

Determinação dos parâmetros resistentes da rocha na fundação da barragem de Misicuni na cidade de Cochabamba, Bolívia.

Torrico Siacara, Adrian

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, adriantorricosiacara@gmail.com

Salinas Pereira Luis, Mauricio

Universidad Mayor de San Simon, Cochabamba, Bolivia.

RESUMO: Este artigo tem por objetivo a determinação dos parâmetros resistentes da rocha na fundação da barragem de Misicuni. A barragem é do tipo de enchimento com rocha e face de concreto (CFRD). Foi realizado um estudo da rocha, com base nas metodologias propostas, para determinar sua classificação, ensaios e das perfurações rotativas das rochas nos taludes do plinto. Na sequência foram determinadas as classificações da massa de rocha com o RMR_{in} , RMR_{fi} e do RMR_{ci} . A partir das classificações do RMR foi realizada a classificação da massa do talude pelo SMR e da barragem pelo DMR. Tendo por base os ensaios e as classificações da rocha na fundação do plinto determinou-se a resistência ao corte da rocha intacta, maciço rochoso e das descontinuidades. A classificação da rocha na fundação do plinto pelo RMR é tipo III de acordo com Bieniawski (1989), a fundação de rocha é um maciço rochoso com descontinuidades e as propriedades resistentes da rocha tem que ser do maciço rochoso e das descontinuidades.

PALAVRAS-CHAVE: CFRD, plinto, maciço rochoso, fundação.

1 INTRODUÇÃO

O projeto está localizado na Cordilheira do Tunari, no departamento de Cochabamba e envolve a utilização das bacias hidrográficas dos rios Misicuni, viscachas e Putucuni pelo represamento e desvio de suas águas. A barragem tem uma altitude de 120 m e uma longitude transversal na crista de 537 m (Companhia de Misicuni, 2008). A barragem CFRD é uma face impermeável de lajes de concreto rio acima e estão conectados com a fundação da rocha através do plinto (Hunter, Glastonbur, Ang e Fell, 2003). O plinto é um elemento não erodível que conecta a barragem e a fundação de rocha (Cruz, Materón e Freitas, 2009). Faz-se necessário realizar um estudo de monitoramento geológico-geotécnico durante a construção da barragem, a fim de verificar as condições geológicas do projeto e sua adaptação ao projeto (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño e Oteo, 2002).

2 OBJETIVOS

O objetivo principal do trabalho é a determinação dos parâmetros resistentes do maciço rochoso na fundação do plinto a partir da caracterização do maciço rochoso.

3 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

O estudo correspondente foi realizado nas escavações e no laboratório de todos os afloramentos para poder caracterizar, descrever e classificar o maciço rochoso (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño e Oteo, 2002). Têm-se as seguintes classificações.

3.1 RMR de Bieniawski (1989)

O RMR é um sistema de classificação do maciço rochoso que permite relacionar os índices de qualidade com parâmetros geotécnicos.

Os seguintes parâmetros são quantificados mediante uma série definida por valores cuja soma em cada caso, de uma classificação da massa de rocha inicial (RMR_{in}), classificação da massa de rocha final (RMR_{fi}) e a classificação da massa de rocha para as cimentações (RMR_{ci}), variam entre 0-100 e se obtém a partir das equações 4, 5 e 6.

Os seguintes parâmetros a quantificar são:

- Resistência compressiva da rocha intacta (σ_{ci}), determinada pelo método do Martelo Schmidt, carga pontual “Franklin” e compressão simples.
- Índice da qualidade da rocha (RQD). Pode-se obter o valor de acordo com as seguintes equações.

$$J_v = \sum \frac{N \cdot de \cdot discontinuidad}{Longitud \cdot de \cdot medida} \quad (1)$$

$$RQD = 155 - 3.3 * J_v \quad \text{Para } J_v > 4,5 \quad (2)$$

$$RQD = 100 \quad \text{Para } J_v \leq 4,5 \quad (3)$$

- Separação das discontinuidades.
- Condição das juntas: tem-se em conta a longitude da discontinuidade, abertura, rugosidade, recheio e alteração.
- Presença da água.

