Intern rapport nr. 2365

Bergmasseklassifikasjon

06.09.2004

Teknologiavdelingen

Intern rapport nr. 2365

Bergmasseklassifikasjon

Sammendrag

Bergmasseklassifikasjon har blitt utviklet i mer enn 100 år siden Ritter (1879) forsøkte å formalisere en empirisk tilnærmelse til tunnelsikring. En må være oppmerksom på at klassifikasjon av bergmasse i utgangspunktet bare gjelder for de tilfeller man har dekning for i bakgrunnsmaterialet. Man bør være meget varsom med å bruke et klassifikasjonssystem utover de ingeniørgeologiske problemer det var ment å løse.
De fleste av de multiparameter systemene som finnes er utviklet fra byggeteknisk datagrunnlag hvor ingeniørgeologiske faktorer av bergmassen også var registrert.
Så tidlig som i 1875 hadde man bygd ca. 300 jernbanetunneler i USA og utvikling innen boreteknikk og sprengningsteknikk gikk raskt. Det var først da Nobel i 1875 oppfant dynamitten at man gav seg i kast med de riktig store prosjektene. Den 15,2 km lange St. Gotthard tunnelen klarte man å drive på snaut 10 år, men det kostet i alt 311 menneskeliv. Man innså derfor tidlig at man måtte utvikle en ny ingeniørvitenskap for å kunne takle de enorme geologiske utfordringene. Det var først da prof. J. Stini begynte å publisere artikler om bergmekaniske problemstillinger ut fra ingeniørgeologiske prinsipper den nye vitenskap ble tatt i bruk ved de store tunnelanleggene.
Karl Terzaghi utviklet under siste krig sitt klassifikasjonssystem hvor belastningen på stålbuer kunne anslås. Han er uten tvil den første ingeniørgeolog som også forstod hvor viktig det var å få kartlagt omfanget av svellende mineraler i bergmassen.
Senere innførte Lauffer (1958) et system hvor bergmassekvaliteten og berganleggets spennvidde inngikk som viktige parametere i stabilitetsvurderingen.
I 1973 utviklet Bieniawski`s sitt klassifikasjonssystem som han modifiserte i 1989 (RMR-systemet).
Barton m. fl. lanserte Q- systemet i 1974, og det ble sist oppdatert i 2002. Ellers er Hoek og Brown`s bruddkriterium, den norske tunneldrivingsmetode (NMT) samt den nye østerrikske tunnelmetode (NATM) diskutert.

Emneord: *Forundersøkelser, berg, geologi*

Kontor: *Geo- og tunnelteknikk*
Saksbehandler: *Knut Borge Pedersen* */ knutpe*
Dato: *06.09.2004*

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Teknologiavdelingen
Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo
Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

Innhold

1. Innledning

2. Geologisk prosjektering

3. Empiriske bergmasseklassifikasjonssystemer

4. Analytiske metoder

5. Geologiske metoder

6. Litteraturliste

Bergmasseklassifikasjon

1. Innledning

If you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it.

Lord Kelvin (1824–1907)

Det er viktig å forstå at bergklassifikasjonssystemer aldri erstatter grundige geologiske analyser ute i terrenget og inne på laboratoriet. En grundig ingeniørgeologisk kartlegging med analyser av bergarter, bergmassekvalitet, sprekkesystemer, bruddsoner, bergspenninger og grunnvannsforhold er hovedplattformen for videre geologiske- og ingeniørgeologiske tolkninger.

En rekke nye geofysiske metoder har kommet til i de senere årene, noe som gjør det enklere å komme fram til de riktige resultatene.

Bergmasseklassifikasjonssystemer har blitt utviklet i mer enn 100 år siden Ritter (1879) forsøkte å formalisere empiriske metoder for tunnel "design". Først i 1929 ble det i Wien publisert en artikkel av J. Stini i tidsskriftet " Geologie und Bauwesen " hvor det første gang ble diskuterte bergmekaniske problemstillinger ut fra ingeniørgeologiske prinsipper.

Tidskriftet ble senere omdøpt til det nå kjente " Rock Mechanics and Rock Engineering ".

Under dyktig lederskap av den berømte professor Leopold Müller ble " the Internationale Society of Rock Mechanics " grunnlagt i Østerrike i 1962.

Dette medførte at den nye vitenskap ble tatt i bruk ved de store tunnelanleggene rundt om i verden.

De viktigste multiparameter klassifikasjonssystemene er utviklet ved de store anleggene. En har forsøkt å få med flest mulig ingeniørgeologiske bergmasseparametre som kan ha betydning for byggverkets langtidsstabilitet. Karl Terzaghi utviklet under siste krig et system hvor bergmassens bruddparametre kom med i klassifikasjonen. Hans system kunne brukes til å beregne belastningen på blant annet stålbuer i tunneler. Bergartene klassifiserte han etter styrke, oppsprekning, om det forekom skvising eller svelling. Han er uten tvil den første ingeniørgeolog som forstod viktigheten av å få kartlagt omfanget av svellende mineraler i bergmassen (montmorillonitt).

Senere innførte Lauffer (1958) et system hvor bergmassekvaliteten, berganleggets spennvidde (eller avstand fra stuff til sikring) inngikk som viktige parametre for å kunne forutsi hvor lang tid man hadde til rådighet før ras inntraff.

Dette systemet ble videreutviklet av Pacher med flere (1974) og førte til det kjente tunneldimensjoneringssystemet " The new Austrian Tunnelling Method ".

Etter hvert som man tok i bruk kjerneboring i de ingeniørgeologiske forundersøkelser, utviklet Deere med flere i 1967 " The Rock Quality index " (RQD). Denne indeksen angir prosentvis antall kjernebiter lenger enn 10 cm av total kjernelengde og er tatt i bruk i flere systemer.

I 1972 langserte Wickham RSR- systemet (Rock Structure Rating) hvor geologiske parametre, sprekkenes orientering samt grunnvannsforhold inngikk. I systemets dimensjoneringsdiagram finnes både stålbuer, bergbolter og sprøytebetong. Man kan si at dette klassifikasjonssystemet var forløperen til de mest brukte systemer man har i dag.

2. Geologisk prosjektering

Scientists explore what is; engineers create what has never been.

Theodore von Karman (1911)

Etter en grundig ingeniørgeologisk kartlegging skal prosjektets vanskelighetsgrad fastsettes. Vanskelighetsgraden er avhengig av følgende:

- Foreliggende geologiske forhold
- I hvilken grad påvirkes konstruksjonen og utførelsen av de geologiske forhold
- Hvor pålidelige er metodene for å kartlegge de geologiske forhold
- Hvor pålidelige er metodene for sikring av anlegget
- Erfaringer fra tilsvarende konstruksjoner og geologiske forhold.

Vanskelighetsgraden inndeles i tre klasser:

Lav - Oversiktlige og enkle grunnforhold og enkle prosjekter. Bare enkle grunnundersøkelser kreves, eller tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende anlegg og grunnforhold.

Middels - Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som påvirkes av grunnforholdene. Metoder for kartlegging av grunnforholdene og for dimensjonering er utviklet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.

Høy - Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som påvirkes av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av pålitelige parametere eller for dimensjoneringen er lite utviklet. Bare begrenset erfaring fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.

Skadekonsekvensklasser skal også vurderes. Det vanlige er å dele konsekvensen av en skade inn i tre klasser:

Mindre alvorlig - Svikt eller brudd medfører liten risiko for skader på mennesker og begrensede økonomiske eller andre konsekvenser.

Alvorlig - Svikt eller brudd medfører risiko for skade på mennesker eller betydelig økonomiske eller andre konsekvenser.

Meget alvorlig - Svikt eller brudd medfører stor risiko for skade på mennesker eller meget store økonomiske eller andre konsekvenser.

For øvrig vises det til NS 3480.

De prosjekteringsmetoder som blir anvendt i tunnelplanlegging/ bygging kan enkelt katalogiseres som følgende .

a) Empiriske metoder (RMR- systemet, Q- systemet, etc.)
b) Analytiske metoder (Hoek og Brown`s bruddkriterium, elementanalyser etc.)
c) Geologiske metoder (Den norske tunnelmetode, NMT og den nye østerrikske tunnelmetode, NATM)

I denne rapporten skal vi vesentlig diskutere empiriske og analytiske metoder.

De viktigste faktorene som påvirker stabiliteten i bergtunneler er følgende:

1) Bergmassens mekaniske styrke
2) Bergmassens oppsprekning
3) Spenningssituasjonen i bergmassen
4) Hydrogeologiske forhold
5) Sprengningsmetodikk
6) Sikringsmetodikk
7) Tunnelanleggets geometri

I de bergmasseklassifiasjonssystemer som diskuteres i denne rapporten inngår de fleste av disse parametrene. Det må spesielt nevnes at i Hoek og Brown`s bruddkriterium (2002 versjonen) inngår også en D-faktor som relateres til kvaliteten på sprengningsarbeidene.

For tunneler med diameter større enn 10 m bør man bruke numeriske metoder i tillegg til de empiriske, spesielt gjelder dette i dårlige bergarter (enaksiell trykkfastehet mindre enn 25 MPa)

Forenklet flytskjema for planlegging, bygging og etter-kontroll av tunneler
(Z. T. Bieniawski)

ENGINEERING CONSTRAINTS

Function, Size, Shape, Layout,
Method of Excavation

OBJECTIVES

Safety, Stability, Economy

DETERMINATION OF INPUT DATA

Geologic Structure
(engineering geological mapping and geotechnical core logging)

Rock and Rock Strata Properties
(strength, deformability and factors of influence)

Groundwater

In Situ Stress Field

Applied Loads
(stress changes due to mining)

DESIGN METHODS

Analytical
(numerical and physical modeling, failure criteria)

Empirical
(rock mass classifications and experience)

Geological
(geologic hazard and lineament studies)

Observational
(field measurements)

Compliance
(mining regulations)

OUTPUT SPECIFICATIONS

- Roof Span
- Support Guidelines for Roof, Rib and Floor
- Effect of Intersections and Adjacent Excavations

FEEDBACK

- Selection of Instrumentation for Performance Monitoring
- Remedial Measures in Case of Instability

3. Empiriske bergmasseklassifikasjonssystemer

It is the mark of an educated man to look for precision in each class of things just so far as the nature of the subject admits.

Aristotle

Empirisk bergmasseklassifikasjon har fått stor praktisk anvendelse rundt om i verden i forbindelse med ulike anlegg i berg.
De mest kjente systemene er listet opp i tabellen under.

Name of classification	Originator and date	Country of origin	Applications
Rock loads	Terzaghi, 1946	USA	Tunnels with steel supports
Stand-up time	Lauffer, 1958	Austria	Tunneling
Rock quality designation	Deere, 1964	USA	Core logging, tunneling
Intact rock strength	Deere & Miller 1966	USA	Communication
RSR concept	Wickham, et al. 1972	USA	Tunneling
Geomechanics Classification (RMR system)	Bieniawski, 1973	S. Africa & USA	Tunnels, mines, foundations
Q-system	Barton, et al. 1974	Norway	Tunneling, large chambers
Strength/block size	Franklin, 1975	Canada	Tunneling
Basic geotechnical classification	ISRM, 1981	International	General

Et bergmasseklassifikasjonssystem må oppfylle en del viktige mål for at det skal kunne anvendes ingeniørmessig:

- Det må være enkelt, lett å huske og forståelig
- Hvert ledd må være entydig og den terminologien som anvendes må være akseptert av ingeniører og geologer
- De mest betydningsfulle bergmasseegenskapene må være inkludert
- Det må være basert på målbare verdier som lett lar seg bestemme i felt eller ved relevante tester i laboratoriet
- Systemet må ha et tallsystem som veier betydningen av den enkelte verdi i klassifikasjonssystemet og ende opp med en tallverdi som foreskriver kvantitativt nødvendig bergsikring

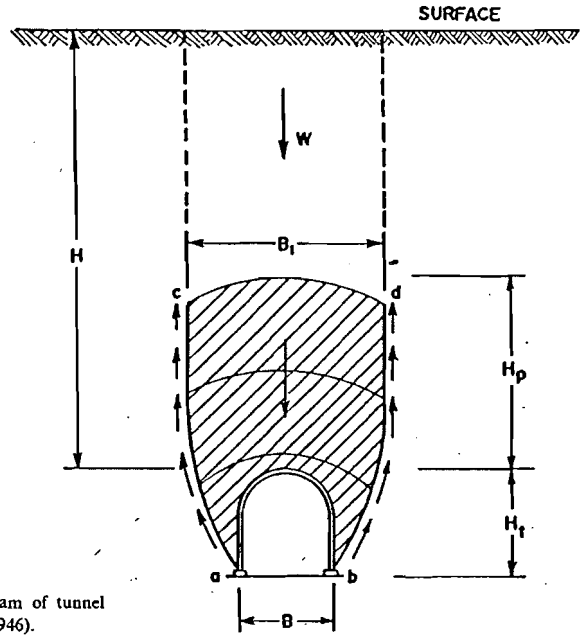
Flere av systemene i tabellen over er blitt modernisert, dette gjelder også Terzaghi`s klassifiasjon ( Deere mfl. 1970) og ikke minst de mest brukte systemene som Bieniawski`s RMR- system (siste utgave 1989) og Barton`s m. fl. Q-system.

