© 2026 Svenska Bergteknikföreningen och författarna/Swedish Rock Engineering Association and authors.

MOT HÅLLBAR TYPFÖRSTÄRKNING MED NYTÄNKANDE ANALYSMETOD

DESIGNING A SUSTAINABLE ROCK SUPPORT SYSTEM: AN INNOVATIVE ENGINEERING APPROACH

Fredrik Andersson, Region Stockholm (GeoMind)
Louise Sjölund, Region Stockholm (GeoMind)
Björn Stille, Region Stockholm (TriEng)

SAMMANFATTNING

Vid planering för tunnelbaneutbyggnad mellan Fridhemsplan och Älvsjö genomförs en översyn av typförstärkningen i projektet. Den nya typförstärkningen är i större utsträckning än normalt dimensionerad för strukturgeologiska förhållanden baserat på undersökning och av liknande geologi.

Verifiering av lösningen görs i projekteringsskedet med Rocscience – Unwedge. Analysen innehåller också en analytisk sprickmodell för att beakta den modellosäkerhet som programmets sätt att beräkna skjuvmotstånd medför.

Resultatet har medfört en optimerad förstärkning med mindre bultdimension och tunnare sprutbetong än traditionellt. Förstärkningen är också utformat med ett minimalt antal variabla bultavstånd och sprutbetongtjocklek. Parametervalen är också gjorda för att möjliggöra ett produktionsmässigt utförande med god flexibilitet.

Bergförstärkning, Rocscience-Unwedge, Strukturgeologi, Samverkan berg/förstärkning, Analytisk lösning-blockstabilitet

SUMMARY

During the planning phase of the Stockholm metro expansion between Fridhemsplan and Älvsjö, a review of the typical rock support system was initiated. The new design is based on the structural-geological conditions along the route in a higher degree than common.

To verify these solutions, Rocscience Unwedge is utilized during the design stage. Furthermore, the analysis incorporates an analytical model to account for model uncertainties regarding the software's calculation of the shear resistance.

This approach has resulted in an optimized rock support system featuring smaller bolt dimension and thinner shotcrete than traditional. The system minimizes the number of variations in bolt spacing and shotcrete thickness.. These parameters have been selected to ensure high production rate flexibility and efficient execution.

Rock support, Rocscience-Unwedge, Structural Geology, Interaction rock mass to rock support, Analytical wedge stability solution

1 INLEDNING

En ny tunnelbanelinje mellan Fridhemsplan och Älvsjö ska binda ihop centrala och södra Stockholm. Den nya tunnelbanelinjen blir ca 8 km lång och får sex nya stationer. Linjen omfattar två enkelspårstunnlar, som ska utföras med TBM. Bergschakt för plattformsrum, mellanplan, serviceutrymmen och liknande ska utföras med borra-sprängteknik och förstärkas konventionellt med ingjutna bultar och sprutbetong.

Figur 1 *Tunnelbanelinje mellan Fridhemsplan och Älvsjö med sex nya stationer.*

2 GEOLOGI

Dominerande bergarter inom undersökningsområdet är granitiska bergarter (granit-grå, granit-rosa/röd, gnejsgranit) och sedimentär gnejs (sedimentådergnejs).

Dimensionering av typförstärkning förutsätts inte vara tillämplig för svaghetszoner motsvarande $RMR_{bas} < 45$. Förekommande dominerande svaghetszoner förväntas dock vara belägna inom de delar som utförs med TBM, dvs där typförstärkningen inte är tillämplig

Strukturgeologi och orientering av dominerande sprickgrupper har antagits vara av stor betydelse för dimensioneringen. Detta avviker i någon mån från tidigare projekt, där geologiska förhållanden i princip motsvarat en bergklassfördelning enligt något klassificeringssystem och där strukturernas orientering förutsatts vara de teoretisk mest ogynnsamma, för att erhålla en helt generisk teknisk lösning.

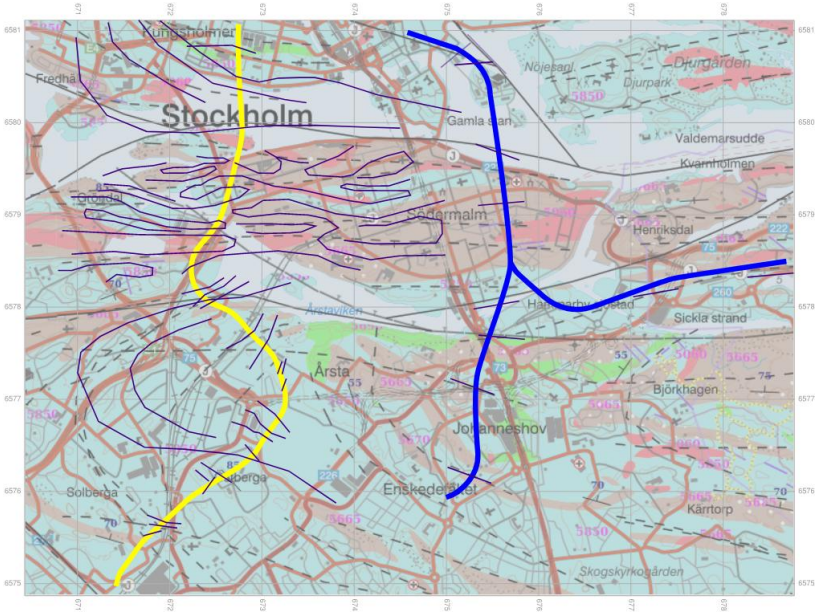
Allmänna strukturgeologiska förutsättningar sammanfattas kortfattande enligt följande: Huvudsprickgrupper inom respektive strukturgeologisk domän förutsättas vara a) en dominerande huvudsprickgrupp orienterad parallellt bergartens foliation, b) en underordnad huvudsprickgrupp orienterad vinkelrät bergartens foliation och c) en huvudsprickgrupp med flack stupning.

Baserat på tunneldrivning i liknande geologi konstateras att den enskilt mest dominerande sprickorienteringen följer gnejsens foliationsriktning (foliations-, eller foliationsparallella sprickor) och att sprickor eller sprickgrupper med annan orientering förekommer underordnat eller mycket underordnat.

