixo o estereograma de schmidt representando as descontinuidades aferidas em campo. As linha 1m e 2m vermelhas representam as famílias de descontinuidades de fraturas preenchidas com quartzo de angulo mais forte(próximo à 60°) e mais leve(próximo à 30°) respectivamente. O acamamento é coincidente com o plano do talude de forma que a linha verde representa as duas feições. Observa-se que as linhas magenta e verde praticamente se sobrepõe visto que o talude tem a mesma direção e mergulho do acamamento.

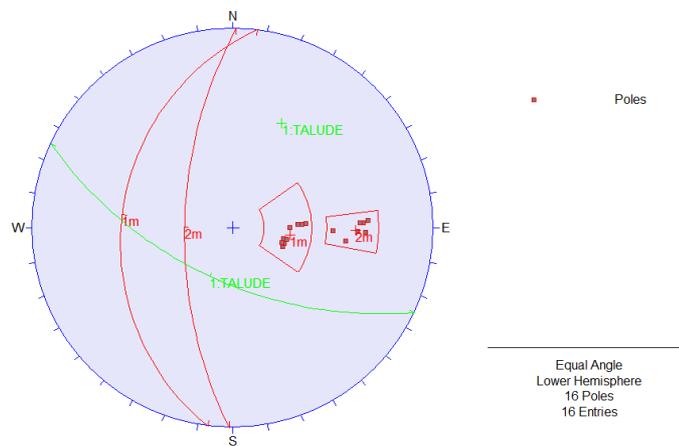


Figura 2: Projeção estereográfica das descontinuidades observadas em campo

O acamamento tem mesma direção e mergulho do talude. O plano da descontinuidade mais fragilizada (as fraturas) não tem direção de modo a seccionar o talude em angulo inferior ao mergulho do próprio talude, assim as rupturas planares são descartadas. A interseção entre as duas famílias de descontinuidade de fraturas tem rumo do mergulho bem diferente do acamamento/talude eliminando assim a possibilidade de ruptura em cunha.

Se considerarmos o angulo de atrito básico do quartzito, isto é, aquele sem contribuição das feições da descontinuidade, da ordem de 30°, conforme obtido por Bruce et al (1989) por teste de inclinação de corpos de prova, considerando também que o mergulho do talude ω_f é igual ao mergulho do plano de descontinuidade ω_p , dessa forma a condição da equação 1 é satisfeita e o tombamento deve ser considerado.

Em campo foi possível observar um material com grau de alteração bastante variado. A superfície era coberta de maneira geral por um solo de alteração de rocha que, a julgar pelos afloramentos, não devia ser espesso. Nos afloramentos que deixam à amostra fraturas e acamamentos foi possível identificar uma feições bastante heterogêneas, desde o quartzito sem descoloração aparente ou sinal de decomposição, aqui chamado de Rocha Sã (W1) de acordo com a ISRM(1978), até duas feições distintas: a primeira sem descoloração porém que se degradava em pó mediante abrasão mecânica com talhadeira; a segunda com mudança na coloração porém demasiadamente rígida. Ambas apresentaram rebote do martelo de Schmidt semelhante e, devido à esse motivo foram classificadas como W2. Foi utilizado martelo de schmidt tipo N. Os pontos azuis na Figura 3 representam o afloramento nos pontos classificados como grau de intemperismo W2, os pontos laranja representam o afloramento nos pontos cujo grau de intemperismo é W1.