Derfor skal vi bare kort vise Terzaghi`s klassifikasjonssystem og Wickham`s "rock structure rating " system (RSR).

RSR-systemet ble utviklet i USA av Wickman, Tiedemann og Skinner i 1972. Konseptet presenterer en kvantitativ metode for å beskrive bergmassekvaliteten samt et sikringsdiagram for sprøytebetong, bergbolter og stålribber.

Det meste av bakgrunnsmaterialet som ble brukt i utviklingen av RSR- systemet er fra relativt små tunnelprofiler sikret med stålbuer. Historisk sett så er dette det første systemet hvor sprøytebetong inngikk i sikringsdiagrammet.
I dag er systemet lite brukt.

TERZAGHI'S ROCK LOAD CLASSIFICATION



.... Simplified diagram of tunnel rock-load (after Terzaghi, 1946).

During construction of a tunnel, some relaxation of the rock mass will occur above and on the sides of the tunnel. The loosened rock within the area *acdb* will tend to move in towards the tunnel. This movement will be resisted by friction forces along the lateral boundaries *ac* and *bd* and these friction forces transfer the major portion of the overburden weight *W* onto the material on either side of the tunnel. The roof and sides of the tunnel are required only to support the balance which is equivalent to a height H_p. The width B_t of the zone of rock in which movement occurs will depend upon the characteristics of the rock mass and upon the tunnel dimensions H_t and B.

.... Terzaghi's rock load classification as modified by Deere et al., 1970

Fracture spacing (cm)	RQD (%)	Rock condition	Rock load, H_p Initial	Rock load, H_p Final	Remarks
		1. Hard and intact	0	0	Generally no side pressure. Erratic load changes from point to point. Lining only if spalling or popping
50	98	2. Hard stratified or schistose	0	0.25*B*	Spalling common
	95				
	90		0	0.5*B*	Side pressure if strata inclined, some spalling
		3. Massive, moderately jointed			
20		4. Moderately blocky and seamy	0	0.25*B* to 0.35*C*	
	75				
10	50	5. Very blocky, seamy and shattered	0 to 0.6*C*	0.35*C* to 1.1*C*	Little or no side pressure
	25	6. Completely crushed		1.1*C*	Considerable side pressure. If seepage, continuous support
5	10				
	2				
		7. Gravel and sand	0.54*C* to 1.2*C*	0.62*C* to 1.38*C*	Dense
2			0.94*C* to 1.2*C*	1.08*C* to 1.38*C*	Side pressure $P_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$ Loose
Weak and coherent		8. Squeezing, moderate depth		1.1*C* to 2.1*C*	Heavy side pressure. Continuous support required
		9. Squeezing, great depth		2.1*C* to 4.5*C*	
		10. Swelling		up to 250 ft.	Use circular support. In extreme cases: yielding support

Notes:
1. For rock classes 4, 5, 6, 7, when above ground water level, reduce loads by 50%.
2. B is tunnel width, $C = B + H_t$ = width + height of tunnel.
3. γ = density of medium.

Rock Structure Rating concept (RSR- systemet)

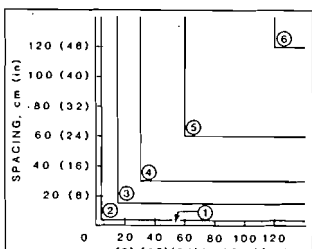
Parameter A
Rock structure rating
Rock type, strength index and geologic structure
Maximum value 30

Basic rock type	Hard	Medium	Soft	Decomp
Igneous	1	2	3	4
Metamorphic	1	2	3	4
Sedimentary	2	3	4	4

Geological structure	Massive	Slightly faulted or folded	Moderately faulted or folded	Intensely faulted or folded
Type 1	30	22	15	9
Type 2	27	20	13	8
Type 3	24	18	12	7
Type 4	19	15	10	6

$$RSR = A + B + C$$

Parameter B
Rock structure rating
Joint pattern and direction of drive
Maximum value 45



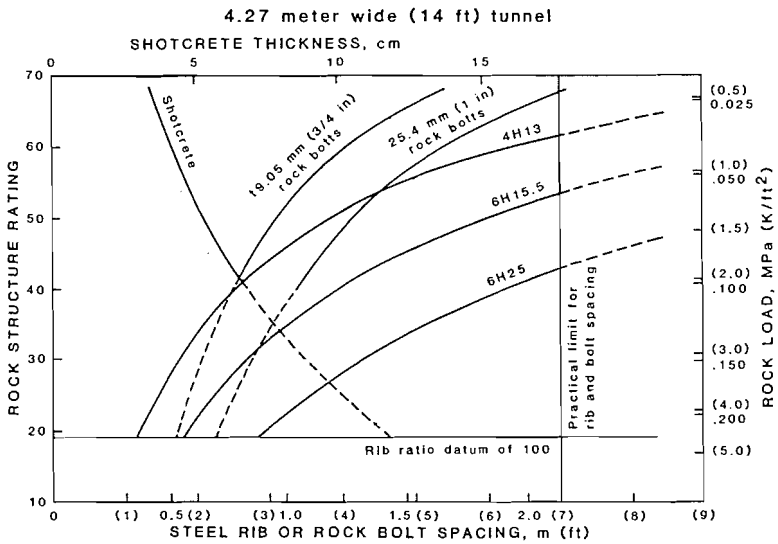
	Strike perpendicular to axis					Strike parallel to axis		
	Direction of drive					Direction of drive		
	Both	With dip		Against dip		Both		
	Dip of prominent joints					Dip of prominent joints		
	Flat	Dipping	Vertical	Dipping	Vertical	Flat	Dipping	Vertical
① Very closely jointed	9	11	13	10	12	9	9	7
② Closely jointed	13	16	19	15	17	14	14	11
③ Moderately jointed	23	24	26	19	22	23	23	19
④ Moderate to blocky	30	32	36	25	28	30	28	24
⑤ Blocky to massive	36	38	40	33	35	36	34	28
⑥ Massive	40	43	45	37	40	40	38	34

Flat: 0-20°; Dipping: 20-50°; Vertical: 50-90°

Parameter C
Rock structure rating
Ground water and joint condition
Maximum value 25

Anticipated water inflow m³/min/300m (gpm/1,000 ft)	Sum of parameters A + B					
	13-44			45-75		
	Joint condition					
	Good	Fair	Poor	Good	Fair	Poor
None	22	18	12	25	22	18
Slight <0.75 m³/min (<200 gpm)	19	15	9	23	19	14
Moderate 0.75-3.8 m³/min (200-1,000 gpm)	15	11	7	21	16	12
Heavy >3.8 m³/min (>1,000 gpm)	10	8	6	18	14	10

Joint condition: Good = Tight or cemented; Fair = Slightly weathered or altered; Poor = Severely weathered, altered or open



Bieniawski`s rock mass rating (RMR – systemet)

Systemet ble utviklet av Bieniawski I 1973. Etter hvert som man høstet erfaring med systemet ble det oppgradert i 1989. Følgende seks parametre blir brukt for å klassifisere bergmassen i RMR- systemet :

- Enakset trykkstyrke av inntakt bergart
- Oppsprekningstallet (RQD)
- Avstand mellom sprekkene
- Sprekkelengde, sprekkeåpning, sprekkeruhet, sprekkefylling, forvitring
- Grunnvannsfaktor
- Sprekkeorientering, strøk og fall

Når man bruker RMR- systemet må man dele opp bergmassen i sammenlignbare enheter og klassifisere disse hver for seg. Grensene for disse enhetene kan være store forkastninger eller rett og slett bergartsgrenser.

RMR-systemet som er presentert i tabellen lenger fram gir en tallverdi for hver av de seks parametrene som er listet opp ovenfor. Summen av disse tallene gir RMR- verdien.

Bieniawski`s forslag til tunnelsikring basert på RMR- verdier er beregnet for et hesteskoformet tunnelprofil med spennvidde 10 m. Han har forutsatt at tunnelen drives konvensjonelt med boring og sprengning i en bergmasse med vertikalspenning < 25 MPa (tilsvarer en overdekning på < 900 m).

Når man får RMR- verdier på grensen mellom to bergklasser f. eks. en RMR = 59 som er grensen mellom " Fair rock " og " Good rock ", så velger man i utgangspunktet en sikring som tilsvarer " Fair rock ".

Hvis man under driving av tunnelen observerer at man sikringsmessig har tatt noe godt i så reduseres sikringsnivået ned til " Good rock ". Bieniawski skriver i sin brukerveiledning at det er ikke nok bare å komme fram til en aktuell RMR- verdi, men like viktig å utvise et godt ingeniørgeologisk skjønn i tillegg. Det er derfor av avgjørende betydning at man har folk på stuff med nødvendig praksis.

Cummings m. fl. (1982) og Kendorski m. fl. (1983) har også modifisert Bieniawski`s RMR- system for gruvedrift i USA. Denne klassifiseringen har fått navnet MBR- systemet. Dette systemet tar hensyn til sprengningsskader, spenningsforandringer, strukturgeologiske forhold samt blokkstørrelsen etter sprengning. De har også utviklet et sikringsopplegg som passer for gruvedrift.

Rock Mass Rating System (Etter prof. Bieniawski 1989)

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality *RQD*		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)

Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK CLASSES

Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions

Discontinuity length (persistence) Rating	< 1 m 6	1 - 3 m 4	3 - 10 m 2	10 - 20 m 1	> 20 m 0
Separation (aperture) Rating	None 6	< 0.1 mm 5	0.1 - 1.0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0
Roughness Rating	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge) Rating	None 6	Hard filling < 5 mm 4	Hard filling > 5 mm 2	Soft filling < 5 mm 2	Soft filling > 5 mm 0
Weathering Ratings	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderately weathered 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**

Strike perpendicular to tunnel axis		Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°	Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°
Very favourable	Favourable	Very unfavourable	Fair
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°	Dip 0-20 - Irrespective of strike°	
Fair	Unfavourable	Fair	

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

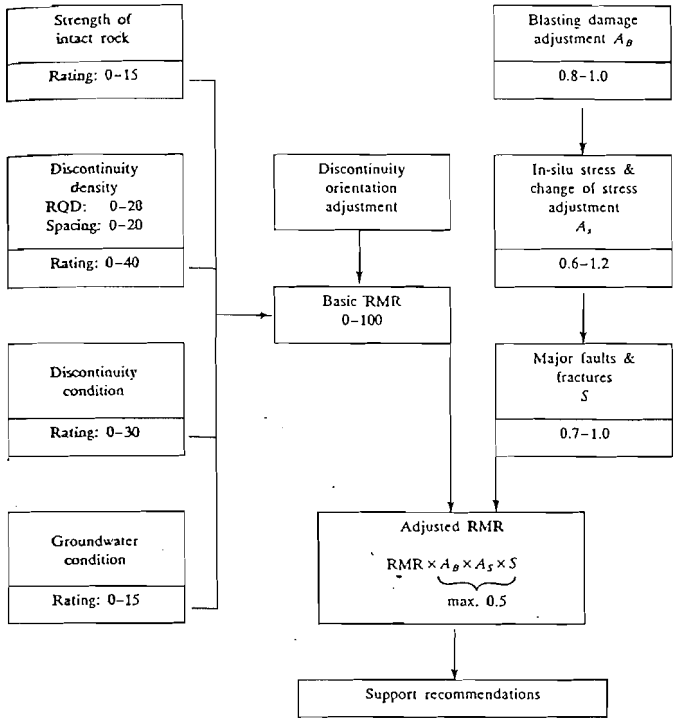
** Modified after Wickham et al (1972).

Sikringsopplegg etter RMR- systemet for tunnel med hesteskoprofil og 10 m spennvidde
(Etter prof. Bieniawski 1989)

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock *RMR*: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock *RMR*: 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 *RMR*: 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 *RMR*: 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 *RMR*: < 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.