Foliationsriktningen har undersökts i projektet och framgår som linjer (violett) Figur 2, återgiven tillsammans med spårlinjen för tunnelbaneutbyggnaden mellan Fridhemsplan och Älvsjö (gul linje). Av figuren framgår även motsvarande information för tunnelbanans förlängning mot Nacka och Söderort (blå linje).

Erfarenhetsmässigt är sprickorienteringen i tunnelbanans utbyggnad mot Söderort gynnsam ur stabilitetssynpunkt, där som framgår figuren, den västra förgreningen mot Söderort i huvudsak är vinkelrät med foliationsriktningen. Inom den östra förgreningen, mot Nacka är erfarenheten i stället att ogynnsamma förhållanden förekommit i avsnitt med uppsprucket berg och där foliationsriktningen är parallell med tunnelriktningen.

Trots den storskaliga veckning som förekommer i linjens södra del kan strukturgeologin även för gul linje förutsättas vara övervägande gynnsam. Det kommer sig av den kurvatur som linjedragningen följer inom samma område.



Figur 2 *Övergripande redovisning av strukturgeologi enligt respektive utbyggnadsprojekt, blå linje till Nacka/Söderort och gul linje mellan Fridhemsplan och Älvsjö.*

3 DIMENSIONERING

Dimensioneringen följer i möjlig mån den ursprungliga förvaltningsgemensamma typförstärkningen, tex avseende fördelning av spännviddsklasser och bergkvalitetsklasser, förutsatta egenskaper för sprickornas hållfasthet och bergmassans mekaniska egenskaper.

Arbetsgången vid dimensioneringen följer följande arbetsgång:

- Parameterstudie RMR och Q
- Preliminära förstärkningsförslag enligt Q
- Analys av blockstabilitetmed Unwedge
- Analytisk analys av blockstabilitet
- Dimensionering av sprutbetong

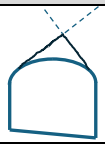
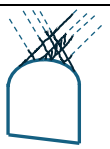
3.1 Parameterstudie RMR och Q

En parameterstudie är utförd med syfte att utvärdera hur valda RMR_{bas}-intervall för respektive bergklass, A (≥75), B (60-74) och C (45-59) motsvarar de intervall för Q som utgör gränser mellan bergklasserna enligt Q-systemet för vilka den rekommenderade förstärkningen avser.

Eftersom valda bergklassintervall enligt RMR-systemet avser det okorrigerade basvärdet, RMR_{bas}, behöver en utvärdering av Q-systemets tillämplighet göras då de empiriska samband mellan RMR och Q som förekommer avser korrigerade värden, dvs för du fullt använda systemen.

Baserat på bärighetsmodellen i Tabell 1, kan en parameterstudie genomföras för att identifiera lämpliga intervall/gränser för RMR_{bas} och motsvarande Q-värden. Ingenjörsmässigt valda parametervärden i studien framgår av Tabell 2.

Tabell 1. Beskrivning av konceptuell geologisk modell och bärighetsmodell

Fall	Konceptuell modell	Beskrivning
I		Strukturer bildar enstaka block – förstärks med selektiv bult. Mindre block kan bäras av sprutbetong med vidhäftning. Sprickytor är ondulerande, släta eller råa och ovittrade Blockstorleken begränsas av spännvidd och sprickytornas skjuvmotstånd
II		Medel- till småblockigt berg – förstärks med systematisk bultning och sprutbetong. Systematisk bultning kan kompletteras med selektiv bult vid behov. Sprickor kan vara relativt släta och vågformiga, eventuellt med beläggning på sprickytor
III		Medel till småblockigt berg med mindre svaghetszoner – förstärks med systematisk bultning och sprutbetong. Sprickytor är relativt plana och släta, eventuellt med tunn överkonsoliderad sprickfyllnad (lera) i zoner.

Tabell 2. Parameterstudie enligt Q-systemet (tv) och enligt RMR-systemet (th)

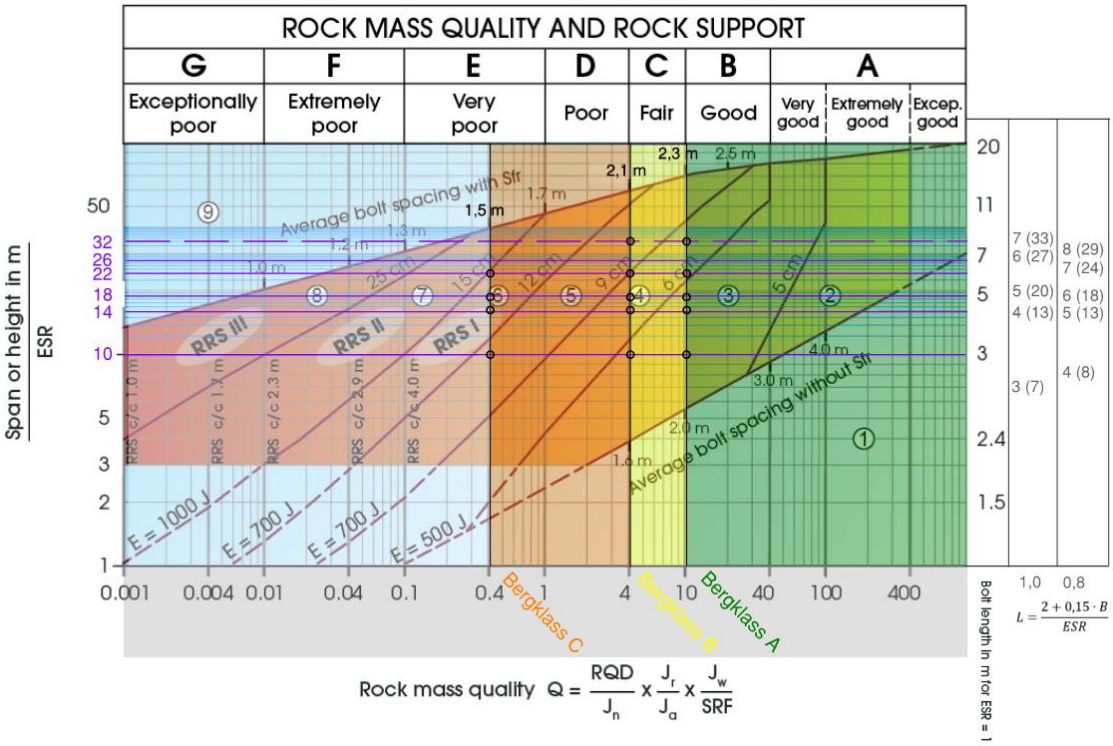
Parameter	Fall I	Fall II	Fall III
RQD	100	90 – 100	75 – 90
J_n	9	9 – 12	9 – 12
J_r	2 – 4	2 – 4	1 – 2
J_a	1 – 2	1 – 4	4 – 6
J_w	1	1	1
SRF	1	1	1
Q –intervall	***≥ 10***	***4 – 10***	***1 – 4***

