

TỔNG QUAN

VỀ CHỈ TIÊU CƠ LÝ, ĐẶC TÍNH CHUNG CỦA ĐÁ, KHỐI ĐÁ & CÁC HỆ THỐNG PHÂN LOẠI ĐÁ, PHẠM VI ÁP DỤNG.

I. TỔNG QUAN VỀ CHỈ TIÊU CƠ LÝ, ĐẶC TÍNH CHUNG CỦA ĐÁ, KHỐI ĐÁ

I.1. Các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đá

Các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đá bao gồm: Cường độ, cấu trúc, màu sắc, cấu tạo, thành phần hạt, tên đá và các thông số biến dạng của đá.

- Cường độ của vật liệu đá
- Cấu trúc của vật liệu đá
- Màu sắc của vật liệu đá
- Tên đá
- Các thông số biến dạng của đá

I.2. Đặc tính của khối đá

- Mức độ phong hóa của khối đá
- Tính không liên tục của khối đá
- Trạng thái nứt nẻ của khối đá

I.3. Nhìn chung về đặc tính của đá theo địa chất công trình

- Đặc tính của đá thay đổi theo độ sâu
- Đặc tính ĐCCT của đá theo quan điểm của tác giả Hunt
- Đặc tính ĐCCT của đá theo quan điểm của tác giả Robert Day
- Độ cứng của đá,...
- Một số tương quan khác,...

II. CÁC HỆ THỐNG PHÂN LOẠI ĐÁ & PHẠM VI ÁP DỤNG

II.1. Hệ thống phân loại đá của Liên xô (cũ)

II.2. Hệ thống phân loại đá của các nước tiên tiến

- Biểu đồ phân loại thống nhất theo Deere et al., 1969(The Unified Classification Chart)
- Phân loại khối đá theo Deere – Phương pháp RQD (Rock Quality Designation)
- Hệ thống phân loại khối đá theo Palmstrom, 1995 – Phương pháp RMI(Rock Mass Index)
- Hệ thống phân loại khối đá theo Bieniawski – Phương pháp RMR (Rock Mass Rating)
- Hệ thống phân loại hệ số cấu trúc của đá theo Wickham et al (1972) – Phương pháp RSR (Rock Structure Rating).

- Hệ thống phân loại khối đá theo Nick Barton, Lien and Lund, 1974 – Phương pháp Q. (Rock Mass Quality)
- Chỉ số độ bền địa chất GSI (Geological Strength Index) – Chuẩn phá hoại Hoek Brown.
- Phương pháp đào hầm mới của Áo NATM (New Austrian Tunneling method)
- Phương pháp phân loại nhóm đá – Đường hầm xuyên núi của Nhật Bản (Japanese standard for mountain tunneling 1996).

II.3. Các hệ thống phân loại đá ở Việt Nam

- Phân loại đá theo phân loại đất nền (TCVN9362:2012)
- Phân loại đá phong hóa thành cấp độ (Theo Dearman, Fooks & Franklin - Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)
- Phân cấp đất đá theo độ khoan (Phụ lục D-TCVN9437:2012)
- Phân cấp đá cho công tác khoan cọc nhồi (Định mức 1776)
- Phân cấp đá dùng trong công tác đào, phá đá (Định mức 1776)

I. TỔNG QUAN VỀ CHỈ TIÊU CƠ LÝ, ĐẶC TÍNH CHUNG CỦA ĐÁ, KHỎI ĐÁ

Nhìn chung việc mô tả đá trong lỗ khoan ĐCCT thường theo hệ thống sau: Thông tin khoan, Loại đá, Phong hóa, Màu sắc, Cấu trúc, Chất lượng đá (RQD), Cường độ đá, Khuyết tật đá.

Thông tin khoan				Mô tả đá				Cường độ nén tách				Khuyết tật khối đá		Thông tin địa tầng				
Độ sâu	Phương pháp khoan	Mức nước	Tổng lõi đá lấy được	Cấp độ phong hóa	Màu sắc	Cấu trúc	Chất lượng đá (RQD)	Độ ẩm	Đánh giá cường độ	Chỉ số lực nén điểm (Trục)	Chỉ số lực nén điểm (Đ kính)	Cường độ nén không nở hông	Khoảng cách khuyết tật	Mô tả khuyết tật (Độ sâu, loại, góc, ...)	Nguồn gốc	Đồ thị Log	Cao độ	Độ sâu

Đá được khai thác lộ thiên, khoan lấy lõi và bằng phương pháp đào, nhìn chung thường được mô tả như sau:

I.1. Các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đá

Các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đá bao gồm: Cường độ, cấu trúc, màu sắc, cấu tạo, thành phần hạt, tên đá và các thông số biến dạng của đá.

I.1.1. Cường độ của vật liệu đá

❖ Cường độ của vật liệu đá được xác định dựa trên cường độ nén 1 trục (Hay TN nén điểm) (BS 5930 – T126)

Trạng thái của đá	Nhận biết ở ngoài hiện trường	Cường độ nén 1 trục của đá, q_u (MN/m ²)
Rất yếu	Những cục đá nhỏ có thể bị làm nát bởi các ngón tay	<1.25
Yếu	Những cục đá nhỏ có thể bị làm nát bởi lực ấn của nửa bàn tay	1.25-5.0
Yếu vừa	Chỉ những phiến đá mỏng có góc hay cạnh bị gãy bởi lực ấn của tay	5.0-12.5
Cứng vừa	Đá bị gãy khi đập bằng búa	12.5-50
Cứng	Bề mặt của lõi đá có thể bị nứt tại vài điểm	50-100
Rất cứng	Đá bị làm nhỏ khi đập bằng búa	100-200
Cực cứng	Đá bị gãy khi đập bằng búa tạ	>200

❖ Mô tả cường độ của đá

(Handbook of Geotechnical Investigation and Design tables – T65)

Cường độ của đá	Mô tả
Cường độ nén nguyên trạng	Mẫu nguyên dạng
Cường độ của khối đá	Phụ thuộc vào hệ số ứng suất nguyên trạng
Cường độ giãn tách	~5% đến 25% Cường độ nén 1 trục UCS – Sử dụng (10% UCS)
Cường độ uốn	~2 x Cường độ giãn tách
Chỉ số cường độ nén điểm	~UCS/20 (Đa phần)
Cường độ nén: Búa Schmidt	Giá trị bất này. Thí nghiệm về độ cứng của đá.
Cường độ nén không nở hông (UCS)	Thí nghiệm cường độ nén 1 trục với trạng thái không nở hông(UCS) hoặc q_u
Đá mềm	UCS < 10MPa
Đá mềm vừa	UCS = 10-20MPa
Đá cứng, đặc trưng để làm cốt liệu cho bê tông	UCS ≥ 20MPa

❖ Đánh giá cường độ của đá ở hiện trường theo giá trị SPT, I_s (50)

(Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – T67)

- Trong quá trình khảo sát ở ngoài hiện trường, có những phương pháp dùng để đánh giá cường độ đá nguyên trạng.
- Phương pháp SPT là PP đầu tiên được sử dụng để đánh giá cường độ của đá. Mặc dù như vậy, cùng với phương pháp SPT còn sử dụng một số loại phương pháp khác hoặc từ cấp độ phong hóa chỉ ra cường độ đá khác nhau.

Cường độ	Mô tả			SPT Giá trị N	Is (50) (MPa)
	Bằng tay	Điểm dâm	Búa đập vào mẫu		
Cực thấp	Dễ bẻ vụn bằng 1 tay			<100	Thường là N/A
Rất thấp				60-150	<0.1
Thấp	Bị gãy thành những miếng nhỏ bằng 1 tay	Vết vạch sâu 5 mm		100-350	0.1-0.3
Trung bình	Bị gãy thành những miếng khác nhau bằng 2 tay	Sâu từ 1-3 mm	Đập nhẹ búa dễ gãy	250-600	0.3-1.0
Cao			Đập mạnh búa bị gãy	500	1-3
Rất cao			>1 búa bị gãy	>600	3-10
Cực cao			Đập vài búa bị gãy - tóe lửa		>10

- Những mẫu đá không đẳng hướng có thể ảnh hưởng đến cường độ của đá ở ngoài hiện trường.
- Cường độ nén không nở hông UCS = 20 x Is (50), nhưng đối với một số loại đá khác thì có thể lớn hơn.

❖ Cường độ kháng cắt của đá.

(Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – T107)

Đá nguyên thủy	Loại đá	Sức kháng cắt	
		Lực dính	Góc ma sát
Đá trầm tích - Mềm	Đá cát kết, đá than, đá phàn, đá phiến, đá vôi	1-20	25-35
Đá trầm tích - Cứng	Đá vôi, Đá Đolômit, đá Cát kết, đá vôi	10-30	35-45
Đá biến chất - Không phiến	Đá Quãczit, Đá hoa, Đá gonai	20-40	30-40
Đá biến chất - Phiến	Đá diệp thạch, đá phiến, đá phylite	10-30	25-35
Đá Mácma - Axit	Đá granite	30-50	45-55
Đá Mácma - Bazơ	Đá bazalt	30-50	30-40

❖ **Cường độ của đá từ giá trị của chỉ số lực đẩy Is (50).**

Giá trị chỉ số lực đẩy là chỉ số cường độ nén của đá, nó không phải là giá trị cường độ nén của đá.

Tỷ số UCS/Is (50), đối với đá yếu (Tomlinson, 1995; Griffiths, 2004)

(Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – T69)

Loại đá	Cấp độ phong hóa	Hệ số UCS/Is (50)	Vị trí mô tả
Argillite/Metagreywacke	Phong hóa TB	5	Brisbane, Queensland, Australia
		8	Gold coast, Queensland, Australia
Metagreywacke	Phong hóa TB	15	Gold coast, Queensland, Australia
Tuff	Phong hóa TB	24	Brisbane, Queensland, Australia
	Ph nhẹ/Không Ph	18	
Basalt	Phong hóa TB	25	Brisbane, Queensland, Australia
Phyllite/arenite	Phong hóa TB	9	Brisbane, Queensland, Australia
	Ph nhẹ/Không Ph	4	
Sandstone	Phong hóa TB	12	Brisbane, Queensland, Australia
		10	Gold coast, Queensland, Australia
		11	Central Queensland, Australia
Magnesian limestone		25	UCS = trung bình 37MPa
Upper chalk		18	Humberside/UCS= trung bình 3-8
Carbonate siltstone/mudstone		12	UAE/UCS = 2 MPa
Mudstone/ siltstone (coal measure)		23	UCS = 23MPa
Tuffaceous rhyolite		10	Korea/UCS = 20-70 MPa
Tuffaceous andesite		10	Korea/UCS = 40-140 MPa

- Hệ số UCS/Is (50) nó phụ thuộc vào các loại đá khác nhau và vị trí của từng nơi.
- Queensland là nơi có khí hậu nhiệt đới.

❖ Cường độ của đá theo Búa Schmidt

(Handbook of Geotechnical Investigation and Design tables – T69)

- Búa Schmidt có loại “N” và “L”, $R_L=0.605+0.677R_N$
- Giá trị được dùng là giá trị đã hiệu chỉnh theo phương thẳng đứng.
- Tại vị trí của mỗi mẫu lấy 10 giá trị nhỏ nhất. Sử dụng 5 giá trị lớn nhất.

Cường độ của đá dùng búa Schmidt loại “N”.

Cường độ đá	Thấp	Trung bình	Cao	Rất cao	Cực cao
Giá trị UCS (MPa)	<6	6-20	20-60	60-200	>200
Giá trị N của Schmidt	<10	10-25	25-40	40-60	>60
Loại phong hóa	Phong hóa rất nhiều (XW)	Phong hóa nhiều (HW)	Phong hóa trung bình (MW)	Phong hóa nhẹ (SW)	Không phong hóa (FR)

❖ Tương quan về sự thay đổi giữa cường độ và các cấp độ phong hóa đá

(Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – T70)

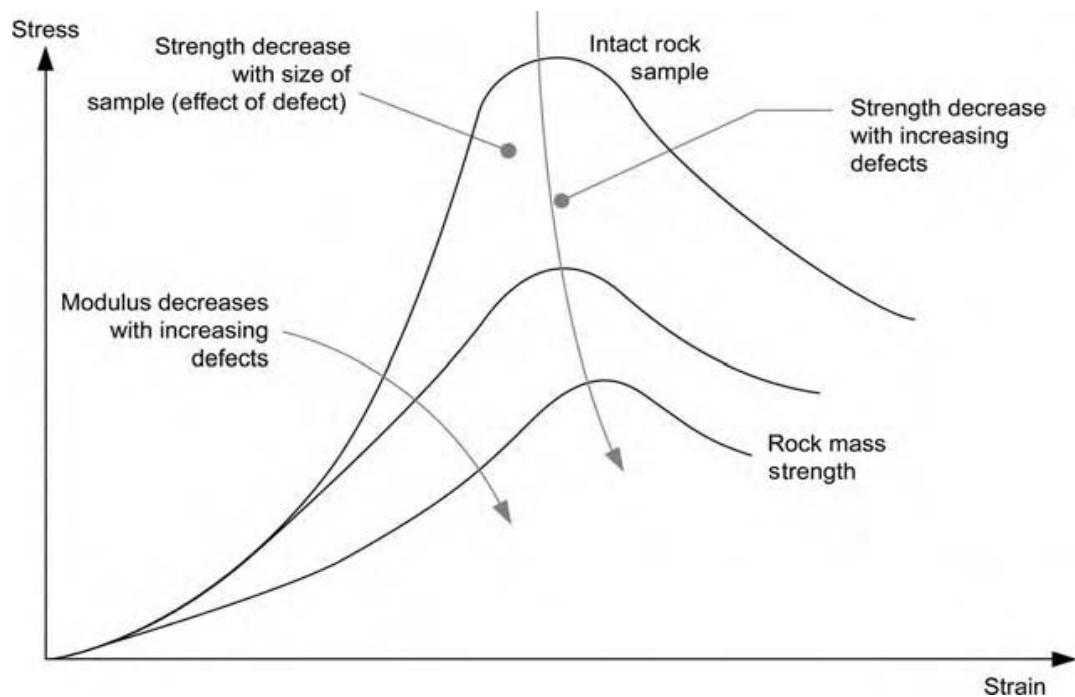
Cường độ đá thay đổi tùy theo mức độ phong hóa của đá, nó phụ thuộc vào các loại đá.

(Look and Griffiths, 2004)

Loại đá	Mức độ phong hóa	Tương quan sự thay đổi cường độ nén tách của đá
Argillite/grewacke	Phong hóa trung bình (DW)	1.0
	Phong hóa nhẹ (SW)	2.0
	Không phong hóa (ER)	6.0
Sandstone/siltstone	Phong hóa trung bình (DW)	1.0
	Phong hóa nhẹ (SW)	2.0
	Không phong hóa (ER)	4.0
Phyllites	Phong hóa trung bình (DW)	1.0
	Phong hóa nhẹ (SW)	1.5
	Không phong hóa (ER)	2.0
Conglomerate/agglomerate	Phong hóa trung bình (DW)	1.0
	Phong hóa nhẹ (SW)	2.0
	Không phong hóa (ER)	4.0
Tuff	Phong hóa trung bình (DW)	1.0
	Phong hóa nhẹ (SW)	4.0
	Không phong hóa (ER)	8.0

❖ Sự biến đổi về cường độ của đá đối với các loại đá (Berkman, 2001)
 (Handbook of Geotechnical investigation and Design tables-T73)

Cường độ nén 1 trục (MPa)	Cường độ	Loại đá		
		Đá trầm tích	Đá biến chất	Đá macma
15	Thấp nhất			Welded Tuff
20	↑ ↓	Sandstone		Porphyry
25		Shale		Granadiorite
30		Sandstone		
45		Limestone	Schist	
60		Dolomite		Granadiorite
70				Quartzite
80				Rhyolite
90		Limestone		Granite
100		Dolomite	Schist	
		Siltstone		
		Sandstone		
150				Granite
200			Quartzite	
220	Cao nhất			Diorite



SỨC CHỊU TẢI CHO PHÉP CỦA ĐÁ (MPa)

	Phong hóa nhiều	Phong hóa TB	Phong hóa Nhẹ	Không Phong hóa nhiều
Igneous (Đá mác ma)				
Tuff	500	1,000	3,000	5,000
Rhyolite, Andesite, Basalt	800	2,000	4,000	8,000
Granite, Diorite	1,000	3,000	7,000	10,000
Metamorphic (Đá biến chất)				
Schist, Phyllite, Slate	400	1,000	2,500	4,000
Gneiss, Migmatite	800	2,500	5,000	8,000
Marble, Hornfels, Quartzite	1,200	4,000	8,000	12,000
Sedimentary (Đá trầm tích)				
Shale, Mudstone, Siltstone	400	800	1,500	3,000
Limestone, Coral	600	1,000	2,000	4,000
Sandstone, Greywacke, Argillite	800	1,500	3,000	6,000
Conglomerate, Breccia	1,000	2,000	4,000	8,000

I.1.2. Cấu trúc của vật liệu đá

(Handbook of Geotechnical Invest...and Design Tables T32)

Cấu trúc của đá	Mô tả	Kích thước (m)
Độ dày của lớp đá	Khối lớn	>2m
	Phân lớp dày	0.6-2.0m
	Phân lớp dày trung bình	0.2-0.6m
	Phân lớp mỏng	0.06-0.2m
	Phân lớp rất mỏng/Dạng phiến	<0.06m
Độ nứt nẻ/Khe nứt	Không nứt nẻ	>2m
	Nứt nẻ nhẹ	0.6-2.0m
	Nứt nẻ trung bình	0.2-0.6m
	Nứt nẻ nhiều	0.06-0.2m
	Nứt nẻ rất nhiều	<0.06m
Độ nghiêng của mặt đá	Phẳng	0-15°
	Nghiêng nhẹ	15-45°
	Đốc	45-90°
Độ ổn định	Rất cao	>20m
	Cao	10-20m
	Trung bình	3-10m
	Thấp	1-3m
	Rất thấp	>1m

I.1.3. Màu sắc của vật liệu đá

(Handbook of Geotechnical Invest...and Design Tables T32)

Thông số	Mô tả
Sắc thái	Màu nhạt/Màu sẫm/Màu Loang lổ
Thay đổi sắc thái	Hồng nhạt/Đỏ nhạt/Vàng/Nâu/Xanh lá cây/Xanh da trời/Xám
Màu	Hồng/Đỏ/Vàng/Da cam/Nâu/Xanh lá cây/Xanh da trời/ Đỏ tía/Trắng/Xám/Đen
Phân bố	Đồng nhất/Không đồng nhất (Đốm/Loang lổ/Vết/Sọc(Vằn))

I.1.4. Tên đá theo mục đích công trình

(Bảng 14, BS 5930 – T128)

Bảng phân loại và dấu hiệu nhận biết các loại đá theo mục đích công trình

Loại đá/Cỡ hạt (mm)		Đá trầm tích					
Loại đá	Cỡ hạt	Loại đá	≥ 50% TP hạt là Cacbonat		≥ 50% TP hạt là đá núi lửa		
Đá tảng	200	Đá cuội kết: cuội tảng, sỏi cuội tròn cạnh gắn kết thành khối bởi XM và các vật liệu mịn. Đá dăm kết: các mảnh đá sắc cạnh gắn kết với các vật liệu mịn.			Đá canxit	Các mảnh đá phun trào núi lửa trên nền hạt mịn. Đá khối: tròn cạnh Đá núi lửa: sắc cạnh Đá dăm kết	
Cuội tảng	60						
Dăm	20						
Dăm, sạn	6						
Sạn nhỏ	2						
Đá cát hạt thô	0.6	Đá cát kết Đá thạch anh Đá Arkose Đá Greywacke			Đá vôi và đá Đolômit	Đá TUFF (Tạo thành từ tro núi lửa gắn kết xi măng)	
Đá cát hạt vừa	0.2						
Đá cát hạt nhỏ	0.06						
Đá Bụi	0.002	Đá bùn	Đá bột kết	Đá bùn vôi	Đá phấn	TUFF hạt mịn	
Đá Sét		Đá phiến sét	Đá sét			TUFF hạt rất mịn	
Đá ở thể kết tinh hay không		Đá lửa Đá phần Đá phiến silic				Than Than non	
Đá Macma					Đá biến chất		
Loại đá	Cỡ hạt	Loại hạt	Tên đá			Phiến	Khối
Đá tảng	200	HẠT THỎ	GRANIT	DIORIT	GABBRO	GONAI: phát triển rộng nhưng phân phiến thưa đôi khi có	ĐÁ HOA THẠCH ANH GRANULITE ĐÁ CHỤ LỬA AMPHIBOLITE SERPENTINE
Cuội tảng	60						

Loại đá/Cỡ hạt (mm)		Đá trầm tích					
Loại đá	Cỡ hạt	Loại đá		≥ 50% TP hạt là Cacbonat		≥ 50% TP hạt là đá núi lửa	
Dăm, sạn	6	HẠT VỪA	GRANIT HẠT NHỎ	DIORIT HẠT NHỎ	DOLERIT	DIỆP THẠCH	SERPENTINE
Sạn nhỏ	2						
Đá cát hạt thô	0.6						
Đá cát hạt vừa	0.2	HẠT LỚN	RHYOLITE	ANDESITE	BASAL	PHYLLITE ĐÁ PHIÊN	
Đá cát hạt nhỏ	0.06						
Đá Bụi	0.002						
Đá Sét							
Đá ở thể kết tinh hay không kết			Khoáng chất	Thủy tinh núi lửa			
			Nhạt	← Màu →	Sẫm		Thủy tinh thể

➤ Đá trầm tích:

- Đá dạng hạt được gắn kết có độ bền biến đổi rất lớn. Một vài loại đá cát kết bền hơn nhiều đá macma.
- Sự phân lớp không thể hiện rõ ở mẫu thí nghiệm mà chỉ nhìn thấy rõ tại các vết lộ.
- Chỉ có đá trầm tích và các loại đá biến chất có nguồn gốc trầm tích là có chứa hóa đá.
- Đá vôi có chứa canxit (Cacbonat canxi chất này sủi bọt với axit clohydric loãng).