Modifisert klassifisering etter RMR- systemet for gruvedrift i USA

Adjustments to the Geomechanics Classification for mining applications.



Barton m. fl. Q- systemet (Tunnelling Quality Index)

I Norge er Q- systemet det mest brukte bergmasseklassifiseringssystem for bruk i bergtunneler når sikringsomfanget skal anslås. Systemet ble utviklet av Barton, Lien og Lunde i 1974 ved Norges Geotekniske Institutt. Systemet har blitt modernisert flere ganger senest i 1993.
Q- verdien varieres logaritmisk på en skala fra 0,001 til maksimum 1.000 og er definert i følgende ligning:

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

RQD = oppsprekkingstall (etter Deere 1967)

J_n = sprekkesetttall

J_r = sprekkeruhetstall

J_a = sprekkefyllingstall

J_w = sprekkevannsfaktor

SRF = spenningsfaktor

Q- metoden er et empirisk utviklet system for klassifisering av bergmassen med hensyn på stabilitet i tunnel og bergrom.
De tre hovedfaktorene i formelen blir også ofte beskrevet som følger:

RQD / J_n = oppsprekningsgrad

J_r / J_a = bergmassens minimale skjærfasthet

J_w / SRF = aktiv spenning

RQD- tallet kan måles direkte på tunnelveggen eller beregnes etter Palmstrøm`s formel:

$RQD = 115 - 3{,}3\ J_v$

J_v = antall sprekker pr. m^3 berg

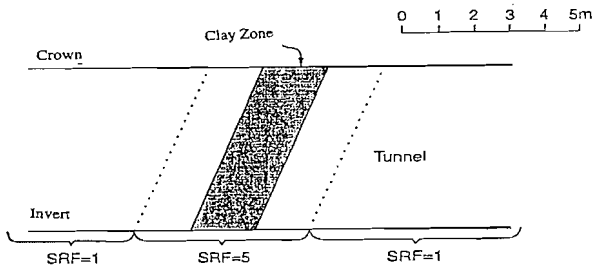
Vanligvis kan Q- systemet brukes på bergmasse med enakset trykkfasthet > 2 MPa.
Etter ISRM (1978) beveger man seg da i et område med meget svake bergarter. I litteraturen anbefales det da at man tar i bruk numeriske analyser. når trykkfastheten er < 5 MPa.

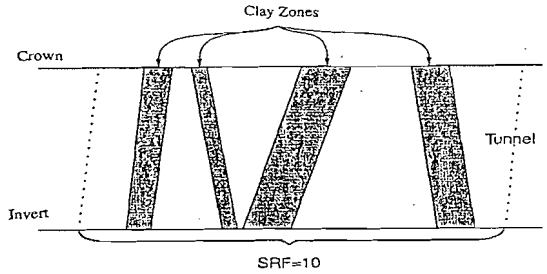
Under kartleggingsarbeid er det vanlig at man bruker verdier fra det sprekkesett eller bruddsone som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke.

Ved mistanke om svelleleire på sprekkene så må dette undersøkes grundigere (fargetest, svelletest, differentialtermisk analyse eller røntgendiffraksjonsanalyse).

I mange tilfeller kan spenningsfaktoren SRF være vanskelig å anslå. Den kan beregnes ut fra bergartens enaksiale trykkfasthet og største hovedspenning (σ_c / σ_1) eller forholdet mellom maksimal tangentialspenning og enaksiale trykkstyrke (σ_θ / σ_c). Ofte mangles slike data og da anslås SRF fra erfaringer.

Eksempler på SRF- verdier i forbindelse med bruddsoner er vist under.





Trykkfastheten er en viktig bergmekanisk faktor som virker inn på SRF- verdien. Empirisk formel for bergmassens trykkfasthet når Q- verdien er mindre enn 100 :

$$\sigma_{cm} = (\sigma_c / 100)\ 0{,}7 \times \gamma \times Q^{1/3} \text{ MPa}$$

For å bestemme bergmassekvaliteten i en smal sone brukes følgende formel:

$\text{Log } Q_m = (b \log Q_{so} + \log Q_{sb}) / b+1$

Q_m = midlere Q- verdi for sone / sideberg
Q_{so} = svakhestsonens Q- verdi
Q_{sb} = sidebergets Q- verdi
b = svakhetssonens bredde i meter målt langs tunnelaksen

Q- verdiene i sikringsdiagrammet er relatert til den permanente. Det betyr at arbeidssikringen inngår. Diagrammet er basert på registreringer i et stort antall tunneler.

For å sikre vegger i berganlegg kan man også bruke sikringsdiagrammet ved å følge denne anvisning:

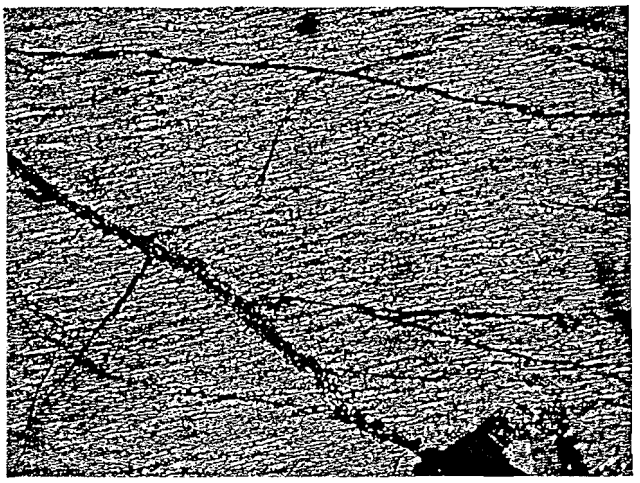
For $Q > 10$ brukes $Q_{vegg} = 5Q$
For $0,1 < Q < 10$ brukes $Q_{vegg} = 2,5Q$
For $Q < 0,1$ brukes $Q_{vegg} = Q$

For å finne ekvivalent diameter må man bruke den ESR- verdi (excavation support ratio) som er aktuell for det sikkerhetsnivå man ønsker, se tabellen under :

KATEGORI	BESKRIVELSE	ESR
A	Midlertidige gruverom etc.	ca 3-5
B	Vertikale sjakter a) Sirkulære b) Rektangulære	ca 2,5 ca 2,0
C	Permanente gruverom, vanntunneler (ikke trykksjakter), tverrslag, pilottunneler etc.	1,6
D	Lite trafikkerte vei- og jernbanetunneler, svingekammer, atkomsttunneler etc	1,3
E	Kraftstasjonshaller, lagerhaller, renseanlegg, sterkt trafikkerte vei- og jernbanetunneler, tilfluktsrom, portaler etc.	1,0
F	Haller for kjernekraftverk, jernbanestasjoner, sportshaller, fabrikkhaller etc.	0,8
G	Viktige anlegg med lang funksjonstid, tunneler for gassrørsledninger	0,5

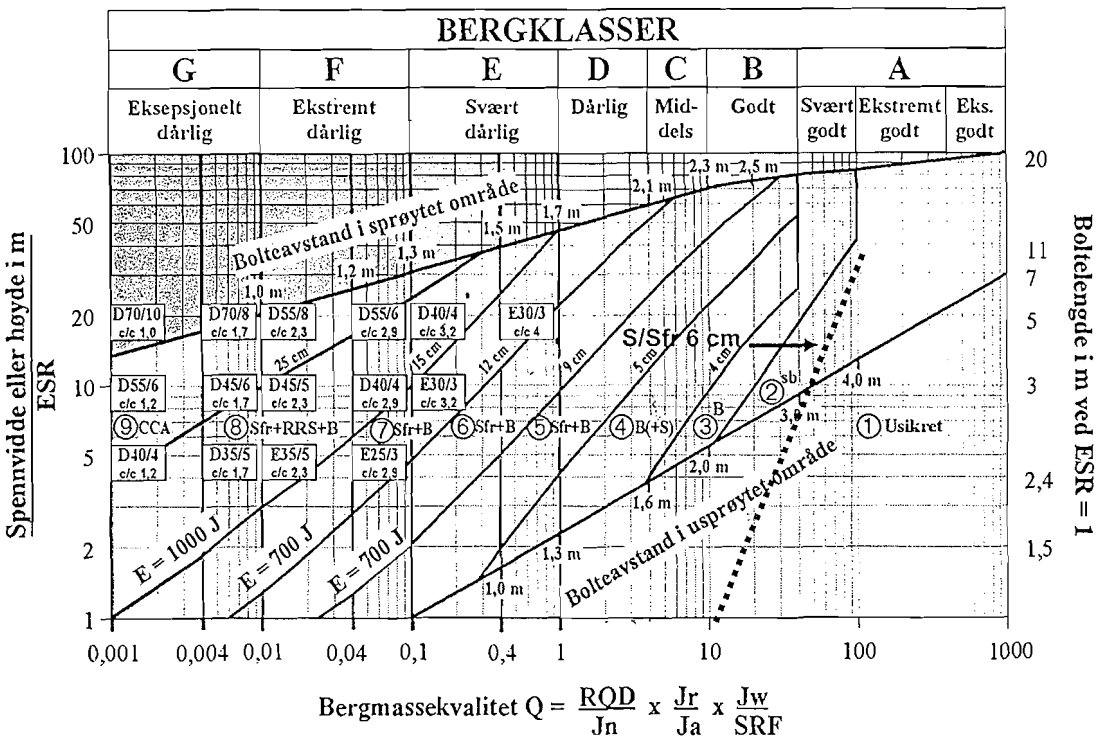
En kartlagt Q- verdi på overflaten og en nede i en tunnel i samme bergart vil bli forskjellig. Grunnen er at man i Q-systemet ikke har tatt høgde for de skader sprengningsarbeidene påfører berget. Kvaliteten på sprengningsarbeidene vil derfor ha stor betydning for sikringsomfanget i en tunnel.
Løset (1992) antok at for bergmasse i området $4 < Q < 30$ vil sprengningsskader kunne redusere RQD- tallet med 50% noe som kan medføre at Q- verdien kommer ned i en tyngere sikringsklasse, f. eks fra bergklassen B til C.

Undertegnede med flere har også observert at visse bergarter har mikrosprekker som bare kan oppdages i tynnslip eller ved aktiv bruk av punktlasttester. Dette gjelder blant annet bergarter som charnokitt, en del sprøe bergarter som sparagmitt etc.



Eksempel på mikrosprekker i tynnslip av charnokitt.

Etter Barton, Grimstad m. fl (2002)



SIKRINGSKATEGORIER

1) Usikret
2) Spredt bolting, sb
3) Systematisk bolting, B
4) Systematisk bolting, (og uarmert sprøytebetong, 4-10 cm), B(+S)
5) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 5-9 cm, Sfr+B
6) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, Sfr+B
7) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12-15 cm, Sfr+B
8) Fiberarmert sprøytebetong > 15 cm + armerte ribber av sprøytebetong og bolting, Sfr+RRS+B
9) Betongutstøpning, CCA

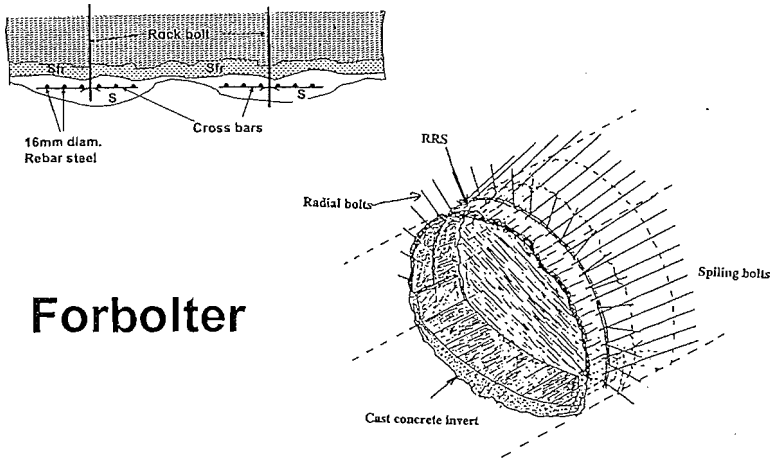
E) Energiabsorbsjon i fiberarmert sprøytebetong ved 25 mm nedbøyning i platetest

D45/6 c/c 1,7 = RRS (sprøytede buer) med 6 armeringsjern i dobbelt lag, i 45 cm tykke buer med senter/senter-avstand 1,7 m. Hvert rektangel er relatert til Q-verdien i venstre sidekant av rektanglet. (Se tekst for nærmere forklaring)

I bergklasser hvor Q- verdien er mindre enn 1 og man har kontroll med vannlekkasjene er forbolting med buesprøyting en aktuell sikringsmetode. I figuren under er prinsippet med sprøytede armerte buer vist.