RMR_{in} : É quantificado de acordo com a seguinte equação (Bieniawski, 1989).

$$RMR_{in} = a + b + c + d + e \quad (4)$$

RMR_{fi} : É a soma dos quatro primeiros términos e o último término pela dificuldade da medição da pressão do água é tomado como 7 (Romana, 2004).

$$RMR_{fi} = a + b + c + d + 7 \quad (5)$$

RMR_{ci} : É quantificada de acordo com a seguinte equação (Romana, 2004)

$$RMR_{ci} = RMR_{final} + CF * R_{STA} \quad (6)$$

Onde CF é o fator de correção geométrica e o R_{STA} é o fator de ajuste para estabilidade de barragens.

O RMR classifica o maciço rochoso de acordo com os parâmetros descritos e variam entre 0-100 onde é Tipo I entre 100-81 descrito como Muito Bom, Tipo II entre 80-61 descrito como Bom, Tipo III entre 60-41 descrito como Meio, Tipo IV entre 40-21 descrito como Ruim e Tipo V para os valores menores a 20 descrito como Muito Ruim.

3.2 SMR de Romana (2003)

O índice SMR é determinado a partir da seguinte equação.

$$SMR = RMR_{in} + (F_1 * F_2 * F_3) + F_4 \quad (7)$$

Onde F_1 , F_2 e F_3 são fatores de ajuste para as juntas e o fator F_4 de ajuste de acordo com o método de escavação.

O SMR classifica a estabilidade do talude de acordo aos parâmetros mencionados e variam entre 0-100 onde é Tipo I entre 100-81 descrito como Muito bom, Tipo II entre 80-61 descrito como Bom, Tipo III entre 60-41 descrito como Normal, Tipo IV entre 40-21 descrito como Ruim e Tipo V para os valores menores a 20 descrito como Muito Ruim.

3.3 DMR de Romana (2004)

O índice DMR é determinado a partir da seguinte equação.

$$DMR = RMR_{BD} + CF * R_{STA} \quad (8)$$

Onde RMR_{BD} soma os primeiros quatro parâmetros do RMR_{in} mais 15.

O DMR sugere a estabilidade da barragem de acordo aos parâmetros descritos e varia entre 0-100 onde os maiores a 60 são descritos sem preocupação especial, entre 60-30 descritos como preocupantes e para os valores menores a 30 são descritos como preocupação importante.

4 RESISTENCIA E DEFORMABILIDADE

4.1 Resistência ao corte da rocha intacta

A resistência ao corte (τ) é função das forças coesivas (c), friccionais do material (ϕ) e do esforço normal ao plano (σ_{ci}).

4.2 Resistência ao corte dos planos de descontinuidade

4.1.1 Resistência ao corte em descontinuidades rugosas

De acordo o critério de Patton (1966), que propôs um modelo de rotura bilinear baseado na fluência das rugosidades ou irregularidades que geralmente apresentam as descontinuidades valida o critério de resistência ao corte em descontinuidades planas e inclinadas. O ângulo de atrito pico (ϕ_p) pode ser obtido pela seguinte equação.

$$\phi_p = \phi_b + i \quad (9)$$

Onde ϕ_b é o ângulo de atrito base obtido de acordo com o tipo de rocha e i é o ângulo que forma a horizontal com a descontinuidade.

A descrição e a medida da rugosidade têm como finalidade a estimação da resistência ao corte dos planos (Barton, 1973; Goodman, 1970; Paulding, 1970; Rengers, 1971). No critério empírico de Barton e Choubey (1977) que foi deduzido a partir do análise do comportamento das descontinuidades em ensaios de laboratório e é expresso pela seguinte equação.

$$\tau = \sigma * \tan \left(JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) + \phi_r \right) \quad (10)$$

Onde o coeficiente de rugosidade da descontinuidade (JRC) pode ser estimado a partir do perfil padrão de rugosidade e do coeficiente de rugosidade JRC (Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (1981), o ângulo de atrito residual (ϕ_r) e o coeficiente de resistência à compressão das paredes da descontinuidade (JCS) por meio das seguintes equações (Barton e Bandis, 1983).