➤ Đá macma:

- Bao gồm các khoáng vật liên kết với nhau chặt chẽ rất bền khi tươi.
- Dạng thể nằm: 1.Nền; 2.Nấm; 3.Bạc; 4.Tường; 5.Dòng chảy; 6.Mạch.

➤ Đá biến chất:

- Hầu hết các loại đá biến chất có tính phân phiến, các loại đá không phân phiến rất khó nhận biết.
- Các đá biến chất có nguồn gốc tiếp xúc do nóng chảy gọi là đá sừng.
- Các loại đá trầm tích khi bị biến chất thì độ bền tăng.
- Các loại đá macma khi bị biến chất thì độ bền giảm.
- Hầu hết các đá biến chất không bị phong hóa, có cường độ lớn và có thể tách ra.

1.1.5. Những thông số biến dạng của các loại đá.

(Handbook of Geotechnical Invest...and Design Tables T132, T133)

❖ **Độ biến dạng của đá dựa trên sự mô tả đá (Bell, 1992)**

Dung trọng đá(kg/m ³)	Độ lỗ rỗng	Độ biến dạng (10 ³ MPa)
<1800	>30	<5
1800-2200	30-15	5-15
2200-2550	15-5	15-30
2550-2750	5-1	30-60
>2750	<1	>60

❖ **Giá trị Mô đun của đá (Deer và Miller, 1966)**

E = Mô đun Young's

E/qu	Vật liệu	Chú giải
1000	Thép, bê tông	
500	-Đá mác ma: Basalts, Granite, -Đá biến chất : Đá phiến (sự phân phiến thấp), đá hoa	-UCS>100MPa -
200	Đá biến chất cứng: Gneiss, Quartzite. Đá vôi, đá Đolomit.	UCS=60-100MPa
100	Đá trầm tích: đá phiến sét, đá cát kết, schist	UCS<60MPa

❖ **Mô đun của đá khối (E_r) từ giá trị Mô đun nguyên dạng của đá(E_i)**

Mô đun Young's E_r = K_E E_i

Hệ số độ giảm của Mô đun (Biennawski, 1984)

RQD (%)	Hệ số độ giảm của Mô đun K _E
0-50	0.15
50-70	0.2
70-80	0.3
80-90	0.4
>90	0.7

I.2. Đặc tính của khối đá

Đặc tính của khối đá được đánh giá dựa trên 3 yếu tố sau :

- Mức độ phong hóa của khối đá
- Tính không liên tục của khối đá
- Trạng thái nứt nẻ của khối đá

I.2.1. Mức độ phong hóa của khối đá

❖ Phân loại mức độ phong hóa theo độ đồng nhất (BS 5930-T132)

Cấp đá	Phân loại	Đặc tính
I	Đá không bị phong hóa	Đá còn giữ nguyên trạng thái ban đầu
II	Đá phong hóa nhẹ	Đá bị biến màu nhẹ, đá bị yếu đi một chút so với trạng thái ban đầu.
III	Đá phong hóa trung bình	Đá bị biến màu mạnh, đá nguyên trạng đã yếu đi nhiều so với đá tươi. Những mẫu đá lớn không bị bẻ gãy= tay.
IV	Đá phong hóa nặng	Những mẫu đá lớn không bị bẻ gãy= tay. Khi ngâm trong nước đá không bị tan rã.
V	Đá phong hóa hoàn toàn	Đá bị biến đổi nhiều, rất mềm yếu, Cấu trúc của đá về cơ bản vẫn còn giữ nguyên.
VI	Đá phong hóa thành đất	Đá đã biến màu, tan rã hoàn toàn thành đất, Cấu trúc đá gốc bị phá hủy hoàn toàn.

❖ Phân loại mức độ phong hóa theo dấu hiệu đặc trưng (BS 5930-T132)

Cấp đá	Phân loại	Đặc tính
A	Không bị phong hóa	Đá còn giữ nguyên như trạng thái ban đầu về: màu sắc, vết nứt bề mặt và cường độ.
B	Phong hóa cục bộ	Cường độ của đá bị giảm nhẹ do ảnh hưởng của quá trình phong hóa, bắt đầu bằng tác dụng của các QT nứt nẻ, ôxi hóa bề mặt đá
C	Phong hóa rõ rệt	Cường độ của đá bị giảm đi nhiều, bề mặt đá phát triển nhiều vết nứt màu xám.
D	Phong hóa gần hoàn toàn	Cường độ của đá bị giảm đi rất nhiều, bề mặt đá màu loang lổ, mặt đá bị đảo lộn, các lớp đá mất tính nguyên dạng.
E	Phong hóa hoàn toàn, (Chỉ còn giữ lại một phần)	Thấy rõ các lớp đất phủ lên đá. Các lớp đá bị phá hủy hoàn toàn.

❖ Phân loại mức độ phong hóa theo dấu hiệu ở hiện trường

(T31 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design tables)

Mức độ phong hóa	Ký hiệu	Dấu hiệu ở hiện trường
Phong hóa hoàn toàn thành đất (Residual soil)	RS	Đá đã bị phong hóa hoàn toàn thành đất; Cấu trúc gốc của khối đá đã bị phá hủy hoàn toàn; có sự thay đổi lớn về thể tích.
Phong hóa nhiều (Extremely weathered)	XW	Đã có sự tan rã mạnh, do ảnh hưởng của quá trình phong hóa có sự chuyển động qua lại dưới tác động của nước. Mô tả đá theo những đặc tính của đất.
Phong hóa trung bình (Distinctly weathered)	DW (MW/HW)	Cường độ của đá luôn thay đổi theo mức độ phong hóa. Màu sắc đá bị thay đổi nhiều, thường xuyên bị nhuộm màu bởi ion sắt. Độ lỗ rỗng của đá tăng lên.
Phong hóa nhẹ (Slightly weathered)	SW	Đá bị đổi màu nhẹ, nhưng khi nhìn vào thấy ít hoặc không có sự thay đổi cường độ.
Không phong hóa (Đá còn nguyên vẹn)(Fresh)	FR	Quan sát thấy đá không có dấu hiệu của sự phân hủy hay nhuộm màu.

1.2.2. Tính không liên tục của khối đá

Sự xuất hiện mức độ bất liên tục làm giảm đi sức kháng của đá khối và chính khoảng cách và hướng nằm của khe nứt quyết định mức độ suy giảm sức kháng của đá khối. Do vậy, khoảng cách và hướng nằm của tính không liên tục là yếu tố rất quan trọng để đánh giá độ ổn định của khối đá nứt nẻ. Về cơ bản, Bieniawski thống nhất cùng Deere về phân loại khoảng không liên tục của khối đá.

Tiêu chí mô tả khoảng bất liên tục của khối đá

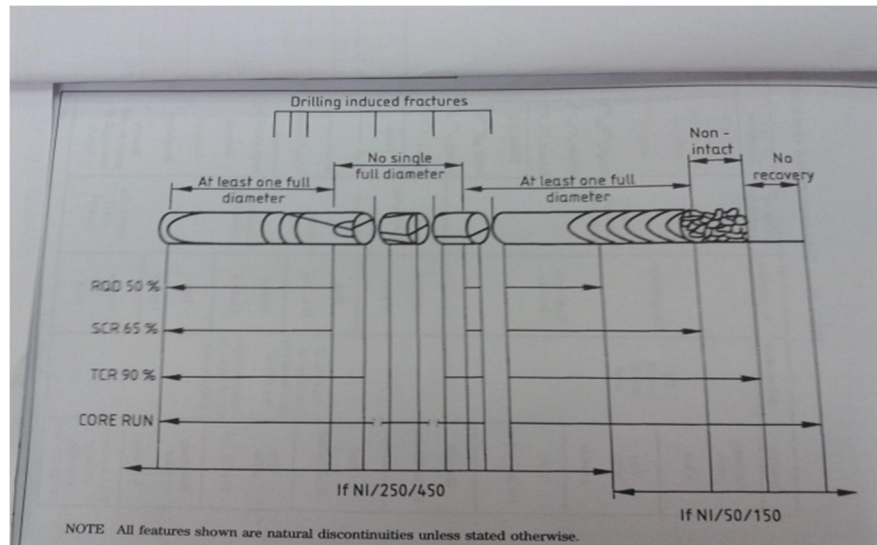
Khoảng cách (Nứt nẻ)	Theo đặc điểm cấu trúc thành tạo	Không liên tục theo một chiều	Không liên tục theo 3 chiều
>2m	Rất dày	Khoảng cách rất rộng	Rất to
600mm-2m	Dày	Khoảng cách rộng	To
200-600mm	Trung bình	Khoảng cách rộng vừa	To vừa
60-200mm	Mỏng	Khoảng cách hẹp	Nhỏ
20-60mm	Rất mỏng	Khoảng cách rất hẹp	Rất nhỏ
6-20mm	-Phân phiến dày (Trầm tích) -Phân phiến hẹp (Biến chất)	Khoảng cách cực hẹp	<u>Các loại đá khác:</u> +Đá hòn: đá có các chiều bằng nhau. +Đá phiến: bề dày nhỏ hơn nhiều chiều dài hoặc chiều rộng. +Đá trụ: chiều cao lớn hơn tiết diện nhiều
<6mm	-Phân phiến mỏng (Trầm tích) - Phân phiến rất hẹp (Biến chất và macma)		

I.2.3. Trạng thái nứt nẻ của khối đá

Để đánh giá về trạng thái nứt nẻ của khối đá dựa trên các giá trị sau:

- RQD: tỷ phần trăm của tổng chiều dài các mẫu lõi đá khoan có chiều dài ≥ 10 cm và chiều dài hiệp khoan.
- TCR: tỷ phần trăm của phần lõi đá lấy được (bao gồm cả phần lõi đá còn nguyên vẹn và không còn nguyên vẹn) và chiều dài hiệp khoan.
- SCR: tỷ phần trăm của tổng chiều dài các mẫu lõi đá khoan được và chiều dài hiệp khoan.
- FI: số khe nứt /m chiều dài của lõi đá.

Đánh giá về trạng thái nứt nẻ của khối đá



Cấp độ chất lượng lõi đá RQD: là thể hiện tổng quát của tần suất nứt nẻ dựa trực tiếp trên cả 2 yếu tố: mức độ nứt nẻ và mức độ phong hóa trong khối đá.

Tương quan giữa RQD và khe nứt của đá

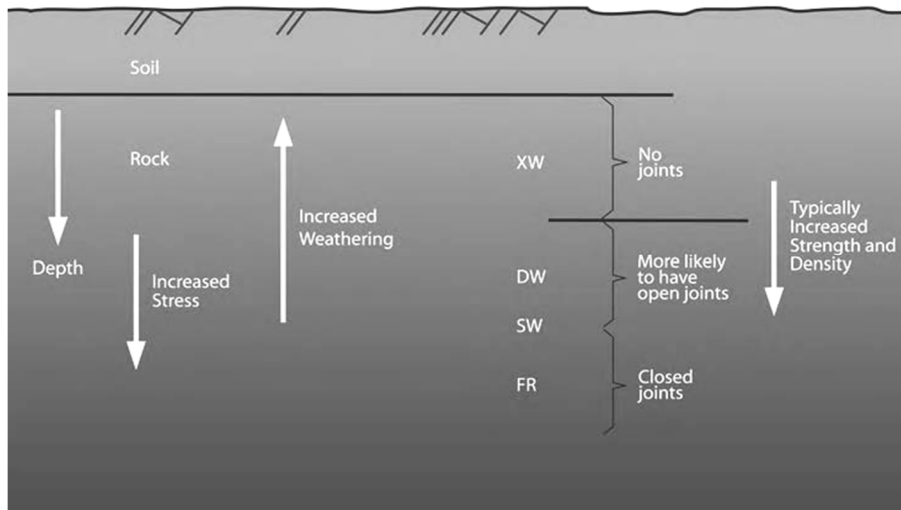
(T106- Handbook of Geotechnical investigation and Design tables)

Phân loại chất lượng	RQD (%)	Mật độ nứt nẻ trên 1 mét	Loại khe nứt chính (mm)
Rất xấu	0-25	>15	<60
Xấu	25-50	15-8	60-120
Trung bình	50-75	8-5	120-200
Tốt	75-90	5-1	200-500
Rất tốt	90 - 100	<1	>500

I.3. Nhìn chung về đặc tính của đá theo địa chất công trình

❖ Đặc tính của đá thay đổi theo độ sâu

(T101, Handbook of Geotechnical investigation and Design tables)



❖ Đặc tính ĐCCT nhìn chung của đá (Hunt, 2005)

(T102, Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Đá gốc	Loại đá	Đặc tính	Tính thấm	Tính biến dạng	Cường độ
Đá mácma hạt vừa đến thô-	Granit, granadiorite, diorite, peridotite, pperipeperidotite	Lỗ rỗng bề mặt rất nhỏ	Cơ bản là không thấm	Rất thấp	Rất cao
Đá mácma hạt nhỏ	Rhyolite, trachyte, quartz, dacite, andesite, bazalt	Độ lỗ rỗng từ trung bình đến trên trung bình	Cao	Rất thấp đến thấp	Rất cao đến cao
Đá mácma thủy tinh	Pumice, scoria, vesicular bazalt	Độ lỗ rỗng rất cao	Rất cao	Tương đối thấp	Tương đối thấp
Đá trầm tích – Mảnh vụn Cát	Đá cát kết	Xi măng lấp đầy lỗ rỗng. Tầng phân được lấp đầy bởi xi măng	Nhỏ Rất cao	Thấp Trung bình đến cao	Cao Trung bình đến thấp
Đá trầm tích – Mảnh vụn Sét kết	Đá phiến sét	Phụ thuộc vào sự hóa đá	Không thấm	Từ thấp đến cao, có thể rất cao	Thấp đến cao
Đá trầm tích – Mảnh vụn (TT hóa học)	Đá vôi	Hình thành nhiều hang động	Hang lớn	Thấp ngoại trừ đối với dạng hang vòm	Cao ngoại trừ đối với dạng hang vòm
Đá trầm tích –Đá sét kết (TT hóa học)	Đolomit	Hiếm khi phát triển hang	Không thấm	Thấp hơn đá vôi	Cao hơn đá vôi
Đá biến chất	Gneiss	-Dạng phiến mềm yếu -Dạng phiến chắc chắn	Cơ bản là không thấm Rất nhỏ	Thấp Thường là trung bình. Thấp đối với những mặt phiến song song	Cao Thường là cao. Thấp đối với những mặt phiến song song
Đá biến chất	Diệp thạch	Dạng phiến chắc chắn	Thấp	Giống như Gneiss	
Đá biến chất	Phylit	Phân phiến rất cao	Thấp	Yếu hơn Gneiss	
Đá biến chất	Quartzite	Các hạt gắn kết chắc	Không thấm	Rất thấp	Rất cao
Đá biến chất	Đá hoa	Gắn kết chắc	Không thấm	Rất thấp	Rất cao

❖ **Những giá trị đặc tính địa chất công trình của đá**

(T95 - Tham khảo trong *Foundation Engineering Handbook – Book Author: Robert Day*).

Loại đá	Dung trọng (g/cm ³)	Cường độ nén (kg/cm ²)	Cường độ kháng cắt (kg/cm ²)	Modun cắt động (10 ⁵ kg/cm ²)	Ø °	Độ hấp phụ nước n%	Hệ số bão hòa
Basalt	2.5-3.3	1500-3000	34-300	7.1-11.4	45-60	0.29-0.31	0.69
Coal	0.7-2.0	50-500	20-50				
Diorite	2.5-3.3	1800-3000	150-300	7.1-11.4	40-60	0.3-0.38	0.59
Dolomite	2.2-3.0	2000-3500	150-350		55-60		
Dolomite	2.2-3.0	800-2500	150-250	3.3-7.8			0.8
Gabbro	2.7-3.1	1000-3000	150-300	8.6-11.4			
Gneiss	2.5-3.0	500-2000	50-200	5.0-9.1		0.1-0.7	
Granite	2.6-3.3	750-2500	21-250	5.0-9.4	45-60	0.1-0.7	0.55
Limestone	1.7-3.1	100-3500	6-250	1.0-9.4	27-50	0.1-4.5	0.35
Marble	2.5-3.3	700-2500	20-200	5.0-8.2	35-50	0.1-0.8	
Mudstone	2.0-2.5	35-600	3-42	0.5-4.4	9-60	2.14-8.2	
Quartzite	2.65	1500-3600	57-300	5.6-14.2	50-60		
Sandstone	1.2-3.0	100-1800	2-250	0.5-9.1	27-50	0.2-7	0.69
Shale	1.6-2.7	100-1000	14-100	1.9-3.3	15-30		
Slate	2.5-3.3	1000-2000	70-200	7.1-7.8		0.1-0.3	0.82

❖ **Đặc tính của một số nhóm đá (T278 – *Foundation analysisic and design, Bowles*)**

Loại đá	Dung trọng kN/m ³	Mô đun đàn hồi E, MPa x10 ³	Hệ số Poisson's, μ	Cường độ nén MPa
Basalt	28	17-103	0.27-0.32	170-415
Granite	26.4	14-83	0.26-0.30	70-276
Schist	26	7-83	0.18-0.22	35-105
Limestone	26	21-103	0.24-0.45	35-170
Porous limestone		3-83	0.35-0.45	7-35
Sandstone	22.8-23.6	3-42	0.20-0.45	28-138
Shale	15.7-22	3-21	0.25-0.45	7-40
Concrete	15.7-23.6	Có thể thay đổi	0.15	15-40

E = Mô đun tiếp tuyến ~50% cường độ nén cuối cùng.

