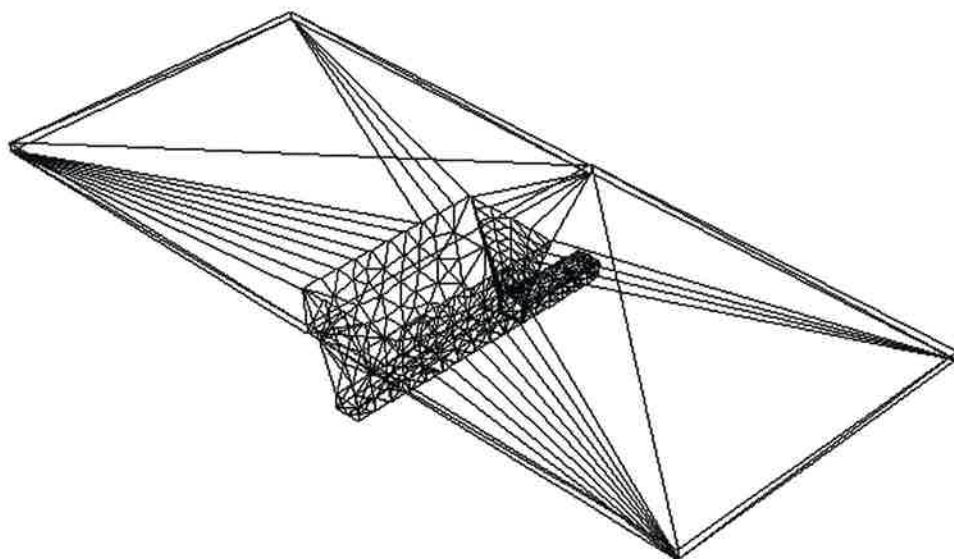




BERGMEKANISKA ASPEKTER PÅ TVÄRORTER I KIRUNAVÅRARAGRUVAN

Peter Lundman



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANISKA ASPEKTER PÅ TVÄRORTER I KIRUNAVAARAGRUVAN

**Rock mechanical aspects on drifts
in the Kirunavaara mine**

Peter Lundman, Petro Block

SveBeFo Rapport 36

Stockholm 1999

ISSN 1104-1773

ISRN SVEBEFO-R--36--SE

FÖRORD

Genom åren har många bergtekniska forskningsprojekt genomförts vid LKAB:s gruva i Kiruna, av intresse för företaget men också för en bredare krets inom branschen. Det här rapporterade projektet är ett gott exempel på samverkan mellan flera parter. Bergmekaniskt komplicerade förhållanden har studerats i fält som del av ett licentiatarbete av Peter Lundman, anställd vid Petro Bloc i Göteborg, med handledning från Luleå Tekniska Universitet och inom ramen för SveBeFo:s forskningsprogram.

Rapporten sammanfattar de viktigaste resultaten av licentiatarbetet, med tonvikt på praktisk tillämpning vid utformning och förstärkning av brytningsorterna. Av särskilt intresse är erfarenheter från deformations- och spänningsmätningar samt skadekartering och användning av bergmekaniska klassificeringssystem.

Arbetet har följts av en referensgrupp med representanter för bl a LKAB, NCC Teknik, Stabilator, VBB Anläggning och KTH.

Stockholm i januari 1999

Tomas Franzén

Sammanfattning

Föreliggande rapport utgör en svensk sammanfattning av licentiatavhandlingen ”The effect of changing stresses on the stability of underground openings”, Lundman (1998).

Rapporten behandlar spänningsförändringar kring undermarksanläggningar samt effekten av dessa spänningsförändringar. Spänningsförändringar kan påverka bergmassan på olika sätt beroende på lokalisering och typ av strukturer som utsätts för förändringen. Rapporten behandlar huvudsakligen spänningsförändringen kring orter och brytningsfronten vid skivrasgruvor.

Rapporten kan sägas vara uppdelad i två delar, där den första delen är en utvärdering och numerisk analys angående effekterna av spänningsförändringar och den andra delen är resultaten från fältundersökningar i Kirunavaara gruvan.

Den numeriska analysen indikerar att stabilitetsproblem i brytningsfronten kan komma att öka vid djupare nivåer på grund av ökat djup och omfördelning av spänningar från ovanliggande utbrutna nivåer.

Klassificering, skadekartering liksom fältmätningar har utförts. Resultaten från klassificeringen visar att det finns en god korrelation mellan Q-systemet samt RMR-systemet, samt att bergmassan generellt är av sämre kvalitet i häng- och liggväggskontakt. Skadekarteringen visar att observerade skador vid brytningsfronten, vid ett flertal tillfällen uppkommit vid tillredningen. Skölzoner ger många gånger upphov till stabilitetsproblem och följaktligen även problem vid utlastningen. Orsaken till stabilitetsproblemen är många gånger att skölzonerna inte observerats alternativt underskattats vid karteringen, detta innebär att felaktig förstärkning appliceras initieilt.

Fältmätningarna inkluderar både deformationsmätningar och spänningsmätningar med överborrningsmetoder. Deformationsmätningarna visar att deformationerna generellt är mycket små i orterna, såvida inte svagare geologiska strukturer föreligger i mätsektionen. Spänningsmätningarna uppvisar relativt stora förändringar av spänningstillståndet. Det kan konstateras att spänningsnivån i området styrs utifrån det sämsta berget, även om sämre berg endast förekommer i begränsad omfattning. Ovanstående medför att när brytningen påbörjas är spänningarna omfördelade på grund av att den lastbärande förmågan överskridits och stabilitetsproblemen kommer sannolikt att förskjutas från brytningsnivån ner till underliggande tillredningsnivåer.

Utifrån erhållna resultat har en ny typsektion för orterna föreslagits. Den nya typsektionen är bredare än tidigare sektion för att på så sätt erhålla ett mer effektivt rasflöde. Den nya typsektionen provas för närvarande i ett antal orter i Kirunavaara gruvan.

Abstract

This report is a summary of the Licentiate Thesis "The effect of changing stresses on the stability of underground openings", Lundman (1998).

The report deals with stress change in the vicinity of underground openings and the effect from the stress change. Stress change can affect the rock mass in different ways depending on location and type of structure subjected to the stress change. The report mainly focuses on the effect on the drift and the drawpoint in sublevel caving.

The report comprises of two parts, an evaluation and numerical analyses of the effect of stress change, and a field investigation in the Kirunavaara mine.

The numerical analyses indicate that stability problem at the drawpoint may increase at deeper levels due to redistribution of stresses from mined out levels above, as well as the increased in-situ stress due to the increased depth.

Classification, failure mapping as well as field monitoring was carried out. The result from the classification shows a good correlation between the Q- and RMR system. The failure mapping shows that observed damage in the drawpoint, in many cases, had taken place while the drawpoint was further away. Weakness zones often give raise to stability problems, since they are ignored or not detected during the development of the drift.

The field monitoring included deformation measurement as well as stress measurement. Deformation measurement shows that the deformation in the drift is in general small, unless weaker geological features are present within the measurement section. However, the stress measurement indicates significant changes in the stress field. It is concluded that the state of stress at actual level is determined by the weakest rock mass present. As a consequence the stability problem at the mining level will not increase with depth in this part of the mine, due to the presence of zones of weakness.

Due to the result from the field investigation a new cross-section is proposed for the drifts in the Kirunavaara mine. The proposed cross-section is wider than the old one to achieve a more efficient flow of ore. At present the proposed cross-section is tested in some of the drifts in the Kirunavaara mine.

Författarförord

Forskningsarbetet som ligger till grund för denna rapport har utförts på avdelningen för Bergmekanik, Luleå Tekniska Universitet samt på Petro Bloc AB. Fältarbetena har utförts vid Kirunavaaragruvan, LKAB. Denna rapport ingår som en del i SveBeFos projekt Förstärkning av tvärorter.

Jag vill än en gång framföra mitt tack till samtliga kollegor som varit inblandade i detta projekt. I samband med denna rapport vill jag dock speciellt tacka Tomas Franzén för hans visade förståelse inför industridoktorandens dilemma att slitas mellan familj, arbete och forskning.

Ett särskilt tack riktas till Barbro Carlstén för redaktionell hjälp.

Slutligen får jag tacka Carina, Patrik och Sofia för deras förståelse och stöd under denna period.

Göteborg, December 1998

Peter Lundman

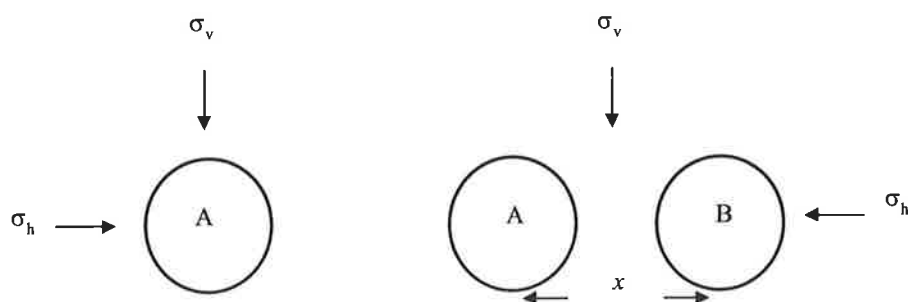
Innehåll

1	Introduktion	1
2	Omfattning	5
2.1	Numerisk analys.....	5
2.2	Klassificering	6
2.3	Mätningar	6
3	Skivrasbrytning	9
3.1	Skivrasbrytningens principer	9
3.2	Spänningsförändringar på grund av skivrasbrytning	10
3.2.1	Spänningsförändringar kring en brytningsfront	12
3.2.2	Spänningsförändring på grund av tidigare brytning	16
4	Numerisk analys av skivrasbrytning	17
4.1	Brytningen i orten	17
4.2	Påverkan från närliggande brytning	20
4.3	Spänningsförändringar orsakade av brytning på ovanliggande nivåer	24
5	Klassificering	27
6	Generell beskrivning av Kirunavaaragruvan	29
7	Förstärkning	31
7.1	Klassificering	31
7.2	Förstärkning	32
8	Deformationsmätning	37
9	Spänningsmätningar	41
9.1	Bakgrund	41
9.2	Spänningsmätningar vid "Skivras 2000" området	45
10	Slutsatser	51

1 Introduktion

I många undermarksanläggningar påverkas spänningssituationen på randen av öppningen av närliggande anläggningar. Som exempel kan nämnas dammar med dess komplexa struktur av tunnlar och maskinhallar, berggrum och naturligtvis gruvor. I den sista kategorin är det flera brytningsmetoder som orsakar spänningsförändringar omkring befintliga orter och brytningsrum på grund av den progressiva brytningen.

När spänningssituationen förändras omkring en anläggning så påverkas bergmassan, beroende på in-situ spänningarna och spänningsförändringens storlek så påverkas stabiliteten i olika stor utsträckning. Ett enkelt exempel illustreras i figur 1.1.



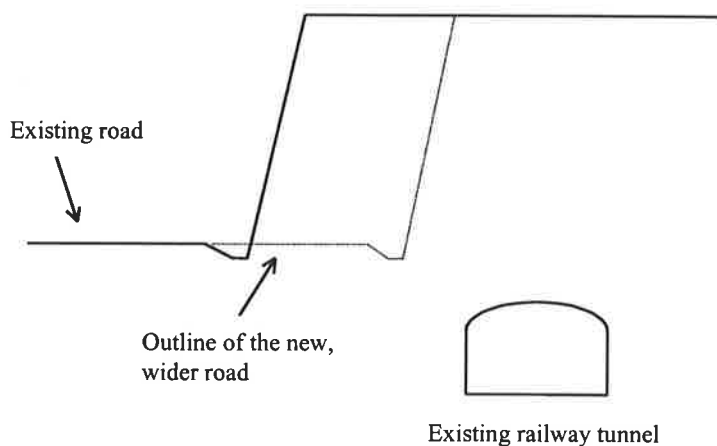
Figur 1.1 Ett enkelt exempel på spänningsförändringar på grund av en närliggande anläggning.

Figure 1.1 A simple example of changing stress condition due to an adjacent opening.

När det bara är en öppning kommer spänningsförhållande på ränderna att bero på in-situ spänningarna. Om till exempel σ_h och σ_v är lika och båda är höga kan det uppstå uppsprickning längs hela randen på grund av höga tangentiella spänningar.

När ytterligare en öppning finns närvarande kommer spänningsförhållande kring öppning A inte enbart att bero på in-situ spänningarna utan även på avståndet, x , mellan A och B samt storleken på öppning B. Om B befinner sig nära A kan det ske en avlastning i området mellan de båda. Denna avlastning kan orsaka instabilitet i det område som tidigare var stabilt på grund av en god inspänning.

Ett annat exempel visar en breddning av en befintlig väg mot en existerande tunnel, se figur 1.2.

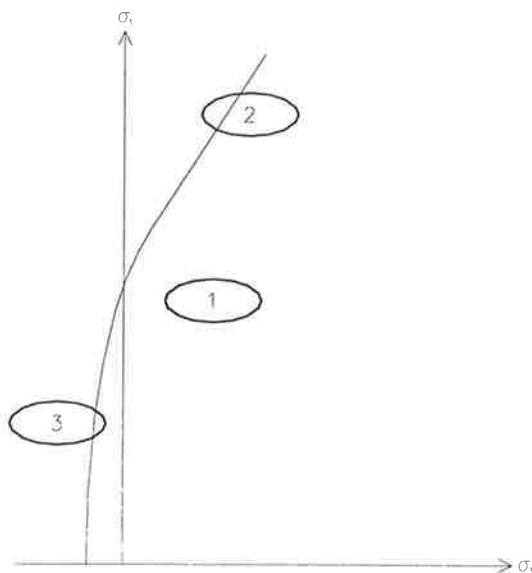


Figur 1.2 Breddning av väg mot befintlig järnvägstunnel.

Figure 1.2 Illustration of a road cutting towards a underground railway tunnel.

I detta exempel orsakar breddningen en förändring i spänningssituationen i bergmasssan kring tunneln. Magnituden av spänningsförändringarna relativt små, men även små förändringar kan leda till förändrade jämviktslägen på tidigare stabila block eftersom skjuvspänningarna i sprickorna påverkas. Små spänningsförändringar kan även leda till ökad inläckning på grund av öppning och separation av tidigare täta sprickor.

I figur 1.3 är effekten av spänningsförändringar illustrerade tillsammans med Mohrs brottkriterium.



Figur 1.3 Illustration av effekten av spänningsförändringar i Mohrs brottkriterium.

Figure 1.3 Illustration of the effect of changing stress condition in a peak strength criterion.

Siffrorna i figur 1.3 illustrerar olika stadier av en tänkt undermarksanläggning.

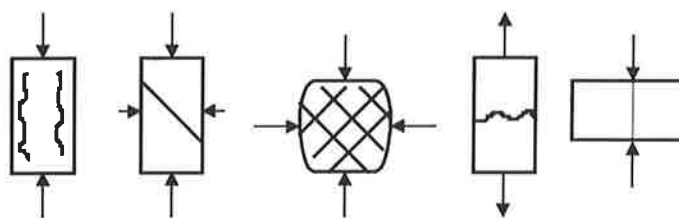
Anläggningen tillreds och spänningsförhållandena illustreras av (1). Därefter drivs närliggande anläggningar vilket medför att spänningarna koncentreras i vissa partier och illustreras av (2). Det bör även påpekas att lokala brott kan äga rum och därmed reducera bergmassans hållfasthetsegenskaper, detta är dock inte redovisat i figur 1.3. Ytterligare drivning alternativt brytning kan leda till en spänningsförändring både i magnitud och riktning och spänningsförhållandet illustreras av (3).

Ovanstående exempel visar att dimensionering av komplexa anläggningar bör omfatta ett flertal olika stadier av utförandet då de olika spänningsförhållandena kan ge upphov till varierande brottyper.

Effekten av spänningsförändringarna kan delas in i två delar. Den första delen är relaterad till in-situ spänningarna och hur dessa påverkar hållfastheten i bergmassan. Den andra delen beror på påverkan från närbelägna anläggningar eller aktiviteter.

Beroende på spänningsförhållandena uppstår olika brottmekanismer. Jaeger and Cook (1979) klassificerade fem olika typer av brott i berg beroende på belastningsförhållandena se figur 1.4.

Längsgående spjälkning kan observeras vid enaxiella belastningsförhållanden. Med en liten omgivande spänning ersätts den längsgående spjälkningen av en skjuvspricka. Om omgivande spänning ökas kan ett mönster av skjuvsprickor kombinerat med plastiska deformationer av individuella kristaller observeras. En annan brotttyp är dragbrott som uppstår vid enaxiella dragbelastningar. Om provet belastas mellan två linjelaster uppstår också en dragspricka. Yang, Bawden och Katsabanis (1996) menar att under mer komplexa belastningsförhållanden så uppstår brott många gånger som en kombination av två eller flera av de nämnda brottmekanismerna.



Figur 1.4 Grundläggande brottmekanismer vid olika belastningsförhållanden, efter Jaeger och Cook (1979).

Figure 1.4 Basic types of rock failures under different state of stress, after Jaeger and Cook (1979).

Vid ökande spänningsförhållanden på grund av närbelägna aktiviteter kan brottmekanismerna vara någon av de tre första i figur 1.4. Detta betyder att bergmassan initieellt ofta går i brott på grund av höga spänningar. Bergmassans mekaniska egenskaper är därefter inte desamma. Vid vissa anläggningar och gruvor kommer ytterligare aktiviteter att leda till en minskning av spänningar och de huvudsakliga brottmekanismerna beror på dragspänningar alternativt avlastning vilket resulterar i blockutfall.

Analytiska- eller empiriska metoder kan användas för att bestämma vilket förstärkningsbehov som föreligger. Oavsett vilket så måste valet av förstärkning baseras på den mest troliga och kritiska brottmekanismen som uppstår då det främsta syftet med förstärkningen är att bibehålla bergmassan som det bärande systemet.

2 Omfattning

Spänningsförändringar kan studeras teoretisk genom analytiska och numeriska analyser. Storleken och riktningen av spänningsförändringar är möjliga att studera med numeriska analyser. Problemet med sådana analyser är bergmassans komplexitet framförallt avseende mekaniska egenskaper, varför det ganska naturligt är ännu svårare att kvantifiera vilken effekt spänningsförändringarna har på de mekaniska egenskaperna. För att bättre avgöra detta har delar av denna studie utförts i fält.