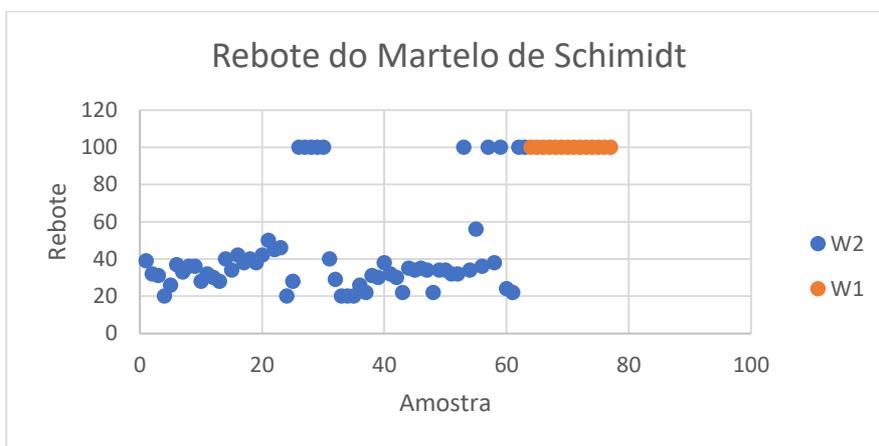


Figura 3: Gráfico de dispersão dos rebotes para o afloramento com grau de intemperismo diferente

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para determinação da Resistência à compressão uniaxial à partir dos rebotes, foi utilizada a correlação presente no trabalho de Gupta et al (2009), apresentada na figura 4, onde a linha tracejada representa a resistência da rocha in natura e a linha sólida representa a rocha polida. Apesar do polimento ter aumentado a força da correlação o coeficiente R^2 para rochas in situ ainda é superior à 0,5.

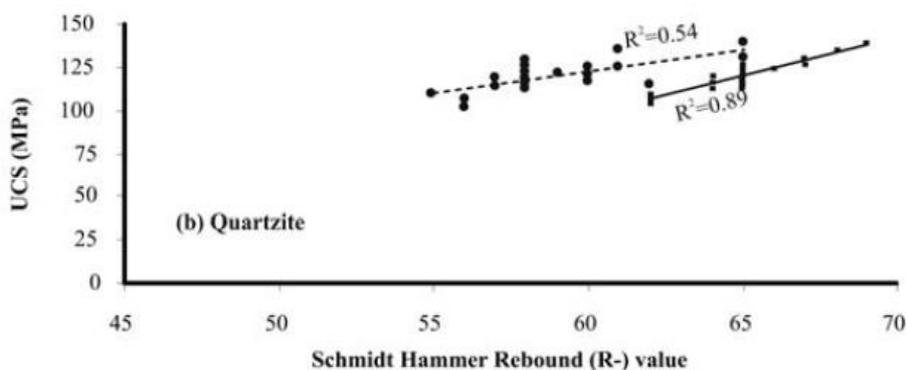


Figura 4: Correlação entre Rebote do Martelo de Schmidt e a Resistência a compressão Uniaxial para Quartzitos. Fonte: Gupta et al (2009).

Gupta et al (2009) não mostra a equação linear do gráfico acima porém é possível determiná-la a partir dos dados expostos. Observando a linha pontilhada podemos determinar a Equação 2 abaixo para estimar a resistência à compressão uniaxial (UCS) à partir do rebote do martelo de Schmidt (R):

$$UCS_R = 2,421R - 22,9355 \quad (2)$$

O critério de resistência de Hoek e Brown para rocha intacta utiliza uma envoltória parabólica em um eixo de tensão principal (σ_{1R}) e tensão confinante (σ_3), usando também a resistência à compressão uniaxial (σ_c) e o parâmetro m_i , o qual é uma constante do material. Conforme Equações 3 e 4:

$$\sigma_{1R} = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + \sigma_c^2} \quad (3)$$

Fazendo $\sigma_{1R} = 0$, temos a resistência à tração:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} (\sqrt{m_i^2 + 4} - m_i) \quad (4)$$

Sendo $\sigma_c = UCS_R$ e obtendo-se os valores máximos e mínimos de m_i de Wyllie & Mah(2004) para o quartzito, a resistência à tração do material estará entre os intervalos determinados pelas Equações 5 e 6:

$$\sigma_t = 0,0434 \cdot UCS_R \quad (5)$$

$$\sigma_t = 0,0586 \cdot UCS_R \quad (6)$$

Agrupando todos os dados de rebote para o quartzito levemente intemperizado (W2), excluindo-se os rebotes 100, foi possível obter a média 32,58 e desvio padrão de 7,95. Considerando que os dados apresentem uma distribuição t-student abaixo, para intervalo de confiança de 95%, podemos ter os limites máximo e mínimo para rebote e resistência à tração, conforme Tabela 2:

Tabela 2: Limites máximo e mínimo – Rebote e Resistência à Tração

Limites - Rebotes e Resistência à Tração		
Parâmetro	Máximo	Mínimo
Rebote	34,79	30,36
Resistência à Tração	2,04	1,32

Admitindo que o principal modo de falha seria o tombamento flexural, é possível elaborar um modelo (Figura 5) para determinar qual a espessura mínima do quartzito W2 estaria sujeito à tombamento dentro da área vistoriada, conforme figura abaixo:

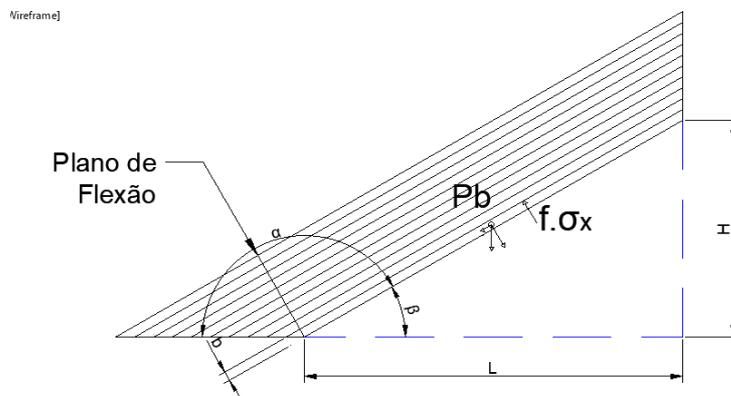


Figura 5: Seção típica do talude natural estudado. Fonte: O autor.

Admitindo que L é o afastamento da crista em relação ao nível do terreno, H a altura da crista, Pb o peso da camada e b , a espessura da camada intemperizada a qual se deseja estimar a espessura limite a partir da resistência, conforme Equação 7 obtida em Adhikary et al (1997).

$$\sigma_x = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I}y \quad (7)$$

Onde N é a força axial na coluna; M, o momento fletor; A é a área entre colunas; I, o momento de inércia da seção e y é a distância da linha neutra até a fibra mais tracionada.

Considerando análise para seção de 1m (o que condiz com a ordem de grandeza do espaçamento das fraturas preenchidas com veios de quartzo) sendo o acamamento paralelo à face do talude, logo o termo N/A poderá ser substituído pela resistência à tração $\sigma_x = \sigma_t$ associada a um fator f referente à anisotropia (para obter a resistência à tração paralela ao acamamento no contato entre camadas que irão tombar), visto que a face do talude é paralela ao plano das descontinuidades do acamamento do quartzito. Para fins matemáticos, foi considerado que a força atua no centróide da peça e a linha neutra está no pé da camada de modo que toda tensão gerada será de tração. O momento de inércia (M) será o produto da componente perpendicular ao plano de referência multiplicada pela distância média à base do plano:

$$M = F \times d = Pb \times \sin \alpha \times \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2} = \left(\sqrt{H^2 + L^2}\right) \times 1m \times b \times \gamma_q \times \sin \alpha \times \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2}$$

$$M = 0,5 \times (H^2 + L^2) \times b \times \gamma_q \times \sin \alpha \quad (8)$$

Considerando o momento de inércia para uma seção retangular a altura $y = b$, temos:

$$\sigma_t = -f \cdot \sigma_t + \left(0,5 \times (H^2 + L^2) \times b \times \gamma_q \times \sin \alpha\right) \times \frac{12}{b^3}$$

$$\sigma_t + f \cdot \sigma_t = \frac{6(H^2+L^2)\gamma_q \sin \alpha}{b^2} \quad \therefore \quad b = \sqrt{\frac{6(H^2+L^2)\gamma_q \sin \alpha}{\sigma_t + f \cdot \sigma_t}} \quad (9)$$