Parameter	Fall I	Fall II	Fall III
Hållfasthet intakt berg	12	12	7
RQD	20 (100)	17-20 (90)	13-17 (75)
Sprickavstånd	10-20	8-15	5-15
Sprickegenskaper	16-30	9-24	6-19
*Sprickl*ängd	*0-6*	*0-2*	*0-1*
*Sprickö*ppning	*4-6*	*1-5*	*0-4*
Råhet	*3-6*	*3-5*	*3-5*
Sprickfyllning	*4-6*	*2-6*	*2-4*
Vittring	*5-6*	*3-6*	*1-5*
Grundvatten förhållande	15	15	15
RMR_{bas} intervall	***73 - 97***	***61 - 86***	***46 - 73***

Detta indikerar att projektets bergklassindelning A – C enligt valda intervall för RMR_{bas} motsvarar Fall I till III enligt den antagna bärighetsmodellen.

3.2 Preliminära förstärkningsförslag enligt Q-systemet

Q-systemet har använts sedan 70-talet och är en empirisk metod baserad på utvärdering av utförd förstärkning i ett stort antal tunnlar. Q-systemet har uppdaterats med data vid upprepade tillfällen och den som refererats här framgår av NGI – Norges Geotekniska Institutt (NGI, 2022).



Figur 3 *Förstärkningsdiagram enligt Q-systemet med markerade spännviddsklasser och bergkvalitetsklasser.*

I förstärkningdiagrammet enligt Q-systemet är rekommenderad förstärkning markerad som skärningspunkterna mellan den dimensionerande spännvidden i aktuella spännviddsklasser och Q-värde enligt de bergklassgränser som förutsatts för typförstärkningen.

Av förstärkningsdiagrammet framgår att bultavståndet är oberoende av, medan bultlängden ökar proportionellt med spännvidden. I Tabell 3 anges bultavstånd för Bergklass A-C.

I bergklass A väljs selektiv bultning för tunnlar med spännvidd mindre än 14 m, medan systematisk bultning med bultavstånd 2,1 m väljs för tunnlar med större spännvidd. Detta är något på säkra sidan, men motiveras bland annat av den praktiska svårigheten att anvisa selektiv bultning i förhållanden där flacka/horisontell sprickor förekommer i allmänhet, och är svåra eller omöjliga att observera där de förekommer i bergvolymen ovanför taket.

Den nedre gränsen för bergklass C har antagits lägre än utvärderat enligt parameterstudien ovan, Q = 0,4. Det beror dels på att hänsyn tagits till eventuell förekomst av sprickor med J_a = 8 och något högre sprickfrekvens, RQD = 50, och dels på att utformningen med kombinationen 2,1 och 1,5 m bultavstånd är lämplig vid kombinationer av förstärkning enligt bergklasserna B och C, exempelvis vid en mindre korsande C-klassad zon i omgivande B-berg (halva diagonalen av en kvadrat med sidomått 2,1 m är ca 1,5 m).

Bultlängd enligt Q-systemet och vald bultlängd framgår av Tabell 4. Q-systemet gör inte skillnad på bultlängd med hänsyn till bergkvaliteten, dvs att sprickytornas egenskaper i bra bergkvalitet med högre friktionsvinkel (ökat skjuvmotstånd) inte beaktas. Enligt detta resonemang har bultlängd i nedre intervallet valts i bergklass A och B.

En kortare bultlängd kan till viss del också kompenseras med ett tätare bultmönster, dvs att ett antal overksamma bultar kompenseras av att fler korta bultar penetrerar kilens periferi.

Tabell 3 Bultavstånd enligt Q-systemet.

Bergklass	RMR_{bas}	Qbas	Bultavstånd
A	$RMR_{bas} \geq 75$	$Q_{bas} = 10$	2,3 / selektiv
B	RMR_{bas} 60 - 74	$Q_{bas} = 4$	2,1
C	RMR_{bas} 45 - 59	$Q_{bas} = 0,4$	1,5

Tabell 4. Dimensionerande bultlängd sammanvägd bedömning

Spännviddsklass (dim. spännvidd)	**Bultlängd enl. Q [m]**	**Vald bultlängd [m]**	**Kommentar**
≤ 8 m (10 m)	L = 2,5	L = 3	
8 – 12 m (14 m)	L = 2,2 – 4,1	L = 3 (Bergklass A och B) L = 4 (Bergklass C)	Kompenseras av tätare systematisk bultning i bergklass A.
12 – 16 m (18 m)	L = 3,8 – 4,7	L = 4	Kompenseras av tätare systematisk bultning i bergklass A och C.
16 – 20 m (22 m)	L = 4,4 – 5,3	L = 4 (Bergklass A) L = 5 (Bergklass B och C)	Kompenseras av tätare systematisk bultning i bergklass A och C.
20 – 24 m (26 m) ESR 0,8	L = 6,3 – 7,4	L = 5 (Bergklass A) L = 6 (Bergklass B)	Kompenseras av tätare systematisk bultning i bergklass A.

3.3 Analys av blockstabilitetmed Unwedge

Allmänt

Analyserna är utförda för identifierade huvudspricksystem, vilka består av två brant stående system (i princip vinkelrät orienterade till varandra) och ett subhorisontellt system med varierande strykning. Ett ogynnsamt grundläggande lastfall antagits, där ett av de brant stående spricksystemen orienterade parallellt med tunneln och det andra är orienterat vinkelrät tunneln. I analysen varieras strykning och stupning för det tredje spricksystemet. Det tredje spricksystemet har antagits vara ”flackt” även om en brantare stupning också är analyserad.