Sprøytede, armerte buer

RRS – (Reinforced ribs of sprayed concrete)



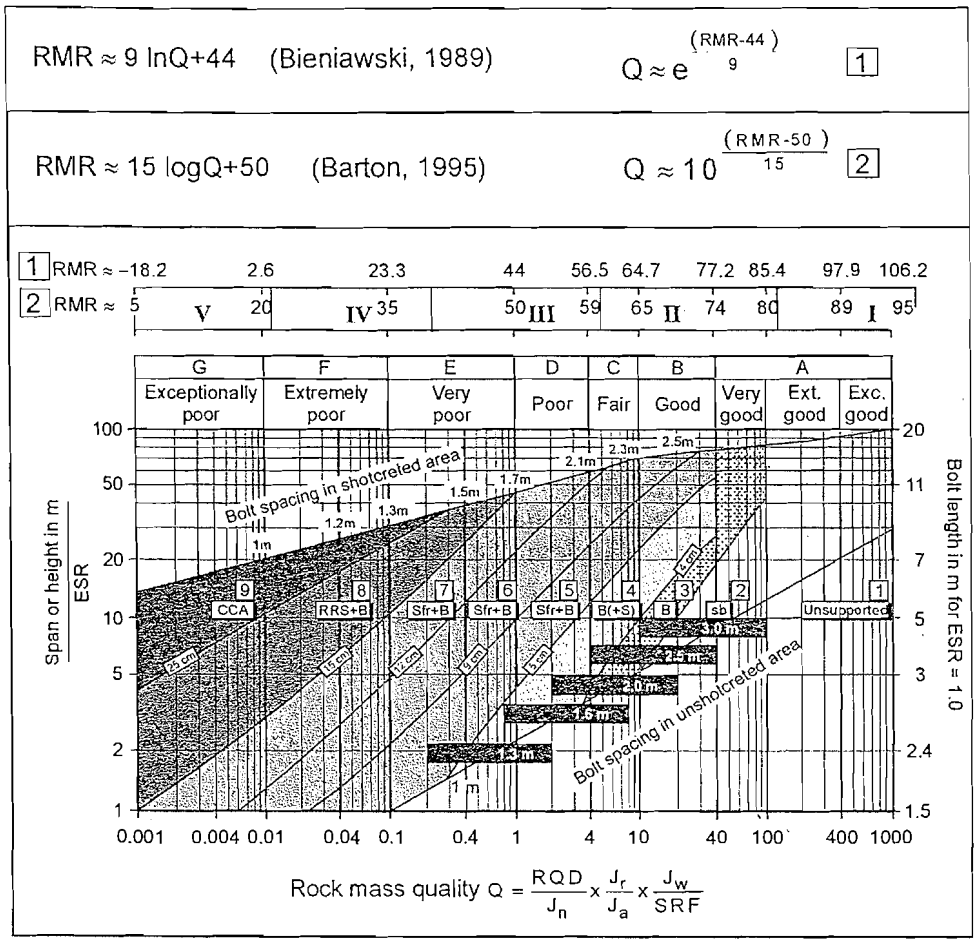
Forbolter

Ved lave verdier på bergmassens trykkfasthet og ugunstig spenningstilstand kan man få såkalt "tyteberg". Dette må ikke sammenblandes med tilfeller hvor man har svellende mineraler (svelleleire etc.) Singh m. fl. viste i 1992 at tilfeller med tyteberg forekommer for dybder der $H > 350\ Q^{1/3}$. I slike tilfeller må man ikke glemme å sette forbolter i sålen for å hindre oppressing av denne.

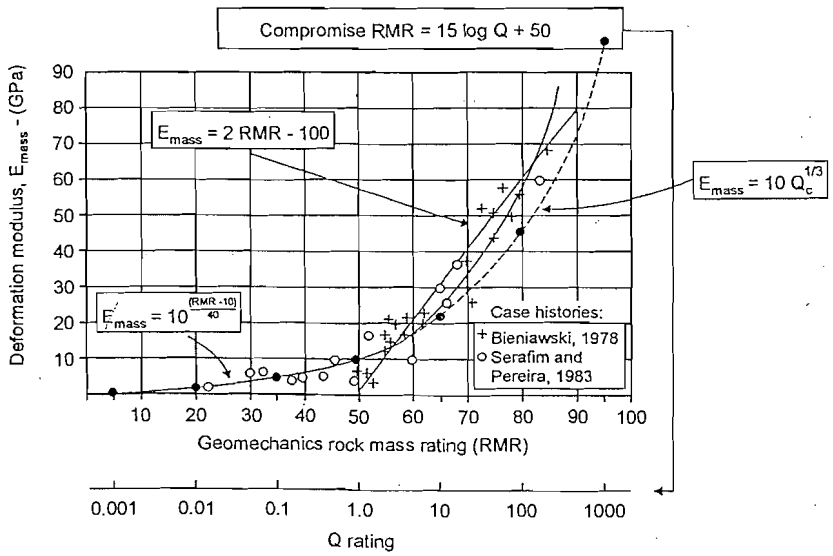
Likheten mellom RMR- systemet og Q- systemet er at parametrene som brukes for å komme fram til tallet som karakteriserer bergmassen er nesten de samme. Forskjellen består først og fremst av "vektingen" på de ulike parametrene. RMR- systemet bruker trykkstyrken direkte på inntakt berg, mens Q- systemet relaterer styrken til spenningssituasjonen i kompetent berg. Begge systemene har med bergmassens geologi og geometri, men på litt ulik måte.

Når man kartlegger bergmassen med henblikk på et bergmasseklassifiseringssystem så kan dette gjøres på to måter.
Den ene er å evaluere bergmassen bare med henblikk på de parametrene som inngår i et klassifiseringssystem. Den andre er å kartlegge bergmassen så godt som mulig og senere tillegge parameter tallene.
Den siste metoden anbefales ofte da man her har kartlagt grundigere ulike bergmekaniske forhold som senere lett kan transformeres inn i det klassifikasjonssystemet man ønsker.

Sammenhengen mellom RMR- systemet og Q- systemet er vist i figuren under
(Barton 2002).



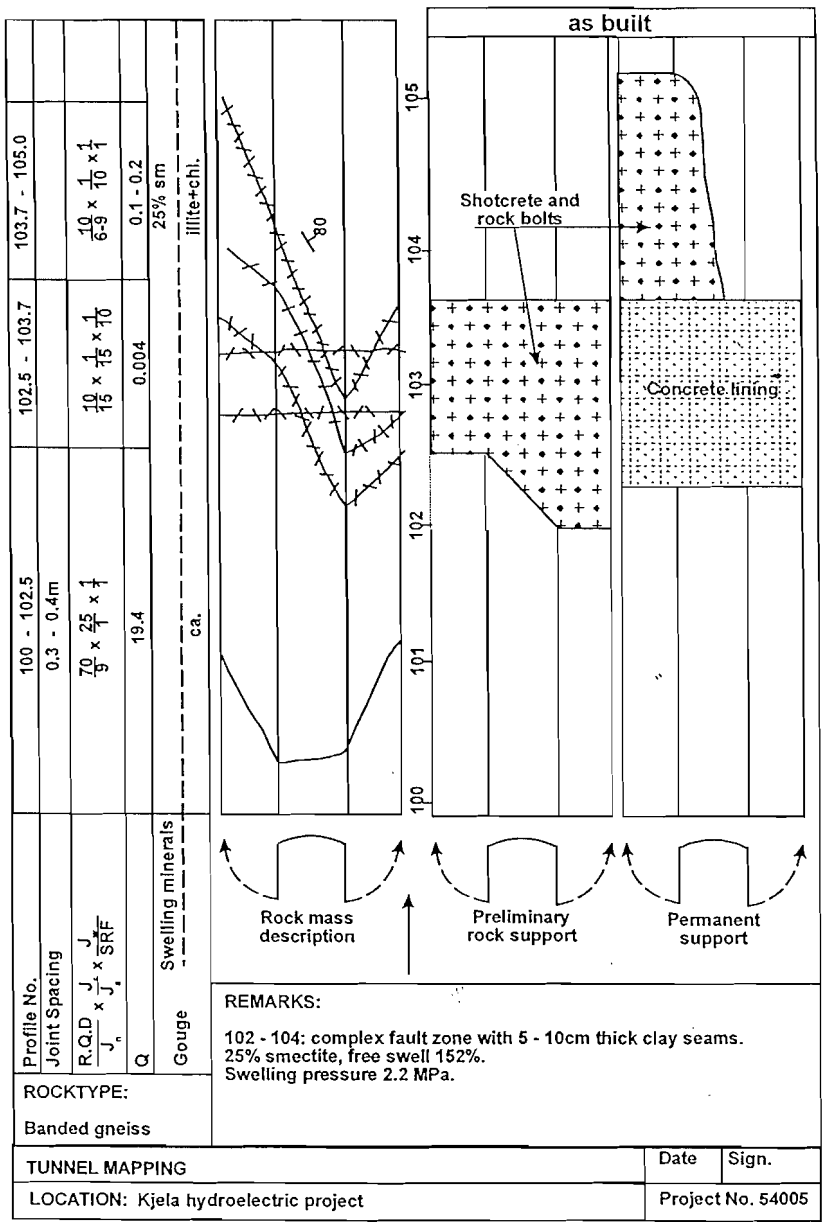
Ved numeriske analyser er bergmassens E- modul en viktig parameter. Denne kan estimeres fra bergmasseklassifisering. En sammenstilling med RMR – og Q- verdier langs x –aksen er vist under.



Før sikring påføres i en tunnel bør det foretas skikkelig kartlegging.
Denne bør bestå i en generell geologisk kartlegging hvor følgende inngår:

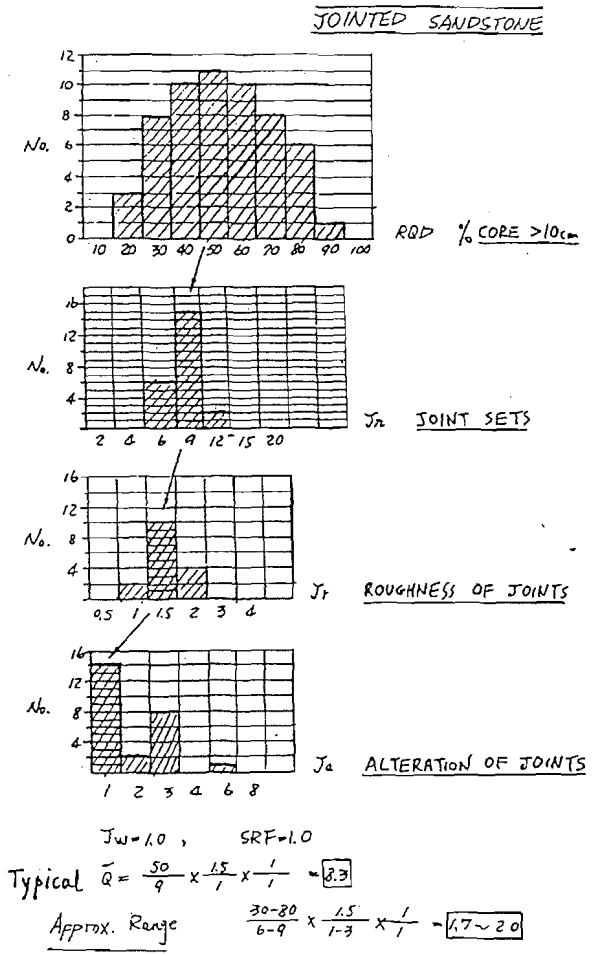
- Bergartsfordeling
- Strukturer
- Sprekkegeometri
- Bruddsoners orientering, bredde og mineralinnhold

Tunnelen bør med fordel deles inn i seksjoner med samme Q- verdier. Der det er praktisk mulig bør man også slå sammen bergklasser til sikringsklasser som dekker kontraktmessige behov.



Example of detailed tunnel mapping (revised from NBG, 1985).

Det vanlige er at man under kartlegging får et variasjonsområde for hver parameter i ligningen for Q- verdien og at man fremstiller dette i histogram, se eksempel under.



Histograms showing variations in RQD, J_n, J_r and J_a for a dry jointed sandstone under 'medium' stress conditions, reproduced from field notes prepared by Dr. N. Barton.