Considerando que o talude natural tem mergulho do acamamento variável(β) entre 150° e 140° , conforme mostrado na Tabela 1; e α o ângulo complementar ao mesmo($\alpha=40^\circ$); $L=8m$; $H=L \times \text{Sen}(\alpha)=5,14m$ e o peso específico 26 kN/m^3 , e um fator de anisotropia $f = 0,83$ (conforme obtido por Haimson(1987)) e utilizando ambas as resistências à tração obtidas indiretamente por correlação com a resistência à compressão uniaxial e envoltória de Hoek e Brown, temos:

Tabela 3: Limites de largura da Base

Limites - Largura da Base		
	Máximo	Mínimo
Largura da Base (b)	1,93	1,55

Quanto maior a espessura da camada maior será o seu momento de inércia e, portanto menor serão as tensões de tração atuantes devidas à flexão, assim quanto maior a espessura do Quartzito W2, mais seguro. O processo de intemperismo, entretanto, ocorre da face exposta para dentro do maciço de modo que a tendência natural é que a lamina de material intemperizado ganhe espessura. Um fator que contribui positivamente para estabilidade são graus diferentes de intemperismo na mesma lâmina (W1 e W2), fato também observado em campo.

4 CONCLUSÕES

Em relação à proposição original de Aydan e Kawamoto(1992) o problema estudado apresentou uma solução mais simples uma vez que a coluna não apresentava apoio inferior reduzindo as variáveis e portanto, o nível de indeterminação. Na formulação de Adhikary et al (1997) o parametro de distribuição de força (χ) e o ângulo em relação à normal do plano de descontinuidade (θ) convergem de maneira iterativa. O método considera parâmetros da rocha intacta uma vez que as camadas da foliação devem fletir.

Taludes naturais se mostram sempre desafiadores devido à sua variabilidade quanto ao grau de intemperismo, abertura, espaçamento e persistência das discontinuidades; entre outras características geomecânicas. De toda forma o procedimento não substitui um programa de sondagens geotécnicas ao longo de várias seções com definição de modelos de resistência para cada um dos materiais constitutivos (Solos e rochas) porém tais recursos nem sempre estão disponíveis a todos os locais onde são demandados. Dessa maneira a metodologia exposta mostra valor como ferramenta preliminar de auxílio à tomada de decisão.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral da Universidade Federal de Ouro Preto e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) por prover condições para a realização dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adhikary, D.P., Dyskin, A.V., Jewell, R.J. et al. A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes. *Rock Mech Rock Engng* 30, 75–93 (1997). <https://doi.org/10.1007/BF01020126>
- Aydan, O., Kawamoto, T. (1992): Stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilisation. *Rock Mech. Rock Engng.* 25 (3), 143-165.
- Bruce, I. G.; Cruden, D. M.; Eaton, T. M. (1989). Use of a tilting table to determine the basic friction angle of hard rock samples. *Canadian Geotechnical Journal.* 26, 474-479.
- Ferreira, S. B.; Lana, M. S.; Conte Jr., A. A.; Leite, F. L. (2004) Movimentos em encostas de Ouro Preto, MG o caso da Vila São José. In: REM: Revista da Escola de Minas, Ouro Preto, 57(4): 235-240, out. dez. 2004.
- Gupta, V., Sharma, R. and Sah, M.P., 2009: An evaluation of surfasse hardness of natural and modified rocks using Schmidt hammer: Study from northwestern Himalaya, India. *Geogr. Ann.* 91 A (3): 179–188
- Hack, R., 2002. An evaluation of slope stability classification; Keynote lecture. In: Dinis Da Gama, C., Ribeiro E Sousa, L. (Eds) ISRM EUROCK 2002; Rock Engineering for Mountainous Region, Funchal, Madeira, Portugal, 25-28 November 2002. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, Portugal. ISBN: 972-98781-2-9. 1, pp. 3–32.
- Haimson, B. C. (1978). Engineering geology, stress regime and mechanical properties of some Precambrian rocks in South central Wisconsin. *Geoscience Wisconsin:* 25-41
- International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests (1977). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses.
- Wyllie, D. C.; Mah, C. W. (2004). Rock slope engineering : civil and mining / Duncan C. Wyllie, Christopher W. Mah—4th ed. “Based on Rock Slope Engineering (third edition, 1981) by Dr Evert Hoek and Dr John Bray.”