För att erhålla meningsfulla resultat från fältarbetet måste nedanstående kriterier vara uppfyllda:

- Resultaten måste erhållas inom en rimlig tid.
- Valt objekt måste vara ett objekt där spänningsförändringarna är extrema, för att tydligt kunna avgöra dess effekt på bergmassan.

Det stora flertalet av anläggningsarbetena utförs på relativt moderata djup och effekten från närbelägna anläggningar är ofta begränsade, i en gruva uppfylls däremot ovanstående kriterier. I en gruva förekommer flera orter under samma tid varför mycket resultat kan erhållas på kort tid. Studien omfattar numerisk analys, klassificering samt ett bergmekaniskt mätprogram.

2.1 Numerisk analys

För att göra modeller av bergmassans reaktion på spänningsförändringar existerar ett flertal numeriska koder. Till exempel Boundary Element Methods (BEM), Finite Element Methods (FEM), Finite Difference Methods (FDM) och Discrete Element Methods (DEM). BEM, FEM and FDM är continuum metoder medan DEM är en discontinuum metod där diskontinuiteter modelleras explicit. Dessa olika koder har använts omfattande vid design av undermarksanläggningar. Tillvägagångssättet för att analysera spänningsförändringarnas effekt på anläggningar är likvärdigt med traditionell design av undermarksanläggningar. Med undantag av att fler brytningssekvenser måste studeras för att bestämma troliga brottmekanismer.

I denna studie har de numeriska analyserna utförts med hjälp av BEM, Crouch och Starfield (1974) har bland många andra beskrivet BEM.

2.2 Klassificering

Design av bergförstärkning i gruvorter är till stor del empirisk. Etablerade gruvor har utvecklat nuvarande förstärkningssystem genom år av, stundtals dyrköpt, erfarenhet i respektive malmkropp. Nya eller expanderande gruvor planerar ofta förstärkning av orterna genom att jämföra geologiska faktorer med andra pågående aktiviteter i området och designar förstärkningen därefter.

Gruvorter har vissa egenskaper som skiljer dem från tunnlar, där för övrigt de flesta empiriska klassificeringssystemen har utvecklats. Förstärkningsfilosofin är mindre konservativ inom gruvindustrin och vid tillredningen av orter ställs, av naturliga orsaker, inte samma beständighetskrav. Vidare är det så att gruvans läge bestäms utifrån fyndigheten oavsett bergkvalitet medan tunnlar läge kan, eller bör, styras beroende på geologiska förhållanden.

Till skillnad från tunnlar så är som regel inte gruvorter enstaka isolerade anläggningar. Lasterna på omgivande berg är inte bara statisk utan kan dessutom vara dynamisk och variera både i tid och rymd relativt en observerad ort.

2.3 Mätningar

Fältmätningar och övervakning utförda före och under tillredning är en utav de viktigaste faktorerna för en säker och ekonomisk design. Användandet av alltmer sofistikerade gruvbrytningsmetoder och djupare brytning gör att mätningar och övervakning i fält kommer att bli allt viktigare.

Den största orsaken till fältmätningar och övervakningsprogram är att kunna avgöra bergmassans stabilitet genom att erhålla kvantitativa mätdata på bergmassan och aktuellt förstärkningssystem. Det finns ett stort antal mätmetoder att tillgå, men den mest användbara är troligen mätning av rörelser. Rörelse är en kvantitet som kan mätas direkt och även övervakas under en lång tid, medan spänning måste erhållas indirekt från töjningsmätningar.

Vetskap om in-situ spänningar är en viktig del vid design av undermarksanläggningar. Spänningar är en viktig parameter vid både analytiska och numeriska analyser. Därför är det viktigt att storleken och riktningen på in-situ spänningarna bestäms med så hög säkerhet som möjligt. Spänningsmätningar är relativt komplicerade mätningar men om spänningstillståndet är homogent räcker det med en enda tillförlitlig spänningsmätning för att avgöra in-situ spänningarna. Svårigheten är att spänningsfältets homogenitet, alternativt avsaknad av homogenitet, inte kan bestämmas förrän ett visst antal mätningar utförts.

I praktiken är antalet mätningar mycket färre än vad som vanligtvis behövs för att erhålla en tillfredsställande statistiskt tillförlitlighet. Detta kan bero på faktiska variationer i spänningsfältet likväl som mätfel. De faktiska variationerna i spänningsfältet kan orsakas av diskontinuiteter likväl som bergartsförändringar. Mätfelen kan grovt indelas i utförandefel och instrumentfel. Sammantaget visar ovanstående att med ett fåtal mätpunkter kan vara svårt att finna orsaken till eventuella variationer i mätresultaten.

Ett flertal tekniker för bergspänningsmätning har utvecklats under årens lopp. Till exempel hydraulisk spräckning, Ljunggren (1990), överborrningsmetoder, Leeman (1968), Duncan-Fama and Pender (1980), Leijon (1988).

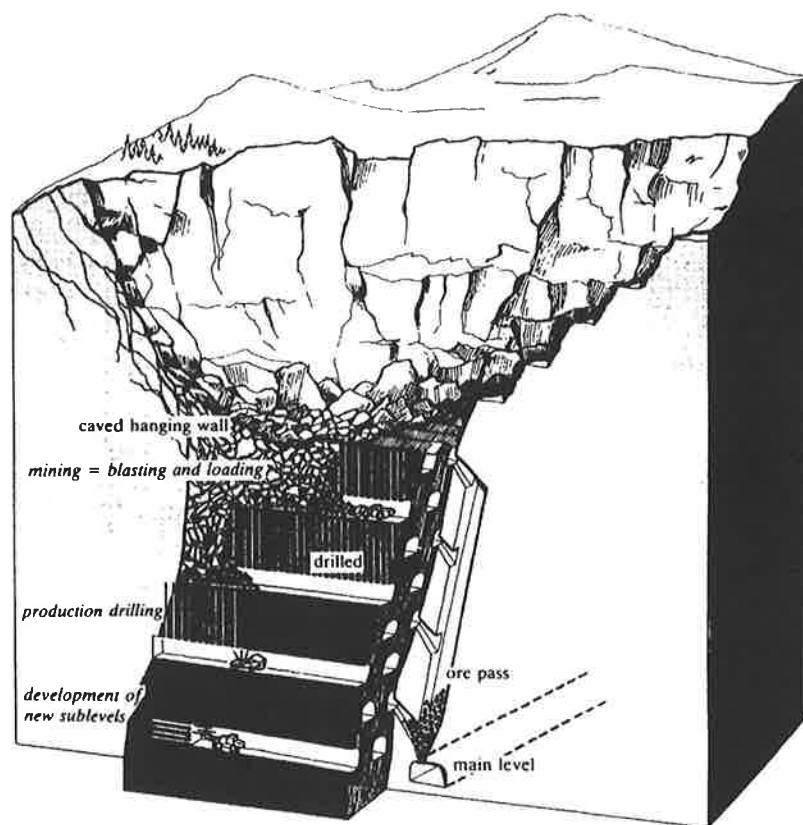
Spänningsmätning genom överborrning är väletablerad och vanligt utnyttjad teknik. Detta är en indirekt teknik som mäter borrhålsdeformation som uppträder när omgivande berg isoleras (genom överborrning) från spänningarna. Utvärderingen av deformationerna eller töjningarna, baseras på antagandet att bergmassan är homogen, kontinuerlig.

3 Skivrasbrytning

Meningen med fältmätningarna var som tidigare påpekats att utvärdera spänningsförändringarnas påverkan på bergmassan. Som försöksplats valdes en skivrasgruva. En skivrasgruva har den fördelen att det finns flera produktionsorter i olika områden och på olika nivåer i gruvan. Detta betyder att stora mängder data finns tillgänglig på kort tid.

3.1 Skivrasbrytningens principer

Aktiviteter sker i orter tillredda på relativt litet vertikalt avstånd, se figur 3.1. Brytningen fortskrider neråt i malmkroppen där varje nivå successivt bryts ut.



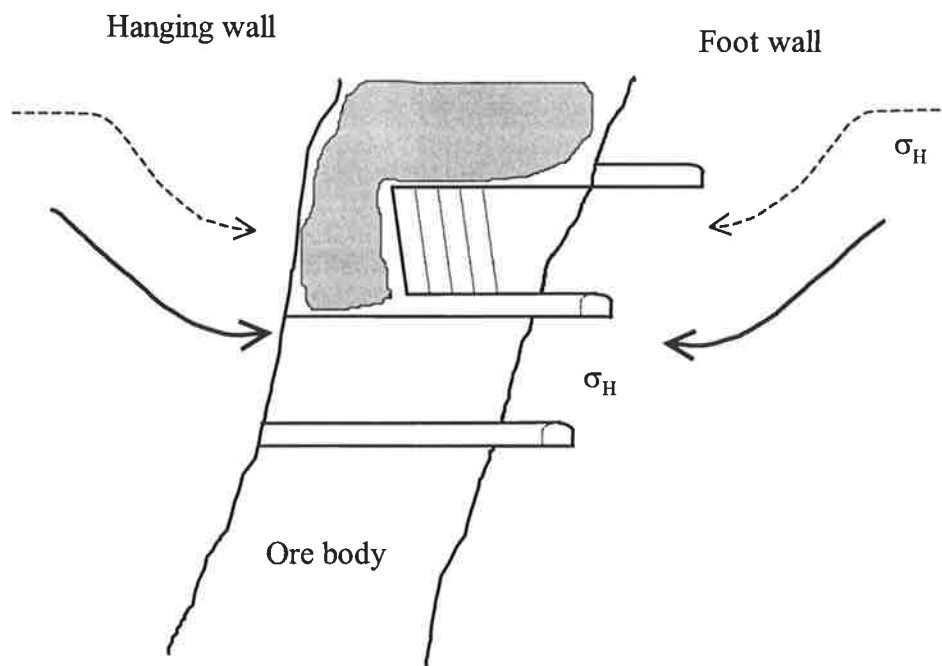
Figur 3.1 Gruvlayout för skivrasbrytning, efter Hamrin (1982).
 Figure 3.1 Mining layout for sublevel caving, after Hamrin (1982).

Malmen bryts med hjälp av produktionshål borrade uppåt i solfjäderform från produktionsorterna. När så den fragmenterade malmen lastas ut, rör sig ovanliggande fragmenterad malm och närliggande gråberg neråt och fyller ut de hålrum som bildas. Hur bra flödet och därmed brytningsmetoden fungerar beror på den relativa rörligheten av den fragmenterade malmen jämfört med gråbergets rasmassor. En viktig del för att uppnå detta är att brynet i brytningsfronten hålls intakt.

Olika skivrasgruvor har olika geologiska förutsättningar och därmed olika förstärkningssystem. De flesta skivrasgruvor använder bultar och i vissa fall kabel bultar. I skivrasgruvor med dåligt berg används mer sprutbetong i orterna. I kritiska partier förekommer även platsgjuten betonglining.

3.2 Spänningsförändringar på grund av skivrasbrytning

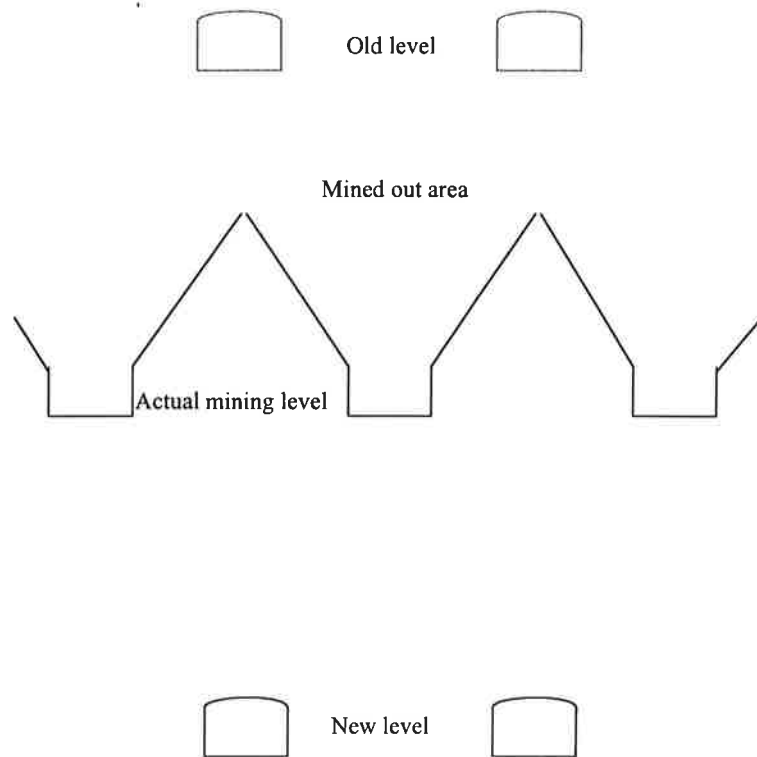
Vid skivrasbrytning kommer spänningssamlagringar att ske när en ny nivå öppnas upp och successivt bryts ut. Detta påverkar främst närmast underliggande nivå beroende på in-situ spänningarnas storlek och bergmassans hållfasthet kan dock ytterligare nivåer påverkas, se figur 3.2.



*Figur 3.2 Spänningsförändringar på grund av brytning av ovanliggande orter.
Figure 3.2 Change in stress condition due to mining of levels located above the level observed.*

På grund av brytningen kommer spänningarna runt orterna att öka och byta riktning. Detta medför att det på underliggande nivåer kan vara möjligt att observera när brytningen påbörjas och fortgår på ovanliggande nivåer. Observationerna kan vara uppmätta deformationer (spänning, konvergens) kombinerat med skadeobservationer.

På grund av brytningsmetoden äger avlastning rum på nivån ovanför brytningsnivån. Detta är sant så länge pelaren mellan orterna är intakt, se figur 3.3.

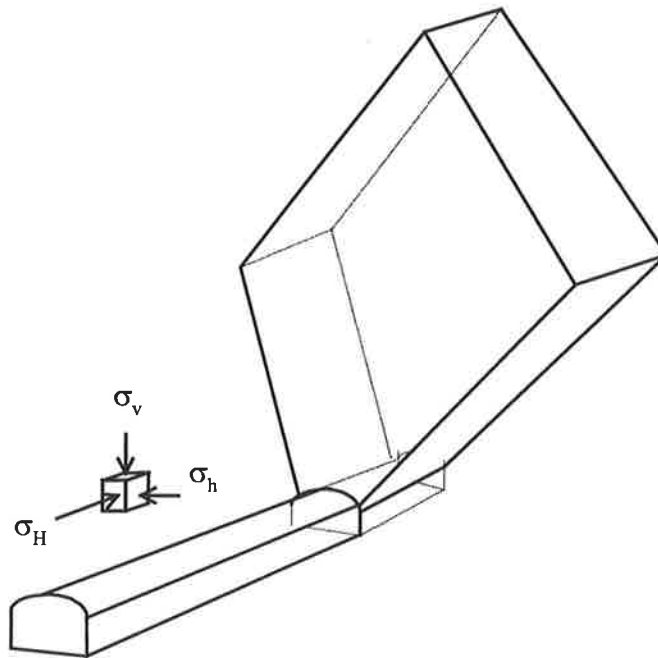


Figur 3.3 Typsektion av skivrasbrytning.
Figure 3.3 Typical cross section of a sublevel caving mining operation.

Avsikten med nästa avsnitt är att förklara de förväntade spänningsförändringar dels beroende på brytning i observerad ort, men även på grund av brytning i närbelägna orter.

3.2.1 Spänningsförändringar kring en brytningsfront

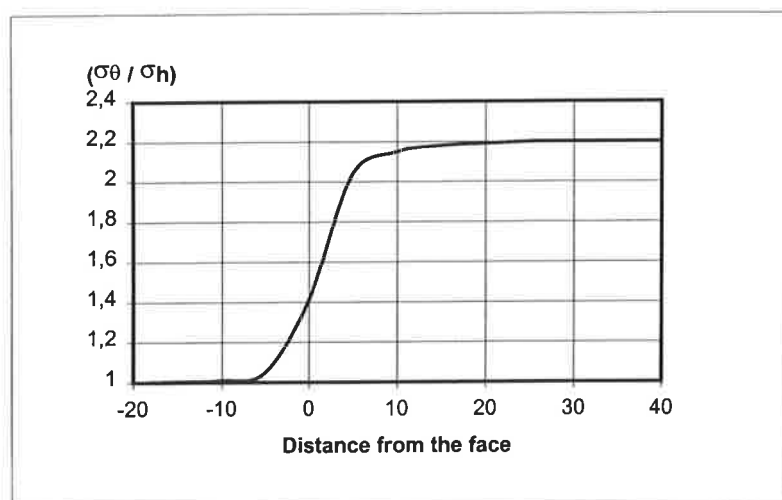
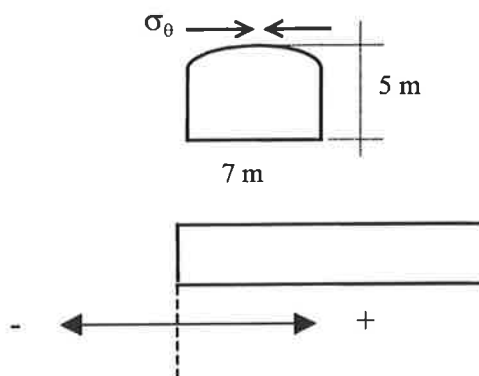
På brytningsnivån kommer både pålastning och avlastning att äga rum. Spänningssituationen runt orterna beror på bland annat följande faktorer; avstånd till brytningsfronten, ortens läge i brytningsområdet, in-situ stress etc. I figur 3.4 visas här använd notation för spänningarna.



Figur 3.4 Schematisk illustration av brynet i skivrasbrytning med spänningskomponenternas riktning.

Figure 3.4 Schematic illustration of the drawpoint in sublevel mining with respect to the direction of the stress components.

Innan tillredningen av orten råder en spänningssituation i bergmassan, denna är dock inte densamma som in-situ spänningen på grund av tidigare brytning på ovanliggande nivåer. Under tillredning och efter tillredning uppstår en ny spänningssituation runt orten. Figur 3.5 visar resultatet från en EXAMINE^{3D} modell med endast en öppning.