❖ **Những loại khoáng vật tạo đá điển hình (Waltham, 1994)**

(T103-Tham khảo trong Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – Burt Look)

Đá gốc	Loại đá	Thành phần của các khoáng vật chính							
		Quartz	Feldspa	Micas	Mafics	Calcite	Kaolini	Illite	Chlorite
Đá trầm tích	Cát kết	80%	>10%						
Đá biến chất	Đá phiến	25%		35%					20%
Đá macma	Granit	25%	50%		10%				

❖ **Độ cứng của đá theo thang Moh's**

(T104-Handbook of Geotechnical investigation and Design tables)

Loại đá	Độ cứng	Các vết nứt
Diamond	10	
Corundum	9	Cacbua Vonfam
Topaz	8	
Quartz	7	Thép
Orthoclase	6	Kính
Apatite	5	Dao nhọn rạch sâu tới 5.5
Fluorspar	4	
Calcite	3	Đồng tiền xu
Gypsum	2	Móng tay rạch tới 2.5
Talc	1	

❖ **Đánh giá độ cứng của đá ở hiện trường**

(T 34-Tham khảo trong Handbook of Geotechnical investigation and Design tables)

Mô tả độ cứng	Thang độ cứng Moh's	Đặc tính của đá được xác định bằng dao bô túi		
		Đá bụi	Dấu hiệu vết vạch	Tác dụng =dao
Bờ rời	1-2	Ít bột đá	Rất bờ rời. Rất mềm nên dễ cắt. Có thể bóp vụn bằng tay	Không vạch được
Thấp	2-4	Vết vạch rất rõ	Có thể chọc thủng sâu	
Trung bình	4-6	Vết vạch rõ	Thấy rõ (Bụi thổi đi nhiều hướng)	
Cứng	6-8	Ít bột đá	Thấy mờ	Vết mờ; vết
Rất cứng	8-10	Không có	Không thấy	Để lại vết ở bên

❖ **Độ cứng của đá phụ thuộc vào khoáng vật chính tạo đá (Waltham, 1994)**

(T105- Handbook of Geotechnical investigation and Design tables)

Độ cứng	Khoáng vật	Tỷ trọng	Đá gốc		
			Đá trầm tích	Đá biến chất	Đá macma
7	Quartz	2.7	x	x	x
6	Felspat	2.6		x	x
6	Hematite	5.1	x		
6	Pyrite	5.0	x		
6	Epidote	3.3		x	
5.5	Mafics	>3.0			x
5	Limonite	3.6	x	x	
3.5	Dolomite	2.8	x		
3	Calcite	2.7	x	x	
2.5	Muscovite	2.8	x	x	x
2.5	Biotite	2.9		x	x
2.5	Kaolinite	2.6	x	x	
2.5	Illite	2.6	x		
2.5	Smectite	2.6	x		
2	Chlorite	2.7		x	
2	Gypsum	2.3	x		

❖ **Tương quan sự thay đổi đặc tính của đá đến mức độ không liên tục của đá.**

(T105- Handbook of Geotechnical investigation and Design tables)

Tính không liên tục có ảnh hưởng đến đặc tính công trình của đá

Đặc tính của đá	Sự thay đổi tính nguyên trạng đến độ không liên tục của đá	
	Tỷ lệ	Khoảng thay đổi
Cường độ	1-10	5
Độ biến dạng	2-20	10
Tính thấm	10-1000	100

❖ **Tỷ lệ cường độ đá trong phòng so với hiện trường**

Những thông số cường độ đá để thiết kế (Bowles, 1996)

RQD (%)	Mô tả đá	Cường độ nén đá: Hiện trường/Trong phòng
0-25	Rất xấu	0.15
25-50	Xấu	0.20
50-75	Trung bình	0.25
75-90	Tốt	0.3-0.7
>90	Rất tốt	0.7-1.0

❖ **Tương quan giữa sức chịu tải và giá trị RQD (Peck, Hansen và Thorburn, 1974)**

RQD(%)	Mô tả đá	Sức chịu tải cho phép(MPa) phải thấp hơn giá trị sau: (UCS hoặc cường độ của bê tông)
0 - 25	Rất xấu	1 – 3
25 – 50	Xấu	3 – 6
50 – 75	Trung bình	6 – 12
75 – 90	Tốt	12 – 20
>90	Rất tốt	20 - 30

❖ **Cường độ kháng cắt của đá từ giá trị RQD.**

(Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – T107)

Giá trị cường độ của đá từ giá trị RQD dùng để tính toán sức chịu tải của nền.

RQD	Đặc tính của đá		
	Cường độ nén thiết kế	Lực dính	Góc ma sát trong
0-70 (rất yếu-trung bình)	$0.33q_u$	$0.1 q_u$	30°
70-100 (tốt-rất tốt)	$0.33-0.8 q_u$	$0.1 q_u$	$30-60^\circ$

II. Các hệ thống phân loại đá & phạm vi áp dụng

Hầu hết việc đánh giá chỉ tiêu cơ học của khối đá cho các công trình xây dựng nói chung và các công trình giao thông tại Việt nam nói riêng trước những năm 1990 đều được tiến hành theo các tiêu chuẩn thuộc Liên xô cũ xuất phát từ hệ thống phân loại đá của Malinhin, Protodiakonov, Bunhusep... cách đánh giá này đến thời điểm hiện tại gặp phải một số hạn chế khi mà rất nhiều công trình giao thông hiện nay áp dụng tiêu chuẩn của Mỹ, Áo... các tiêu chuẩn thiết kế và thi công này đòi hỏi sự phân loại đá phù hợp với nó. Chính vì vậy, mà sự xem xét một cách cụ thể các tiêu chuẩn phân loại đá, phân tích những mặt tiên tiến và hạn chế của từng phương pháp và lựa chọn phương pháp phân loại tối ưu nhất cho từng công trình cụ thể là một vấn đề quan trọng để điều tra, đánh giá đặc điểm địa chất công trình của nền đá và khối đá phục vụ thiết kế và thi công công trình.

II.1. Hệ thống phân loại đá của Liên xô(cũ)

1. Phương pháp phân loại của Malinhin:

Năm 1970, để dự báo ổn định cho các đường lò tại các mỏ than vùng Đonbas, dựa trên những số liệu thăm dò địa chất ban đầu, Malinhin đã đưa ra khái niệm thể năng ổn định S. Dựa vào trị số của S, tác giả đã phân chia đá nóc theo 5 cấp ổn định.

Nhược điểm của phương pháp này: là không xét đến các yếu tố địa cơ có ảnh hưởng đến độ ổn định của công trình ngầm (CTN), đặc biệt chưa kể đến ảnh hưởng của hình dạng, tiết diện của CTN và các yếu tố ảnh hưởng của công nghệ khai đào nên mới chỉ cho phép dự báo sơ bộ khả năng ổn định của các CTN dựa trên các số liệu thăm dò ban đầu.

2. Phương pháp phân loại của Eropheev:

Năm 1978, Eropheev đã giới thiệu phương pháp đánh giá của Viện xây dựng mỏ Kuzbas thông qua hệ số ổn định S.

Hạn chế của phương pháp này là chưa đề cập tới yếu tố địa chất thủy văn của khối đá (hệ số thấm) và vị trí tương đối của các khe nứt và đặc tính khe nứt trong khối đá so với trục của công trình ngầm.

3. Phương pháp phân loại của Bulutrop:

Năm 1982, Bulutrop đã đề xuất cách xác định khả năng sập lở trong các đường lò thông qua chỉ tiêu ổn định thực nghiệm S. Tùy thuộc vào chỉ tiêu ổn định S, tác giả đã phân các khối đá thành 5 nhóm ổn định.

Hạn chế của phương pháp là tác giả mới dừng lại ở việc phân loại khả năng ổn định của khối đá xung quanh đường lò, mà không khẳng định về khả năng để lưu thông cũng như không đề xuất các biện pháp chống giữ các đường lò trong từng cấp ổn định khác nhau.

Nói chung, ở Liên xô (cũ) các phương pháp vẫn ngày càng được cải tiến và hoàn thiện: chẳng hạn như: Kuznhexov, Ardaxep và Philatôp (1978) đề xuất các biểu thức hoàn thiện việc tính độ bền nén của khối đá, ...

II.2. Hệ thống phân loại đá của các nước tiên tiến

Cùng với hệ thống phân loại khối đá do các tác giả thuộc Liên xô cũ đề xướng là hệ thống phân loại khối đá của các tác giả thuộc các quốc gia khác như: Mỹ, Áo, Anh, Pháp,... cách thức chỉ tiêu phân loại, phạm vi áp dụng của từng phương pháp phân loại đá cũng rất khác nhau. Có thể tổng hợp các hệ thống phân loại khối đá điển hình theo Hệ thống phân loại đá của Arild Palmstrom và Hệ thống phân loại đá của Bieniawski, 1989; Ozkan và Unal, 1996; Ulusay và Sonmez., 2002 như sau:

Một số hệ thống phân loại đá điển hình – Bảng 1

(T1 - On Classification Systems by Arild Palmstrom, Norconsult AS, Norway) & (T7 – Hệ thống phân loại của Bieniawski, 1989; Ozkan và Unal, 1996; Ulusay và Sonmez., 2002 - Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004)

Tên hệ thống phân loại	Tác giả, năm đề xuất, nước	Phạm vi áp dụng chính
Hệ thống phân loại tải trọng khối đá của Terzaghi	Terzaghi, 1946, Mỹ.	Hầm được chống bằng khung thép.
Thời gian ổn định không chống của Lauffer	Lauffer, 1958, Úc	Biện pháp chống giữ để thi công hầm
Phương pháp đào hầm mới của Áo (NATM)	Rabcewicz, Muller và Pacher, 1958-64, Áo.	Thiết kế và thi công trong điều kiện quá ứng suất cho phép của nền
Hệ thống phân loại thống nhất của đất và đá	Deer et al., 1969, Mỹ.	Đánh giá đất, đá dựa trên những thành phần từ nhỏ đến lớn
Chất lượng khối đá (RQD)	Deer et al., 1967, Mỹ.	Cơ sở để nhận diện lỗi đá; dùng những hệ thống phân loại khác nhau.
Phân loại theo kích thước và độ bền của đá	Franklin, 1975	Cơ sở để đánh giá cường độ đá và đường kính của đá tảng; dùng chủ yếu trong công trình khai thác mỏ
Phân loại theo hệ số cấu trúc của đá (RSR)	Wickham et al., 1972, Mỹ.	Thiết kế khung chống bằng thép trong thi công hầm.
Phân loại theo chỉ số của khối đá (RMR)	Bieniawski, 1973 & 1989, Mỹ.	Ứng dụng rộng rãi trong các công trình: hầm, khai thác mỏ, ổn định mái dốc, nền công trình.
M-RMR	Unal và Ozkan 1990	Khai thác mỏ

Hệ thống phân loại chất lượng khối đá Q	Barton et al., 1974 (Sau cùng 2002), Na Uy.	Thiết kế khung chống trong khai đào công trình ngầm (Hầm, mỏ, nền công trình)
Hệ thống các loại hình phân loại	Matula và Holzer, 1978.	Dùng các thông tin liên lạc
Kích thước - Cường độ của đá khối	Franklin, 1975, Canada	Công trình hầm
Hệ thống phân loại đá thống nhất	Williamson, 1980	Dùng các thông tin liên lạc
Phân loại dựa trên thông số địa kỹ thuật	ISRM, 1981, Quốc tế.	Phổ biến chung
Cường độ của khối đá (RMS)	Stille et al, 1982, Thụy Điển	Công trình Mỏ (khung chống bằng thép)
Hệ thống phân loại khối đá thống nhất (URS)	Williamson, 1984, Mỹ.	Áp dụng chung
Hệ thống phân loại chỉ số đá khối (RMi)	Palmstrom, 1995, Thụy Điển.	Công trình hầm
Chỉ số cường độ địa chất (GSI)	Hoek và Brown, 1997, Canada	Thiết kế khung chống trong khi đào công trình ngầm.

❖ **Trong các cách phân loại đá trên, thì điển hình nhất là:**

- Biểu đồ phân loại thống nhất theo Deere et al., 1969 (The Unified Classification Chart) & Phương pháp RQD (Rock Quality Designation) - Phân loại khối đá theo Deere.
- Phương pháp RMR (Rock Mass Rating or Geomechanics Classification) – Hệ thống phân loại khối đá theo Bieniawski, 1989.
- Phương pháp RSR (Rock Structure Rating System) - Phân loại theo hệ số cấu trúc (Kết cấu) của đá.
- Phương pháp Q (Rock Mass Quality) – Hệ thống phân loại chất lượng khối đá theo Nick Barton, Lien and Lund, 1974.
- Phương pháp RMi (Rock Mass Index) - Hệ thống phân loại khối đá theo Palmstrom, 1995.
- Chỉ số độ bền địa chất GSI (Geological Strength Index) - Chuẩn phá hoại Hoek Brown.
- Phương pháp đào hầm mới của Áo NATM (New Austrian Tunneling method)
- Phương pháp phân loại nhóm đá – Đường hầm xuyên núi của Nhật Bản (Japanese standard for mountain tunneling 1996).

II.2.1. Biểu đồ phân loại thống nhất - Theo Deere et al., 1969

(T 1 - On Classification Systems by Arild Palmstrom, Norconsult AS, Norway).

Biểu đồ này cho biết tính chất cơ học và tính chất công trình của khối đá ở hiện trường.

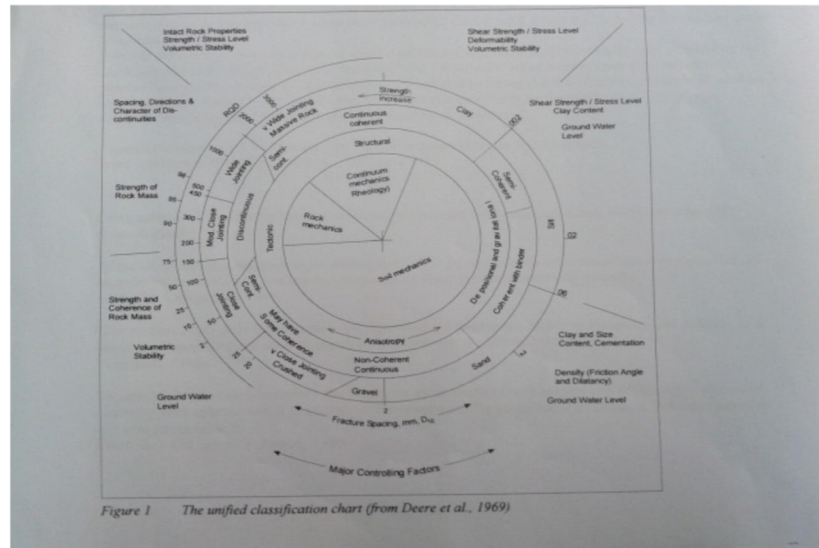
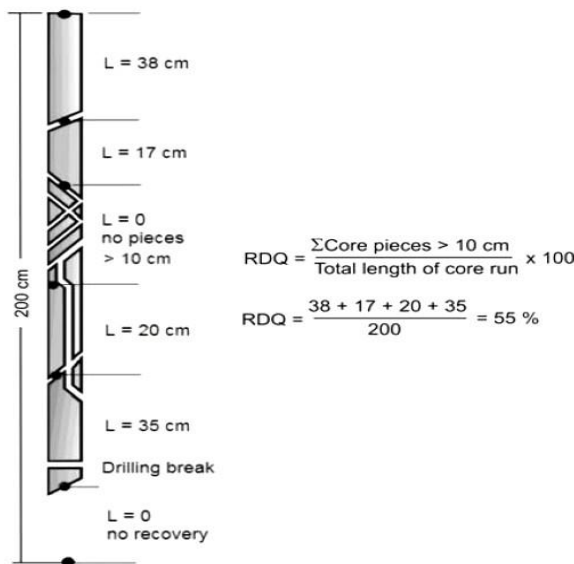


Figure 1 The unified classification chart (from Deere et al., 1969)

Hình 1 – Biểu đồ phân loại thống nhất của Deere et al., 1969.

Phân loại khối đá theo Deere – Phương pháp RQD(Rock Quality Designation)



Hình 2 - Số đo tính toán giá trị RQD (Deer, 1989)

Năm 1963 Deere đề xuất phương pháp RQD (được gọi là phương pháp Chỉ số chất lượng đá – Rock Quality Designation). Từ quan sát và nhận xét cho rằng: Độ dài các lõi đá lấy lên từ lỗ khoan khá phù hợp với độ bền và độ nứt nẻ của khối đá. Tác giả đã đề nghị: Lấy tổng chiều dài các thỏi khoan làm tham số phản ánh chất lượng, Deere đề nghị sử dụng khái niệm “Chỉ số chất lượng khối đá”, viết tắt là RQD và được xác định theo công thức

$$\text{sau: } RQD = L_p/L_t$$

Trong đó:

- L_p : Tổng chiều dài các thỏi khoan có chiều dài không nhỏ hơn 2 lần đường kính lỗ khoan trong một hiệp khoan.
- L_t : Chiều dài hiệp khoan.

Dựa vào các quan sát thực nghiệm, Deer sắp xếp các khối đá ra làm 5 loại tương ứng với các giá trị RQD khác nhau và được trình bày trong bảng sau:

Tương quan giữa RQD và chất lượng đá – Bảng 2

RQD	Phân loại chất lượng	Số khe nứt trên 1 m dài (k_{kn})	Tỷ lệ mô đun biến dạng (k_E)	Tỷ số tốc độ V_{dk}/V_{dm}
0 ÷ 25	Rất xấu	> 15	-	0.0 ÷ 0.2
25 ÷ 50	Xấu	15 ÷ 8	< 0.2	0.2 ÷ 0.4
50 ÷ 75	Trung bình	8 ÷ 5	0.2 ÷ 0.5	0.4 ÷ 0.6
75 ÷ 90	Tốt	5 ÷ 1	0.5 ÷ 0.8	0.6 ÷ 0.8
90 ÷ 100	Rất tốt	< 1	0.8 ÷ 1.0	0.8 ÷ 1.0

Như vậy RQD thực sự chỉ là một chỉ số phản ánh mức độ nứt nẻ của khối đá, được xác định theo một tuyến khảo sát (trong trường này là lỗ khoan), do đó RQD có thể được xác định theo số liệu đo vẽ ở vách hố đào, vách đường lò.

Palmstrom (1982) đã kiến nghị: nếu như không xác định được giá trị RQD từ các lỗ khoan thăm dò hoặc lấy mẫu, có thể tính gián tiếp bằng công thức thực nghiệm (Palmstrom, 1982).

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

J_v : là tổng số khe nứt trên một đơn vị thể tích hoặc trên một đơn vị chiều dài.

Sử dụng công thức (Priest and Hunson-1976):

$$RQD = 100(0,1K_{kn} + 1) \exp(-0,1K_{kn})$$

K_{kn} : là mật độ (hay mô đun) khe nứt = số khe nứt/1m dài đoạn lò khảo sát (kn/m)

Bằng cách này, từ một số liệu đo vẽ khe nứt của khối đá có thể tính được RQD và đánh giá phân loại được chất lượng khối đá. Điều này gần tương tự với nghiên cứu của Franklin (1971) khi tác giả này đề nghị dùng giá trị K_{kn} để phân loại như được nêu ở bảng phân loại khối đá của Deer ở trên, trong bảng này cũng bổ sung thêm kết quả nghiên cứu của Hobbs (1975) và của Onodera (1963) và tương quan giữa chất lượng khối đá với tỷ số mô đun biến dạng của khối đá với mẫu đá (k_E), cũng như với tỷ số tốc độ truyền sóng dọc đo tại hiện trường và đo trên mẫu (V_{dk}/V_{dm}).

Phân loại khối đá của Deer không những là một hệ thống phân loại khối đá độc lập mà nó còn làm cơ sở cho rất nhiều hệ thống phân loại khối đá của các tác giả khác. Theo như sự phân loại của Deer thì chỉ số chất lượng đá RQD có thể được xác định trực tiếp

trên lõi khoan hoặc thành hố đào hoặc cũng có thể xác định gián tiếp thông qua mật độ khe nứt hoặc tỷ số tốc độ truyền sóng dọc của mẫu đá và khối đá.