Parameterverdier for Q-systemet

1 Oppsprekkingstall		Antall sprekker pr. m^3	RQD
A	Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B	Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C	Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D	Lite oppsprukket	8-12	75-90
E	Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

Anm.: i) Når RQD ≤ 10 (inkludert 0) blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi.
ii) RQD-intervaller på 5, dvs., 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktig.

2 Tall for sprekkesett		J_n
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett + sporadiske sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett + sporadiske sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett + sporadiske sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv.	15
J	Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 × J_n)
ii) I portaler brukes (2 × J_n)

3 Sprekkeruhetstall		J_r
a) Bergkontakt og b) bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon		
A	Diskontinuerlig, hakkete (ru eller glatte)	4
B	Ru, bølgete	3
C	Glatte, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, plane	1,5
F	Glatte, plane	1
G	Glidespeil, plane	0,5
Anm.: Første del av beskrivelsen gjelder ruhet/glatthet. Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.		
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon		
H	Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt.	1

Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m addéres 1 til ruhetstallet.
ii) J_r = 0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjonen er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4 Tall for sprekkefylling		ϕ_r ca.	J_a
a) Bergkontakt			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot.		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflate-oksidasjon.	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppløselig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire).	20-25°	3
E	Oppløselig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinitt eller glimmer. Også klorit, talk, gips, grafitt o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn sprekkefylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppløselig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, men tykkelse < 5 mm).	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppløselig leirmateriale (kontinuerlig, men tykkelse < 5 mm).	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, men tykkelse < 5 mm). J_a-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk sprekkefylling)			
K	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppløselig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert oppløselig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. J_a-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppløselig.	16-24°	10
O	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppløselig.	12-16°	13
P	Tykk, kontinuerlige soner eller bånd med leir. J_a-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

5 Sprekkevannsfaktor		J_w
A	Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp.	1
B	Dryppregn. Stedvis utvasking av sprekkefylling.	0,66
C	Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling.	0,5
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	0,33
E	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprengning, avtagende med tiden.	0,2-0,1
F	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden.	0,1-0,05

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J_w-verdien økes når dreneringstiltak blir utført.
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert.

6 Spenningsfaktor				SRF
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall				
A	Hyppig opptreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.			10
B	Hyppig opptreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.			7,5
C	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.			5
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.			5
E	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.			2,5
Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50 % når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.				
b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykks problemer		σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c	SRF
H	Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0,01	2,5
J	Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K	Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet.	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5
L	Moderat avskalling etter mer enn 1 time i massivt berg.	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	3-2	0,65-1	50-200
N	Intenst bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400
Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotropt, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ_1 / σ_3 ≤ 10, reduseres σ_c til 0,75 σ_c. Når σ_1 / σ_3 >10, reduseres σ_c til 0,5 σ_c, hvor σ_c = enaksial trykkfasthet, σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ_θ = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien). iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, unntatt ved høye horisontalspenninger (se H).				
c) Tyteberg: plastisk flyting av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger		σ_θ / σ_c		SRF
O	Moderat tyteberg	1-5		5-10
P	Intens tyteberg	>5		10-20
Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H > 350 $Q^{1/3}$. Bergmassens trykkfasthet kan estimeres fra $\sigma_{cr} = 0,7\ \gamma\ Q^{1/3}$ (MPa) hvor γ = bergartens egenvekt i kN/m^3, og σ_{cr} = bergmassens trykkfasthet.				
d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann				
R	Moderat svelling			5-10
S	Intens svelling			10-15

Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesett eller diskontinuitet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, τ, hvor $\tau = \sigma_n \tan^{-1}(J_r/J_a)$. Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

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

4. Analytiske metoder

Nature is indifferent towards the difficulties it causes to a mathematician.

Fourier

Analytiske metoder er i motsetning til rene empiriske metoder basert på beregninger eller modeller.

I bergmekanikk kan analytiske metoder omfatte tenkte modeller som et rammeverk for videre analyser, fysisk nedskalerte modeller, matematiske modeller samt numeriske modeller (f. eks. endelig elementmodeller). Matematiske modeller betraktes som lukkede løsninger, mens numeriske omfatter ulike elementmodeller (endelig element FEM, grense element BEM, etc.)

En numerisk analyse blir generelt ikke brukt alene til å dimensjonere nødvendig sikring, men blir snarere brukt til å underbygge følgende :

- Bekrefte hovedlinjene i sikringsopplegget
- Identifisere viktige bergmekaniske trekk rundt tunnelprofilet
- Estimere belastningen på tunnelsikringen
- Anslå deformasjonene rundt tunnelprofilet

Det vanlige er at bergmassen modelleres som en kontinuerlig elastisk plastisk modell som følger Mohr- Coulomb`s bruddkriterie. Bergmassen må inneholde sprekker med sprekkeavstand mye mindre enn størrelsen på tunnelåpningen, og sprekkene eller sprekkesettene må ha en styrke eller orientering slik at de ikke dominerer bergmassens mekaniske egenskaper (E. Hoek, 1996).
N. Barton (1996) foreslo at bergmassen kan betraktes som en kontinuerlig modell når Q-verdien er mindre enn 0,1 og for massiv bergmasse når sprekkeavstanden er mye større enn tunnelåpningen. I de andre tilfellene mente han man måtte ta i bruk såkalte diskontinuerlige modeller (blokk modeller).

Et godt eksempel på bruk av både empiriske (Q- metoden) og analytiske metoder (FLAC, kontinuerlig modell) finner man i prosjekteringen av den 16 m brede vegtunnelen under Melbourne i Australia. Man fant her at empiriske og analytiske metoder gav samme resultat. Bergartene bestod i det vesentlige av en oppsprukket silurisk " mudstone " samt siltstein og sandstein. Trykkstyrken på inntakt berg varierte fra 5- 70 MPa. Den geologiske styrkeindeksen (GSI, E.Hoek, 1995) ble kartlagt fra 20 til 40.

Mange har stilt spørsmålet hvorfor det er så vanskelig å prosjektere et stabilt tunnelprofil i ulike bergmasser. Dette lyder uvilkårlig noe merkelig når man tenker på kompleksiteten på konstruksjonsarbeidet til fly og romskip.
En av årsakene til dette er at statikken rundt sikringen og omliggende bergmasse er statisk ubestemt. Belastningen på sikringsopplegget blir bestemt av deformasjonen både på selve sikringen og bergmassen. Sikringsopplegget vil ikke bli spenningspåkjent før bergmassen får nødvendig deformasjon etter installasjon av nødvendig sikring.

Nøkkelen til å kunne forutsi et riktig sikringsopplegg ligger i deformasjonsproblemet av bergmassen. Denne vil variere med bergmassens mekaniske egenskaper, spenningsfeltet, grunnvannsforhold etc. Å utvikle en modell som beskriver alle disse forholdene tilfredsstillende vil derfor være meget vanskelig.
Dette var grunnen til at Terzaghi utviklet sitt "rock load classification" system hvor han angav belastningen på sikringsopplegget uavhengig av type sikring.

Hoek og Brown`s empiriske bruddkriterium

Det opprinnelige Hoek og Brown`s bruddkriterie ble utviklet i 1980. Selve kriteriet var ikke helt nytt da et tilsvarende for betong ble utviklet i 1936.
Det spesielle ved Hoek og Brown`s bruddkriterie er at man har klart å knytte ligningen til geologiske observasjoner. Opprinnelig brukte man Bieniawski`s RMR- system, men senere ble dette utviklet til en geologisk styrke indeks kalt GSI- systemet, for at man også skulle få kriteriet til å omfatte meget dårlig bergmasse.

Hoek og Brown`s bruddkriterie har blitt forbedret og videreutviklet en rekke ganger til 2002- versjonen slik vi kjenner den i dag.
Man har klart å finne matematiske sammenhenger mellom kriteriets konstanter m, s, a og den geologiske styrkeindeks GSI.
Sammenhengen mellom Mohr-Coulomb og Hoek og Brown er testet for stabilitetsanalyser av skråninger og for underjordsanlegg. I den nåværende ligning ligger datagrunnlag fra flere hundre tunneler og skjæringer. Et "windows" basert dataprogram kalt "Rocklab" er utviklet for å kunne beregne de bergmekaniske verdiene for ulike bergmasser.
Programmet ligger gratis på: www.rocscience.com.

Uviklingen av Hoek og Brown`s bruddkriterie er vist under (etter prof. E. Hoek, 2004).

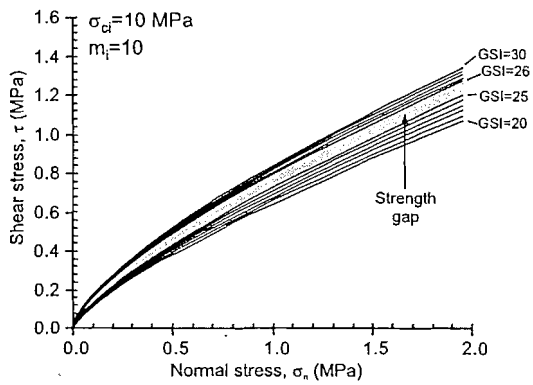
Summary of equations

Publication	*Coverage*	*Equations*
Hoek & Brown 1980	Original criterion for heavily jointed rock masses with no fines. Mohr envelope was obtained by statistical curve fitting to a number of (σ'_n, τ) pairs calculated by the method published by Balmer [28]. σ'_1, σ'_3 are major and minor effective principal stresses at failure, respectively σ_t is the tensile strength of the rock mass m and s are material constants σ'_n, τ are effective normal and shear stresses, respectively.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\sqrt{m\sigma'_3/\sigma_{ci} + s}$ $\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2}\left(m - \sqrt{m^2 + 4s}\right)$ $\tau = A\sigma_{ci}\left((\sigma'_n - \sigma_t)/\sigma_{ci}\right)^B$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + \left((\sigma'_1 - \sigma'_3)/(1 + \partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3)\right)$ $\tau = (\sigma'_n - \sigma'_3)\sqrt{\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3}$ $\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3 \doteq m\sigma_{ci}/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
Hoek 1983	Original criterion for heavily jointed rock masses with no fines with a discussion on anisotropic failure and an exact solution for the Mohr envelope by Dr J.W. Bray.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\sqrt{m\sigma'_3/\sigma_{ci} + s}$ $\tau = \left(Cot\phi'_i - Cos\phi'_i\right)m\sigma_{ci}/8$ $\phi'_i = \arctan\left(1/\sqrt{4h\cos^2\theta - 1}\right)$ $\theta = \left(90 + \arctan(1/\sqrt{h^3 - 1})\right)/3$ $h = 1 + \left(16(m\sigma'_n + s\sigma_{ci})/(3m^2\sigma_{ci})\right)$
Hoek & Brown 1988	As for Hoek 1983 but with the addition of relationships between constants m and s and a modified form of *RMR* (Bieniawski [15]) in which the Groundwater rating was assigned a fixed value of 10 and the Adjustment for Joint Orientation was set at 0. Also a distinction between *disturbed* and *undisturbed* rock masses was introduced together with means of estimating deformation modulus E (after Serafim and Pereira [18]).	*Disturbed rock masses:* $m_b/m_i = \exp\left((RMR - 100)/14\right)$ $s = \exp\left((RMR - 100)/6\right)$ *Undisturbed or interlocking rock masses* $m_b/m_i = \exp\left((RMR - 100)/28\right)$ $s = \exp\left((RMR - 100)/9\right)$ $E = 10^{((RMR-10)/40)}$ m_b, m_i are for broken and intact rock, respectively.
Hoek, Wood & Shah 1992	Modified criterion to account for the fact the heavily jointed rock masses have zero tensile strength. Balmer's technique for calculating shear and normal stress pairs was utilised	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_b\sigma'_3/\sigma_{ci}\right)^\alpha$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + \left((\sigma'_1 - \sigma'_3)/(1 + \partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3)\right)$ $\tau = (\sigma'_n - \sigma'_3)\sqrt{\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3}$ $\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3 = 1 + \alpha m_b^\alpha\left(\sigma'_3/\sigma_{ci}\right)^{(\alpha-1)}$
Hoek 1994 Hoek, Kaiser & Bawden 1995	Introduction of the Generalised Hoek-Brown criterion, incorporating both the original criterion for fair to very poor quality rock masses and the modified criterion for very poor quality rock masses with increasing fines content. The Geological Strength Index *GSI* was introduced to overcome the deficiencies in Bieniawski's *RMR* for very poor quality rock masses. The distinction between disturbed and undisturbed rock masses was dropped on the basis that disturbance is generally induced by engineering activities and should be allowed for by downgrading the value of *GSI*.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c\left(m\sigma'_3/\sigma_{ci} + s\right)^a$ for $GSI > 25$ $m_b/m_i = \exp\left((GSI - 100)/28\right)$ $s = \exp\left((GSI - 100)/9\right)$ $a = 0.5$ for $GSI < 25$ $s = 0$ $a = 0.65 - GSI/200$