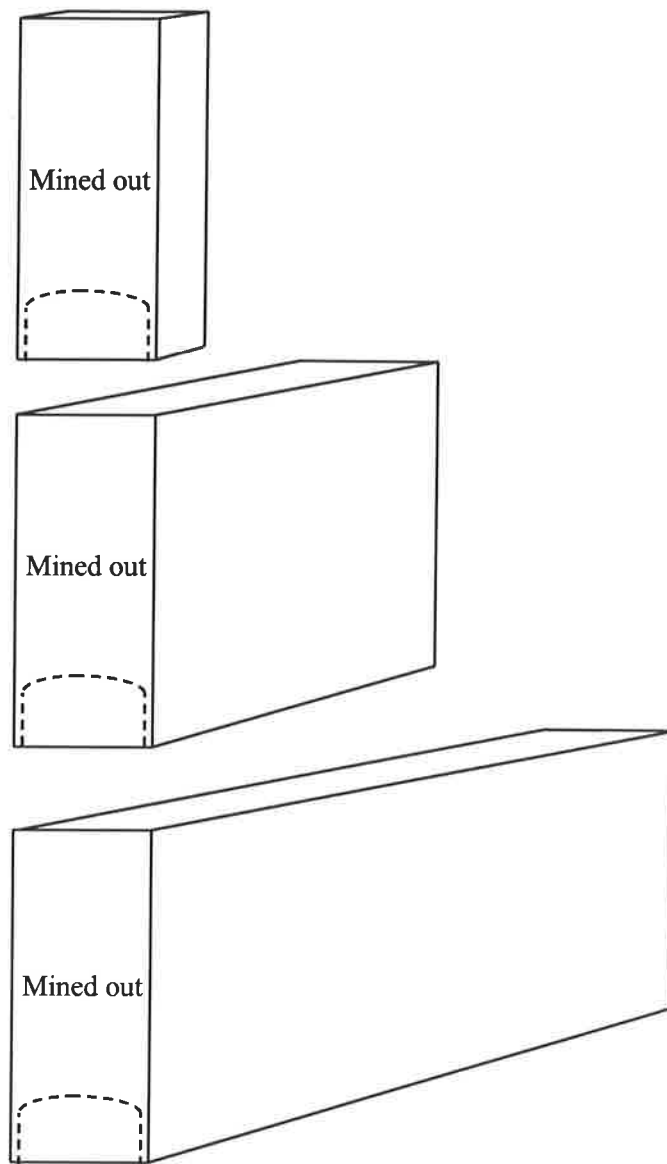


Figur 3.5 Variation i tangentiell spänning i taket av orten som en funktion av avståndet från fronten.

Figure 3.5 Variation in tangential stress in the roof of a drift as a function of the distance from the face.

Den vanliga uppfattningen är att brynet kommer att vara utsatt för avlastning under brytning. För att illustrera hur brytningen påverkar den tangentiella spänningen i taket på orten visas ett enkelt exempel i figur 3.6. Följande antaganden görs; bergmassan kan betraktas som homogen, isotrop, linjärelastisk samt att det endast förekommer en öppning och den är opåverkad av tidigare brytning.

För åskådlighetens skull så har utbrytningen vid olika tidpunkter betraktats som fyrkantiga "lådor". I början är "lådan" hög och kort för att sedan bli allt längre.

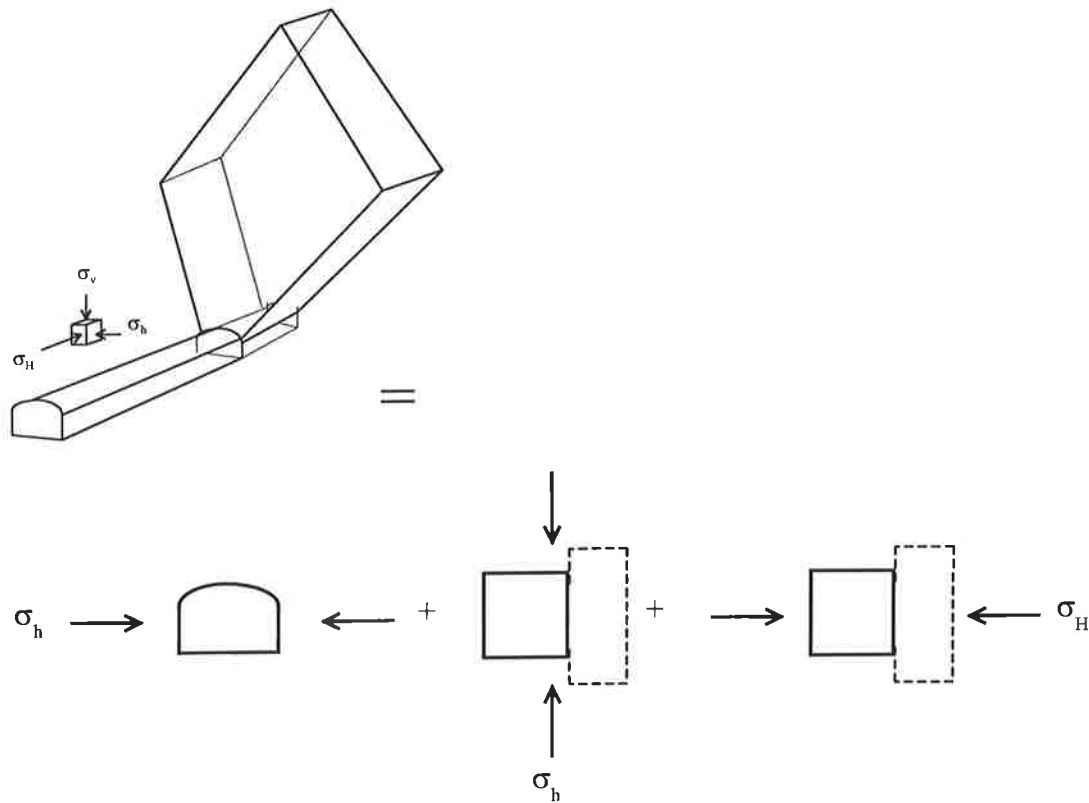


Figur 3.6 Illustration av brytningsförloppet. När brytningen fortgår kommer det utbrytna området att öka och spänningsförhållandena i brynet att förändras.

Figure 3.6 Illustration of the progressive mining. As mining progress the mined out area increase and a different state of stress is induced in the roof section of the drawpoint.

Då materialet har antagits vara linjärelastiskt kan en approximativ lösning erhållas genom superponering av flera lösningar, se figur 3.7.

På grund av tidigare brytning kommer spänningen tvärs malmkroppen, parallellt med orten, σ_H , att vara hög. Så fort brytningen påbörjas i orten kommer σ_H att omfördelas och förorsaka dragspänningar ovanför brynet. Oavsett längden av det utbrutna området kommer magnituden av spänningsförändringen att vara konstant så länge σ_H är konstant.



Figur 3.7 Approximativ lösning för tangentiella spänningen, σ_θ , i ortens tak. De två sista figurerna illustrerar brynet sett ovanifrån.

Figure 3.7 Approximate solution to tangential stress, σ_θ , in the roof of the drift. The two last figures illustrates a top view of the drawpoint.

De spänningar som verkar vinkelrätt mot orten, parallellt med malmkroppen, σ_h , kommer att omfördelas och koncentreras i brynet. När brytningen fortgår kommer spänningsökningen att bero på hur lång sträcka som brutits, när brytningen skett tillräckligt långt kommer spänningsökningen att upphöra på grund av spänningsomfördelning under det utbrytna området. Spänningstillståndet i taket vid brynet kan bestämmas från numeriska analyser alternativt från tidigare publicerade diagram över spänningsfördelning, Hoek och Brown (1980). Summan av de tre olika lösningarna speglar spänningstillståndet i taket.

Som ett exempel kan en kvadratisk ort som brutits ut 10 m analyseras. Genom att använda de framtagna spänningsdiagrammen kan den tangentiella spänningen i mitten av brynet uttryckas som:

$$\sigma_{\theta} = 1.8 \cdot 1.8 \cdot \sigma_h - 0.9 \cdot \sigma_H \quad (3.1)$$

Denna lösning tar inte hänsyn till exakt form på orten och är endast avsedd att illustrera de olika faktorerna som styr spänningsförhållandena i brynet under olika sekvenser.

Utifrån detta enkla exempel kan det konstateras att det mest kritiska ögonblicket ur stabilitetssynpunkt är just då brytningen påbörjats.

3.2.2 Spänningsförändring på grund av tidigare brytning

In-situ spänningarna i gruvområdet är av stort intresse men av ännu större intresse är att avgöra hur brytningen i dag och i framtiden påverkar spänningarna.

För skivrasgruvor är spänningsförändringen i stor skala känd. När brytningen fortsätter mot djupet så ökar det utbrytna rummet liksom in-situ spänningarna.

I rum- och pelargruvor används ofta "the tributary area method" för att beräkna lasten på pelarna. När utbrytningen ökar och pelararean minskar så ökar lasten. I detta fall är in-situ spänningarna konstanta, varför spänningen i kvarstående pelare är en funktion av utbrytningsgraden. Om rum- och pelarbrytning skulle ske på sådant sätt att en högre utbrytningsgrad även orsakade högre in-situ spänningar skulle belastningen på pelarna öka dramatiskt.

På samma sätt kommer spänningarna som verkar tvärs malmen att öka under det utbrytna området, dvs spänningsökningen beror på de omfördelade spänningarna samt de ökade in-situ spänningarna.

På grund av ovanstående kommer det att finnas områden utsatta för mycket höga spänningar. Höga horisontella spänningar tvärs malmen kan orsaka spjälkning i ortväggarna samt skjuvning i svaghetszonerna. När brytningen fortskrider på ovanliggande nivåer kommer detta att resultera i en spänningsökning likväl som en riktningsförändring. Vid brynet kommer bergmassan även att utsättas för dynamiska laster från produktionssprängningarna.

För att placera mätinstrumenten korrekt är det viktigt att identifiera de sektioner som blir utsatta för stora spänningsförändringar. Som framgår av tidigare avsnitt så kommer varje brytningsfront att utsättas för stora variationer i belastningsförhållanden. Tyvärr så är detta också de sektioner som, ur praktisk synpunkt, är svårast att instrumentera.

Eftersom varje ort kommer att vara utsatt för spänningsförändringar både före och efter start av brytning i orten beslutades att mätningar skulle utföras både på brytningsnivån och närmast underliggande nivå.

4 Numerisk analys av skivrasbrytning

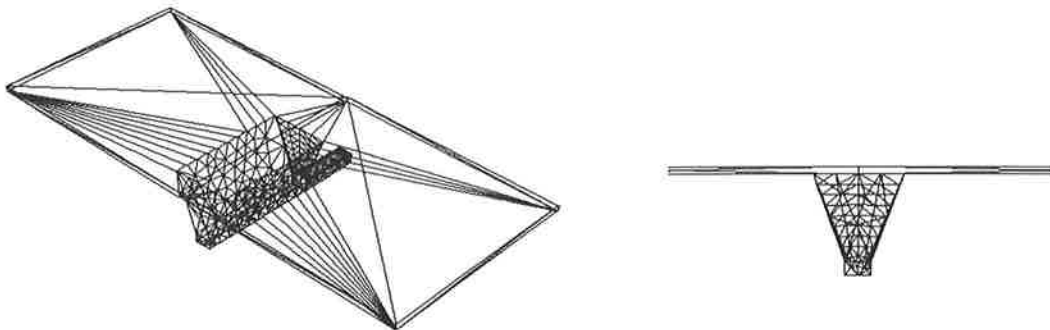
Vid många tillfällen underjord kan analyser underlättas genom att anta 2D förhållanden. Detta till följd av att bredden av öppningen som regel är avsevärt mycket mindre än längden, som en följd kan det antas att plant töjningstillstånd råder. Detta antagande är inte alltid rätt vid analyser av skivrasbrytning, varför en 3D-modell måste användas för att studera området närmast brytningen. Numerisk analys av skivrasbrytning kompliceras ytterligare av den relativt komplexa brytningsgeometrin samt av det faktum att rasmassornas egenskaper är svårdefinierade i en numerisk modell.

Då det finns flera faktorer som ger upphov till spänningsförändringar är det lämpligt att dela upp analysen i flera mindre analyser.

- Brytningen i orten
- Brytning i närliggande orter
- Effekten av den storskaliga brytningen mot djupet.

4.1 Brytningen i orten

För analysera spänningsförhållandena kring orten i skivrasbrytning har EXAMINE3D, ett 3D Boundary Element program, använts se figur 4.1.



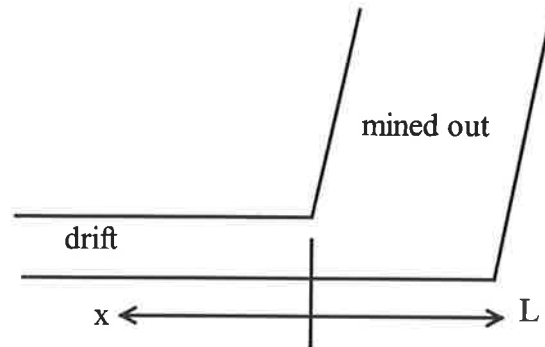
Figur 4.1 Modell i EXAMINE3D av en brytningsort

Figure 4.1 EXAMINE3D model of one single opening

För att bestämma vilken effekt längden på det utbrytna området har på de tangentiella spänningarna i brytningsfronten har flera olika geometrier analyserats. Längden på det utbrytna rummet har varierats från 2.5 m (minsta försättning) upp till 75 m, se figur 4.2. Två olika belastningsförhållanden har analyserats:

$$1) \sigma_h = 1 \quad \sigma_H = 0$$

$$2) \sigma_h = 0 \quad \sigma_H = 1$$



Figur 4.2 Principskiss över utbruten längd (L) och avståndet till brytningsfronten (x).

Figure 4.2 Illustration of the mined out distance (L) and the distance (x) to the drawpoint.

Om $\sigma_H = 0$, kan den tangentiella spänningen i taket vid brytningsfronten beskrivas med ekvation (4.1). Ekvationen är baserad på de resultat som erhållits från numeriska analyser.

$$\sigma_\theta = 2.2 \cdot \sigma_h \cdot L^{0.12} \quad (4.1)$$

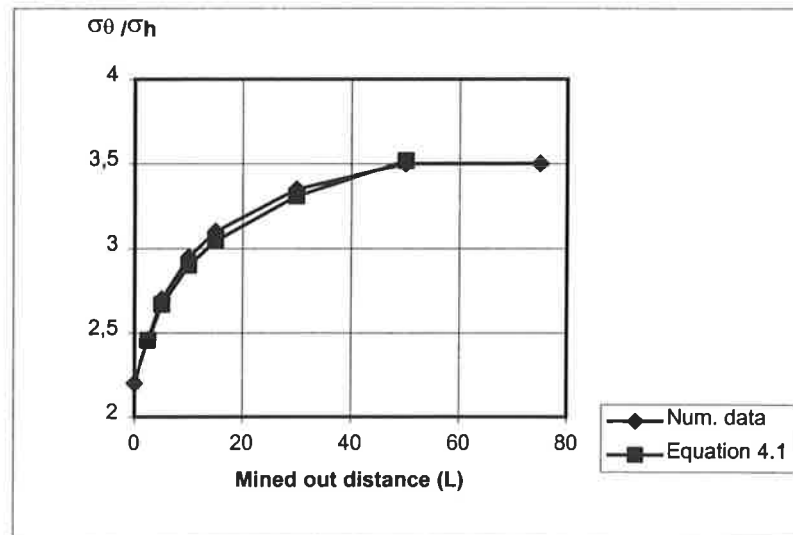
Om σ_H beaktas kommer detta att medföra att de tangentiella spänningarna reduceras och kan beskrivas med ekvation (4.2):

$$\sigma_\theta = 2.2 \cdot \sigma_h \cdot L^{0.12} - 0.75 \cdot \sigma_H \quad (4.2)$$

L = utbruten längd

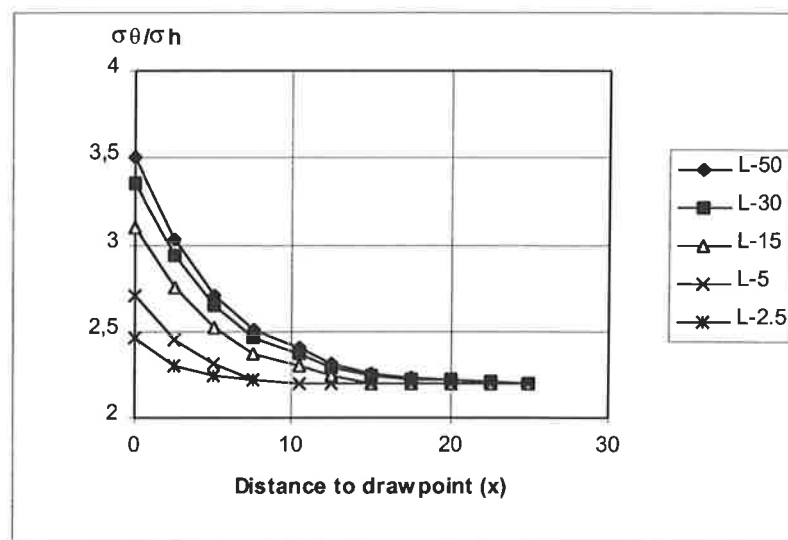
σ_H = spänningar vinkelrätt samt parallellt med orterna.

Ekvation (4.2) visar att σ_H måste vara ungefär 3 ggr så stor än σ_h för att dragspänningar skall uppstå i taket vid brytningsfronten.



Figur 4.3 Resultat från analyser med EXAMINE3D, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. Kurvan visar kvoten mellan σ_θ och σ_h som en funktion av utbruten längd (L).