Giá trị RQD rất quan trọng đối với phân loại khối đá theo phương pháp RMR và phương pháp Q. Tuy nhiên, hạn chế của phương pháp phân loại này là chưa kể đến “Độ bền cơ học của khối đá” và “Không được dùng trong đo vẽ bản đồ vết lộ đá” chính vì vậy mà việc phân loại khối đá chưa thực sự hoàn thiện.

Chỉ số chất lượng đá RQD của Deer đã được sử dụng rộng rãi, đặc biệt là ở Bắc Mỹ.

Merritt (1972) và Deer (1988) đã liên kết RQD với hệ số tải trọng đá của Terzaghi được dùng trong công trình hầm.

II.2.2. Hệ thống phân loại khối đá theo Bieniawski – Phương pháp RMR

(Rock Mass Rating or Geomechanics Classification)

Hệ thống phân loại khối đá RMR được phát triển đầu tiên bởi Bieniawski năm 1973 và các nhà khoa học, các nhà nghiên cứu công nghiệp ở phía Nam Châu Phi (CSIR), sau đó hệ thống phân loại này tiếp tục được phát triển vào những năm 1976, 1989. Hệ thống phân loại này được áp dụng rộng rãi với mọi công trình: thiết kế đường hầm trong tầng đá mềm và cứng, khai thác mỏ, ổn định mái dốc, nền công trình,... Năm 1989, hệ thống phân loại này đã được phát triển thêm, đưa đến sự phân chia dựa vào đơn vị cấu trúc địa chất ứng với từng loại khối đá. Hệ thống phân loại RMR được dựa trên 6 thông số ảnh hưởng sau:

$$RMR = A1+A2+A3+A4+A5+A6$$

Trong đó:

- A1: Độ bền nén một trục của đá.
- A2: Chất lượng lõi đá RQD.
- A3: Khoảng cách giữa các khe nứt.
- A4: Trạng thái của các khe nứt.
- A5: Điều kiện nước ngầm.
- A6: Hướng của các khe nứt.

Bieniawski đã thống kê cách tính các thông số RMR cũng như các nhóm khối đá trên cơ sở Phân loại khối đá theo bảng sau:

Hệ thống phân loại khối đá của Bieniawski 1989 – Bảng 3
(T9 - Rock mass classification)

A. Các thông số và khoảng giá trị phân loại đá									
THÔNG SỐ			KHOẢNG GIÁ TRỊ						
1	Cường độ đá	Cường độ nén điểm	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Đôi khoảng các giá trị thấp Cường độ nén 1 trục		
		Cường độ nén 1 trục	>250 MPa	100-250MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25MPa	1-5MPa	<1MPa
	Phân loại - A1		15	12	7	4	2	1	0
2	Chất lượng lõi đá RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Phân loại - A2		20	17	13	8	3		
3	Khoảng cách giữa các khe nứt		>2m	0.6-2.0m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	Phân loại - A3		20	15	10	8	5		
4	Đặc điểm khe nứt (Nhìn E)		Bề mặt rất nhám Không đứt đoạn Không nứt nẻ Không phong hóa	Bề mặt nhám nhẹ Vết nứt <1mm Phong hóa nhẹ	Bề mặt nhám nhẹ Vết nứt >1mm Phong hóa nặng	Bề mặt nhẵn, trơn Hoặc rãnh<5mm Hoặc vết nứt 1-5mm Liên tục	Rãnh >5mm Hoặc vết nứt >5mm Liên tục		
	Phân loại - E4		30	25	20	10	0		
5	Nước ngầm	Lưu lượng chảy vào 10m đường hầm (l/m)	Không có nước chảy	<10	10-25	25-125	>125		
		Áp lực nước/Ứng suất chính lớn nhất	0	<0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	>0.5		
		Điều kiện chung	Hoàn toàn khô	Ám ướt	Uớt	Chảy nhỏ giọt	Chảy thành dòng		
	Phân loại - A5		15	10	7	4	0		
B. Phân loại theo hướng của các khe nứt									
6	Hướng nứt và hướng dốc của khe nứt		Rất thuận lợi	Thuận lợi	Tương đối thuận lợi	Không thuận lợi	Rất không thuận lợi		
	Phân loại - B	Hầm và mỏ	0	-2	-5	-10	-12		
		Nền hầm	0	-2	-7	-15	-25		
		Mái dốc	0	-5	-25	-50	-60		
C. Phân loại khối đá được xác định từ tổng trị số điểm của các thông số RMR									
RMR			81-100	61-80	41-60	21-40	<21		
Nhóm phân loại			I	II	III	IV	V		
Mô tả			Đá rất tốt	Đá tốt	Đá tương đối tốt	Đá xấu	Đá rất xấu		

D. Phân loại các nhóm đá chính					
Nhóm phân loại	I	II	III	IV	V
Khoảng thời gian trung bình	20 năm cho 15m	1 năm cho 10m	1 tuần cho 5 m	1 h cho 2.5m	30 phút cho 1m
Lực dính của khối đá (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Góc ma sát trong của khối đá (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15
E. Phân loại đá theo tình trạng khe nứt					
Chiều dài khe nứt	<1m 6	1-3m 4	3-10m 2	10-20m 1	>20m 0
Tính Liên tục (không hở)	Không liên tục 6	<0.1 mm 5	0.1-1.0 mm 4	1-5 mm 1	>5 mm 0
Độ Gồ ghề	Rất gồ ghề 6	Gồ ghề 5	Gồ ghề ít 3	Nhẵn 1	Mặt trượt 0
Độ lấp nhét	Không lấp nhét 6	Lấp nhét cứng<5m 4	Lấp nhét cứng>5m 2	Lấp nhét mềm <5m 2	Lấp nhét mềm >5m 0
Độ phong hóa	Không phong hóa 6	Phong hóa nhẹ 5	Phong hóa TB 3	Phong hóa cao 1	Phong hóa hoàn toàn 0
F. Ảnh hưởng của sự va đập liên tục và độ nghiêng đường phương trong hầm					
Va đập theo hướng vuông góc với trục của hầm			Va đập theo hướng song song với trục của hầm		
Quay với độ nghiêng 45-90°	Quay với độ nghiêng 20-45°		Độ nghiêng 45-90°	Độ nghiêng 20-45°	
Rất thuận lợi	Thuận lợi		Rất thuận lợi	Tương đối tốt	
Quay với độ nghiêng 45-90°	Quay với độ nghiêng 20-45°		Độ nghiêng 0-20° – Kể cả va đập		
Tương đối tốt	Không thuận lợi		Tương đối tốt		

Chú giải 1: Bảng 3-A4 đưa ra giá trị với giá trị A4=25 với Bề mặt nhám nhẹ, độ mở <1mm.

Bảng 3.E có thể sử dụng với trị số điểm lớn hơn. Do đó, trong trường hợp này trị số tổng là: 4 (khe nứt dài 1-3m), 4 (Tính liên tục), 3 (Độ gồ ghề nhẹ), 6 (không lấp nhét), và 5 (Phong hóa nhẹ) = 22.

Chú giải 2: Bảng 3-F đưa ra mô tả “Tương đối tốt” đối với hàm, điều kiện độ nghiêng=60°. Cũng với sự mô tả này trong bảng 3-B đối với “ Đường hàm và mỏ” đưa ra trị số -5.

Giá trị RMR sau khi xem xét được xác định như sau:

Bảng	Loại thông số	Giá trị	Trị số điểm
A1	Chỉ số lực điểm	8 MPa	12
A2	RQD	70%	13
A3	Khoảng cách giữa các khe nứt.	300 mm	10
E4	Trạng thái của các khe nứt.	Chú giải 1	22
A5	Nước ngầm	Uớt	7
B	Điều chỉnh đối với hướng của khe nứt	Chú giải 2	-5
		Tổng	59

Bieniawski đã thống kê cách tính các tham số RMR cũng như các nhóm khối đá trên cơ sở phân loại khối đá được thống kê theo Bảng số 3 (Phần A và B) ở trên. Các thông số liên quan đến khối đá được lượng hóa một cách chi tiết, trên cơ sở đó Bieniawski đã phân loại chất lượng khối đá một cách cụ thể trong bảng số 3 (Phần C).

Hướng dẫn cách đào và chống đỡ đối với 10m đá đường hầm theo hệ thống phân loại RMR Bieniawski năm 1989 (Xem chi tiết tại phụ lục số 1 tiếng Anh).

Có thể sử dụng thông số RMR để tính mô đun đàn hồi của khối đá cũng như áp lực khối đá lên công trình ngầm.

Hệ thống phân loại đá của Bieniawski đã đề cập đến rất nhiều các yếu tố, các đặc điểm của khối đá, chính vì vậy mà sự phân loại khối đá gần với thực tế làm việc của khối đá hơn, nó là cơ sở cho việc xác định chỉ tiêu cơ lý của khối đá theo các tiêu chuẩn khác mà điển hình là tiêu chuẩn Hoek – Brown, một tiêu chuẩn được áp dụng rất phổ biến hiện nay.

II.2.3. Hệ thống phân loại hệ số cấu trúc của đá theo Wickham et al (1972) – Phương pháp RSR.

Hệ thống phân loại RSR rất quan trọng trong việc đánh giá đối với công trình xây dựng. Hệ số RSR được đánh giá thông qua 3 hệ số $RSR = A+B+C$.

1. *Thông số A, về địa chất:* Nhìn chung được đánh giá dựa trên cấu tạo về địa chất.

- Loại nguồn gốc của đá (Đá Macma, đá trầm tích, đá biến chất)
- Độ cứng của đá (Cứng, cứng vừa, mềm, vỡ rời hay đã bị phân hủy).
- Cấu trúc địa chất (Dạng khối, đứt đoạn - uốn nếp nhẹ, đứt đoạn - uốn nếp trung bình, đứt đoạn - uốn nếp mạnh).

2. *Thông số B, về địa hình:*

- Khoảng cách giữa các khe nứt
- Hướng khe nứt
- Hướng của đường hầm

3. *Thông số C, Ảnh hưởng của nước ngầm đến sự phát triển khe nứt.*

- Nhìn chung chất lượng khối đá dựa chủ yếu trên 2 thông số A và B.
- Tình trạng khe nứt (Tốt, trung bình, xấu).
- Lưu lượng nước chảy vào.

Hệ số cấu trúc của đá; Thông số A, B, C cụ thể hơn xem trong phần phụ lục– Hệ thống phân loại RSR.

II.2.4. Hệ thống phân loại khối đá theo Nick Barton, Lien, Lund, 1974 – PPháp Q

Năm 1974 Barton và đồng nghiệp tại trường Đại học Địa kỹ thuật của Na Uy đã đưa ra Chỉ số chất lượng hầm (Tunnelling Quality Index Q) để xác định các điểm đặc trưng của khối đá và những yêu cầu về cách chống đỡ đường hầm. Chỉ số này được đánh giá thông qua 6 tham số và được thể hiện bằng biểu thức sau:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SR}$$

Trong đó:

- RQD - Chỉ số chất lượng đá
- J_r - Chỉ số xét tới bề mặt các khe nứt
- J_w - Chỉ số xét tới ảnh hưởng của nước ngầm
- J_n - Chỉ số xét đến các hệ khe nứt trong đá
- J_a - Chỉ số xét đến sự biến đổi của khe nứt
- SRF – Chỉ số xét tới sự suy giảm ứng suất

Các chỉ số này dùng để xác định Q, Barton năm 1974 đã đưa ra 3 cặp thừa số với ý nghĩa như sau:

RQD/ J_n - Đặc trưng cho cấu trúc của khối đá có kích thước từ 0.5 ÷ 200 cm.

J_r / J_a - Đặc trưng cho độ bền cắt của khối đá.

J_w / SRF – Đặc trưng cho ứng suất hữu hiệu tác dụng vào khối đá.

Năm 1993, Grimstad và Barton đã đưa ra Biểu đồ về độ ổn định đường hầm dựa trên chỉ số chất lượng Q (Xem chi tiết tại phần sau và phụ lục số 3 tiếng Anh). Barton năm 2002 đã phát triển biểu đồ Q (Xem chi tiết tại phụ lục số 3' tiếng Anh) và sau đó nó đã được phát triển bởi Palmstrom và Broch năm 2006.

BẢNG PHÂN LOẠI KHỐI ĐÁ THEO HỆ Q

1. CHỈ TIÊU CHẤT LƯỢNG ĐÁ (RQD)

CHẤT LƯỢNG ĐÁ	RQD	GHI CHÚ
Rất xấu	0-25	1. Giá trị RQD ≤ 10 (Bao gồm cả giá trị 0). Giá trị 10 sẽ được sử dụng để tính toán. 2. Các giá trị RQD trong khoảng 5% như 100, 95, 90... được sử dụng trong tính toán.
Xấu	25-50	
Trung bình	50-75	
Tốt	75-95	
Cực tốt	90-100	

2. CHỈ SỐ LƯỢNG TẬP HỢP KHE NÚT

ĐIỀU KIỆN ĐÁ	<i>J_n</i>	GHI CHÚ
Nguyên khối, không có hoặc ít khe nứt	0.5-1.0	1. Đối chỗ giao cắt: $3 \times J_n$ 2. Đối cửa hầm: $2 \times J_n$
Một tập hợp khe nứt	2	
Một tập hợp khe nứt và các khe nứt ngẫu nhiên	3	
Hai tập hợp khe nứt	4	
Hai tập hợp khe nứt và 1 khe nứt ngẫu nhiên	6	
Ba tập hợp khe nứt	9	
Ba tập hợp khe nứt và 1 khe nứt ngẫu nhiên	12	
Bốn hay nhiều tập hợp khe nứt và khe nứt ngẫu	15	
Đá bị vỡ vụn, giống như đất.	20	

3. CHỈ SỐ ĐỘ NHÁM CỦA KHE NÚT

ĐIỀU KIỆN ĐÁ	<i>J_r</i>	GHI CHÚ
a. Khi thành khe nứt tiếp xúc với nhau		
b. Khi thành khe nứt tiếp xúc với nhau trước khi bị cắt 10 cm		
A.Các khe nứt gián đoạn	4	1.Cộng thêm 1 nếu khoảng cách trung bình của tập hợp khe nứt có liên quan lớn hơn 3m. 2. $J_r=0.5$ có thể sử dụng khi các khe phẳng, nhẵn có dấu vết xước của sự dịch chuyển, với ĐK các vết đó có tính định hướng.
B.Các khe nứt nhám không quy luật, lượn sóng	3	
C.Các khe nứt trơn và lượn sóng	2	
D.các khe nứt nhẵn và lượn sóng	1.5	
E.các khe nứt nhám hoặc không quy luật, phẳng	1.5	
F.Các khe nứt trơn, phẳng	1.0	
G.Các khe nứt có mặt trượt phẳng	0.5	
c.Không có sự tiếp xúc thành đá khi cắt		
H.Chiều dày của đới khoáng vật sét đủ để chống		
J.Chiều dày của các vật liệu lấp nhét như: cát pha,		

4. HỆ SỐ BIẾN ĐỔI KHE NÚT - *J_a*

ĐIỀU KIỆN ĐÁ	<i>J_a</i>	GÓC MA SÁT
a.Khi thành khe nứt tiếp xúc với nhau		
A.Tiếp xúc chặt, chặt cứng, không mềm, chất lấp nhét không thấm nước	0.75	
B.Các thành khe nứt không biến đổi, bề mặt có sự thay đổi màu sắc	1.0	25°-35°
C.Thành khe nứt ít biến đổi, khoáng vật lấp nhét là khoáng vật không mềm như các hạt cát, các mảnh đá sét,...	2.0	25°-30°
D.Phủ khe nứt là bụi hoặc sét cát và các mảnh đá sét nhỏ(không mềm)	3.0	20°-25°
E.Phủ khe nứt là vật chất mềm, Kaolinit, mica.Ngoài ra clorit, thạch	4.0	8°-16°

cao, than trì và một lượng nhỏ sét trương nở (Phủ không liên tục , chiều dày chỉ $\leq 1-2\text{mm}$).		
b.Thành khe nứt tiếp xúc với nhau khoảng 10 cm trước khi cắt		
F.Trong khe nứt có nhiều hạt cát và sét do đá phân hủy.	4.0	25°-30°
G.Khe nứt lấp đầy bởi khoáng vật sét không mềm và quá cố kết ở mức độ mạnh (Chiều dày liên tục chỉ $< 5\text{mm}$)	6.0	16°-24°
H.Khe nứt lấp đầy bởi khoáng vật sét không mềm và quá cố kết ở mức độ trung bình đến thấp (Chiều dày liên tục chỉ $< 5\text{mm}$)	8.0	12°-16°
J.Các vật liệu lấp nhét là sét trương nở như Montmoriolit (Chiều dày liên tục chỉ $< 5\text{mm}$). Giá trị Ja phụ thuộc vào % kích thước hạt sét trương nở và độ dẫn nước.	8-12	6°-12°
c.Thành khe nứt không xảy ra tiếp xúc khi cắt (Khi chuyển dịch)		
K.L.M.Các đới hoặc dải có chứa các sản phẩm phân hủy hoặc các mảnh đá lẫn sét (Đối với sét xem mục G, H, J)	6-8 8-12	6°-24°
N.Các đới hoặc dải có chứa bụi hoặc các mảnh sét (không mềm)	5	
O. P. R. Các đới hoặc dải có chứa sét dày (Đối với sét xem mục G, H, J)	10-13 12-20	6°-24°
Giá trị ϕ_r : được chọn xấp xỉ theo các chỉ tiêu của khoáng vật và các khoáng vật thứ sinh		

5. CHỈ SỐ GIÁM BÈN DO NƯỚC TRONG KHE NỨT GÂY NÊN

MÔ TẢ ĐIỀU KIỆN NƯỚC	J_w	ÁP LỰC XẤP XỈ CỦA NƯỚC (kgf/cm^2)
A.Mặt khai đào khô hay dòng chảy nhỏ, VD: 5l/m	1.0	< 1
B.Dòng chảy trung bình hay thỉnh thoảng áp suất nước đẩy vật liệu lấp nhét từ khe nứt ra ngoài.	0.66	1.0-2.5
C.Dòng chảy lớn hay áp suất cao trong đá cứng từ các khe nứt không có chất lấp nhét.	0.5	2.5-10
D. Dòng chảy lớn hay áp suất cao, đẩy các vật liệu lấp nhét từ khe nứt ra ngoài.	0.33	2.5-10

E. Dòng chảy đặc biệt lớn hay nước có áp sau khi nổ mìn, suy yếu theo thời gian	0.2-0.1	>10
F. Dòng chảy đặc biệt lớn hay nước có áp liên tục không thể nhận thấy sự suy yếu	0.1-0.05	>10
<p>GHI CHÚ:</p> <p>1. Các yếu tố C, F là đánh giá sơ bộ. Giá trị J_w tăng lên nếu được tăng cường các biện pháp thoát nước.</p> <p>2. Không xem xét các vấn đề đặc biệt là nguyên nhân của sự tạo thành băng đá.</p>		