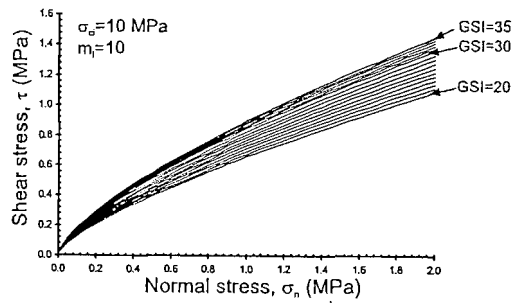
Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002	A new set of relationships between GSI, m_b, s and a is introduced to give a smoother transition between very poor quality rock masses (GSI < 25) and stronger rocks. A disturbance factor D to account for stress relaxation and blast damage is also introduced. Equations for the calculation of Mohr Coulomb parameters c and ϕ are introduced for specific ranges of the confining stress σ'_{3max} for tunnels and slopes. All of these equations are incorporated into the Windows program RocLab that can be downloaded from the Internet site www.rocscience.com. A copy of the full paper is included with the download.	$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \sigma_3'/\sigma_{ci} + s\right)^a$ $m_b = m_i \exp\left(GSI - 100/28 - 14D\right)$ $s = \exp\left(GSI - 100/9 - 3D\right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$ $E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$ $\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right]$ $c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}\right](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \left(6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}\right)/\left((1+a)(2+a)\right)}}$ where, for tunnels $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.94}$ - H is the depth below surface for slopes $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.91}$ - H is the slope height γ is the unit weight of the rock mass

I 1995 introduserte E. Hoek m. fl. GSI- systemet (geologisk styrke indeks). Denne indeksen skulle erstatte Bieniawski`s RMR- indeks fordi denne viste seg lite egnet ved dårlig bergmasse til ekstremt dårlig bergmasse.
Imidlertid gav formelverket et styrkesprang mellom GSI verdiene 25 og 26.

I 2002 versjonen av Hoek og Brown`s bruddkriterie har man klart å tette dette hullet og man får verdier for de ulike konstantene i kriteriet uten "sprang".
Parameterem m_b som er en redusert verdi av materialkonstanten m_i får verdier for alle GSI-indekser mellom 0- 100.

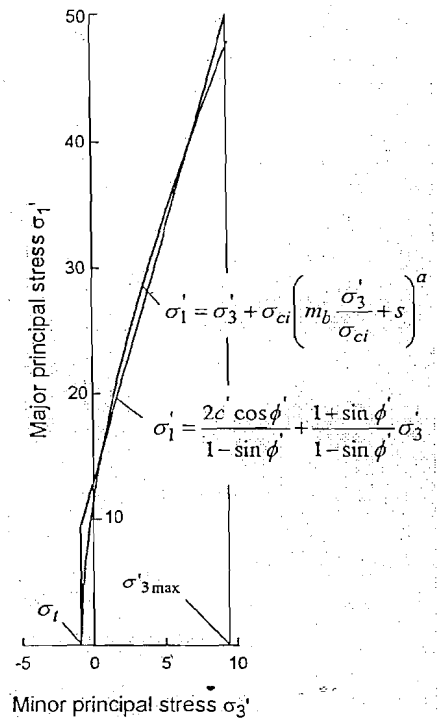


Tidligere utgaver av bruddkriteriet



2002 versjonen av bruddkriteriet

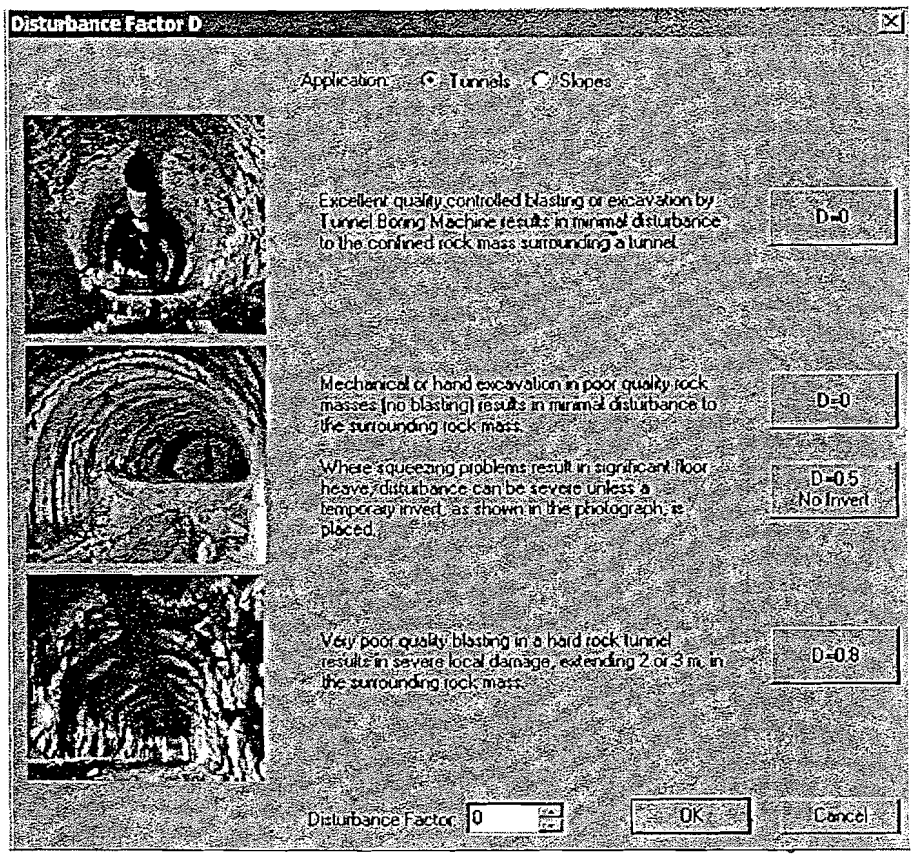
Den siste versjonen av kriteriet (2002) gir en god sammenheng mellom Hoek og Brown og Mohr- Coulomb`s bruddkriterie.
Formelverket gir også mulighet for beregning av kohesjons- og friksjonsparametre ved ulike spenningsnivå. Dessuten er det innført en styrkereduserende faktor **D** som er avhengig av kvaliteten på sprengningsarbeidene.

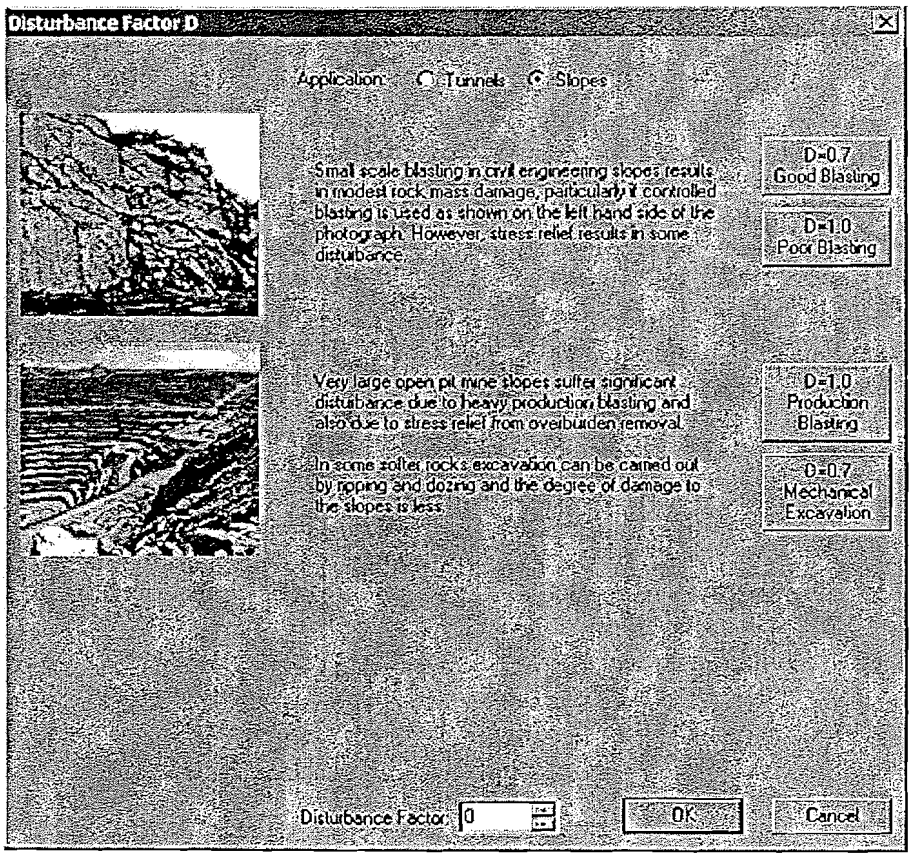


Hoek og Brown

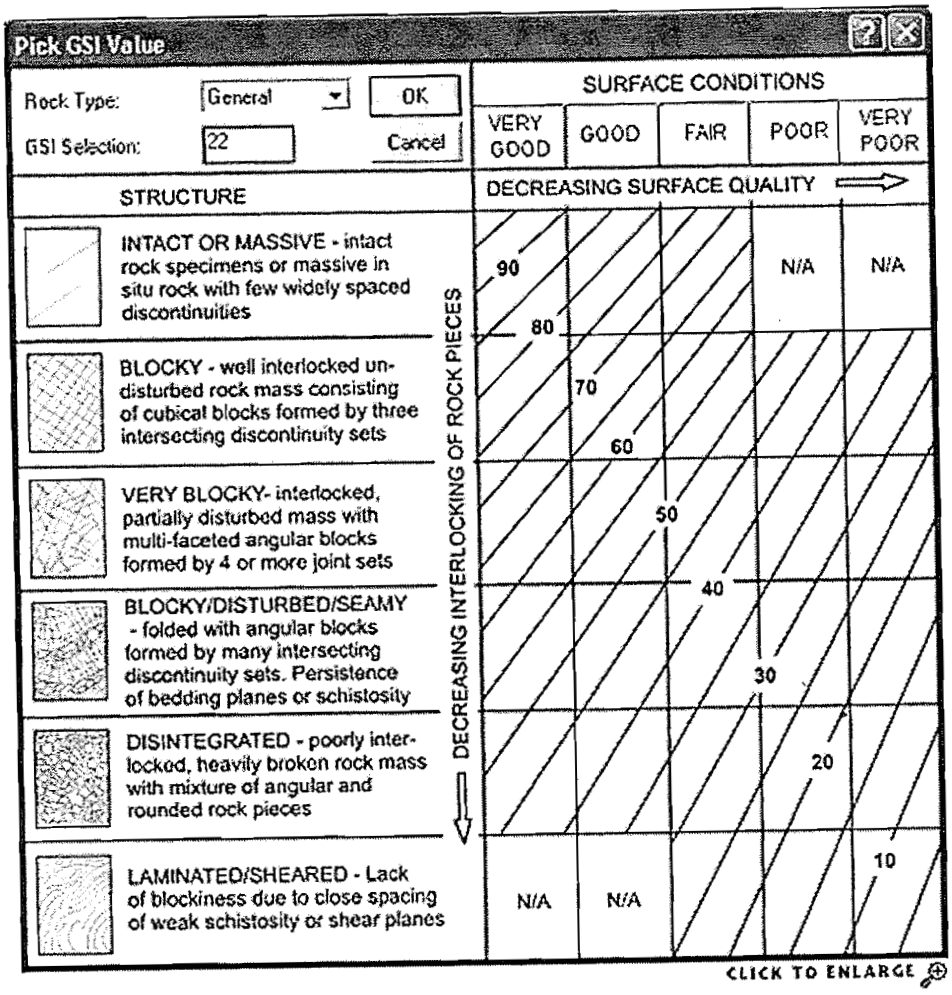
Mohr- Coulomb

Sammenhengen mellom største og minste hovedspenning
for Hoek og Brown og Mohr- Coulomb`s bruddkriterie



