



BERGSPÄNNINGSMÄTNINGARS REPRESENTATIVITET

Mätnoggrannhet och naturliga variationer vid hydraulisk spräckning och överbörning

Christer Ljunggren

Yanting Chang

Johan Andersson

**BERGSPÄNNINGSMÄTNINGARS
REPRESENTATIVITET
Mätnoggrannhet och naturliga
variationer vid hydraulisk
spräckning och överborrning**

**Representativity of rock stress measurements -
measuring accuracy and natural variations in
overcoring and hydraulic fracturing data**

Christer Ljunggren, Vattenfall Hydropower
Yanting Chang, Vattenfall Hydropower
Johan Andersson, Golder Associates

SveBeFo Rapport 37

Stockholm 1998
ISSN 1104-1773
ISRN SVEBEFO-R--37--SE

FÖRORD

Bergspänningars roll vid dimensionering och byggande i berg är en av bergmekanikens svårare frågor, som bland annat har behandlats vid två större internationella konferenser, i Stockholm 1986 och i Kumamoto, Japan, 1997. En omfattande redovisning av området finns också i boken "Rock stress and its measurement" av Amadei och Stephansson, utgiven 1997.

Frågan om tolkning av uppmätta spänningsvärden är dock lång ifrån löst. Likafullt används uppskattade eller uppmätta spänningsvärden regelmässigt som indata vid bergmekaniska beräkningar, samtidigt som relevansen hos de använda värdena ofta är föremål för diskussion. Mätmetoderna ger data från enstaka punkter, de måste tolkas och extrapoleras till större volymer, vilket i många fall innebär stora osäkerheter. Dessa problem diskuteras i föreliggande rapport som baseras på en stor mängd data som kunnat göras tillgängliga från mätningar utförda enligt de två dominerande principerna "överborrning" och "hydraulisk spräckning" i samband med kärnavfallsprogrammen i Sverige och Finland. Projektets resultat har också redovisats vid konferensen i Kumamoto och Bergmekanikdagen i mars 1998.

Projektet har genomförts inom ramen för SveBeFo:s ramprogram med kompletterande finansiering från SKB. De geostatistiska utvärderingarna har främst utförts av Johan Andersson, Golder Associates, medan övriga avsnitt skrivits av Yanting Chang och projektledaren Christer Ljunggren, båda vid Vattenfall Hydropower. Som referensgrupp har verkat L O Ericsson, SKB, Ove Stephansson och Håkan Stille, KTH, Bengt Leijon, Conterra samt undertecknad.

Ett varmt tack framförs till alla medverkande samt till SKB och Posiva Oy, som ställt undersökningsmaterial till förfogande för projektet.

Stockholm i mars 1998

Tomas Franzén

SAMMANFATTNING

Bergspänningsmätningar och kunskapen om aktuellt spänningstillstånd är viktiga redskap vid utredning, projektering och konstruktion av berganläggningar. Ämnet har sin givna plats såväl i utrednings- och förprojekteringsskedet som under designskedet, och är ett stöd i beslutsprocesser bl a vad avser lokalisering (djup, läge, orientering), stabilitet, risk för brott i berg och anläggningsfunktion.

Föreliggande arbete har behandlat bergspänningsmätningars representativitet, dels med anledning av den spridning som många gånger föreligger mellan varandra närliggande mätpunkter, dels med anledning av möjligheten att extrapolera punktvisa fåtalsmätningar till att tillämpas för en berganläggning som volymmässigt är mycket större i jämförelse med mätmetodernas influensområde. Utfört arbete har utelutande behandlat överborrning och hydraulisk spräckning då dessa är de absolut mest vanligen förekommande mätmetoderna.

Arbetet har ej syftat till att kvantifiera fel respektive naturliga variationer utan har i stället koncentrerats på att belysa och aktualisera de problem som föreligger och även i viss mån visa på möjligheter till att reducera sådana problem. Arbetet redovisar vidare exempel på hur bergspänningsmätningar kan utnyttjas i byggprocessen, från utredning till färdig anläggning, och typ av frågeställningar där bergspänningsmätningar är av vikt. Vidare belyses, med två praktikfall, hur resultaten från bergspänningsmätningar kan tillgodogöras i planerings-, design- och byggfasen.

Arbetet har även inkluderat geostatistiska bearbetningar av resultat från bergspänningsmätningar för att studera och även kunna förklara delar av den variation som föreligger i resultaten, dels mellan resultat från en och samma metod, men även den skillnad som ibland förekommer mellan olika metoder.

De geostatistiska arbetena utfördes på data från Äspö och Kivetty i Finland. På båda ställena har ett större antal mätningar utförts med både hydraulisk spräckning och tredimensionell överborrning. Resultaten från de geostatistiska ansatserna visar att en del av variansen i vertikalspänningen kan förklaras med djupberoendet, men att återstoden är stor och slumpmässigt normalfördelad. Den volymetriska töjningen uppvisar ett tydligare djupberoende vilket blir än tydligare då även Poisson's förhållande inkluderas i analysen.

Vid jämförelse mellan metoderna konstateras bl a att variansen för överborrningsdata är större än för hydraulisk spräckning. Vidare visar analyserna på förekomsten av en storskalig variation utöver den småskaliga.

SUMMARY

Characterization of the in-situ stress conditions is an important step towards proper design of an underground facility. The actual stress state governs the decisions regarding location (depth and orientation), layout, stability and function of the under-ground construction. Hence, in-situ rock stress measurements is a commonly used tool to gather this information. However, it has been seen on many occasions that the variation in data from adjacent test points in a borehole can be rather extensive. This has resulted in a debate regarding the applicability of stress measurement data.

The work presented discusses the representativity of rock stress measurement data. The subject is important to address for two reasons in particular; (i) the variation in magnitude that is often seen between neighbouring measuring points, and (ii) the appropriateness of extrapolating some few discrete measuring results to be applied for the analyses of large underground constructions. The work presented in this report has only considered three dimensional overcoring and hydraulic fracturing data, as these measuring methods are today's most commonly practiced techniques.

The work does not aim at trying to quantify errors and natural variations. Instead, it has been focused on illustrating/highlighting the problems that exist regarding the application of rock stress measurements results. Methods to reduce these problems are also discussed. Some methods on how to apply rock stress measurements in the construction process, from preinvestigation to complete construction, and some issues where the stress state is of special interest are also reported. Furthermore, two case studies where proper understanding of the stress state has been of great importance are summarised.

Geostatistics were applied on the results from two sites where a large amount of data exists in order to study and possibly explain some of the variation often seen between adjacent data. The analyses were conducted both on data obtained from one and the same method, and also on data from both overcoring- and hydrofracturing measurements to investigate if and how the variation observed is coupled to a specific measurement technique.

The geostatistical analyses were performed on data from Äspö in Sweden and Kivetty in Finland. At both sites, a large amount of overcoring- and hydrofracturing stress measurements have been conducted within the past decade. The results from these analyses show that some of the variance seen in the vertical stress component can be explained by a depth dependency. However, the remaining part of the variance is large and random with a normal distribution. If instead the volumetric strain on the same data is studied, a more pronounced depth dependency is shown, which becomes even more evident as the Poisson's ratio is included in the analyses.

From the comparison of the method specific data it can be concluded that the variance of overcoring data is larger than that of hydraulic fracturing data. The analyses also show that both a small scale and a large scale variation exist, independent of the measuring technique studied.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Sida

FÖRORD

SAMMANFATTNING

SUMMARY

1	INLEDNING	1
2	BERGSPÄNNINGAR	2
2.1	Metoder för bergspänningsmätningar	2
2.1.1	Överborrning	2
2.1.2	Hydraulisk spräckning	4
3	BERGSPÄNNINGAR OCH BERGBYGGANDE	6
3.1	Inledning	6
3.2	Bergmekaniska problem	6
3.3	Användning av bergspänningar i bergmekaniska problem	9
4	TYPFALL - SPÄNNINGSRELATERADE PROBLEM OCH LÖSNINGAR	11
4.1	Arlandabanan	11
4.1.1	Inledning	11
4.1.2	Problemställning	11
4.1.3	Geologiska förhållanden och bergspänningsmätningar	14
4.1.4	Design av bergförstärkning, före uttag av pilottunnlarna	17
4.1.5	Deformationsmätningar under drivning av pilottunnlarna	18
4.1.6	Val av slutlig bergförstärkning och bergguttagssekvenser	19
4.1.7	Slutsatser	20
4.2	Gjöviks olympiska berghall	20
4.2.1	Allmänt	20
4.2.2	Bergspänningsmätning	21
4.2.3	Numeriska analyser	22
4.2.4	Deformationsmätning	24
4.2.5	Slutsatser	25
5	LITTERATURINVENTERING - BERGSPÄNNINGARS REPRESENTATIVITET	26
5.1	Inledning	26
5.2	Bergspänningars natur - variabilitet och skaleffekter	27
5.3	Bergspänningsmätningar och skaleffekter	30
5.3.1	Överborrning	32
5.3.2	Hydraulisk spräckning	34
5.4	Noggrannhet hos bergspänningsmätningar	36
5.4.1	Överborrning	36
5.4.2	Hydraulisk spräckning	40

	<u>Sida</u>
6	STATISTISK ANALYS AV BERGSPÄNNINGSDATA 43
6.1	Inledning - kortfattad problembeskrivning 43
6.2	Fel vid extrapolation 43
6.2.1	Vad vill vi skatta? 43
6.2.2	Direkt geostatistisk analys av bergets egenskaper 44
6.2.3	Statistisk analys av olika extrapolationsmetoder 45
6.2.3.1	Multipel linjär regression 45
6.2.3.2	Geostatistisk analys 46
6.3	Analys av data från Äspö 46
6.3.1	Mätpunkter 47
6.3.2	Beskrivande statistik 48
6.3.3	Multipel linjär regression 48
6.3.3.1	Direkt analys 49
6.3.3.2	Standardiserade residualer 50
6.3.3.3	E-modul? 52
6.3.3.4	Avstånd från tunnel 52
6.3.3.5	Töjningar 53
6.3.3.6	Sammanfattning regression 55
6.3.4	Geostatistik 55
6.3.4.1	Experimentella variogram 56
6.3.4.2	Slutsatser 57
6.4	Diskussion 58
7	STATISTISKA ANSATSER FÖR ATT STUDERA SKILLNADER MELLAN HYDRAULISK SPRÄCKNING OCH ÖVERBORRNING 59
7.1	Inledning 59
7.2	Tänkbar analys 60
7.2.1	Önskade data 60
7.2.2	Beskrivande statistik och skatterplotter 60
7.2.3	Jämförelse av medelvärde - Variansanalys 61
7.2.4	Jämförelse mellan varianser 61
7.3	Tillämpningsexempel från Äspö 62
7.3.1	Indata 62
7.3.2	Analys av alla data 63
7.3.3	Analys med värden <500 meter borttagna 64
7.4	Tillämpningsexempel Kivetty 66
7.4.1	Indata 66
7.4.2	Analys av data 68
7.5	Slutsatser 69
8	DISKUSSION OCH SLUTSATSER 70
9	REFERENSER 75

1 INLEDNING

Föreliggande rapport behandlar det arbete som utförts inom ramen för SveBeFos (Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning) projekt 123 - Bergspänningars roll vid bergbyggande. I samband med projektformulering fastställdes att det övergripande målet för projektet var att "undersöka förutsättningarna för extrapolering av fåtalsdata till att tillämpas för större volymer". Ur detta övergripande mål identifierades sedan ett antal delmoment som bedömdes som viktiga att arbeta igenom för att hantera det övergripande målet. De delmoment som identifierades var i) redogöra för vad den enskilda mätpunktens tillförlitlighet beror av, samt ii) analys av existerande data och testa möjligheter att förklara resultaten givet mätmetodernas egenskaper och den geologiska miljön i vilken mätningarna skett. Speciell vikt lades vid att undersöka om geostatistiska metoder kunde fungera som ett verktyg att förklara bergspänningsmätningars variabilitet. Med anledning därav har arbetet i projektet främst koncentrerats till geostatistiska bearbetningar av befintliga data.

I rapporten sammanfattas kort principerna för de två vanligaste mätprinciperna; överborrning och hydraulisk spräckning. Därefter redovisas en litteraturinventering innehållande referenser till relevant material inom området bergspänningsmätningars representativitet. Vidare diskuteras bergspänningsmätningars betydelse i byggprocessen. Två typfall diskuteras, vilka visar dels på varför mätningar skall utföras och även hur resultaten kan tillämpas på ett framgångsrikt sätt. Slutligen redovisas de statistiska ansatser som utförts på befintliga bergspänningsdata i syfte att studera variabilitet, samt skillnader i resultat mellan hydraulisk spräckning och överborrning.