Beräkningsmetodiken som används i Unwedge har begränsningar som under vissa förhållanden genererar en onödigt konservativ förstärkningslösning. Bland annat beräknar programmet den skjuvspänning som verkar på blockets ytor baserat på tunnelns geometri, in-situ spänningen och sprickplanens orientering. Om skjuvspänningen överskrider sprickplanets skjuvhållfasthet, ansätter programmet att normalspänningen på sprickplanet är noll, vilket resulterar i ett obefintlig skjuvmotstånd. I verkligheten kan emellertid sprickan överföra de skjuvkrafter som motsvarar sprickplanets skjuvhållfasthet, samtidigt som kvarstående krafter omlagras i bergmassan. Detta innebär att vissa block i Unwedge erhåller en orimligt låg säkerhetsfaktor.

För att beakta inverkan från sprickplanens förmåga att överföra normalspänning vinkelrät sprickplanet, samtidigt som resterande spänning omlagras, har kompletterande analytiska beräkningar genomförts för identifierade kritiska block.

Beräkningsfall

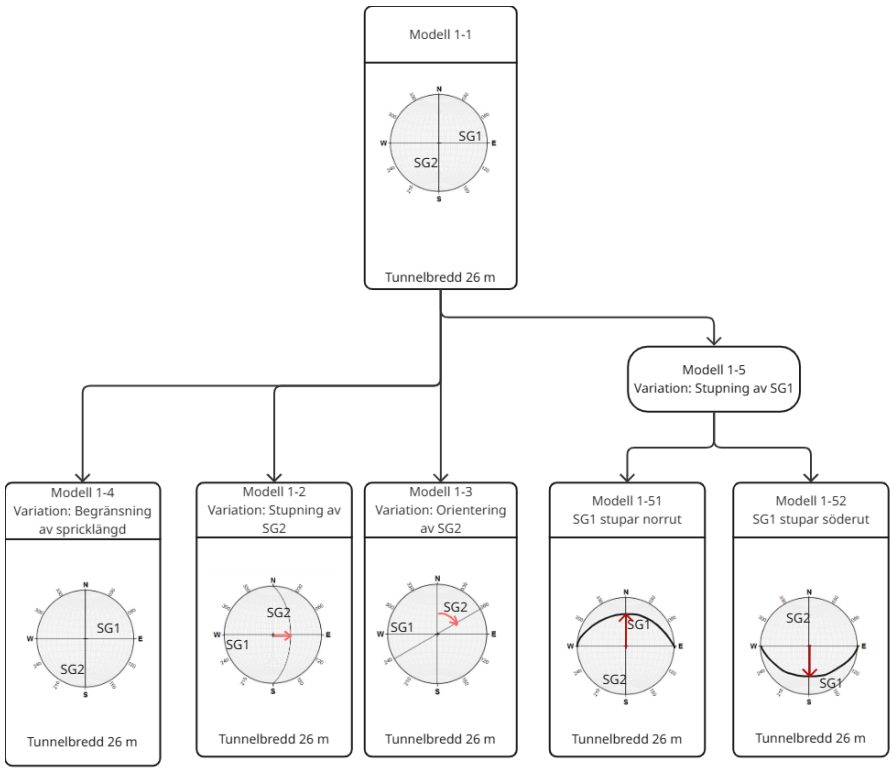
Analysen utvärderar ett antal beräkningsfall där två sprickgrupper är förbestämda och den tredje sprickgruppen varieras, i syfte att analysera en stor mängd beräkningsfall. Sprickgrupp 1 (SG1) är i grundfallet orienterad vinkelrätt tunneln. Sprickgrupp 2 (SG2) är i grundfallet orienterad parallellt med tunneln. Sprickgrupp 3 (SG3) varieras enligt:

- Stupningsriktning varieras från -90° till +90°, räknat relativt tunneln där 0° är parallellt tunnelriktningen.
- Stupning varieras från 0° till 90°.
- Intervall för strykning och stupning är 10°.

Grundmodellen baseras på den geologiska beskrivningen i avsnitt 2 och erfarenheter från tunneldrivningen inom FUT2 (Kungsträdgården till Nacka och Söderort) där de huvudsakliga sprickorienteringarna var två branstående spricksystem i huvudsak ortogonala och ett flackt spricksystem. För att identifiera de största kilarna har ett av de brantstående spricksystemen orienterats parallellt med tunneln.

Förutsättningar för respektive undermodell har antagits i syften för att undersöka varianter av beräkningsfall relaterat till grundmodellen. Inte egentligen som en förutbestämd systematisk variation, utan snarare som ett tillkommande behov att utreda osäkerheter i analysresultat i någon eller några av de tidigare utvärderade modellerna.

Hur de olika modellerna relaterar till varandra framgår av Figur 4.

