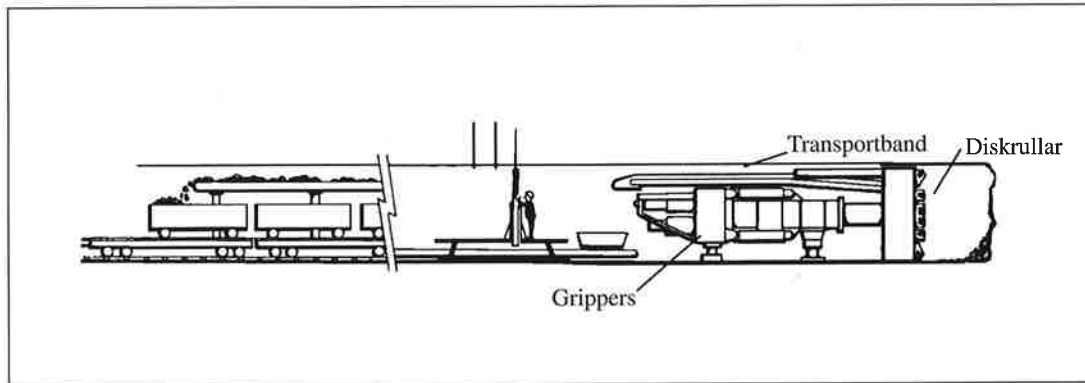




BERGMEKANISKA ASPEKTER PÅ FULLBORRADE TUNNLAR

Litteraturstudie

Peter Lundman

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH
SveBeFo Rapport 21

**BERGMEKANISKA ASPEKTER PÅ
FULLBORRADE TUNNLAR
Litteraturstudie**

Rock mechanics aspects on TBM tunnels

Peter Lundman, Tekniska Högskolan i Luleå

FÖRORD

Under planeringen av SveBeFo:s ramprogram 1993-96 hade tunnelbygget genom Hallandsås handlats upp med Kraftbyggarna som entreprenör och med fullborrning som metod. Vi såg då all anledning att knyta vissa forskningsprojekt till detta intressanta bygge och särskilt ta tillfället att följa upp i vilken mån förstärkningsinsatser skulle bli annorlunda jämfört med en konventionellt sprängd tunnel. Det tycks uppenbart att man kan klara sig med mindre förstärkningar på grund av mindre uppsprickning runt tunnelkonturen och den gynnsamma cirkulära formen. Att belysa i vilken grad detta är sant, teoretiskt sett och i praktiken, var den tänkta uppgiften för Peter Lundman, doktorand vid Tekniska Högskolan i Luleå.

Som bekant lyckades inte entreprenören fullfölja planerna med den levererade maskinen, man löste sig från kontraktet och en ny entreprenör, Skanska, är nu i färd med att ta sig igenom Hallandsås med sprängning. Peter hade påbörjat sitt forskningsprojekt med litteraturstudier mm och vi undersökte om vi kunde finna något annat fullborrningsprojekt för att genomföra den fältanknutna delen. Vi fann inget lämplig sådant, varför vi beslöt att avsluta projektet genom att publicera föreliggande rapport, som ska ses som en förstudie för de aktuella frågorna. Peter har sedan fått möjlighet att arbeta med stabilitets- och förstärkningsfrågor i andra tillämpningar. Trots att projektet fått avbrytas i förtid vill vi tro att rapporten ska vara av intresse som introduktion och som stöd vid diskussioner om stabilitetsfrågor vid jämförelser mellan TBM-teknik och sprängning.

Stockholm i maj 1996

Tomas Fanzén

SAMMANFATTNING

Användandet av tunnelborrningsmaskiner har drastiskt ökat de senaste 20 åren. Metoderna och principerna för bergförstärkning i de fullborrade tunnlar är i grunden de samma som för tunnlar drivna enligt borra/spräng konceptet. Fullborrade tunnlar har teoretiskt sett den fördelen att konturen inte skadas av sprängningen samt att konturen kvarstår som en gynnsam bågform. Numeriska analyser indikerar att även en liten skadezon från sprängningen kan ge upphov till stora mängder extra förstärkning. Den allmänna uppfattningen att förstärkningsbehovet i en fullborrade tunnel minskar jämfört med en borrad/sprängd tunnel stämmer generellt. Systemets styrka i form av kontinuerlig och snabb drift är också dess svaghet då problem uppstår vid fronten. Detta eftersom konceptet med borrade tunnlar är mindre flexibelt beträffande åtgärder mot problem vid fronten kontra borrade/sprängda tunnlar. Oförutsedda problem i en borrad tunnel kan därför orsaka stora förseningar och avsevärda extrakostnader.

Modern design av förstärkningssystem bygger på att berget tillåts deformeras innan den permanenta förstärkningen appliceras. Detta leder till att den permanenta förstärkningen inte behöver uppta onödigt stor last. Enkla analytiska samband kan användas för att beräkna de deformationer som uppstår på ränderna av en fullborrade tunnel. Det cirkulära tvärsnittet underlättar de analytiska beräkningarna då Kirsch lösningar kan användas.

De flesta klassificeringssystemen är empiriska samband där erfarenheterna till övervägande del är hämtad från konventionellt drivna tunnlar. En troligen felaktig uppfattning är att det finns ett fast förhållande mellan bergklassen i fullborrade tunnel jämfört med motsvarande borrad/spräng tunnel. I praktiken har det visat sig att det endast är i vissa bergklasser som skillnader föreligger. Ytterligare undersökningar bör därför göras hur fullborrningen påverkar det omgivande berget samt hur det cirkulära tvärsnittet påverkar stabiliteten. Ovanstående medför att en strikt design utifrån ett klassificeringssystem kan komma att ge en överdrivet stor mängd förstärkning i vissa bergklasser. I dagsläget är dock vetenskapen om skillnaderna för respektive tunnelmetod mycket dålig. Detta medför att det är svårt att med säkerhet avgöra hur en eventuell korrigering av rekommenderad förstärkning skall göras.

För en stor del av de projekt som återges i litteraturen saknas detaljerade uppgifter om den geologiska miljön samt beskrivning av skador i berg och förstärkning. Det är alltså mycket svårt att avgöra om de framtagna dimensioneringsreglerna kan appliceras även i andra sammanhang.

En viktig del av modern tunneldrivning är att beställare och entreprenör kommer överens om hur bergmassan skall klassificeras och hur respektive bergklass bör förstärkas och drivas. För att det skall vara möjligt att förutsäga förstärkningsinsatserna och drivningsförfarandet krävs omfattande förundersökningar. I dagsläget borde indikationer på skiftande bergförhållanden leda till utökade undersökningar. Detta är speciellt viktigt vid de tillfällen som TBM planeras att användas, eftersom en kontinuerlig och hög indriftshastighet är avgörande för totalekonomin.

ABSTRACT

The use of tunnel boring machines (TBM) has increased during the last twenty years. Methods and principles for reinforcement in TBM tunnels are almost the same as in tunnels driven with drill- and blast technique. The TBM tunnels have the theoretical advantage that the surrounding rock is not damaged by the blasting, and that the contour has a circular shape. Numerical analyses indicate that even a small damaged zone induced by blasting can cause large amount of extra reinforcement. The general opinion, that the necessary reinforcement in a TBM tunnel are less than in a drilled and blasted tunnel, is correct in many cases. The continuous and fast advance with the TBM is the advantage of the system, but could also be a disadvantage when problem occurs at the front. This is due to the fact that TBM system are less flexible than conventionally driven tunnels when problem at the front has to be solved. Unexpected problems in TBM tunnels can therefore cause great delays and considerable extra costs.

In modern design of reinforcement in shallow tunnels, the surrounding rock is allowed to deform before the permanent reinforcement is applied. This reduces the load imposed on the permanent reinforcement. Simple analytical solutions can be used to calculate the deformations that will occur at the boundary of a TBM tunnel. The circular shape simplify the analytical calculations because Kirsch equation can be used.

Most of the classification system are empirical and the knowledge are mostly collected from drill and blast tunnels. The opinion that it is a constant relation between the amount of reinforcement in a TBM tunnel and a drilled and blast tunnel is probably incorrect. It has been seen that this fact only is correct for some types of rock classes. Further investigations should therefore be performed how the TBM affect the remaining rock and how the circular shape affect the stability. The above cause that a strict design from a classification system will give a excessive large amount of reinforcement in some type of rock mass. Today the knowledge of the difference in stability between TBM tunnels and drill and blast tunnels are low. Therefore it is difficult with certainty to find out how a correction of recommended reinforcement will be done.

In many published projects there are missing detailed information of the geological environment and descriptions of the damage in rock and reinforcement. Therefore it is very hard to define if the applied system of reinforcement also can be applied in other cases.

An important part of modern tunnelling is that the purchaser and the contractor will come to an agreement how the rock mass should be classified

and how respective rock class should be reinforced. To be possible to predict the amount of reinforcement needs extensive preliminary investigations must be carried out. Indications of variation of rock conditions should on a larger range lead to more investigations during drift with TBM. The explanation to this is that variation in the rock and bad rock conditions often give rise to large extra costs on account of loss of time

FÖRFATTARFÖRORD

Litteraturstudien ingår som en del i SveBeFos projekt Förstärkning av fullborrade tunnlar.

Ett särskilt tack riktas till Gunnar Rådberg, Jonny Sjöberg samt Bengt Stillborg, Avdelningen för Bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå, för synpunkter och korrektur och till Jan Salomonson för hjälp med utformningen av figurer.

Luleå, Augusti 1995

Peter Lundman

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1 INLEDNING	1
1.1 TBM i ett historiskt perspektiv	1
1.2 Förstärkning av TBM-tunnlar	2
1.3 Stabilitetsproblem vid olika bergförhållanden	3
1.4 Designprinciper för förstärkning av TBM-tunnlar	4
2 BERG OCH FÖRSTÄRKNINGS SAMVERKAN	6
2.1 Spänningar kring ett cirkulärt hålrum	6
2.2 Deformationer kring ett cirkulärt hålrum	9
2.3 Bergets responskurva (GRC)	10
2.4 Deformationer med hänsyn till fronten	16
2.5 Förstärkningens deformation	19
2.6 Uppskattning av förstärkningens kapacitet	22
2.7 Diskussion	25
3 KLASSIFICERINGSSYSTEM	27
3.1 Beskrivning av olika klassificeringssystem	27
3.2 Beskrivning av RMR-systemet	29
3.3 Beskrivning av Q-systemet	29
3.4 Jämförelse av RMR och Q systemen	30
3.5 Korrelation mellan bergkvalitet och seismisk våghastighet (V_p)	32
3.6 Korrelation mellan bergkvalitet och E-modul	33
3.7 Begreppet "Stand up time"	35
3.8 Diskussion	37
4 BERGFÖRSTÄRKNING ENLIGT NATM	38
4.1 Beskrivning av NATM	38
4.2 Diskussion angående NATM	40
5 FÖRSTÄRKNINGSBEHOV I TBM-TUNNLAR KONTRA KONVENTIONELLA TUNNLAR	42
5.1 Samband för att korrigera bergklasser i fullborrade tunnlar	42
5.2 Vägtunnel under Svartisen	43

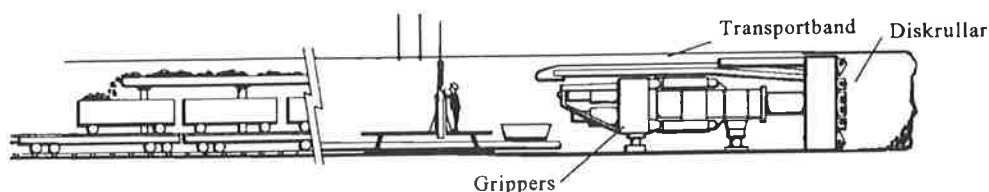
6 PRAKTIKFALL	46
6.1 Gossensass och Camporosso tunnlarna	46
6.1.1 Gossensass pilot tunnel	48
6.1.2 Camporosso järnvägstunnel	49
6.2 Yacambu - Quibor överlednings tunnel	50
6.3 Erfarenheter av TBE-tunnlar	52
6.4 Lesotho Highland Water Project	53
6.5 Cypern - Dhiarizos vattenöverföringstunnel	54
7 NUMERISKA ANALYSER	56
7.1 Modellbeskrivning	56
7.2 Analysresultat	57
7.3 Diskussion	60
8 STATUS OCH BEHOV AV UTVECKLING	61
REFERENSER	66

1 INLEDNING

1.1 TBM i ett historiskt perspektiv

De första tunnelborrningsmaskinerna för hårt berg introducerades omkring 1850 för att förbättra den då mycket långsamma processen för konventionell tunneldrivning. Introduktionen av nitroglycerin samt pneumatiska bormaskiner gjorde dock att den traditionella metoden med borrhning och sprängning blev så effektiv att vidare utveckling av tunnelborrningsmaskiner stannade upp. Faktum kvarstod dock att utnyttjandegraden av maskinerna var låg vid konventionell tunneldrivning. Detta i kombination med de ökande kostnaderna för personal ledde till att utvecklingen av tunnelborrningsmaskiner återigen intensifierades. Första gången som tunnelborrningsmaskiner på allvar konkurrerade med traditionell teknik var under 1950-talet vid byggandet av Oahe-dammen, South Dakota, USA, (West, 1988). Sedan dess har det skett en stadig utveckling till det att borra/spräng konceptet inte längre är allenarådande. Ett problem som fortfarande inte har lösts är att producera tunnelborrningsmaskiner som fungerar tillfredsställande genom förkastningszoner och sprickrikt berg. Utvecklingen av tunnelborrningsmaskiner har främst skett inom entreprenadindustrin, och endast i mindre omfattning inom gruvindustrin.

En fullborrad tunnel innebär att en stor maskin borrar ut hela tunnelarean. Maskinen (TBM - Tunnel Boring Machine) borrar sig fram med roterande krossande diskruddar ("cutters") fastsatta i sadlar på ett cirkulärt huvud. I yttre kanten på borrhuvudet sitter skovlar som lyfter det losstagna berget upp till ett transportband på maskinens ovansida. Från bandtransportören lastas sedan berget vanligen i järnvägsvagnar, se figur 1.1. För att erhålla de kraftiga matningstryck som fodras spännes maskinen fast med spännben som pressar stödplattor ("grippers") mot väggarna, varefter en hydraulcylinder pressar borrhuvudet mot fronten. Bakom borrhuvudet sitter det oftast utrustning som kan användas till injektering samt förstärkningsarbeten.



Figur 1.1 Principiellt utseende på TBM-maskin.

Maskinerna kan grovt delas in i sköld respektive öppna maskiner. Sköldmaskinerna används huvudsakligen i mjukare bergarter och arbetar med en skyddssköld applicerad mot berget och förstärkningen appliceras bakom skölden. Den öppna maskinen används mest i hårdare bergarter och förstärkningen kan appliceras omedelbart bakom borrhuvudet. I denna rapport behandlas huvudsakligen öppna maskiner.

TBM har av naturliga skäl brukats mest i lösa bergarter (sköldmaskiner), men har på senare tid även vunnit terräng i det hårda svenska urberget (öppna maskiner). Dagens maskiner kan under goda förhållanden prestera 30 m/dygn i kristallint berg. Veckoindrifter på 150 m utslaget över hela projektet är inte ovanliga. Indriften varierar dock mycket beroende på bergarten. Som exempel på detta kan nämnas Hadestunneln i Utah, USA, där topp prestationen var 391 m/vecka, sämre partier gav dock endast 1.5 m/vecka.

I Sverige borrades de första tunnlarna i Stockholm i slutet av 60-talet. På grund av det dåliga resultatet dröjde det ända fram till mitten på 80-talet som tekniken återigen användes, då vid utbyggnad av vattenkraften i Kymmen, Värmland. Efter detta projekt har ytterligare tre tunnlar fullborrats i Sverige. Saltsjötunneln i Stockholm, (Sundin, 1991), Ormen, i Stockholm (Sundin, 1992), samt Klippen i närheten av Hemavan, (Toolanen, 1992). Jämfört med Norge, som har drivit mer än 150 km borrade tunnlar, har Sverige en relativt begränsad erfarenhet av TBM-tunnlar.

1.2 Förstärkning av TBM-tunnlar

Möjligheterna att applicera förstärkning är något begränsade i samband med TBM. Installation av förstärkning kan ske framför respektive bakom borrhuvudet beroende på stabiliteten på berget. Vid de tillfällen som berget är så dåligt att förstärkningen måste appliceras framför borrhuvudet kan det dock medföra att indriftshastigheten sänks markant. Detta kan även vara en förklaring till flera inträffade ras, då kostnaden för tidsförlusten många gånger tvingar entreprenören att fortsätta trots en uppenbar risk för ras. Ovanstående föranleder frågor angående vilka egenskaper i bergmassan som medför att förstärkningen måste installeras framför borrhuvudet. I den studerade litteraturen har sådana rekommendationer ej påträffats.

I Norge har det erfarenhetsmässigt visat sig att förstärkningsbehovet i borrade tunnlar ofta minskar till 1/3 av motsvarande erforderlig förstärkning vid konventionell drift (Johannessen et al, 1983). Detta beror främst på att berget i kon-

turen inte skadas av sprängningen utan kvarstår med en ur stabilitetssynpunkt mycket gynnsam bågform. Ytterligare fördelar med fullborrning jämfört med borrning/sprängning är avsaknaden av vibrationsskador på omkringliggande byggnader, samt en bättre arbetsmiljö, till exempel lägre buller, mindre dieselavgaser och minskad risk för blockutfall (Beitnes, 1991).

Generellt är alltså fullborrning som drivningsmetod mer skonsam mot omgivande berg jämfört med konventionell drift, med betydligt bättre stabilitet som resultat. Det föreligger dock en risk för överskattning av stabiliteten, då blockutfall som sker vid sprängning undviks i en fullborrade tunnel. Detta medför att det är lätt att instabila partier ej upptäcks och förstärks vid den okulära besiktningen efter fullborrning. För till exempel en vattentunnel kan detta få stora effekter då tunneln börjar användas, eftersom en trycksättning och vattenfyllnad av sprickorna omkring blocken kan resultera i blockutfall. Förutom ovanstående är det även uppenbart att fullborrning är mindre flexibel för stabilitetsproblem vid fronten jämfört med konventionell drift. Överraskande problem kan därför förorsaka stora förseningar och tilläggskostnader. Det bör därför ställas högre krav på förundersökningarna för en fullborrade tunnel för att i sektioner med potentiella stabilitetsproblem hålla en högre beredskap.

Två vanliga uppfattningar om TBM och förstärkning är:

- det finns ett fast förhållande mellan nödvändiga förstärkningsinsatser i en borrar tunnel respektive en sprängd tunnel,
- även om delar av tunneln erfordrar förstärkning så har det marginell betydelse för totala kostnaderna och framdriften.

Det förstnämnda är i princip fel, medan det senare påståendet stämmer på ett flertal TBM-projekt. Dock kan även punkt två visa sig vara en felaktig uppfattning. Detta då TBM-systemet normalt inte är utrustat för dåligt berg. Varje förstärkningsinsats kan medföra stora extrakostnader och tidsförluster. Då hög indriftshastighet ofta är en viktig förutsättning för totalekonomin i ett TBM-projekt, kan även stopp eller dålig framdrift i kortare sektioner få stora ekonomiska konsekvenser.

1.3 Stabilitetsproblem vid olika bergförhållanden

Svaghetszoner i form av mer eller mindre lerfyllda krosszoner är ofta förknippade med stora problem i tunnlar drivna enligt borra/spräng principen. I en sprängd tunnel blir resultatet lätt dåliga konturer och nya inducerade svagheter i det kvarstående berget, vilket medför ökad risk för ras. I TBM-tunnlar kan ofta

väl konsoliderade och torra zoner passeras utan att konturen förstörs. Nedfall sker ofta ett till två dygn efter borrhningen, denna tidsförskjutning gör det möjligt att utföra förstärkningen i området bakom TBM-huvudet. Detta kräver dock en på förhand bestämd strategi för att behandla problemen och därmed undvika onödiga stopp med improviserade lösningar från zon till zon. Det finns även exempel på tillfällen där personalen varit tvungen att leta efter den passerade zonen för att kunna utföra permanentförstärkningen, vilket också visar på risken för "underförstärkning" (Beitnes, 1991). Zoner som däremot korsas under flack vinkel samt generellt våta och dåligt konsoliderade zoner kan ge mycket stora problem vid TBM-drift.

En annan faktor som kan orsaka problem vid drivning inne i svaghetszoner är det ofta dåliga fästet för "gripprarna". Detta ger inte enbart upphov till sämre matningskraft utan gör även att maskinen blir svårare att styra. Gripprarna kan också pressas in i det omgivande berget med därtill hörande problem. Det senare gäller inte enbart gripprarna utan kan även gälla för stödbenen under maskinen, då tyngden från maskinen kan orsaka instansning av stödbenen i sulan.

1.4 Designprinciper för förstärkning av TBM-tunnlar

Design av förstärkningen i TBM-tunnlar kan ske enligt följande tre principer:

- Analytiska eller numeriska beräkningar.
- Utnyttjandet av empiriska samband.
- En kombination av beräkningar och empiriska samband.

För en fullborrad tunnel är geometrin så enkel att enkla analytiska metoder ibland kan vara praktiskt användbara. Berget simuleras då med hjälp av idealiserade materialmodeller. Den vanligaste analytiska metoden är beräkningar av förstärkningsbehovet baserade på kraftjämnvikt. En annan vanlig metod är det så kallade "ground reaction curve" konceptet (GRC), där bergets rörelse orsakade av tunneldrivningen beskrivs med hjälp av olika inre tryck verkande mot tunnelväggen. Numera används numeriska metoder allt oftare för beräkning av spänningar och deformationer, samt uppskattningar av förstärkningsbehovet.

Empirisk design använder den samlade erfarenheten från tidigare projekt för att på ett rationellt sätt uppskatta erforderlig förstärkning för det aktuella projektet. Vanliga empiriska metoder, i Skandinavien, är Q- samt RMR-systemet (Barton, 1988 respektive Bienawski, 1989). I praktiken är troligen den vanligaste

metoden en direkt klassifikation baserad på förväntade stabilitetsproblem med därtill hörande förstärkning.