6. CHỈ SỐ XÉT TỚI SỰ SUY GIẢM ỨNG SUẤT (SRF)

MÔ TẢ ĐIỀU KIỆN ĐÁ	SRF	GHI CHÚ	
a. Các đới đá yếu giao cắt mặt khai đào, có thể gây nên sự biến dạng của khối đá khi đào hầm.			
A. Sự xuất hiện nhiều lần của các đới đá yếu bao gồm sét hay đá bị phân hủy hóa học, đá xung quanh rất tươi	10	<p>1. Giảm giá trị SRF đi 25-50% nếu các đới trượt có liên quan chỉ gây ảnh hưởng chứ không giao cắt mặt đào.</p> <p>2. Đối với ứng suất ở hiện trường lớn không đẳng hướng (nếu đo): $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, giảm σ_c và σ_t thành 0.8 σ_t; khi $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, giảm σ_c và σ_t thành 0.6 σ_c và 0.6 σ_t (σ_c: độ bền kháng nén nở hông; σ_t: độ bền kéo (nén điểm); σ_1 và σ_3: là các ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất.</p> <p>3. Đối 1 số trường hợp có khoảng cách từ vòm hầm đến bề mặt đất nhỏ hơn chiều rộng hầm. Kiến nghị tăng giá trị SRF từ 2.5 đến 5 cho mỗi trường hợp (xem H)</p>	
B. Các đới đá yếu riêng lẻ bao gồm sét hay đá bị phân hủy hóa học (Độ sâu khai đào $\leq 50m$)	5		
C. Các đới đá yếu riêng lẻ bao gồm sét hay đá bị phân hủy hóa học (Độ sâu khai đào $> 50m$)	2.5		
D. Các đới trượt phức tạp trong đá cứng (sét kết), đá xung quanh bị tươi xốp (độ sâu bất kỳ)	7.5		
E. Các đới trượt riêng lẻ trong đá cứng (sét kết) (độ sâu khai đào $\leq 50m$)	5		
F. Các đới trượt riêng lẻ trong đá cứng (sét kết) (độ sâu khai đào $> 50m$)	2.5		
G. Các khe nứt mở rộng, lớn hay có dạng hình khối (độ sâu bất kỳ)	5		
b. Đá cứng có vấn đề về ứng suất	σ_c / σ_t	σ_t / σ_1	
H. Ứng suất thấp, gần bề mặt đất	>200	13	2.5
J. Ứng suất trung bình	200-10	13-0.66	1.0

K. Ứng suất cao, cấu trúc chặt(thường ổn định, có thể không ổn định tường bên)	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0
L. Đá nở nhẹ (đá dạng khối)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M. Đá nở mạnh(đá dạng khối)	<2.5	<0.16	10-20
c. Đá trương nở, dòng chảy của đá mềm dẻo dưới ảnh hưởng của các ứng suất cao trong đá.			
N. Đá trương nở có ứng suất nhỏ			5-10
O. Đá trương nở có ứng suất lớn			10-20
d. Đá trương nở, tác nhân làm trương nở là do nước			
P. Áp lực trương nở nhỏ			5-10
R. Áp lực trương nở lớn			10-20

Độ ổn định của các nhóm khối đá theo Hệ thống phân loại Q

Giá trị Q	Nhóm khối đá	Chất lượng khối đá
400-1000	A	Đặc biệt tốt
100-400		Cực kỳ tốt
40-100		Rất tốt
10-40	B	Tốt
4-10	C	Khá tốt
1-4	D	Yếu
0.1-1.0	E	Rất yếu
0.01-0.1	F	Cực kỳ yếu
0.001-0.01	G	Đặc biệt yếu

Bảng so sánh giữa RQD và hệ thống phân loại Q

Chỉ số chất lượng đá	Đá loại tốt	Đá loại trung bình	Đá loại xấu
J _n	3	4	9
J _r	2	2	1

Độ ổn định của các nhóm khối đá theo Hệ thống phân loại Q

Giá trị Q	Nhóm khối đá	Đặc điểm ổn định
400-1000	A	Đặc biệt tốt
100-400		Cực kỳ tốt
40-100		Rất tốt
10-40	B	Tốt
4-10	C	Trung bình
1-4	D	Yếu
0.1-1.0	E	Rất yếu
0.01-0.1	F	Cực kỳ yếu
0.001-0.01	G	Đặc biệt yếu

Bảng so sánh giữa RQD và hệ thống phân loại Q

Chỉ số chất lượng đá	Đá loại tốt	Đá loại trung bình	Đá loại xấu
Jn	3	4	9
Jr	2	2	1
Ja	1	2	4
Jw	1	1	0.66
SRF	1	1	2.5
RQD	100	90	70
Q	67	22	0.5

❖ Phương pháp phân loại Q: được áp dụng cho việc thiết kế các công trình đường hầm, nó đã đề cập đến rất nhiều các đặc điểm liên quan đến khối đá, nhưng mới chỉ đề cập đến mức độ suy giảm độ bền cơ học mà chưa đề cập tới giá trị của độ bền cơ học của khối đá.

❖ Hệ thống phân loại khối đá RMR Bieniawski (1973) và hệ thống phân loại Q của Barton (1974) đã rất thành công trong việc ứng dụng cách phân loại này để xây dựng hàng trăm km các công trình hầm. Cả hai hệ thống phân loại này đều phụ thuộc vào giá trị RQD của hệ thống phân loại của Deer (1964).

2.2.4. Hệ thống phân loại khối đá theo Palmstrom, 1995– Phương pháp RMI

Palmstrom năm 1995 đưa ra Chỉ số khối đá RMI (Rock Mass Index) dựa trên đặc tính về cường độ của khối đá. Giá trị RMI đưa ra để đánh giá khả năng chống đỡ của khối đá trong các công trình ngầm và các phương pháp xây dựng công trình trong khối đá.

Hệ thống phân loại RMI được xác định dựa trên 2 thông số sau:

$$RMI = \sigma_c \times J_p$$

Trong đó:

σ_c : Cường độ nén 1 trục của đá (MPa)

J_p : Thông số về khe nứt, phụ thuộc vào thể tích của khối đá và đặc tính của khe nứt (độ nhám, sự biến đổi và kích thước của khe nứt).

Chỉ số khối đá RMI khác so với các hệ thống phân loại khác chủ yếu là đánh giá khối đá dựa trên sự mô tả và chất lượng của chúng được thể hiện bằng chỉ số RMI. Giá trị của Chỉ số này đánh giá tính chất cơ học và đặc tính công trình của khối đá.

Bảng phân loại của hệ thống RMI

RMI	Cường độ nén 1 trục của khối đá	Giá trị RMI
Cực kỳ thấp	Cực kỳ yếu	<0.001
Rất thấp	Rất yếu	0.001-0.01
Thấp	Yếu	0.01-0.1
Trung bình	Trung bình	0.1-1.0
Cao	Khỏe	1.0-10.0
Rất cao	Rất khỏe	10-100
Cực kỳ cao	Cực kỳ khỏe	>100

❖ RMI được áp dụng để xác định tiêu chuẩn phá hủy không đổi Hoek-Brown.

(Trang 2 - The Rock mass Index RMI Applied in Rock mechanic and Rock engineering – Arild Palmstrom).

❖ RMI dùng để xác định đường cong cộng hưởng của đất nền.

(Trang 7 - The Rock mass Index RMI Applied in Rock mechanic and Rock engineering – Arild Palmstrom).

❖ RMI dùng để đánh giá khả năng chống đỡ của đá.

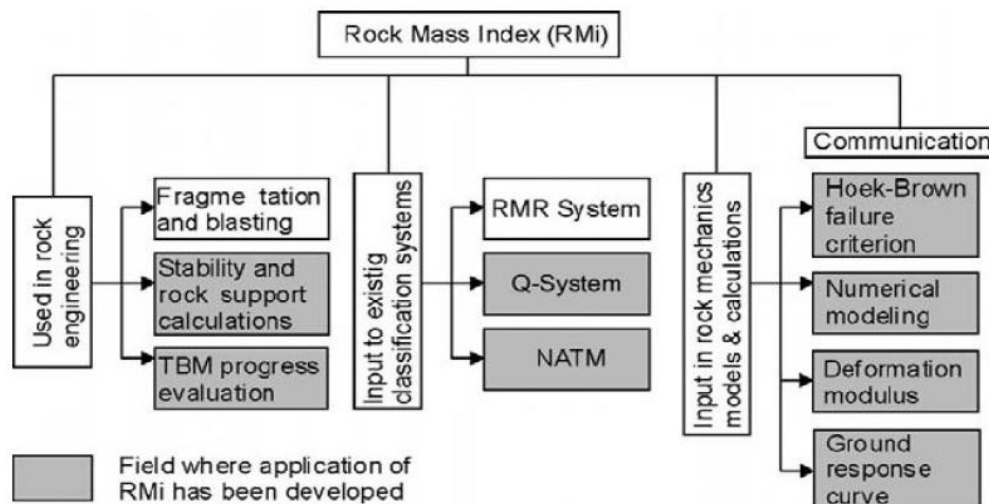
(Trang 10 - The Rock mass Index RMI Applied in Rock mechanic and Rock engineering – Arild Palmstrom).

- ❖ RMI đánh giá định lượng mô tả nền đá theo phân loại NATM (Phương pháp phân loại của Úc đối với hầm).

(Trang 29 - The Rock mass Index RMI Applied in Rock mechanics and Rock engineering – Arild Palmstrom).

RMI áp dụng trong nghiên cứu cơ học và công trình của khối đá

(Palmstrom, 1996)



2.2.5. Chỉ số độ bền địa chất GSI - Chuẩn phá hoại Hoek Brown.

Hoek (1994, 1995), Hoek và Brown (1997) đã đưa ra hệ thống phân loại mới của khối đá gọi là “Chỉ số độ bền địa chất GSI” (Geological Strength Index, GSI). Hệ thống phân loại GSI có ý nghĩa về mặt thực tiễn hơn hệ thống phân loại Q và RMR khi ứng dụng chuẩn phá hoại Hoek Brown.

Chuẩn phá hoại Hoek Brown (HB) hay còn gọi là chuẩn bền HB: là một tiêu chuẩn được lập từ kinh nghiệm cho phép xác định quan hệ tương quan giữa các thành phần ứng suất ở trạng thái giới hạn của khối đá. Mối quan hệ này có dạng phi tuyến. Khi dùng tiêu chuẩn phá hoại, khối đá được coi là môi trường liên tục để mô phỏng, tính toán và thiết kế.

Ban đầu chuẩn phá hoại này dựa trên: “ Các kết quả vật liệu đá cứng liên khối có phá hủy giòn của Hoek (1968) kết hợp với mô phỏng của Brown (1970) để áp dụng đối với khối đá có khe nứt trong công trình ngầm. Ban đầu hướng phá hủy của khối đá không được xét tới, mà nó được coi như vật liệu liên tục. Để xác định đường bao độ bền của khối đá nứt nẻ, các tác giả đã dựa vào đường bao độ bền của đá liên khối. Các hệ số này có sự liên hệ với đặc điểm của khối đá: thường thông qua đo đạc, mô tả, nhận dạng và phân loại khối đá.

Theo HB thì độ bền khối đá nứt nẻ có thể xác định từ kết hợp kết quả thí nghiệm trong phòng với quan sát mô tả và đo đạc ở hiện trường. **Điểm hình là sự kết hợp Chỉ số khối đá RMR của Bieniswki (1989) với Chuẩn phá hoại Hoek Brown (1988). Tuy nhiên việc kết hợp này không được phù hợp, đặc biệt với đá yếu (RMR <25).** Chỉ số GSI được đề xuất sử dụng trong độ bền HB cho việc đánh giá độ bền của khối đá Hoek et al (1995).

Giá trị của GSI = 0 ÷ 100, hệ thống phân loại dùng để phân loại cho các loại đá trong điều kiện ổn định mái dốc, xây dựng các công trình ngầm hoặc nền móng các công trình trên đá. Hệ thống phân loại GSI được phát triển cụ thể hơn trong những năm sau này, GSI được xác định qua mô tả mẫu được thể hiện trong phụ lục số 4 tiếng Anh.

Chỉ số GSI có ưu điểm hơn RMR khi áp dụng vào tiêu chuẩn bền HB ở chỗ:

+ Có điều kiện áp dụng linh hoạt hơn.

+ Chỉ số này được đánh giá dựa trên các quan sát mô tả địa chất nhiều hơn.

Chuẩn phá hoại được xây dựng dựa trên kinh nghiệm, nên nó liên tục được cập nhật, bản mới nhất có thể kể đến Hoek et al. (2002). Việc tính toán các chỉ tiêu cơ học của khối đá theo tiêu chuẩn HB được dựa trên phần mềm RockLab, trên cơ sở các thông số đầu vào m_i , GSI, D, σ_{ci} được xác định từ thí nghiệm trong phòng và mô tả địa chất chi tiết.

➤ **Phương trình tổng quát của chuẩn phá hoại HB có dạng như sau:**

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Trong đó:

σ_1' và σ_3' : là ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất trong thí nghiệm nén 3 trục

σ_{ci} : độ bền nén 1 trục của mẫu đá.

m , s , a : là những hệ số đặc trưng cho tính chất của khối đá.

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

Trong đó:

+ D: mức độ ảnh hưởng của nổ mìn đối với độ nguyên vẹn của đất đá (Lấy trung bình=0.3), D có giá trị biến đổi từ 0÷1, theo HB thì D nên được hiệu chỉnh tùy thuộc số liệu quan trắc hiện trường.

+ m_i : hệ số tùy thuộc vào từng loại đá.

Các hằng số này được xác định theo GSI như sau:

$$s = \exp \left(\frac{\text{GSI} - 100}{9 - 3D} \right) \quad \text{Nếu GSI} > 25; \text{ Nếu GSI} < 25 \text{ thì } s = 0$$

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

GSI: là chỉ số xác định độ bền của khối đá cho các điều kiện địa chất khác nhau, chủ yếu là mức độ nứt nẻ và đặc điểm bề mặt khe nứt. GSI được lấy theo kết quả mô tả đặc điểm các yếu tố này: có thể xác định theo Marinov và Hoek (2000) hay Marinov et al (2005).

Theo Hoek et al (1995), GSI có thể được xác định theo kinh nghiệm dựa vào thông số RMR89: chỉ số chất lượng khối đá theo Bieniawski (1989), hoặc chỉ số chất lượng đá Q' theo Barton (1974):

- ✚ Với RMR'89 >23 thì ta có GSI = RMR'89 – 5
- ✚ Với RMR'89 <23 thì ta có GSI = 9lnQ' + 44
- Xác định cường độ kháng nén của khối đá
- Xác định mô đun biến dạng khối đá
- Xác định cường độ kháng cắt của khối đá qua mô hình Mohr – Coulomb (MC) từ chuẩn phá hoại HB.

Phương pháp bán thực nghiệm Hoek – Brown (phần mềm Rocklab): Xuất phát từ thí nghiệm cắt 3 trục một mẫu đá, các tác giả trên đã đề xuất ý tưởng cắt 3 trục một khối đá lớn dựa trên cơ sở tiêu chuẩn Hoek-Brown và các giá trị đặc trưng cho khối đá đó được sử dụng rộng rãi trên thế giới trong đánh giá địa kỹ thuật đất đá bằng phương pháp RMR (Rock Mass Rating) và Q (Q system). Hiện nay, tiêu chuẩn này được ứng dụng rất thuận tiện, dễ dàng thông qua phần mềm RockLab. Trong tiến trình Việt nam hội nhập với thế giới, kiến nghị từng bước áp dụng một số tiêu chuẩn đã được Quốc tế thừa nhận, nhất là tiêu chuẩn Hoek – Brown vào trong công tác khảo sát công trình, đặc biệt là các công trình thủy điện.

2.2.6. Phương pháp đào hầm mới của Áo (NATM).

Phương pháp đào hầm mới của Áo (NATM) đã được phát triển bởi Rabcewicz, Muller và Pacher vào giữa năm từ 1957 và 1965. Rabcewicz (1963) đã đưa ra khái niệm mới, được nhiều người cho là có ý nghĩa lịch sử, đó là '**Phương pháp thi công hầm mới của Áo**' trong báo cáo của mình, đúng nghĩa hiểu theo tiếng Áo là *phương thức đào hầm mới* đã chú ý đến các kinh nghiệm, các nghiên cứu về áp lực đất/đá cũng như mối liên quan

giữa áp lực đất/đá với công nghệ thi công, với các vấn đề về địa cơ học và phương thức thi công, đã được nhiều nhà khoa học, các chuyên gia thực tế đúc rút và tổng hợp, như Bierbaumer, Örlay, Rabcewicz, Stini, Terzaghi và Tschernig.

Bê tông phun là yếu tố bảo vệ cơ bản của phương pháp thi công hầm mới của Áo đã khẳng định tính kinh tế rất rõ ràng. Phương pháp thi công này, theo đăng kí bản quyền của Rabcewicz có các đặc điểm sau:

- *Phương pháp thi công hầm mới của Áo quan tâm chủ yếu đến ba loại kết cấu cơ bản là: bê tông phun, neo và khung thép hình hoặc khung thép hàn tổ hợp, được sử dụng riêng rẽ hoặc phối hợp.*
- *Nhờ có lớp vỏ mỏng bê tông phun nên hiện tượng dịch chuyển, toi ròi của khối đá được hạn chế căn bản và quá trình biến đổi cơ học được lan rộng vào trong khối đá, qua đó Hình thành một “vành đai chịu tải” trong khối đá*
- *Kết cấu chống được xây dựng sau đó chỉ phải tiếp nhận tải trọng tác dụng nhỏ vì vậy có thể thiết kế với kích thước nhỏ hơn.*
- *Đo đạc biến dạng, dịch chuyển của khối đá kết hợp với thi công nhanh kết cấu nền hay vòm ngược phía nền, tạo cơ sở cho các quyết định, nhận định về tính toán và thi công.*

Như vậy, cốt lõi của “Phương pháp thi công hầm mới của Áo” chính là sử dụng bê tông phun làm kết cấu chống tạm, hay bảo vệ, nhanh, kịp thời. Cũng vì vậy, nhiều nhà khoa học và thực tế khác của Châu Âu quan niệm rằng phương pháp thi công hầm mới của Áo chỉ là một dạng của ‘phương pháp-hay phương thức bê tông phun’, đã được nhiều nơi sử dụng. Mặt khác ngoài bê tông phun, các kết cấu chống tạm hay bảo vệ khác cũng được sử dụng độc lập hay phối hợp như neo, khung thép, cọc, ván...; các sơ đồ thi công được xây dựng trên cơ sở các sơ đồ thi công kinh điển. Khi khối đá có các biểu hiện tróc lở mạnh đến có áp lực mạnh, phương pháp thi công được thực hiện theo nguyên tắc đón đỡ, hay theo phương pháp thi công của Bỉ. Khi biểu hiện của khối đá thuộc các nhóm từ áp lực mạnh đến dạng toi ròi, chảy, thì phương pháp thi công hợp lý là phương pháp chia gương có nhân đỡ (đào các đường lò hay đường hầm hai bên hông trước rồi đào phía nóc sau), còn được gọi là phương pháp thi công (có nhân đỡ) của Đức. Các phương pháp đó đã được coi là các phương pháp

cổ điển, tùy theo sơ đồ đào và sơ đồ thi công. Tuy nhiên, mặc dù bê tông phun với vai trò làm chức năng bảo vệ đã được sử dụng rất sớm, song lần đầu tiên đã được các chuyên gia Áo phân tích kỹ và xây dựng thành phương pháp, do vậy trên thế giới khái niệm phương pháp thi công hầm mới của Áo đã được áp dụng rộng rãi và quen biết với khái niệm NATM (New Austrian Tunneling Method).

❖ *Phân loại khối đá theo NATM (Ayaydin, 1986) xem tại phụ lục tiếng Anh số 5*

(T33- A Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004).

❖ **Tương quan giữa RMR, M-RMR, Q, GSI và NATM.**

(T34- A Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004).

Tương quan giữa các hệ thống phân loại

Tác giả	Tương quan
Bieniawski (1976)	$RMR = 9 \ln Q + 44$
Hoek et al. (1995)	$GSI = RMR_{76}$ (use of 1976 version of RMR) $GSI = RMR_{89} - 5$ (use of 1989 version of RMR)
Hoek et al. (1995)	$GSI = 9 \ln Q' + 44'$ (Q' : $\frac{RQD}{J_r}$) $\frac{J_n}{J_a}$
Ünal (1996)	$M - RMR = 9.66 \ln Q + 37.9$

❖ **Mô đun biến dạng**

(T37- A Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004).