2 BERGSPÄNNINGAR

De överlägset mest tillämpade metoderna för bergspänningsmätningar utgörs av överborrning och hydraulisk spräckning. Överborrning är baserad på principen om töjningsrelaxation vid avlastning av en bergvolym, medan hydraulisk spräckning är baserad på principen om motverkande krafter.

Bergspänningar introducerades i Sverige redan i början på 1950-talet av Gustavsson och Wirstam (1951). De överborrade trådtöjningsgivare som limmats mot ytor på bergpelare i Laisvallsgruvan. Samma år introducerade Nils Hast sin överborrningsmetod, som sedan nyttjades i närmare 25 år (Hast, 1958). Till skillnad från dagens överborrningsmetoder, som beskrivs nedan, var Hast's metod en sk styv metod innebärande att avlastningen som följer vid en överborrning direkt påverkar cellens inspänningsförhållande i borrhålet.

I den vidareutveckling som skett av överborrningsmetoden sedan Hast's pionjärbete skall nämnas Statens Vattenfallsverk (Hiltscher, 1972) och det arbete som bedrevs vid Högskolan i Luleå under 1980-talet (Leijon et al., 1981).

Hydraulisk spräckning introducerades relativt sent i Sverige. De första egentliga mätningarna var de som utfördes inom ramen för Stripa projektet 1981 - 1982 (Doe et al., 1983). Därefter tog utvecklingen rejäl fart i och med Högskolan i Luleås satsning på utveckling av ny tekniskt avancerad utrustning för hydraulisk spräckning (Stephansson och Ångman, 1984, Bjarnason, 1986 och Ljunggren, 1990). Sedan dess har den utrustningen använts i ett stort antal projekt, framförallt i Sverige och Norden, men även i övriga Världen.

2.1 Metoder för bergspänningsmätningar

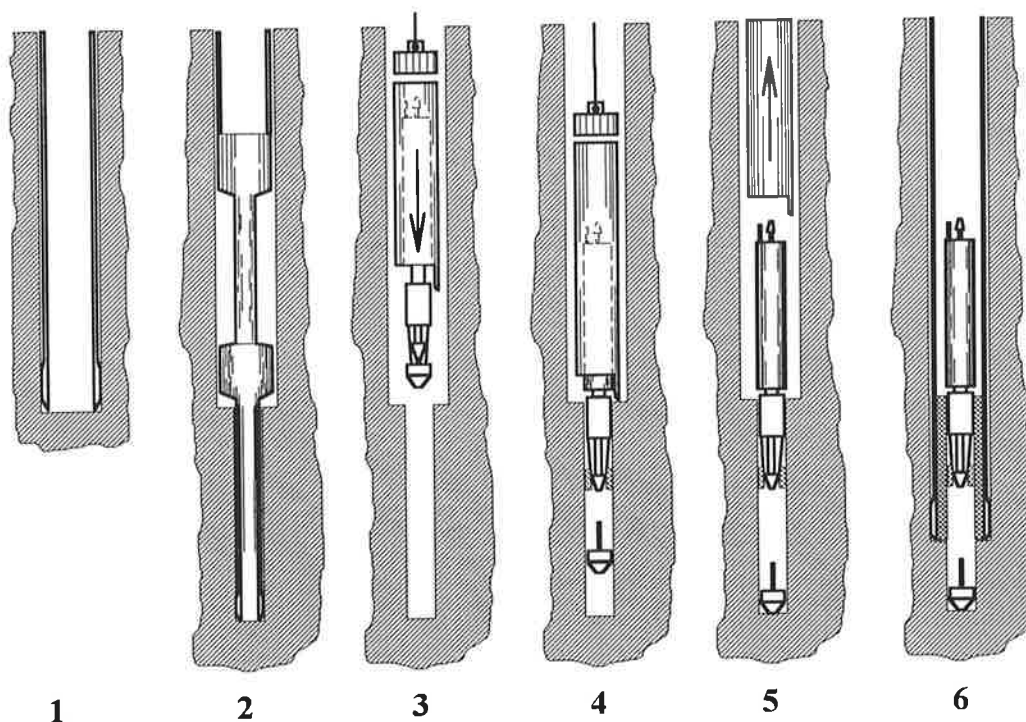
2.1.1 Överborrning

Överborrning finns som både tvådimensionella och tredimensionella metoder och baseras på principen om töjningsrelaxation vid avlastning av den bergvolym som frigörs från det yttre belastningsfältet. Spänningarna beräknas sedan från de töjningar som uppmätts vid överborrningen med tillämpning av, i normalfallet, linjärelastiska teorier.

De mätceller som dominerar mätningar i Sverige, och som är konstruerade enligt likartade principer och nyttjar identisk utvärderingsteori, är den sk CSIRO-cellen utvecklad i Australien samt Vattenfall Hydropower AB's sk BORRE. Båda metoderna medger en fullständig bestämning av spänningsfältet med en mätning, dvs tredimensionell mätteknik. Skillnaderna mellan utrustningarna ligger på konstruktionsplanet, där den senare medger ett bredare användningsområde i och med att den tillåter

mätningar i vattenfyllda hål och är bestyckad med en datalogger som medger kontinuerlig avläsning av töjningsförändringar under mätförloppet utan yttre kabelanslutning till avläsningsenhet.

Installation och mätprocedur vid användande av mätcellen Borre illustreras schematiskt i Figur 2.1 nedan. Mätförfarandet är likartat för CSIRO-cellen.



- 1) Borring av $\Phi 76$ mm hål till måtdjup. Därefter renspolning av hålet.
- 2) Borring av $\Phi 36$ mm pilothål, granskning av kärna för bedömning av förutsättning för mätning och renspolning av hål.
- 3) Mätcellen, monterad i ett installationsadaptern, sänks ned mot pilothålet. Cellen hålls centrerad i grovhålet mha adapterns styranordningar.
- 4) Mätcellens främre ände med trådtöjningsgivare monterade förs in i pilothålet. Cellen frigörs från installationsadaptern via en utlösningmekanism och de limbestrukna töjningsgivarna pressas mot pilothålets vägg mha toppkonen. Den limkopp som skyddar givarna under transport i borrhålet frigörs och faller ned till pilothålets botten.
- 5) Installationsadaptern, som även innehåller en kompass, tas till ytan.
- 6) Överborrning/fribohrning av mätcellen sker ($\Phi 76$ mm) under kontinuerlig registrering av töjningsvärden mha en datalogger inbyggd i Borre. Knäckning av kärnan och upptagning till ytan. De under fribohrningen avlästa töjningsvärdena överförs från mätcellens datalogger till en extern PC för utvärdering.

Figur 2.1 Installation och mätprocedur avseende mätcellen Borre. (efter Ljunggren och Klasson, 1996)

Efter friborrning av mätcellen utförs kompletterande bestämningar av bergets elastiska parametrar genom trycksättning av bergkärnan i en sk biaxialcell. Biaxialförsöket ger information om bergmaterialets elastiska egenskaper uttryckt i form av elasticitiesmodul och Poisson's förhållande. Biaxialförsöket ger också besked om samtliga givare reagerar på ett sätt som kan förväntas till följd av de belastningsscykler som genomförs.

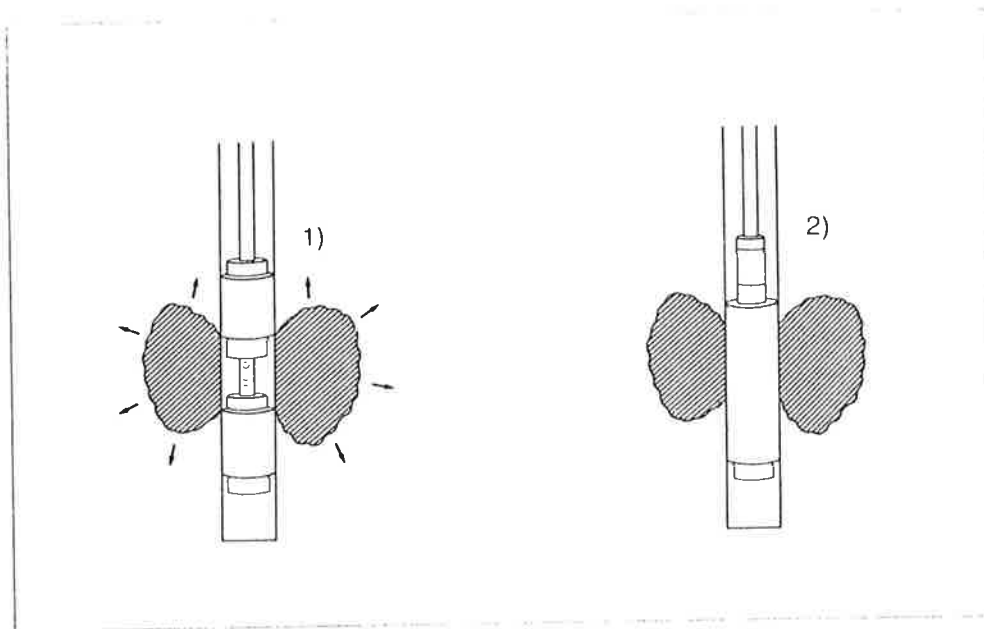
Utvärderingen av spänningarna baseras på töjningsdifferenser, bestämda som skillnaden i töjningsvärde före och efter friborrning av mätcellen, samt parametervärden från biaxialförsöket. För utvärderingen gäller vidare att bergets egenskaper har antagits, i normalfallet, följa linjär-elastiska lagar samt att berget är homogent och kontinuerligt. Den slutgiltiga spänningsberäkningen är datoriserad.

2.1.2 Hydraulisk spräckning

Hydraulisk spräckning utnyttjas för bergspänningsmätningar i kärnborrade hål och medger bestämning av spänningsfältet till magnitud och orientering i planet vinkelrätt borrhålsaxeln. I ett vertikalt hål ger metoden således information om det horisontella spänningstillståndet i bergmassan.

En isolerad sektion av borrhålet trycksätts med vatten. Vid ett kritisk vätskestryck kommer en dragspricka att uppstå i borrhålsväggen. Detta indikeras av ett plötsligt tryckfall i testsektionen varvid vätskeinjekteringen avbryts. Genom att registrera det efterföljande tryckfallet kan den minsta spänningen vinkelrätt sprickplanet bestämmas (minsta horisontella spänningen i ett fall med vertikal spricka). Den största horisontella spänningen kan, med kännedom om den minsta horisontella spänningen och bergets draghållfasthet, därefter beräknas med tillämpning av Kirsch lösning.

Spänningarnas orientering bestäms oftast med hjälp av en orienterad avtrycksmanschett, vilken placeras och trycksätts i de lägen där spräckning tidigare utförts. På manschetten avbildas de sprickor som initierats och med hjälp av en kompass, som orienterar manschetten i borrhålet, kan därefter sprickorna orienteras i förhållande till magnetisk norr. Sprickornas orientering sammanfaller med riktningen för största horisontella spänningen. Figur 2.2 visar configurationen i borrhålet under spräckning respektive avtryck.



Figur 2.2 Konfiguration i borrhålet för hydraulisk spräckning vid 1) spräckning och 2) orientering.

3 BERGSPÄNNINGAR OCH BERGBYGGANDE

3.1 Inledning

En byggprocess för en berganläggning omfattar i allmänhet ett flertal faser, däribland ingår

- förstudie,
- upprättande av systemhandling, entreprenadhandling och bygghandling, samt
- utförande och anpassning av handlingar under byggskedet.

Inom respektive byggfas ska man fatta beslut av olika slag för att uppfylla föreliggande krav på anläggningen med givna ekonomiska ramar. De ekonomiska begränsningarna är många gånger den styrande faktorn i sammanhanget. Byggherrens ekonomiska riskbenägenhet och val av risknivå är viktiga förutsättningar för val av tekniska lösningar. Kännedom om de geologiska förhållandena, inklusive in-situ spänningarna, är då en grundläggande informationsbit för att bestämma lämplig konstruktions- och förstärkningsteknik.

In-situ spänningarna är en styrande faktor i flesta bergmekaniska problem vid konstruktion av berganläggningar, vilket i sin tur påverkar de tekniska lösningarna. Om bergspänningarnas positiva effekter nyttjas i designskedet av en anläggning kan det generera ekonomiska fördelar genom minskande förstärkningsinsatser och kortare byggtid. Detta kapitel ska behandla typiska bergmekaniska problem och dagens metoder för framtagning av tekniska lösningar där bergspänningarna spelar en avgörande roll.