Tidigare var det vanligt att förstärkningen försöktes göras så kraftig och styv som möjligt för både ytligt samt djupt belägna tunnlar. Senare erfarenhet har dock visat att det är omöjligt att göra förstärkningssystem så kraftiga och styva att de helt förhindrar deformationer på tunnelranden, vid djupt belägna tunnlar, utan att de ekonomiska och praktiska aspekterna åsidosätts. Vid ytligt belägna tunnlar kan kraven vara sådana att deformationerna måste minimeras för att undvika skador på ovanliggande hus. I dessa sammanhang kan kraftiga förstärkningar vara det enda alternativet för att uppfylla kraven. Mycket styva och kraftiga förstärkningssystem tillåter lagring av energi i systemet. Om hållfastheten överskrids kan detta till okontrollerade och våldsamma ras på grund av den lagrade energin. I dag är det nästan uteslutande så kallad lätt förstärkning som används vid tunneldrivning, de vanligaste teknikerna är sprutbetong samt bultning. En förstärknings filosofi som använder detta förfarande är NATM (New Austrian Tunneling Method). NATM bygger på att låta berget deformeras under kontrollerade former med lätt förstärkning, innan slutlig permanent förstärkningen appliceras. På detta vis undviks att den senare belastas onödigt mycket, och därmed måste göras kraftigare. Detta förfarande förutsätter att tunneln ej är ytlig. I ytliga tunnlar är brotten som regel styrda av strukturerna i bergmassan. Även mindre deformationer kan under dessa förutsättningar leda till att berget helt förlorar sin bärande förmåga.

2 BERG OCH FÖRSTÄRKNINGS SAMVERKAN

Deformationer och ras omkring en tunnel styrs av spänningsförhållanden samt bergmassans egenskaper. Inom bergmekaniken finns det ett antal konstitutiva samband framtagna för att uppskatta bergets respons vid tunneldrift. Gemensamt för dessa är att en mängd antaganden angående bergmassan och randvillkoren måste göras. Vid många tillfällen är antagandena så grova förenklingar av verkligheten att den praktiska tillämpningen av de konstitutiva sambanden kan diskuteras. Då det gäller TBM tunnlar i kraftigt sprucket berg med låg hållfasthet är emellertid många konstitutiva samband ofta goda approximationer av verkligheten. Detta gäller eftersom tunneln har ett cirkulärt tvärsnitt samt att diametern är liten i förhållande till tunnelns längd. Ovanstående medför att plant töjningstillstånd kan antas råda bakom fronten, dock inte i fronten.

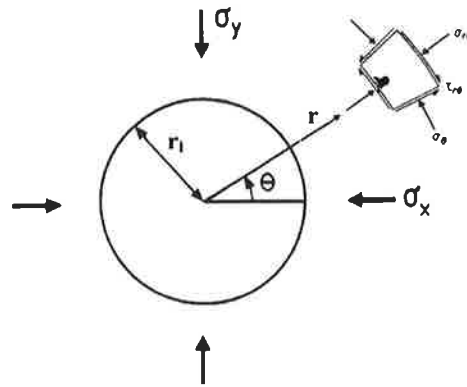
I kraftigt sprucket berg med låg hållfasthet kan bergmassan dessutom ofta approximeras med ett homogent, isotropt elastiskt eller elastiskt-plastiskt medium. Ovanstående kan förefalla vara en alltför stor förenkling, men många gånger verkar bergmassan i den här typen av berggrund att uppträda som ett isotropt elastiskt eller elastiskt-plastiskt medium, eftersom rörelserna sker längs ett mycket stort antal små sprickor. Approximationen stämmer därför bättre för ett mycket dåligt berg än för ett måttligt uppsprucket berg, där rörelserna i huvudsak koncentreras till enstaka sprickplan.

Deformationer uppstår i och med att berget i tunnelsektionen bryts ut, men andra frågor som kommer att belysas i detta arbete är:

- När och var uppstår dessa deformationer ?
- Hur stora rörelser kan förväntas ?

2.1 Spänningar kring ett cirkulärt hålrum

Spänningarna kring hålrum med cirkulärt tvärsnitt i ett 2-dimensionellt spänningsfält, se figur 2.1, kan bestämmas med hjälp av elasticitets-teoretiska samband under antagandet att berget är linjärt elastiskt och isotropt.



Figur 2.1 Spänningarna kring ett cirkulärt hålrum i ett oändligt medium.

Det måste också antas att spänningarna kan beskrivas med plant deformationstillstånd. I bergmekaniska sammanhang är detta det mest rimliga antagandet då det betraktade tvärsnittet befinner sig långt från fronten. Antag vidare att det finns en spänningsfunktion $\Phi(r, \theta)$ sådan att $\nabla^4 \Phi = 0$. Denna spänningsfunktion är relaterad till spänningarna σ_r , σ_θ , riktade radiellt respektive tangentiellt hålrummet samt $\tau_{r\theta}$, skjuvspänningen i planet vinkelrätt hålrummet (se figur 2.1):

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \theta^2} \quad (2.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} \quad (2.2)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2} \frac{\partial \Phi}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial r \partial \theta} \quad (2.3)$$

I detta fall har Φ formen

$$\Phi(r, \theta) = f(r) \cos 2\theta + g(r) \quad (2.4)$$

där

$$f(r) = Ar^2 + Br^4 + \frac{C}{r^2} + D \quad (2.5)$$

$$g(r) = a_0 \ln r + b_0 r^2 \quad (2.6)$$

Genom att utnyttja ekv. (2.1) - (2.6) samt randvillkoren för att bestämma konstanterna i ekv. (2.5) - (2.6) erhålls den fullständiga lösningen för det sekundära

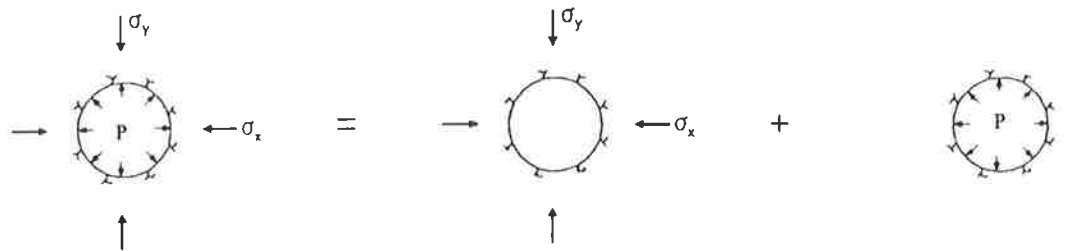
spänningstillståndet, se figur 2.1, i ett 2D-spänningsfält omkring ett cirkulärt hålrum på grund av spänningarna σ_x och σ_y , Kirsch (1898):

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left(1 - \frac{r_i^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 - \frac{4r_i^2}{r^2} + \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (2.7)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{r_i^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (2.8)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{2r_i^2}{r^2} - \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \quad (2.9)$$

En fullständig härledning ges av Jaeger och Cook (1979). För ett trycksatt hålrum med cirkulärt tvärsnitt kan spänningarna erhållas genom samma grundantagande. Eftersom materialet har antagits vara linjärt elastiskt kan superponering av lösningarna användas, enligt figur 2.2.



Figur 2.2 Cirkulärt hålrum med ett inre tryck i ett oändligt linjärt elastiskt medium, efter Nordlund och Rådberg (1994).

Spänningar som orsakas av det inre trycket, se figur 2.1, tecknas enligt:

$$\sigma_r = \frac{r_i^2}{r^2} p \quad (2.10)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{r_i^2}{r^2} p \quad (2.11)$$

Genom att addera de två lösningarna, en med och en utan inre tryck, erhålls den kompletta lösningen till problemet med ett trycksatt hålrum i ett oändligt medium, i ett 2D-spänningsfält.

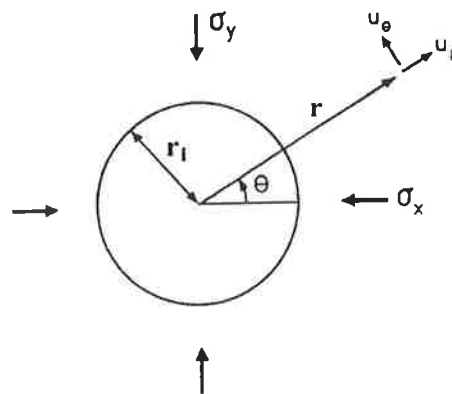
$$\sigma_r = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left(1 - \frac{r_i^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 - \frac{4r_i^2}{r^2} + \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \cos 2\theta + \frac{r_i^2}{r^2} p \quad (2.12)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{r_i^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \cos 2\theta - \frac{r_i^2}{r^2} p \quad (2.13)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{2r_i^2}{r^2} - \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \quad (2.14)$$

2.2 Deformationer kring ett cirkulärt hålrum

Töjningar och förskjutningar kring ett hålrum med cirkulärt tvärsnitt i ett 2-dimensionellt spänningsfält, se figur 2.3, kan även de bestämmas med hjälp av elasticitets-teoretiska samband under antagandet att bergmassan är linjärt elastisk och isotrop. Åter antas att spänningssituationen kan beskrivas under plant deformationstillstånd. För att kunna bestämma töjningarna och förskjutningarna orsakade av utbrytningen måste spänningstillståndet före och efter utbrytningen vara kända. Spänningstillståndet ges genom att utnyttja ekvationerna (2.12) - (2.13).



Figur 2.3 Förskjutningar kring ett cirkulärt hålrum i ett oändligt medium.

Spänningarna som råder oändligt långt borta, $r \rightarrow \infty$, kan betraktas som in-situ spänningarna i bergmassan. Spänningarna orsakade av utbrytningen kan då betraktas som skillnaden mellan spänningstillståndet före respektive efter utbrytningen. Spänningsförändringen kan sedan utnyttjas för att erhålla töjningarna med hjälp av Hookes generaliserade lag (Brady och Brown, 1993). Detta ger slutligen förskjutningarna u_r , samt u_θ (radiellt respektive tangentiellt) enligt ekvationerna (2.15) - (2.16).

$$u_r = -\frac{r_i^2(1+\nu)}{2Er} \left[\sigma_x + \sigma_y + (\sigma_x - \sigma_y)(4 - 4\nu - \frac{r_i^2}{r^2}) \cos 2\theta \right] \quad (2.15)$$

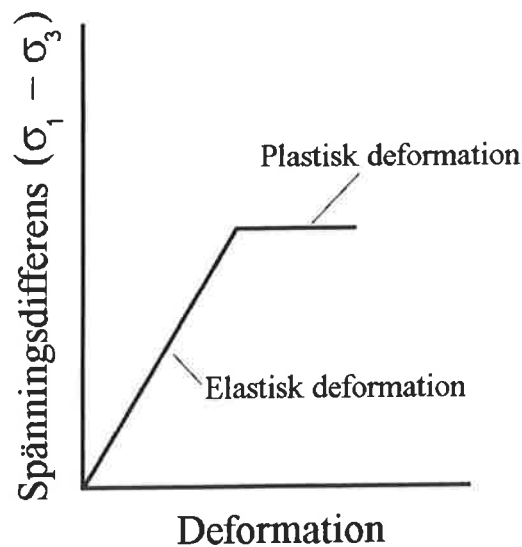
$$u_\theta = -\frac{r_i^2(1+\nu)}{2Er} (\sigma_x - \sigma_y) \left(2 - 2\nu + \frac{r_i^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \quad (2.16)$$

där E = E-modul
 ν = poissons tal

2.3 Bergets responskurva (GRC)

Vid design av förstärkning används i många sammanhang analytiska samband för att beskriva hur kraftigt uppsprucket berg uppträder då en tunnel drivs. Det vanligaste sambandet är GRC (Ground Reaction Curve), som beskriver ett inre tryck som funktion av deformationerna på tunnelranden.

För att illustrera hur berget uppträder då en tunnel drivs betraktas en enkel analytisk modell. Det antas att tunnelns omgivande bergmassa uppträder som ett ideal elastiskt-plastiskt material, enligt figur 2.4.



Figur 2.4 Spännings - deformations samband för en bergmassa med ett konstant värde på σ_3 .

I praktiken så bör det inte ske något brott i det intakta berget i en kraftigt uppsprucken bergmassa utan snarare genom glidning längs korsande sprickplan. Genom att anta att denna brottform inte orsakar någon plastisk volymsexpansion, kan en mycket enkel analytisk modell ställas upp för cirkulära tunnlar (Duncan-Fama, 1993). Det måste också antas att brott eller plasticering, för varierande värden på omgivande tryck, σ_3 , är definierat av Mohr-Coulombs brottkriterium (Brady och Brown, 1993):

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k\sigma_3 \quad (2.17)$$

Där bergmassans enaxiella tryckhållfasthet, σ_{cm} , är definierad enligt:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{(1 - \sin \phi)} \quad (2.18)$$

och k , uttrycks som:

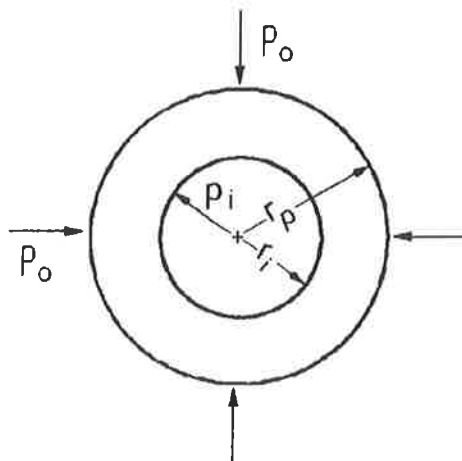
$$k = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \quad (2.19)$$

Där c är bergmassans kohesion och ϕ är dess friktionsvinkel.

Det måste vidare antas att tunneln är utsatt för ett hydrostatiskt tryck p_0 , samt ett jämnt fördelat inre tryck p_i , enligt figur 2.5.

Brott i den omgivande bergmassan uppstår då denna utsätts för ett kritiskt tryck, p_{cr} :

$$p_{cr} = \frac{2p_0 - \sigma_{cm}}{1+k} \quad (2.20)$$



Figur 2.5 Cirkulär tunnel utsatt för hydrostatiskt tryck samt ett jämnt fördelat inre tryck, efter Hoek (1994)

Om $p_i > p_{cr}$, sker inget brott och berget deformeras elastiskt runt öppningen. Den inåtriktade radiella deformationen, u_{ie} , av tunnelväggen sker enligt ekv. (2.15) och kombinerat med ovanstående antaganden ger detta:

$$u_{ie} = \frac{r_i(1+\nu)}{E}(p_0 - p_i) \quad (2.21)$$

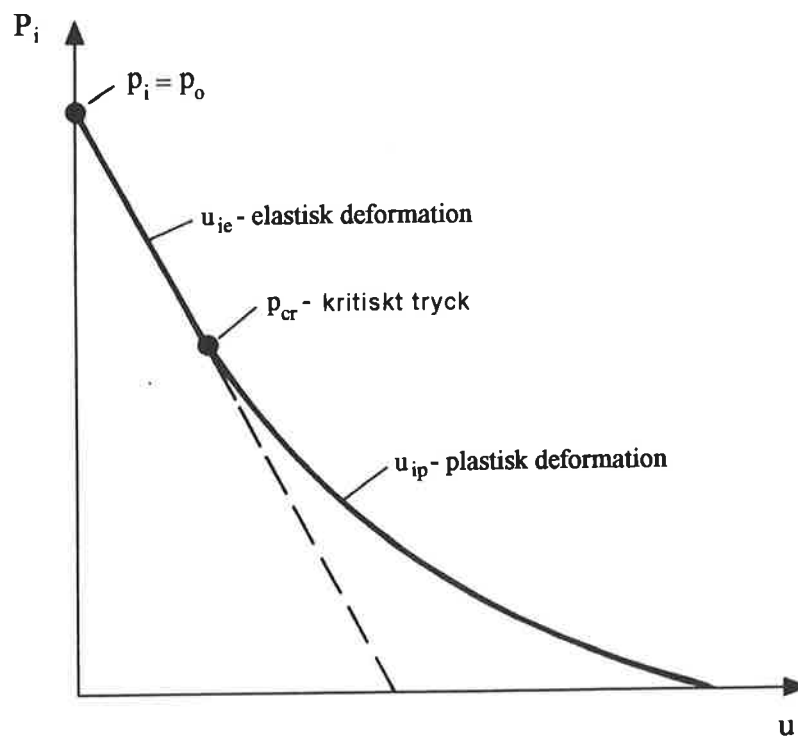
När $p_i < p_{cr}$ plasticeras berget och radien av den plasticerade zonen, r_p , runt det cirkulära hålrummet ges av följande samband:

$$r_p = r_i \left[\frac{2(p_0(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}} \quad (2.22)$$

Den totala radiella deformationen, u_{ip} , av tunnelväggarna ges av (Duncan-Fama, 1993):

$$u_{ip} = \frac{r_i(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(p_0 - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_i} \right)^2 - (1-2\nu)(p_0 - p_i) \right] \quad (2.23)$$

Om resultatet från ekvationerna (2.21) och (2.23) plottas ger det den karakteristiska grafen i figur 2.6. Detta är bergets responskurva $f(u_i, p_i)$, eller "Ground Reaction Curve" (GRC), som beskriver hur tunnelväggen deformeras, (u_i), vid olika inre tryck, (p_i), mot tunnelväggen. Det senare är en funktion av det fiktiva stödet från fronten samt förstärkningens stöd mot väggen. Funktionen av stödet från förstärkningen varierar med förstärkningstyp, Chang (1994) redovisar hur stödtrycket från sprutbetong kan beräknas.



Figur 2.6 Grafisk representation av stödtryck respektive radiella deformationer vid tunnelväggen, efter Hoek (1994).

När bergmassan har erforderlig hållfasthet för att inte gå i brott, ($\sigma_{cm} > 2p_0$), för $p_i = 0$ från ekvation (2.18), antas deformationerna vara elastiska och följer den

streckade linjen i figur 2.6. När brott däremot inträffar antas deformationerna vid $p_i = p_{cr}$ övergå till att vara plastiska och följer den heldragna kurvan i figur 2.6.

Noteras bör att plasticering, enligt den här antagna brottmodellen, i det omgivande berget inte leder till en tunnelkollaps. Detta beror på antagandet om idealplastiskt material där det inte sker någon hållfasthetsförlust vid plasticering. Vilket, teoretiskt, innebär att tunneln kan tillåtas deformeras oändligt mycket utan att instabilitet uppstår.

Effekterna av en plasticerad zon kring en tunnel varierar beroende på vilken brottmodell som används. Om det plasticerade materialet har en hög residual hållfasthet och om utbredningen av den plasticerade zonen är liten i förhållande till tunnelradien, kan den enda indikationen på brott vara några få nya sprickor. Om materialet däremot saknar eller har en mycket liten residual hållfasthet kan en plasticerad zon, som initieellt är liten, ge upphov till stabilitetsproblem.

Fördelen med ekv. (2.23) är att materialparametrarna för berget som gått i brott endast förekommer i faktorn r_p . Med andra ord så kan ϕ och c i ekvation (2.18) resp. (2.19) ersättas med residuala hållfasthetsparametrar om idealplastisk materialmodell ej används. Detta kan antingen göras genom att ansätta konstanta värden på de residuala hållfasthetsparametrarna, alternativt ersätta dessa med en funktion som ger en jämnare övergång för värdena före brott till de residuala värdena (Duncan-Fama, 1993). I praktiken så är det mycket svårt att bestämma de residuala hållfasthetsparametrarna för bergmassan och naturligtvis ännu svårare att bestämma hur dessa värden förändras i tiden då bergmassan går i brott.

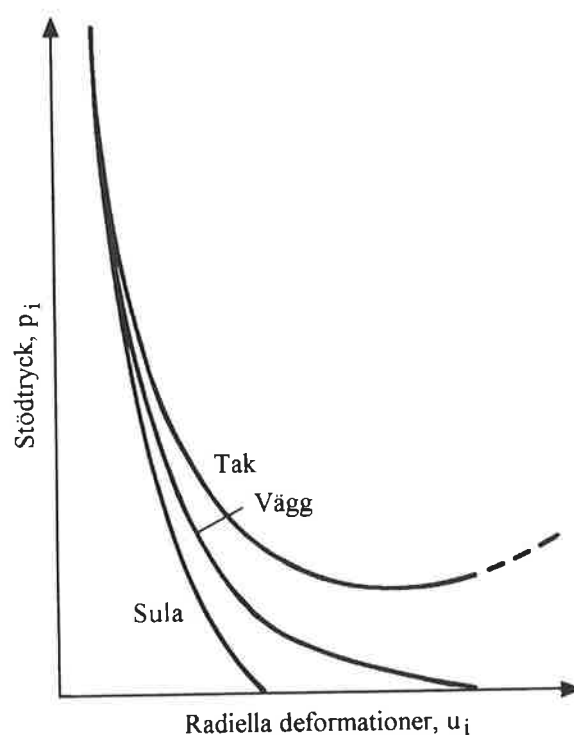
Ekv. (2.23) tar inte hänsyn till någon volymsexpansion när berget går i brott, vilket har en underordnad betydelse eftersom effekten av denna blir mycket liten i den del av responskurvan som används för en analys. Chang (1994) använder ett annat uttryck för att beräkna deformationen, där dilatansvinkeln ingår för att ta hänsyn till volyms ökningen på grund av att berget går i brott. Vid jämförelser av Changs uttryck samt ekv. (2.23) visar det sig att överensstämmelsen är mycket god, då dilatansvinkeln varierar mellan 0-10°. Andra uttryck för att beskriva deformationerna kring en cirkulär öppning med hydrostatiskt tryck är beskrivna av bl.a. Brady (1993), Ladanyi (1993) samt Filcek (1993), där den förstnämnda, efter omskrivning, har samma uttryck som Chang. Den andra är en lösning baserad på bergets långtidsegenskaper, men i princip samma som ovanstående. Filcek (1993) baserar beräkningarna på olika reologiska modeller.

Effekten av den plasticerade zonen kan grovt åskådliggöras i bergets responskurva genom att anta att den plasticerade zonen belastar tunnelranden gravitativt. Detta görs teoretiskt genom att ersätta p_i med p_{tak} respektive p_{golv} (Brady, 1993).

$$p_{tak} = p_i + \gamma(r_p - r_i) \quad (2.24)$$

$$p_{golv} = p_i - \gamma(r_p - r_i) \quad (2.25)$$

Detta innebär att i taket så ökar belastningen, på grund av bergets egentyngd, när den plasticerade zonen blivit tillräckligt stor, se figur 2.7, medan det omvända råder i golvet. Ovanstående förutsätter att materialet inte är ett idealt elastiskt-plastiskt material samt en kraftig uppluckring av materialet. Då dagens förstärkningssystem som regel inte tillåter detta, överskattar ekv. (2.24) och (2.25) effekten av den plastiska zonen. Tidigare kunde förstärkningen t ex bestå av stenvalv. Denna typ av förstärkning installerades sent och det fanns utrymme mellan förstärkningen och berget varför en kraftig uppluckring kunde äga rum. Detta gav upphov till en ökad belastning på den installerade förstärkningen.