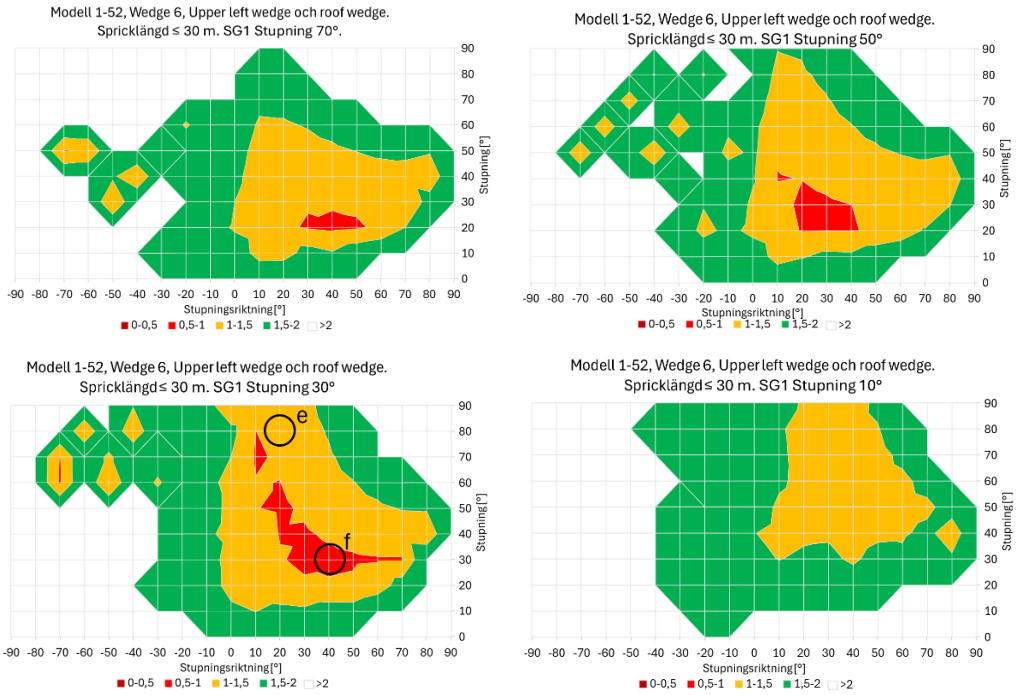


Figur 4 *Översikt för modelluppsättning.*

Resultat

Resultat från beräkningar av säkerhetsfaktor redovisas i konturdiagram skapade med MS Excel. Konturdiagram används för att kunna kombinera två datauppsättningar och visar här områden inom samma intervall för säkerhetsfaktorn, likt en topografisk karta. Diagrammen visar resultat från varje datapunkt i beräkningarna med variation av SG3, där stupning och stupningsriktning utgör de två datauppsättningarna.

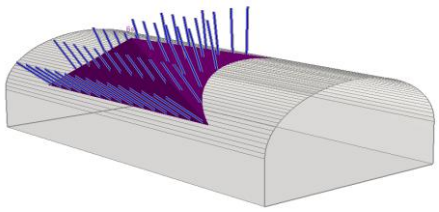
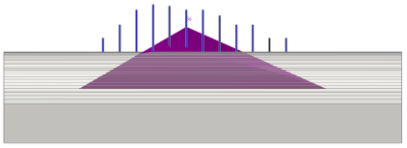
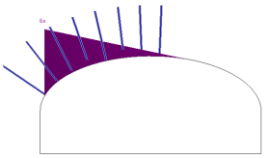
Exempel på redovisning framgår av Figur 5 som visar Modell 1–52. Instabila kilar skapas mellan stupningsriktning 0° till 80° respektive -80° och stupning brantare än 10°. Övre begränsning för stupning för att instabila kilar ska bildas beror på stupning av SG1. Instabila kilar kan bildas även vid brant lutning på SG3 för medel till flack lutning på SG1. Gula områden omgivna av grönt visar små kilar som kan förankras med enstaka bult och därför är irrelevanta i dimensioneringen.



Figur 5 *Beräknad säkerhetsfaktor i konturdiagram för modell 1-52, wedge 6, för olika stupning på SG1.*

Exempel på den observerade kritiska kilen **f**, framgår av Figur 6 nedan.

Enligt denna metodik har ytterligare identifiering av instabila kilar för undermodeller enligt Figur 4, för vilka det också krävs en slutgiltig verifiering med de kompletterande analytiska beräkningarna.

f: Stupning 30° Stupningsriktning 40°		
		

Figur 6 *Exempel på kil som uppkommer i modell 1-52, kil 6*

3.4 Analytisk beräkning

Spänningstillståndet in-situ, dvs det ostörda spännningsförhållandet innan tunneln schaktas ut, är för skandinaviska förhållanden, till sin storlek, någon eller några MPa redan några meter under bergytan. För skandinaviska förhållanden, vilka generellt inte är tektoniskt aktiva, är insituspänningen ”infryst” i bergmassan dvs att ökad eller minskad spänning beror på geometriska förändringar och deformationer. Vid bergschakt för tunneln ökar principiellt tangentialspänningen närmast tunnelkonturen medan radialspänningen minskar. Men det exakta förhållandet beror bland annat av formen på tunneln och relativa storleken och riktningarna på huvudspänningarna. För förhållanden i Stockholmsområdet är horisontalspänningarna större än vertikalspänningen, vilket innebär att horisontalspänningen i tak ökar medan de minskar i vägg.

För kilstabilitet eller valvbildningsproblem (i sprickigt berg) sker en liknande spänningsomlagring som beror av orientering och egenskaper på de sprickplan som bildar kilen/blocket. Det är sprickplanens förmåga att föra över spänningar som styr spänningsomlagringen runt blocket. Överskrids sprickplanets hållfasthet leder det till att: a) skjuvspänningen minskar, och som ett resultat att b) bergmassan utvidgas. Den spänning som inte kan föras över sprickan omlagras till bergmassan över och runt kilen.

Principiellt beskrivs spänningssituationen för en kil med följande steg:

1. In-situ förhållanden. Bergmassan (bergvolymen) är i jämvikt.
2. Uttag av tunneln orsakar spänningsomlagring.
3. Sprickor som korsar tunneln överför initialt spänningar.
4. Överskrids skjuvhållfastheten sker glidning (deformation).
5. Deformation leder till att kilen avlastas, skjuvspänning minskar.
6. Nytt jämviktsläge kan uppstå för den mindre skjuvspänningen.

Jämviktsläget beror på avlastningens storlek, sprickplanets orientering, sprickegenskaper och installerad förstärkning.

Där spänningarna korsar sprickor uppstår skjuvspänningar och friktionsmotstånd längs sprickytan. Innan tunneln har tagits ut förs spänningen vidare genom bergmassan utan ytterligare rörelser. När tunneln har tagits ut kommer de sprickor som korsar tunneln begränsa hur stor spänning som kan föras över sprickytan. Kan inte lastöverföring ske

över sprickytan kommer glidning att ske och bergmassan deformeras vilket avlastar/minskar spänningen.