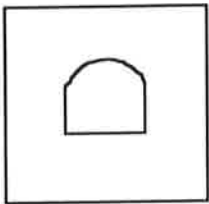
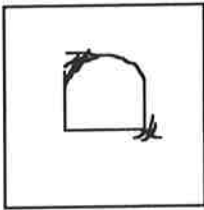
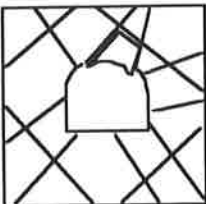
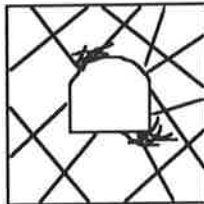
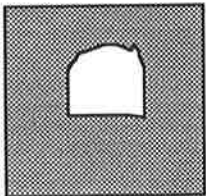
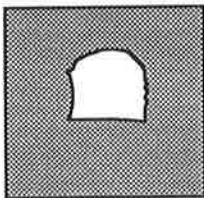
3.2 Bergmekaniska problem

Potentiella bergmekaniska problem som kan uppkomma vid konstruktion av en berganläggning, och vilka samtliga har en tydlig koppling till spänningstillståndet i bergmassan, är enligt följande:

- Stabilitetproblem (ras, kollaps, utfall, krypning)
- Deformationskänsliga problem (anläggningar i tätort)
- Grundvattenflöden (inläckande vatten, försämrade hållfasthet på berget)

Instabilitet är det mest förekommande problemet vid bergbyggnad. Brott i berg beror bl a av spänningsnivå och befintliga strukturer. Figur 3.1 (Hoek, 1992) ger en sammanfattande beskrivning av de vanligaste typerna av brott i berganläggningar. Sett ur brottmekanisk synvinkel kan bergbrott delas upp i två klasser:

- Nedfallande bergblock, där sprickornas hållfasthet överskrides
- Överskridande av bergmassans hållfasthet

	Low stress levels	High stress levels
Massive rock	 Massive rock subjected to low in situ stress conditions. Little or no rock failure, and support is not required except locally or to satisfy mine safety regulations.	 Massive rock subjected to high in situ stress conditions. Failure initiation and propagation occurs in the rock adjacent to the excavation boundary. Mesh or fibre reinforced shotcrete with local bolting will usually control propagation of failure zones.
Jointed rock	 Massive rock with relatively few discontinuities under low stress conditions. Failure involves falling or sliding of wedges and blocks defined by intersecting structural features. Rockbolts should be designed to support dead weight of blocks.	 Massive rock with relatively few discontinuities under high stress conditions. Failure involving both intact rock and structural features occurs. Pattern rockbolting or cablebolting with mesh or straps, to control surface spalling, is generally required.
Heavily jointed rock	 Heavily jointed rock under low stress with failure controlled by unravelling of small blocks and wedges from the excavation surface. Mesh or fibre reinforced shotcrete with some rockbolting will provide adequate support.	 Heavily jointed rock under high stress causing "squeezing" ground conditions. Fully grouted dowels with mesh or fibre reinforced shotcrete will generally control failure. Alternatively, steel set may be required to maintain permanent access.

Figur 3.1 Stabilitetsproblem beroende av spänningsnivå och bergets karaktär (Efter Hoek, 1992)

Som tidigare nämnts är det angeläget att nyttja de positiva effekter som spänningarna i bergmassan kan ge upphov till i syfte att optimera insatsen av förstärkning. En hög normalspänning över sprickplan har t ex i de flesta fall en positiv inverkan på stabiliteten då utglidning av bergblock längs existerade sprickplan styrs av gravitationen och spänningstillståndet. Geometriskt utseende (t ex stupning, strykning, råhet och vågighet) på sprickplanen och bergspänningarnas magnituder är avgörande faktorer för valvbildning i berget (Stille, 1990).

När spänningarna överskrider bergets hållfasthet kan följande problem uppkomma (Stille, 1990):

- Smällberg (popping ground)
- Krypande berg (squeezing ground)

Därutöver påverkar rådande bergspänningar direkt eller indirekt uppkomsten av

- Svällande berg (swelling ground)
- Flytande bergmaterial (running eller flowing ground)
- Snabbt sönderfallande berg (ravelling ground)

Bergförstärkning i alla dessa fall är mer komplicerade och kräver i flesta fall sofistikerade analyser och observationer.

Vid anläggning av bergrum och/eller tunnlar i tätorter ställs som regel mycket stränga krav på minimering av omgivningspåverkan. Däribland gäller att minimera markdeformationer för att undvika sättningar för ovanliggande byggnader. Bergspänningarna spelar här en avgörande roll då spänningstillståndet påverkar valvbildning och deformationsfördelningen i bergmassan.

Närvaron av vatten i berg ger ofta problem av olika slag, dels genom att stabiliteten försämras, och dels genom att inläckande vatten försvårar drivningen eller ger skador på omgivningen. Att spänningarna påverkar vattentransport i berg är känt, dock är det inte helt klart på vilka sätt och under vilka omständigheter. Idag är detta ett av flera viktiga forskningsämnen inom geovetenskapen.

Vilka av de ovan nämnda problemen som kan uppkomma och vilket problem som är styrande är också beroende på typ av berganläggning. Tabell 3.1 redovisar en övergripande lista över typiska problem för olika berganläggningar. Vidare redovisas i Tabellen vilka beslut i byggprocessen som behöver information om spänningstillståndet.

Tabell 3.1. Typiska bergmekaniska problem och beslutsfattande vid byggande av olika typer berganläggningar.

Anläggningstyp	Beslutsfattande som berör σ	Typiska bergmekaniska problem	Bergvolym
1. Tunnlar	- Val av tunnellinje	- Stabilitet - Inläckande vatten	Spännvidd 10 - 20 m, längd 10 - km
2. Bergrum	- Orientering av bergrum	- Stabilitet vid stora spännvidder - Inläckande vatten - Sättning i markytan	20 x 50-100 m
3. Berglager	- Orientering av berglager - Design av tätning	- Höga inre tryck, - Höga eller låga temperaturer - Vattentransport i berget	50 - 100 m
4. Gruvor	- Val av förstärkning med låga kostnader	- Stabilitet - Inläckande vatten	100 - 1000 m
5. Bergslänter	- Släntlutning	- Stabilitet - Grundvattentryck	100 - 1000 m
6. Bergschakt	- Val av lining	- Höga inre tryck i tryckschakt	10 - 100 m

Ovanstående avsnitt har kort visat på att bergspänningarna har en stor betydelse för både ekonomiskt utfall och design vid konstruktion av berganläggningar. I följande avsnitt diskuteras något om användningen av bergspänningar i designprocessen då potentiella bergmekaniska problem föreligger.

3.3 Användning av bergspänningar i bergmekaniska problem

Åtgärderna för att bemästra bergmekaniska problem kan numer som regel lösas med hjälp av en kombination av följande metoder (Stille, 1990):

- Empiriska metoder
- Analytiska och numeriska beräkningar
- Observationsmetoder

Bergbyggande kännetecknas oftast av komplexa förhållanden. Bergmassans skiftande geologiska uppbyggnad innebär att det är svårt att på teoretiska grunder härleda bergmassans mekaniska egenskaper. Bedömning av stabilitet och förstärkningsinsatser har traditionellt därför varit grundade på erfarenhet och empirism. Empiriska klassificeringssystem av bergmassan (t ex RMR, Q-metoden) med vissa parametrar har utvecklats och använts till det syftet. För Q-metoden ingår t ex rådande spännings-

tillstånd som en av sex ingående parametrar i systemet.

Under de sista 15 - 20 åren har numeriska verktyg utvecklats i snabb takt, vilket inneburit att bergmekaniska beräkningar blivit viktigare vid framtagning av bergmekaniska åtgärder. För en numerisk modell utgör spänningstillståndet, ibland de övriga bergrelaterade parametrarna, fundamentala indata.

För att anpassa förstärkningsinsatser och drivningsmetoder till rådande förhållanden utförs ofta observationer under byggtiden, speciellt under svåra förhållanden. Med hjälp av observationerna kan bergets egenskaper och även bergspänningar uppskattas genom s k numeriska bakåt-beräkningar (back calculations). Detta verktyg ger utrymme för förändring av både förstärkningsinsatser och drivningsmetod. Metoden har visat på stora fördelar både tekniskt och ekonomiskt (Nord och Stille, 1997).

Det skall dock påpekas att den osäkerhet som inte sällan föreligger i spänningsdata ibland medför svårigheter att arbeta fram den optimala lösningen för bergmekaniska problem. Idag finns det inte en systematisk metod att tillgå för att utvärdera säkerheten i tillgängliga spänningsdata kopplat till en specifik problemställning. Detta leder ibland till konservativa lösningar.

För att belysa betydelsen av bergspänningar vid berganläggningskonstruktion redovisas i nästa kapitel två verkliga anläggningsexempel där kunskapen om spänningarna spelat en viktig roll i byggprocessens många skeden. Det skall understrykas att varje bergprojekt är unikt. De genomförs med olika förutsättningar, arbetssätt och olika målsättningar, vilket medför att de metoder som nyttjas vid problemlösning, och som diskuterats ovan, ofta används tillsammans. Betydelsen av varje metod och den arbetsmetodik som nyttjas regleras av tillgänglig information och uppställda mål.

4 TYPFALL - SPÄNNINGSRELATERADE PROBLEM OCH LÖSNINGAR

4.1 Arlandabanan

4.1.1 Inledning

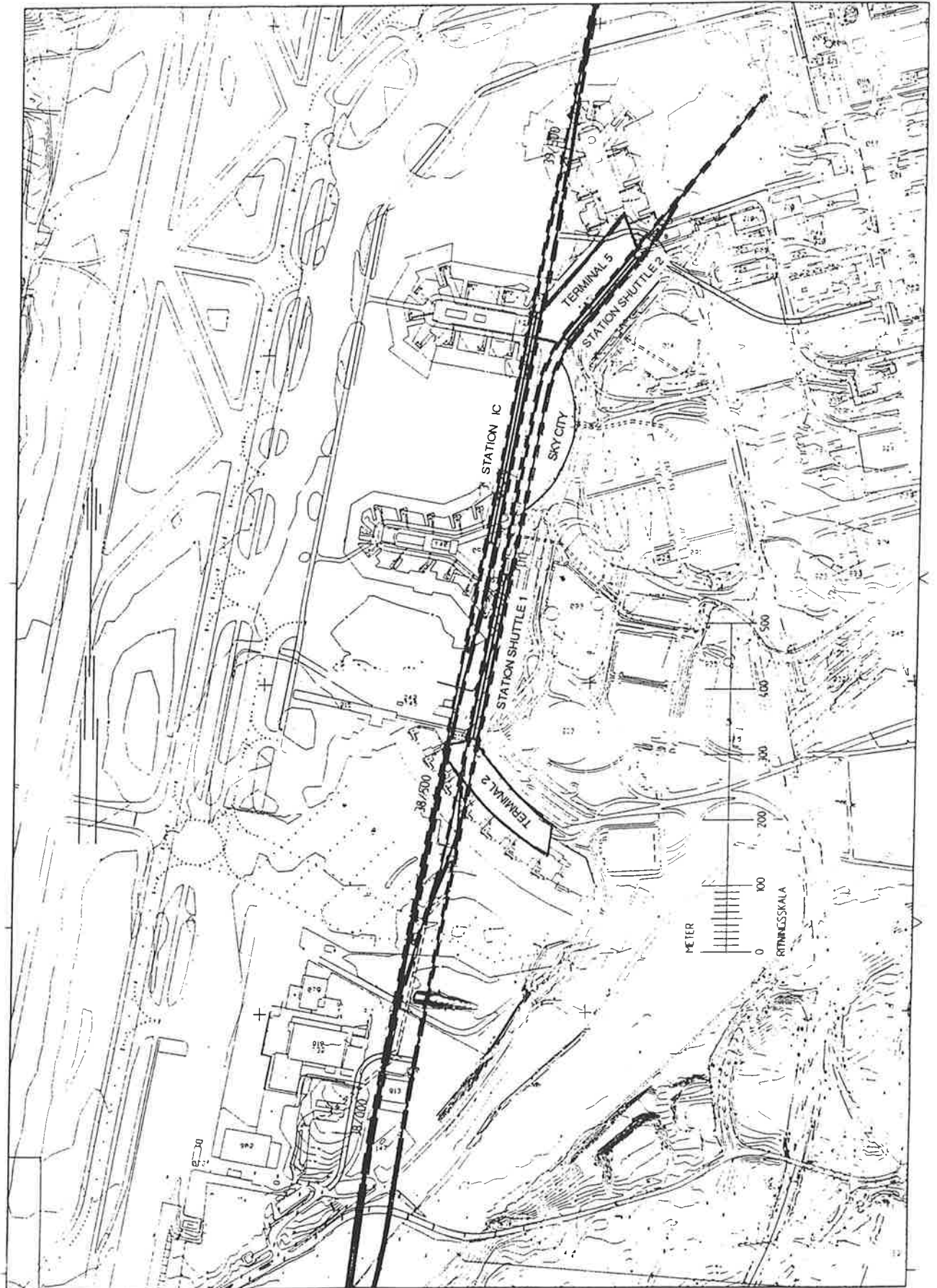
Detta typfall redovisar bergmekaniska problem och tekniska lösningar vid olika skeden i byggandet av underjordsstationen Shuttle 2 i Arlandabanan-projektet. Arlandabanan som är Sveriges första större BOT-projekt (Build, Operate, Transfer) byggs med i huvudsak privat finansiering. Projektet, som är en snabbjärnvägs-förbindelse mellan Stockholms Central och Arlanda flygplats har en total byggnadskostnad på 4,65 Miljarder SEK. Två engelska företag; GEC-Alsthom och Mowlem ansvarar för tågleveranser, signalsystem och rälsläggning. Siab/NCC i konsortiet Banbrytarna ansvarar för alla byggnadsarbeten om totalt 2,1 Miljarder SEK. Banbrytarnas projektledning har sitt säte i Märsta nära Arlanda. Produktionen är indelad i fyra driftområden - mark, berg, betong och stationer. Markblocket ansvarar för alla markarbeten ovan jord inklusive 500.000 m³ bergschakt i skärningar. Bergarbeten under jord omfattar totalt 800.000 m³ bergschakt, fördelat på enkelspårs-, dubbelspårs- och 3 underjordsstationstunnlar samt 11 hiss- och rulltrappsschakt rakt under terminalerna vid Arlanda flygplats, Figur 4.1.