Figur 2.7 Den plasticerade zonens effekt på GRC i golv respektive tak.

Det bör beaktas att i många presenterade GRC så är effekten av uppluckringen avsevärd och det finns exempel på diagram där kurvan vänder uppåt dramatiskt. Det bör påpekas att denna effekt bör betraktas som högst osäker, då det skulle innebära att en stor del av ovanliggande berg skulle belasta tunnelranden. Lägen då detta skulle kunna uppstå är vid mycket ytligt belägna tunnlar, där mindre deformationer kan leda till ras upp till markytan. På grund av den anisotropi samt de oftast strukturellt styrda deformationerna bör inte konceptet med GRC användas vid tunnlar med bergtäckning $< D/2$. Då det gäller design av förstärkning har inte detta så stor inverkan, eftersom valet av förstärkning sker med hjälp av den första delen av kurvan. Detta under förutsättning att den tänkta förstärkningen förhindrar uppluckring.

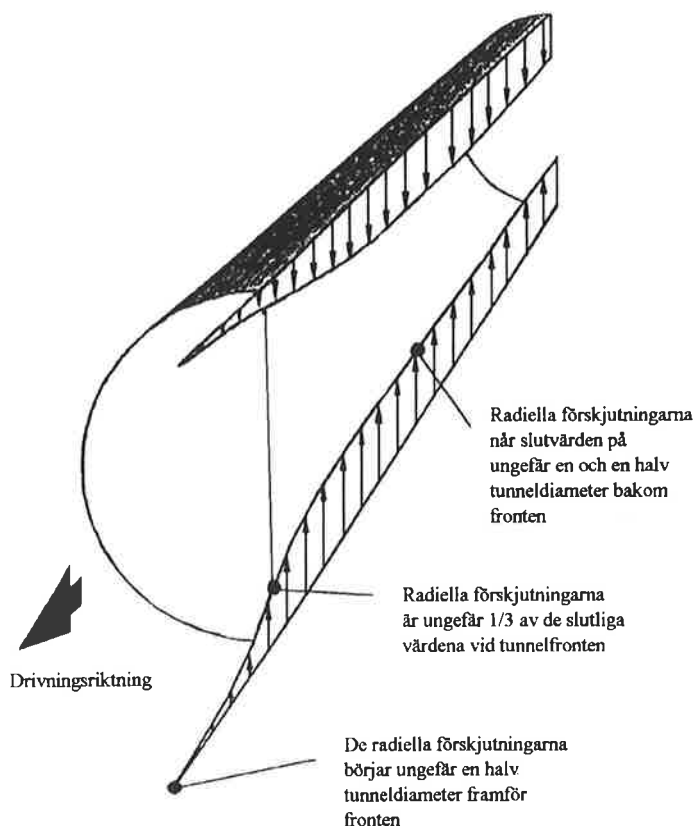
2.4 Deformationer med hänsyn till fronten

Det föregående avsnittet har huvudsakligen behandlat frågan om hur deformationerna beror av ett inre tryck verkande mot tunnelranden, men mycket litet om var deformationerna uppstår i förhållande till fronten.

För att illustrera hur deformationerna beror av avståndet till fronten betraktas en analys av Hoek (1993), där bergmassans uppträdande har studerats med en enkel modell. Modellen består av en tunnel med ett cirkulärt tvärsnitt som belastas med ett hydrostatiskt spänningsfält, vidare antas det att omgivande berg uppträder som ett elastiskt-plastiskt media. Bergmassans respons av tunneldrift illustreras i figur 2.8.

Betrakta mätvärdena i en mätpunkt installerad relativt långt framför tunnelfronten. Antag att ingen förstärkning är applicerad i tunneln, den enda förstärkningen utgörs av berget framför tunnelfronten. Genom att låta tunneln avancera mot och förbi mätpunkten erhålls följande teoretiska resultat.

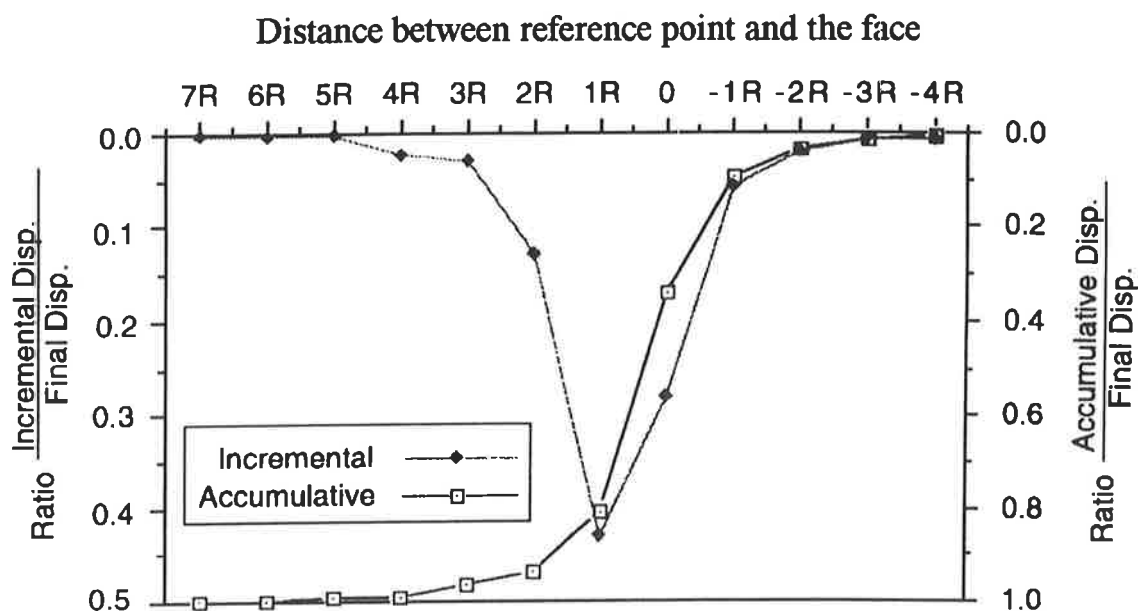
Mätbara deformationer i bergmassan börjar på ett avstånd av cirka en halv tunneldiameter framför tunnelfronten. Deformationerna i denna punkt ökar sedan gradvis för att nå ett maximum när tunnelfronten har avancerat förbi med ungefär en och en halv diameter alltså då effekten av stödet från fronten försvunnit. När tunnelfronten är i jämnhöjd med mätpunkten, så är de radiella deformationerna ca. $1/3$ av de slutliga deformationerna.



Figur 2.8 Deformationer i golv och tak vid tunneldrift, efter Hoek (1994).

Hanafy (1980) har studerat de elastiska rörelserna med hjälp av en FEM-analys. Det visar sig att de första deformationerna sker redan på ett avstånd av ca. $4R$ (R = tunnelradien) framför en tänkt referenspunkt, enligt figur 2.9. Sedan sker en hastig förändring när fronten befinner sig $1R$ framför, respektive bakom referenspunkten. När fronten når referenspunkten så har redan 30 % av de totala deformationerna skett, för att sedan vara 80 % av de totala när fronten passerat referenspunkten med $1R$.

Numeriska analyser med en elasto-plastisk bergmassa samt hydrostatiskt tryck visar samma resultat då omgivande berg inte plasticeras. Då berget plasticeras så kommer naturligtvis magnituden av deformationerna på grund av plasticeringen att vara avsevärt högre än för det rent elastiska fallet (Chang, 1994). Men det som bör observeras i denna analys är att de slutliga värdena på deformationerna erhålls på ett mycket längre avstånd från fronten då berget plasticeras, med andra ord influenszonen från fronten ökar med ökad plasticering.



Figur 2.9 Radiella förskjutningar i förhållande till en vald referenspunkt, B, och framdrift för en oförstärkt tunnel under elastiska förhållanden (Chang, 1994).

Ett matematiskt uttryck för att beräkna deformationerna längs tunneln för en oförstärkt tunnel med hydrostatiska spänningsförhållanden beskrivs av Chang (1994):

$$\frac{u(x)}{u_{\infty}} = 1 - \left(1 - \frac{u_0}{u_{\infty}}\right) \left(1 + 1.19 \frac{x}{r_p}\right)^{-2} \quad (2.26)$$

där

- x = avståndet från fronten.
- $u(x)$ = deformationerna på avståndet x från fronten.
- u_{∞} = radiella deformationerna långt ifrån fronten.
- u_0 = radiella deformationerna vid fronten.
- r_p = radien av den plastiska zonen långt ifrån fronten, enligt ekv. (2.22).

Naturligtvis är det nästan omöjligt att praktiskt mäta u_0 eftersom detta endast ger ett nollvärde vid traditionella mättningsförfaranden, men från de numeriska

analyserna visar det sig att ett värde på 30 % kan användas som en god approximation för kvoten u_0/u_∞ . Ett annat alternativ är att använda ekvation (2.27).

$$\frac{u_0}{u_\infty} = 0.279 \left(\frac{r_p}{r_i} \right)^{0.203} \quad (2.27)$$

där

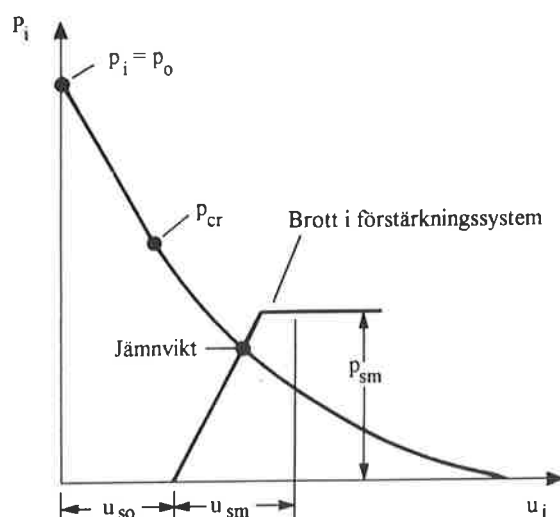
r_i = radien av tunneln.

2.5 Förstärkningens deformation

Den primära uppgiften för förstärkning är att kontrollera den radiella deformationen av tunnelns väggar och tak då berget går i brott samt att förhindra stora ras. Installation av förstärkning kan i de flesta fall inte förhindra att den omgivande bergmassan går i brott på grund av för höga spänningar, däremot förhindrar förstärkningen propagerande ras.

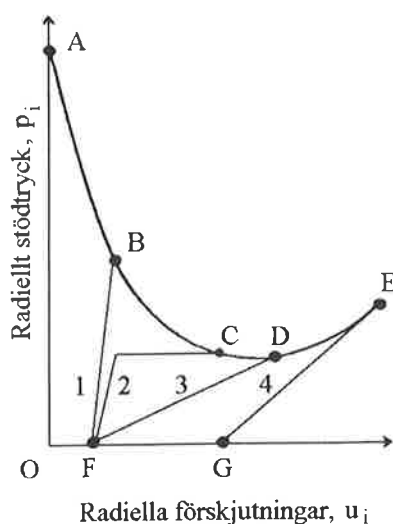
Som visats i tidigare figurer så uppstår delar av deformationerna framför tunneln. Omkring 1/3 av de totala deformationerna sker framför tunneln och detta kan inte påverkas med klassiska förstärkningsmetoder (sprutning, bultning etc.), då dessa alltid appliceras bakom fronten. I tillägg till detta föreligger det oftast ett glapp mellan drivningen och installation av förstärkningen, varför ytterligare deformationer uppstår innan den applicerade förstärkningen börjar verka. Denna totala initiella deformation benämns u_{s0} , se figur 2.10.

När förstärkningen blivit installerad och börjar ta last från berget, kommer denna att deformeras elastiskt. Den maximala elastiska rörelsen som förstärkningssystemet klarar är u_{sm} och det maximala förstärkningstrycket p_{sm} är definierat av brott i förstärkningen. Beroende på förstärkningssystem, omgivande bergmassans struktur och spänningarna, kommer förstärkningssystemet att deformeras elastiskt relativt rörelserna i tunneln allteftersom tunneldriften fortskrider. Jämnvikt uppnås då förstärkningens deformationskurva skär bergmassans deformationskurva, se figur 2.10. Genom att ta fram bergets responskurva så kan förstärkningens last- deformationskurva anpassas för att på så sätt erhålla ett lämpligt förstärkningssystem.



Figur 2.10 Responsen av förstärkningen relativt deformationerna i tunneln resulterar i ett jämnviktsläge.

Den rationella designen av stöd- och förstärkningssystem måste ta hänsyn till samverkan mellan förstärkningselementen och bergmassan. Tillräckligt mycket rörelse måste tillåtas för att förstärkningsinsatserna skall vara på en praktiskt/ekonomiskt acceptabel nivå. Följande resonemang är hämtat ur Brady och Brown (1993). En alltför stor deformation medför att berget tappar sin lastbärande förmåga och belastningen ökar på förstärkningen (avsnitt 2.3). Styvheten och installationstiden för förstärkningselementen har en viktig påverkan på deformationerna på randen, figur 2.11 visar denna effekt.



Figur 2.11 Påverkan av förstärkningens styvhet samt installationstid, efter Brady & Brown (1993).

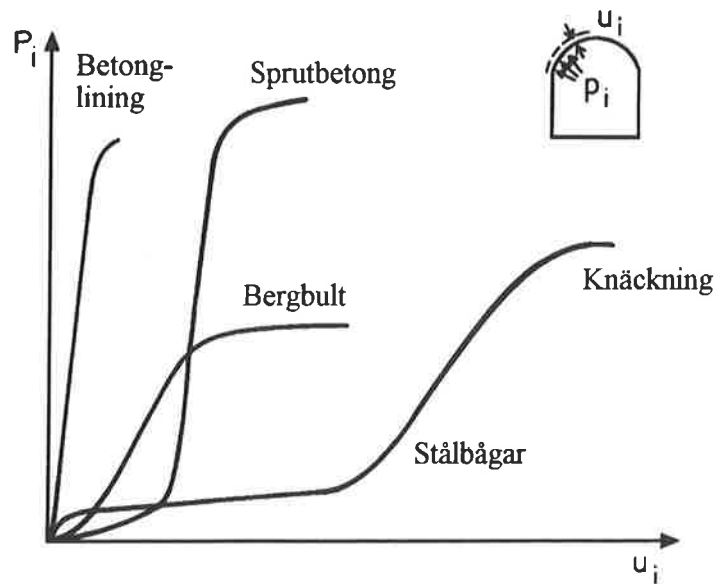
Bergets karakteristik alternativt erforderlig förstärkning ges av ABCDE. Den tidigaste praktiska tidpunkten som förstärkning kan appliceras, är efter den radiella deformationen OF har inträffat. Förstärkningssystem 1 är installerat vid F och uppnår jämvikt med bergmassan i punkten B. Denna typ av förstärkning är för styv för ändamålet och upptar därför en överdrivet stor del av den omfördelade lasten. Denna typ av förstärkning är alltså mycket kraftig och därmed dyr.

Förstärkningssystem 2, har en lägre styvhet och tillåts gå i brott. Installationen sker också vid F men uppnår inte jämvikt förrän vid punkt C. Förutsatt att deformationerna på tunnelranden är acceptabla, både för förstärkningssystem och bergmassa, ger detta system en bra lösning. Bergmassan bär en stor del av de omfördelade lasterna, och belastningen på förstärkningen blir mindre. Detta innebär att en lättare och billigare förstärkning kan appliceras.

Förstärkningssystem 3, som har mycket lägre styvhet än förstärkningssystem 2, installeras även det vid F och uppnår jämvikt med bergmassan vid D där bergmassans självbärande förmåga har upphört. Även om detta kan utgöra en tillfällig lösning, så är situationen potentiellt instabil eftersom ytterligare pålastning, vid omfördelning av spänningar till exempel vid drivningen av en parallell tunnel, kan medföra att lasten på förstärkningen blir för stor.

Förstärkningssystem 4, samma typ som förstärkningssystem 2, är inte installerat förrän en radiell deformation av bergmassan på OG har inträffat. I detta fall är förstärkningen installerad för sent, betydande deformationer kommer att erhållas och förstärkningen kommer troligen att gå i brott innan jämvikt uppnås.

I figur 2.11, antas det att styvheten på förstärkningssystemen är konstant. I praktiken så är styvheten på förstärkningssystem inte konstant med pålastning. Figur 2.12 illustrerar några av de effekter som kan uppträda. I vissa fall beror det icke linjära beteendet på dålig eller ofullständig kontakt mellan berg och förstärkningssystem, men även på grund av hårdningsberoende egenskaper i cementen.



Figur 2.12 Icke linjära stöd kurvor för olika förstärkningssystem, efter Brady & Brown (1993).

2.6 Uppskattning av förstärkningens kapacitet

Det finns ett stort antal modeller uppställda för hur olika förstärkningssystem verkar och hur förstärkningens respons kurva, SRC (Support Reaction Curve), skall beräknas.

Hoek & Brown (1980) och Brady & Brown (1993) har publicerat samband som kan användas för att beräkna lastkapaciteten för mekaniskt förankrade bultar, sprutbetong samt betongsegment i en cirkulär tunnel. Det skall dock påpekas att sambanden bygger på att förstärkningen verkar över hela tunnelranden. Sprutbetongen och betongsegmenten antas vara jämnt fördelade över hela tunnelväggen, samt att bultarna är placerade i ett regelbundet mönster runt hela tunnelranden.

Sambanden för att beräkna bultsystemets styvhet, k_b , är:

$$\frac{1}{k_b} = \frac{s_c s_l}{r_i} \left(\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right) \quad (2.28)$$

där

s_c, s_l = avståndet mellan bultarna på randen respektive längs tunnelaxeln.

l = bultlängd.

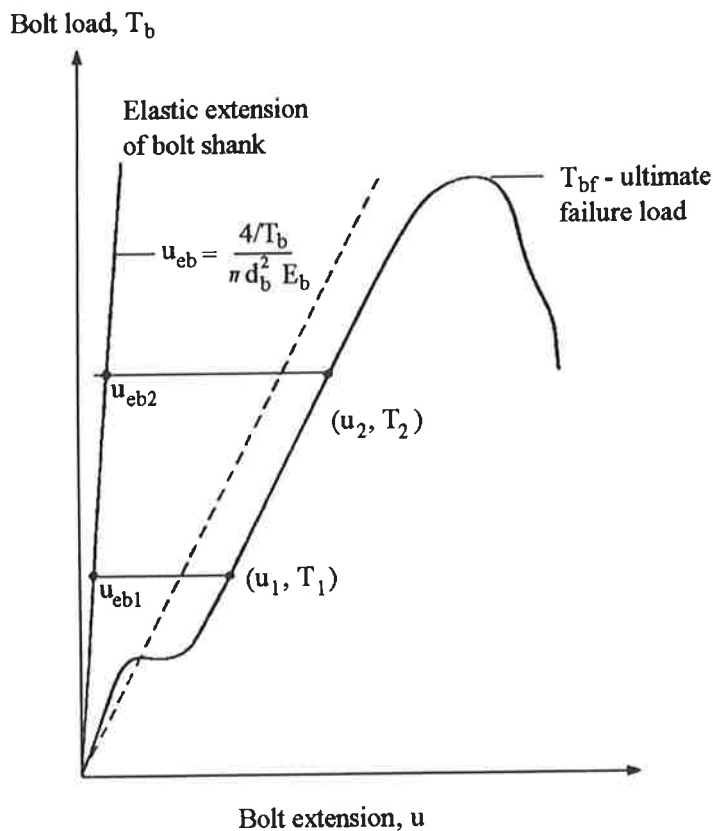
d_b = bultdiameter.

E_b = elasticitetsmodulen för bulten.

Q korrektionsfaktor från utdragsförsök, enligt nedan samt figur 2.13.

$$Q = \frac{(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})}{T_2 - T_1} \quad (2.29)$$

Där u_1 , u_2 , T_1 samt T_2 är två punkter längs den linjära delen av ett bultutdragningsförsök.



Figur 2.13 Typkurva från utdragningsförsök av expanderbult, efter Brady & Brown (1993).

Den maximala belastningen, $p_{sb\max}$, som bultsystemet kan ta upp är

$$p_{sb\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} \quad (2.30)$$

där T_{bf} = brottlast för bulten.

Sprutbetongens styvhet erhålls genom följande samband

$$k_c = \frac{E_c [r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1 + v_c) [(1 - 2v_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2]} \quad (2.31)$$

där

E_c = Betongens elasticitetsmodul
 v_c = Poissons tal
 t_c = Tjockleken på sprutbetongen

Den maximala belastningen, $p_{sc\max}$, är

$$p_{sc\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right] \quad (2.32)$$

σ_{cc} = enaxiella tryckhållfastheten för betongen.

Last - deformations kurvan för förstärkningssystemet kan sedan beräknas enligt

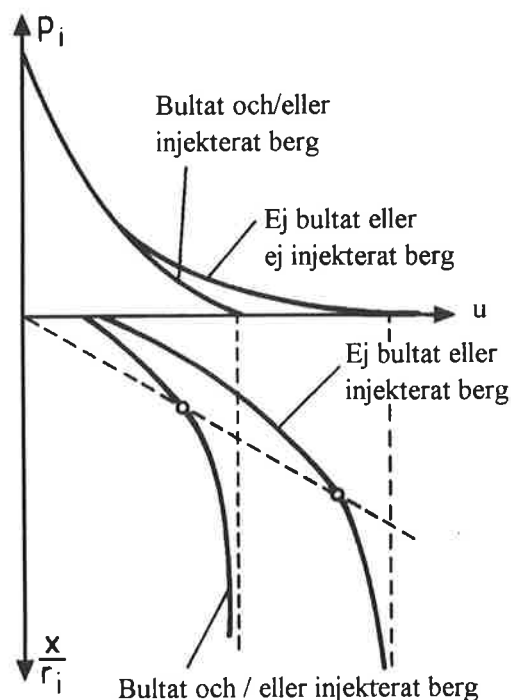
$$\frac{u_{sm}}{r_i} = \frac{u_{s0}}{r_i} + \frac{p_{s\max}}{k} \quad (2.33)$$

k = styvheten i det beaktade förstärkningssystemet.