Tác giả	Thông số	Giới hạn	Công thức tính E_m
Bieniawski (1978)	RMR	$RMR > 50$	$E_m = 2RMR - 100$
Serafim and Pereira (1983)	RMR	$RMR \leq 50$	$E_m = 10^{[(RMR-10)/40]}$
Barton (2002)	Q, σ_c	$\sigma_c \leq 100 \text{MPa}$	$E_m = 10 [(\sigma_c / 100) Q]^{1/3}$
Hoek et al. (2002)	GSI, σ_c , D	$\sigma_c \leq 100 \text{MPa}$	$E_m = [1 - (D/2)] (\sigma_c / 100) 10^{(GSI-10)/40}$
		$\sigma_c > 100 \text{MPa}$	$E_m = [1 - (D/2)] 10^{(GSI-10)/40}$
σ_c : Cường độ nén 1 trục, D : Hệ số không nguyên dạng			

Qua các phương pháp phân loại khối đá của các tác giả nêu trên, chúng ta thấy rằng:

- Phương pháp phân loại đá nào cũng có những điểm tích cực và mặt hạn chế của nó.
- Các phương pháp này mặc dù đã đề cập tới rất nhiều yếu tố liên quan đến đặc tính cơ học, thể nằm, đặc điểm khe nứt, thủy tính, mức độ phong hóa... của khối đá nhưng có rất nhiều yếu tố còn mang tính chất chủ quan và thiên về quan sát nhiều hơn.
- Xu thế chung hiện nay: về nghiên cứu cơ học đá nguyên khối và nứt nẻ là tìm ra một phương pháp phân loại khối đá cho phép định lượng các yếu tố ảnh hưởng một cách rõ ràng và cụ thể hơn.

Vai trò của khối đá đối với xây dựng công trình giao thông ở nước ta theo khía cạnh tương tác với công trình có thể tạm chia thành 2 nhóm:

- Nhóm khối đá sử dụng làm nền, móng công trình.
- Nhóm khối đá sử dụng làm môi trường xung quanh cho công trình.

Nhóm thứ nhất: là các công trình đường, cầu, bến cảng, sân bay khi đó khối đá đóng vai trò như nền móng của công trình. Công trình có thể đặt trực tiếp lên nền đá trong trường hợp móng nông và cũng có thể đặt gián tiếp lên nền đá trong trường hợp móng cọc và mũi cọc đặt vào khối đá. Phân loại khối đá được tiến hành theo phương pháp của Deere (RQD) trên lõi khoan kết hợp với việc xác định chỉ tiêu cơ lý của đá. Biện pháp này gặp phải một số hạn chế là: khi khoan trong đá phong hóa, nứt nẻ thì chỉ số RQD rất thấp, nhiều khi bằng 0. Trên thực tế: khối đá có độ bền cao, có khi là rất cao (có thể xác định tương đối theo tốc độ khoan và độ cứng của lõi khoan được). Điều này dẫn tới việc lựa chọn số liệu cho thiết kế không mang tính khách quan và thường quá thiên về an toàn, làm tăng giá thành xây dựng công trình. Giải pháp khắc phục: có thể bổ trí thêm phương pháp địa vật lý để xác định tốc độ truyền sóng của mẫu đá và khối đá, trên cơ sở đó có thể gián tiếp xác định được tỷ lệ mô đun biến dạng của khối đá kết hợp với kết quả thí nghiệm mẫu đá trong phòng, có thể xác định được chỉ tiêu cơ lý của khối đá một cách chính xác hơn.

Nhóm thứ hai: là các công trình như mái dốc của đường, hầm. Khối đá đóng vai trò như một bộ phận cấu thành công trình (mái dốc taluy của đường) hoặc đóng vai trò như môi trường xung quanh công trình (hầm đường bộ, đường sắt). Thực tế hiện nay, công tác

khảo sát thu thập số liệu đầu vào phục vụ thiết kế mái dốc trên khối đá ở nước ta rất hạn chế và không đồng bộ. Các số liệu đưa ra còn mang tính chủ quan, việc đo vẽ địa chất công trình tuyến đường nói chung và khối đá nói riêng được thực hiện rất sơ sài và hầu như là không thực hiện đối với các công trình vừa và nhỏ. Chính vì sự thiếu chú trọng đó mà hầu hết các tuyến đường miền núi và trung du ở nước ta, công tác gia cố bảo vệ mái dốc gặp rất nhiều sự cố. Đặc biệt là một công trình lớn như đường Hồ Chí Minh chẳng hạn, hàng năm cứ vào mùa mưa thì rất nhiều vị trí trên toàn tuyến đã xảy ra sạt lở mái taluy nền đường gây rất nhiều thiệt hại.

Ở Việt Nam từ trước đã có những hầm đường sắt trên tuyến đường sắt thống nhất và tuyến Hà nội – Lào Cai, các hầm này đều có chiều dài nhỏ và hầu như đi qua phần đá nguyên khối. Tất cả các hầm này đều được thiết kế và thi công theo tiêu chuẩn của Liên Xô cũ. Các hầm này qua thời gian dài sử dụng cho đến nay vẫn đảm bảo sự ổn định. Thời gian gần đây, một số công trình hầm đường bộ lớn được xây dựng như: Hầm Hải Vân (Thừa Thiên Huế-Đà Nẵng), hầm Đèo Ngang (Hà Tĩnh-Quảng Bình), hầm Cổ Mã (Khánh Hòa). Các hầm đường bộ này được thiết kế và thi công theo công nghệ đào hầm mới của Áo (công nghệ NATM), trên cơ sở phân loại và tính toán chỉ tiêu cơ lý của khối đá theo Rabcewicz, Pacher và Muller. Đây là công nghệ đào hầm mới lần đầu tiên được áp dụng tại Việt Nam.

Trong công tác gia cố công trình ngầm tại Dự án thủy điện Quảng Trị: nếu áp dụng quy trình, quy phạm Việt Nam (Hướng dẫn thiết kế đường hầm HD.TL-3-77) để thiết kế biện pháp gia cố tạm thì hầu hết 367m tuynel đào trong đá cát bột kết sẽ phải thiết kế có thép chống sẽ rất tốn kém. Việc áp dụng hệ thống phân loại chất lượng khối đá theo MRM và Q đã đem lại hiệu quả kinh tế cao, đẩy nhanh tiến độ thi công tuynel. Hai hệ thống phân loại chất lượng khối đá này được biên soạn trên cơ sở thu thập và tổng hợp tài liệu từ hàng trăm công trình đã xây dựng và ngày càng được chính xác hóa theo các số liệu mới được bổ sung.

Từ kết quả tính toán các chỉ tiêu cơ học của khối đá tại công trình thủy điện Bình Điền theo 2 tiêu chuẩn Hoek – Brown và tiêu chuẩn của Nga cho thấy:

- Kết quả tính toán theo tiêu chuẩn Hoek – Brown cho giá trị C , ϕ cao hơn so với tính toán theo tiêu chuẩn của Nga: lực dính C kết quả cao hơn khoảng 4 lần, góc ma sát ϕ kết quả cao hơn khoảng 1.4 lần.
- Trị số mô đun biến dạng: theo 2 tiêu chuẩn gần tương đương nhau.
- Cường độ kháng nén khối đá: theo tiêu chuẩn Nga lớn hơn so với tiêu chuẩn Hoek – Brown.
- Tiêu chuẩn Hoek – Brown đáp ứng được đồng thời việc tính toán chỉ tiêu khối đá cho nền đập, bờ dốc và hầm. Kết quả đưa ra là giá trị cụ thể, không cần phải nội suy,

đồng thời các thông số đầu vào đã bao hàm đầy đủ các đặc trưng của khối đá cho thấy ưu điểm vượt trội so với các tiêu chuẩn của Liên Xô cũ.

Từ việc nghiên cứu tổng quan về một số phương pháp phân loại các khối đá đã được phát triển và có ý nghĩa trong công tác xây dựng công trình nói chung và công trình giao thông nói riêng. Các hệ thống phân loại khối đá đã ngày càng chú ý nhiều hơn và cụ thể hơn các yếu tố ảnh hưởng khác nhau. Tuy nhiên các hệ thống này ít nhiều mang tính chủ quan, thể hiện ở chỉ tiêu phân loại cũng như thang, nhóm khối đá. Khi thâm nhập các phương pháp này áp dụng ở Việt Nam là nước có khí hậu nhiệt đới ẩm, các quá trình phong hóa xảy ra mạnh ảnh hưởng phức tạp đến đặc tính địa chất công trình khối đá, nên cần phải nghiên cứu điều chỉnh các phương pháp này cho phù hợp và tiến tới có thể biên soạn thành quy trình áp dụng rộng rãi.

II.2.7. Phương pháp phân loại nhóm đá – Đường hầm xuyên núi của Nhật Bản (Japanese standard for mountain tunneling 1996).

1. Kiểu đá

a. Đá Biến chất: Phylit, Diệp thạch than, Diệp thạch than silic, đá quắc zit, diệp thạch xám xanh, gơ nai, đá chịu lửa,... Các loại đá biến chất sâu: Gabro, Peridotit,...

b. Đá Trầm tích: địa tầng Paleozôi và Mezozôi (Đá phiến, đá cát kết, Conglômerate, đá vôi, đá cát kết,..).

c. Đá Macma

Đá Macma phun trào: thạch anh trachit, Andezit, Bazan,...

Đá Macma xâm nhập nông: Granopocphyrit, Pocphyrit thạch anh, Diabaz,...

Đá macma xâm nhập sâu: Granite, Diorit,...

2. Điều kiện lõi khoan RQD và khoảng cách nứt nẻ mô tả tương ứng với từng loại đá a, b, c và d1.

d. Quy định cho các đá thuộc địa tầng kỷ Đệ tam và các sản phẩm lũ tích (Đá bột kết, đá phiến sét, đá phiến silic, đá cát kết Conglomerat, tuff,...)

Tuy nhiên ở đây cũng chia làm 2 loại : d1 và d2 dựa trên cường độ kháng nén 1 trục của đá 200 kG/cm² :

Độ bền nén q_u của mẫu đá tươi : $d_1 : q_u \geq 200 \text{ kG/cm}^2$ $d_2 : q_u < 200 \text{ kG/cm}^2$

e. Tầng trên của địa tầng lũ tích (Đất mùn, sản phẩm của dung nham núi lửa)

Tầng bồi tích Aluvi (Bề mặt mái dốc, tầng phủ trên mặt).

TIÊU CHUẨN PHÂN LOẠI NHÓM ĐÁ

Loại nền	Loại đá	Tốc độ truyền sóng dh (Vp km/s)	Hệ số năng lực nền	Lỗi khoan		Điều kiện địa chất	Quan sát		Điều kiện sau khi đào	
		Từ 1 ÷ 6		Điều kiện lỗi	RQD (%)		Dùng búa đập vỡ	K cách giữa các vết nứt (cm)	Khả năng ổn định của gương	Độ hội tụ
A	a			-Tỷ lệ thu hồi mẫu khoáng $\geq 90\%$. -Mẫu có thời dài $\geq 20\text{cm}$, hầu như là các mảnh vụn đá	≥ 80	-Đá rất cứng và sạch. Là khối lớn với diện phân bố liên tục, đá hầu như không nứt nẻ. -Đá không bị phá hủy vì nước	-Độ cứng của đá=số Rebounds. -Đá khó vỡ dưới tác dụng mạnh của búa, khi vỡ bề mặt nhẵn.	$\geq 100 \div 50$	Điều kiện ổn định cực tốt, không bị bờ rời trong khoảng thời gian dài	Phút
	b									
	c									
	d									
B	a			Tỷ lệ thu hồi mẫu khoáng $\geq 70\%$. Các thời mẫu có chiều dài khoảng $10 \div 20$ cm, cũng có các thời dài 5 cm.	$90 \div 60$	-Đá cứng, ít nứt nẻ. -Đá khá cứng, đã bị phá hủy do phong hóa. -Đá phân chia theo địa tầng, tuy cứng nhưng có sự phân lớp, dễ	-Đá bị vỡ khi đập búa mạnh, thành cục tương đối nhỏ. Phần vỡ chi tập trung theo dọc các khe nứt và các bề mặt yếu.	$70 \div 30$	-Khi cắt bề mặt đá theo phương thẳng đứng, đá bị đổ nếu khi đào không có các kết cấu chống đỡ. -Các vị trí đào bờ rời cục bộ, yêu cầu phải có kết cấu chống đỡ.	Phút
	b									
	c									
	d									
C	I	a		Tỷ lệ thu hồi mẫu từ $40\% \div 70\%$, phổ biến là các lõi nhỏ có chiều dài ≤ 5 cm. mức độ nứt nẻ cao, dễ bị bề gãy. Khó hoặc không	$70 \div 20$	-Đá hơi mềm do tác dụng của phong hóa. -Đá tương đối cứng, có những vết nứt nhỏ, trong đó chứa lớp sét mỏng -Đá phân lớp rõ, dễ bị tách ra	-Đá dễ bị đập vỡ =búa. Phần đá vỡ có kích thước tương đối nhỏ và thường bị vỡ theo bề mặt dọc các khe nứt	≤ 50	-Bề mặt gương đào thẳng đứng. -Yêu cầu sử dụng bê tông phun tại vòm hầm đào chưa được sử dụng kết cấu chống đỡ ngay sau khi nổ mìn. -Chiều cao bị rơi ra $2 \div 4\text{m}$	≤ 50
		b								
		c								
		d1								
		d2								
	II	a							-Bề mặt đào thẳng đứng. Đá rơi ở	

TIÊU CHUẨN PHÂN LOẠI NHÓM ĐÁ

Loại nền	Loại đá	Tốc độ truyền sóng dh (Vp km/s)	Hệ số năng lực nền	Lỗi khoan		Điều kiện địa chất	Quan sát		Điều kiện sau khi đào	
		Từ 1 ÷ 6		Điều kiện lỗi	RQD (%)		Dùng búa đập vỡ	K cách giữa các vết nứt (cm)	Khả năng ổn định của gương	Độ hội tụ
D		b	≥ 4	thể phục hồi lại hình dạng ban đầu của đá.		tại các mặt phân lớp. -Đá có khe nứt hẹp ở thành bên -Đá bị phá hủy nhẹ do nước.			vùng lân cận, phần vòm cần chống đỡ theo yêu cầu.	
		c								
		d1								
		d2								
	I	a	4 ÷ 2	Tỷ lệ thu hồi mẫu kém chi khoảng ≤ 40%. Mẫu bao gồm các mảnh vụn, đôi khi có mảnh là sét có lẫn các mảnh đá.	≤ 20	-Đá bị phong hóa mạnh cho đến mềm và bở, 1 phần bị phá hủy thành đất, 1 phần lõi cứng. -Đá có nhiều vết nứt, dễ dàng đập vỡ.	Đá bị đập vụn dễ dàng = búa và dễ bẻ vụn = tay.		-Đá rơi đôi khi xảy ra do đào mở rộng mà không chống đỡ. Đôi khi xảy ra sự nén ép bởi áp lực bên. -Cần lắp đặt các kết cấu chống đỡ sớm.	≤ 60
		b								
		c								
		d1								
		d2								
		e								
	II	a	2 ÷ 1			-Trong các khe nứt có vật chất sét lấp nhét,... -Đất, sườn tích,... -Bề mặt đá bị mềm bở do nước.	-Đá bị vỡ vụn khi búa đập nhẹ. - Nếu dùng đầu nhọn của búa để đập thì dấu vết của búa vẫn để lại trong đá.		-Đá đổ xảy ra và lan rộng từ bề mặt đào, áp lực nén bên xuất hiện do chưa có kết cấu chống đỡ tại gương hầm khai đào. -Phạm vi vùng biến dạng dẻo và	≤ 200
		b								
c										
d1										
d2										
e										
	a	≤ 1						-Áp lực nén xảy ra tại gương hầm	≤ 400	
	b									

TIÊU CHUẨN PHÂN LOẠI NHÓM ĐÁ

Loại nền	Loại đá	Tốc độ truyền sóng dh (Vp km/s)	Hệ số năng lực nền	Lỗ khoan		Điều kiện địa chất	Quan sát		Điều kiện sau khi đào	
		Từ 1 ÷ 6		Điều kiện lỗ	RQD (%)		Dùng búa đập vỡ	K cách giữa các vết nứt (cm)	Khả năng ổn định của gương	Độ hội tụ
E	c					nê và khu vực có độ dốc lớn dễ tạo nên các lớp sét, chúng làm tăng thêm áp lực đất nền.. -Đá trở nên mềm bở dưới tác dụng của nước.			đào, chúng gây sập gương nếu sự nén ép xảy ra rõ rệt. -Sự nén ép xảy ra ở vùng vòm và xung quanh tường hầm nếu không có kết cấu chống đỡ.	
	d1									
	d2									
	e									

II.3. Các hệ thống phân loại đá ở Việt nam




II.3.1. Phân loại đá theo phân loại đất nền (TCVN9362:2012)

Đá gồm có phún xuất, biến chất và trầm tích có liên kết cứng giữa các hạt (dính kết và xi măng hóa) nằm thành khối liên tục hoặc khối nứt nẻ. Đá được chia ra thành từng loại theo bảng sau tùy thuộc vào:

- + Sức chống nén tức thời một trục ở trạng thái no nước R_n ;
- + Hệ số hóa mềm K_m (tỷ số giữa sức chống nén tức thời một trục ở trạng thái no nước và hong khô);
- + Độ phong hóa K_{ph} (tỷ số giữa trọng lượng thể tích của mẫu đá bị phong hóa với trọng lượng thể tích của mẫu chưa phong hóa của cùng đá ấy).

Đối với đá có khả năng hòa tan trong nước (muối mỏ, thạch cao, đá vôi ...) phải quy định độ hòa tan của nó.

Phân loại đá

Loại đá	Chỉ số
 Theo sức chống nén tức thời một trục	R_n (MPa)
- Rất bền	$R_n > 120$
- Bền	$120 \geq R_n > 50$
- Bền vừa	$50 \geq R_n > 15$
- Ít bền	$15 \geq R_n > 5$
- Đá nửa cứng	$R_n < 5$
 Theo hệ số hóa mềm trong nước K_m	
- Không hóa mềm được	$K_m \geq 0,75$
- Hóa mềm được	$K_m < 0,75$
 Theo độ phong hóa K_{ph}	
- Không phong hóa (nguyên khối)	Đá cứng nằm thành từng khối liên tục $K_{ph} = 1$
- Phong hóa yếu (bị nứt nẻ)	Đá cứng nằm thành từng đoạn không lẫn nhau (từng tảng): $1 > K_{ph} \geq 0,9$
- Phong hóa	Đá cứng nằm thành từng đám chuyển sang đá nứt nẻ: $0,9 > K_{ph} \geq 0,8$
- Phong hóa mạnh (rời rạc)	Đá cứng nằm trong toàn khối ở dạng rời: $K_{ph} < 0,8$

II.3.2. Phân loại đá phong hóa thành cấp độ - Theo Dearman, Fooks & Franklin

(T85, T86 – Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

Cách phân loại đá hữu dụng nhất chính là mô tả các đặc trưng địa chất như những gì đã quan sát được ở ngoài thực địa. Việc mô tả này cho phép phân chia thành nhiều cấp độ phong hóa liên quan trực tiếp đến mục đích xây dựng công trình.