Brytningen av underjordsstationer påbörjades i "Shuttle 2" under utrikesterminalen (Terminal 5). Shuttle 2 stationen är 155 m lång med en spännvidd om 23 m. Bergtäckningen varierar mellan ca 8 - 13 m. Området ovan är dock tidigare plansprängt vilket kan innebära att den effektiva bergtäckningen är betydligt lägre beroende på underborrning och sprängskador. Ovanförliggande Terminal 5, grundlagd på pelarsulor på bergytan, är mycket känslig för differentiell sättning och de statiska lasterna från pelarsulorna är uppskattade till 600 - 11 000 kN.

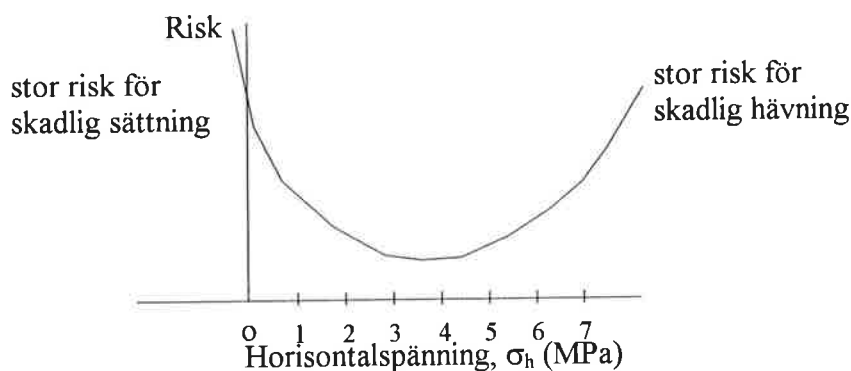
4.1.2 Problemställning

Shuttle 2 stationen är det svåraste underjordsbygget i hela Arlandabanan projektet med avseende på ovanliggande känsliga byggnationer, stora ytlaster, liten bergtäckning och relativt dåligt berg.

Att inte utsätta Terminal 5 för stora skador under bergarbeten var den största utmaningen för bergarbetena, projektering och produktion inkluderade. Den preliminära bergmekaniska studien under första projekteringsfasen indikerade att risken för skadliga deformationer vid uttag av full stationssektion var betydlig. Deformationen i samband med berguttaget är bl a starkt kopplad till magnituden på de horisontella spänningarna, Figur 4.2. Vid låga horisontella spänningar föreligger tydlig risk för skadliga sättningar medan det vid höga horisontella spänningar föreligger risk för skadlig hävning.



Figur 4.1 Översikt över Arlandabanans tunnlar i flygplatsområdet.



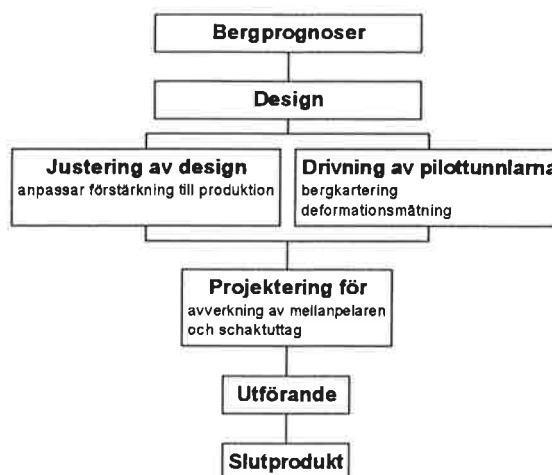
Figur 4.2 Risken för skadlig deformation som funktion av horisontal-spänningarna.

Geologiska undersökningar och bergspänningsmätningar utfördes i ett tidigt skede av projektet. Shuttle 2 stationen ligger i glimmerskiffer och glimmergnejs med i regel väl sammanhållna förskiffringar. Vinkeln mellan förskiffringens strykning och stationens riktning varierar från ca 0° till 20°. Bergkvaliteten varierar från dåligt till bra berg, vilket motsvarar $Q = 1-10$. Storleken på största huvudspänningen uppmättes till ca 1-9 MPa beroende på djup och geografiskt läge.

Osäkerheter om bergets materialegenskaper och initialspänningar i kombination med känsliga omgivningar leder självklart till en konservativ första design av bergförstärkning samt stora restriktioner på berguttaget. För att på bästa sätt eliminera riskerna för skadliga deformationer tillsammans med en tillräcklig förstärkning beslöts att stationen skulle tas ut i två steg, Figur 4.3.

- I en första fas togs två sidopiloter ut längs hela stationssträckan med kvarstående temporär mellanpelare i mitten. Deformationer kontrollerades och bergkarteringar utfördes.
- Därefter togs mellanpelaren ut efter analys av uppmätta deformationer och utförda bergkarteringar, tillsammans med kompletterande beräkningar av erforderlig bergförstärkning.

Fördelen med metoden var att genom bergkartering i pilottunnlarna tillsammans med deformationsmätningar erhöles en förhållandevis heltäckande informationsbild över bergmassan, vilket gav ett underlag för anpassande projektering för uttag av mellanpelaren och övriga schakter. Denna sk "active design" ställer höga krav på beslutsvägarna som måste vara korta både vad gäller design, berguttag, uppföljning och kontroll. Inte minst viktigt är samarbetet mellan entreprenör och konsult.



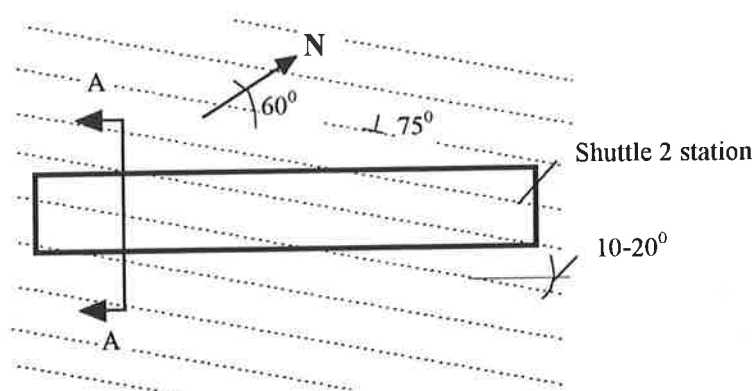
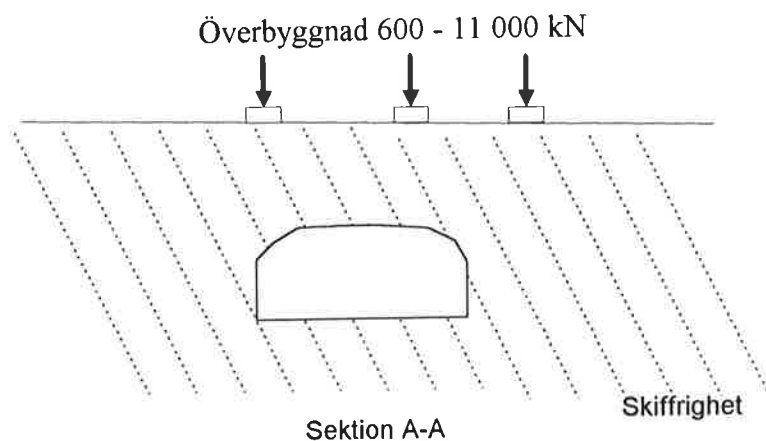
Figur 4.3 Projekteringsstrategi.

Under drivning av sidopiloterna indikerade deformationsmätningarna en hävning av bergöverytan över större delen av stationen, vilket angav höga horisontella bergspänningar. Utifrån gjorda spänningsmätningar, uppmätta deformationer under drivning av pilottunnlarna genom stationen och detaljerade bergmekaniska analyser, kunde bergförstärkning och uttagssekvenser förenklas för senare etapper och andra stationer. Det är inte sannolikt att dessa förenklingar av bergförstärkning och drivningsmetodik kunnat genomföras utan tillgång på resultaten av de utförda bergspännings- och deformationsmätningarna som stöd.

4.1.3 Geologiska förhållanden och bergspänningsmätningar

Följande avsnitt skall kortfattat beskriva hur bergspänningsmätningarna har nyttjats vid dimensioneringen av förstärkningen för Arlandabanan.

Tunnelarbetena i Arlandaområdet har som tidigare nämnts utförts i två olika bergtyper. I de centrala områdena under flygterminalerna består berget huvudsakligen av glimmerskiffer. Samtliga stationer ligger alltså i glimmerskiffer. I angränsande tunnelområden i norr och söder består berget huvudsakligen av granodiorit. Bergartens struktur har en generell strykning åt NNO till ONO och stupar (lutning) mellan ca 60° mot N och vertikalt, Figur 4.4. Vinkeln mellan strykningen och järnvägslinjen varierar från ca 0° vid norra växelns norrände till ca 20-30° vid stationens norrände.



Figur 4.4 Stationsläge i förhållande till glimmerskiffers riktning och lutning. Stationens bredd är ca 23 m och längden är ca 155 m.

Bergkvaliteten varierar från dåligt till bra berg, vilket motsvarar $Q = 1-10$ och större än 10. Vissa mindre lokala områden med $Q < 1$ förekommer i form av leromvandlade zoner med låg kvalitet. Karteringen av pilottunnlarna har bekräftat åtminstone två av tre förutsagda zoner. I själva verket har tre zoner med liten vinkel mot spårlinjen konstaterats. Zonerna karaktäriseras av:

- Ökad skiffriighet pga högre glimmerhalt i 1 till 5 meter breda zoner parallellt med den allmänna bergstrukturen.
- Ökad sprickighet i centrala delar av respektive zon.
- En eller två sprickor mitt i respektive zon med leromvandlat berg till följd av skjuvrörelser i berget. Dessa sprickor är uthålliga och har en vågighet med en amplitud på 1 till 2 dm och en våglängd på ca 2 till 5 m. Leran finns inte som sammanhängande skikt, utan som 1-2 m långa linser, 1-2 cm tjocka på mitten mellan vilka berget är i kontakt. Råheten torde vara $J_r = 2-3$.