Med hjälp av ovanstående förenklade samband kan en grov uppskattning göras för att bestämma SRC. Förutom ovanstående antaganden så antas det också att sprutbetongens hållfasthetsparametrar är fullt utvecklade redan vid installationen. Detta är en mycket grov förenkling eftersom både elasticitetsmodul och tryckhållfasthet för sprutbetongen ökar med tiden. Chang (1994) har studerat dessa samband och då tagit hänsyn till hållfasthetsegenskapernas förändring med tiden. Sambanden är framtagna från olika prover med varierande tillsatser, varför sambanden för hållfasthetens förändring med tiden bör behandlas med en viss försiktighet.

Det är mera sällan effekterna från förstärkningssystemet inrymms i bergets responskurva, det vill säga hur bergmassans egenskaper påverkas av förstärkningen. Detta bör endast ha underordnad betydelse för ytförstärkningsmetoder, då det bara är en höjning av σ_3 som medför att hållfastheten förändras. För metoder där förstärkningen sker inne i berget, huvudsakligen bultning men även injektering, kan bergets responskurva förändras mer markant. Detta medför teoretiskt att en onödigt stor mängd förstärkning kan komma att appliceras.

Bergmassans förbättrade egenskaper samt dess effekt på GRC behandlas bland andra av Stille (1984) samt av Chang (1994) som har utvecklat analytiska lösningar för bultat berg respektive injekterat berg. Deformationerna längs tunn-laxeln, ekv. (2.26), samt effekterna av bergmassans förbättring visas i figur 2.14.



Figur 2.14 Bergets respons kurva för förstärkt respektive oförstärkt berg, där x är avståndet till fronten, efter Chang (1994).

2.7 Diskussion

Analytiska lösningar är ett användbart verktyg för att erhålla en första uppfattning av den förstärkning som erfordras i dåligt berg. Användaren måste

dock vara medveten om de förenklingar av verkligheten som modellen innebär och använda resultaten med stor försiktighet. Med ett korrekt användande kan det ge en god uppskattning om vilken mängd och typ av förstärkning som bör användas.

Som framgår av ovanstående stycke finns det en del invändningar mot en strikt design utgående från en analytisk lösning. Den största nackdelen är de approximationer som måste göras både beträffande berget och förstärkningen. Spänningssituationen antas för det mesta vara hydrostatisk vilket i praktiken är mycket ovanligt i till exempel Skandinavien. Ett anisotropt spänningsfält ger inte bara varierande deformationer längs hela tunnelranden, utan ger även upphov till skjuvspänningar längs randen. En design av förstärkningen under dessa förutsättningar blir osäker, på grund av de dåliga kunskaper som finns om hur berg och förstärkning samverkar. Det skall även beaktas att antagandet om en isotrop, homogen bergmassa mycket sällan överensstämmer med verkligheten. Som sagts tidigare så kan det vara en god approximation i mycket dåligt berg. För ett något bättre berg så är det dock en alltför grov förenkling av verkligheten eftersom sprickor och svaghetsplan antas ha samma hållfasthetsegenskaper som det intakta berget. I verkligheten så har sprickor och svaghetsplan betydligt sämre hållfasthetsegenskaper än det intakta berget. Detta medför att de elastiska deformationerna i det intakta berget är betydligt mindre än de deformationer som äger rum längs svaghetsplan och diskontinuiteter varför berget inte kommer att uppträda som ett isotropt, homogent material. Vid beräkningar av GRC simuleras stödet från fronten med en funktion för att kunna behandla en 3D-modell som en 2D-modell. Denna funktion används senare tillsammans med Kirsch lösningar som endast gäller under ett plant deformationstillstånd, varför resultaten ytterligare bör verifieras genom fältförsök eller modellförsök.

Förstärkningen är oftast förenklad till att vara jämnt fördelad över hela tunnelranden, vilket mycket sällan sker i praktiken. Förstärkningen, vid anläggnings arbeten i Sverige, är nästan uteslutande placerad i tak samt endast en bit ner på väggarna. Sprutbetongens styvhet beräknas utifrån teorierna om ett tjockväggigt rör, därmed beaktas inte ojämnheterna längs tunnelranden som kan ge upphov till stora lokala belastningar på sprutbetongen.

Sammanfattningsvis kan sägas att GRC-konceptet, baserat på analytiska lösningar, bör huvudsakligen användas till kvalitativa riktlinjer angående valet av förstärkning, drivningsmetodik samt tidpunkt för installationen.

3 KLASSIFICERINGSSYSTEM

Design är en beslutsfattande process och empirisk design använder systematiskt den ackumulerade kunskapen från tidigare projekt för att ta beslut om pågående samt kommande projekt. Empirisk design, här definierad som en kvantitativ bedömning baserad på erfarenhet är den mest förekommande formen av design. De flesta ingenjörer skulle föredra att lita på mer vetenskapliga metoder, som till exempel analys av kontinuum eller diskontinuum modeller. Precisa svar baserade på avancerade modeller ger en känsla av säkerhet, även om modellen som sådan inte alltid motsvarar verkligheten. Empiriska förutsägelser visar sig ofta ligga närmare sanningen än förutsägelser från teoretiska analyser som dock förefaller vara mer precisa.

På grund av den anisotropi som ofta råder i bergmassan kan det föreligga problem att räkna analytiskt eftersom de flesta teorierna förutsätter ett isotropt, homogent material samt perfekta materialmodeller. För numeriska modeller föreligger i princip samma problem vid ansättande av mekaniska egenskaper varför dessa måste kalibreras för att erhålla användbara värden. Båda metoderna har den nackdelen att en mängd mätdata och information skall finnas tillgänglig innan ett fullgott resultat erhålls. Till en följd av detta föreligger det ett stort behov av klassificeringssystem där det, genom en objektiv värdering, är möjligt att bedömma bergmassan. Flertalet av dagens klassificeringssystem ger ett värde på bergmassans bergkvalitet. Utifrån detta värde kan sedan en förstärkning väljas ur erfarenhetsmässigt uppställda tabeller. Klassificeringssystem är en metod som tillåter konstruktören att gå direkt ifrån en bergklassificering till design av förstärkning. Med andra ord så löser de empiriska sambanden problemet med vår begränsade kunskap genom att använda den samlade erfarenheten från andra projekt. Fördelen med denna typ av dimensioneringsteknik är naturligtvis enkelheten i att bestämma mängd och typ av förstärkning. Genom erfarenhet har det visat sig att likvärdiga tunnlar har befunnits stabila med den valda förstärkningen.

Detta kapitel är tänkt att ge en inblick i hur de vanligaste klassificeringssystemen är utformade samt ge bakgrunden till respektive system.

3.1 Beskrivning av olika klassificeringssystem

Nedan följer några av de klassificeringssystem som för närvarande används vid anläggnings arbeten under jord.

Rock Load Classification, Terzhagi (1946) - Systemet har använts flitigt i USA i ca. 40 år för att välja stålbaserad förstärkning. Systemet är baserat på den gamla typen av drivningsmetoder och förstärkning. Detta förfarande tillät en stor uppluckring av berget. Med dagens förstärkningssystem, där uppluckring förhindras, ger systemet en alltför pessimistisk uppskattning av erforderlig förstärkning.

Stand up Time Classification, Lauffer (1958) - Systemet bygger på tidigare utfört arbete angående tunnelgeologi av Stini (1950). Systemet introducerade metoden med ett oförstärkt spann och dess ekvivalenta "stand up time". Lauffers klassificering har senare modifierats ett antal tillfällen. "Stand up time" kan idag sägas vara en funktion av bergkvalitet samt oförstärkt spann. Även detta system framstår som konservativt jämfört med dagens modernare klassificeringsmetoder.

Rock Quality Designation (RQD), Deere et al (1967) - En enkel metod för att beskriva bergmassans sprickighet utifrån borrhärdar. Metoden har med framgång integrerats i senare system.

Rock Structure Rating (RSR), Wickham, Tiedemann, Skinner (1972) - Detta koncept introducerade siffervärden och klassning för att relatera bergmassan, tunneldimensioner och erforderlig stålförstärkning. Metoden är en föregångare till de, idag, vanligaste metoderna Q-systemet och RMR.

Rock Mass Rating (RMR) Geomechanics Classification, Bienawski (1973) - Systemet är utvecklat från flera andra metoder och har sedan omarbetats vid ett flertal tillfällen. Metoden utvecklades ursprungligen från 49 praktikfall i Sydafrika. Senare applikationer av RMR-systemet har skett inom gruvindustrin, vilket har utökat bedömningsunderlaget väsentligt.

Q-systemet (NGI tunnel kvalitet index), Barton, Lien, Lunde (1974) - Detta klassificeringssystem är utvecklat oberoende av RSR och RMR. Systemet består av 6 parametrar för att erhålla en mer komplett uppskattning av berget, än med enbart RQD värdet. Klassificeringssystemet bygger i sin ursprungsversion på fakta från 212 praktikfall, huvudsakligen i Skandinavien.

De vanligaste klassificeringssystemen för att erhålla bergmassans kvalitet inom den Skandinaviska tunnelindustrin är för närvarande, Q-systemet utvecklat av Barton et al. samt Rock Mass Rating (RMR) utvecklat av Bieniawski.

Ovanstående system är en värdering utifrån karakteristiska kännetecken på berget. Som regel är denna värdering endast en del av den slutliga rekommendationen angående drivningsförfarande samt förstärkning.

3.2 Beskrivning av RMR-systemet

RMR innehåller följande 6 parametrar:

1. Bergartens enaxiella tryckhållfasthet.
2. Borrkärnans kvalitet, RQD (Rock Quality Designation).
3. Sprickavstånd.
4. Spricktillstånd.
5. Grundvattenförhållanden.
6. Orientering av sprickor.

Den enaxiella tryckhållfastheten kan även uppskattas med hjälp av ett punktlast test. Korrelationen mellan enaxiellt tryckhållfasthetstest samt punktlasttest är (Brady och Brown, 1993):

$$\sigma_c = (14 + 0.175) \times I_s \quad (3.1)$$

där

σ_c = enaxiella tryckhållfastheten.

I_s = punktlastindex (P/D^2).

P = Kraft som erfordras för att provet skall gå brott.

D = Provets diameter.

Tryckhållfastheten kan även erhållas med Schmidthammare samt genom uppskattningar med hjälp av kniv eller geologhammare. De sistnämnda metoderna innebär att osäkerheten ökar men samtidigt så kan det vara enda sättet att erhålla värden i dåligt berg, där provkroppar som regel saknas. Relativt goda värden kan metoderna även ge om de är kalibrerade mot enaxiella tester på representativa bergarter längs tunnelsträckningen. Då kan ett fåtal enaxiella tester fungera som mall för snabba, billiga och praktiska testmetoder under driften.

De olika parametrarna bedöms och poängsätts enligt särskilda tabeller, Bienawski (1989). Poängen i tabellen är resultaten av empiriska observationer. Summan av poängen för de olika parametrarna ger bergmassans RMR-värde.

3.3 Beskrivning av Q-systemet

Q-systemet innehåller följande 6 parametrar:

1. RQD.
2. Antal sprickgrupper.
3. Sprickytans råhet.
4. Sprickans omvandlingsgrad.
5. Vattenmängd i sprickan.
6. Spänningsfaktor.

De sex parametrarna som beskriver bergmassan kombineras på följande vis:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.2)$$

där

RQD = Rock Quality Designation

J_n = Koefficient för antal sprickgrupper

J_r = Koefficient för sprickytans råhet

J_a = Koefficient för sprickans omvandlingsgrad

J_w = Koefficient för grundvattenförhållanden

SRF = Spänningsreduceringsfaktor

Den första kvoten (RQD/J_n) i ekvation (3.2) representerar den övergripande strukturen av bergmassan, d.v.s. en grov uppskattning av den relativa blockstorleken. Den andra kvoten (J_r/J_a) representerar råheten samt omvandlingsgraden på sprickytorna eller sprickfyllnadsmaterialet och är därmed en uppskattning på den relativa skjuvhållfastheten. Den tredje kvoten (J_w/SRF) består av två stycken spänningsparametrar, där J_w är ett mått på vattentrycket, som har en negativ inverkan på sprickplanets skjuvhållfasthet beroende på en reduktion av den effektiva normalspänningen. Vatten kan i tillägg mjuka upp alternativt spola bort lerfyllnadsmaterial. Det är viktigt att observera att värdena på J_r och J_a är relaterade till de sprickor där det är mest troligt att rörelser kommer att ske, Barton et. al. (1974). Detaljerad beskrivning av de sex parametrarna och deras siffervärden ges av Barton (1988).

3.4 Jämförelse av RMR och Q systemen

Båda systemen använder Deeres RQD. I RMR inkluderar Bienawski även sprickavstånd och orientering, medan Q-systemet beaktar antalet sprickgrupper. Orienteringen är inkluderat implicit i Q-systemet genom att klassificera de mest ogynnsamma sprickplanens råhet och omvandlingsgrad. För att erhålla de mest ogynnsamma sprickplanen krävs någon form av stabilitets analys alterna-

tivt erfaren personal. Den mycket detaljerade behandlingen av sprickans råhet och omvandlingsgrad, det kanske starkaste argumentet för Q-systemet, är inte speciellt poängterat i RMR-systemet.

I RMR-systemet används inte spänningstillståndet som en parameter trots att den uppenbarligen används för att välja förstärkningssystem, alltså ytterligare en parameter innan förstärkningen är vald. I Q-systemet används förhållandet mellan enaxiella tryckhållfastheten samt största huvudspänningen (σ_c/σ_1) för att behandla spänningsrelaterade problem.

RMR-systemet är ursprungligen baserat på Lauffer (1958), som nu är erkänt att ge konservativa värden. Bienawski har sedan ökat Lauffers maximala oförstärkta spann från 8 m till 30 m. Oavsett dessa senare modifikationer så har det visats att Bienawski tabell över "stand up time" gentemot oförstärkt spann fortfarande är mycket konservativt jämfört med Q-systemet. I en detaljerad jämförelse mellan olika klassificeringsmetoder, Einstein et al (1979) jämförde varje metods förstärkningsuppskattning med Q-systemet som referensmall. Jämförelserna visade att Bienawskis (1976) uppskattade avsevärda mängder förstärkning i samtliga fall, Deeres et al (1969) metod gav ännu kraftigare förstärkning. Sådana avvikelser speglar de stora skillnader som föreligger vid förstärkningsarbete i olika delar av världen. Skillnaderna verkar dock minska gradvis, vilket också bör vara fallet eftersom underlagsmaterialet till de empiriska sambanden hela tiden ökar.

RMR har samma fundamentala problem som Q-systemet beträffande grundvattnen, då det är mycket svårt att avgöra förhållandena innan tunneln drivs. Både RMR och Q-systemet skulle kunna fungera bättre om permeabiliteten på bergmassan kunde bestämmas enklare och säkrare och från detta beräkna mängden inläckande vatten. Detta är egentligen inte någon brist i klassificeringssystemen utan snarare ett problem som bottnar i nuvarande dåliga kunskap om de hydrogeologiska egenskaperna i bergmassan (Butler, 1990).

Ett välkänt problem med RMR-systemet är att det är så okänsligt för variationer i de individuella parametrarna. Den stora mängden av möjliga RMR-värden, 20 stycken i varje bergklass, betyder att det är möjligt att variera en individuell parameter med så mycket som 19 enheter och ändå erhålla samma bergklass och samma förstärkningsrekommendationer. Kirsten (1988) visar detta i ett exempel där sprickförhållandena kan variera högst avsevärt, och ändå erhålls samma bergklass. Han betraktar en bergmassa med RMR-värde på 79 baserat på en klassning av 26 på sprickans egenskaper. Detta värde på RMR motsvarar bra berg där sprickorna är täta, diskontinuerliga samt en ej vittrad yta. Om sprickan istället är separerad upp till 5 mm eller har en sprickfyllnad på 5 mm så får sprickorna ett värde på 9, vilket leder till ett RMR-värde på 62. Detta

RMR-värde representerar fortfarande bra berg och samma förstärkningsrekommendation. Men i det senare exemplet kommer tunneln att uppträda på ett annat sätt på grund av de stora skillnaderna i sprickhållfastheten.

I RMR-systemet så är rekommendationerna angående förstärkning endast för permanent förstärkning i hästskoformade tunnlar, med en spännvidd på 10 m samt med vertikalspänningar lägre än 25 MPa. För andra tunnelstorlekar föreslår Bieniawski (1976) att endast bultlängden behöver justeras. Avsaknaden av detaljerade förstärkningsrekommendationer är troligen den största nackdelen med RMR-systemet. Bergklasser som ligger nära gränsen av två bergklasser kommer mest troligt att behöva en förstärkning som är en kombination av de två olika rekommendationerna. RMR-systemet ger dock rekommendationer hur tunneln skall drivas enligt borra/spräng metoden.

Q-systemet har betydligt mer detaljerade rekommendationer angående förstärkningen. Totalt är det 38 olika förstärkningskategorier som sedan delas in i ytterligare rekommendationer angående förstärkningen. Praktikfallen ger inte värden som är jämnt fördelade över hela skalan av Q-värden, och några klasser innehåller inga praktikfall. Därför är också den rekommenderade förstärkningen i dessa klasser endast uppskattningar utifrån omgivande klasser. En fråga som ofta uppstått i samband med Q-systemet är varför det inte innefattar någon form av "timing" för installationen av förstärkningen. Barton (1976) menar att de flesta entreprenörer i Skandinavien har så mycket erfarenhet i just de bergartstyperna att deras bedömning av tidpunkt för installationen är tillräcklig. Q-systemets största svaghet är troligen avsaknaden av rekommendationer angående drivningssätt (pilot, stross etc) samt den tidigare nämnda avsaknaden av rekommendationer angående tidpunkten för installation av förstärkningen.

3.5 Korrelation mellan bergkvalitet och seismisk våghastighet (V_p)

Vid byggandet av Gjøviks ishall, Norge, jämfördes P-vågs hastigheten från förundersökningarna med de karterade Q-värdena, (Barton et al, 1992). Senare har även dessa jämförelser kompletterats med material från andra byggprojekt. På detta sätt har en första grov uppskattning erhållits från ett antal varierande bergförhållanden, t.ex. krosszoner, lerbandade sandstenar, varierande kvaliteter av gnejs. Sambandet ges enligt:

$$Q = 10^{\left(\frac{V_p - 3500}{1000}\right)} \quad (3.3)$$

Om dessa värden jämförs med värden från till exempel Hallandsåstunneln så är överensstämmelsen dålig. Den seismiska våghastigheten har i de sämre parti-

erna på det norra påslaget uppmätts till 3100 m/s, vilket enligt ekv. (3.3) ger ett Q-värde på 0.4. I tunneln har Q-värdet på motsvarande sektion karterats till 0.01. Detta kan till en del förklaras av det mycket ringa underlag som än så länge finns att tillgå i Hallandsåstunneln, samt det faktum att ekvation (3.3) kan komma att modifieras med utökad mängd fakta från andra tunnelprojekt. Det är trots allt ett intressant användningsområde av den seismiska våghastigheten, då det möjliggör en grov uppskattning av mängden förstärkning på ett enkelt och rationellt sätt redan i projekteringsfasen. Även RQD värdet har korrelerats mot den seismiska våghastigheten (Deere, 1968) se ekv. (3.4).

$$RQD = \left(\frac{V_p}{V_i} \right)^2 \times 100 \quad (3.4)$$

där V_p = P-våghastigheten i bergmassan.

V_i = laboratorie bestämd P-våghastighet i en intakt borrhärrna från samma bergmassa.

Bestämningen av P-våghastigheten i laboratoriet bör ske då provet är belastat med samma spänning som verkar i det aktuella området. Här kan det vara befogat att ifrågasätta varför denna metod skulle användas för att bestämma någonting som egentligen redan borde vara lätt att bestämma utifrån den borrhärrna som används. Men om det finns ett flertal prov i varierande bergarter som har testats så kan dessa resultat senare användas för att erhålla RQD-värden utifrån refraktionsseismiska undersökningarna på ett rationellt sätt.

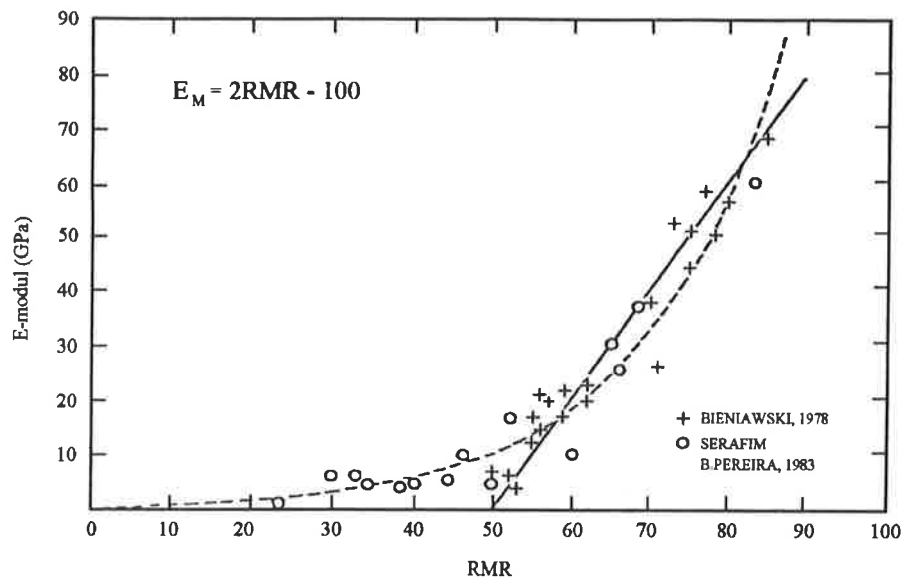
3.6 Korrelation mellan bergkvalitet och E-modul.

I både RMR-systemet och Q-systemet kan respektive värden användas för att bestämma bergmassans E-modul i GPa. För RMR-systemet finns det två samband framtagna för att bestämma E-modulen, se figur 3.1. Enligt Bieniawski (1978):

$$E_m = 2 \times RMR - 100 \quad (3.5)$$

På grund av begränsningarna i Bieniawskis samband utvecklade Serafim och Periera (1983) ytterligare ett samband:

$$E_m = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40} \right)} \quad (3.6)$$



Figur 3.1 Korrelation mellan bergsklass och E-modul.