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (11)$$

$$\log_{10} JCS = 0,00088 * \gamma_{mr} * r + 1,01 \quad (12)$$

Onde R e r são o resalto do martelo Schmidt sobre a matriz rochosa e sobre as descontinuidades e γ_{mr} é a densidade do maciço rochoso que é expresso pela seguinte equação.

$$\gamma_{mr} = (RMR_{final} * 0,002 + 0,8) * \gamma_r \quad (13)$$

Onde γ_r é a densidade da rocha intacta.

Para contrariar os efeitos da escala Barton e Bandis (1983) e Bandis (1993) estabeleceram as seguintes relações para obter os parâmetros em juntas de longitude real L_n (L_o de 10 cm)

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0,02 * JRC_o} \quad (14)$$

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0,03 * JRC_o} \quad (15)$$

Os termos JCS_o e L_o são parâmetros padrões enquanto que os termos JCS_n e L_n são medições no afloramento (Bandis, Lumsden e Barton, 1981). A partir de Barton e Bandis (1990) se tem a seguinte equação.

$$\phi_p = \phi_r + i = \phi_r + JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) \quad (16)$$

4.1.1 Resistência ao corte em descontinuidades com recheio

No caso das descontinuidades com recheio de material a resistência ao corte dos planos estará condicionada pelo tipo e espessura do material de recheio. Se o recheio é igual ou mais dos 25 ou 50% da amplitude das asperezas, não se tem contato entre as rochas e as propriedades resistentes ao corte da descontinuidade serão as propriedades do recheio (Goodman, 1970 y Barton, 1974).

4.3 Resistência ao corte do maciço rochoso

4.3.1 Critério de falha de Hoek-Brown (2002)

Fornece os dados de partida para a análise necessária no desenho de escavações subterrâneas na rocha dura. É expressa pela seguinte equação (Hoek, 1983 e 2002; Ucar, 1986; Londe, 1988; Hoek e Brown, 1997).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (17)$$

Onde σ'_1 e σ'_3 são esforços principais efetivos maior e menor no momento da rotura, σ_{ci} é a resistência à compressão simples do material intacto, m_b é um valor reduzido da constante do material m_i (Equação 18), s e a são constantes do maciço rochoso obtidas pela equação 19 e 20.

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (18)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (19)$$

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

Onde GSI é o índice de resistência geológica (Equação 21) e o D é o fator de alteração.

$$GSI = RMR_{in} - 5 \quad (21)$$

4.3.2 Critério de Morh-Coulomb

São determinados os valores de c' e ϕ' a partir da teoria de Hoek-Brown (2002) na teoria de (Hoek e Marinos, 2006).

4.3.3 Resistência à compressão e à tração

São determinadas pelas seguintes equações.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a \quad (24)$$

$$\sigma_t = -\frac{s * \sigma_{ci}}{m_b} \quad (25)$$

4.3.4 Resistência do maciço rochoso

Pode ser estimada a partir da relação de Mohr-Coulomb de acordo a seguinte equação (Hoek e Brown, 1997).

$$\sigma'_{cm} = \frac{2 * c' * \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (26)$$

4.3.5 Determinação do σ'_{3max}

Utilizando a análise de rotura circular de Bishop para uma ampla faixa de geometrias de taludes e propriedades de maciço rochoso, tem-se a seguinte equação.

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma * H} \right)^{-0,91} \quad (27)$$

Onde H é a altura do talude.

4.4 Módulo de deformação do maciço rochoso

O módulo de deformação (E_m) é determinado pelas seguintes equações (Hoek e Diederichs, 2005 e Hoek e Marinos, 2006).