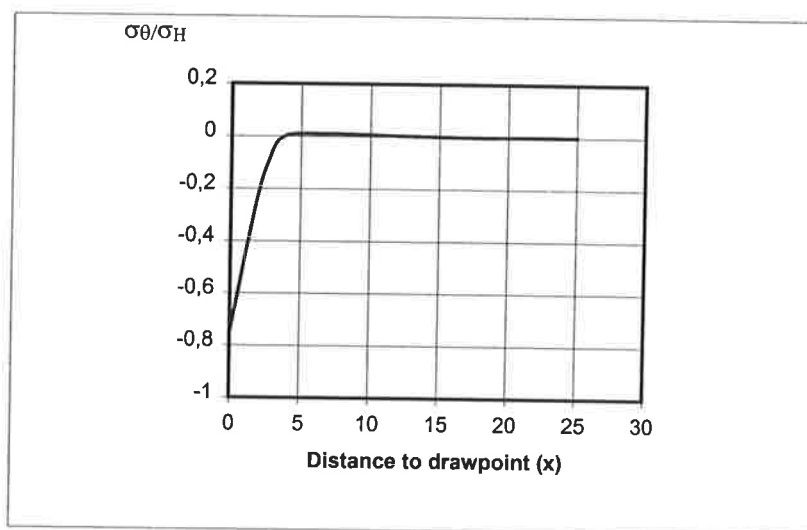
Figure 4.3 Results from EXAMINE3D modelling, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. The graph shows the tangential stress concentration factor in the roof at the drawpoint, as a function of the mined out distance (L).



Figur 4.4 Resultat från analyser med EXAMINE3D, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. Kurvorna visar kvoten mellan σ_θ och σ_h som en funktion av avståndet till brytningsfronten.

Figure 4.4 Results from EXAMINE3D modelling, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. The graph shows the tangential stress concentration factor in the roof, as a function of the distance to the drawpoint.

Från figur 4.4 framgår det att även avståndet till brytningsfronten har stor betydelse på de tangentiella spänningarna i taket på orten. I figur 4.5 är samma geometrier analyserade men med andra initialspänningar, $\sigma_h = 0$, $\sigma_H = 1$. Spänningsfördelningen är i princip oberoende av längden på det utbrutna området, varför endast kvoten mellan σ_θ och σ_h som en funktion av avståndet till brytningsfronten redovisas.



Figur 4.5 Resultat från analys med EXAMINE3D, $\sigma_h = 0$, $\sigma_H = 1$. Kurvan visar kvoten mellan σ_θ och σ_h som en funktion av avståndet till brytningsfronten.

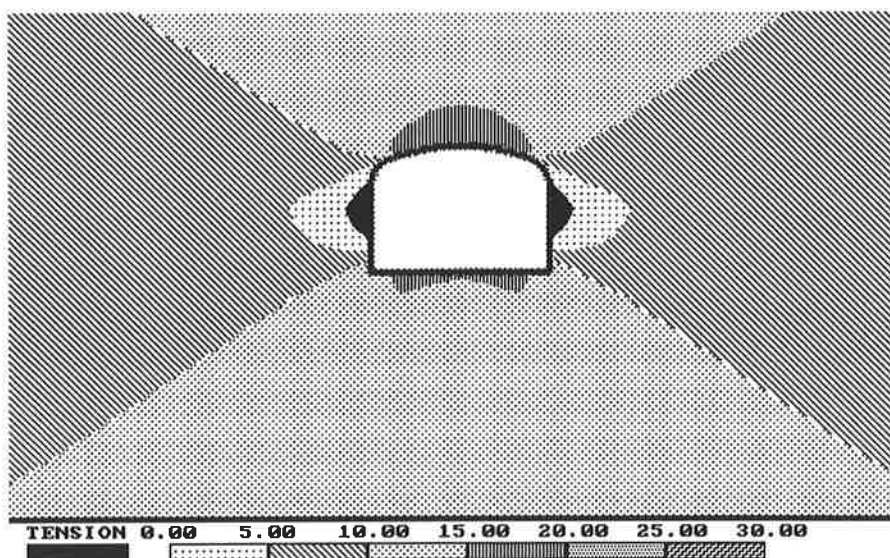
Figure 4.5 Results from EXAMINE3D modelling, $\sigma_h = 0$, $\sigma_H = 1$. The graph shows the tangential stress concentration factor in the roof, as a function of the distance to the drawpoint.

Som framgår av figur 4.4 och 4.5 är spänningsförändringarna störst inom 5 m från brytningsfronten. Beroende på utbrytningen kommer de tangentiella spänningarna i taket att variera men dragspänningar uppstår inte förrän kvoten mellan σ_H och σ_h blir större än 3. Oavsett storleken på de tangentiella spänningarna har dock inspänningen minskat och spänningssituationen är att jämföra med en slänt.

4.2 Påverkan från närliggande brytning

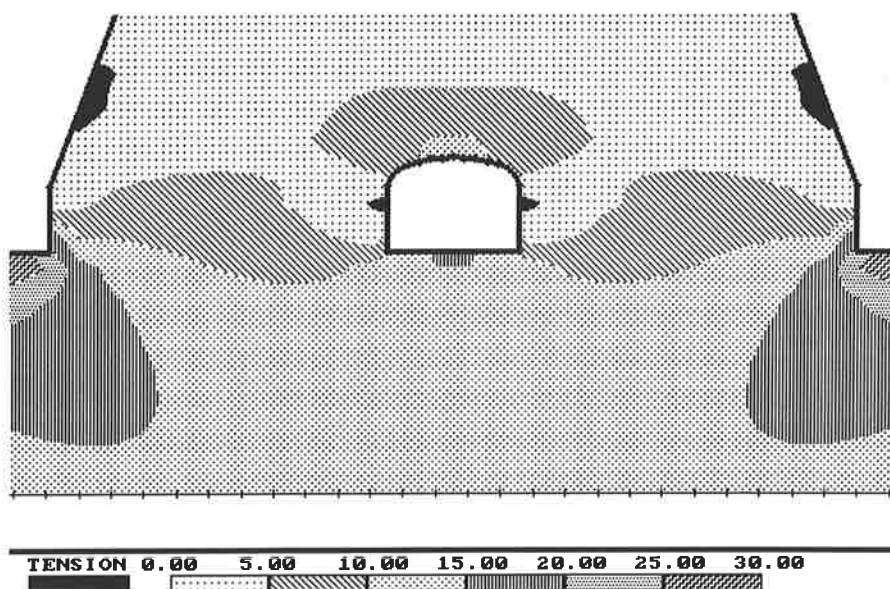
En intressant frågeställning är hur brytningen i en ort påverkar spänningarna i en annan närlägen ort. Nuvarande brytningsprincip är att bryta ut orterna utifrån kanterna på brytningsområdet och in mot mitten av brytningsområdet.

För att avgöra om orter påverkas av brytning i närlägen orter har en 2D modell analyserats inledningsvis. Resultatet från denna analys visar tydligt att spänningarna kring en ort påverkas av brytning i närlägen orter, se figur 4.6 och 4.7.



Figur 4.6 Illustration av spänningskoncentrationerna omkring en ort.

Figure 4.6 Illustration of stress distribution around a single drift.

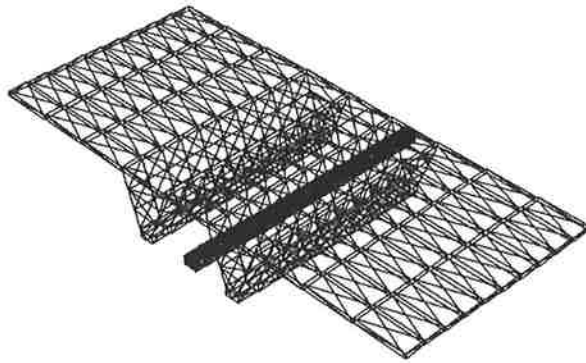


Figur 4.7 Illustration av spänningskoncentrationerna omkring en ort omgiven av andra utbrutna orter.

Figure 4.7 Illustration of stress distribution around a drift situated between two mined out drifts.

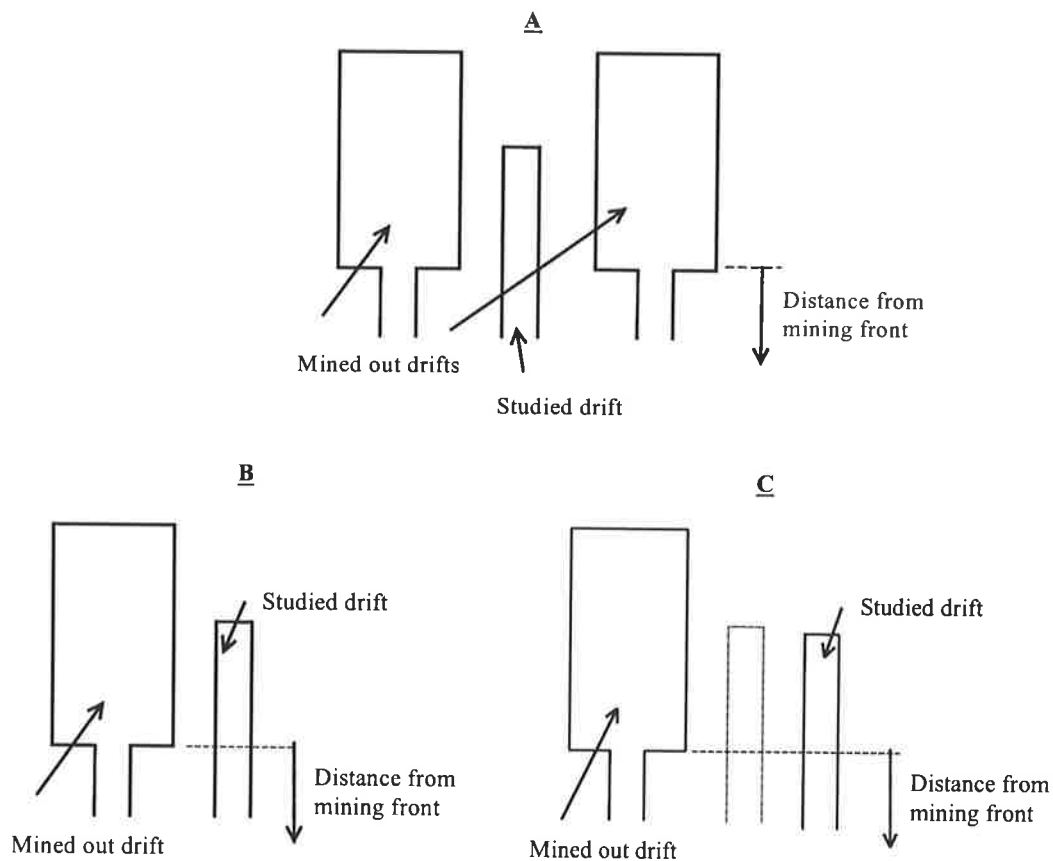
För att studera hur och när en ort påverkas av närbelägna orter har EXAMINE3D använts. Liksom fallet med en singular ort har flera olika brytningssekvenser analyserats. I figur 4.8 visas en utav de analyserade geometrierna.

I nästa exempel studeras σ_0 i taket på en ort belägen enligt figur 4.9.



Figur 4.8 Exempel på EXAMINE3D modell. Figuren visar en utav de geometrier som analyserats.

Figure 4.8 Example of an EXAMINE3D model. The figure shows the geometry of one of the multiple openings model.



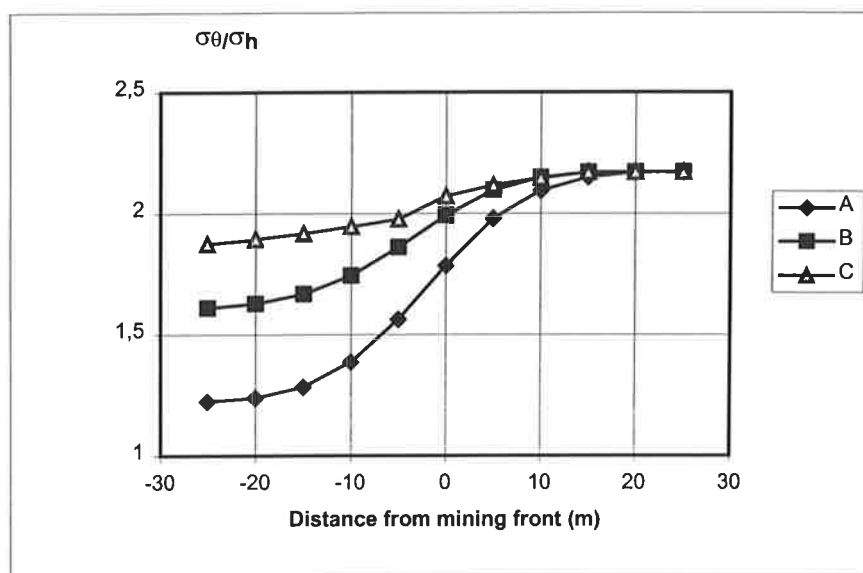
Figur 4.9 Principskiss över de numeriska modellerna som använts för att studera hur brytning i närbelägna orter påverkar spänningarna.

Figure 4.9 Illustration of the multiple opening models used to study how unmined drifts is affected by closely located, mined out drifts.

- A. en utbruten ort på respektive sida om den analyserade orten, 25 m avstånd.
- B. en utbruten ort på ena sidan om den analyserade orten, 25 m avstånd.
- C. en utbruten ort på ena sidan om den analyserade orten, 50 m avstånd.

Resultaten som redovisas i figur 4.10 visar att:

- utbrytningen i närbelägna orter orsakar en minskad inspanning i taket.
- brytningen påverkar kraftigt närmaste ort medan övriga orter påverkas marginellt.
- spänningarna i den studerade orten påverkas innan brytningsfronten i övriga orter befinner sig i jämnhöjd med studerad sektion.



Figur 4.10 Resultat från analys med EXAMINE3D, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. Kurvorna visar variationen av de tangentiella spänningarna i taket på orten på grund av närbelägen brytning.

Figure 4.10 Results from the EXAMINE^{3D} model, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. Variation in tangential stress, in the roof of the drift, due to closely located mining activity.

Genom att kombinera resultaten från analyser angående brytning i aktuell ort med analyser av påverkan från närbelägen brytning kan det konstateras att spänningsförhållandena i orten styrs både av läget på brytningsfronten i orten som av läget på brytningsfronten i de närmast belägna orterna.

4.3 Spänningsförändringar orsakade av brytning på ovanliggande nivåer

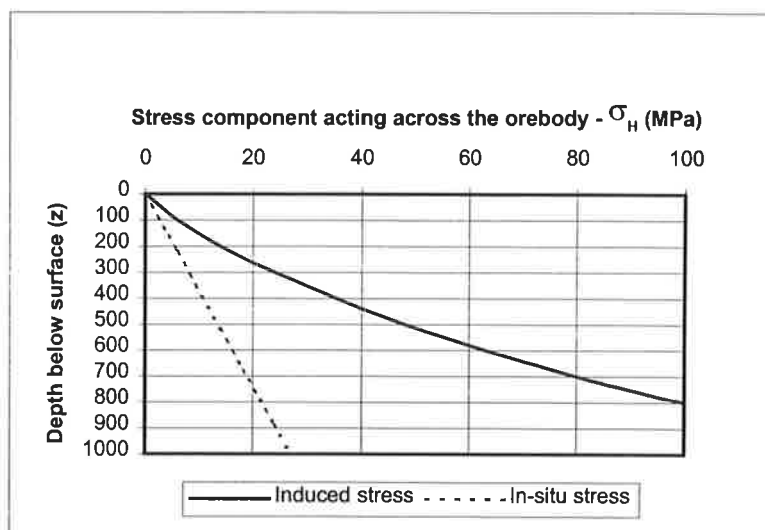
Figur 4.13 visar hur σ_H ökar på grund av den utökade utbrytningen. I den numeriska analysen har σ_H in-situ antagits enligt ekvation (4.3).

$$\sigma_H = 1.5 \cdot 0.027 \cdot z \quad (4.3)$$

z = nivå under markytan

I denna analys har det antagits att kvoten mellan gruvans längd och brytningsdjupet är så stort att en 2D modell kan användas ner till 1000 m. Det bör dock påpekas att denna modell ej gäller för gruvans yttre områden. Bergmassan antas även här vara linjärelastisk, isotrop och homogen.

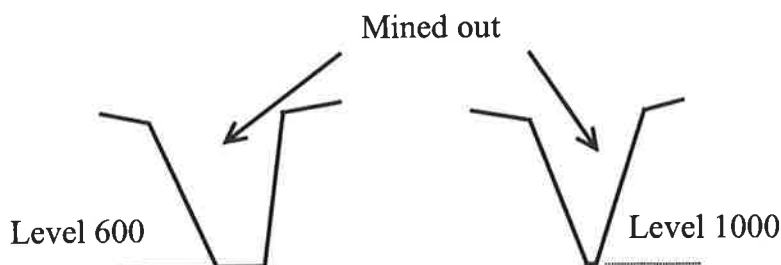
Spänningarna är beräknade i centrum av malmkroppen och 27 m under den utbrutna nivån, på den nya produktionsnivån.



Figur 4.13 Resultat från analyser med EXAMINE2D. Kurvorna visar hur spänningarna varierar med djupet samt på grund av både djupet och utbrytningen.

Figure 4.13 Results from EXAMINE2D modelling of the mining induced stresses. The graphs illustrate the stress increase due to mining and depth as well as stresses only as a function of depth.

Figur 4.13 visar att spänningsökningen är markant på grund av kombinationen av ökad utbrytning samt ökade in-situ spänningar. Teoretisk, bör spänningarna gå mot oändligheten då brytningen i stor skala mer och mer går mot en spets i botten, se figur 4.14.



Figur 4.14 Ökad utbrytning leder till ökade spänningar på underliggande nivåer, särskilt som brytningsfronten mot djupet blir spetsigare och spetsigare.
Figure 4.14 Increased mining depth will cause high stresses at new future mining levels, this since the mined out area will have more and more of a notch shape.

Då materialet i modellen är linjärelastiskt uppstår aldrig något brott i den simulerade bergmassan, vilket kommer att inträffa i verkligheten med påföljande spänningsomlagringar. Detta betyder att spänningsinducerade problem i framtiden kan uppstå på nivåer belägna långt nedanför aktuell brytningsnivå.

Eftersom det främst är σ_H som påverkas av brytningen kommer kvoten mellan σ_H och σ_h att bli större i framtiden. Som påpekats i tidigare avsnitt kan detta medföra ökade stabilitetsproblem på grund av avlastning i brytningsfronten.

I denna 2D modell har inte ovanliggande rasmassor beaktats. Det råder inget tvivel om att rasmassorna fungerar som ett stöd åt omgivande berg. Rasmassorna bör dock inte ha någon inverkan på spänningsomlagringen då spänningarna i rasmassorna i allmänhet är låga.