Även Q-systemet kan användas för att erhålla en uppskattning av bergmassans E-modul (Barton, 1983). På grund av spridningen i materialet har det framtagits tre olika ekvationer för maximal, medel samt minimal E-modul:

$$E_{\max} = 40 \times \log Q \quad (3.7)$$

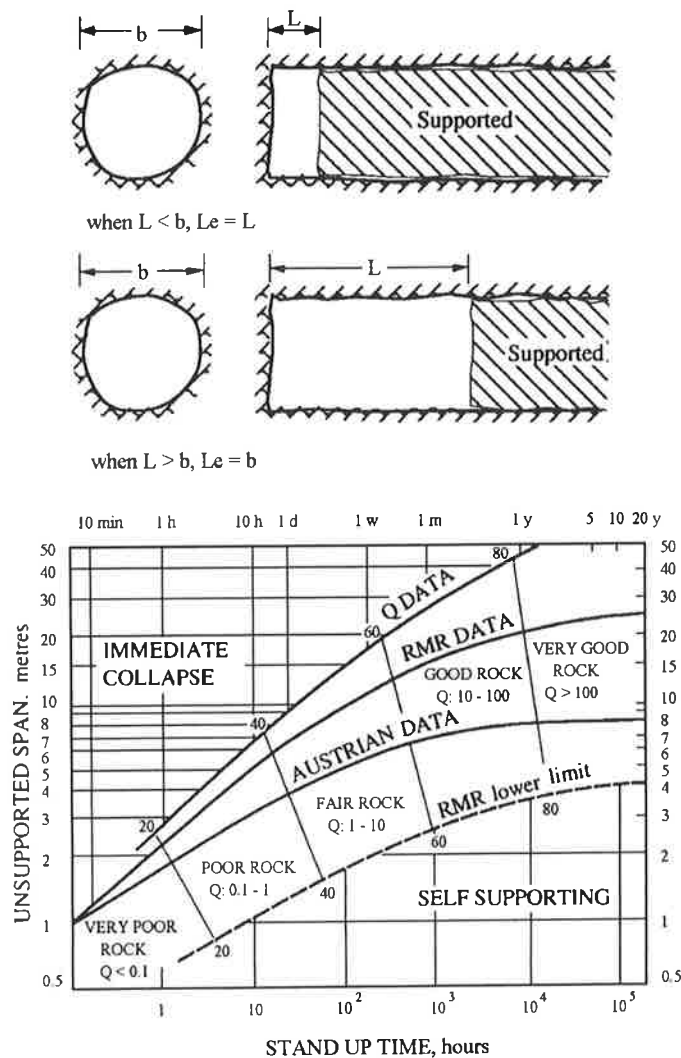
$$E_m = 25 \times \log Q \quad (3.8)$$

$$E_{\min} = 10 \times \log Q \quad (3.9)$$

Ovanstående samband, figur 3.1 samt ekvation (3.7) - (3.9), förutsätter att bergmassans E-modul endast är en funktion av bergets kvalitet enligt respektive klassificeringssystem. Inom det geotekniska området är det ett välkänt faktum att E-modulen ej är en konstant materialegenskap utan beror på spänningstillståndet. Det är troligt att motsvarande gäller för bergmassans E-modul i sprickigt berg. Eftersom bergets diskontinuiteter och svaghetszoner har mycket lägre hållfasthet än det intakta berget bör relativt måttliga spänningar innebära att $E_m = E_{\text{intakt}}$. Mer korrekt bör därför vara att ansätta bergmassans E-modul som en funktion av både in-situ spänningar samt bergmassans kvalitet.

3.7 Begreppet "Stand up time"

Ett besvärligt område inom TBM tekniken är tunnlar som drivs i berg eller zoner där berget är så dåligt att deformationerna vid en oförstärkt tunnel snabbt blir oacceptabelt höga. På en TBM maskin sitter alltid förstärkningsutrustningen en bit bakom fronten. Detta avstånd varierar naturligtvis från maskin till maskin men genomgående så sitter utrustningen oftast permanent på en och samma plats i förhållande till tunnelfronten.

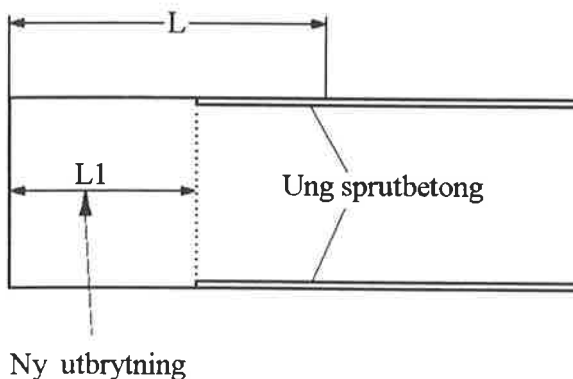


Figur 3.2 Effektivt spann (Le) och "stand up time" (den övre efter Lauffer, 1958, den undre efter Bieniawski, 1984)

Kraftiga driftstörningar kan i princip orsakas av två olika problem. Det första är att berget är så dåligt att borrhuvudet måste backas och förstärkningen utföras framför detta. Det andra är att den applicerade förstärkningen är underdimensionerad, så att ett ras sker när fronten avancerat ytterligare med därtill hörande spänningsomlagringar. Orsaken till att driftstörningarna många gånger blir omfattande beror på svårigheterna att få fram och applicera erforderlig förstärkning i det aktuella området. Ofta talas det om bergets/tunnelns "stand up time". Med detta avses den tid som ett oförstärkt spann med en viss längd i en specifik bergsklass kan stå upp innan det sker ett ras eller att förstärkning måste appliceras. Ett diagram över "stand up time" visas i figur 3.2.

Diagrammet baseras på klassificeringar av hur berget uppträder vid olika tunnelprojekt i Österrike (Bieniawski, 1984). Det som framförallt bör påpekas med hänsyn till detta diagram är att en ökning av tunnel storlek leder till en drastisk minskning av "stand up time". Därför kan det vara fullt möjligt att driva en pilot tunnel genom dåligt berg, men däremot kan det visa sig omöjligt att driva en tunnel i full storlek genom samma berg, med avseende på "stand up time".

Chang (1994) påpekar att om sprutbetong används som förstärkning bör det effektiva spannet korrigeras enligt figur 3.3, eftersom den unga sprutbetongen inte har uppnått full lastbärande förmåga. Om "stand up time" är kortare än tiden det tar för sprutbetongen att uppnå erforderlig styrka bör korrigerings ske.



Figur 3.3 Korrigerad längd av spannet, L , bör användas för att uppskatta effektivt spann, inte $L1$, Chang (1994).

3.8 Diskussion

Vad är det egentligen för mekanismer som ger upphov till den varierande tiden och som styr brottet av ett oförstärkt spann. Detta behandlas inte speciellt ingående i den studerade litteraturen och frågan är om det finns några accepterade teorier för detta fenomen. De flesta brottmodeller som används idag involverar ingen tidsvariabel. Detta medför att det teoretiskt skulle uppstå brott omedelbart efter utbrytning eller så förblir berget intakt i all oändlighet. Bevisligen så uppträder inte berget på detta sätt och det finns i princip två teorier för att förklara detta. Den första är att berget inte uppträder som ett elastiskt eller elastoplastiskt material, utan snarare som ett visco-elastiskt material. Den andra är att tiden egentligen är en variabel som beror på indriftshastigheten. Detta medför att de vanliga brottmodellerna fortfarande skulle kunna vara tillämpbara. I det senare fallet skulle orsaken till brott kunna förklaras med det minskande stödet av fronten samt de vibrationer som uppstår vid påföljande drift. Det mest troliga är att brott sker som en kombination av ovanstående.

Det är förvånande att tillämpningen av "stand up time" accepteras utan diskussion även för TBM-tunnlar. Det bör genomgående vara så att bergmassan omkring en fullborrad tunnel är mindre påverkad av driften än för fallet med motsvarande sprängda tunnel (Kapitel 6). Den största effekten i de tidigare drivna tunnelsektionerna bör vara vibrationerna som uppstår vid nya sprängningar. Detta i kombination med den tidigare skapade skadezonen kan leda till att jämnvikten i bergmassan störs. I en fullborrad tunnel sker omfördelningen av lasterna relativt konstant, medan i en sprängd tunnel sker denna omfördelning genom stegvisa förändringar. Sammanfattningsvis framstår det som konservativt att sätta likhetstecken mellan "stand up time" för fullborrade respektive sprängda tunnlar.

4 BERGFÖRSTÄRKNING ENLIGT NATM

Ytterligare ett design system för förstärkning i tunnlar är "the New Austrian Tunneling Method" (NATM). Systemet utformades av Rabcewicz, Pacher, (Rabcewicz, 1964 och Pacher 1975). Metoden är sammansatt av flera viktiga byggmoment, från bergmekanik, kontraktsutformning, till drivningsprinciper och instrumentering.

4.1 Beskrivning av NATM

NATM är en filosofi, mer än en metod, som integrerar principerna för bergmassans beteende och mätning av beteendet under konstruktionen. 1980 publicerade "the Austrian National Committee of the International Tunneling Association (ITA)" en officiell definition på NATM:

"The New Austrian Tunneling Method (NATM) is based on a concept whereby the ground (rock or soil) surrounding an underground opening becomes a load bearing structural component through activation of a ring-like body of supporting ground".

Många tror att om sprutbetong och bult används som förstärkning så är detta NATM. Detta är långt ifrån hela sanningen. NATM består inte av ett antal specifika drivningsmetoder och förstärkningstekniker. NATM innefattar ett flertal, sedan tidigare, etablerade metoder för konstruktion av tunnlar kombinerat med mätning av bergets rörelser och revidering av förstärkningen för att erhålla det mest stabila och ekonomiska förstärkningssystemet.

Stora delar av NATM är utvecklad genom praktisk erfarenhet, så kallad empirisk dimensionering. Men metoden består även av en teoretisk bas som behandlar förhållandet mellan spänningar och deformationer kring tunneln - GRC.

Det är viktigt att påpeka att NATM är utvecklat för svagt berg. Med svagt berg avses här en bergmassa som i och med ett tunneluttag erfordrar förstärkning antingen för att återskapa jämnvikt eller för att begränsa deformationerna runt tunneln. NATM är huvudsakligen en designmetod där bergmassan tillåts deformeras tillräckligt för att uppnå maximal bärförmåga i kombination med ett lätt förstärkningssystem. Som en del i NATM introducerades drift och permanent förstärkning för tunnlar. Konceptet är att låta berget och driftförstärkningen deformeras innan permanent förstärkningen appliceras för att optimera den senare. På grund av driftförstärkningen reduceras uppsprickningen och hållfashetsförlusten därmed undviks en onödigt stor belastning på permanent för-

stärkningen. Till övervägande del består driftförstärkningen av bultar och sprutbetong.

NATM använder mätningar av bergets respons på tunneldriften, för att verifiera tidigare uppställda förväntningsmodeller och indirekt användas som en del i bedömningen av bergklass. Deformationsmätningarna används också för att avgöra när permanent förstärkningen ska appliceras. Detta sker när deformationerna uppvisar en föreskriven avtagande tendens (Palmström, 1993). Baserat på tidigare erfarenhet anpassas systemet till varje nytt projekt med hjälp av ytterligare mätningar av bergets respons på tunnelframdriften.

Rabcewicz nämner tre generella principer för NATM:

1. Försiktig och noggrann drivning
2. Val av det lämpligaste tvärsnittet, främst med hänsyn till de spänningsförhållanden som råder. Men även med hänsyn till specifika bergmekaniska förhållanden som hållfasthet, anisotropi och bergmassans struktur.
3. Drivningsmetoden måste anpassas till förväntade bergförhållanden. Frontens stabilitet utan förstärkning, utformningen på pilottunneln och indriftshastigheten spelar en avgörande roll för att välja en fungerande och ekonomisk metod.

Förutom ovanstående principer så listar Rabcewicz ytterligare 22 principer. Där de tre första redovisas nedan:

- Bergmassan är den huvudsakliga lastupptagande komponenten.
- Bergmassans hållfasthet skall hållas intakt.
- Uppluckring av bergmassan skall undvikas.

I praktiken så kombinerar NATM, bergförhållanden, drivningsförfarande med val av förstärkningssystem. I stort sett så är det ett "design as you go" koncept baserat på mätningar, uppbackat av teoretiska betraktelser. Som tidigare nämnts är en viktig del i NATM - GRC-konceptet, där en första uppskattning successivt förbättras genom de kontinuerliga mätningarna, därav kan mängden erforderlig förstärkning modifieras allt eftersom arbetet fortgår.

4.2 Diskussion angående NATM.

Nästan samtliga användare av metoden har olika uppfattning om den och åtskilliga ekonomiska samt tekniska misslyckanden genom tiderna visar vilken förvirring som har förekommit inom området. Till försvar för NATM måste sägas att flertalet av tillämpningarna skett under mycket besvärliga förhållanden, vilka kan ge upphov till tekniska och ekonomiska problem oavsett vilket system som tillämpats.

Definitionen på NATM innehåller tre principiella påståenden (Kovári, 1993):

- bergmassan blir en lastbärande byggnads komponent,
- för att uppnå ovanstående krävs det ett speciellt koncept,
- konceptet består av aktiveringen av ringliknande element i berget.

Att påstå att NATM är det enda systemet som tillåter bergmassan att verka som en förstärkningskomponent är egentligen fel. I praktiken så är tunnelarbete utan denna stödjande effekt från berget omöjligt. Genom att lita intuitivt till de mekaniska lagarna rörande bergmassan har människan sedan lång tid tillbaka skapat utrymmen under jord för olika ändamål. Rabcewicz (1962) konstaterade att vid konstruktioner under jord så är det förstärkande materialet berget i sig själv. Den viktigaste frågan i modern tunnelteknologi är därför att bevara och utveckla de stödjande egenskaperna av bergmassan. Detta i sig var inte någon nyhet då det redan var välkänt i de böcker som fanns i ämnet redan på den tiden. En fortsättning på detta resonemang ledde fram till de grundläggande principerna för NATM. Dessa principer föranledde en relativt omfattande förändring från tidigare tunneldrivningsmetoder i Österrike. Som exempel ersattes timmer och bärande stenvälv med sprutbetong och bultar. Denna förändring, som var ny i förhållandena till de tidigare metoderna, döptes då följaktligen till den "Nya Österrikiska Tunnel Metoden" för att särskilja den från den tidigare metoden.

Ytterligare nyheter med NATM är instrumenteringen för att avgöra bergets respons på ett tunneluttag. För att mätningarna skall fylla någon funktion krävs det att kontraktet är utformat så det finns utrymme för modifikationer av förstärkningen samt ersättningen för densamma.

Betalningen för förstärkningen baseras på en kontinuerlig klassificering av berget under drivningen. Klassificeringen av berget sker gemensamt av beställare samt entreprenör. För att NATM skall fungera krävs det att de parterna som är inblandade i projekteringen och konstruktionen är införstådda i metoden och samarbetar i beslutsfattande och problemlösningar.

Palmström (1993) påpekar att det är många antaganden som sker vid design med hjälp av GRC, som en följd av detta finns det en del tillfällen som NATM konceptet är mindre tillförlitligt:

- Inhomogent berg där spänningskoncentrationer i liningen kan leda till plötsliga ras.
- Vid tunnelarbeten i berg med hög grad av anisotropi mellan spänningarna, då det inte uppstår någon valvverkan runt tunneln.

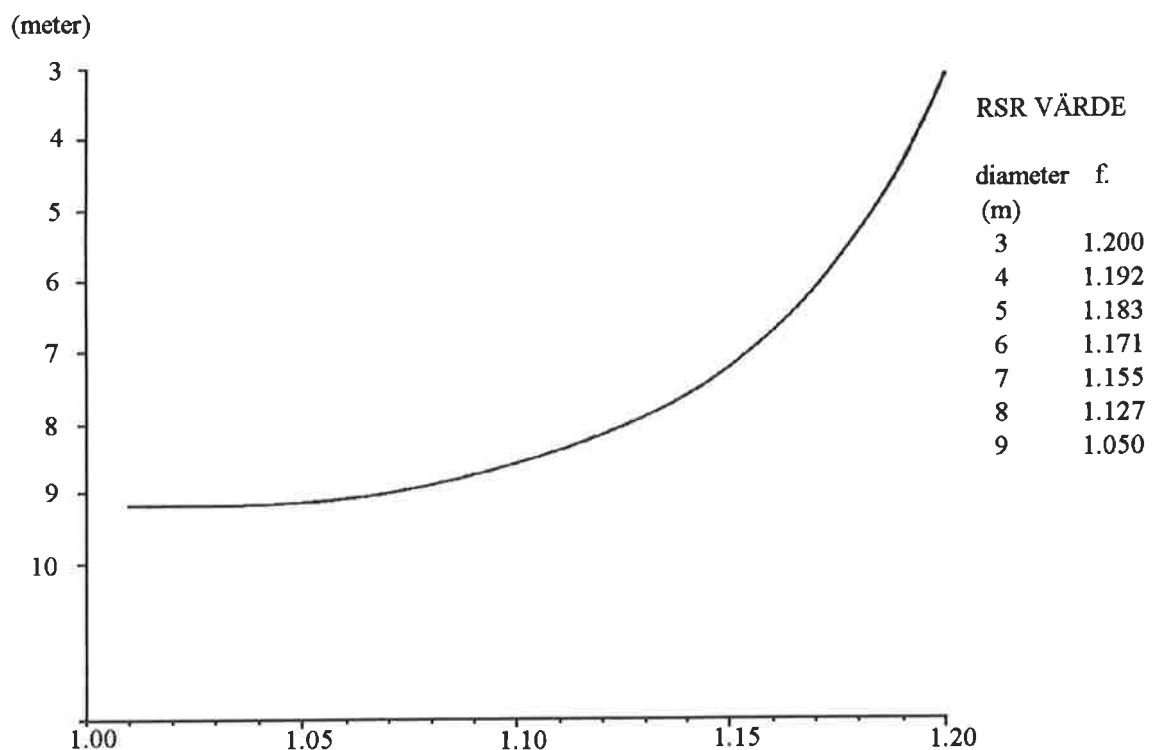
Även i tätbebyggda områden där bergmassan inte kan tillåtas deformeras, då det inte får ske några sättningar som kan skada ovanliggande bebyggelse.

5 FÖRSTÄRKNINGSBEHOV I TBM-TUNNLAR KONTRA KONVENTIONELLA TUNNLAR.

5.1 Samband för att korrigera bergklasser i fullborrade tunnlar.

Hur förändras behovet av förstärkning när en tunnelborrningsmaskin används för tunneldrift i stället för konventionella borra/spräng metoder ?

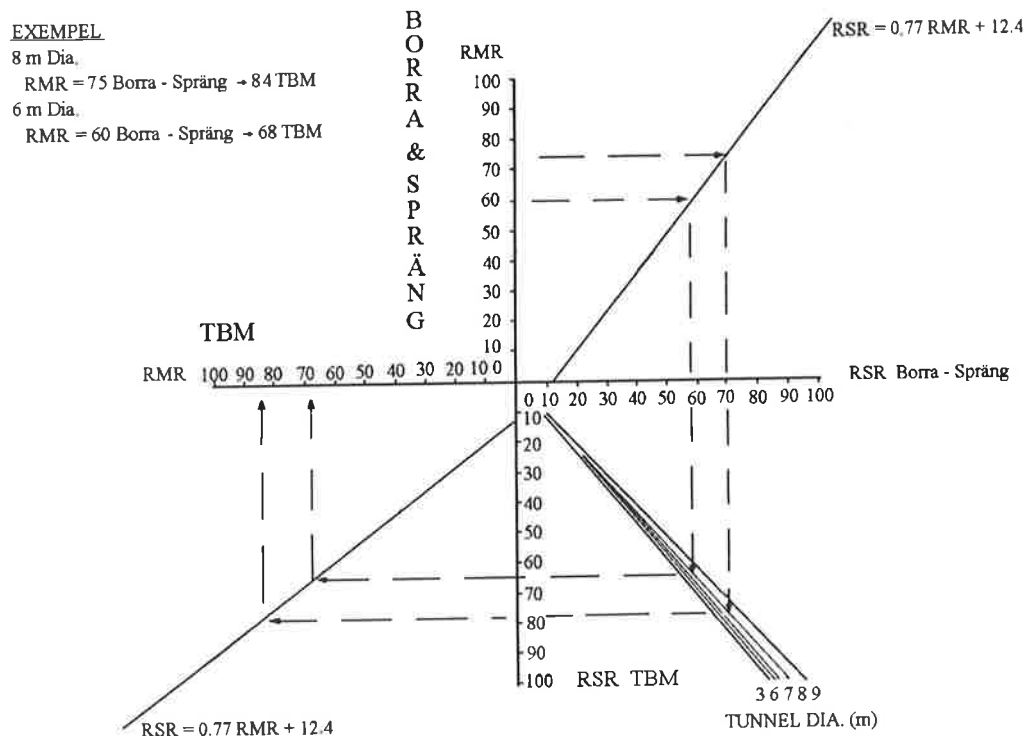
Det är ett flertal experter/författare som påpekar att förstärkningsbehovet minskar i en TBM tunnel på grund av att berget inte är påverkat av sprängning, samt att den cirkulära formen är gynnsammare ur spänningssynpunkt. Wickham (1972), har anpassat RSR-värden till TBM-tunnlar med hjälp av en korrektionsfaktor enligt figur 5.1.



Figur 5.1 Korrektionsfaktor för TBM-tunnlar med hänsyn till tunneldiametern, Wickham (1972).

Bienawski (1984) använder ovanstående graf tillsammans med Rutledge & Prestons (1978) ekvationer för att justera Q- och RMR-värden. Boniface (1985)

har sedan utarbetat ett diagram för att lättare kunna jämföra bergklasser i borrad respektive sprängd tunnel, se figur 5.2. För t.ex. en tunnel med 8 m i diameter med ett RMR-värde på 75 i en konventionellt driven tunnel förväntas RMR-värdet vara 84 i motsvarande fullborrade tunnel. Med det ökande användandet av TBM är det förvånande att detta inte har väckt mer uppmärksamhet.



Figur 5.2 Justering av bergmassans RMR- värden på grund av TBM-drift, Boniface (1985).

5.2 Vägtunnel under Svartisen.

I Norge har en ca 8 km vägtunnel drivits under Svartisen. Då den norra delen, 3 km, av tunneln bestod av en hård och massiv granit drevs denna del uteslutande med borra/spräng teknik. I den södra delen består berget huvudsakligen av glimmer gnejs, men inslag av marmor och sandsten förekommer också. Gemen-samt för dessa bergarter är att de har lägre hållfasthet än den massiva graniten, varför denna del, ca 4.4 km, av tunneln drevs med en TBM med 6.3 m diameter. Därefter breddas den till samma tvärsnitt som den norra delen, strossning ca 1.5

m, med borra/spräng teknik. Tunneln karterades direkt efter det att den drivits med TBM, för att sedan karteras på nytt efter det att breddningen utförts. Q-metoden användes för att uppskatta behovet av förstärkning och det blev därför möjligt att jämföra det uppskattade förstärkningsbehovet före och efter breddningen, (Löset, 1992).