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60 + 15 * D - GSI}{11}}} \right) \quad (28)$$

$$E_i = MR * \sigma_{ci} \quad (29)$$

Onde E_i é o modulo da rocha intacta e MR é o modulo de relação que dependem do tipo de rocha (Deere, 1968)

3 RESULTADOS E ANÁLISE

3.1 Classificação Geomecânica

A classificação do maciço rochoso nos taludes do plinto mostra que o RMR_{in} variam entre 50 e 64 que correspondem a uma rocha tipo II (Boa) e uma rocha tipo III (Meio) de acordo a Bieniawski (1989).

A classificação do maciço rochoso nos taludes do plinto mostra que o RMR_{fi} variam entre 46 e 56 que correspondem a uma rocha tipo III (Meio) de acordo a Bieniawski (1989).

A classificação do maciço rochoso nos taludes do plinto mostra que o RMR_{ci} varia entre 45 e 56 que correspondem a uma rocha tipo III (Meio) de acordo com Bieniawski (1989).

A classificação do maciço rochoso nos taludes do plinto mostra que o SMR varia entre 36 e 48 que correspondem a uma classificação tipo IV (Mala) e uma classificação tipo III (Normal) de acordo com Romana (2003)

A classificação da massa da barragem nos taludes do plinto mostra que o DMR varia entre 53 e 64, tem-se na maioria das estacoes um valor menor a 60 que descreve como preocupante na escala de Romana (2004).

Os resultados das diferentes classificações são apresentados na tabela 1.

Tabela 1. Resultados da classificação do maciço rochoso.

Estação	RMR _{in}	RMR _{fi}	RMR _{ci}	SMR	DMR
ED1p	55	52	52	44	60
ED2p	57	49	49	41	57
ED2ap	57	49	45	38	53
ED3p	60	52	50	43	58
ED4p	60	52	49	43	57
ED5p	60	52	52	41	58
ED6p	57	49	48	40	56
ED7p	55	52	30	40	38
ED7ap	50	47	45	36	53
ED8p	55	52	52	43	60
ED9p	51	48	48	39	55
ED10p	55	52	46	41	54
ED11p	55	52	48	43	56
ED12p	52	49	45	41	53
ED13p	52	49	48	41	56
ED14p	52	49	45	41	53
ED15p	57	49	48	41	56
EI4p	54	46	46	38	54
EI5p	56	48	47	40	55
EI6p	60	52	52	44	60
EI7p	57	49	49	41	57
EI8p	56	48	47	40	55
EI9p	54	46	45	38	53
EI10p	60	52	52	44	60
EI11p	62	54	54	46	62
EI12p	62	54	53	46	61
EI13p	60	50	50	41	58
EI14p	59	51	50	42	58
EI15p	58	50	49	41	57
EI16p	62	54	54	45	62

Os resultados dos ensaios pelo Martelo Schmidt, carga pontual “Franklin” e compressão simples feitos em campo e em laboratório apresentaram uma resistência de 50 a 100 [MPa].

A partir dos ensaios feitos em rocha intacta para determinar o peso específico (γ_r) e com os resultados do RMR_{fi} foi obtido o peso específico da rocha intacta rochoso (γ_{mr}) pela equação 13 com um valor de 26 [KN/m³] que foi adotado na construção do barragem.

A classificação DMR é um bom método para recopilar informação geomecânica do maciço rochoso, permitindo uma boa detecção de pontos fracos.

Pelo exposto anteriormente, o DMR é mais um sinal de aviso para o desenhista.

Os diferentes ensaios rotativos na fundação do plinto e os informes geológicos apresentam umas falhas geológicas de recheio de material argiloso entre 0,5 [m] a 1,2 [m] de largura e uma profundidade maior aos 20 [m] onde se fizeram tratamentos especiais na fundação do plinto.

3.2 Resistência e deformabilidade

Na tabela 2 e 3 são apresentados os dados mais importantes da resistência das descontinuidades do maciço rochoso.

Tabela 2. Parâmetros de resistência das descontinuidades dos taludes do plinto (Parte 1).