5 Klassificering

Under senare år har flera klassificeringssystem utvecklats. Wickham (1972), Barton et al. (1972), Hoek and Brown (1980) och Bieniawski (1984), för att nämna några, har utvecklat klassificeringssystem för olika användningsområden. Detta avsnitt avser inte att i detalj förklara samtliga klassificeringssystem utan istället förklara bakgrund samt syfte med klassificeringssystemen.

Bergmassan är definierad som in-situ berg inkluderat samtliga diskontinuiteter. De viktigaste faktorerna som påverkar stabiliteten i bergmassan vid drivning är:

- bergmassans hållfasthet
- orientering och egenskaper på diskontinuiteter
- spänningar och omfördelning av dessa
- grundvatten

Dessa olika faktorer är många gånger både tidskrävande och kostsamma att undersöka vid projektering. Undersökningar angående diskontinuiteternas egenskaper och orientering ger troligen viktigast information relativt kostnaden. Den svåraste delen är att översätta observationerna till mekaniska egenskaper. Detta är också en utav orsakerna till att bergmassans storskaliga hållfasthet är så svårbestämd.

Vatten kan påverka det mekaniska uppträdandet på två sätt. Dels kan det reducera normalspänningarna i sprickplan etc och dels kan det förändra dom mekaniska egenskaperna av vissa bergarter samt fyllnadsmaterial.

Ovanstående visar att berg är ett komplext byggnads material och för att bestämma dess uppträdande är det inte alltid tillräckligt med analytiska verktyg och mekaniska lagar. Vid flera tillfällen måste existerande erfarenhet utnyttjas. För att det skall vara möjligt att utnyttja tidigare erfarenhet måste erfarenheten kunna korreleras mellan olika projekt. Ett klassificeringssystem gör detta möjligt, då det innebär att faktorer som påverkar stabiliteten tilldelas numeriska värden.

Meningen med klassificeringssystem är att erhålla egenskaper på bergmassan som kan användas vid dimensionering och planering. Ett klassificeringssystem måste beakta alla de geologiska faktorer som påverkar bergmassans hållfasthet samtidigt som det måste vara så enkelt att använda att det kan ingå i den vanliga geologiska undersökningen. Klassificeringssystemen kombinerar många gånger observationer, konstruktionsdetaljer och erfarenhet och ger en kvantitativ uppskattning av bergmassans egenskaper samt förstärkningsbehov.

I utvecklingen av empiriska klassificeringssystem väljs faktorer och kombinationer av faktorer genom att studera så många praktikfall som möjligt. Detta medför att det är bakgrundsmaterialet som definierar gränserna för användandet av samtliga klassificeringssystem. Klassificering är egentligen ett sätt att använda data i en databas. Databasen tillåter användaren att välja ett förstärkningssystem som är det samma som med framgång använts vid andra objekt med liknande geologiska förutsättningar. Klassificeringssystem är värdefulla och bra hjälpmedel så länge dom används inom gränserna för det bakgrundsmaterial som använts för att ta fram systemen.

Terzhagi (1946) var en av de första att ta fram en empirisk metod för att bestämma tunnelförstärkning. Denna metod systematiserade bedömningen av bergmassan genom att ge definitioner angående observerbara egenskaper, dessa definitioner kombineras och är länkade genom enkla formler till förstärkningsbehovet.

RQD (Rock Quality Designation) introducerades av Deere (1964) som en beskrivning av uppsprickningen av en borrhärd. I dag kvarstår RQD som en viktig parameter i många klassificeringssystem.

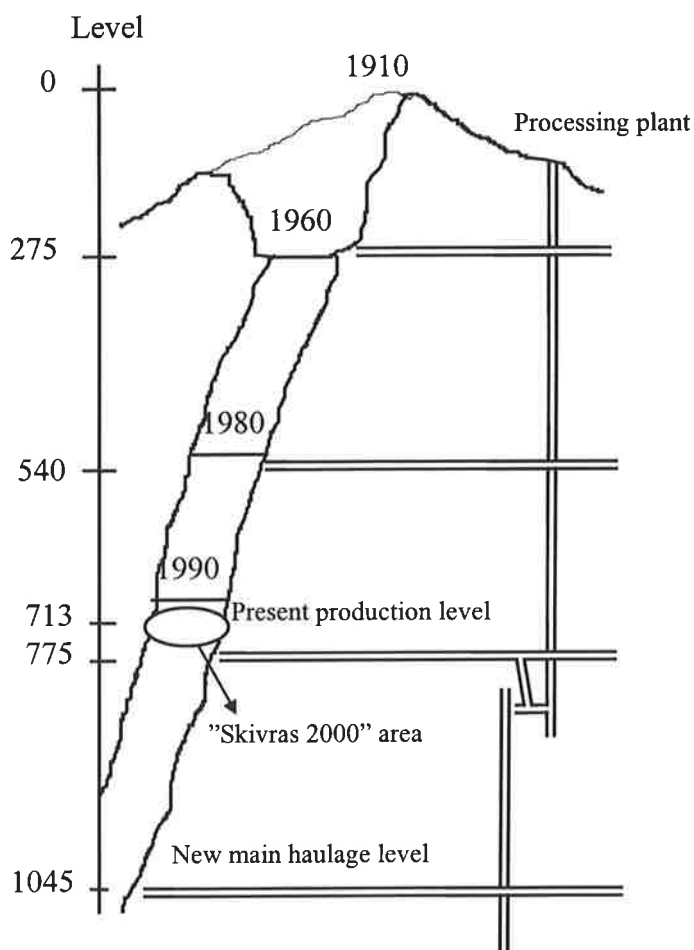
Senare klassificeringssystem klassificerar individuellt de viktigaste faktorerna som bestämmer bergmassans uppträdande. Även om det förekommer viss variation så kan dessa faktorer sägas vara:

- det intakta bergets hållfasthet
- sprickfrekvensen
- skjuvhållfastheten på sprickplanen
- sprickorientering relativt anläggningen
- grundvattenförhållande

Den stora skillnaden mellan klassificeringssystemen är hur dessa faktorer kombineras och viktas, samt hur förstärkningsrekommendationerna erhålls. Endast i ett enstaka klassificeringssystem beaktas spänningsförändringens inverkan på bergmassan, se t ex Cummings (1984).

6 Generell beskrivning av Kirunavaaragruvan

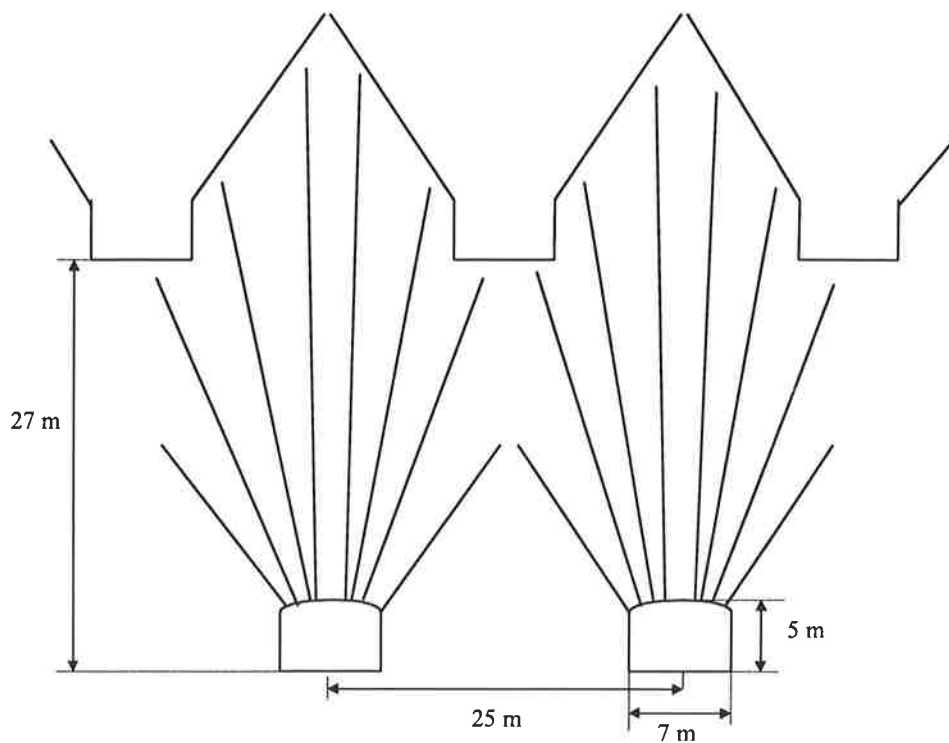
Kirunavaaragruvan är en utav världens största järnmalmproducenter och den största underjordsgruvan. För närvarande produceras ca 20 Mton / år. Kirunamalmen är ca 4 km lång, i genomsnitt 80 m bred och den har ett känt djup på 2000 m. Malmkroppen lutar ca 60°. Största delen av produktionen sker idag på nivå 740. På nivå 1045 har en ny huvudnivå öppnats, se figur 6.1.



Figur 6.1 Kirunavaaragruvan, delvis efter Wyllie (1994).

Figure 6.1 The Kirunavaara mine, partly after Wyllie (1994).

Gruvan har ett lokalt koordinatsystem. Sjömalmen är den nordligaste delen av malmkroppen och startar vid ca Y7. Den sydligaste delen av malmkroppen är belägen på ca Y46. Nuvarande brytningsmetod är storskalig skivrasbrytning med 27 m mellan brytningsnivåerna. Tvärorterna är placerade med 25 m inbördes avstånd. I figur 6.2 illustreras nuvarande layout för produktionshålén.



Figur 6.2 Principskiss över nuvarande layout i Kirunavaaragruvan.

Figure 6.2 Illustration of present layout in the Kirunavaara mine.

För att erhålla en bättre förståelse för hur, bl a skivrasbrytningen påverkar stabiliteten i orten vid olika drivningssekvenser har ett provområde inrättats. Provområdet har kallats "Skivras 2000", se figur 6.1. Provområdet är beläget på nivå 713 mellan Y34 – Y36.5. Malmkroppen har tidigare brutits ut på båda sidor om provområdet varför höga spänningar förväntades i området.

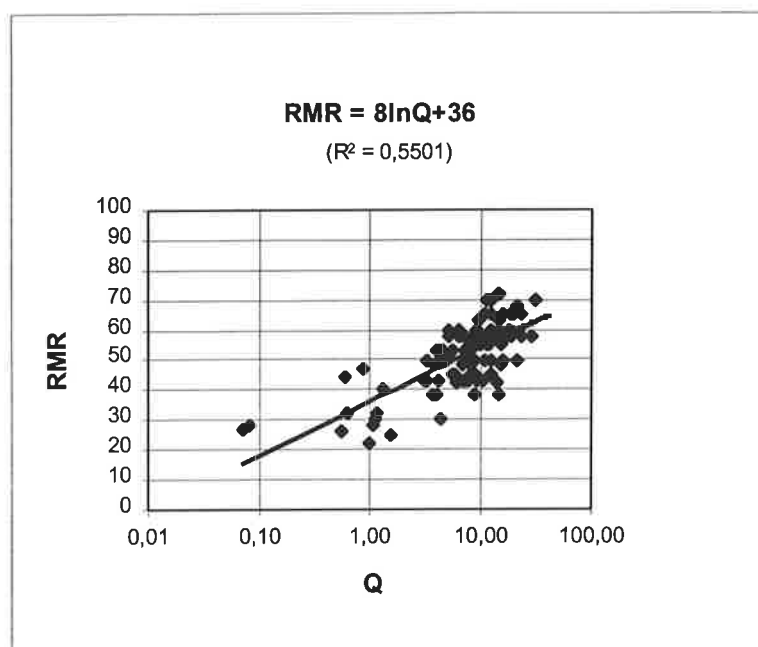
7 Förstärkning

7.1 Klassificering

”Skivras 2000” området har klassificerats med hjälp av både Q- och RMR-systemet.

Klassificering i detta relativt komplexa geologiska område visar, som väntat, att berget är av sämre kvalitet vid kontakterna och nedsätts lokalt i malmen av kraftiga skölzoner.

Klassificeringen visar att Q- och RMR-systemet ger likvärdiga resultat. Korrelationen mellan systemen är illustrerad i figur 7.1.



Figur 7.1 Korrelation mellan Q- och RMR-värden i "Skivras 2000" området.
Figure 7.1 Correlation between Q- and RMR values in the "Skivras 2000" area.

Som tidigare nämnts så är det endast ett klassificeringssystem som tar hänsyn till spänningsförändringar. RMR-systemet tar överhuvudtaget inte hänsyn till spänningstillståndet, Q-systemet beaktar dock det initiala spänningstillståndet genom SRF (Stress Reduction Factor). SRF har stor inverkan på Q-värdet eftersom SRF kan variera från 0.5 – 400, Grimstad och Barton (1993). I denna studie valdes dock att hålla SRF konstant till 1, eftersom syftet var att bedöma bergmassan in-situ.

7.2 Förstärkning

Prognoserna för förstärkningen i gruvan baseras på förstärkningen som är installerad på ovanliggande nivå samt från kartering av borrhärlor. Detta betyder att för närvarande så finns det inte någon systematiskt klassificering baserad på förväntade stabilitetsproblem i aktuell ort.

Huvuddelen av förstärkningen, ungefär 70%, installeras i samband med tillredningen av orten. Gruvarbetarna avgör mängd och typ av förstärkning baserat på erfarenhet. Vid tillredningen av orterna är det inte klart var produktionshålerna kommer att placeras, varför förstärkningen ibland placeras där det senare skall borrhärlor produktionshål. Vid sidan om förstörda borrhärlor och ny lokalisering av produktionshålerna så kan funktionen av installerad förstärkning komma att bli kraftigt begränsad.

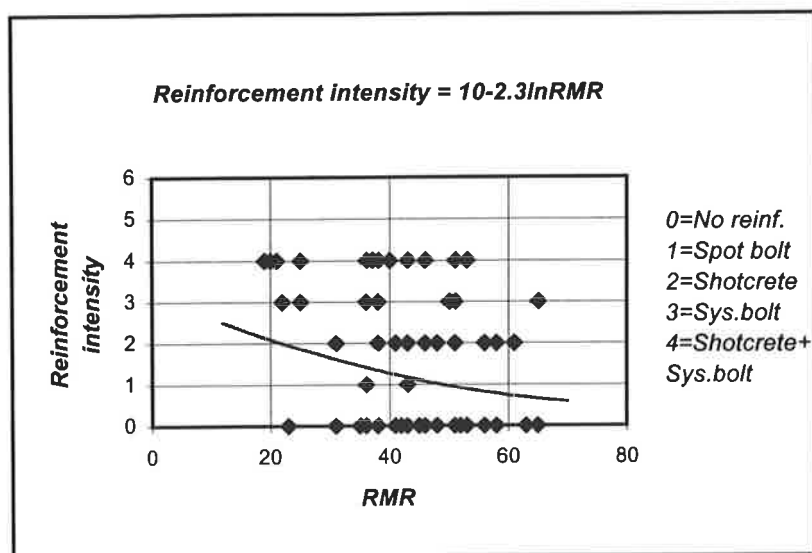
Efter tillredningen inspekteras orterna för att avgöra behovet av kompletterande förstärkning.

Genom att jämföra prognoser för "Skivras 2000" området med det verkliga utfallet kan det konstateras att korrelationen är mycket låg mellan de båda. Som exempel kan nämnas att det enligt prognosen skulle bultas 250 m ort men endast 63 m ort har blivit bultad.

Utifrån detta ovanstående och tidigare utredningar, Holmstedt (1991), kan det konstateras att förstärkningsprognosen måste förbättras genom ökad erfarenhetsåterföring.

Figur 7.2 visar korrelationen mellan klassificerad bergmassa och installerad förstärkning i "Skivras 2000" området. Denna figur visar att typ och mängd förstärkning varierar avsevärt i en och samma typ av bergmassa. Som ett exempel kan det konstateras att systematisk bultning har använts i berg med RMR värden mellan 20 och 60. Denna variation kan bero på olika faktorer, men de mest troliga är:

- För mycket förstärkning installeras i bra berg.
- Gruvarbetarna bedömer andra parametrar än de i RMR- och Q-systemet när de väljer förstärkning.



Figur 7.2 Korrelationen mellan installerad förstärkning och RMR värde. Linjen i diagrammet visar Q-systemets förstärkningsrekommendationer, beräknade från ekvationen i figur 7.1.

Figure 7.2 Correlation between installed reinforcement and RMR rating. The line in the diagram shows the Q-system support recommendations, calculated from the equation used in Fig. 7.1.

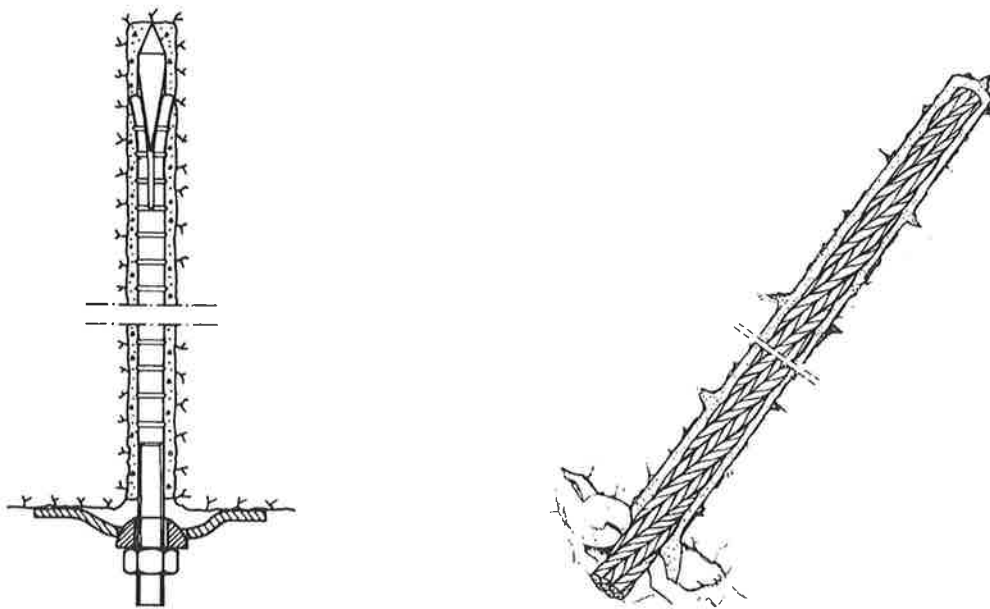
Oavsett vilken av ovanstående faktorer det beror på så borde det vara få eller inga stabilitetsproblem i test området, så länge gruvarbetarna beaktar de för stabiliteten avgörande faktorerna.