Tunnelstabiliteten är generellt sett bra, men det är huvudsakligen smällberg, lerzoner och vattenläckage som föranleder förstärkningsinsatser. De ur Q-systemet uppskattade mängderna av förstärkning användes sedan av entreprenören. Det framgår då att betydligt större mängd förstärkning erfordras efter breddningen av tunneln. Vilket huvudsakligen beror av följande:

- Bergkvaliteten (Q-värdet) i omgivande berg reduceras av sprängningen.
- Breddningen ger en något större area att förstärka.
- En hästskoformad layout är mindre gynnsam ur stabilitetssynpunkt än den cirkulära.

I bergmassor som är opåverkade av mänskliga aktiviteter har Q-värdet ett in-situ värde. När tunneln drivs i denna bergmassa kan detta komma att reducera Q-värdet i en zon runt tunneln. Om tunneln drivs konventionellt, kan reduktionen av Q-värdet komma att bli avsevärd, medan en TBM har mindre påverkan på omgivande berg. Därför kommer bergmassorna omkring en TBM-tunnel att ha Q-värden som ligger närmare in-situ värdena.

Under sprängningsarbetet kommer nya sprickor att skapas och befintliga svaghetsplan kan spricka upp. Detta leder till en reduktion av RQD-värdet, samt att det kan verka ofördelaktigt på uppskattningen av antalet sprickgrupper (J_n i formeln för Q-värdet). RQD är endast definierat av naturliga sprickor men runt en tunnel kommer samtliga diskontinuiteter att påverka stabiliteten, därför bör samtliga diskontinuiteter, oberoende av deras natur, inrymmas i en uppskattning av RQD-värdet. I tunneln under Svartisen var Q-medelvärdet för den TBM drivna delen av tunneln 20.5. Efter sprängning till full storlek var Q-medelvärdet 18.5. En mer detaljerad studie visar att en reduktion av Q-värdet endast skett i de delar av tunneln där Q-värdet, före breddning, befann sig i intervallet 4 - 30. I sektioner där Q-värdet låg under eller över dessa värden verkar det som om sprängningen har en mycket liten effekt på Q-värdet (Löset, 1992). Förklaringen till detta fenomen antas vara att i det massiva berget, $Q > 30$, kommer antalet nya sprickor som skapas genom sprängningen att vara mycket få. I berg med låga Q-värden, $Q < 4$, existerar det redan många sprickor, varför sprängningen endast ger upphov till deformation i de existerande sprickorna.

I en TBM-tunnel är väggarna vanligtvis mycket jämna och det kan därför vara svårt att avgöra mängden drift- och permanent förstärkning. Exempelvis kan

sprickor täckta med ett tunt lager av lermineral vara svåra att upptäcka och därmed förbises, om inte karteringen sker någon tid efter tunneluttaget. I ett sådant fall är det en stor fördel att använda klassificeringssystem, eftersom det då är nödvändigt att uppskatta de olika faktorerna som är viktiga för stabiliteten. Under karteringen av tunneln upptäcktes en del misstag, till exempel:

Före utsprängning:

$$Q = \frac{50}{4} \times \frac{2}{2} \times \frac{1}{1} = 12.5$$

Efter utsprängning:

$$Q = \frac{30}{4} \times \frac{1.5}{4} \times \frac{1}{1} = 2.8$$

Förutom förändringen i RQD så verkar J/J_a reducerats på grund av sprängningen. Detta bör inte ha skett i praktiken, utan beror sannolikt på en dålig första kartering. Det korrekta värdet från den första karteringen skulle sannolikt ha varit:

$$Q = \frac{50}{4} \times \frac{1.5}{4} \times \frac{1}{1} = 4.7$$

I sektioner med låga Q-värden, är chanserna för sådana missbedömningar mindre eftersom sprickplanen troligen är öppnare på grund av deformationer och blockutfall. För tunneln under Svartisen och sektioner där Q-värdet ligger mellan 4 och 30, var Q-värdet mellan 1.5 till 3.0 ggr högre före utsprängning av tunneln.

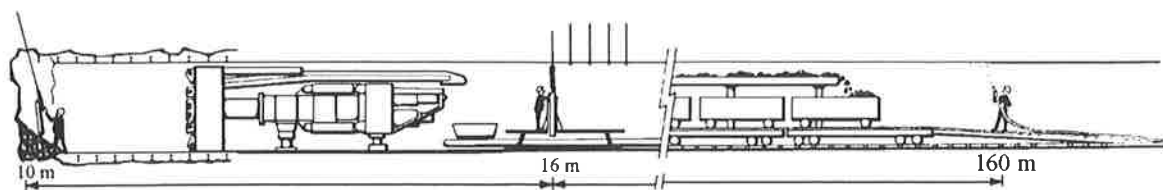
Uppföljningen vid Svartisen visar att sambandet mellan Q-värde för borrar respektive sprängd tunnel inte är fullt så enkelt som Bienawski (1984) påstår. Om Bieniawskis tabeller används skulle ett Q-värde på 4 efter borrarning reduceras till ca. 1.5 då tunneln vidgats. Men i praktiken förelåg det ingen skillnad i Q-värden före respektive efter sprängning i områden med så låga Q-värden. Det går naturligtvis att spekulera om reduceringen av Q-värdet äger rum i verkligheten eller om det endast beror på den mänskliga faktorn.

6 PRAKTIKFALL

Först bör svårigheterna att erhålla material angående tunnelprojekt med en omfattande dokumentation poängteras. I Sverige har det, som tidigare nämnts, drivits ett mindre antal fullborrade tunnlar huvudsakligen i mycket bra berg, varför de bergmekaniska problemen inte varit av någon större omfattning. Detta visar sig också i de artiklar som avhandlat projekten, där problemen som förekommit förklaras med en något längre tidsåtgång för att sätta upp bultar eller sprutbetong. Det finns dock flera TBM projekt där stora bergmekaniska problem orsakat kraftiga driftstörningar, nedan redovisas ett antal av dessa.

6.1 Gossensass och Camporosso tunnarna.

I dessa tunnlar har mycket varierande typer av bergförhållanden förekommit. Från mycket bra berg, där dagliga indrifter på 78 m varit möjliga, till mycket dåliga bergförhållanden med förkastningszoner fyllda med sand, lera och vatten där framdriften varit så låg som 0.4 m/dag. En stor fara vid TBM arbeten under dåliga bergförhållanden är att fastna, alternativt förlora maskinen i ett ras. En vanlig metod i svagt berg är att förstärka berget med stålbågar direkt bakom borrhuvudet, men detta omöjliggör en backning av maskinen om en nödsituation skulle uppstå, till exempel att borra in i en vattenförande krosszon, (Martin, 1988). För att undvika situationer som denna har Ilbau (ett Österrikiskt entreprenadföretag) utvecklat ett system som gör det möjligt att alltid låta maskinen röra sig fritt i båda riktningarna. I stället för att sätta upp stålbågar bakom borrhuvudet, är systemet baserat på bergförstärkning framför borrhuvudet genom användande av bultning, nätning och sprutbetong. Om så erfordras, kan sedan kompletterande förstärkning utföras från arbetsplattformen placerad bakom borrhuvudet, se figur 6.1.



Figur 6.1 Förstärkningsarbetet sker både framför och bakom borrhuvudet, efter Martin (1988).

Medelindriften för Ilbau med detta förfarande ligger på 5-15 m/dag i dåliga bergförhållanden. Definitionen dålig innebär här att förstärkningen utförs framför borrhuvudet. Bergbultar som sätts framför borrhuvudet måste vara jäms med väggen så att inte framdriften störs. Undantaget är Swellexbultar eller glasfiberbultar eftersom TBM:en klarar att kapa dessa utan problem. Om fronten är sprutad kan en TBM naturligtvis senare borra sig igenom detta. I värsta fall kan endast framdrift uppnås genom att driva en takpilot med handhållen utrustning, där en TBM senare används för att ta ut pallen. Fördelen med detta förfarande är att maskinens utlastningssystem kan användas, trots att maskinen inte används vid själva driften. Problem som uppstår vid driften av takpiloten kan åtgärdas innan maskinen kommer in i området. Vid vattenproblem kan detta också åtgärdas innan stora problem uppstår. Självklart kommer detta förfarande att leda till låga indriftshastigheter i de dåliga partierna, dessa är dock för det mesta inte alltför långsträckta och därför kan förlorad tid oftast återvinnas i partier med bättre berg.

Italiens motsvarighet till Banverket har som strategi att först driva en pilottunnel innan den slutliga tunneln påbörjas. Fördelar med detta förfarande är :

- Vetskap om geologin, vatten, gas samt bergets egenskaper erhålls i god tid för planering av den slutliga layouten.
- Om stora vattenläckage uppstår kan detta åtgärdas endera genom dränering eller injektering.
- Arbetsförhållandena förbättras på grund av bättre ventilation.
- Om mycket dåliga förhållanden upptäcks, kan förstärkningsarbeten utföras långt innan huvudtunneln når fram. I extrema fall kan pilottunneln vidgas till den slutliga dimensionen och förförstärkas.
- Vidgningen av tunneln kan ske med mindre borrhning, längre salvor och mindre sprängmedel eftersom pilottunneln fungerar som ett stort öppningshål.
- Erfarenhet har visat att om det existerar en pilottunnel kan huvudtunneln slutföras 30-60 % snabbare.

En mycket viktig del av modern tunnelteknologi är att beställare och entreprenör kommer överens om hur bergmassan skall klassificeras och hur respektive bergklass bör förstärkas. Olika metoder av bergklassificering används i olika länder. Metoden som används av Ilbau är en variant av NATM med sju olika bergklasser. I bergklass 1 och 2 är berget bra och det föreligger inget behov av

att stanna upp och utföra förstärkningsarbeten. I klasserna 3 och 4 sker en del förstärkningsarbeten bakom borrhuvudet. I klasserna 5 och 6 är berget så dåligt att TBM:en måste backas efter varje omgång och förstärkningsarbetet utförs framför borrhuvudet. Med detta förfarande kan det ta upp till 6 timmar innan maskinen kan användas igen. I klass 7 måste entreprenören i samråd med beställaren komma överens om vilken förstärkning som skall användas.

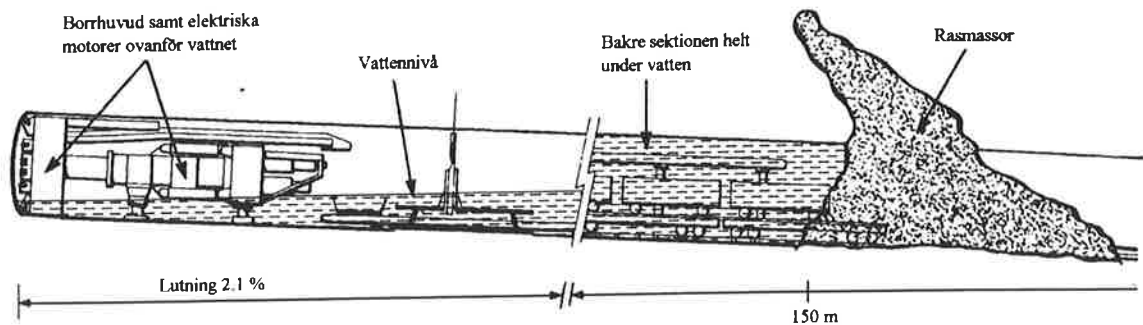
6.1.1 Gossensass pilot tunnel.

Den 7.2 km långa tunneln ligger mellan Gossensass och Brenner nära den italienska - österrikiska gränsen. Tunnelns syfte är att öka kapaciteten och minska restiden mellan Innsbruck och Bolzano. Tunneln ligger 1200 - 1300 m över havet, den sträcker sig under berg som har sina toppar på över 3000 m höjd. De höga bergen har gjort det mycket svårt att förutsäga de geologiska förhållandena, vilket gör en pilotunnel till ett måste. Maskinen som användes var en Atlas Copco Jarva Mark 12 maskin, med en diameter på 3.5 m. Berget har visat sig vara mycket sämre än vad som var förutsett, vilket framgår av tabell 6.1, nedan.

Tabell 6.1 Jämförelse mellan prognosticerade samt verkliga bergklasser i Gossensass tunneln.

Bergklass	Prognosticerat (%)	Verkligt (%)
F1 (mycket bra berg)	52.9	8.5
F2 (bra berg)	28.8	18.8
F3 (ganska bra berg)	12.0	31.7
F4 (ganska dåligt berg)	4.0	26.4
F5 (dåligt berg)	2.2	13.0
F6 (mycket dåligt berg)	0	1.1
F7 (extremt dåligt berg)	0	0.5

Efter endast sex veckors arbete uppstod ett stort ras i kalkstenen och stora delar av tunneln fylldes med vatten, se figur 6.2. Raset skedde 150 m bakom fronten och inläckaget var cirka 200 till 300 l/s. Bakriggen kom därför delvis att stå under vatten. Lyckligtvis slutade vattnet att stiga innan det nådde elmotorerna på TBM:en. Tunnelarbetet stoppades i två månader under tiden som maskinen restaurerades. Driften kunde sedan fortgå genom att borra 6 - 8 m djupa hål för att avlasta vattentrycket ca 200 -300 m bakom tunnelfronten. Därefter lastades rasmassorna ut och hålrummen tilltäpptes med stålbalkar samt plattor och fylldes med betong.



Figur 6.2 Raset i Gossensass tunneln, samt vatten nivåer, efter Martin (1988).

Framdriften har varit mycket varierande på grund av svårigheterna. I bergklasserna F1 -F3 har framdriften varit 30 - 54 m/dag, i bergklass 4 cirka 15 m/dag, i bergklass 5: 5 - 8 m/dag och i bergklass 6 bara 2-3 m/dag. I de extremt dåliga partierna, bergklass 7, har framdriften bara varit 0.4 m/dag. Kopplingen mellan de olika klassificeringssystemen framgår ur tabell 6.2.

Tabell 6.2 Ungefärliga samband mellan de olika klassificeringssystemen.

NATM	Q	RMR
F1	>50	>80
F2	10-50	60-80
F3	5-20	40-60
F4	1-10	30-50
F5	0.5-5	20-40
F6	0.05-1	10-20
F7	<0.05	<10

6.1.2 Camporosso järnvägstunnel.

Ilbau har även byggt en 6.5 km lång pilot tunnel på sträckan från Udine, Italien till Villach, Österrike den s.k. Camporosso tunneln. Här valdes en TBM med en diameter på 3.9 m. I Camporosso utfördes all förstärkning i klasserna 1 till 4 bakom borrhuvudet. I bergklasserna 5 och 6 backades maskinen några meter och förstärkningen utfördes framför borrhuvudet med sprutbetong, bultning och nätning. På grund av utfall var det ibland nödvändigt att använda stålplat-

tor med en tjocklek av 5 cm, dessa formades då till ett bärande valv. Utrymmet mellan plattorna och berget fylldes därefter med betong.

Det existerade även ett fåtal sektioner med bergklass 7. Dessa passerades med hjälp av handhållen drivning av en takpilot framför borrhuvudet och TBM:en användes för lastning och uttransport av massorna. Förstärkningen utgjordes av stålbågar med c-c 0.8 m, samt bult, nät och sprutbetong. För att maskinen skulle ha någon möjlighet att passera takpiloten måste denna hålla en diameter av 4.3 m, så att all förstärkning kunde placeras utanför maskinens 3.9 m diameter. Detta gör det möjligt att låta TBM:en vandra både framåt och bakåt i det förförstärkta området. Om inte en TBM med passage genom borrhuvudet hade använts, skulle det endast vara möjligt att få fram förstärkningsutrustning genom att göra en mindre tunnel runt maskinen. Vid passage av en 25 m bred krosszon, bestående av metamorf kalksten innehållande stora kvarts och kalkstens "bollar", användes handhållen borrar framför borrhuvudet. Därefter användes stålplattor i taket för att hålla massorna på plats, på grund av rasen som skett kom dessa stålplattor att hamna hela 6 m ovanför maskinen, när den sedan gick in för att borra ut pallen.

6.2 Yacambu - Quibor överlednings tunnel.

I Venezuela har det under en längre tid funnits planer på att leda vatten från Yacambu floden över till Quibor floden, för att på så vis öka bevattningskapaciteten i Quibor dalen. Tunneln som skall leda över vatten är 24.3 km lång med en area på 21 m², (Darling, 1992).

Tunneln passerar genom tre olika geologiska zoner. Den norra delen, bestående av sedimentärt berg, huvudsakligen sandsten. Södra delen består till största delen av en metamorf sandsten. Dessa två zoner är separerade av en 1000 m bred förkastningszon som består av grafitförande berg som är kraftigt uppsprucken, se figur 7.3. Det skulle i det här sammanhanget vara enkelt att identifiera den norra delen samt förkastningszonen som det område med mest problem. Men det måste påpekas att även den södra delen har varit förknippad med problem under drivningen, eftersom berget vittrar mycket snabbt vid närvaron av vatten eller luft.

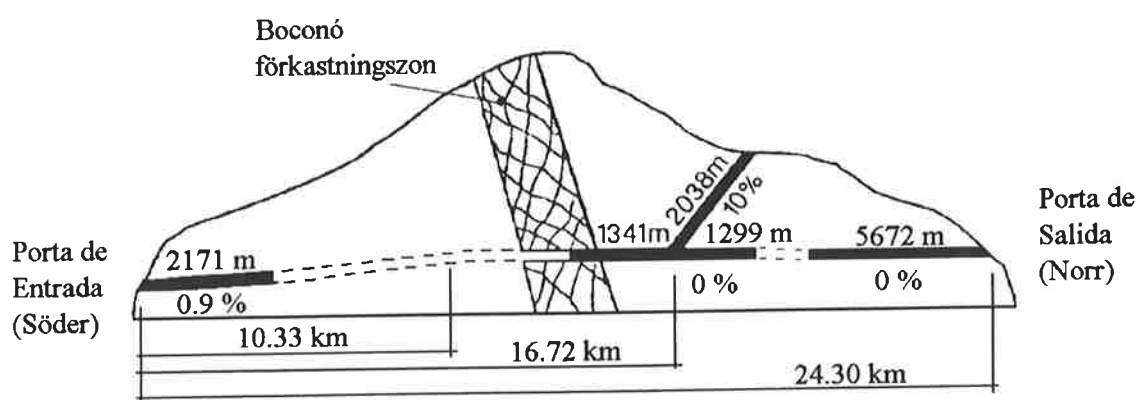
Entreprenadfirman som fick det första kontraktet, (Ocisa JV, Spanskt/Venezulianskt konsortium) började att arbeta med tunneln redan 1975. Beställaren krävde att drivningen skulle ske med TBM, varför två renoverade TBM maskiner sattes på jobbet. Denna första satsning avbröts av beställaren i september 1977 när TBM maskinerna inte klarade den uppställda drivningshastigheten. Problemet låg inte i maskinernas kapacitet, men däremot i gripp-

rarnas möjlighet att få fäste i det hala och mjuka berget. Under detta första försök lyckades entreprenören driva 1855 m på 33 månader innan kontraktet sades upp.

I december 1977 försökte nästa grupp att lösa problemet (Aliva Lara, ett schweiziskt, tyskt och venezulianskt konsortium), fortfarande med de två TBM maskinerna men i tillägg till detta gavs möjligheten att använda borra/spränga konceptet när så erfordrades. På detta sätt lyckades Aliva Lara att driva ytterligare 969 m innan en katastrof inträffade i den södra tunneln. Under 1979 års juluppehåll rasade ungefär 250 m av tunneln in bakom maskinen och rev sönder förstärkningssystemet, (som bestod av bultar och sprutbetong). Maskinen var i alla hänseenden förlorad, och det skulle dröja åtta år igen innan delar av TBM:en såg dagens ljus. Rädslan för att förstärkningen var otillräcklig gjorde att den andra maskinen omedelbart evakuerades och projektet stoppades.

Därefter var ytterligare två entreprenörer inkopplade på tunnelbygget mellan 1980-1984, (Obresca/Ghella JV). Arbetet under denna period gick utan några större missöden, till stor del beroende på att borra/spränga konceptet användes, tyvärr löpte kontraktstiden ut och även dessa entreprenörer fick avbryta projektet.

Efter detta har tunnelarbetet blivit uppdelat i två sektioner med ytterligare indelningar inom dessa sektioner, se figur 6.3. Arbetet startade på nytt 1990 med fyra fronter där både borra/spränga och roadheaders används.



Figur 6.3 Sektionsindelningen i Yacambu tunneln, efter Darling (1992).

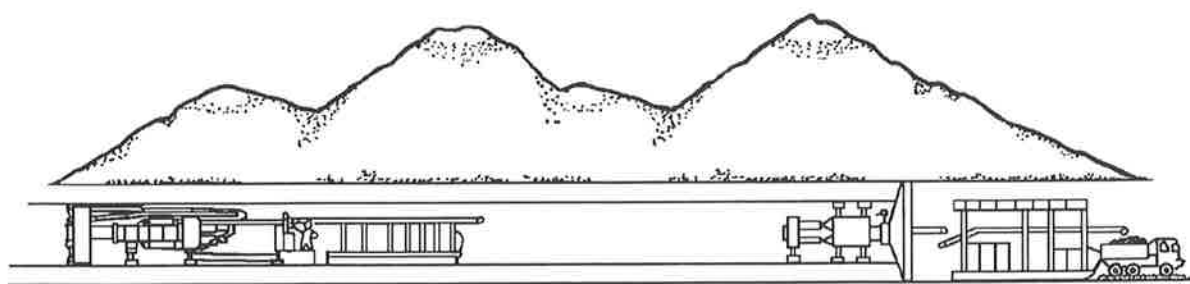
Efter att återigen nått fram till den sektion där TBM-maskinen begravdes (södra delen), konstruerades en testtunnel för att kunna utforma lämpligt förstärkningssystem med hänsyn till den dåliga bergkvaliteten. Det förstärkningssys-

tem som valdes bestod av 4 m långa bultar c-c 1.5 m, nätarmering samt två lager (ca. 100 mm) fiberarmerad sprutbetong. I den norra delen används liknande förstärkning men i tillägg till detta så används även jetgrouting. Jetgroutingen består av 10 m trumpetformade skärmar framför fronten, denna metod som i förväg konsoliderar bergmassan har visat sig vara en mycket bra förstärkningsmetod. Trots den omfattande förstärkningen uppstår det ibland ras i form av "skorstenar", detta beror till stor del på att bergförhållanden blir om möjligt ännu sämre när fronten närmar sig förkastningszonen.