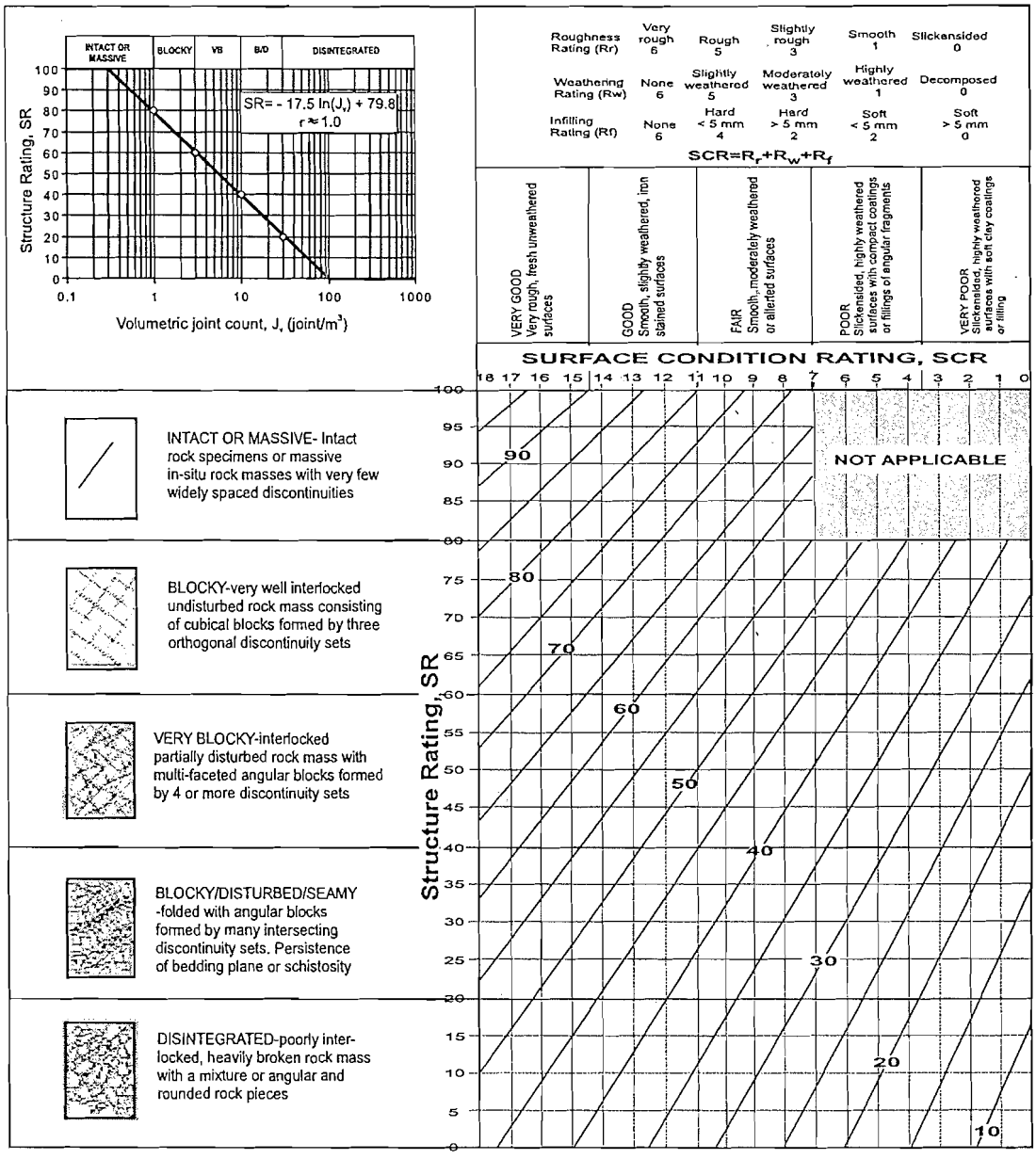


Styrkereduserende faktor **D** for tunnel og fjellskjæring



GSI- diagram (etter E. Hoek m. fl.)

For lettere å kunne kartlegge aktuelle GSI- indekser foreligger det et forslag til modifisering av det nåværende GSI- diagrammet. H. Sönmez og R. Ulusay har innført begrepet "structure rating" **SR** som er basert på bergmassens volumetriske sprekketall $J_v = 1/a_1 + 1/a_2 + \cdots 1/a_n$, a = sprekkeavstand i m for de ulike sprekkesett.
En annen faktor **SCR**, "surface condition rating" summerer faktorene av ruhet, forvitring og sprekkefylling. Denne kvantifiseringen av GSI- diagrammet gjør det etter mitt skjønn mer brukervennlig.



Modifisert GSI- diagram (etter H. Sönmez og R. Ulusay)

5. Geologiske metoder

All men by nature desire to learn.

Aristotle

Den norske tunneldrivingsmetode (NMT)

For en del år siden ble begrepet " The Norwegian Method of Tunneling" (NMT) beskrevet. Hovedpåhenget med metoden er å drive tunnel etter "low cost" prinsippet i harde oppsprukkede bergarter under både lave og høge bergspenninger.

Metoden er utviklet med basis i erfaringer fra driving av over 5000 km tunnel i Norge. Således er det høstet erfaringer både fra plan- og grunnundersøkelsesfasen til kontrakt- og drivefasen.

Egentlig er sikringsopplegget empirisk basert med et kontraktsystem som i prinsipp betaler for mengde sikring som ansees nødvendig for å takle de til enhver tid rådende geologiske forhold. Det er derfor viktig med fleksible sikringssystemer som utnyttes maksimalt. Metoden krever erfarne tunnelfolk med lang fartstid som håndterer tunnelriggen og de ulike sprengstoff- og tenningssystemene like godt som sikringssytemene.

Da man bare har begrenset dokumentasjon på grunnforholdene (for det meste bare overflateobservasjoner) har man måtte innføre et kontrakt/ risiko- system.
Hvis kontraktøren skulle ta all risikoen ved å drive en tunnel mange hundre meter under overflaten hvor man ikke har noen geologiske observasjoner, måtte han ha tatt en mye høgere pris.
Man har derfor innført et tidsekvivalentsystem for arbeidene. Geologien reflekteres av en såkalt enhetstunnel hvor sikringsmengdene er angitt. Et provisjonssystem blir normalt hengt på kontraktsmessig slik at uforutsette grunnforhold med økende sikringsmengder ikke skal forsinke prosjektet unødig.
Det er helt nødvendig at entreprenør og byggherre har nær kontakt på anlegget i kontraktsperioden slik at problemene løses på stedet.
Begrensede forundersøkelser når de geologiske forholdene er vanskelige kan derfor påføre både entreprenør og byggherre betydelige utgifter.

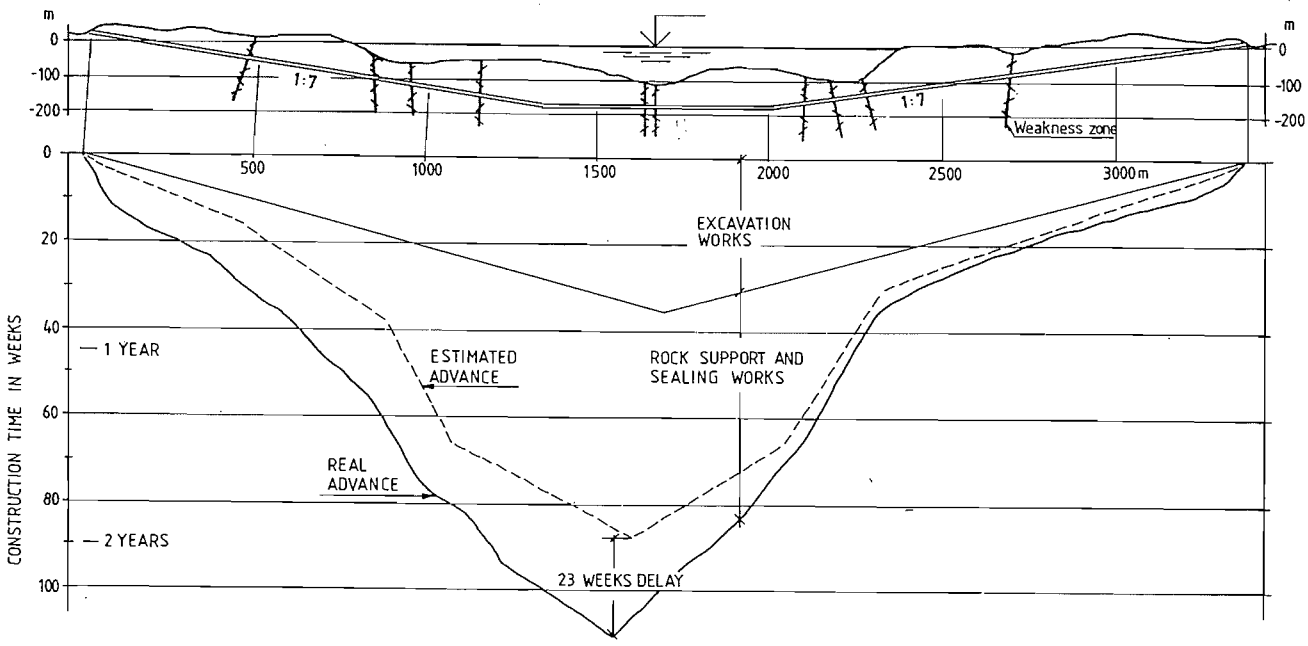
Activities/work that influence progress	Time equi-valents	Contractual conditions		Actual conditions	
		Quantities	Time	Quantities	Time
	Shifts per unit		Shifts		Shifts
1 *Excavation of tunnel, excluding downtime caused by rock support or pregrouting*	0.156	5 000 m	778.0	5 040 m	786.2
2 *Rock support at the face*					
Rock bolting	0.017	4 000 no	68.0	8 332	141.6
Wire mesh	0.017	500 m²	8.5	630 m²	10.7
Rock straps	0.004	400 m	1.6	910 m	3.6
Shotcreting	0.026	340 m³	8.8	1 012 m³	26.3
Concrete lining (roof and walls)	0.313	500 m	156.5	389 m	121.8
Extra scaling (by 3 men)	0.044	1 550 mhrs	68.2	2 690 mhrs	118.4
3 *Rock support behind the face*					
Shotcreting	0.022	435 m²	9.6	775 m³	17.0
Concrete lining (roof and walls)	0.278	50 m	13.9	123 m	34.2
Total no of shifts			1 115.1		1 259.8
Total no of weeks			111.51		125.98
		Extension in contractual time		14.47 weeks	

Shift Regulation: 7.5 hrs shifts, 10 shifts per week, 45 weeks per year

Eksempel på et tidsekvivalentsystem

(Norwegian Soil and Rock Engineering Association Public. No 5)

Tunneldriving etter NMT- systemet egner seg nok best i bergmasse med Q- verdier større enn 0,1. Det meste av erfaringsmaterialet som omfatter grunnforholdene (referansetunnelen) ligger i de bedre bergklassene.
Ved utarbeidelse av de geologiske rapportene i de ulike planfasene er det viktig at man klargjør hva man **vet**, og hva man **tolker** og **vurdere.**
Spesielt i områder med mer "usikker geologi" er det viktig at man gir relevante opplysninger som viser hvordan mengdelista framkommer.
Dette kan medvirke til at man unngår unødige tvister.

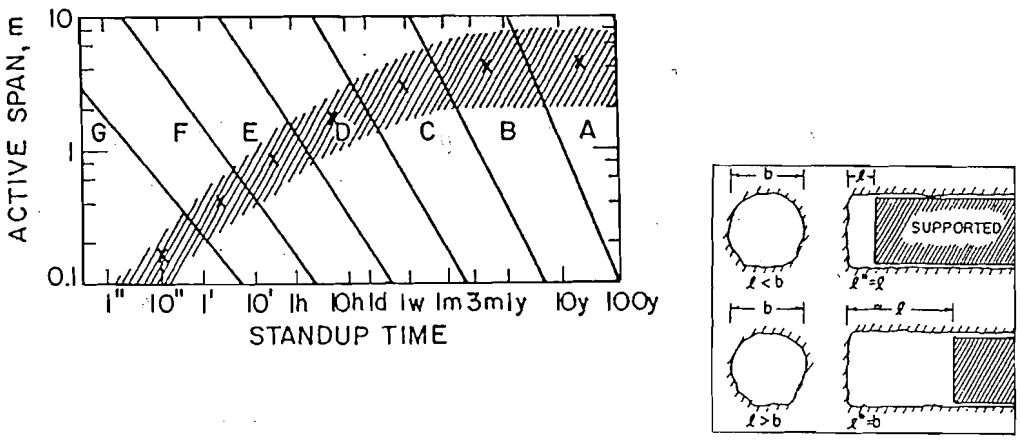


Eksempel på et undersjøisk tunnelanlegg hvor de geologiske forholdene har fraveket prognosen på ene halvdelen.