Vidare så har det i testområdet utförts geologisk kartering och i testområdet samt valda delar av gruvan har det utförts skadekartering.

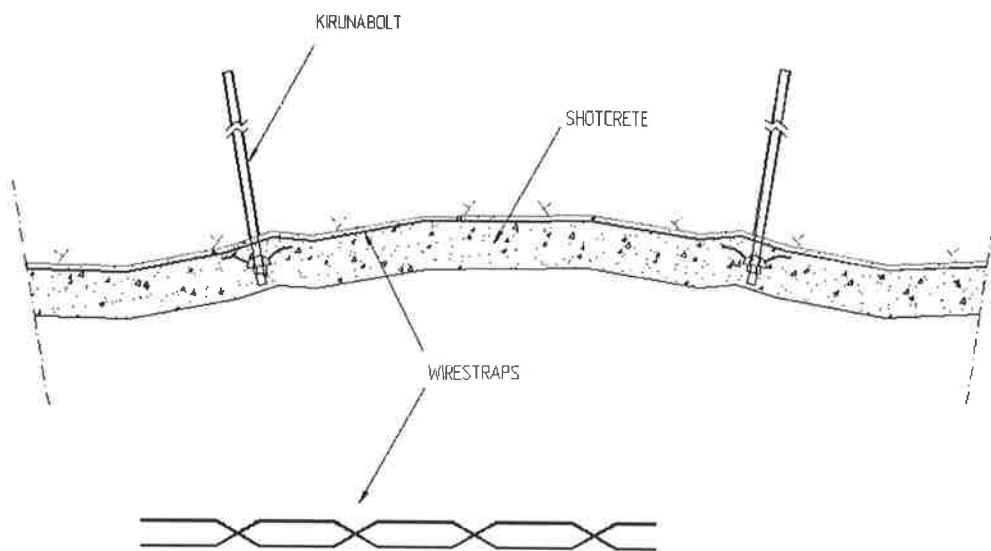
Sammanfattningsvis kan dock sägas att vanligaste stabilitetsproblemen i testområdet uppkom i samband med skölzonerna.

För att studera hur förstärkningen fungerar i orterna har nedanstående typer av förstärkning installerats i orterna:

1. Kirunabult, se figur 7.3, installerad i olika vinklar relativt produktionsborrhålen.
2. Kabelbultar, se figur 7.3.
3. Fjällband monterade med Kirunabult samt sprutbetong, se figur 7.4.
4. Fiberarmerad sprutbetong och systematisk bultning (I dag används huvudsakligen oarmerad sprutbetong).

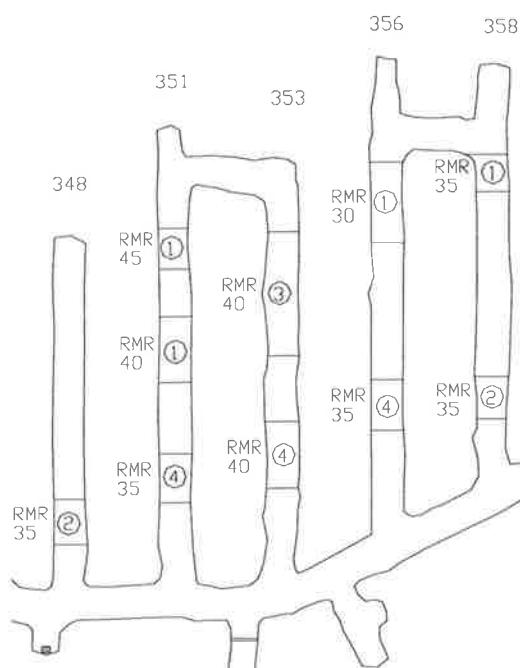


Figur 7.3 Principskiss av Kirunabult och kabelbult.
Figure 7.3 Illustration of the tested Kirunabolt and Cablebolt.



Figur 7.4 Principskiss av det installerade fjällbanden kombinerat med Kirunabult och sprutbetong.
Figure 7.4 Illustration of the installed wirestraps combined with the Kirunabolt and shotcrete.

Förstärkningstyperna 1 och 3 var enbart installerade i malmen. Placeringen av dessa avgjordes på grundval av tidigare förstärkning och klassificering, för att kunna jämföra de två systemen under liknande förhållanden. Förstärkningstyperna 2 och 4 installerades för att förstärka hängväggskontakten, se figur 7.5.



Figur 7.5 Installerad testförstärkning och bergklass i testområdet, "Skivras 2000", nivå 713.

Figure 7.5 Installed test reinforcement and rock mass rating at the test area, the "Skivras 2000" area, 713 m level.

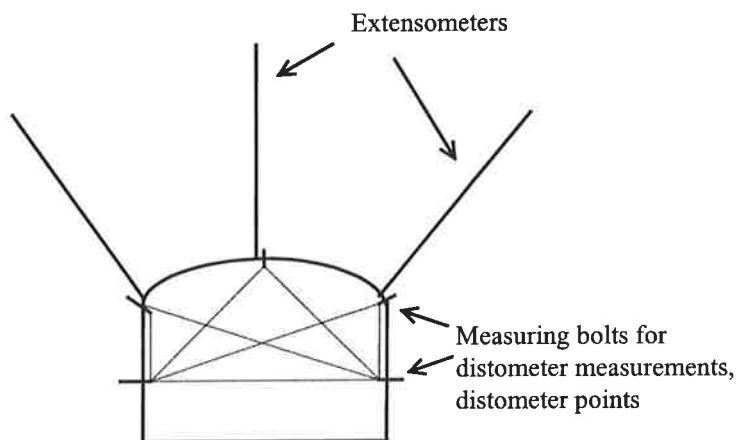
I de partier där ovan beskrivna förstärkning applicerats kunde inga större skador eller utfall detekteras under ortens livslängd.

Om förstärkningstyp 1 och 3 jämförs kan det konstateras att 3 ger ett något jämnare bryn, vilket teoretiskt skulle ge bättre utlastning. Den installerade mängden testförstärkning är dock för liten för att dra några generella slutsatser angående dessa två systems förstärkande förmåga.

En jämförelse av förstärkningstyp 2 och 4 visar ingen skillnad då orten i samtliga fall är stabil. Den enda observationen var att endast ett fåtal av kabelbultarna tvinnades upp, vilket kan indikera att endast ett fåtal av dessa bultar var belastade. För den fiberarmerade sprutbetongen kan det konstateras att uppsprickning inte förekommer när brytningsfronten är mer än ca 10 m bort. När brytningsfronten är närmare än ca 10 m kan en mindre mängd sprickor observeras.

8 Deformationsmätning

Deformationsmätningar utfördes med extensometrar och distometermätning. Avsikten var att instrumentera varje sektion med 5 distometerpunkter samt 3 extensometrar, se figur 8.1. På grund av praktiska problem kunde endast 2 extensometrar användas i 3 av de 9 sektionerna.



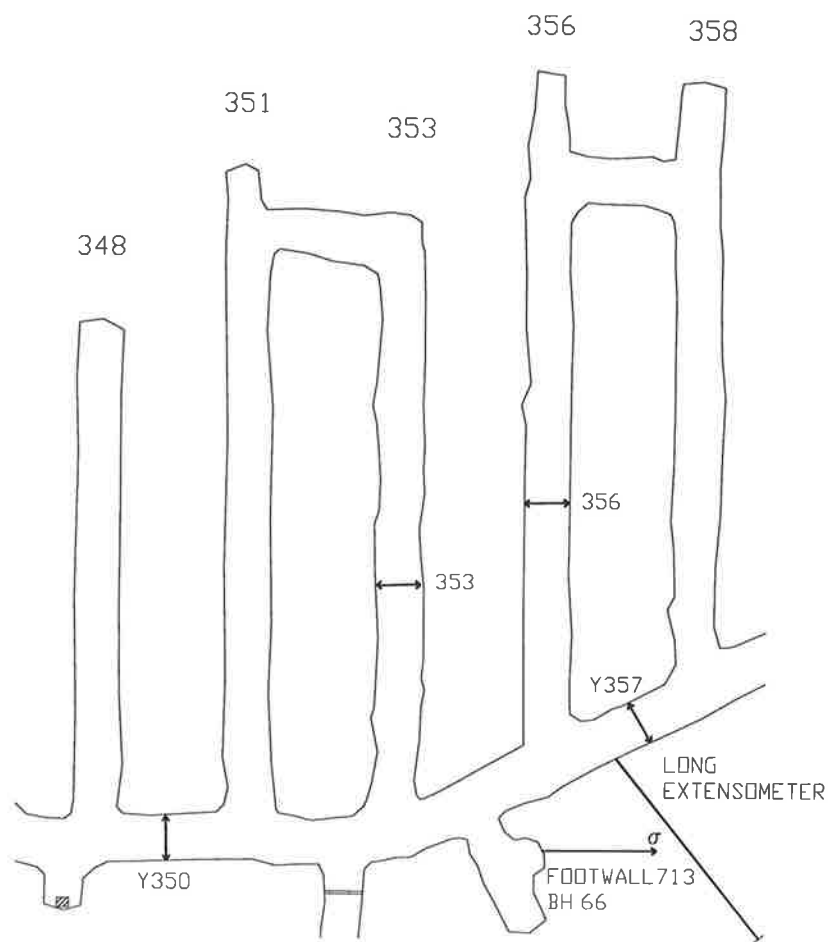
Figur 8.1 Principskiss på installerad utrustning för deformationsmätning på nivå 713 samt 740.

Figure 8.1 Principal layout of the installed instrumentation for deformation measurements at 713 and 740 m level.

Deformationsmätningar utfördes i 9 olika sektioner. Fyra stycken i "Skivras 2000" området på nivå 713 samt 5 st rakt under "Skivras 2000" området, på nivå 740, se figur 8.2 samt 8.3.

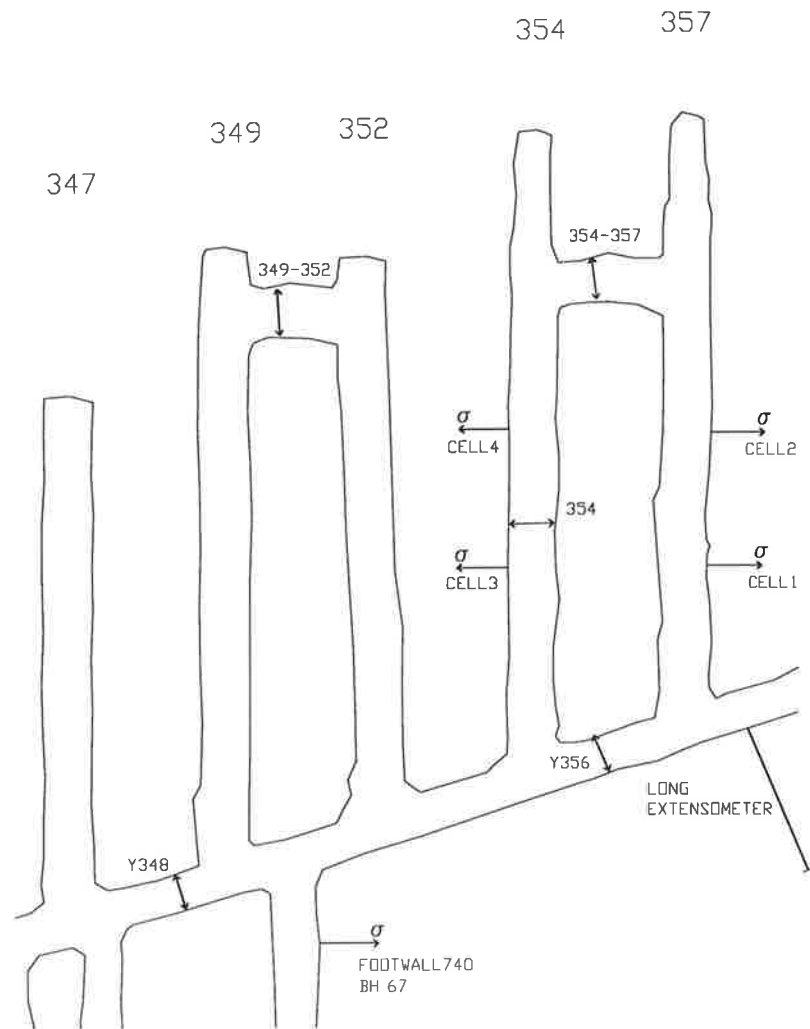
Generellt visar mätningarna att deformationerna i mätsektionerna är små under mätperioden, med något större deformationer på nivå 740 än på nivå 713.

Mätningarna visar inte på någon ökning av deformationerna när brytningen backar mot mätsektionen. Det har inte utförts någon komplett mätning närmare brytningsfronten än 15 m. Mätningar har utförts närmare fronten för delar av sektionen till exempel enbart extensometrar eller extensometrar samt ett fåtal distometerpunkter. Dessa delmätningar visar inte heller dom att deformationerna ökar nära brytningsfronten.



Figur 8.2 *Sektioner för deformationsmätning samt spänningsmätning i försöksområdet, "Skivras 2000" på nivå 713.*

Figure 8.2 *Sections of instruments for deformation and stress measurements in the testarea, the "Skivras 2000" area at the 713 level.*



Figur 8.3 *Sektioner för deformationsmätning samt spänningsmätning 27 m under försöksområdet, "Skivras 2000" på nivå 740.*

Figure 8.3 *Sections of instruments for deformation and stress measurements 27 meters beneath the test area, the "Skivras 2000" area, the 740 level.*

Mätningarna samt skadekarteringen visar att omgivande bergmassa uppträder som ett diskontinuum. Eventuella uppmätta deformationer var alltid kopplade till sprickor eller andra svagheter i berget, skadekarteringen visade att mindre utfall av block samt utfall i skölzonerna förekom.

9 Spänningsmätningar

9.1 Bakgrund

Mekanisk spänning är en fiktiv storhet som inte är mätbar. Därför måste parametrar mätas och med konstitutiva samband översätts parametrarna till spänning.

I Kirunavaaragruvan har spänningsmätningar utförts sedan 70-talet. Den vanligaste metoden är, och har varit, överbörningsmetoder med ”mjuka” triaxiella mätceller. Denna metod medför teoretiskt att samtliga spänningskomponenter kan bestämmas i en mätpunkt.

Metoden bygger på att mäta de deformationer som uppstår då det omgivande spänningsfältet inte längre tillåts belasta provområdet. Mätcellen, som limmas mot bergytan i borrhålet, mäter töjningarna som induceras då provområdet avlastas på grund av överbörningen. De mekaniska egenskaperna på berget bestäms i varje mätpunkt genom biaxella belastningstester.

Leman (1968) och Worotnicki, Walton (1976) har presenterat analytiska lösningar för beräkning av spänningsförhållandena utifrån uppmätta töjningar. Amadei (1992) presenterade analytiska lösningar för anisotropa förhållanden.

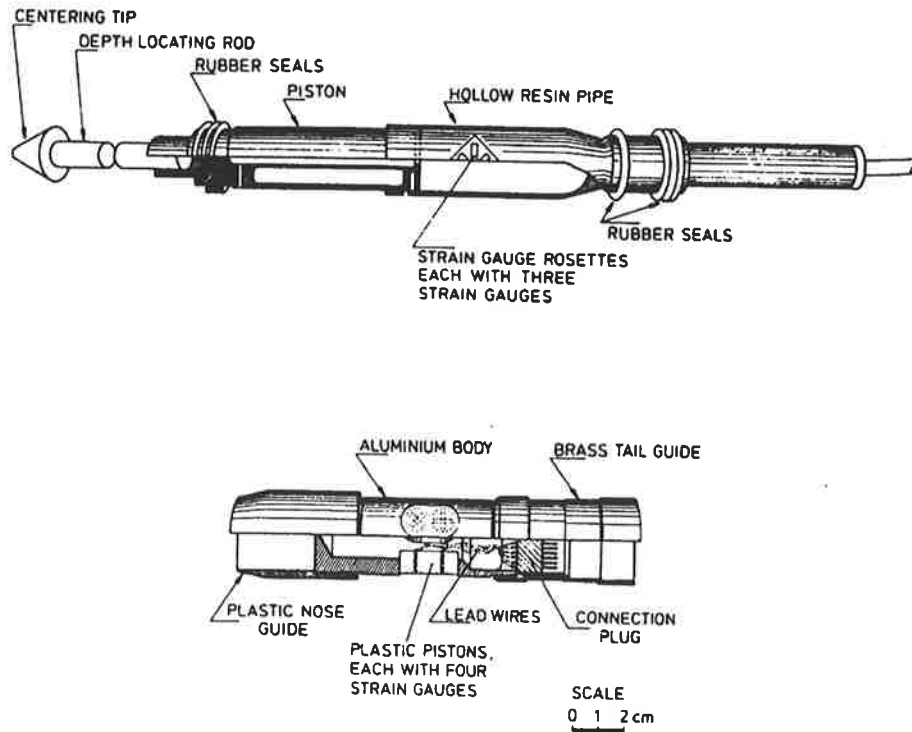
I denna studie har bergmassan antagits vara linjär elastisk, homogen och isotrop.

Matematiskt beskrivs spänningstillståndet genom den symmetriska spänningsmatrisen.

$$\sigma_{xyz} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (9.1)$$

Under de senaste åren har huvuddelen av spänningsmätningarna i Kirunavaaragruvan utförts med LUT-cellen. Cellen är utvecklad på avdelningen för Bergmekanik, Luleå Universitet, Leijon (1988). Arbetet baserades på tidigare erfarenhet från den Sydafrikanska Leeman cellen. Trådtöjningsgivarna (5 mm långa) monteras på den välvda ytan av tre, radiellt rörliga pistonger. Pistongerna är placerade 120° runt cellkroppen och varje pistong har 4 trådtöjningsgivare, som bildar två rosetter, totalt har cellen 12 trådtöjningsgivare, se figur 9.1

Gemensamt med LUT-cellen har även CSIROs, Hollow Inclusion cell använts, Worotnicki och Walton (1976) se figur 9.1.