Erfarenheterna från detta projekt visar återigen på hur viktigt det är att rätt metod väljs redan från start. I detta sammanhang kan det naturligtvis ifrågasättas om det varit möjligt med TBM-drift även med en maskin som var bättre anpassad för förhållandena, men sannolikheten att lyckas skulle ha varit större. Exemplet visar också på vikten av att använda ett anpassningsbart förstärkningskoncept. I dåliga bergförhållanden är det mycket viktigt att kunna applicera driftförstärkning omedelbart, för att förhindra vittring samt blockutfall.

6.3 Erfarenheter av TBE-tunnlar.

En intressant utveckling av TBM är steget till TBE (tunnel boring enlarger). Principen är den att en mindre TBM driver en pilottunnel, varefter en TBE vidgar pilottunneln till önskad tunnelstorlek. TBE-maskinen fungerar som en "raise boring machine", med andra ord så dras den fram, antingen av en egen maskin alternativt så kopplas den till den TBM som drivit pilottunneln och denna får då fungera som dragmaskin, se figur 6.4. Fördelarna med en pilottunnel har tidigare beskrivits, men ytterligare fördelar är naturligtvis att vidgningen av tunneln kan även ske maskinellt samt att förstärkningen kan appliceras omedelbart bakom TBE-huvudet utan att störa driften nämnvärt.



Figur 6.4 Tunnel drift med TBM samt TBE, efter Lee (1993).

I Schweiz har det drivits totalt ca 35 km TBM-tunnlar med en diameter större än 10 m. Huvudsakligen har det då använts sköldmaskiner, men även öppna maskiner samt konceptet med en liten pilottunnel följt av en TBE. I det senare fallet erhåller båda maskinerna frammatningskraften från gripparna på den TBM som används till pilot drivningen. I de fall som förstärkning behövdes i pilottunneln användes glasfiber bultar för att enkelt kunna kapas bort när utvidgningen av tunneln sker. Därefter kan förstärkningen appliceras mycket nära fronten av den utvidgade tunneln utan att påverka driften (Amstad, 1993).

Korea satsar på en omfattande utbyggnad av infrastrukturen där ett flertal TBM-projekt är igång, men det nämns även att TBE är någonting som kommer mer och mer. Vid vägtunnelprojektet vid Nam-Sam används en TBM för att driva pilottunneln på 4.5 m, tunneln vidgas sedan med en TBE till en diameter på 11.3 m (Lee, 1993).

6.4 Lesotho Highland Water Project

Syftet med vattenprojektet i Lesotho är både att leda över vatten samt att utnyttja vattnet för att producera elektricitet. Totalt omfattar projektet 225 km tunnlar och beräknas vara färdigbyggt år 2020 (Darling, 1992).

Den första etappen omfattar 89 km tunnlar, varav 77 km drivs med TBM. I inloppstunneln (36 km) består berget huvudsakligen av sandsten och lersten, utloppstunneln (41 km) går genom basalt. Tjockleken på basaltlagren varierar från några centimeter till tiotals meter. Olika basaltvarianter har identifierats med avseende på mängden blåsor (amygduler). Vid en undersökning av borrhälsar noterades att basalt med hög frekvens av blåsor bröts till viss del ner genom så kallad "crazing". Detta är ett svällningsproblem som kan uppstå i basalt med ett högt innehåll av mandelsten. Vid kontakt med vatten sväller materialet i basaltens blåsor. Vid avlastning, antingen i form av en borrhäls eller genom tunneldrift, spricker basalten upp i en mängd småsprickor. Basaltformationen har med tiden eroderats bort avsevärt, tjockleken kan ha varit flera km till skillnad mot dagens maximala tjocklek om 1.4 km. Den en gång stora bergtäckningen kan idag vara en av orsakerna till de problem som uppstått (Nord, 1994).

Vid TBM-drift i basalten släppte tunna skivor från taket, så kallad "spalling", omedelbart bakom TBM-huvudet. Detta skedde trots den relativt lilla bergtäckningen, (ca. 65 m.). En förklaring kan vara en kvarstående hög horisontell spänning i basalten, vilket i dagsläget ger ett mycket anisotropt spänningstillstånd. De viktigaste faktorerna som påverkar stabiliteten i tunneln är bergmassans hållfasthet samt förhållandet mellan de horisontella samt vertikala spän-

ningarna (Richards, 1992). Det kunde även påvisas hävning av sulan, hävningen kunde tydligt iakttas på betongelementen där rälsen var fäst. Förutom den spänningsrelaterade hypotesen kan en förklaring sökas i det ovan beskrivna "crazing" fenomenet. Samtidigt med stabilitetsproblemen i taket inträffade stabilitetsproblem vid fronten. Upp till 1/2 m³ stora basaltblock föll ur fronten, problemen var mest markanta där det var liten bergtäckning och sannolikt stor spänningsanisotropi. Några uttalade sprickgrupper kunde inte observeras, sprickfördelningen var snarare slumpmässig, men med en klar dominans av brantstående avkylningssprickor.

Blocken föll in mellan sadlarna på TBM-huvudet, smällarna upplevdes så kraftiga att det befarades att maskinen skulle brytas sönder. Som en första åtgärd minskades matningskraften, trots detta kom stora block ut på transportbandet. För att åtgärda problemet med infallande block från fronten var maskinens huvud tvunget att tätas. De lösa blocken tilläts inte falla in i utrymmet mellan sadlarna, därför beslutades att montera ett "false face" på borrhuvudet. På så sätt skapas en massiv front, där det endast är cuttrarna som sticker ut. Åtgärden visade sig lyckosam, problemen med infallande block från fronten upphörde och det var möjligt att lägga på fullt matningstryck igen. Problemen med infallande skivor från tak kvarstod dock och kräver fortlöpande förstärkning med bult, nät samt stålbågar (Nord, 1994).

6.5 Cypern - Dhiarizos vattenöverföringstunnel.

Tunneln är en del av ett vattenöverföringsprojekt där vatten transporteras från den västra delen (relativt riklig nederbörd) av Cypern till den östra (mindre nederbörd). Bakgrunden till projektet är Cyperns indelning i den grekcypriotiska (norra) samt den grekcypriotiska delen, mellan dessa båda delar har det under ett antal år pågått ett ständigt utbyte av vatten mot el. Vid en ovanligt lång period av torka insåg grekcyprioterna att situationen var ohållbar varför projektet initierades. Tunneln har en längd av 14.5 km och en diameter på 3.2 m (Darling, 1991).

Bergmassan utgörs av olika typer av kalksediment t.ex. krita, märgel, kalkhaltig siltsten samt kalkhaltig lersten. Bergtäckningen varierade huvudsakligen mellan 100 och 300 m men kan lokalt vara upp till 450 m. Sedimenten har en lagertjocklek som varierar mellan 0.06 -0.6 m och lagringen är den dominerande diskontinuiteten. Sprickor förekommer i alla lager och sprickplanen är subvertikala och oftast "slickensided" samt har en tunn lerfilm som beläggning.

Spänningssituationen i området är okänd eftersom det inte har utförts några spänningsmätningar i området p.g.a. förväntade osäkerheter i mätresultaten.

Det har antagits att kvoten mellan σ_h och σ_v varierar mellan 0.8 och 1.5. Detta betyder att horisontalspänningen bör vara i storleksordningen 6-11 Mpa vid 300 m bergtäckning och vertikalspänningen omkring 8 Mpa.

Den enaxiella tryckhållfastheten i mörkelen varierar beroende på vattenhalten varför det är svårt att erhålla representativa värden. För en vattenhalt på cirka 7 % är mörkelns enaxiella tryckhållfasthet 10-25 Mpa. För lagringsplanen har friktionsvinklarna för kalksten samt mörkel uppmätts till 19° respektive 33°. För båda materialen är kohesionen obefintlig.

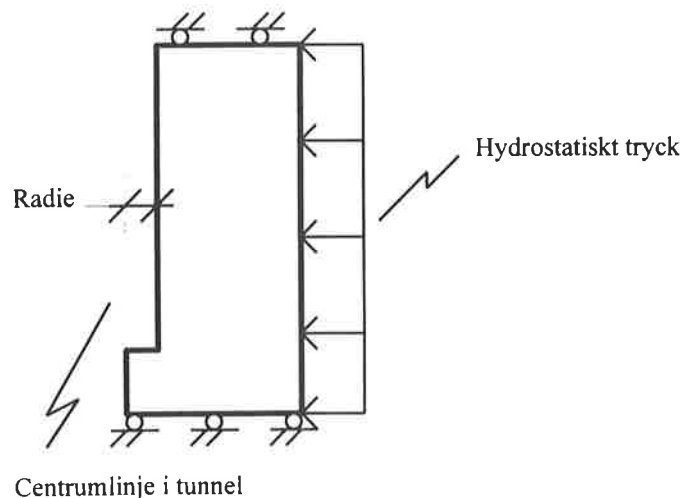
Med dessa värden på in-situ spänningar samt tryckhållfasthet verkar det mycket troligt att berget kommer att gå i brott i stora delar av den sträcka som drivs i mörkeln. Generellt så stämmer detta också med vad som har hänt i tunneln; där bergtäckningen var över 300 m så uppstod brott i väggarna längs tunneln. Brotten skedde till övervägande del som form av skjuvbrott längs lagringsplanen, men även i form av skjuvbrott som inte är direkt knutna till lagringsplanen. Det har även förekommit utknäckning i både tak och sula (Nord, 1994). Som förstärkning användes bultar, cementingjutna men även Swellex för förstärkning framför TBM-huvudet samt sprutbetong och stålågar. Kombinationen mörkel samt stor bergtäckning föranledde förstärkning med full ringförstärkning, där ågar och nät placerades omedelbart bakom borrhuvudet.

7 NUMERISKA ANALYSER

7.1 Modellbeskrivning

Ett flertal faktorer kan ge upphov till olika mängder eller typ av förstärkning i borrarad respektive borrarad/sprängd tunnel. De främsta orsakerna är säkerligen tvärsnittet samt den av sprängningen störda zonen runt tunneln. De skillnader i stabiliteten som föreligger, beroende på olika geometriska tvärsnitt, är mycket svår att kvantifiera. Detta då stabiliteten beror dels av spänningsförhållandena men även på de strukturer som förekommer i bergmassan. Genom att utnyttja numeriska beräkningsmetoder kan båda tunneltyperna tillskrivas samma geometriska tvärsnitt, varför andra orsaker till olika förstärkningsbehov kan studeras. De här utförda analyserna har skett genom finita differens modeller uppbyggda med koden FLAC (ITASCA, 1992).

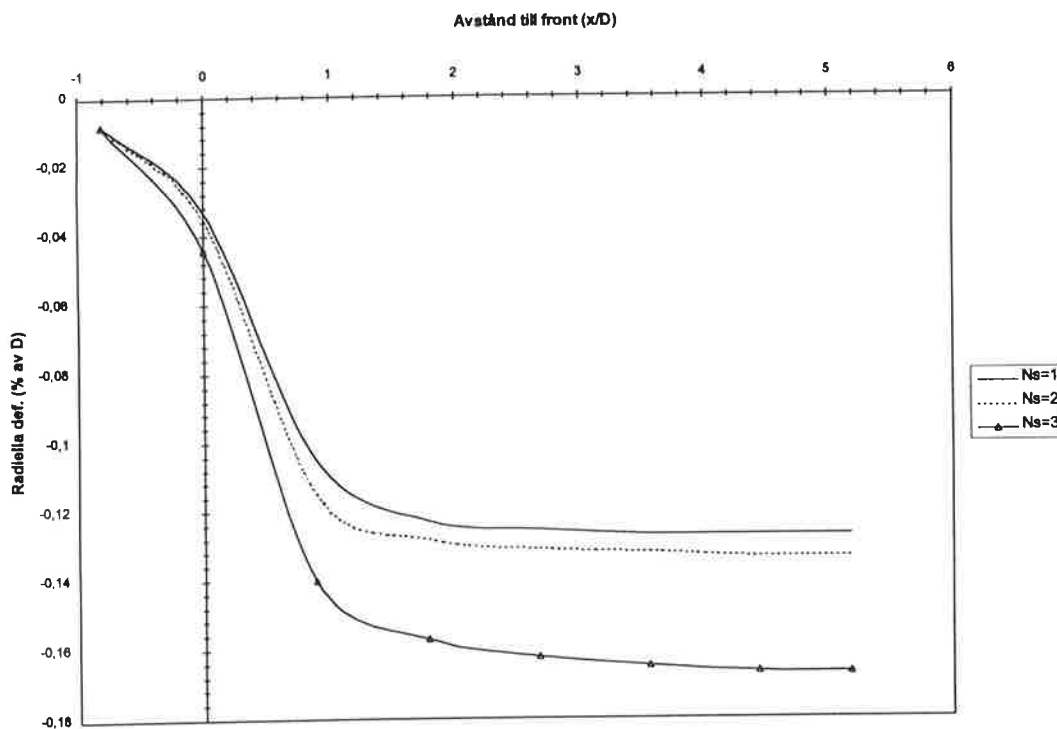
För att efterlikna de 3D-förhållandena som råder vid fronten användes axi-symmetri kring centrumlinjen av tunneln. Samtliga analyser har skett med hydrostatiska spänningsförhållanden. Materialmodellerna har varit elastiska alternativt elastiskt-plastiska enligt Mohr-Coulombs brottkriterium.



Figur 7.1 Principskiss av tunnelmodell i FLAC.

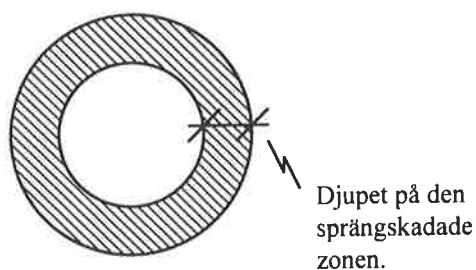
7.2 Analysresultat

De faktorer som undersökts är vilken effekt en från sprängningen störd zon, med varierande djup, har på deformationerna omkring tunneln, samt vilka effekter detta ger i form av ökade "förstärkningsinsatser". Vidare har borrhuvudets tryck mot fronten och dess påverkan på de radiella deformationerna studerats. Den sistnämnda har en underordnad betydelse för de radiella deformationerna i tunneln. Däremot reduceras deformationerna i fronten avsevärt. Stödet mot fronten har i denna analys antagits vara jämnt fördelat över hela tvärsnittsarean. Stödtrycket har erhållits genom att utnyttja kraftresultanten från trycket i hydraulcylindern och sedan fördela denna över tunnelarean. Analyser har utförts där stödtrycket varierat från $0.1 p_0$ till p_0 . Det är trots detta mycket svårt att finna några generella samband mellan deformationerna i fronten och trycket från TBM:en. Det kan dock påpekas att effekten av stödet mot fronten ger större effekt med ökad plasticering. De radiella deformationerna i TBM tunneln vid varierande plasticeringsgrad visas i figur 7.2.



Figur 7.2 Radiella deformationer i TBM-tunnel med varierande plasticeringsgrad. Där graden av plasticering uttrycks som $N_s = p_0/c$ (p_0 = hydrostatiska trycket, c = bergmassans kohesion, D = tunneldiameter).

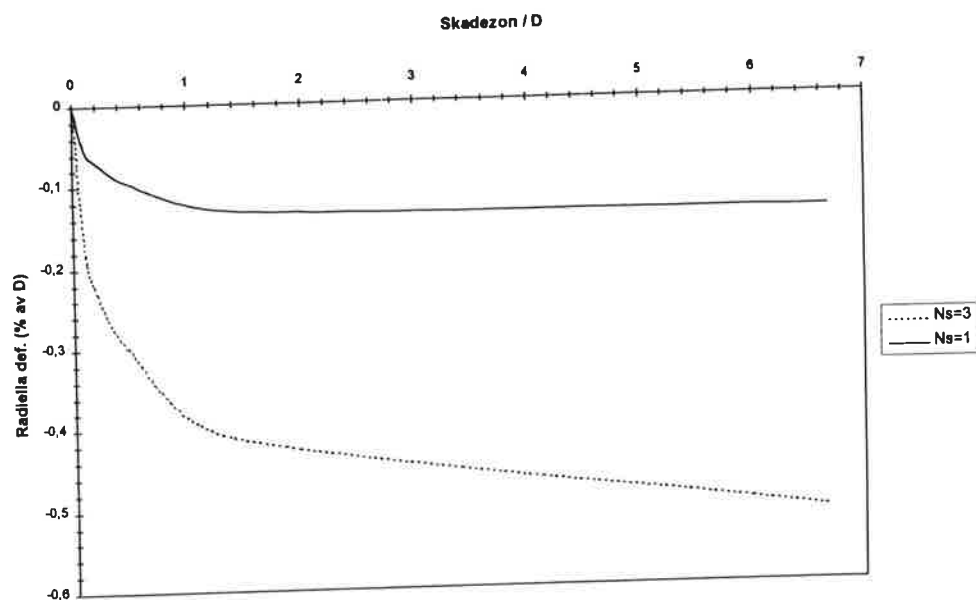
För att kunna simulera den sprängskadade zonen har erfarenheterna från Svar-tisen (Löset, 1992) utnyttjats. Genom omräkning med hjälp av Rutledge & Prestons (1978) samband mellan Q-värde och RMR, samt Serafim & Perieras (1983) korrelering mellan RMR och bergmassans E-modul, erhålls E-modulen på den sprängskadade zonen. Det är mycket svårare att uppskatta hur bergmassans friktionsvinkel samt kohesion förändras i den sprängskadade zonen. I de här utförda analyserna har det antagits att friktionsvinkeln är oförändrad och att kohesionen reduceras med 50 %. Tyvärr finns det mycket lite dokumentation som styrker detta antagande, det har dock påvisats vid injektering av sand att det främst är kohesionen som förbättras (Ruben, 1990). Jämförelsen kan motiveras av att det omvända förhållandet kan antas råda vid sprängning, det vill säga att reduceringen av den storskaliga hållfastheten sker främst genom att redan befintliga svaghetsplan blir ytterligare påverkade vid sprängningen. Som tidigare nämnts har djupet på den sprängskadade zonen varierats, orsaken till detta är osäkerheten som föreligger att med säkerhet bestämma djupet av denna, se figur 7.3.



Figur 7.3 Illustration av sprängskadad zon.

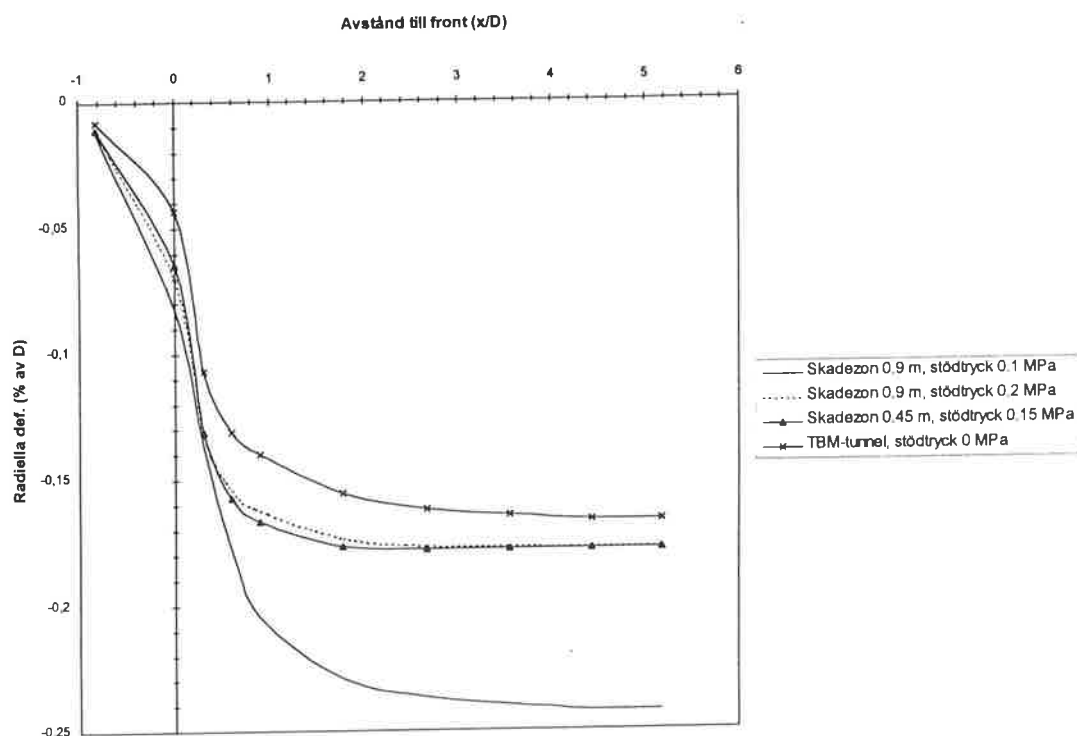
Vid försiktig sprängning kan den skadade zonen ha mycket liten utsträckning medan helt andra förhållanden föreligger i sulan (Andersson, 1992).

Analyserna har utförts med sprängskadade zoner, som varierats från 0.4 m till att innefatta hela modellen. I figur 7.4 redovisas deformationerna som en funktion av djupet på skadezonen, 5 D bakom fronten. Deformationerna har reducerats med de deformationer som uppstår vid en tunnel utan sprängskadad zon, varför deformationerna i figur 7.4 beror enbart på den sprängskadade zonen.



Figur 7.4 Deformationerna som funktion av djupet på skadezonen, 5 D bakom fronten.

Intressant med denna analys är att studera hur mycket förstärkning som åtgår för att deformationerna inte skall överstiga de deformationer som uppstår i TBM-tunneln. På detta sätt erhålls en enkel jämförelse på vad den sprängskadade zonen innebär i mängden förstärkning. Då det inte varit möjligt att kalibrera modellen mot uppmätta deformationer har förstärkningen approximerats med ett jämnt fördelat inre tryck verkande över hela tunnelranden. Detta antagande om att förstärkningen omedelbart verkar mot tunnelranden är naturligtvis en grov förenkling av verkligheten. Orsaken till detta förfarande är svårigheten att simulera enskilda förstärkningselement och hur dessa samverkar dels med varandra men även med bergmassan. Genom att förenkla funktionen av förstärkningen på detta sätt undviks en introduktion av ytterligare variabler och osäkerheter i modellen. Figur 7.5 visar att en tunnel med en av sprängningen störd zon på 0.45 m kräver ett inre stödtryck på 0.15 MPa innan deformationerna är i nivå med de deformationer som uppträder i motsvarande oförstärkta TBM-tunnel. Då den störda zonen är 0.9 m krävs ett stödtryck på 0.2 MPa. Genom att utnyttja Q-systemets tabeller kan en grov uppskattning på förstärkningsmängd och typ erhållas för respektive stödtryck.