Estação	Estratificação		
	ϕ_r [°]	JRCn	JCSn [MPa]
ED1p	Recheio		
ED2p	Recheio		
ED2ap	15,2	7,9	23,3
ED3p	21,1	7,9	43,7
ED4p	20,5	7,7	37,7
ED5p	23,9	10,6	75,2
ED6p	20,2	7,6	39,2
ED7p	18,2	12,2	29,5
ED7ap	Recheio		
ED8p	19,4	7,4	52,9
ED9p	17,4	7,4	39,4
ED10p	18,8	7,4	35,1
ED11p	21,1	7,4	43,3
ED12p	Recheio		
ED13p	Recheio		
ED14p	Recheio		
ED15p	Recheio		
EI4p	22,3	9,4	41,7
EI5p	Recheio		
EI6p	Recheio		
EI7p	Recheio		
EI8p	Recheio		
EI9p	22,2	7,9	43,5
EI10p	21,9	7,9	42,3
EI11p	21,6	7,9	48,8
EI12p	21,8	10,6	55,4
EI13p	20,4	14,2	48,4
EI14p	20,1	9,4	40,4
EI15p	11,8	8,2	43,8
EI16p	21,0	7,9	43,5

Tabela 3. Parâmetros de resistência das descontinuidades dos taludes do plinto (Parte 2).

Estação	Junta 1			Junta 2		
	ϕ_r [°]	JRCn	JCSn [MPa]	ϕ_r [°]	JRCn	JCSn [MPa]
ED1p	Relleno			21,1	11,7	33,2
ED2p	Relleno			Relleno		
ED2ap	18,0	16,3	27,7	19,6	12,5	21,2
ED3p	21,1	16,3	41,6	21,1	12,5	28,0
ED4p	26,2	14,1	48,3	27,5	10,4	59,8
ED5p	Relleno			22,5	16,3	55,6
ED6p	20,7	16,7	43,3	Relleno		
ED7p	28,2	9,0	69,1	Relleno		
ED7ap	Relleno			21,9	14,6	35,3
ED8p	17,7	8,5	39,5	Relleno		
ED9p	Relleno			Relleno		
ED10p	20,1	7,9	43,9	20,1	10,1	46,3
ED11p	20,1	10,9	40,4	20,0	17,0	52,4
ED12p	Relleno			Relleno		
ED13p	Relleno			Relleno		
ED14p	Relleno			Relleno		
ED15p	Relleno			Relleno		
EI4p	23,7	15,0	58,5	21,8	7,9	41,7
EI5p	21,7	11,7	43,1	Relleno		
EI6p	21,6	9,4	44,2	21,7	19,0	55,7
EI7p	21,7	10,9	40,2	21,7	19,0	52,7
EI8p	21,8	8,6	35,5	Relleno		
EI9p	21,7	7,9	41,7	Relleno		
EI10p	21,7	7,8	40,6	21,7	10,1	44,2
EI11p	21,5	11,0	58,2	20,9	13,3	46,0
EI12p	Relleno			21,2	9,4	44,6
EI13p	Relleno			21,3	7,9	47,3
EI14p	21,6	9,0	43,0	Relleno		
EI15p	12,7	7,9	48,3	12,4	7,6	43,1
EI16p	13,2	7,6	43,1	13,1	9,4	43,5

Na tabela 1 e 2 onde se apresenta os recheios temos uma coesão (c) de 10 [kPa] e um ângulo de atrito (ϕ) de 30 [°] de acordo com a série de resultados dos triaxiais feitos.

O ângulo de atrito base (ϕ_b) do maciço rochoso é de 22° de acordo aos ensaios de corte direto com fissura predeterminada na fundação de rocha da barragem de Misicuni.

Na tabela 4 é apresentado os dados mais importantes da resistência do maciço rochoso.

Tabela 4. Parâmetros de resistência do maciço rochoso dos taludes do plinto.