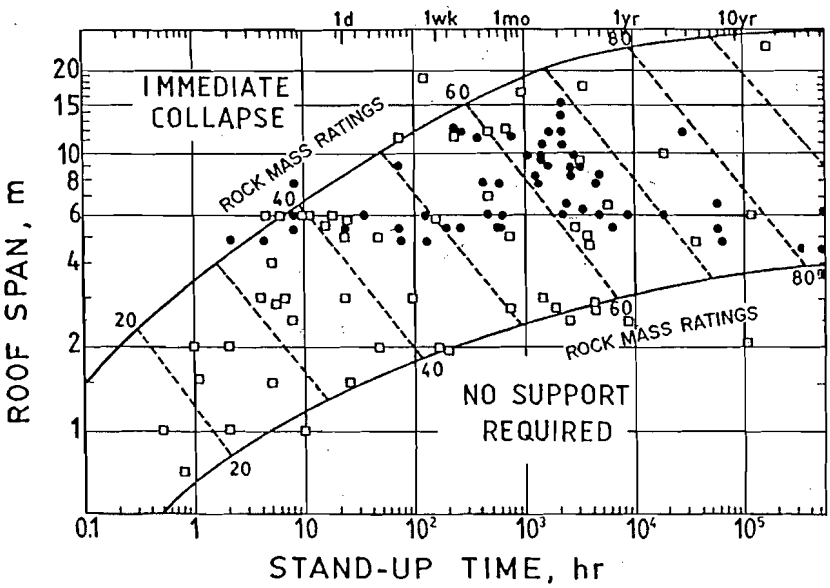
(Norwegian Soil and Rock Engineering Association Public. No 5)

Den nye østerrikske tunnelmetode (NATM)

Denne tunneldrivingsmetoden ble utviklet i slutten av 50- årene og begynnelsen av 60- årene. Metoden er spesielt utviklet for drift i dårlig bergmasse. NATM ble utviklet av L. Rabcewicz, L. Müller og F. Pacher. I praksis omfatter metoden de geologiske forundersøkelsene, planfasen og selve byggefasen.
Allerede under bygging av de lange jernbanetunnelene under Alpene i det 19. århundre forstod man at man trengte bedre drive- og sikringsmetoder for å takle de vanskelige geologiske forholdene.
Etter at prof. Stini (1950) utgav sin bok om ingeniørgeologiske problemer ved å bygge tunneler i ulike bergmasser, utviklet Lauffer (1958) sitt såkalte " stand- up time " diagram, se figuren under.



"Stand- up" diagram etter Lauffer. G er dårligste bergmasse.



Bieniawski`s moderniserte versjon av Lauffer`s " stand- up" diagram. Symbolet □ er nedfall fra tunneltak, de svarte punktene nedfall fra tak i gruveganger.

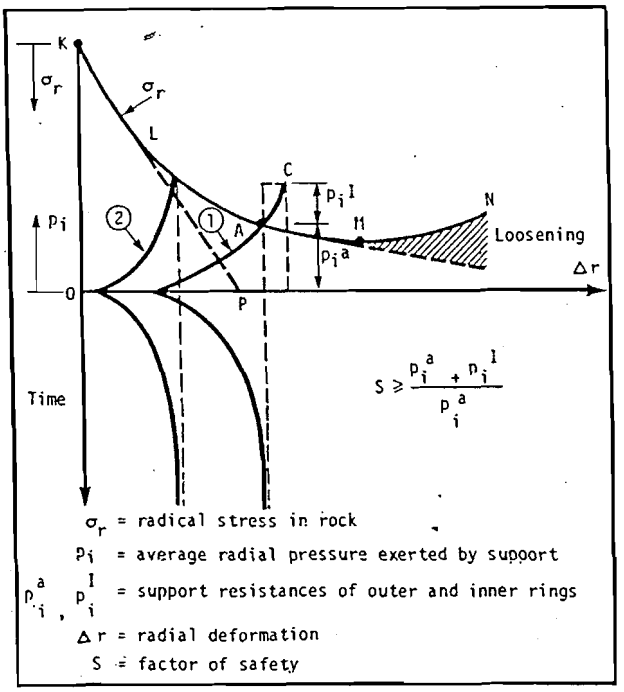
Diagrammet til Lauffer er basert på en bergmasse- klassifikasjon som ble brukt i Østerrike på denne tiden. Basisen i hans system var at ved å øke tunnelprofilet vil man få dårligere stabilitet og nedfall i profilet

På samme tid utviklet prof. Rabcewicz sammen med Müller og Pacher nye prinsipper for tunneldriving. For å skille denne metoden fra eldre driftsmetoder kalte de metoden " Den Nye Østerrikske Tunneldriftsmetode " (NATM).

Utviklingen av NATM foregikk ved at man brukte gamle erfaringsdata sammen med de nye drive- og sikringsprinsippene. En tenker da først og fremst på aktiv bruk av bolting og sprøytebetong som var tilgjengelig sist på 50- tallet.
Offisielt ble NATM presentert av Rabcewicz i Salzburg på en større konferanse i 1962.
Hovedmålet med metoden er:

- Foreskrive en trygg og økonomisk sikring i en bergmasse som ikke har tilstrekkelig stabilitet.
- Aktiv bruk av tynne lag av sprøytebetong forsterket med bergbolter for å stabilisere berget på stuff, for senere å sikre profilet med en indre "lining" som permanent løsning.

Hovedpoenget med metoden er å måle deformasjoner nær stuff for å kunne foreta riktig permanent sikring til rett tid. Installeres den for tidlig blir belastningen for stor, mens for sein sikring kan medføre rassituasjoner. Grunnlaget for disse vurderingene er basert på Fenner-Pacher kurven.



Deformasjonsdiagram for berg / sikring eller en Fenner- Pacher kurve.
Tallene 1 og 2 viser to forskjellige sikringssystemer innstallert til ulik tid.

Deformasjonskurver ble brukt av østerrikerne for å installere bergsikringen på riktig tidspunkt.

Seeber m. fl. laget karakteristiske deformasjonskurver for de mest vanlige bergartene i Østerrike.
I dag kan man ved hjelp av bergmekaniske analyser finne bergmassens deformasjon i ulike spenningssituasjoner og sikringsopplegget kan tilpasses deretter.

Under er det vist et eksempel fra programmet "RockSupport" (Rocscience Inc)

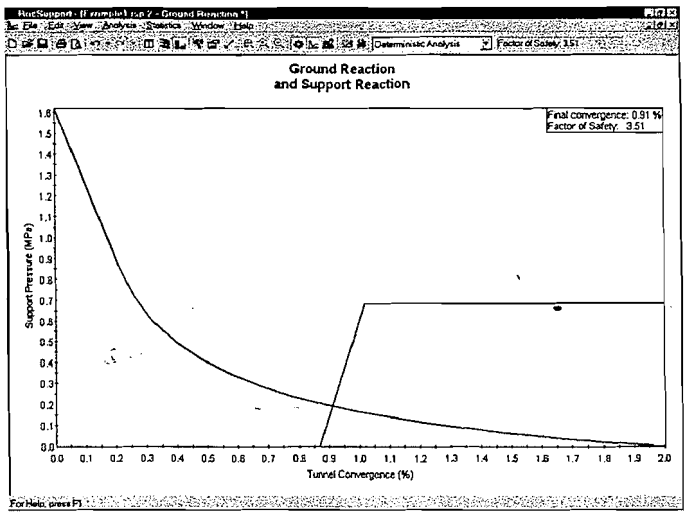


Figure 2-16: Ground reaction and combined rockbolt / shotcrete support reaction curves.

Uansett hvor spissfindige dataprogram man har så er det kun målinger ute i tunnelen under driving som avslører bergartens virkelige oppførsel.
NATM er derfor basert på systematisk geologisk kartlegging på stuff samt deformasjons- og spenningsmålinger. Observasjoner fra erfarne ingeniørgeologer på anlegget er derfor avgjørende for riktig klassifisering og sikring av bergmassen.

Østerrikerne har i hovedsak videreutviklet Lauffer`s bergklassifisering fra 1958 og i dag bruker man Önorm B 2203 (1993) for å klassifisere bergmassen.

Önorm B 2203 gir en bergklassifisering uten tallangivelse, se tabellen under.

Lauffer (1958)	Önorm B 2203 (1983)	Önorm B 2203 (1993)	Suggested English term
A Standfest	F1 Standfeste	A1 Standfest	Stable
B Nachbrüchig	F2 Nachbrüchig	A2 Nachbrüchig	Slightly loosening
C Sehr nachbrüchig	F3 Leicht gebräch	B1 Gebräch	Ravelling
D Gebräch E Sehr gebräch	F4 Gebräch oder leicht druckhaft	B2 Stark gebräch	Strongly ravelling
F Druckhaft	F5 Stark gebräch oder druckhaft	C1 Druckhaft	Squeezing or swelling
G Sehr druckhaft	F6 Stark druckhaft	C2 Stark druckhaft	Strongly squeezing or swelling
	F7 Fließend		Running or flowing

En sammenligning av NATM, Q- systemet og RMR- systemet er gitt av Martin i 1988.

Austrian NATM system		Q system	RMR (geomechanic) system			
class	term	rating	class	term	average stand-up time	rating
F1	stable	> 50	I	very good rock	10 years for 15 m span	> 80
F2	slightly loosening	10-50	II	good rock	6 months for 8 m span	60-80
F3	ravelling	5-20	III	fair rock	1 week for 5 m span	40-60
F4	moderately squeezing	1-10	IV	poor rock	10 hours for 2.5 m span	0-50
F5	plastic squeezing and swelling	0.5-5	IV	poor rock	10 hours for 2.5 m span	30-50
F6	highly squeezing and swelling	0.05-1	V	very poor rock	30 min for 1 m span	10-20
F7	running	< 0.05	V	very poor rock	30 min for 1 m span	< 10

NATM har vist seg å være en fleksibel driftsmetode som både egner seg til "drill and blast" og ulike typer mekaniske drivemetoder.
Metoden egner seg best i bergmasser hvor man får større deformasjoner også i "sprakefjell".

I grundtliggende tunneler i bymessige strøk hvor man ikke kan tillate deformasjoner er NATM noe mer tvilsom.

6. Litteraturliste

- Bieniawski, Z. T. (1984) Rock mechanics design in mining and tunneling, A.A. Balkema / Roterdam / Boston.

- Barton, N. Lien, R. Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for design of tunnel support, Rock Mech. vol 6, pp. 189-236.

- Barton, N. (2002) Some new Q- values correlations to assist in site characterisation and tunnel design, I. J. Rock Mech. & Min. Sci.

- Barton, N. Bandis, S. (1991) Review of predictive capabilities of JRC – JCS model in engineering practice.

- Barton, N. Grimstad, E. (1993) Updating the Q- system for NMT. Proc. Int. Symp. on sprayed concrete, Norwegian Concrete Association, pp. 46- 66.

- Hoek, E. Brown, E.T. (1980) Underground excavation in rock, London, Inst. of Min. and Metal.

- Hoek, E. (1994) Strength of rock masses, News Journal of ISRM

- Hoek, E. Carranza- Torres, C. Corkum, B. (2002) Hoek – Brown failure criterion- 2002 edition.

- Sonmez, H. Ulusay, R. (1999) Modification to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes.

- McRae, M.T. Wilson, C. Porter, S.J. Hutchison, B. (1997) Primary support design for Large span tunnels in weak rocks: The Melbourn City Link Tunnels.

- Milne, D. Hardjigeorgiu, J. Pakalnis, R. (1999) Rock mass Characterization for Underground hard Rock Mines.

- Palmstrøm, A. (1993) The New Austrian Tunneling Method (NATM).

- Müller, L. (1978) Der Felsbau, Dritter Band: Tunnelbau, Enke Ferlag.

- Schubert, W. (1997) Grundlagen der New Austrian Tunneling Method. Technische Universität Graz.

- Feder, G. (1979) Einflus von Bauverfahren, Anisotropie und Ausbruchsform auf die Konvergenz und den Stützmittelbedarf tiefliegender Holraumbauten. Bundesministerium f. Bauten u. Technik. Heft 124.

- Terzaghi, K. (1946) Rock defects and loads on tunnels supports. Youngstown, Ohio

- Grimstad, E. Kankes, K. Bahsin, R. Magnussen, A. W. (2002) Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption. Norwegian Geotechnical Institute, Norway.