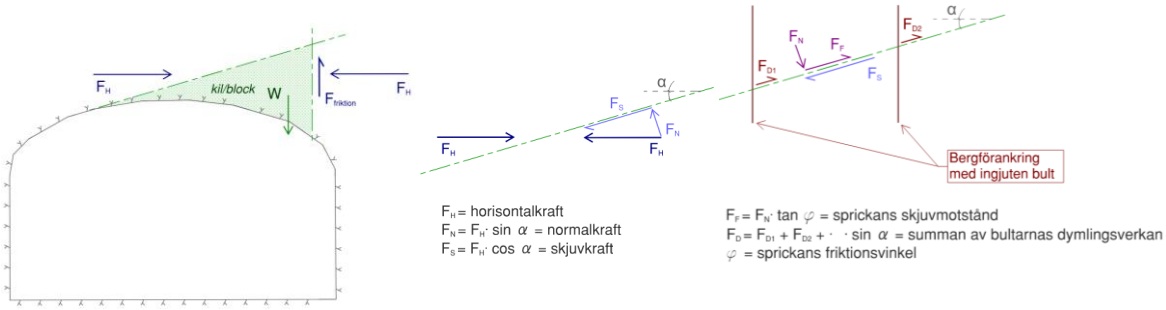
Mer specifikt kan flacka strukturer över tunneltak som går in i tunneln bara i högst begränsad omfattning föra över horisontalspänningar.

Grunden i den analytiska lösningen består i att teckna jämviktsekvationer för det block som analyseras. Jämviktsekvationer tecknas för de två huvudriktningarna:

a) horisontalled där horisontalspänningen i berget, därav initierade skjuvspänningar längs sprickplan och mothållande kraft av friktionsmotstånd och bultarnas dymlingsverkan inverkar.
b) vertikalled där blockets egentyngd och den utförda förstärkningens dragkraftskapacitet inverkar och

Däremellan tecknas ekvationer för att beräkna reduktionen av horisontalkrafter pga den flacka sprickans skjuvmotstånd och effekten av utförd bultförstärkning, vilken i sin tur påverkar storleken på normalkraften på de branta sprickorna och vilket friktionsmotstånd de bidrar med i jämviktsanalysen i vertikalled.

Det är i detta sammanhang mekaniskt korrekt att diskutera krafter i stället för spänning för att erhålla principiella resultat.



Figur 7 *Lastfall med en statiskt bestämd kil/block i tunneltak med påverkande krafter (tv). Beräkning av normal- och skjuvkraft för sprickplan (th).*

Sprickans friktionsmotstånd är $F_F = F_N \cdot \tan(\varphi)$ och φ= sprickans friktionsvinkel, och bultarnas dymlingsverkan är $F_D = F_{D1} + F_{D2} + \cdots$

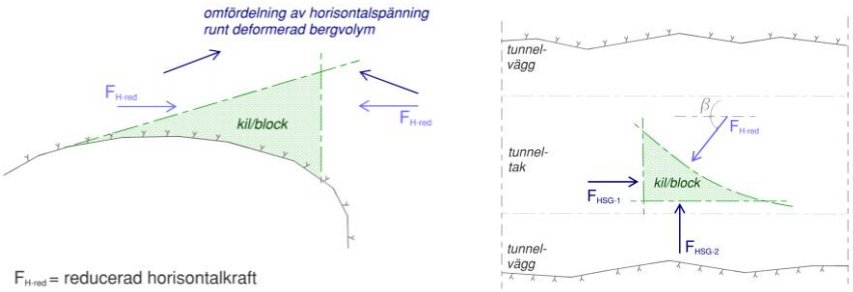
När sprickytorna är i kraftjämvikt förs alltså horisontalkraften vidare och möter övriga sprickytor. Totala motståndet, F_R, över sprickytan tecknas: $F_R = F_F + F_D$

När sprickan är i kraftjämvikt ska skjuvkraften, F_S, och totala motståndet, F_R, vara i jämvikt: $F_R = F_S$

Beräkningarna visar att insituspänningen över blocket måste reduceras för att uppnå kraftjämvikt. Vid reduktionen omfördelas spänningen runt den bergvolym som

deformeras (blocket i detta fall). Reduktionen av insituspänningen är ett resultat av rörelser i bergmassan.

Om hela horisontalkraften avlastas måste förstärkningen bära blockets egenvikt.



Figur 8 *Omfördelning av horisontalkraft runt deformerad bergvolym (tv). Principfigur för beräkning av horisontalkrafter på övriga sprickytor (th).*

I samband med deformationen minskar alltså horisontalkraften, F_H. När ny kraftjämvikt erhålls avbryts avlastningen vid den reducerade horisontalkraften, F_{Hred}. För de övriga sprickytorna (brantstående) erhålls resulterande horisontalkrafter där F_{Hred} fördelas med hänsyn till förhållandet mellan stupningsriktningen på den flacka "begränsande" strukturen och de andra sprickytornas orientering

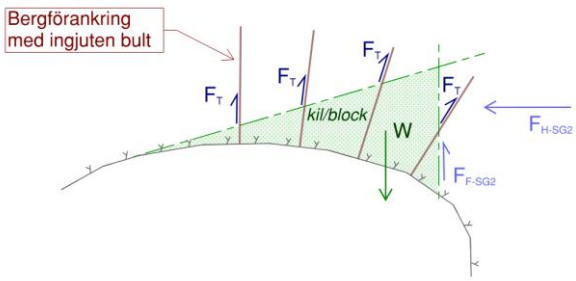
Vinkeln β är stupningsriktningen, i detta fall i förhållande till tunnelriktningen, för andra tunnel- och sprickorienteringar anpassas vinkeln/vinklarna mot relevant sprickgruppsorientering. Resulterande horisontalkraft beräknas:

$$F_{HSG1} = F_{Hred} \cdot \cos\ \beta \quad \text{(SG1)} \qquad F_{HSG2} = F_{Hred} \cdot \sin\ \beta \quad \text{(SG2)}$$

Efter att storleken på F_{HSG1} och F_{HSG2} är beräknad kan friktionsmothållet beräknas för de brantstående strukturerna. I detta fall är stupningen på SG1 och SG2, 90°, och horisontalkraften = normalkraften på sprickytan.

$$F_{FSG1} = F_{HSG1} \cdot \tan(\varphi) \qquad F_{FSG2} = F_{HSG2} \cdot \tan\ (\varphi)$$

När jämvikt etablerats i horisontalled kan jämvikt i vertikalled, där hänsyn tas till blockets egenvikt enligt Figur 9.