Estação	Maciço rochoso		Em [MPa]
	c [MPa]	ϕ [°]	
ED1p	0,34	61,6	4498,98
ED2p	0,25	61,9	3351,02
ED2ap	0,50	40,8	2781,80
ED3p	0,60	43,0	4045,66
ED4p	0,58	42,6	3815,78
ED5p	0,66	44,2	4773,83
ED6p	0,56	42,3	3431,08
ED7p	0,59	42,8	3952,14
ED7ap	0,50	40,9	2697,79
ED8p	0,79	46,3	6346,62
ED9p	0,67	44,7	4713,16
ED10p	0,64	43,8	4498,98
ED11p	0,71	44,6	5465,08
ED12p	0,34	56,9	2317,70
ED13p	0,36	57,5	2580,64
ED14p	0,38	59,7	3269,98
ED15p	0,33	58,1	2457,41
EI4p	0,18	61,2	2435,23
EI5p	0,21	61,1	2828,33
EI6p	0,42	49,9	4093,49
EI7p	0,35	48,9	3160,50
EI8p	0,32	48,3	2828,33
EI9p	0,30	47,7	2459,10
EI10p	0,55	43,0	3678,00
EI11p	0,65	44,7	4947,21
EI12p	0,64	44,6	4877,26
EI13p	0,56	43,5	3801,20
EI14p	0,58	43,7	4016,16
EI15p	0,57	43,6	3846,20
EI16p	0,65	48,2	4664,14

4 CONCLUSÕES

Determinou-se um tipo de rocha III de pontuação 40 a 60 de acordo com Bieniawski (1989) em toda a fundação do plinto a partir da caracterização do maciço rochoso do plinto e dos ensaios rotativos. O Tipo de rocha III que foi determinado no estudo foi utilizado no dimensionamento do plinto, determinação dos deslocamentos, determinação da capacidade última de apoio da rocha da fundação.

A face de concreto da barragem é apoiada sobre o enchimento da barragem de acordo com Cruz, Materon e Freitas (2009) e não sobre o plinto.

Os parâmetros de resistência nos recheios das descontinuidades expressados de acordo com Mohr Coulomb (c , ϕ) que dão uma resistência ao corte (τ) para um esforço normal (σ_n) ao plano de falha é menor comparado com a resistência ao corte (τ) da rugosidade das descontinuidades com os parâmetros de resistência de Barton e Choubey (1977). Os parâmetros JCS_n são corrigidos por Barton e Bandis (1983).

Os parâmetros de resistência ao corte e deformacionais do maciço rochoso (c , ϕ e E_m) foi obtido mediante o programa computacional RocLab v1 onde se tem uma variação de resultados entre as estações a causa dos câmbios do tipo de rocha, resistência da rocha e tipo de rocha que são alguns dos dados que são introduzidos nos dados de entrada do programa e que afetam ao momento de obter os resultados.

Pela classificação da rocha se pode concluir que quase na totalidade da fundação se tem uma rocha com descontinuidades, o que quer dizer que é um maciço rochoso e não uma rocha intacta. Num início da construção da fundação em muitos informes geológicos e em algumas bibliografias se tinha um conceito errado em quanto a resistência da rocha da fundação porque só tinham enfocado a resistência da rocha intacta e não assim a resistência do maciço rochoso.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece a Deus pelas bênçãos, aos Pais, aos irmãos pela ajuda na minha formação e por tudo o que agora sou. A Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), ao Programa Pós-graduação de Engenharia Civil (PPGEC) em Geotécnica e aos professores que contribuíram para a minha formação na Pós-graduação.

REFERÊNCIAS

BARTON, N.R. (1973). *Review of a new shear strength criterion for rock joints*. Engng Geol., Elsevier, 7, 287-322.