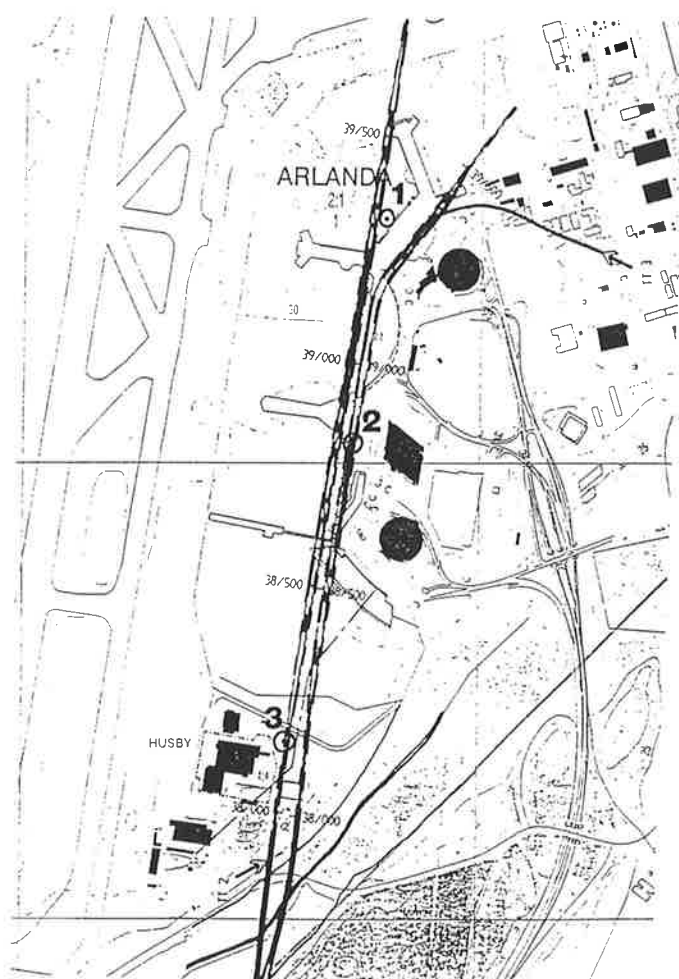
Glimmerskiffern har lokalt dålig sammanhållning i skiktytorna och detta kan tillsammans med sprick- och krosszoner medföra att berget delas upp i större eller mindre block eller kilar med dålig sammanhållning, något som kan orsaka större eller

mindre bergutfall vid berguttag och sprängning. Detta kan i sin tur orsaka stora deformationer.

Bergspänningsmätningar utfördes med hydraulisk spräckning av BEMEK (1982) och med överborring av Vattenfall Hydropower (1995). Mätningarna tyder på ganska hög horisontalspänning, vilket är gynnsamt för undermarkstationens byggande. Men mätningarna tyder också på att det finns en avlastningszon vid bergtäckningsnivå ovanför stationen, vilket är ogynnsamt. Borrhålsdata och placering för överborring visas i Tabell 4.1 respektive Figur 4.5. Resultaten redovisas i Tabell 4.2.

Tabell 4.1 Borrhålsdata för överborring. Stupningsriktningen är beräknad medsols från magnetisk norr, och stupning är beräknad från horisontalaxeln med positiv vinkel nedåt.

Borrhål nr	Stupningsriktning	Stupning
BSP/A95-1	150°	60°
BSP/A95-2	150°	60°
BSP/A95-3	150°	60°



Figur 4.5 Placering av borrhålen för överborringsmätningar vid Arlanda.

Borrhål A95-1 och A95-2 är borrade i en glimmergnejs där kärnorna lokalt genomsätts av glimmerzoner. Förskiffringen är riktad ca 45° mot hålaxeln. Borrhål A95-3 är borrarat i en granodiorit utan noterbar anisotropi.

Tabell 4.2 Uppmätta bergspänningar från överborrningsmätningar i Arlanda området. Redovisade medelvärden är beräknade enligt den princip som presenteras under kap. 5.5.

Borrhål no	Test djup	Berg- täckning	σ_1	σ_2	σ_3	σ_H	σ_h	σ_v
BSP/A95/1	12.12		3.8	3.0	1.6	3.0	1.7	3.7
	13.32		2.1	1.7	-0.5	2.1	-0.1	1.3
	15.51		2.3	0.5	-1.4	2.2	0.3	-1.2
	medel	11.9	2.1	1.4	0.9	1.7	1.4	1.3
	19.29		6.8	3.5	0.4	6.2	0.7	3.7
	20.45		14.1	2.6	1.5	10.5	2.5	5.2
	24.70		4.3	1.1	-0.3	3.7	0.9	0.4
	medel	18.5	4.7	1.7	0.8	3.7	1.7	1.8
BSP/A95/2	11.36		4.0	0.9	-1.5	3.5	-0.6	0.5
	15.01		4.4	1.7	-1.2	4.0	-1.0	4.0
	19.01		4.4	2.4	1.2	3.3	1.2	3.6
	medel	13.1	3.8	1.7	-0.1	2.9	-0.1	2.7
	20.25		10.6	2.9	1.0	7.3	2.9	4.3
	20.84		10.7	4.4	2.2	7.9	3.0	6.5
	22.57		9.3	4.1	3.6	6.7	3.8	6.5
	medel	18.4	10.0	3.8	2.5	7.1	3.4	5.8
BSP/A95/3	13.42		3.1	1.3	0.2	3.0	0.4	1.2
	14.02		3.7	2.1	-0.1	3.7	0.3	1.7
	14.52		5.7	4.9	1.1	5.0	1.2	5.4
	medel	14.0	3.5	2.8	1.1	3.3	1.3	2.8
	19.33		12.2	7.4	6.2	8.7	6.6	10.5
	19.76		12.7	10.7	5.9	10.7	6.8	11.7
	20.31		11.6	8.0	3.4	8.3	6.4	8.2
	medel	19.8	11.9	8.8	5.3	9.2	6.6	10.1

4.1.4 Design av bergförstärkning, före uttag av pilottunnlarna

Bergförstärkningen för stationen var framtagen med syftet att hjälpa bergmassan som bärande struktur att bära lasterna från ovanförliggande byggnad så att sättningar i bergytan begränsades.

Brottanalyser utfördes för att identifiera brottfall i olika bergkvalitet och struktur, för att därefter kunna upprätta ett "problemorienterat" schema för bergförstärkningen.

Med hänsyn till karaktären på bergmassan i Shuttle 2 stationens område, indelades brottfallen i huvudsakligen tre klasser:

- Fall I: strukturkontrollerade brott, stabilitet av stora block eller kilar;
- Fall II: bergutfall i kombination med stora och mindre block eller kilar;
- Fall III: bergutfall eller stor deformation i samband med lerslag eller svaga zoner.

Bergspänningarnas storlek och riktning har inverkan på dessa brottfall. De horisontella bergspänningarna kan t ex bidra till en ökande säkerhetsfaktor genom att en hög normalkraft ökar den stabiliserande friktionen längs ett sprickplan. Beräkningar visade också att de horisontella spänningarna kunde bidra till en minskande deformation i bergytan genom att förbättra valvbildning och sammanhållning i berget.

Osäkerheter om bergets materialegenskaper och de stora variationer som förelåg i erhållna resultat från bergspänningsmätningarna avseende initialspänningar, i kombination med känsliga omgivningar, ledde dock till en konservativ bergförstärkning, speciellt för brottfall III. Med antagande om en magnitud på ca 1.5 MPa i horisontal-spänning vid stationsnivå resulterade beräkningarna i att det krävdes sprutbetong med en tjocklek av 200-300 mm för att klara deformationskrav enligt brottfall III.

4.1.5 Deformationsmätningar under drivning av pilottunnlarna

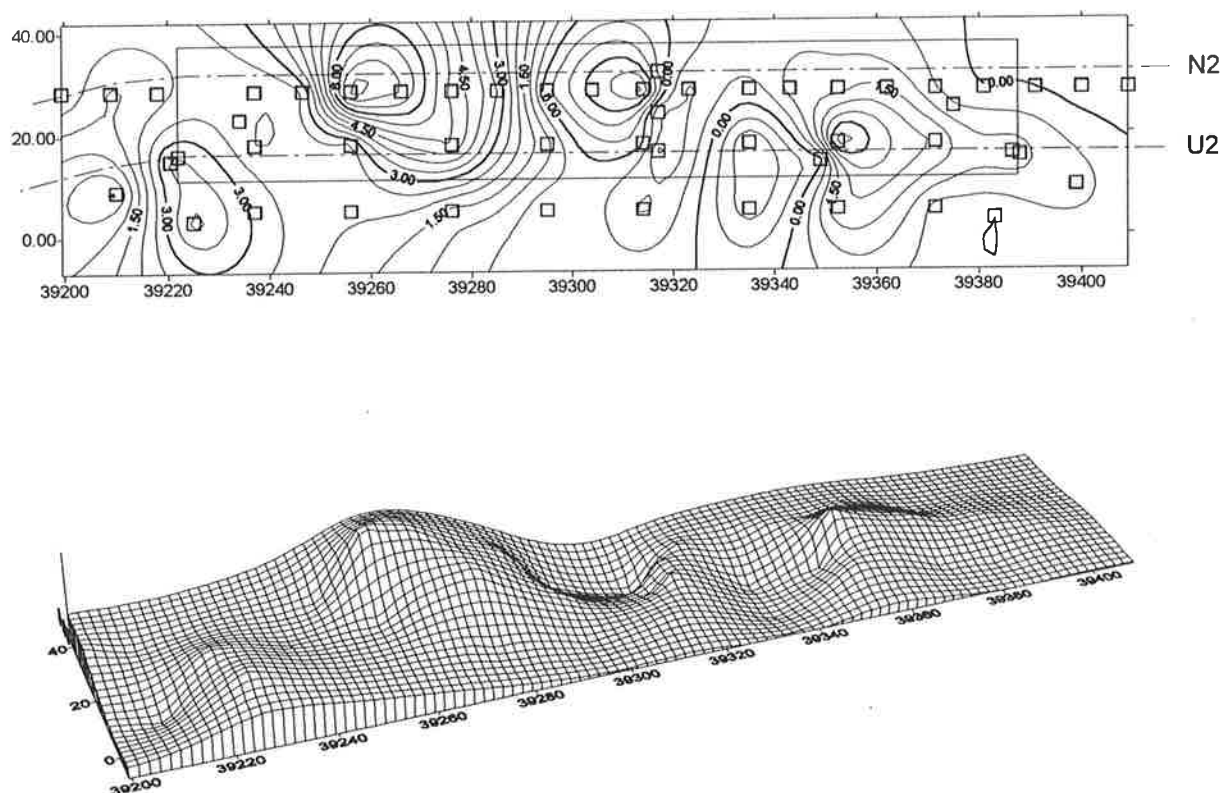
Under drivning av pilottunnlarna utfördes omfattande deformationsmätningar i form av precisionsavvägning av huspelare samt extensometer- och konvergensmätningar. Syftet med deformationsmätningarna var att

- Kontrollera stabiliteten under det att bergarbetena pågick
- Uppskatta bergets egenskaper och initiella horisontalspänningen σ_h genom baklängesberäkningar (back calculation)
- Förenkla berguttagssekvenser och säkerställa slutlig bergförstärkning.

Resultatet av precisionsavvägningen redovisas i Figur 4.6, som allmänt visar på hävning, på några platser upp till 7-8 mm. Konventionella baklängesberäkningar lyckades dock inte efterlikna det uppmätta deformationsförloppet. En bättre överensstämmelse erhöles istället då berget antogs konsoliderat och förspänt av utförda injekteringar. Andra förklaringar kan vara att utförda injekteringar lyft berget och på så sätt skapat sättningsmarginaler för den senare pelaravverkningen och schaktuttaget. Uppskattade bergegenskaper och initiella horisontalspänningar erhållna från baklängesberäkningarna redovisas i Tabell 4.3.

Tabell 4.3 Erhållna parametervärden på bergegenskaper och horisontella in-situ spänningen från baklängesberäkningar.

Berg	E	7.0 Gpa
	c	1.0 MPa
	ϕ	30.0°
Spricka	c	0.25 MPa
	ϕ	25.0°
σ_h vid stationsnivå		3.0 MPa



Figur 4.6 Uppmätta deformationer i Shuttle 2- stationen efter uttag av pilottunnlarna. Deformationsmått är angivna i mm.

4.1.6 Val av slutlig bergförstärkning och bergguttagssekvenser

Baserat på genomförda bakåtbereäkningar och bergkarteringar utfördes deformationsprognoser och slutlig design av bergförstärkning. Berget kommer enligt beräkningarna att sätta sig 3 - 4 mm vid avverkningen av mellanpelaren. Detta ligger med god marginal under tillåten sättning, tack vara gynnsamma höga horisontella spänningar. Som en konsekvens beslöts att förenkla bergguttagssekvensen till att avverka mellanpelaren över hela stationssträckan först och därefter bergguttag av stigschakter.

Härigenom erhålls större utrymmen för bergproduktionen vilket i sin tur resulterar i avsevärda tidsbesparingar.