Figur 9 *Principfigur för beräkning av vertikal kraftjämvikt.*

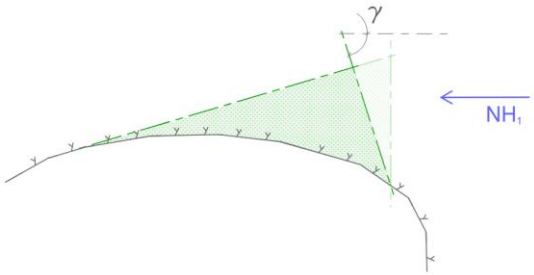
Blockets egenvikt ska jämföras med friktionsmotståndet (i vertikalled, summerat för de två brantstående sprickytorna) och summan av mothållet av bultarnas dragkraftskapacitet. Bultar som nyttjats i dymlingsverkan räknas inte med.

Kraftjämvikt i vertikal led tecknas:

$$W = F_{HSG1} + F_{HSG2} + \sum F_T$$

Där W är egenvikten på blocket, F_{HSG1} och F_{HSG2} är friktionsmotståndet från sprickytorna SG1 och SG2, och summan av erforderlig dragkraftskapacitet, F_T.

I ovanstående lösning har två av de tre sprickor som avgränsar blockets geometri förutsatts vara helt vertikala, vilket ger en förenklad lösning. Beaktat att branstående spricksystem förekommer med flackare än vertikal stupning har en utvecklad lösning tagits fram i vilken den reducerande kraften för de branstående spricksystemen beräknats.



Figur 10 *Lastfall med en antagen flackare stupning för brantstående spricksystem.*

Beräkningsresultatet omfattar sammanlagt ca 200 beräkningsfall enligt de kritiska kilgeometrier som identifierats enligt analyser med Unwedge enligt det antagna kriteriet totalsäkerhetsfaktor ≥ 1,5.

Beräkningarna är utförda i MS Excel med de ekvationer som härletts ovan och där indata från de tidigare beräkningarna i Unwedge införts för sprickorienteringar, sprickytors area, blockets egentyngd och blockets exponerade yta i tunneltaket (excavation face area).

Beräkningarna visar att säkerhetsfaktor 1,5 inte uppnås för beräkningsfallet benämnt 1-52, dvs där den antaget branta sprickan parallellt tunneln antagits vara flackare än 60° stupning. Detta sker i kombination med att det tredje spricksystemet, det som varierats i tidigare unwedge-analyser samtidigt är flackare än 60°. Med hänsyn till detta behöver ett kriterium avseende observation av två eller fler samverkande sprickor med flackare stupning än 60° införas. I övrigt är de analyserade beräkningsfallen stabila med acceptabel säkerhet.

3.5 Dimensionering av sprutbetong

Verifiering av sprutbetong följer *Projektering av bergkonstruktioner*, (Trafikverket, 2019) beträffande dimensionering där vidhäftningshållfastheten mellan bergytan och betongen kan tillgodoräknas.

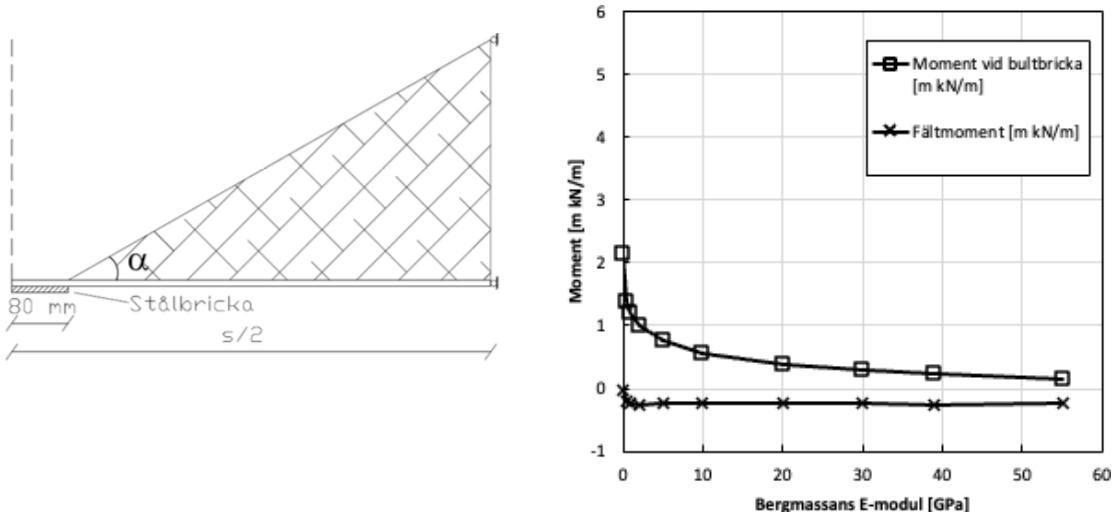
I de fall vidhäftningen inte tillgodoräknats kan dimensioneringen göras med numerisk analys i osprucket stadium (elastiskt). Sprutbetongen ska verifieras för områden där erforderlig vidhäftning kan vara svår att uppnå. Detta antas motsvara beskrivningen enligt Fall III ovan, eller där exponerade sprickytor har lerbeläggning eller annan sprickfyllnad som kan påverka vidhäftningen, tex grafit och klorit.

Den lastförutsättning för beräkning enligt den konceptuella modell som framgår av *Projektering av bergkonstruktioner*, (Trafikverket, 2019) är inte helt tillämplig i hårt kristallint berg. Dimensionering av erforderlig böj-draghållfasthet görs i stället med en mer korrekt konceptuell modell som verifieras med numerisk analys. I denna ges bergmassan en styvhet vilket medför att beräknat böjmomentet blir betydligt mindre.

Modellen är en axialsymmetrisk modell där bulten utgör rotationscentrum. Principer för dimensioneringen och resultatet av ett beräkningsexempel framgår av Figur 11.

Momenten vid bultbricka inklusive den reduktion av momentet med hänsyn till styvheten på blocket har beräknats med hjälp av Plaxis 2D. Metodiken är sedan tidigare utvecklad av Banverket (Fredriksson, 1995), men har historiskt sett tillämpats i relativt liten omfattning.