Cấp độ	Mức độ phân hủy	Nhận biết ở hiện trường (Theo Fookes & Horswill)		Tính chất xây dựng	
		Với đất (là loại đá)	Với đá (là loại đá cứng)	Theo Little	Theo Hobbs
VI	Đất	Đất đá gốc trước đã bị thay đổi hoàn toàn cấu trúc và thành phần khoáng vật và đã hòa nhập với điều kiện đất trên mặt hiện tại	Đá đã biến màu và thay đổi hoàn toàn trở thành đất, ngay cả cấu trúc gốc của đá cũng bị phá hủy hoàn toàn, khối lượng biến đổi nhiều.	Không thuận lợi cho móng quan trọng. Mái dốc không ổn định khi thực vật phủ bị phá hủy và dễ bị xói mòn ngoại trừ có gờ cứng. Cần lựa chọn khi dùng làm đất lấp.	Đá phong hóa hoàn toàn và đất tàn tích có thể lấy mẫu chất lượng khá phụ thuộc vào đá gốc và độ sệt của sản phẩm phong hóa. Nhìn chung mẫu đất có xu hướng ít bị xáo động hơn là lấy ở trong cùng loại đá nhưng có độ phong hóa cao. Đặc tính sức chịu tải và độ lún của loại đá, ở giai đoạn cuối cùng này cần được xác định theo phương pháp như với đất.
V	Phong hóa triệt để	Đất đã biến màu và bị biến đổi hoàn toàn song vẫn giữ được dấu tích cấu trúc đất gốc nguyên thủy	Đá đã biến màu, đã biến đổi hoàn toàn và trở thành mềm yếu. Tuy nhiên, cấu trúc cũ về cơ bản vẫn giữ được. tính chất đá khối phụ thuộc vào đá mẹ	Có thể đào bởi bằng tay hoặc đập nhỏ không cần nổ mìn. Không thích hợp cho đập bê tông hoặc kết cấu rộng. Có thể thích hợp cho đập đất và đất đắp. Không thích hợp cho xẻ mái cao và độ dốc lớn. Có thể tạo	
IV	Phong hóa cao	Đất đã cơ bản bị phong hóa nhưng đôi khi còn sót lại đất gốc cũ. Còn ít hoặc không còn dấu tích cấu trúc đất cũ	Đá đã biến màu, bất liên tục có thể hờ và bề mặt bị biến màu. Cấu trúc khối đá gần bất liên tục đã bị phong hóa. Phong hóa hóa học đã thâm nhập khá sâu nhưng vẫn hiển diện lõi đá. Đá khối đã mềm yếu một phần.	Tương tự như cấp độ V. Không thuận lợi lắm cho đập bê tông. Hiện diện rải rác các tảng to. Không thích hợp cho công trình có kết cấu rộng lớn.	Với đá phong hóa cao khó khăn cơ bản là việc lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm. Nếu lấy được thì kết quả sức kháng và môđun biến dạng thường quá nhỏ, biến động lớn. Nên thí nghiệm bàn nén tĩnh hoặc nén ngang Menard xác định tính bền và biến dạng. Cấu trúc đá phong hóa cao có khi gia tăng tính phân rã hoặc quá tăng tính dẻo.

III	Phong hóa vừa	Đất bao gồm các mảng biến khác màu và phân biệt rõ đất gốc cũ và đất phong hóa. Biến đổi hóa học đang ngấm sâu vào bề mặt bất liên tục	Đá đang biến màu. Bất liên tục có thể hờ và bề mặt bị biến màu mạnh với phong hóa hóa học đang thấm sâu. Đá nguyên trạng đã yếu đi nhiều so với đá tươi. Đá khối thì chưa yếu đi.	Khai đào đã khó khăn khi không sử dụng nổ mìn. Phần lớn bị đập vỡ dưới xe ủi. Thuận lợi cho sử dụng móng kết cấu bê tông nhỏ và đập đắp đá. Có thể thuận lợi cho đất bán thấm nước. Mức độ ổn định mái núi xê phụ thuộc đặc điểm kết cấu, đặc biệt là thể nằm nứt nẻ.	Đá phong hóa vừa thì sức kháng và mô đun ở thể nguyên trạng, biến đổi nhỏ đi nhiều so với đá tươi. Do vậy chỉ số J cao hơn so với đá tươi, ngoại trừ nứt nẻ hờ do bị bào mòn hoặc yếu đi do lấp nhét vật liệu phong hóa. Mô đun biến dạng và sức kháng nguyên trạng có thể xác định trong phòng, sức chịu tải và độ lún cũng được xác định như với đá tươi. Nên 3 trục có thể thích hợp hơn so với nền đơn. Nên sử dụng hệ số an toàn cao hơn.
II	Phong hóa nhẹ	Vật liệu bao gồm các khối đất tươi có góc cạnh, nó có thể biến màu hoặc còn giữ màu. Một số vật liệu đã bị phong hóa hóa học bắt đầu thâm nhập vào khối đất được giao cắt bởi các bất liên tục.	Đá có thể hơi biến màu, nhất là gần các bất liên tục có thể hờ và có bề mặt hơi bị biến màu. Đá nguyên khối không yếu hơn nhiều so với đá tươi.	Khi đào cần sử dụng nổ mìn. Thích hợp cho xây dựng móng cho đập bê tông. Độ thấm cao nứt nẻ hờ. Thường thấm nước tốt hơn so với khu trên hoặc phía dưới. Cần thận khi sử dụng làm cốt liệu bê tông.	Với đá phong hóa rất nhẹ hoặc có dấu vết có thể thấy giá trị J, dẫn đến làm giảm độ chặt của nứt nẻ như là kết quả của sự thấm sâu riêng của phong hóa, cho thấy độ sắc nhọn giảm nhẹ so với cùng loại đá nhưng ở trạng thái tươi. Mô đun ở trạng thái nguyên dạng không bị ảnh hưởng do phong hóa. Hệ số an toàn cho sức chịu tải không bị tác động của phong hóa hoặc chỉ có thể tác động nhẹ.
I	Đá tươi	Đất nguyên gốc còn giữ nguyên, không biến màu, không suy giảm sức kháng do phong hóa.	Đá nguyên gốc còn giữ nguyên, không biến màu, không suy giảm sức kháng do phong hóa.	Trạng thái tĩnh cho thấy nước ngấm dần qua các nứt nẻ. Những mảnh riêng rẽ bật tung ra khi cho hơi nổ. Có thể phải dùng chống cho đường hầm	

II.3.3. Phân cấp đất đá theo độ khoan (Phụ lục D - TCVN9437:2012)

Cấp đất đá	Tên đất đá	Loại đất đá đại diện	Tốc độ khoan (m/h)
I	Đất xốp mềm	<ul style="list-style-type: none"> - Đất trồng trọt không có rễ cây; - Bùn, than bùn; - Các loại đất bờ rời: cát nhỏ, đất pha không có sỏi sạn, hoàng thổ. 	8,5
II	Đất chặt vừa	<ul style="list-style-type: none"> - Đất trồng trọt lẫn rễ cây hoặc lẫn một ít sỏi, cuội nhỏ, dưới 3 cm; - Cát chảy không áp lực, cát nén chặt; - Đất cát pha và sét pha chứa dưới 20% cuội hoặc dăm nhỏ, dưới 3 cm; - Đất sét chặt vừa. 	4,5
III	Đất cứng đá mềm bờ	<ul style="list-style-type: none"> - Đất sét, sét pha và cát pha chứa trên 20% cuội hoặc dăm, nhỏ hơn hay bằng 3 cm; - Đất sét cứng; - Cát chảy có áp lực, hoàng thổ chặt; - Đá sét có nhiều lớp kẹp là đá cát kết gắn kết yếu hoặc đá sét vôi (có chiều dày dưới 5cm); - Đá bột kết, cát kết gắn kết bằng sét hoặc vôi không chặt; - Than đá mềm, than nâu; - Thạch cao tinh thể nhỏ, thạch cao bị phong hoá dạng đất; - Quặng măng gan, quặng sắt ô xi hoá bờ rời magnesit 	2,3
IV	Đá mềm	<ul style="list-style-type: none"> - Sỏi sạn lẫn những hạt cuội nhỏ của đá trầm tích; - Đá bột kết, chứa sét. Đá cát kết chứa sét, đá sét vôi; - Đá vôi có lỗ hổng hoặc tuf; - Đá sét; Đá sét chứa cát. Đá sét chứa than. - Than đá cứng vừa; than nâu cứng; cao lanh nguyên sinh; thạch cao kết tinh. - Đunit và pèridôtít, phong hoá mạnh. - Magnesit chặt xít 	1,5
V	Đá hơi rắn	<ul style="list-style-type: none"> - Đất lẫn nhiều dăm cuội; - Đá sét, đất sét nén chặt rất chặt và chứa nhiều cát. - Đá bột kết, đá cát kết gắn kết bằng vôi. - Than đá cứng, ăngtraxít. - Các loại đá phiến có thành phần sét-mica, mica, clorit, clorit-sét, xêrixít. - Secpăngtinit; Secpăngtinit hoá. - Đunit bị phong hoá. 	1,10
VI	Đá rắn vừa	<ul style="list-style-type: none"> - Đá sét chặt sít có các lớp kẹp đôlômít và xidêrít; - Đá sét silíc hoá yếu; - Đá bột kết; đá cát kết felspat; đá cát kết vôi; - Cuội của đá trầm tích; - Đá vôi sét; - Các loại đá phiến thành phần sét-xêrixít; thạch anh-mica; đá phiến mica; - Porphyrit, gabrô clorit hoá và phân phiến; - Đunit không bị phong hoá; pèridôtít bị phong hoá; - Quặng sắt nâu có lỗ hổng lớn. 	0,65

Cấp đất đá	Tên đất đá	Loại đất đá đại diện	Tốc độ khoan (m/h)
VII	Đá rắn	<ul style="list-style-type: none"> - Cuội của đá magma và đá biến chất; - Đá cuội có dưới 50% cuội macma ximăng cát sét, đá cuội kết có cuội là đá trầm tích và xi măng vôi; - Đá cát kết thạch anh; - Đolômít, đá vôi; - Đá cát kết felspat và đá vôi silic hoá; - Đá phiến silic hoá yếu thành phần amphibôn magnesit, hornblend, clorit hornblend... - Porphyrit pophyr phân phiến yếu; Porphyrit pophyr phong hoá; - Granít, xiênít, diorít, gabrô và các đá magma khác có hạt thô, hạt vừa bị phong hoá; - Quặng sắt nâu nhiều lỗ hổng. 	0,50
VIII	Đá rất rắn	<ul style="list-style-type: none"> - Đá cuội kết của đá magma, xi măng vôi; - Đolômít silic hoá, đá vôi silic hoá; - Các loại đá phiến silic hoá, thành phần thạch anh- clorit, thạch anh-xêrixít, thạch anh clorit-xêrixít; - Gneis, Hêmatít - magnesit; - Bazan phong hoá; Diabaz porphyr; - Andêdít; - Diôrit diabaz bị phong hoá nhẹ; - Pêridôtít, granít, xiênít, gabrô hạt nhỏ bị phong hoá và hạt vừa và thô bị phong hoá nhẹ. 	0,30
IX	Đá cứng chắc	<ul style="list-style-type: none"> - Đá cuội kết của đá mac ma, ximăng silic; - Đá vôi skarn. Đá cát kết, đá vôi, đolômít silic hoá; - Đá phiến silic. Quarzit magnesit và hêmatít giải mảnh - Đá sừng amphibôn- magnesit và xêrixít hoá; - Tra chít, porhy silic hoá. Diabaz kết tinh mịn; - Các đá liparit, granít nhỏ, vigranít, granít hạt nhỏ, granít-gnai, diôrit, diabaz... bị phong hoá nhẹ và hạt vừa không bị phong hoá; - Bazan bị phong hoá nhẹ 	0,20
X	Đá rất cứng chắc	<ul style="list-style-type: none"> - Đá trôi, đá tảng của đá magma và đá biến chất. - Cát kết thạch anh rắn chắc; - Quarzit không đều hạt. Thạch anh dạng mạch. - Liparit, riôlit, granít, granítgneis, granôdiorít hạt nhỏ; vigranít; permatít chặt sít, Porphyrit thạch anh hoá và sừng hoá mạnh; - Quặng manhêtit và mactít chặt xít có kẹp các lớp đá cứng; - Quặng sắt nâu silic hoá. Bazan rắn chắc. 	0,151
XI	Đá đặc biệt cứng	<ul style="list-style-type: none"> - Đá phiến silic; - Quarzít - Đá sừng chứa sắt rất cứng; - Thạch anh rắn chắc 	0,10
XII	Đá cực kỳ cứng	<ul style="list-style-type: none"> - Ngọc bích, đá sừng, corindon, quarzit hoàn toàn không bị phong hoá 	0,04

II.3.4. Phân cấp đá cho công tác khoan cọc nhồi (Định mức 1776-2007)

CẤP ĐẤT	NHÓM ĐẤT	TÊN CÁC LOẠI ĐÁ
IV	4	<ul style="list-style-type: none"> - Đá phiến sét, phiến than, phiến Serixit. - Cát kết, Dunit, Feridolit, Secpantinit... bị phong hóa mạnh tới mức vừa. Đá Mácnơ chặt, than đá có độ cứng trung bình. Tuf, bột kết bị phong hóa vừa. - Có thể bẻ nòn đá bằng tay thành từng mảnh. - Tạo thành vết lõm trên bề mặt đá sâu tới 5 mm bằng mũi nhọn của búa địa chất.
	5	<ul style="list-style-type: none"> -Đá phiến sét Clorit, Phylit, Cát kết với xi măng là vôi, ôxit sắt, đá vôi và Đôlomit không thuần. -Than Antraxxit, Porphiarrit, Secpantinit, Dunit, Keratophia phong hóa vừa, Tuf núi lửa bị Kerixit hóa. -Mẫu nòn khoan gọt, bẻ khó, rạch được dễ dàng bằng dao, tạo được điểm lõm sâu bằng 1 nhát búa địa chất đập mạnh.
III	6	<ul style="list-style-type: none"> -Đá phiến Clorit thạch anh, đá phiến Serixit thạch anh. Sét kết bị Silic hóa yếu. Anhydrit chặt xít lẫn vật liệu Tuf. -Cuội kết hợp với xi măng gắn kết là vôi. Đá vôi và Dolomit chặt xít. Đá Skanơ. Đunit phong hóa nhẹ đến tươi. -Mẫu đá có thể gọt hoặc cạo bằng dao con. Đầu nhọn búa địa chất tạo được vết lõm tương đối sâu.
	7	<ul style="list-style-type: none"> -Sét kết Silic hóa, đá phiến giả sừng, đá giả sừng Clorit. Các loại đá Phocpiarit, Tuf, Diabazo bị phong hóa nhẹ. -Cuội chứa trên 50% thành phần là đá Macna, xi măng gắn kết là silic và sét. -Cuội kết thành phần là đá trầm tích với xi măng gắn kết là Silic Diorit ,Gabro hạt thô. -Mẫu nòn có thể bị rạch nhưng không thể bị gọt hoặc cạo được bằng dao con. Đầu nhọn búa địa chất có thể tạo được vết lõm nông.

II	8	<p>- Cát kết thạch anh, Đá phiến Silic. Các loại đá Skanơ thạch anh, Gonat tinh thể lớn. Đá Granit hạt thô.</p> <p>-Cuội kết có thành phần đá Macna, đá Nai, Granit, Pecmatit, Syenit, Gabro, Tuócmalin thạch anh bị phong hóa nhẹ.</p> <p>-Chỉ cần một nhát búa đập mạnh mẫu đá đã bị vỡ. Đầu nhọn của búa địa chất đập mạnh chỉ làm xây sát mặt ngoài của mẫu nỡn.</p>
	9	<p>-Sienit, Granit hạt thô nhỏ. Đá vôi hàm lượng Silic cao. Cuội kết có thành phần là đá Macna. Đá bazan. Các loại đá Nai-Granit, Nai-Gabro, Pochphia thạch anh, Pecmatit, Skanơ tinh thể nhỏ, các Tuf silic, Barit chặt xít.</p> <p>-Búa đập mạnh một vài lần mẫu nỡn mới bị vỡ.</p> <p>-Đầu nhọn búa địa chất đập nhiều lần tại một điểm tạo được vết lõm nông trên mặt</p>
I	10	<p>-Đá Skanơ Granat. Các đá Granit hạt nhỏ, đá Sranodiorit, Liparit. Đá Skanơ Silic, mạch thạch anh. Cuội kết núi lửa có thành phần Macna. Cát kết thạch anh rắn chắc, đá sừng.</p>
Đá đặc biệt	11	<p>-Đá Quắc zit, đá sừng cứng chắc chứa ít sắt. Đá Anbiophia hạt mịn bị sừng hóa. Đá ngọc (Ngọc bích...) các loại quặng chứa sắt.</p> <p>-Búa đập mạnh 1 nhát chỉ làm sút mẫu đá.</p>
	12	<p>-Đá Quắc zit các loại</p> <p>-Đá Côranhđông</p> <p>-Búa đập mạnh nhiều lần mới làm sút được mẫu đá</p>

Ghi chú: Khoan tạo lỗ cọc nhồi vào đá đặc biệt nhóm 11, 12 áp dụng định mức khoan cọc nhồi đá cấp I nhân với 1.35 so với định mức khoan tương ứng.

II.3.5. Phân cấp đá dùng trong công tác đào, phá đá (Định mức 1776-2007)

Cấp đá	Cường độ chịu nén
Đá cấp 1	Đá rất cứng có cường độ chịu nén >1000 kG/cm ²
Đá cấp 2	Đá cứng, cường độ chịu nén >800 kG/cm ²
Đá cấp 3	Đá cứng trung bình, cường độ chịu nén >600 kG/cm ²
Đá cấp 4	Đá tương đối mềm, giòn dễ đập, cường độ chịu nén ≤ 600 kG/cm ²

PHẦN PHỤ LỤC TIẾNG ANH

Phụ lục số 1 - Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the *RMR* system After Bieniawski 1989

(Page 11-Rock mass classification - Rocscience).

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock <i>RMR</i> : 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock <i>RMR</i> : 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock <i>RMR</i> : 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock <i>RMR</i> : 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V – Very poor rock <i>RMR</i> : < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert.