Slutlig bergförstärkning dimensionerades för förekommande bergblock, identifierade vid bergkarteringen. Att utnyttja den horisontella spänningen som en stabiliserande faktor vid konventionell stabilitetsanalys har en stor betydelse vid valet av förstärkningsinsatser, Tabell 4.4.

Tabell 4.4 Jämförelse av bergförstärkning med respektive utan utnyttjande av den horisontella spänningen som stabiliserande faktor.

	Bergförstärkning utan nyttjande av σ_h	Bergförstärkning med nyttjande av σ_h	Vald bergförstärkning
Klass I	150 mm fiberarmerad sprutbetong	100 mm fiberarmerad sprutbetong	100 mm fiberarmerad sprutbetong
Klass II	200 mm fiberarmerad sprutbetong	150 mm fiberarmerad sprutbetong	150 mm fiberarmerad sprutbetong

4.1.7 Slutsatser

Projektering av bergförstärkningen för Shuttle 2 stationen vid Arlanda flygplatsen visar tydligt att den horisontella spänningen är en avgörande parameter för att bestämma lämpliga nivåer av bergförstärkningsinsatser och för att förenkla bergguttagssekvenserna. Genom bergspänningsmätningar i ett tidigt skede och deformationsmätningar under bergguttag kunde bergspänningarna in-situ och bergegenskaper uppskattas med en god säkerhet. En systematisk metod att hantera osäkerheterna på ett rationellt sätt i de mätta materialegenskaperna och bergspänningarna saknas dock ännu och bör utvecklas.

4.2 Gjøviks Olympiska berghall

4.2.1 Allmänt

Den stora Olympiska berghallen i Gjøvik med en spännvidd om 61 m är den hittills största publika berganläggningen i världen. Anläggningen färdigställdes och invigdes i samband med vinterolympiaden i Lillehammer 1994. År 1989 beslutade arrangörskommittén för de XVII Olympiska spelen i Lillehammer att en av de tre ishockeyhallarna för evenemangen skulle byggas i Gjøvik. Hallen skulle rymma 5 - 6 tusen åskådare. 85 miljoner NOK av byggkostnaden skulle OS-kommittéen bidra med. Resterande medel skulle finansieras av Gjøviks kommun.

Senhösten 1989 återstod två alternativ för hallkoncepten: en konventionell hall byggd ovan jord och en berghall förlagd i Hovdetoppen, Gjøvik. I samma bergplint var det sedan tidigare byggt en simhall, en civilförsvarsanläggning och televerkets data-anläggning. Budgeten för en berghall var beräknad till 130 miljoner NOK, medan en konventionell hall skulle kosta mellan 80-100 miljoner NOK. Trots en högre kostnad, beslöt kommunens administration att bygga en bergförlagd anläggning, med hänvisning till att en sådan skulle innebära bättre stadsplanering, bättre miljö, låga driftskostnader m m. Berghallens mått var enligt följande:

Spännvidd	61 m
Längd	91 m
Höjd	25 m
Volym stadion	114,000 m ³
Uttagen bergvolym	165,000 m ³

Att bygga ett bergrum med en spännvidd om 61 m i kombination med en bergtäckning som varierade mellan 25 - 50 m var en oerhörd utmaning. Förundersökningen (Fas I) innefattade Q-värdesklassificering i ett befintligt bergrum i samma bergplint, bergspänningsmätningar och översiktliga numeriska modelleringar. Senare, under den detaljerade undersökningen (Fas II), utfördes mellanhålsseismik (tomografi), ytterligare bergspänningsmätningar med hydraulisk spräckning, kartering och tester av borrhälskärnor och detaljerade numeriska beräkningar. Under entreprenadarbetena upprättades ett övervakningssystem med deformationsmätning och belastningsmätning på bergbultar. Uppmätta deformationer begränsades till 6 - 8 mm, vilket var nära prognosticerade värden. Den höga horisontella spänningen om ca 4 -5 MPa vid bergrummets nivå, som gav en positiv effekt med avseende på valvverkan, bedömdes vara en starkt bidragande orsak till de små deformationerna.

4.2.2 Bergspänningsmätning

I undersökningarna under Fas I utfördes de första bergspänningsmätningarna med överborrning i ett 9 m långt hål borrar från ett befintligt bergrum. Resultaten visade överraskande höga spänningar, med en största horisontell spänning om ca 4 MPa riktad parallellt med bergrummets längsta axel och en minsta horisontell spänning, σ_h om 2 MPa vinkelrätt mot bergrummets längsaxel. De första mätningarna måste dock verifieras av ytterligare mätningar, då dessa första utfördes nära, och möjligen störda av, ett befintligt bergrum.

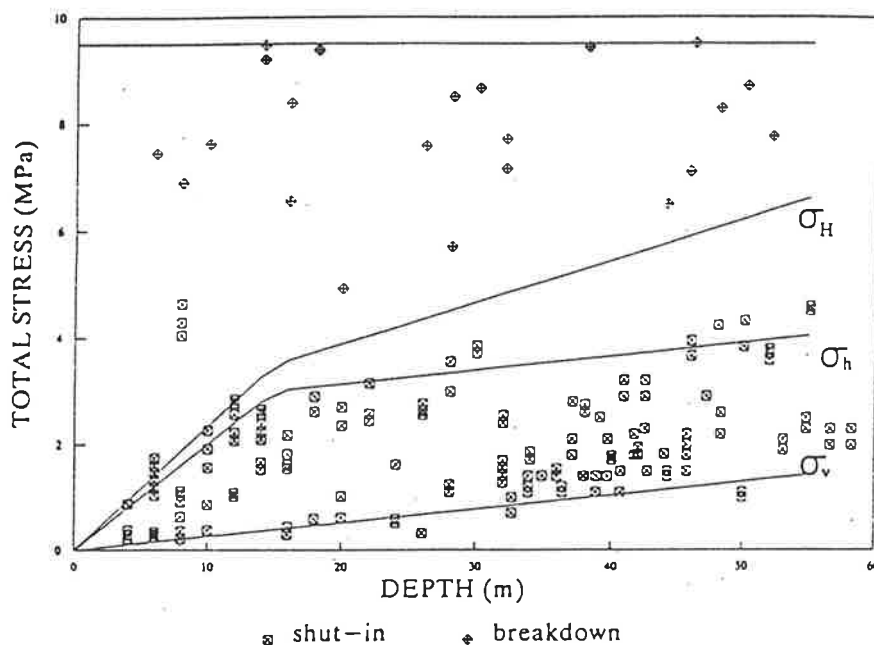
Kompletterande bergspänningsmätningar med hydraulisk spräckning bekräftade allmänt höga horisontella bergspänningar, med riktningen N170°E på den största horisontella spänningen, vilket också var i linje med de N-S orienterade, vertikala dragsprickor som förekom i Oslo-området.

Innan bergarbetena startade, utfördes ytterligare en kompletterande omgång bergspänningsmätningar med hydraulisk spräckning. Resultaten (Fig. 4.7) visar en förändring i spänningsgradienterna vid ca 10 -15 m under markytan, där spänningsökningen som funktion av djupet är störst från markytan till ca 15 m. De höga horisontella bergspänningarna vid bergrummets nivå kunde dock återigen verifieras, vilket var en viktig förutsättning för att säkra stabiliteten av det stora bergrummet.

4.2.3 Numeriska analyser

En finita element modellering utfördes i Fas I med fyra olika kombinationer av *in-situ* spänningar och Mohr-Coulombs brottkriterium. Nätet för den numeriska modellen, för en sektion i mitten av bergrummet, samt två olika horisontella spänningsnivåer använda i analysen redovisas i Figur 4.8.

Resultaten från beräkningarna sammanfattas i Tabell 4.5. Generellt noteras en betryggande stabilitet av bergrummet, trots indikationer om en plasticerad zon som sträckte sig ca 15 m över taket. De beräknade maximala deformationerna i taket var mellan 3.9 till 14.5 mm.



Figur 4.7 Uppmätta horisontella bergspänningar med hydraulisk spräckning, Gjøviks Olympiska hall (Tunbridge et al, 1993).

Tabell 4.5 Resultat från FEM beräkningar (Barton et al, 1991).

Initiell- bergspänningsnivå	Mohr-Coulomb parametrar		Maximal deformation i tak (mm)
	c (MPa)	f (°)	
Låg	0.3	39.5	3.9
Hög	0.3	39.5	14.5
Låg	0.3	45.0	3.5
Hög	0.3	45.0	8.7

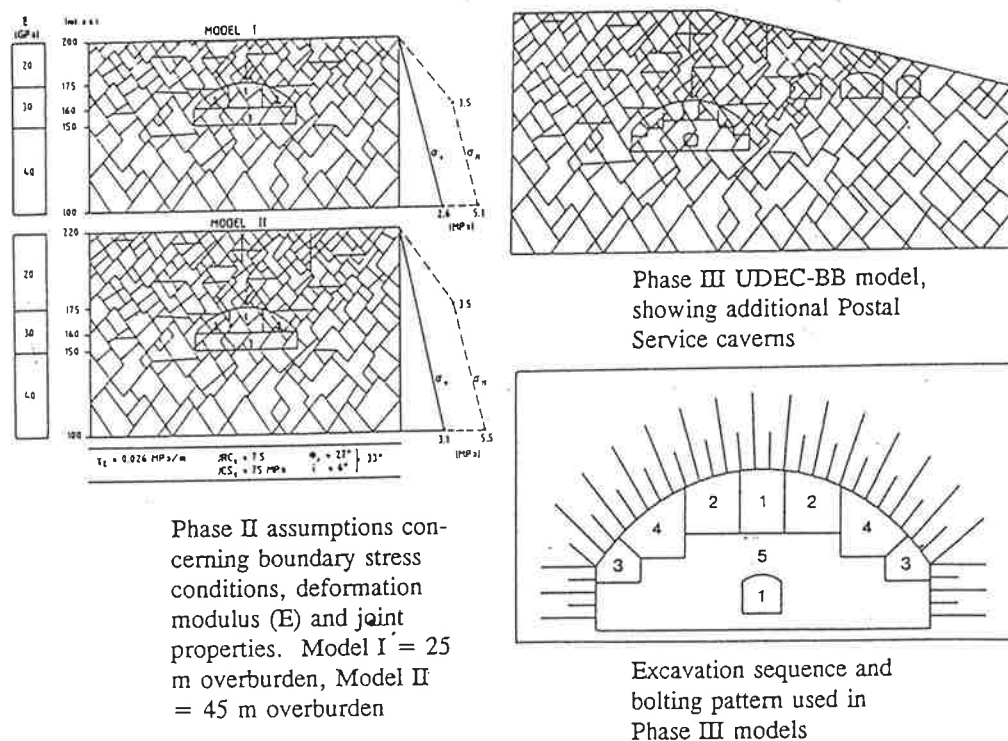
c: kohesion, f: friktionsvinkel

Omfattande beräkningar utfördes m.h.a. UDEC-BB före och under konstruktionen av berggrummet. Modellen och de tillämpade spänningarna redovisas i Figur 4.8 medan resultaten presenteras Tabell 4.6.

Baserat på de omfattande undersökningar och analyser som genomfördes inom ramen för projektet, dimensionerades den permanenta bergförstärkningen enligt följande:

Bult: L = 6 m, Ø 25 mm, respektive L = 12 m, Ø 12.5 mm, samtliga med c/c 2.5 m
Sprutbetong: 100 mm fiberarmerad

Tack vare de höga horisontella spänningarna var en sådan "snålt" tilltagen bergförstärkning tillräcklig att för säkerställa stabiliteten hos världens största publika berggrum.



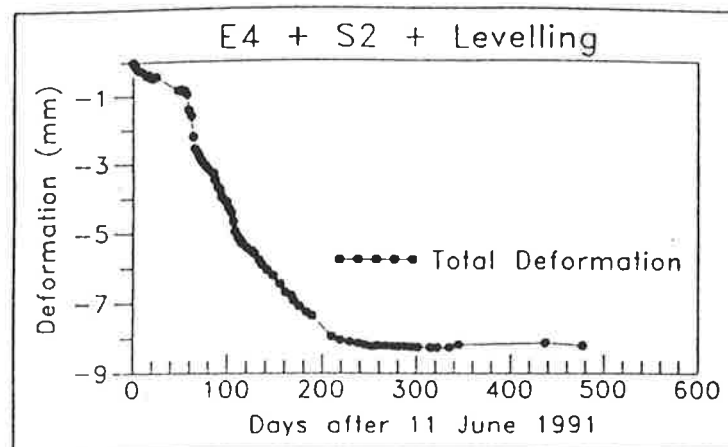
Figur 4.8 Beräkningmodell, initialspänningar och uttagssekvenser (Barton et al, 1991).