Figur 7.5 Exempel på deformationer i tunnel med sprängskadad zon och varierande stödtryck, $N_s = 3$.

7.3 Diskussion

Ett antal antaganden och förenklingar har gjorts i de genomförda analyserna. Trots detta visar resultaten att en av sprängningen störd zon har stor effekt på de radiella deformationerna. Vidare framgår det att tillväxten av deformationer på grund av den störda zonen, snabbt upphör då djupet av den störda zonen blir större än en tunneldiameter.

Sammanfattningsvis måste den störda zonens utbredning och effekt på bergets mekaniska egenskaper preciseras. Vidare bör numeriska analyser av effekten från den störda zonen studeras med hjälp av numeriska koder där materialet i modellen kan representeras som ett diskontinuum.

8 STATUS OCH BEHOV AV UTVECKLING

Litteraturstudien ger en möjlighet att avgöra hur väl utvecklad dimensioneringstekniken för förstärkning av fullborrade tunnlar är. Uppfattningen om att det finns ett fast förhållande mellan en fullborrade tunnel samt en sprängd tunnel verkar vara en alltför generell slutsats. Studien visar också att uppfattningen om att kostnaderna för förstärkning i TBM-tunnlar är marginella i jämförelse med totalkostnaderna är felaktig.

Dimensionering av alla typer av förstärkning baseras idag huvudsakligen på empiriska samband. Erfarenheter från tidigare projekt och observerade instabiliteter, nyttjas indirekt genom empiriska klassificeringssystem och enkla analytiska samt numeriska analyser, då typ av förstärkning skall fastställas i ett nytt projekt. För att kunna ta vara på tidigare erfarenheter är det väsentligt att den geomekaniska miljön är likartad, eller att den tillsammans med förekommande brottmekanismer beskrivits så väl att det direkt kan avgöras vad som överensstämmer med aktuella förhållanden och vad som måste modifieras i design-tekniken. Utifrån den studerade litteraturen inom ämnet kan det konstateras att:

- merparten av den empiriska kunskapen kan spåras till borrade/sprängda tunnlar,
- beskrivning av skador och sönderbrytnings-mekanismer saknas ofta,
- de geologiska förhållandena är oftast ofullständigt beskrivna,
- detaljerad beskrivning av utförd förstärkning är oftast bristfällig,
- många av de TBM-tunnlar som har överskridit projektiden har drivits i berg med mycket skiftande förhållanden.

Mekaniska modeller av förstärkningssystemens funktionssätt är bristfälliga och sker generellt genom grova förenklingar. Det finns därmed betydande brister i förmågan att bestämma när instabiliteten inträffar samt hur den utvecklas. Det är också svårt att finna detaljerade beskrivningar av skador och brottformer i litteraturen, till stor del beroende på avsaknaden på systematik för kvantitativ beskrivning av bergskador och brott i förstärkningen. I och med att brottmekanismerna är sparsamt dokumenterade är det också svårt att avgöra om framtagna dimensioneringsregler är applicerbara i andra sammanhang. Bestämmandet av den storskaliga hållfastheten utgör fortfarande ett stort problem inom tillämpad bergmekanik.

Förmågan att förutspå den slutliga förstärkningsmängden bestäms till stor del utifrån de förundersökningar som finns tillgängliga. I praktiken betyder detta att i skiftande bergförhållanden är förmågan att förutspå mängden av förstärkning sämre än för tunnlar som drivs i berg med mer konstanta egenskaper. Slutsatsen av detta är att förundersökningar som visar på skiftande bergförhållanden borde leda till mer detaljerade undersökningar, för att därigenom minimera driftproblemen. Alternativet till den mer omfattande undersökningen är att design av förstärkning kan ske samtidigt som tunneln drivs, då tunneln kan nyttjas för att erhålla mer detaljerad information om bergförhållandena. Detta förutsätter att designprinciperna blir enklare än vad fallet är idag. Nackdelen med det senare förfarandet är en ökad osäkerhet i mängden förstärkning som måste appliceras, vilket då måste regleras i kontraktformen.

Brady och Brown (1993) har genom att betrakta mekaniken av samverkan mellan berg och förstärkning, utvecklat enkla och generella principer för att vägleda förstärkningsarbetet. Dessa principer är inte menade att gälla för att erhålla stöd åt enskilda block påverkade av egentygden, utan snarare för det mer generella fallet då en likformig deformation på tunnelranden kan förväntas. Principerna är som följer:

- Installera förstärkningen nära fronten så snart som möjligt efter utbrytningen.
- Det bör vara god kontakt mellan berg och förstärkning.
- Deformationsegenskaperna hos förstärkningen bör vara sådana att de kan anpassa sig till deformationerna på tunnelranden.
- Förstärkningssystemet skall förhindra att de mekaniska egenskaperna försämras på grund av vittring.
- Upprepad borttagning och ersättning av förstärkning bör undvikas.
- Förstärkningssystemet skall vara lättanpassat till ändrade bergförhållanden och tunnel storlek.
- Förstärkningssystemet skall blockera fronten minimalt.

Vid belastningsprov på ung sprutbetong har det visat sig att en tidig belastning avsevärt sänker den slutliga lastbärande förmågan. I praktiken innebär detta att sprutbetong som appliceras nära fronten erhåller sämre hållfasthetsegenskaper än de förväntade. Detta faktum är alltså motsägande med den första av ovan-

stående punkter, men med vetskap om den reducerade hållfastheten kan förstärkningen dimensioneras därefter.

Ovanstående principer är av mycket allmän natur, framtida designmetoder bör istället baseras på representativa mekaniska modeller för beteendet på förstärkning och omgivande berg. Verkligheten måste då identifieras så precist att väl grundade mekaniska modeller kan baseras på denna. Numerisk analys kan i större utsträckning användas för att simulera brottmekanismer i fullborrade tunnlar. De kan samtidigt tjäna som hjälpmedel för att identifiera styrande mekanismer. Utifrån detta kan mekaniska modeller för förstärkningens funktionsätt ställas upp. Två steg i denna utveckling är:

1. I högre grad instrumentera TBM-tunnlar för att verifiera de mekaniska modellerna samt de oftast antagna hållfasthetsparametrarna för bergmassan. Eftersom konventionell mätteknik medför praktiska problem vid TBM-drift, måste fungerande mätsystem för TBM-tunnlar utvecklas och standardiseras.
2. Det bör ytterligare undersökas hur det omgivande berget påverkas av drivning som sker med borrhning respektive borra/spräng. Då främst med avseende på hur bergets mekaniska egenskaper påverkats i skadezonen samt hur stor zon kring tunneln som påverkas. I detta sammanhang främst för att med större säkerhet kunna analysera hur berget reagerar vid drivning med respektive metod. Resultaten kan sedan användas för att med större precision uppskatta skillnader i erforderlig förstärkning mellan de två drivningsmetoderna. Med bättre vetskap om den störda zonen kan även mängden inläckande vatten säkrare fastställas för respektive drivningsmetod.

På grund av ekonomiska och praktiska överväganden har flertalet av de tusentals kilometer av tunnlar, som årligen drivs världen över, inte fördelen av en kontinuerlig deformationsmätning. Trots detta måste beslut fattas angående designen både före och under byggandet. Oavsett hur många sofistikerade bergmekaniska testprogram och numeriska analyser som utförs, är en ständigt återkommande fråga i detta sammanhang följande: Är de framräknade bultavstånden, sprutbetongens tjocklek eller vidden på oförstärkt spann optimal i just denna typ av bergmassa ?

Genom att jämföra de beräknade värdena med något klassificeringssystems förslag, erhålls en god uppfattning om beräkningarna är rimliga eller ej. Även om klassificeringssystemen blir mer och mer använda runt om i världen, så är de fortfarande under utveckling, och det finns inget ensamt accepterat system. Användaren kan själv välja bland kända system eller konstruera ett eget som uppfyller de egna önskemålen på bästa sätt. Empiriska designmetoder har, teo-

retiskt sett, fördelen av att förbättras med åren. Eftersom systemen hela tiden förbättras med ett utökat antal projekt och bergförhållanden som inryms i den ackumulerade erfarenheten, Franklin (1993). En uppenbar risk är dock att systemens rekommendationer angående mängd och typ av förstärkning endast ökar med tiden. Projekt där den rekommenderade förstärkningen ej uppfyller kraven inryms i den samlade erfarenheten. När tillräckligt många projekt inom en bergklass ej uppfyller kraven förskjuts gränsen uppåt. För att gränserna skall balanseras nedåt krävs att utformningen av förstärkningen medvetet utförs med mindre förstärkning än den rekommenderade, vilket är tveksamt med den risk detta innebär.

Utvecklingen av klassificeringssystem är bra, men oftast används metoderna i projekteringsfasen men mer sällan vid fronten. Vid vissa tillfällen är valet av förstärkning baserat på deformationsmätningar vid fronten. I andra system är valet av förstärkning baserat på geotekniska förhållanden vid fronten. Båda systemen kräver att en geolog eller ingenjör är närvarande kontinuerligt vid utformningen av förstärkningen. Tarkoy (1991) pekar på svårigheterna att följa ett givet designkoncept. En av orsakerna är den mänskliga faktorn, som spelar en stor roll vid skiftande bergförhållanden. Som exempel nämns tunnelarbeten där förhållanden skiftar från oförstärkt till förstärkt och sedan tillbaka till oförstärkt ett flertal gånger. Under dessa förhållanden tenderar förstärkningen att appliceras längre och längre på sträckor som egentligen inte skulle behöva någon förstärkning. Detta beror på pessimism, konservatism eller förväntningar om ogynnsamma bergförhållanden.

En annan orsak till felaktig applicering av förstärkning kan vara utrymmesskäl, vilket framför allt gäller borrarade tunnlar. Det kan anses som mycket svårt att upprätthålla god beredskap vid fronten för t.ex. 6 olika förstärkningssystem om dessa skiljer sig åt allt för mycket. Detta kan dels leda till att även om förhållandena förändras så är det enklare att applicera samma förstärkning som i tidigare bergsklasser än att plocka in nytt material och utrustning. Alternativt kan det leda till stora tidsförluster på grund av en ständig transport av material utifrån och avsaknad av kontinuitet i arbetet. Erfarenhet visar att förseningar av den här typen kan vara så stora som 25-40 % av den totala tiden.

Vid val av TBM måste detta val alltid styras av de sämsta bergklasserna som kan förväntas. I dåligt berg är det viktigt att ha mycket utrymme mellan borrhuvud och grippers för att kunna applicera bergförstärkning så snabbt och så nära som möjligt bakom fronten. En maskin med två gripprar har en fördel i dåligt berg då den lättare kan röra sig igenom krosszoner där sulan kan vara instabil. Den kan flyttas framåt eller bakåt lättare, så att det är möjligt att arbeta framför borrhuvudet. Ilbau har funnit att detta är en stor fördel både vid Gosensass tunneln och Camporosso tunneln. Det har också visat sig vara en fördel

att arbeta med en maskin utan sköld. En sköld på maskinen är ofta mer i vägen än den är till nytta, risken ökar också att maskinen kläms fast vid långvariga driftstopp. Maskinen bör även ha en öppning i borrhuvudet, vilket är ett måste om arbete skall ske framför borrhuvudet. Storleken på öppningen genom borrhuvudet bör ökas något, för att enklare få fram både manskap och utrustning vid mycket dåliga bergförhållanden. Ett alternativ kan vara att placera en liten rodheader på sidan av borrhuvudet för att kunna vidga delar av tunneln när så erfordras. Det är också mycket viktigt att kunna driva tunneln så snabbt som möjligt i de rådande förhållandena. Om en tunnel har 10 % dåligt berg och 90 % bra berg, kan de sektioner med dåligt berg lätt förbruka 50 % av den totala drifttiden.

Vid inträngning i dåliga partier stiger nettoindriften och strömförbrukningen, vilket kan fungera som en signal till operatören om möjligt dåligt berg. Därför kan det vara bra att på förhand ha en gräns för hög indrift/låg matningskraft där operatören stoppar maskinen för att en undersökning av framförliggande berg skall kunna ske. Denna tidsförlust kan vara billigt som alternativ till att maskinen fortsätter in i de dåliga partierna med åtföljande ras och driftstopp som följd.

Tidigare har det oftast talats om begränsningar för att använda TBM-maskiner i berg med hög hållfasthet. I framtiden måste det även kvantifieras vilka faktorer som begränsar användandet av en osköldad maskin i dåligt berg. En begränsande faktor kan vara tunnelns "stand up time", varför mekanismerna bakom detta ytterligare bör utredas. Det är dock allmänt känt att med ökad diameter så minskar "stand up time". Detta faktum visar att dagens metod att utvidga tunneln i dåliga partier för att rymma förstärkningen kan diskuteras.

REFERENSER

Amstad, C., Kovari, K., (1993), "The Swiss Experience", Tunnels & Tunneling, December, pp. 23-26, vol. 25, ISSN 0041-414X.

Andersson, P., (1992), "Skadezon vid tunneldrivning", Seminarium oktober 1992, SveBeFo Rapport 8, ISSN 1104-1773.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J., (1974), "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6, pp. 189-236.

Barton, N. (1976), "Recent experiences with the Q-system of tunnel support design." Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, A.A. Balkema, Vol.1, pp. 107-117; session report, Vol. 2, pp. 167-172.

Barton, N., (1983), "Application of Q-system and index tests to estimate shear strength and deformability of rock masses." Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, I.A.E.G., Lisbon, Vol. 2, pp. II 51- II 70.

Barton, N., (1988), "Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system", Rock classification for engineering purposes, ASTM STP 984.

Barton, N., Grimstad, E., Aas, G., Opsahl, O.A., Bakken, A., Johansen E.D., (1992), "Norwegian method of tunneling", World Tunneling, pp. 231-238, vol.5, ISSN 0956-8700.

Beitnes, A., (1991), "Fullprofilboring av tunneler og sjakter - sikring og sikringsarbeider", Norske Sivilingeniørs Forening, Kursmtrl., Mai, SAS Royal Hotel, Bodö, O.T Blindheim A/S.

Bieniawski, Z. T., (1973), "Engineering Classification of Jointed Rock Mass", Transactions of the South African Institution of Civil Engineering, Vol. 15, No. 12, pp. 335-344.

Bieniawski, Z. T., (1976), "Rock Mass Classifications in Rock Engineering", Proc. Symposium Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, A. A. Balkema, Vol.1, pp.97-106.

Bieniawski, Z. T., (1978), "Determining rock mass deformability: experience from case histories", Int. J. Rock Mech., ISRM, Montreaux, Vol.2, pp. 41-48.

Bieniawski, Z. T., (1984), "Rock Mechanics design in mining and tunneling", AA Balkema.

Bieniawski, Z. T., (1989), "Engineering Rock Mass Classification - a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering", WILEY, ISBN 0-471-60172-1.

Boniface, A., (1985), "Support requirement for machine driven tunnels", South African Tunneling, First Quarter, pp. 7.

Brady, B. H. G., Brown, E. T., (1993), "Rock Mechanics for Underground Mining", ISBN 0 412 47550 2.

Butler, A.G., (1990), "Classex - an Expert System for Rock Mass Classification and Tunnel Design", Master of Science Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.

Chang, Y., (1994), "Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock - A Rock Mechanics Study", Doctoral Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Darling, P., (1991), "The world longest single TBM drive", Tunnels & Tunneling, September, pp. 21-23, vol. 23, ISSN 0041-414X.

Darling, P., (1992), "Double benefit for southern Africa", Tunnels & Tunneling, September, pp. 20-24, vol. 24, ISSN 0041-414X.

Darling, P., (1992), "Fifth time is proving lucky at Yacambu", Tunnels & Tunneling, October, pp. 17-19, vol. 24, ISSN 0041-414X.

Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., Cording, E. J., (1967), "Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock", Failure and Brakage of Rock, C. Fairhurst, Ed., Society of Mining Engineers of AIME, New York, pp. 237-302.

Deere, D. U., Peck, R. B., Parker, H. W., Moneses, J. E., Schmidt, B., (1970), "Design of Tunnel Support Systems", Highway Research Record, No. 339, pp. 26-33.

Duncan-Fama, M.E., (1993), "Numerical Modeling of Yield Zones in Weak Rock", CSIRO, Australia, in Comprehensive Rock Engineering, Hudson, J. A. Ed.

Einstein, H. H., Steiner, W., Baecher, G. B., (1979), "Assessment of Empirical Design Methods for Tunnels in Rocks", Proc. 4th Rapid Excavation Tunneling Conference, AIME, New York, Vol. 1, pp. 683-706.

Filcek, H., (1993), "Fundamentals of Mine Roadway Support Design: Rock-Support Inter-action Analysis", University of Mining and Metallurgy, Cracow, Poland, in Comprehensive Rock Engineering, Hudson, J. A. Ed.

Franklin, J. A., (1993) "Empirical Design and Rock Mass Characterization", University of Waterloo, Ontario, Canada, in Comprehensive Rock Engineering, Hudson, J. A. Ed.

Hanafy, E.A., (1980), "Advancing Face Simulation of Tunnel Excavations and Lining Place-ment", Underground Rock Eng., 13th Canadian Rock Mechanics Symp. sid. 119-125.

Hoek, E., (1994) "Rock mechanics for underground mining in hard rock", Koncept.

ITASCA, (1992), Consulting Group, Inc., "FLAC-manual".

Jaeger, J.C., Cook, N.G.W., (1979), "Fundamentals of rock mechanics", 3rd edn., Chapman and Hall, London.

Johannessen, O., Bruland, A., Lohannessen, S., Lislerud, A., Movinkel, T., (1983), "Fullprofilboring av tunneler", Prosjektrapport 1:83, Universitetet i Trondheim, Norges Tekniske Høgskole.

Kirsch, G., (1898), "Die theorie der elastizitat und die bedürfnisse der festigkeitslehre", Veit. Ver. Deut., Ing. 42, pp. 797-807.

Kirsten, H.A.D., (1988), "Discussion on RMR system", Rock Classification for Engineering Purposes, A.S.T.M. STP 984, Louis Kirkaldie ed., Philadelphia, pp. 32-33.

Kovári, K., (1993), "Erroneous Concepts behind NATM", Swiss Federal Institute of Technology Zurich, Lektionsmaterial

Ladanyi, B., (1993), "Time-dependent Response of Rock Around Tunnels", E'cole Polytechnique, Montreal, Quebec, Canada, in Comprehensive Rock Engineering, Hudson, J. A. Ed.

- Lauffer, H., (1958), "Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau", Geologie und Bauwesen, Vol.24, pp. 46-51.
- Lee, Y. N., (1993), "Tunneling in Korea", Hyundai Engineering & Construction, Seoul, bidrag Fjellsprengningskonferansen, Oslo, Norge, ISSN 0802-8028.
- Löset, F., (1992), "Support needs compared at the Svartisen road tunnel", NGI, Tunnels & Tunneling, June, pp. 53-55, vol. 24, ISSN 0041-414X.
- Martin, D., (1988), "TBM tunneling in poor and very poor rock conditions", Tunnels & Tunneling, March, pp. 22-28, vol. 20, ISSN 0041-414X.
- Nord, G., (1994), "Aktuella TBM-projekt Intressanta ur Bergmekaniks Synvinkel", Arbetsrapport, Robbins Europe AB.
- Nordlund, E., Rådberg, G., (1994), "Bergmekanik", Avd. för Bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.
- Palmström, A., (1993), "The New Austrian Tunneling Method (NATM)", Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk, pp. 31.1- 31.20, ISBN 82-91341-04-4.
- Pacher, F., (1975), "The development of the New Austrian Tunneling Method and the main features in design work and construction", Proc. 16th Symp. on Rock Mechanics, pp. 223-232.
- Rabcewicz, L., (1964), "The new Austrian tunneling method", Water Power, Part 1 and 2, Nov. 1964, pp. 453-457, 511-515.
- Richards, J.A., Remmer, F., Sharp, J.C., (1992), "Design and Construction of a Segmental Lining for a Machine Bored Tunnel - Delivery Tunnel North Lesotho Highlands Water Project", TUNCON '92, S.Afr. National Council on Tunneling, Sept., pp. 147-156, ISBN 0-620-16998-2.
- Ruben, H., (1990), "Chemical Grouting", Marcel Dekker, Inc.
- Rutledge, J., Preston, R. L., (1978), "Experience with Engineering Classifications of Rock for the Prediction of Tunnel Support", Proceedings International Tunneling Symposium, Tokyo, pp. A-3-1:7.
- Sauer, G., (1988), "Further insights into the NATM", Tunnels & Tunneling, July, pp. 35-39, vol. 20, ISSN 0041-414X.

Serafim, J.L., Periera, R., (1983), "Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski", Proc. Int. Tunneling Symp., Tokyo, pp. A3.1-A3.7.

Stille, H., (1984), "Bultförstärkning av bergtunnlar - analys med hjälp av ground reaction curve", Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo 151:1/84.

Sundin, N-O., (1991), "Prognosmodell för fullborrning av tunnlar", Licentiatuppsats, Avd. för Bergteknik, Tekniska Högskolan i Luleå, 1991:08 L, ISSN 0280-8242.

Sundin, N-O., (1992), "Fullborrning av Ormentunneln, Stockholm", Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo 451:1/92.

Tarkoy, P.J., (1991), "Appropriate support selection", Tunnels & Tunneling, Oct., pp. 42-45, vol. 23, ISSN 0041-414X.

Terzaghi, K., (1946), "Rock Defects and Loads on Tunnel Support", Rock Tunneling with Steel Supports, R. V. Proctor, T. White, Eds., Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, pp. 15-99.

Toolanen, B., (1992), "Integrerat tunnelborrningssystem för klippens kraftstation", Svenska Kraftbyggarna Entreprenad AB,

West, G., (1988), "Innovation and the Rise of the Tunneling Industry", Cambridge University Press, ISBN 0-521-33512-4.

Wickman, G. E., Tiedemann, H. R., Skinner, E. H., (1972), "Support determination based on geologic predictions", RETC, AIME, New York, pp. 43-64.

Östfjord, S., Nord, G., (1994), "Lägesrapport Hallandsåsen", Svenska Kraftbyggarna Entreprenad AB.