Modellens yttre rand tillåts deformeras i vertikal led men är låst i horisontalled medan dess inre rand, rotationscentrum, är låst i vertikalled och horisontalled.



Figur 11 *Geometrisk modell av belastning på sprutbetongskiktet i tak (tv). Momentbelastning för 30° ”kon” och för bultavstånd #1,5 m (th).*

De numeriska modellerna simulerar verkligt bultavstånd och sprutbetong mellan bultarna. Genom att utnyttja axialsymmetrin kan modellens ränder definieras för en längd lika med halva bultavståndet.

Med ett exempel för bergklass C (RMR_{bas} 45-59) har bergmassans elasticitetsmodul antagits vara 10 GPa, beräknat enligt det empiriska sambandet,

$$E_m = E_i\left(0{,}02 + \frac{1-\frac{D}{2}}{1+e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}}\right) \qquad \text{(Hoek \& Diederichs, 2006)}$$

Med det antagna bultavståndet I bergklass C, s 1,5 är det beräknade reducerade böjmomentet enligt diagrammet 0,6 kNm/m (stödmoment) respektive 0,39 kNm/m (fältmoment).

För en antagen sprutbetongtjocklek på 50 mm beräknas momentkapaciteten till 1,1 kNm/m enligt ekvationen;

$$M_d = \frac{f_{flcrk} h^2}{\gamma_c 6}$$

Där
M_d = sprutbetongens dimensionerande momentkapacitet.
f_{flcrk} = sprutbetongens karakteristiska sprickhållfasthet, 4 MPa.
H = sprutbetongens tjocklek, 50 mm.
γc = partialkoefficient för betong, 1,5.

Enligt följande noteringar kan ytterligare säkerhet mot brott i sprutbetongen förutsättas:

1. Sprutbetongens böj-draghållfasthet enligt provning är normalt ca 6 MPa.
2. Beräkningsmodellen är mycket konservativ då allt berg runt en bricka (axialsymmetriskt) belastar sprutbetongen.
3. Blockigt berg har en mycket högre hållfasthet, framför allt i bergklass A och B, än den antagna friktionsvinkel som motsvarar en friktionsjord.
4. I princip har sprutbetongen en krökt yta vilket ger normalkrafter i sprutbetongskalet och därmed bidrar till momentkapaciteten.

Beräkningarna visar att 50 mm sprutbetong är tillräcklig dimensionerande tjocklek med avseende på beräknat böjmoment för systematisk bultning:

Bultavstånd 2,1 m i bergklass A och B, bultavstånd 1,5 m i bergklass C.

4 TYPFÖRSTÄRKNING

Rekommenderad typförstärkning redovisas i Tabell 5, nedan. Systematisk bultning utförs tak även i bergklass A inom tunnelavsnitt där möjligheten till inspektion av sprutbetong är begränsad eller där ett framtida underhållsbehov medför en oacceptabel påverkan på anläggningens tillgänglighet (Inom så kallad Inspektions- och underhållsklass 2 - *IUK2*).

Tabell 5. Typförstärkning

		Tak			Vägg		
B spännvidd[1] [m]	Bergklass	Sprutbetong [mm]	Bultavstånd [m]	Bultlängd [m]	Sprutbetong [mm]	Bultavstånd [m]	Bultlängd [m]
B ≤ 10	A	50	S IUK1[2] 2,1 IUK2[3]	3	s	s	3
	B	50	2,1	3	s	s	3
	C	50	1,5	3	50	2,1	3
10 < B ≤ 14	A	50	S IUK1[2] 2,1 IUK2[3]	3	s	s	3
	B	50	2,1	3	s	s	3
	C	50	1,5	4	50	2,1	3
14 < B ≤ 18	A	50	2,1	4	s	s	3
	B	50	2,1	4	s	s	3
	C	50	1,5	4	50	1,5	4
18 < B ≤ 22	A	50	2,1	4	s	s	3
	B	50	2,1	5	50	2,1	4
	C	50	1,5	5	50	1,5	4
22 < B ≤ 26	A	50	2,1	5	50	2,1	4
	B	50	2,1	6	50	2,1	4

Kriterier för typförstärkningen införs enligt följande (Därutöver finns ett antal geometriska kriterier avseende tex. Bergtäckning, pelarbredd och liknande):

- Bergartens hållfasthet UCS ≥ 50 MPa (karatäriseringsparameter 1 enligt RMR ≥ 7)
- RQD > 50 (karatäriseringsparameter 2 enligt RMR ≥ 13).
- Spricklängd ≤ 30 m
- Högst en flack struktur stupning < 60°
- $J_A \leq 4$ i bergklass A och B.
- JRC[4] ≥ 8,4 i Bergklass A och B
- JCS ≥ 50 MPa, vilket ges av kartering för bergklass A – C
- Svaghetszon, mäktighet ≤ 0,5 m vid $RMR_{bas} < 45$
- Sprickfyllnad får inte innehålla svällande lera

[1] Spännvidd/Tunnelbredd för schaktad/verklig tunnelkontur
[2] Selektiv bultning anvisas för bergutrymme i Inspektions- och underhållsklass 1 (IUK1)
[3] Systematisk bultning anvisas för bergutrymme i Inspektions- och underhållsklass 2 (IUK2)
[4] JRC definieras för kontroll i byggskede med motsvarande minsta amplitud för generaliserad spricklängd, 10 m enligt nomogram för ”stright edge method” (Barton, 1982).

5 REFERENSER

Barton, N. R., 1982. *Effects of block size on the shear behavior of jointed rock,* Salt Lake City, Utah: Terra Tek, Inc..

Fredriksson, A., 1995. *Bergmekanik. Dimensionering av sprutbetong som ytförstärkning,* u.o.: Banverket 2046, Östra regionen (97-05-26)..

Hoek, E. & Diederichs, M. S., 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,* Volym 43, pp. 203-2015.

NGI, 2022. *Using the Q-system - Rock mass classifcation and support design,* Oslo: Norges Geotekniske Institutt - NGI.

Trafikverket, 2019. *Projektering av bergkonstruktioner,* Sundbyberg: Trafikverket.