Tabell 4.6 Beräkningsresultat från en av modellerna (Barton et al, 1991).

	Bergrum för stadion					Bergrum för posten		
Berguttag	Steg 1	Steg 2	Steg 3	Steg 4	Steg 5	rum 1	rum 2	rum 3
Max σ (MPa)	9.29	11.49	9.91	8.39	8.37	8.56	8.71	8.83
Deformation								
max	1.85	1.80	2.63	6.99	8.16	8.28	8.43	8.65
vägg	-	-	-	1.33	3.78	3.88	3.92	3.97
tak (vertikal)	0.5	1.08	2.62	4.05	4.33	4.39	4.87	7.01

4.2.4 Deformationsmätning

Totalt installerades 10 st extensometrar under bergarbetet, Figur 4.9. Från bergytan installerades 7 st (E1 - E7) extensometrar före berguttaget och från pilottunneln installerades ytterligare 3 st extensometrar. Precisionsavvägning utfördes på extensometrar E1, E4 och E7 längs bergrummets centrumlinje. Mätresultat från E4 redovisas i Figur 4.9, där den maximala sättningen om 8 mm överensstämmer väl med numeriska beräkningsresultat. Mätresultaten indikerar alltså stabila förhållanden efter fullt uttag av bergvolymen.



Figur 4.9 Kumulativa deformationer i bergrummets centrumlinje. Berguttaget för den Olympiska hallen var fullständigt klart efter 200 dagar. (Efter Barton och Hansen, 1994)

4.2.5 Slutsatser

Gjøviks berghall är ett framgångsrikt exempel bl a på utnyttjandet av höga horisontella spänningar för att säkerställa stabiliteten hos bergrummet. Detaljerade undersökningar, betydande analyser, omfattande övervakning och uppföljning innebar tillsammans ett säkert arbetsutförande från början till färdig anläggning.

5 LITTERATURINVENTERING - BERGSPÄNNINGARS REPRESENTATIVITET

5.1 Inledning

Spänningar i berget kan beskrivas som det ackumulerade resultatet av de naturliga krafterna i jordskorpan såsom gravitation och tektoniska processer. Dessa krafter ger också upphov till komplicerade geologiska strukturer, t ex sprickor, förkastningar, veckningar m m. Studier har visat att bergspänningarna påverkas avsevärt av de geologiska strukturerna, både till storlek och orientering. Ett flertal författare har presenterat klassificeringssystem inklusive terminologi för bergspänningar, varav det senaste av Amadei och Stephansson (1997), redovisas i Figur 5.1.

Bergspänningsmätningar utförs inom en mängd olika projekt och av diverse olika anledningar och resultaten visar ibland på stora variationer. Frågor som ofta diskuteras då resultaten betraktas eller då resultaten skall tillämpas i en designprocess är av karaktären:

- Är de mätta variationerna verkligen naturliga variationer eller är de orsakade av mätfel?
- Vad är det för säkerhet på mätresultaten?
- Hur skall resultaten tillämpas vid planering, byggande och kontroll av en berganläggning?

För att kunna svara på de frågorna måste man först ha kunskap om bergspänningarnas natur, dvs vilka tektoniska, geologiska och geometriska faktorer som påverkar spänningarna, och kännedom om mätnoggrannhet på nyttjad teknik och utrustning. Baserat på detta kan man sedan utveckla ingenjörsmässiga metoder att tillämpa på resultat från bergspänningsmätningar.

Det övergripande syftet med föreliggande litteraturinventering har varit att samla in information om vad som har publicerats inom ämnen som är direkt kopplade till frågeställningen om bergspänningsmätningars representativitet. Sådana ämnen är:

- Bergspänningarnas natur
- Skaleffekter
- Noggrannhet hos olika mätmetoder och mätinstrument. De olika mätmetoderna avser överborring och hydraulisk spräckning
- Tillgängliga metoder för utvärdering av bergspänningsmätningar, t ex med hjälp av statistiska analyser

där σ är bergspänning, F är kraft och A är arean motsvarande REV. Cornet op. cit. har föreskrivit tre förutsättningar för att identifiera REV enligt nedan:

1. REV kan identifieras genom att det "ekvivalenta kontinuum-materialet" har samma vikt i den representativa volymen som det verkliga materialet (detta är en tolkning)
2. Spänningen inom REV kan anses som konstant
3. Det ska ej finnas signifikant masskraft (body forces) inom REV, ej heller några momentkomponenter på ytan av REV.

Cornet op. cit. har vidare bl a också föreslagit följande definitioner vad avser indelning i sk spänningsdomäner:

- Regionalspänning - spänningstillståndet inom ett relativt stor geologiskt område.
- Lokalspänning - spänningstillståndet inom en relativt liten geologisk domän.

Lokalspänningen är allmänt beroende av koordinater på REV, på vilken spänningen är definierad. Funktioner som beskriver variationer av lokalspänningen över ett större område av intresse bestämmer regionalspänningen.

Bergspänningarnas variabilitet är beroende av både REV och storleken på det område som är av intresse. Figur 5.5 visar bergspänningarnas variation i olika skalor från borrhålsskalan, anläggningen och slutligen till regionalskalan (Cuisiat och Haimson, 1992). Spänningen ska tolkas såsom beräknad enligt REV-konceptet och variera över motsvande skala.

Vad som redovisats ovan är allmänna principer. Konkreta metoder för att bestämma kvantitativt REV är dock inte angivet i publicerat material. Det tycks dock som att REV ska bestämmas med hänsyn till:

- Bergets utseende, främst bergets struktur, t ex förkastningar, sprickdensitet, förskiffring, kornstorlek, m m,
- Berganläggningens storlek,
- Den skala som bergspänningsmätningarna omfattar.

5.3 Bergspänningsmätningar och skaleffekter

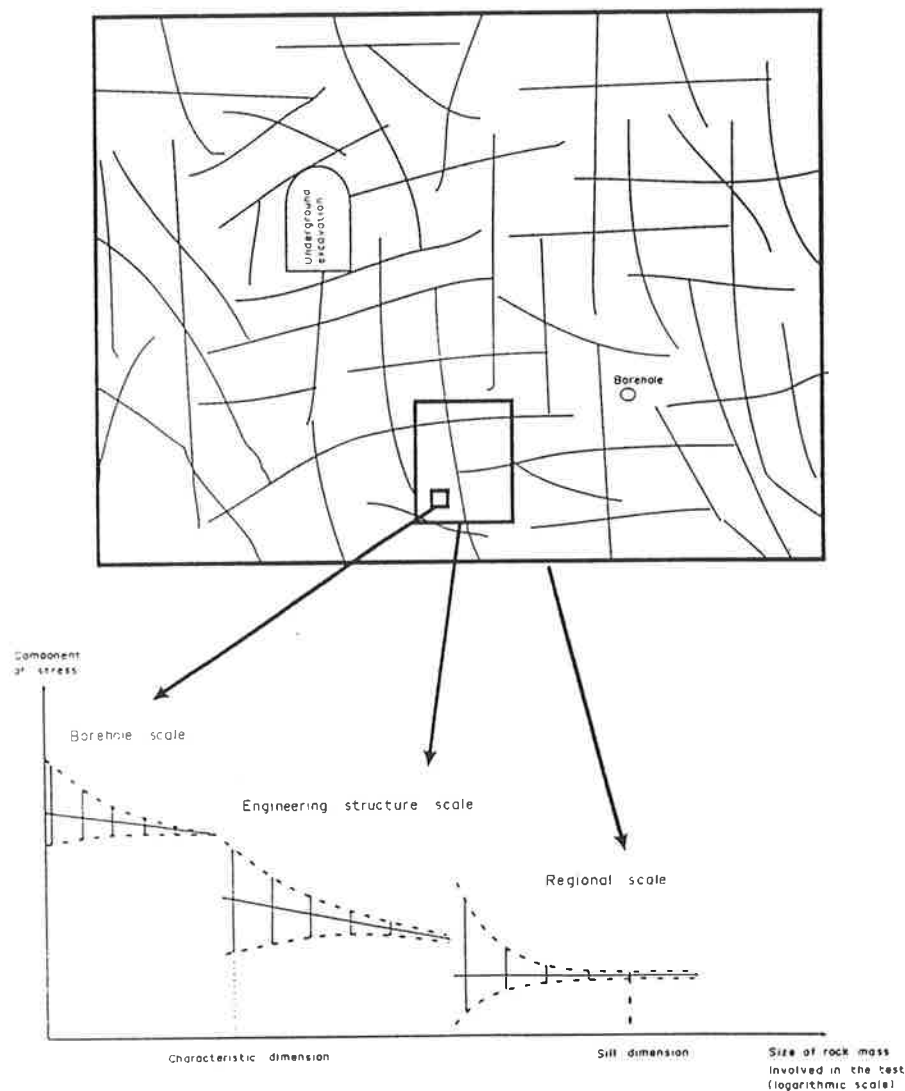
Metoder för att bestämma bergspänningar involverar olika stora volymer. Som en konsekvens involverar därmed de olika metoderna olika volymer av spänningsfältet som i enlighet med föregående avsnitt genererar ett skalberoende. Därmed bör man också förvänta sig olika resultat på spänningsfältet beroende på metodval (involverad volym). Det finns dock ett antal praktikfall där olika metoder, som involverar olika volymer vid mätning, inte uppvisar ett tydligt volymsberoende. Ett sådant fall är de mätningar som utförts vid URL i Kanada (Martin et al., 1990) vilket diskuteras senare i rapporten.

Det finns ett antal metoder att bestämma bergspänningar, både direkta och indirekta, och de involverar volymer från millimeterskalan upp till den skala som representeras av jordskalv. Här begränsar vi oss dock till att diskutera överborrning och hydraulisk spräckning.

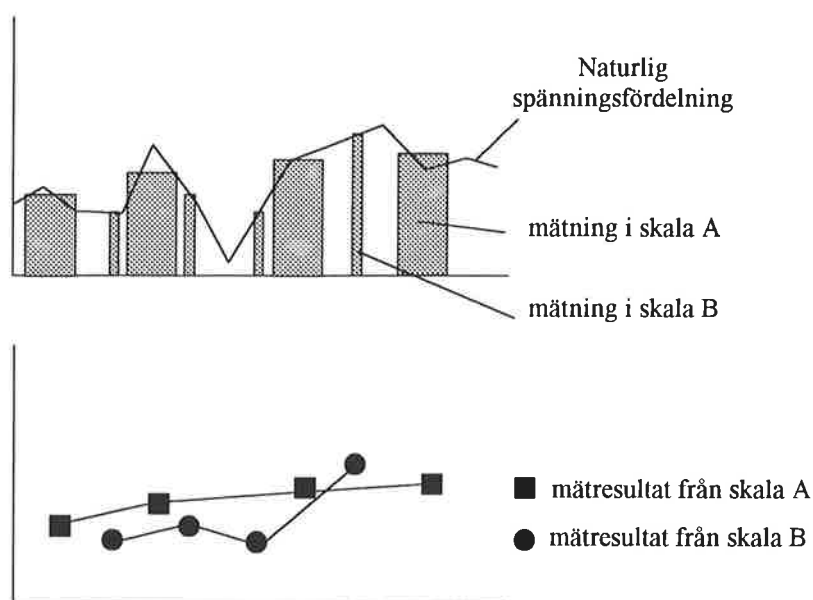
Skaleffekter i sammanhanget har två aspekter:

- Bergspänningarnas naturliga variation enligt den ingenjörsmässiga definitionen.
- Skaleffekter kopplade till mätteknik och mätresultat.

Enligt Cornet (1990) ska bergspänningsmätningar i princip utföras inom den representativa volymen. Mätning över en större volym är acceptabelt såvida spänningsvariationer inom volymen är försumbar. Mätning över en mindre volym skall dock undvikas. Figur 5.6 visar exempel på variationen i erhållna resultat som funktion av mätskala.