- BARTON, N. (1974). *A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock*. Norwegian Geotechnical Institute, Pub. No. 105.
- BARTON, N.R. and CHOUBEY, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mech. 10(1-2), 1-54.
- BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C. y BARTON, N. (1981). *Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints*. Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. And Geoch. Abstr., Vol. 18, pp. 1-21.
- BARTON, N.R. y BANDIS, S. (1983). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. Issues in Rock Mechanics-Proc. 23rd US Symp. On rock Mechanics, Berkeler, CA, Soc. Mining Eng. Of AIME, 739-60.
- BARTON, N. y BANDIS, S.C. (1990). *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. In *Rock joints proc.* Int. symp. On rock joints. Loen Norway, (eds N. Barton y O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.
- BANDIS, S.C. (1993) *Engineering properties and characterization of rock discontinuities*. In: *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects* (ed. J. A. Hudson) Vol. 1, Pergamon Press, Oxford, pp. 155-83.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley and Sons. Inc. New York.
- CRUZ, T. Paulo; MATERON, Bayardo; FREITAS, Manoel (2009). *Concrete face rockfill dams*. São Paulo. Oficina de textos.
- DEERE, D.U. (1968). *Chapter 1: geological considerations*. In: Stagg KG, Zienkiewicz OC, editors. *Rock mechanics in engineering practice*. London: Wiley; 1968. p. 1-20.
- COMPANHIA DE MISICUNI (2008). *“Descripción e información del proyecto múltiple Misicuni”*, en (http://www.misicuni.net/_descripcion-e-informacion/index.htm), (02/03/2011).
- GONZALES DE VALLEJO, Luis; FERRER, Mercedes; ORTUÑO, Luis; OTEO, Carlos (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid. Prentice Hall.
- GOODMAN, R.E. (1970) *The deformability of joints*. In *Determination of the in situ Modulus of Deformation of rock*. Am.Soc. Testing and Materials, Spec. Tech. Publication, No. 477, 174-96.
- HOEK, E. y BROWN, E. T. (1997). *Practical Estimates of rock mass strength*. Int. Journal os Rock Mechanics and underground excavation in hard rocks. Balkema.
- HOEK, E. (1983). *Strength of jointed rock masses*. 23rd Rankine Lecture, Geotechnique 33, no. 3, pp 187-223.
- HOEK, Evert; CARRANZA-TORRES, Carlos; CORKUM, Brent (2002). *“Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition”*, en Rocscience, <http://www.rocscience.com/>
- HOEK, Evert; DIEDERICHS, M.S. (2005). *“Empirical estimation of rock mass modulus”*, en Rocscience, <http://www.rocscience.com/>
- HOEK, Evert y MARINOS, Paul (2006). *“A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion”*, en Rocscience, <http://www.rocscience.com/>
- HUNTER, G. GLASTONBURY, J. ANG, D. FELL, R. (2003). *The performance of concrete face Rockfill*

- Dams. Tesis en licenciatura en ingeniería civil. University of New South Wales. Australia.
- LONDE, P. (1988). *Discussion on the determination of the shear stress failure in rock masses*. ASCE J Geotechn Eng Div, 14, (3), 374-6.
- PAULDING, B.W.Jr. (1970) *Coefficient of friction of natural rock surfaces*. Proc. ASCE J. Soil Mech. Foundation Div., Vol. 96 (SM2), 385-94.
- PATTON, F.D.(1966) *Multiple modes of shear failure in rock*. Proc. 1st. Int. Congress on Rock Mech, Lisbon,1,509-13.
- Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ISRM (1981). *Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. ISRM Suggested methods. Ed E.T. Brown. Pergamon Press.
- RENGERS, N.(1971) *Roughness and friction properties of separation planes in rock*. Thesis, Tech. Hochschule Fredericiana, Karlsruhe, Inst. Bodenmech. Felsmech. Veroff, 47, 129 pp.
- ROMANA, M; SERON, J y MONTALAR; E. (2003) *"SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation"*, en Universidad Politécnica de Valencia, (s/n). España.
- ROMANA, Manuel (2004). *"DMR (una adaptación del RMR), una nueva clasificación geomecánica para la cimentación de presas"*, en Universidad Politécnica de Valencia, (s/n). España.
- UCAR, R. (1986). *Determination of shear failure envelope in rock masses*. J. Geotech. Engg. Div. ASCE. 112, (3), 303-315.