Figur 9.1 Schematisk bild av Hollow-Inclusion cellen samt LUT-cellen, efter Stillborg och Leijon (1982).

Figure 9.1 Schematic drawing of the Hollow-Inclusion gauge and LUT-gauge respectively, after Stillborg and Leijon (1982).

Flera mätningar i Kirunavaaragruvan indikerar att spänningsförhållandena längs borrhålen varierar. Johnson (1993) påpekar att skillnader ofta uppstår i resultaten från spänningsmätningar i:

- samma borrhål
- olika borrhål men samma uppställning
- olika uppställningar på samma nivå
- olika nivåer men samma gruva.

Sådana skillnader kan bero på verkliga skillnader i in-situ spänningar alternativt geologiska faktorer.

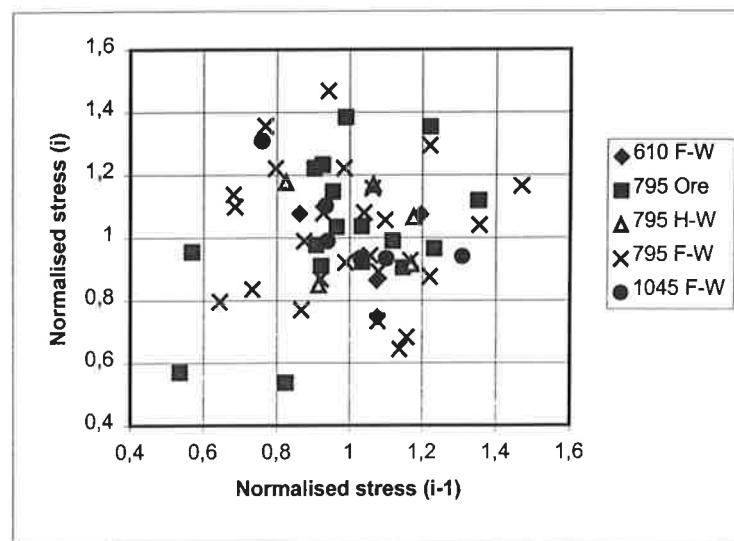
Ett borrhål avsett för spänningsmätning kommer att penetrera bergmassan och tillhörande spricksystem inkluderat diskontinuiteter av avsevärd storlek jämfört med borrhålets längd. Om den resulterande spänningsgradienten, associerad med dessa diskontinuiteter, uppträder över en sträcka som är längre än det typiska avståndet mellan mätpunkterna kan inte mätresultaten behandlas som oberoende av varandra.

En fullständig analys av detta förhållande kräver mycket detaljerad information om geologin på de olika mätplatserna. Denna information saknas för det stora flertalet av hålen som använts i denna studie.

Leijon (1988) presenterar data från triaxiella försök längs borrhål. Han konstaterar att lokala variationer av E-modulen i dessa fall inte kan korreleras till de uppmätta variationerna av in-situ, spänningar alternativt töjningar. Vidare så är mätfelet i det analyserade materialet enligt Leijon är i storleksordningen ± 2 MPa eller mindre.

Från det studerade materialet kunde det inte utläsas någon systematisk variation av uppmätta spänningar längs borrhålet.

En analys angående mätpunkternas oberoende av varandra har utförts, på mätningar utförda i Kirunavaaragruvan. Analysen liknar den utförd av Leijon (1988). Korrelationen mellan successiva observationer längs borrhål har undersökts, se figur 9.2.



Figur 9.2 Normaliserad spänning, $\sigma_i^{(N)}$, som funktion av närmast föregående observation, $\sigma_{(i-1)}^{(N)}$.

Figure 9.2 Normalised stress, $\sigma_i^{(N)}$, plotted against immediately preceding observation, $\sigma_{(i-1)}^{(N)}$.

Figuren visar data från test i ett borrhål jämfört med motsvarande resultat från närmast föregående test, $i-1$. Normaliserad spänning är medelspänningen (9.2) normaliserad med avseende på medelvärdet av samtliga tester utförda vid ett och samma ställe (9.3).

$$\sigma_i = \frac{1}{3}(\sigma_{1i} + \sigma_{2i} + \sigma_{3i}) \quad (9.2)$$

$$\sigma_i^{(N)} = \frac{\sigma_i \times n}{\sum_{i=n}^n \sigma_i} \quad (9.3)$$

Där

$\sigma_{1i}, \sigma_{2i}, \sigma_{3i}$ = huvudspänningar

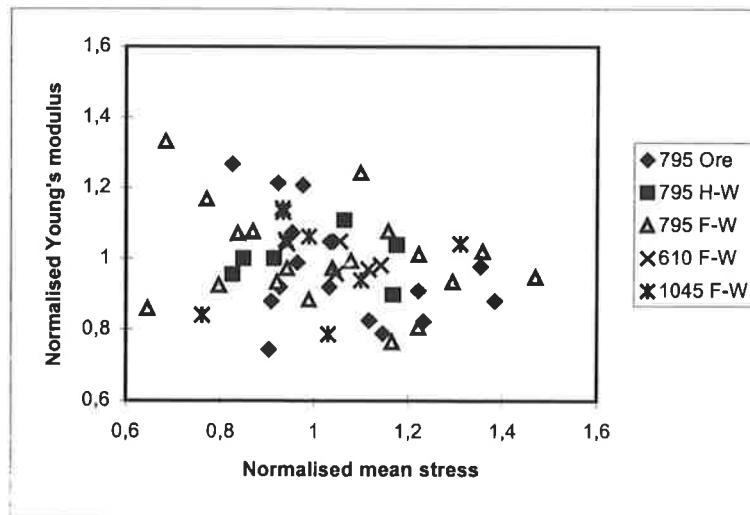
n = antalet test i respektive lokalisering

Bakgrundsdata grundar sig på 94 individuella tester på 5 olika nivåer i Kirunavaaragruvan. Då de normaliserade spänningarna inte bildar en ellipsoid i någon riktning är detta en indikation på att mätresultaten är oberoende av varandra. Detta resultat är i linje med resultaten från Leijon, och möjliggör på lokala områden medelvärdesbildning av spänningstensorerna.

Resultaten har även analyserats för att studera om det föreligger något samband mellan E-modulen och medelspänningen. E-modulen har bestämts med hjälp av biaxiella testcellen samt de överborrade mätcellerna. Den normaliserade E-modulen, $E_i^{(N)}$, beräknas enligt (9.4):

$$E_i^{(N)} = \frac{E_i \times n}{\sum_{i=1}^n E_i} \quad (9.4)$$

Resultatet i figur 9.3 representerar 5 olika lokaliseringar i 3 olika geologiska formationer. Utifrån figuren kan det konstateras att den uppmätta E-modulen är oberoende av medelspänningen eller tvärtom.

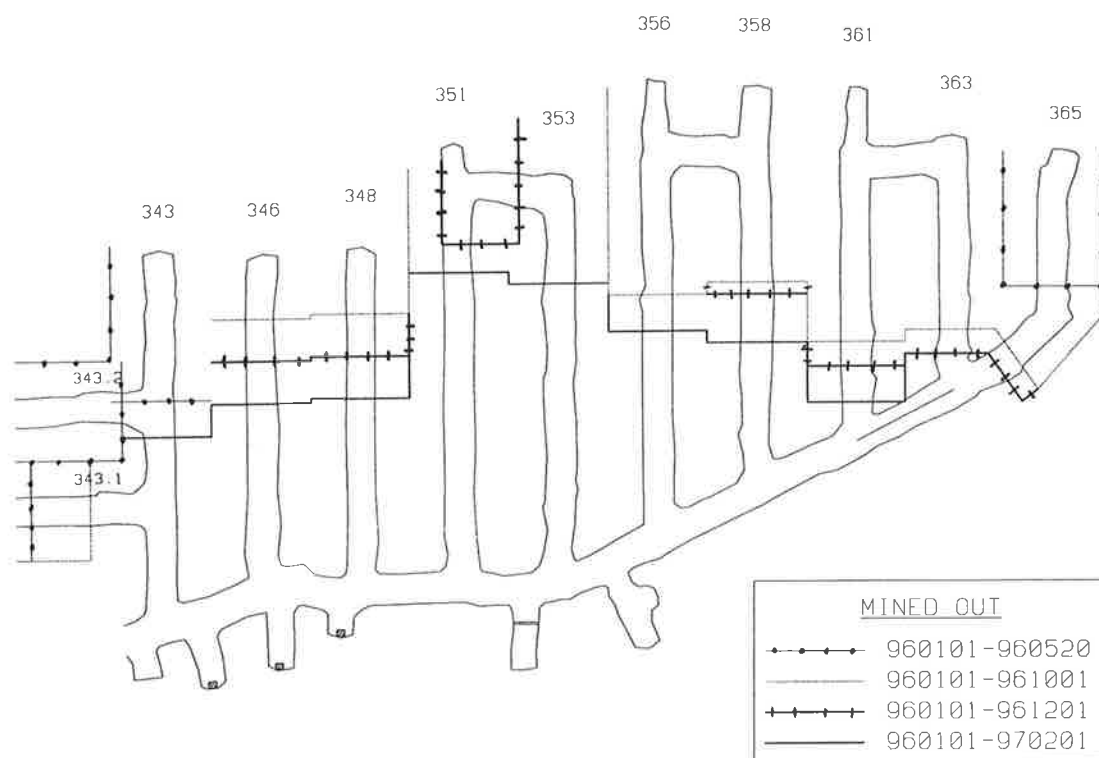


Figur 9.3 Normaliserad E-modul plottad mot normaliserad medelspänning.

Figure 9.3 Normalised Young's modulus plotted against the normalised mean stress.

9.2 Spänningsmätningar vid "Skivras 2000" området

På grund av gruvdriften i provområdet kommer spänningsförhållandena att ändras. Brytningsfrontens läge vid olika tidpunkter på nivå 713 redovisas i figur 9.4.

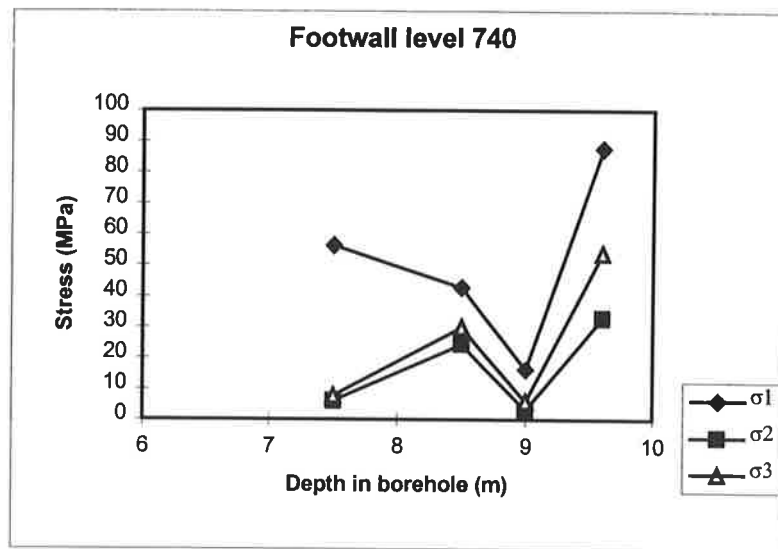


Figur 9.4 Brytningsfrontens läge vid olika tidpunkter, i "Skivras 2000" området.
Figure 9.4 The location of the mining front in the "Skivras 2000" area.

Som en del i uppföljningen av "Skivras 2000" området har spänningsmätningar utförts. Mätningarna har utförts dels som absolutbestämningar med LUT-cellen men även som övervakning med HI-celler.

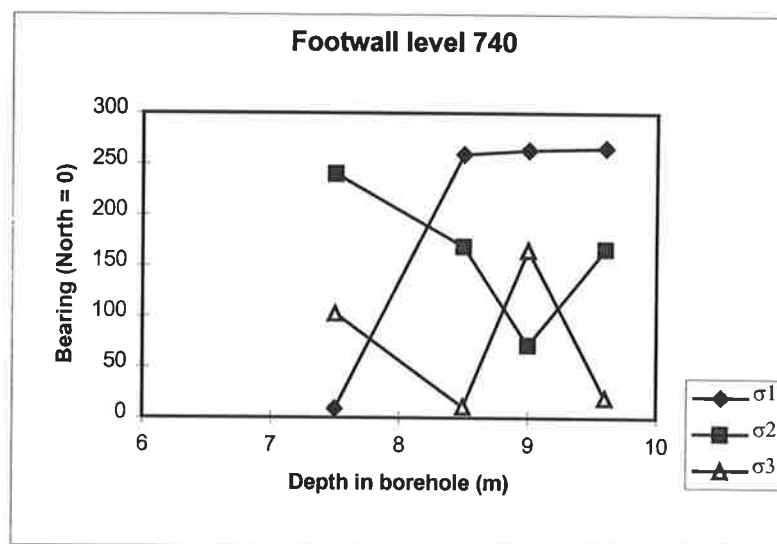
På nivå 713 har spänningarna bestämts och övervakats med HI-celler, se figur 8.2. På grund av att övervakningscellen förstördes tidigt vid skyddsskrotning redovisas inte resultaten i denna rapport.

På nivån 740 utfördes spänningsmätningar för att studera hur ovanförliggande brytningsnivå påverkar aktuell nivå. På nivå 740 bestämdes absolutspänningarna genom fyra mätpunkter i borrhål 67 på liggväggssidan. Resultaten visade relativt stora skillnader från mätpunkt till mätpunkt både i magnitud och riktning, se figur 9.5-9.7.



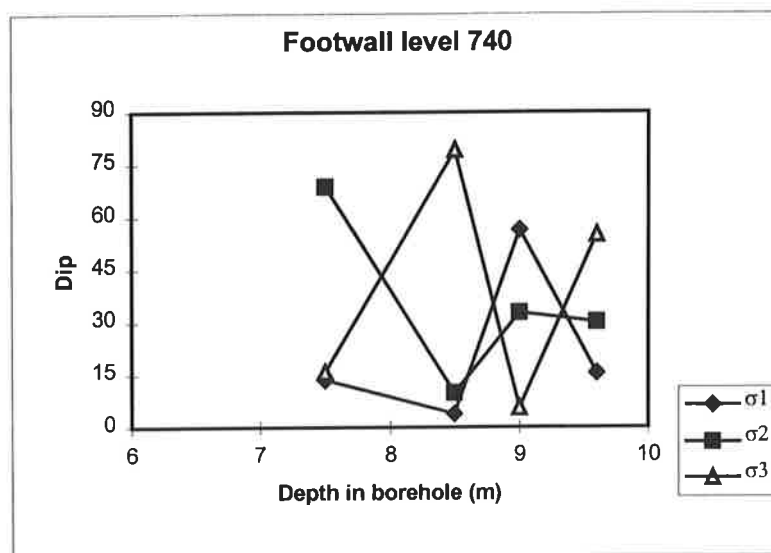
Figur 9.5 Variationer i spänningarnas magnitud längs borrhål 67, liggväggen nivå 740.

Figure 9.5 Variation of stress magnitude along borehole 67, footwall at level 740.



Figur 9.6 Variationer i spänningsriktningen längs borrhål 67, liggväggen nivå 740.

Figure 9.6 Variation of stress bearing along borehole 67, footwall at level 740.



Figur 9.7 Variationer i lutningen och spänningen längs borrhål 67, liggväggen nivå 740.

Figure 9.7 Variation of stress dip along borehole 67, footwall at level 740.

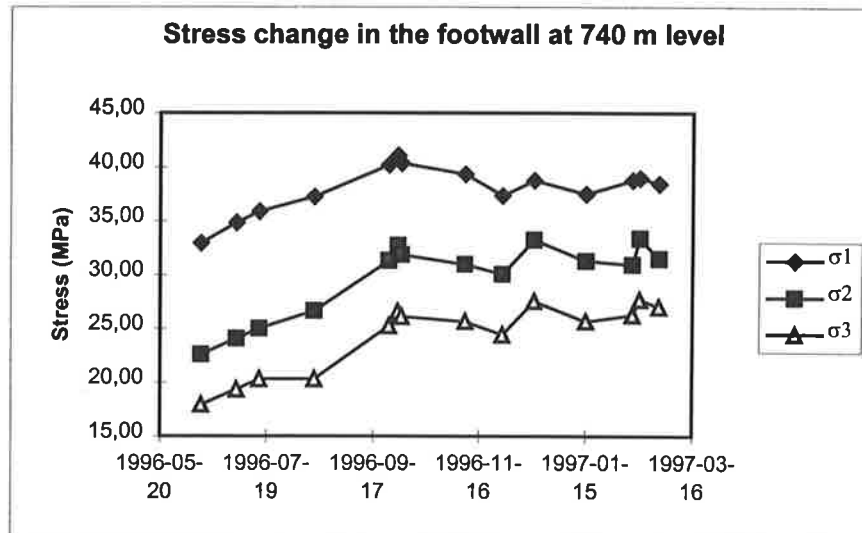
För att förstå varför skillnaderna är så stora har kärnan från borrhål 66 samt 67 karterats. Karteringen visar att den sista mätpunkten troligtvis är felaktig då sektionen genomskärs av en spricka i mycket liten vinkel, denna mätpunkt ingår inte i fortsatt analys. Eftersom resultaten från de två hålen är begränsade i förhållande till den spridning som föreligger är det svårt att med säkerhet finna någon korrelation mellan lokal geologi och spänningsnivå. Detta har medfört att närbelägna spänningsmätningar har använts för att med större säkerhet bestämma absolutspänningarna i området.

1988 utfördes spänningsmätningar i tre borrhål, 42 - hängvägg, 43 - malmen, 44 - liggväggen, samtliga i Y35. Då borrhål 44 är placerat relativt nära borrhål 67 har detta använts för att med större säkerhet bestämma absolutspänningarna i området.