Phụ lục số 2 - Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (Page 15, 16, 17 - Rock mass classification)

Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD		
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q .	
B. Poor	25 - 50		
C. Fair	50 - 75		
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.	
E. Excellent	90 - 100		
2. JOINT SET NUMBER	J_n		
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0		
B. One joint set	2		
C. One joint set plus random	3		
D. Two joint sets	4		
E. Two joint sets plus random	6		
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$	
G. Three joint sets plus random	12		
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$	
J. Crushed rock, earthlike	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r		
a. Rock wall contact			
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
A. Discontinuous joints	4		
B. Rough and irregular, undulating	3		
C. Smooth undulating	2		
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.	
E. Rough or irregular, planar	1.5		
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.	
c. No rock wall contact when sheared			
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	(nominal)		
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	(nominal)		
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)	
a. Rock wall contact			
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.	
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0		25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0		25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0		20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0		8 - 16

Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

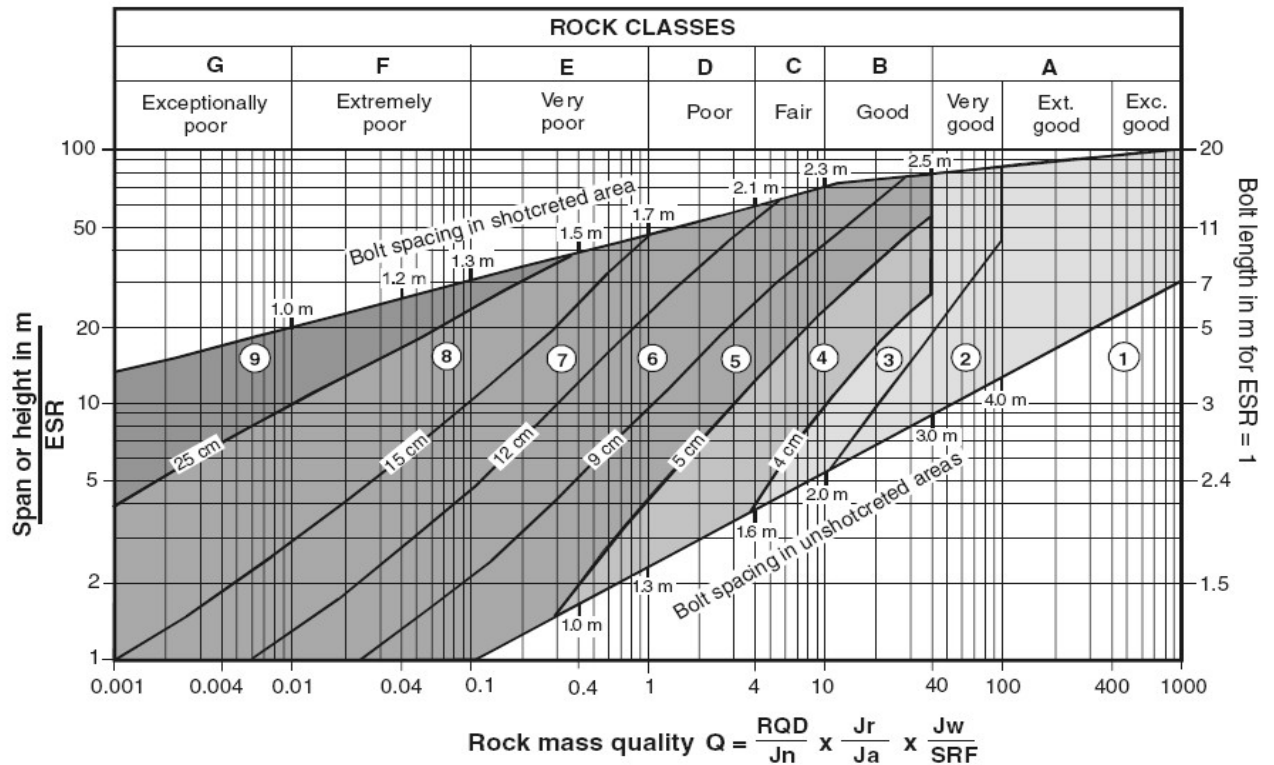
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0		
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0		
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24	
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION		approx. water pressure (kgf/cm ²)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	< 1.0	2. Special problems caused by ice formation
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0		1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0		
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5		
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5		
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0		
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	5.0		
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)			

Classification of individual parameters in the Tunnelling Quality Index *Q* (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	/ALUE		SRF	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			SRF	
b. Competent rock, rock stress problems				
	σ_c/σ_1	$\alpha_t\sigma_1$		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and α_t to $0.8\alpha_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	reduce σ_c and α_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\alpha_t$, where σ_c = unconfined compressive strength, and α_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest <i>SRF</i> increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure				
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water				
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	
ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES				
When making estimates of the rock mass Quality (<i>Q</i>), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:				
1. When borehole core is unavailable, <i>RQD</i> can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to <i>RQD</i> for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).				
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .				
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating <i>Q</i> . The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.				
4. When a rock mass contains clay, the factor <i>SRF</i> appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.				
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and α_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.				

Phụ lục số 3 – The support chart used in the Q₁₉₉₃ system

(Page 19 - Rock mass classification - Rocscience)

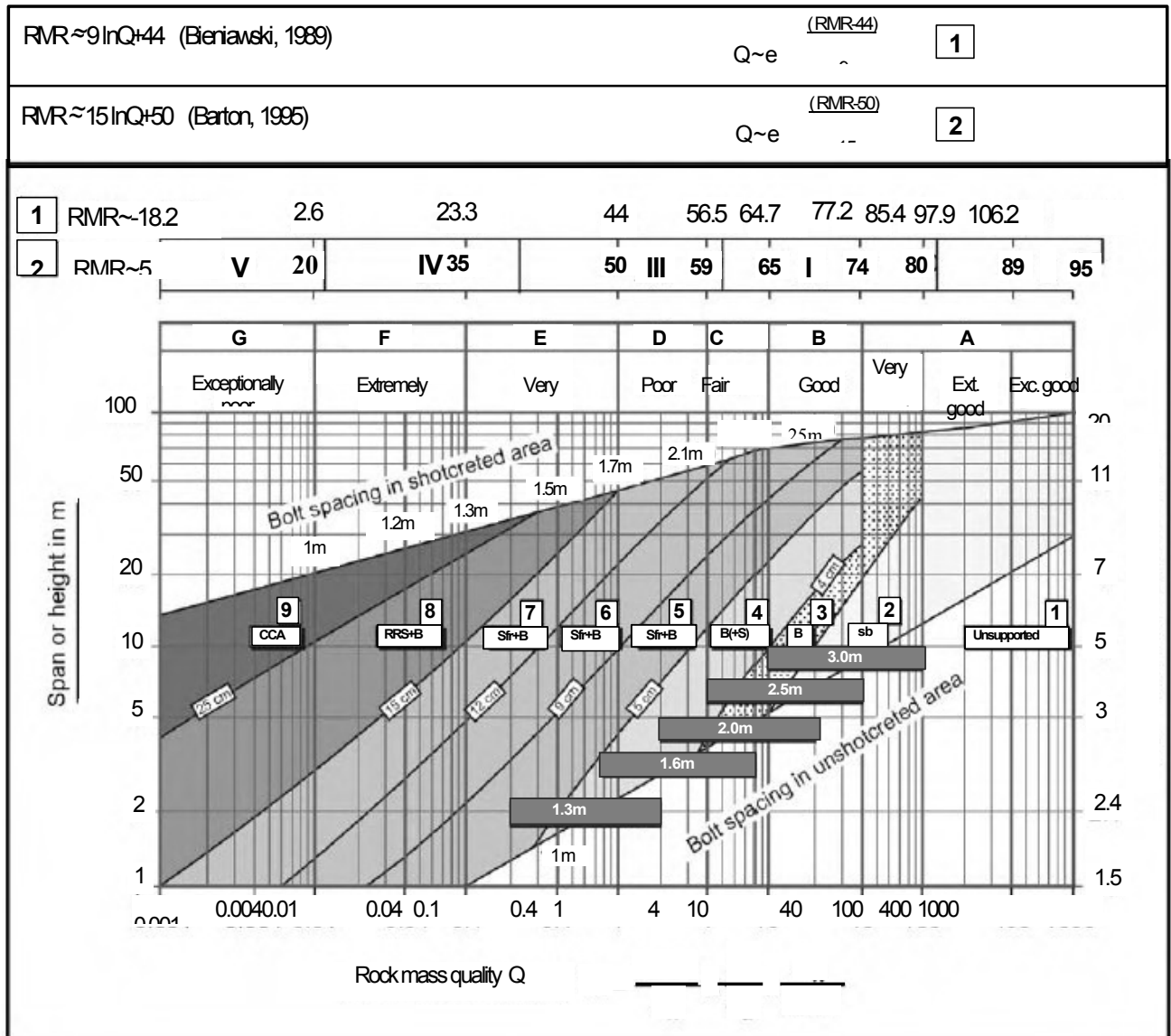


REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | <ul style="list-style-type: none"> 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|---|

Phụ lục số 3' - The reproduced updated Q-support chart (Barton, 2002a)

(Page 25 - A Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004...).



1. Unsupported.
2. Spot bolting (Sb).
3. Systematic bolting (B).
4. Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete.
5. Fibre reinforced shotcrete (S(fr)), 50-90 mm, and bolting.
6. Fibre reinforced shotcrete, 90-120 mm, and bolting.
7. Fibre reinforced shotcrete, 120-150 mm, and bolting.
8. Fibre reinforced shotcrete, >150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting.
9. Cast concrete lining (CCA).

Fig.2: Geological strength index estimates for heteroge- neous rock masses such as Flysch

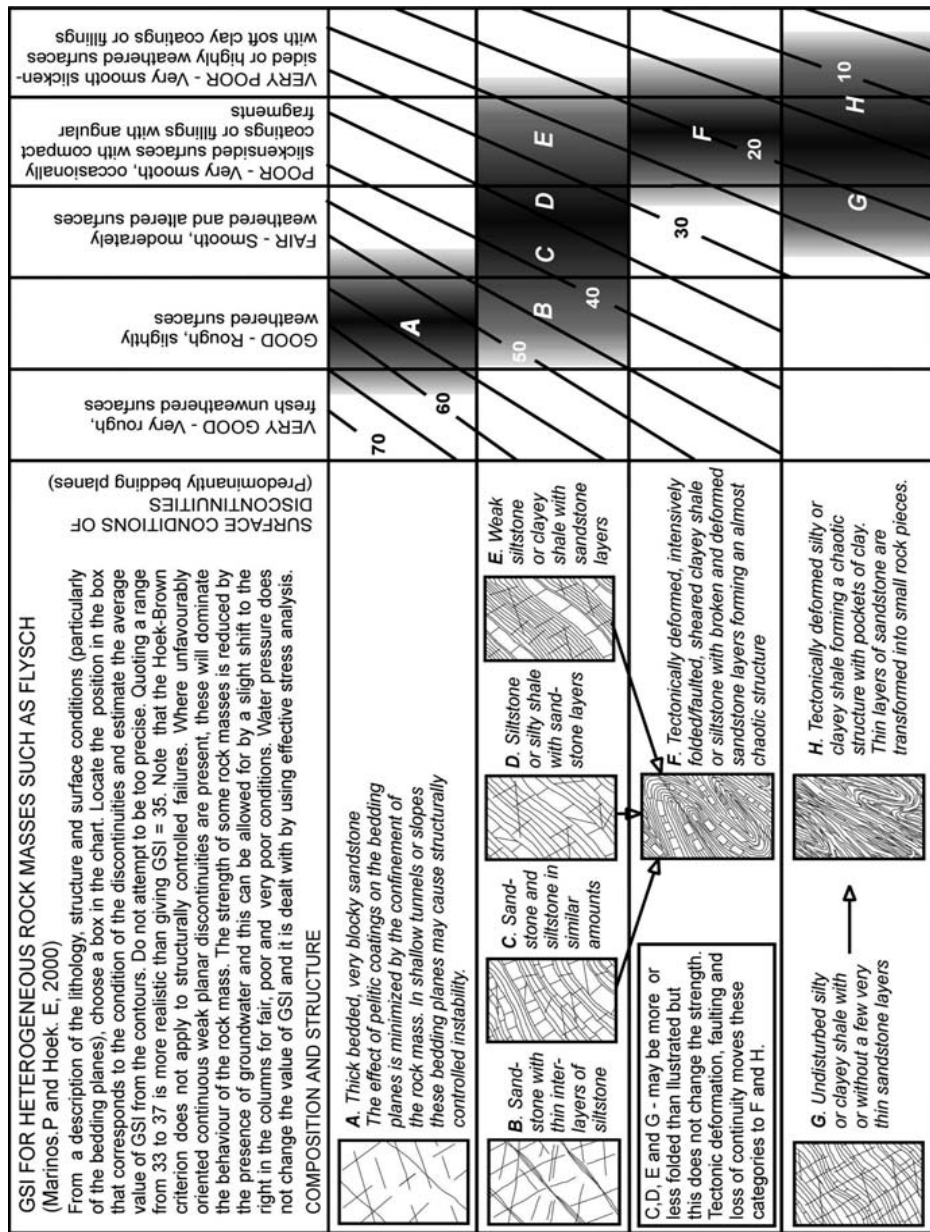


Fig.3 Suggested projection of information from observations in outcrops to depth. *White area:* a shifting to the left or to the left and upwards is recommended; the extent of the shift shown in the chart is indicative and should be based on geological judgement. *Shadowed area:* shifting is less or not applicable as poor quality is retained in depth in brecciated, mylonitized or shear zones

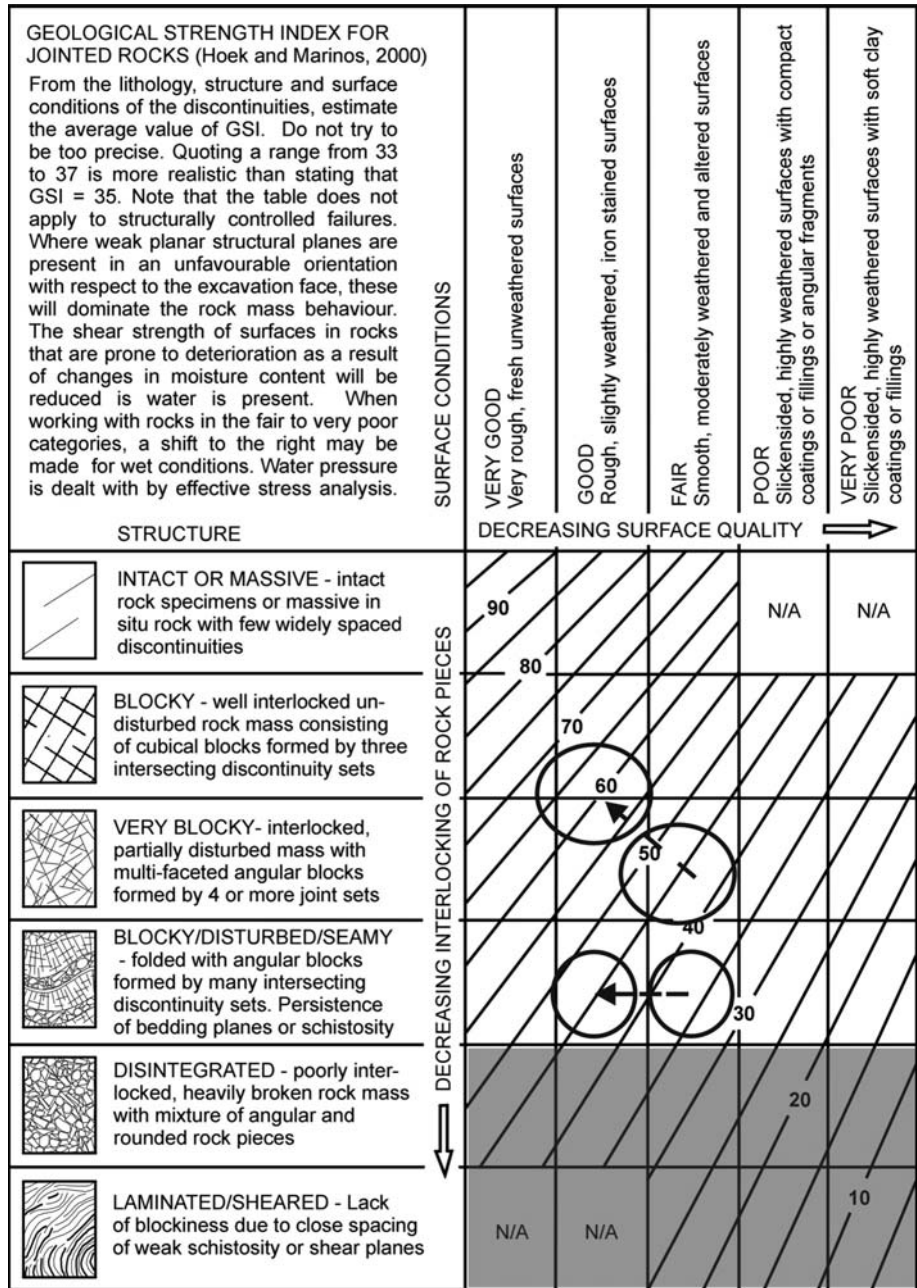
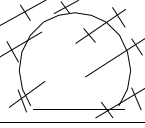
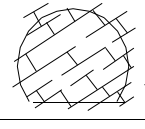
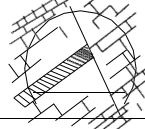
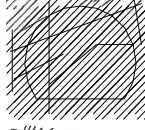

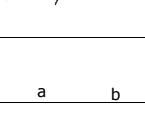


Fig. 4 In fair to very poor categories of discontinuities, a shift to the right is necessary for wet conditions as the surfaces of the discontinuities or the filling materials are usually prone to deterioration as a result of change in the moisture content. The shift to the right is more substantial in the low quality range of rock mass (last lines and columns)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	→	
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	→	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	→	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	20	→	
						→

Phụ lục số 5: The NATM's rock mass classes (Ayaydin, 1986).

(Page 33 - A Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004...).

ROCK MASS CLASSIFICATION IN TUNNELING						
CLASS NO	NAME			GEOMECHANICAL BEHAVIOUR	WATER EFFECT	
I	STRONG get slightly fragile by time		Dense, uncertain discontinuity traces	Uniaxial compressive strength of rock is higher than the tangential stress on the opening wall	None	
	II	FRAGILE get very fragile by time				Certain discontinuities due to the bedding and jointing, locally clayey joint fillings
III	FRIABLE		Wide and effective crushing, fracturing, mylonite zones in all directions, clayey fillings	Tangential stress on the excavation wall is higher than or equal to resistance of the rock. Open or close load bearing arch is necessary	Very effective on joint fillings	
IV	SQUEEZING		Crushed, folded thick mylonite zones, very well squeezed, cohesive soil	Due to tangential stresses on the excavation wall is higher than the bearing capacity of the rock, rock behaves plastically. Deforming towards opening No IV : slow and minor rate No V : fast and effective rate Horizontal stress and floor heaving are expected. Load bearing close arch that should be installed immediately after excavation is necessary	Highly effective on joint fillings and rock mass quality	
	a	VERY SQUEEZING potential to swelling			Completely crushed, mylonitized and doughed rock	Very high, softening
		b	SQUEEZING Low cohesive soil			Low cohesive weathered soil
VI	Special Type (Flowing)		Non-cohesive, flowing soil	Similar with V and special precautions are necessary	Very much	

Not: This table were prepared according to Pacher and Rabcewicz.'s studies.

Tài liệu tham khảo

- 1. Cơ học đá công trình – John A. Franklin, Maurice B. Dusseault.**
- 2. Tuyển tập công trình khoa học – Hội nghị khoa học toàn quốc : “Địa chất công trình và môi trường” – Nhà xuất bản xây dựng ngày 17/04/2005:**

“Ứng dụng hiệu quả phương pháp phân loại chất lượng khối đá theo RMR và Q trong công tác thiết kế gia cố công trình ngầm tại Dự án thủy điện Quảng Trị”.(Tạ Minh Đức, Nguyễn Việt Hà, Lê Công Chính)

“Xác định chỉ tiêu cơ học khối đá công trình thủy điện Bình Điền theo tiêu chuẩn Nga và tiêu chuẩn Hoek Brown”. (Nguyễn Song Thanh, Phan Đình Toại).
- 3. Tiểu luận lý thuyết cơ học khối đá nguyên khối và nứt nẻ - Thạc sĩ Nguyễn Vũ Thức.**
- 4. Phương pháp thi công hầm mới của Áo NATM (New Austrian Tunneling Method) của PGS. TS. Nguyễn Quang Phíc.**
- 5. Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật (Geotechnical Engineer’s Handbook).**
- 6. British Standard BS 5930:1999.**
- 7. Foundation Engineering Handbook – Book Author: Robert Day.**
- 8. Foundation Analysis and Design – Joseph E. Bowles.**
- 9. Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – Burt Look.**
- 10. On Classification Systems by Arild Palmstrom, Norconsult AS, Norway.**

Presented at the workshop on “ Reliability of classification systems” a part of the international conference GeoEng2000, Melbourne, November 2000.
- 11. “Classification on Jointed Rock Mass” – A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of The requirements for The degree of Master of Technology in Civil Engineering by Samaptika Mohanty. Department of Civil Engineering National Institute of Technology Rourkela – May 2013.**
- 12. Rock mass classification - Rocscience.**
- 13. The Rock mass Index (RMi) Applied in Rock mechanic and Rock engineering – Arild Palmstrom.**
- 14. Reference: Palmstrom, A., 2009: “Combining the RMR, Q and RMi Classification Systems”.**

15. **The Geological Strength Index: Applications and Limitations – V. Marinos, P. Marinos, E. Hoek.**
16. **Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition – Rocscience.**
E. Hoek, C. Carranza-Torres and B. Corkum.
Proc. NARMAS-TAC Conference, Toronto, 2002.
17. National Conference on Recent Advances in Civil Engineering During 15-16 November, 2013... **“Estimation of Rock Mass Parameters using Intact Rock Parameters”.** Pawan K.Sah ¹, A. Murali Krishna ² ...
18. A Thesis Submitted to The Graduated School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University by Songul Cosar, September 2004: **“Application of rock mass classification systems for future support design of the Dim tunnel near Alanya”.**