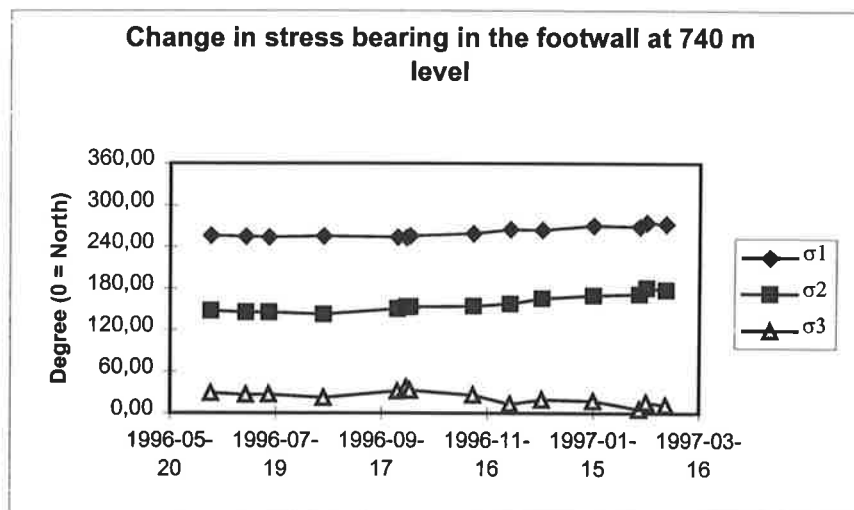
Övervakning med HI-cell har dels utförts i borrhål 67 men även i 4 andra borrhål i malmen se figur 8.3.

Spänningsförändringen har sedan beräknats som relativ förändring och som absolut förändring. Den relativa spänningsförändringen är den uppmätta förändringen mellan tiden för mätningen, t_i , samt tiden för den initiella spänningsförändringen, t_0 . Den absoluta spänningsförändringen är beräknad genom att addera den relativa spänningsförändringens komponenter till den absoluta spänningens komponenter och utifrån den nya spänningsmatrisen beräkna nya absolutvärden på huvudspänningarna.

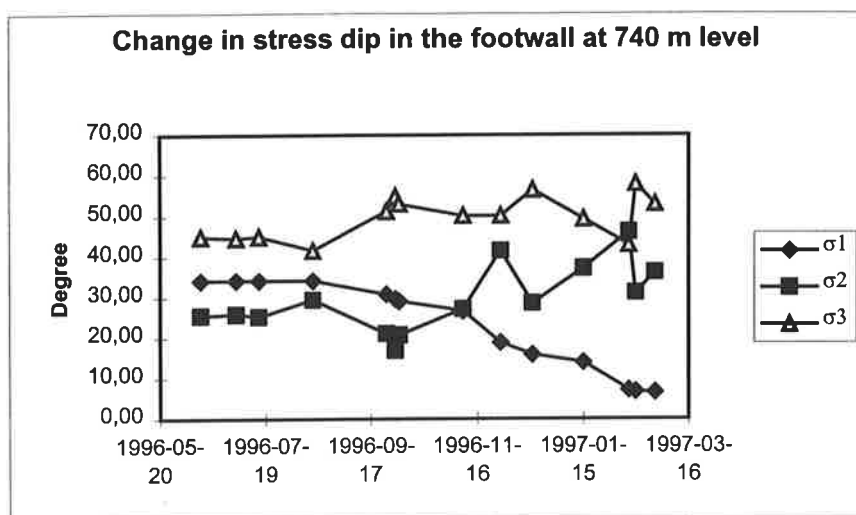
Som framgår av figur 9.8 så ökar spänningarna när brytningen fortskrider mot mitten av "Skivras 2000" området. Strax före brytningen av orterna 351 och 353 påbörjas så upphör spänningsökningen i hängväggen på nivå 740. Vidare så kan riktningen på huvudspänningen sägas vara konstant under mätperioden medan lutningen på σ_1 minskar något, se figur 9.9 och 9.10.



Figur 9.8 Absolut spänningsförändring på nivå 740, liggväggen.
Figure 9.8 Absolute stress changes at level 740, the footwall.



Figur 9.9 Absolut riktningsförändring på nivå 740, liggväggen.
Figure 9.9 Absolute changes in bearing level 740, the footwall.

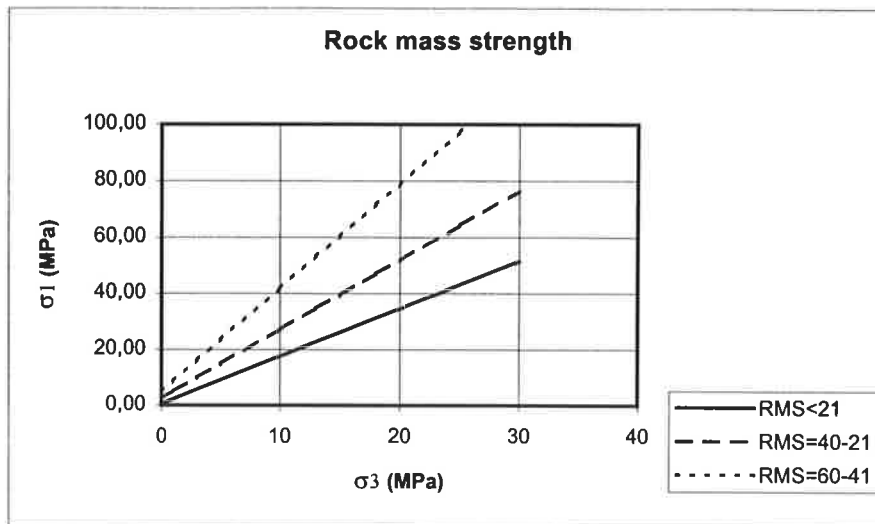


Figur 9.10 Absolut förändring av lutningen på nivå 740, liggväggen.
 Figure 9.10 Absolute changes in dip at level 740, the footwall

Spänningsmätningarna indikerar att spänningsökningen avtar när den relativa spänningsförändringen uppgår till 10 MPa, figur 9.14, detta motsvarar en största huvudspänning i området på drygt 40 MPa. Den fortsatta brytningen skulle, om berget uppträder elastiskt ge upphov till en fortsatt spänningsökning.

Observationer har gjorts av mindre blockutfall och propagerande ras i två av skölzonerna på samma nivå. Vid samma tidpunkt som spänningsökningen upphör observeras ett större utfall i en skölzon. Inte heller vid denna tidpunkt kunde några deformationer observeras i mätsektionerna.

Det förekommer ett flertal olika empiriska rekommendationer angående bergmassans mekaniska egenskaper i relation till den klassificerade bergmassan. I denna studie har rekommendationer från RMS-systemet använts för att beräkna bergmassans hållfasthet. Med antagandet att bergmassan uppträder elastiskt-plastiskt och att de här uppmätta spänningarna visar bergmassans skjuvhållfasthet framgår det att spänningstillståndet i området avgörs av det svagaste berget, se figur 9.11.



Figur 9.11 Bergmassans hållfasthet för olika bergkvaliteter.

Figure 9.11 Rock mass strength for different rock mass quality.

Kurvorna i figur 9.11 är beräknade genom Coulombs skjuvbrottkriterium (9.5):

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (9.5)$$

Där

c = kohesion

ϕ = friktionsvinkel

De mekaniska egenskaperna har valts utifrån tabell 9.1

Tabell 9.1 Korrelation mellan RMS värde och bergmassans mekaniska egenskaper.

Table 9.1 Correlation of RMS value and rock mass properties

RMS	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Kohesion (kPa)	4700	2500	1300	800	200
Friktion (°)	55	45	35	25	<15

10 Slutsatser

Det har framkommit att spänningsförändringarna orsakade av brytningen generellt har en begränsad effekt på stabiliteten i brynet. Resultaten från deformationsmätningarna visar inte på några ökande deformationer när brytningsfronten närmar sig aktuell mätsektion.

Delar av de stabilitetsproblem som observerats i brytningsfronten är associerade med skador som inducerats redan tidigare, till exempel vid tillredningen eller vid brytning på ovanliggande nivåer.

Stabilitetsproblem uppstår ofta också på grund av en dålig förstärkning av svaghetszoner och skölzoner. Vilket beror på att zonen inte observerats alternativt ignorerats vid tillredningen, detta innebär att felaktig alternativt ingen förstärkning appliceras kring zonen.

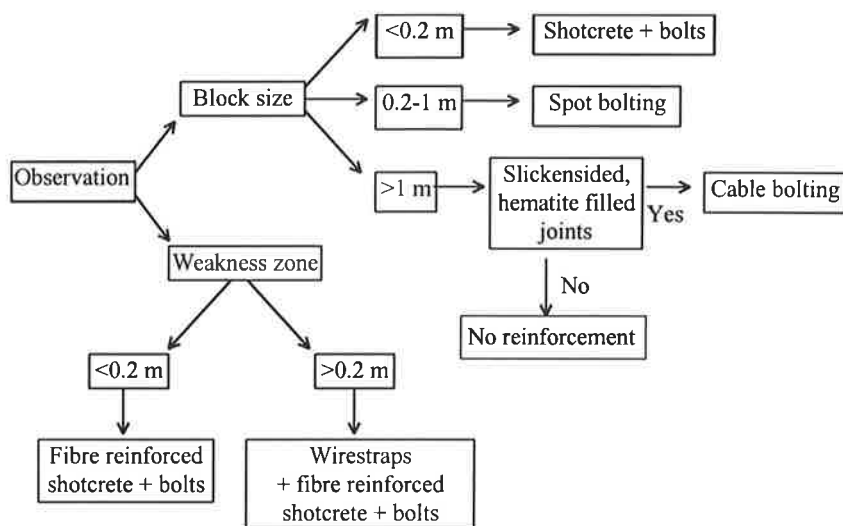
Numeriska analyser indikerar att det måste föreligga ett relativt högt värde på kvoten σ_H/σ_h för att dragspänningar skall induceras i brynet. Resultaten från spänningsmätningarna samt de begränsade skadeobservationerna i brynen visar att kvoten σ_H/σ_h är låg i provområdet. Spänningarna verkande vinkelrätt malmen, σ_H , ökar både på grund av brytningsdjupet och utbrytningsgraden. Detta medför att kvoten σ_H/σ_h ökar vid nya produktionsnivåer, om bergmassan antas uppträda som ett linjär elastiskt material.

Resultaten från spänningsmätningarna visar att den största huvudspänningen ökar med ca 30 % när nivån 27 m ovanför bryts ut. Mätningarna visar också att spänningsökningen upphör när största huvudspänningen överskrider 40 MPa.

Spänningsmätningen utförd under aktuell produktionsnivå indikerar en spänningsökning följt av en konstant alternativt minskande spänningsnivå. Resultatet indikerar att spänningen har överskridit bergmassans hållfasthet trots de små deformationerna. Det finns två möjliga förklaringar till detta något motsägande resultat. Antingen speglar deformationsmätningarna det bra bergets egenskaper alternativt ger mätcellen alltför konservativa mätvärden av det verkliga spänningsfältet. Författarens åsikt är att det förstnämnda alternativet är det mest troliga. Detta betyder att spänningsnivån i området i hög grad bestäms av den lastbärande förmågan på det sämsta berget. I framtiden kommer stabilitetsproblemen sannolikt att uppträda i större omfattning på tillredningsnivåerna än vad fallet är idag på grund av omfördelningen av spänningarna.

När en typ av förstärkning har valts används denna ofta en avsevärd sträcka i orten. Geologiska förändringar leder många gånger endast till en modifiering av rådande förstärkningssystem, som dessutom vid ett flertal tillfällen monteras för sent.

Intentionen med det i figur 10.1 presenterade klassificeringssystem är inte att ersätta något av de nuvarande klassificeringssystemen, utan istället erhålla en något mer objektiv bedömning av berget vid tillredningen än vad fallet är idag. Föreslaget system grundar sig på RMR-systemet, med modifikationer anpassade till Kirunavaaragruvan. Till exempel så betraktas endast sprickråheten i kombination med storblockigt berg.

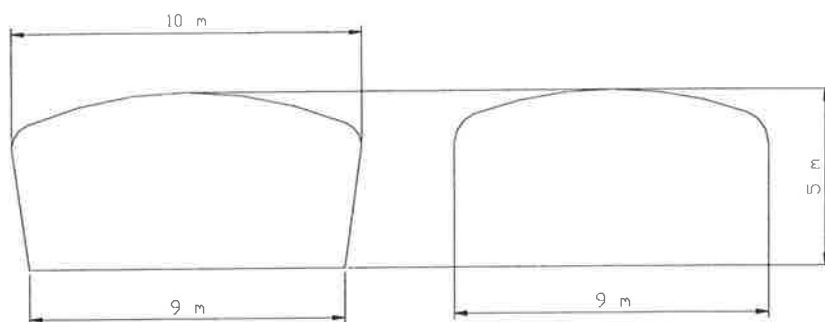


Figur 10.1 Förenklat klassificeringssystem för att bestämma förstärkningsbehovet.

Figure 10.1 Simplified rock mass classification system to determine required support.

Sprickfyllningens omvandlingsgrad ersätts av svaghetszoner alternativt skölzon. Om det förekommer zoner avgör bredden på dessa vilken förstärkning som skall appliceras.

Utifrån erhållna resultat från mätningarna och skadekarteringen har två nya förslag på ortlayout utarbetats, se figur 10.2.



Figur 10.2 Modifierad typsektion i orterna i Kirunavaaragruvan.

Figure 10.2 Modified drift cross section in the Kirunavaara mine.

Den nya typsektionen är 9 m bredd, jämfört med 7 m tidigare. På detta sätt antas rasflödet kunna fungera bättre då ett större svällutrymme skapas samt att utlastningen av malmen kan ske över en större bredd. Den nya typsektionen provas för närvarande i ett antal orter i Kirunavaaragruvan.

Referenser

Amadei, B. 1992. Importance of Anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 33, No. 3, pp. 293-325. 0148-9062(95)00062-3.

Barton, N. Lien, R. Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics, Vol. 6, no. 4, pp. 189-236.

Barton, N. Lien, R. Lunde, J. 1975. Estimation of support requirements for underground excavations. Proceeding of the 16th symposium on Rock Mechanics. Sept. 22-24, University of Minn.

Barton, N. 1987. Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system. Proceeding of the ASTM symposium on Rock Classification System for engineering purpose, Cincinnati, Ohio.

Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. Proceedings of the symposium on exploration for rock engineering. Johannesburg. Nov.

Bieniawski, Z.T. 1984. Rock mechanics design in mining and tunnelling. A.A. Balkema. ISBN 90 6191 530 9.

Brady, B.H.G. Brown, E.T. 1993. Rock mechanics for underground mining. Second edition. ISBN 0 412 47550 2.

Cummings, R. A. Kendorski, F. S. Bieniawski, Z.T. 1984. Caving mine rock mass classification and support estimation. Volume I - Final report. Bureau of Mines, Contract research 9/15/80 - 1/31/84.

Cummings, R. A. Kendorski, F. S. Bieniawski, Z.T. 1984. Caving mine rock mass classification and support estimation. Volume II - Final report. Bureau of Mines, Contract research 9/15/80 - 1/31/84.

Curran, J. H. Corkum, B. T. 1991. EXAMINE^{2D} Version 3.1- Users manual Rock Engineering Group, University of Toronto, Canada

Curran, J. H. Corkum B. T. 1995. EXAMINE^{3D} Version 3.0 - Users manual Rock Engineering Group, University of Toronto, Canada

Deere, D. U. 1946, Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mech. Engng. Geol., Vol. 1, pp. 17-22.

Duncan Fama, M. E. Pender, M. J. 1980. Analysis of the hollow inclusion technique for measuring in situ rock stress. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 17, pp. 137 - 146.

Grimstad, E., Barton, N. 1993. Updating of the Q-system for NMT. Proceedings of the International Symposium of Sprayed Concrete – Modern use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, pp. 46-66.

Hoek, E., Brown, E.T. 1980. Underground excavations in rock. Instn Min. and Metal., London.

Holmstedt, A. 1991. Bergförstärkning i KUJ inom olika områden och nivåer. Intern utredning LKAB. Nr 91-788.

Holmstedt, A. 1993. Bergmekaniska konsekvenser vid brytning mot djupet. Intern utredning LKAB. Nr 93-107.

Holmstedt, A. 1994. Bergmasseklassificering av Kiruunavaara malmkropp. Intern utredning LKAB. Nr 94-788.

Johansson, B. 1995. Resultat från bergspänningsmätning spårnivå 1045. Intern utredning LKAB. Nr 95-127.

Johnson, J.C. Pariseau, W.G. Scott, D.F and Jenkins, F.M. 1993. In Situ Stress Measurements Near the Ross Shaft Pillar, Homestake Mine, South Dakota. Bureau of Mines, Report of Investigations 9446.

Krauland, N. Söder, P. Agmalm, G. 1989. Determination of rock mass strength by rock mass classification - some experiences and questions from Boliden mines. International Journal of Rock Mechanics and Mining science. Vol. 26, No 1, pp. 115-123.

Leeman, E. R. 1968. The determination of the complete state of stress in rock in a single borehole - laboratory and underground measurements. International Journal of Rock Mech. & Mining Sci.

Leijon, B. 1988. Rock stress measurements using the LUT-gauge overcoring method. Ph.D. Thesis, 1988:66 D, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden.

Ljunggren, C. 1990. New developments in hydrofracturing stress measurement techniques and a comparison to the HTPF Method. Doctoral thesis 1990:82D. Luleå university of technology.

Lundman, P. 1998. The effect of changing stresses on the stability of underground openings. Licentiate thesis 1998:13. Luleå university of technology.

Stillborg, B. 1983, Field measurements in geomechanics. International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, September.

Stillborg, B. Leijon, B. 1982. A comparative study of rock stress measurement at Luossavaara mine. Swedish mining research foundation, Report FB 8217.

Terzaghi, K. 1946. Rock defects and loads on tunnel support. Rock tunnelling with steel support, Commercial shearing Co. Ohio. pp. 15-99.

Wickham, G.E. Tiedemann, H.R. Skinner, E.H. 1972. Ground support prediction model (RSR concept). Proceeding 1st Rapid transit and tunnelling conference, AIME, New York, pp. 43-64.

Worotnicki, G. Walton, R. J. 1976. Triaxial 'hollow inclusion' gauges for determination of rock stresses in situ. Proc. ISRM Symp. on investigation of stress in rock, Instn Engnrs Aust. Sydney, Supplement 1-8.

Wyllie, R.J.M. 1994. 21st century arrives early at Kiruna. Engineering & Mining Journal, Vol. 195, No. 10, October.

Yang, R., Bawden, W.F., Katsabanis, P.D. 1996. A new constitutive model for blast damage. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 33, No. 3, pp. 245-254. Pergamon.