Figur 5.5 Schematisk bild som visar förväntade spänningar som funktion av skalan. (efter Cuisiat och Haimson, 1992)



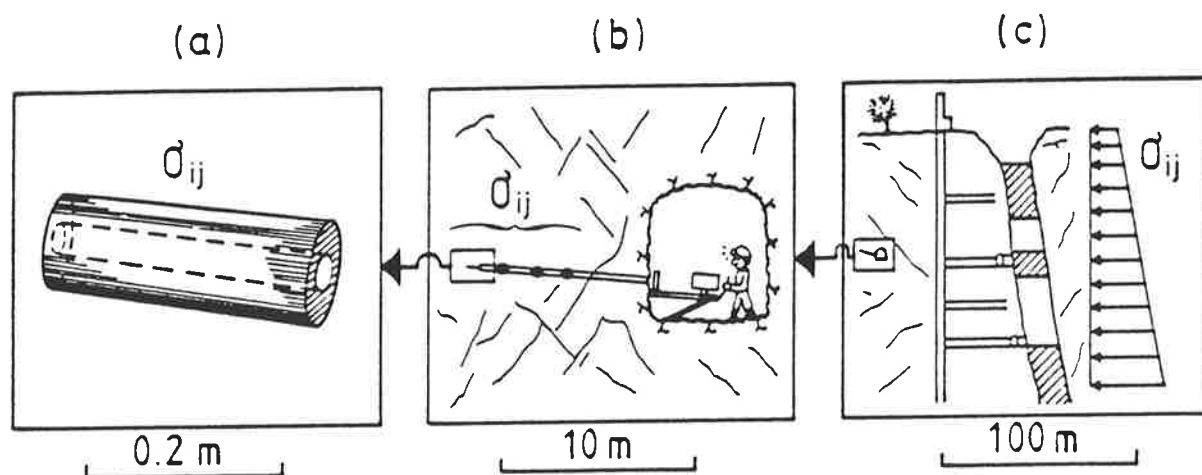
Figur 5.6 Mätskalans påverkan på mätresultat.

5.3.1 Överborrning

Tre skolor för bergspänningsmätning med överborrning har introducerats av Leijon (1988), Figur 5.7:

- Skala motsvarande den enskilda mätpunkten,
- Skala motsvarande mätplatsen
- Skala motsvarande tillämpningsvolymen

Vid bergspänningsmätningar enligt överborrningsprincipen sker mätningen normalt i millimeterskala. Trådtöjningsgivare med en längd om ca 10 - 20 mm registrerar töjningsförändringen på borrhålsväggen då bergcylindern friborras. På grund av den lilla mätskalans påverkas mätresultatet av bergets små, lokala heterogeniteter, dvs av olika materialegenskaper hos de enskilda mineralen i bergarten. Storleken på det berg som involveras under friborringen av den ihåliga borrhärnan, i vilken trådtöjningsgivarna är limmade, omfattar ca 10 cm². Sammantaget så leder dessa skalskillnader till svårigheter då spänningarna skall uppskattas för den regionala skalan (tillämpningsvolymen). Av den anledningen utförs ofta en serie av mätningar över en sträcka längs ett borrhål, och en medelspänning erhålls över sträckan (mätplatsskala). Det kan dock ändå hända att den erhållna medelspänningen skiljer sig från följande mätserie. Det kan också ifrågasättas om det är korrekt att bestämma ett medelvärde baserat på 2-3 mätpunkter för att representera spänningstillståndet över en sträcka om kanske 3 - 5 m.

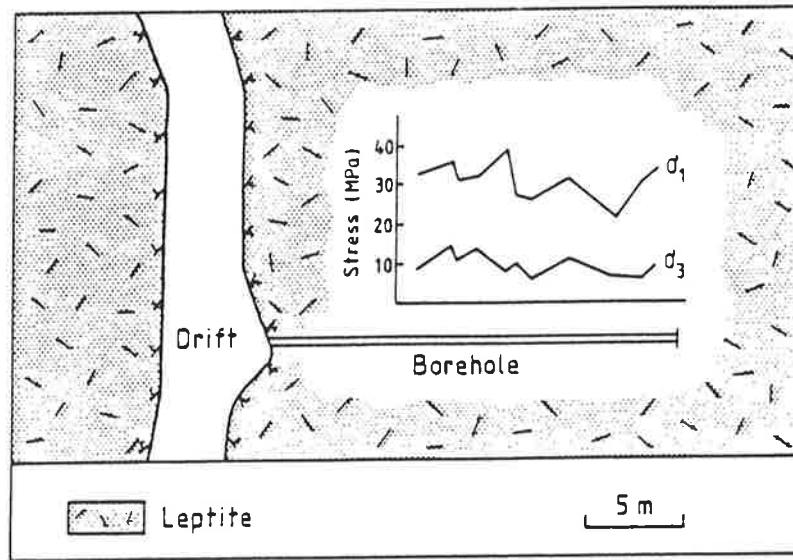


Figur 5.7 Olika skalor som är aktuella vid utvärdering och tillämpning av överborringsmätningar. A) test skalan, B) mätplatsskalan respektive C) tillämpningsskalan. (efter Leijon, 1988).

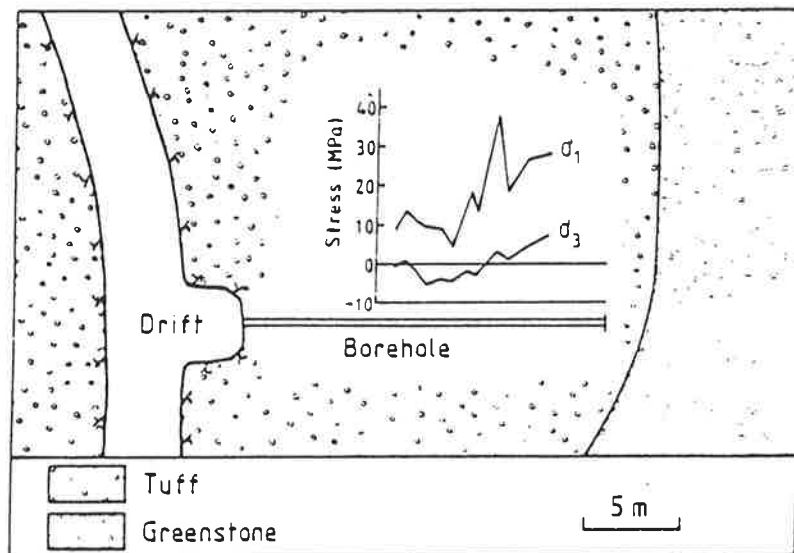
Leijon (1989) har påpekat att bergrelaterade "felkällor" är dominerande vid bergspänningsmätningar enligt överborringsprincipen, men fel orsakade av mätutrustningar och mätutförande förekommer. Figur 5.8 visar ett typiskt resultat från överborring, och illustrerar att spänningens variation längs borrhålet är slumpmässig och ej korrelerad (Leijon, 1989). Detta innebär att varje mätning längs ett borrhål kan behandlas som ett i statistisk mening oberoende prov.

Omfattande bergspänningsmätningar, delvis i forsknings- och utvecklingssyfte har genomförts vid Underground Research Laboratory (URL), Kanada. Mer än 1 000 överborringsmätningar har utförts i en bergvolym från 12 m till 540 m under markytan. Martin et al (1990) har jämfört mätresultat från olika mätmetoder, inklusive överborring och hydraulisk spräckning, och påpekar bl a att mätresultat erhållna från olika metoder är jämförbara om bergmassan har ett elastiskt beteende. Martin (op. cit.) hävdar vidare att skaleffekter och residualspänningar har obetydlig inverkan på spänningsresultaten i URL. Det skall dock poängteras att bergmassan i URL uppvisar mycket få variationer i sammansättning och innehåller väldigt få sprickor och andra svagheter.

Martin et al (1990) rapporterade ett fältförsök i intakt granit för att utvärdera påverkan av den överborrade volymens storlek på mätresultatet. Utvärderingen visar att skillnaderna i volymetriska töjningar mellan den största (200 mm) och minsta diametern (96 mm) på den överborrade kärnan är begränsad till ca 5%.



(a)



(b)

Figur 5.8 Exempel på resultat från en överborrningsmätning där största och minsta huvudspänningen är redovisad som funktion av mätdjup. (efter Leijon, 1988).

5.3.2 Hydraulisk spräckning

Vid hydraulisk spräckning involveras en större bergvolym (flera m³) jämfört med överborrning, vilket bedöms vara en förklaring till varför spridningen i resultat mellan närliggande punkter är mindre jämfört med det som noteras för överborrning. Omfattande mätningar med metoden har utförts över hela världen under de senaste 25 - 35 åren.

Ingående studier av erhållna resultat (Haimson, 1990) visar att närliggande mätningar brukar ha mycket god överensstämmelse. Haimson et al (1989) utförde t ex mätningar i två hål 100 m från varandra i Cornwall, UK, som visade mycket lika resultat.

Vid konventionell utvärdering av mätningar utförda med hydraulisk spräckning nyttjas följande ekvation:

$$P_c = T_{hf} + 3 S_h - S_H - P_o \quad (5.1)$$

där P_o är porttryck, P_c är det tryck vid vilket sprickan initieras (spräcktryck), S_h och S_H är minsta respektive största horisontella spänningen och T_{hf} är draghållfastheten. Formeln ovan säger att för att initiera en spricka i borrhållsväggen krävs ett tryck som överstiger spänningskoncentrationerna och bergets draghållfasthet. Det skall poängteras att draghållfastheten ej är en unik material-egenskap, utan varierar med bergprovets storlek och belastnings- hastighet (Haimson, 1968). Omfattande forskning och tester har utförts för att studera draghållfasthetens, T_{hf} skalberoende och dess inverkan på mätresultat från hydraulisk spräckning. Vidare har olika teorier och tillämpningar presenterats för att hantera draghållfasthetens inverkan på resultaten. Detaljerade beskrivningar anges av Cuisiat och Haimson (1992).

Den idag mest vanligt tillämpade teorin, för att undvika skalberoendet orsakat av draghållfastheten enligt ovan är att istället för spräcktrycket nyttja återöppningstrycket vid utvärderingen. Formeln för utvärdering får då följande uttryck:

$$P_r = 3 S_h - S_H - P_o \quad (5.2)$$

där P_r är återöppningstrycket, dvs det tryck som krävs för att öppna upp det sprickplan som initierades vid spräckningen och där återöppningstrycket definieras som

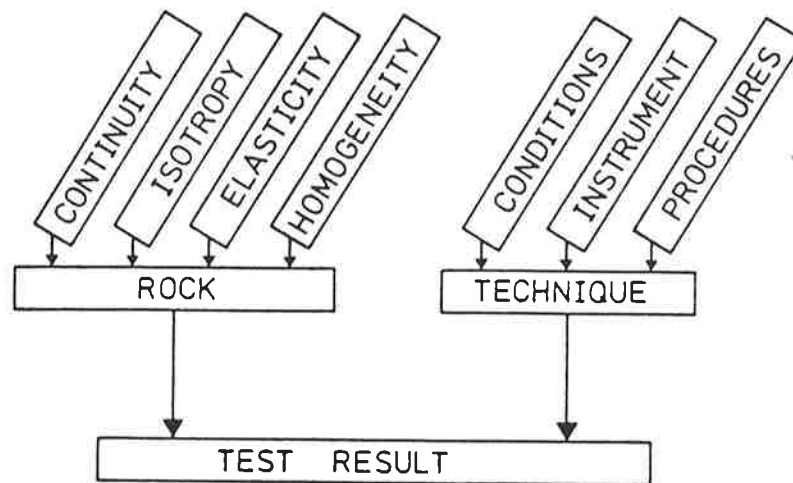
$$P_r = P_c - T_{hf} \quad (5.3)$$

Detta innebär att vid återöppning av en redan initierad spricka krävs ett tryck som endast motsvarar de spänningskoncentrationer som föreligger på borrhållsranden. Någon draghållfasthet föreligger inte längre då sprickan ju redan existerar.

5.4 Noggrannhet hos bergspänningsmätningar

Fel hos mätresultat från bergspänningsmätningar har huvudsakligen två orsaker (se även Fig. 5.9):

- Bergets egenskaper överensstämmer ej med de antagna villkor som tillämpas vid utvärderingen. Vare sig teorier som kan beskriva bergets beteende exakt eller verktyg för att exakt beskriva bergets egenskaper, för att därigenom kunna hantera egenskaperna i en utvärdering, föreligger. Detta medför att teorierna är uppbyggda kring ett antal antaganden/förenklingar som för vissa geologiska miljöer sämre klarar av att hantera bergets respons vid en bergspänningsmätning.
- Instrumentfel, dvs fel som beror av att utrustningen ej mäter relevanta data på ett korrekt sätt.



Figur 5.9 Faktorer som påverkar mätresultat av bergspänningsmätning. (efter Leijon, 1988).

5.4.1 Överborring

För överborring kan felkällor bero av följande, eller en kombination av följande faktorer:

- Skaleffekter
- Teoretiska antaganden
- Mättekniska aspekter
- Inverkan av temperaturändringar
- Residualspänningar
- Felkällor relaterade till utvärderingsprocessen

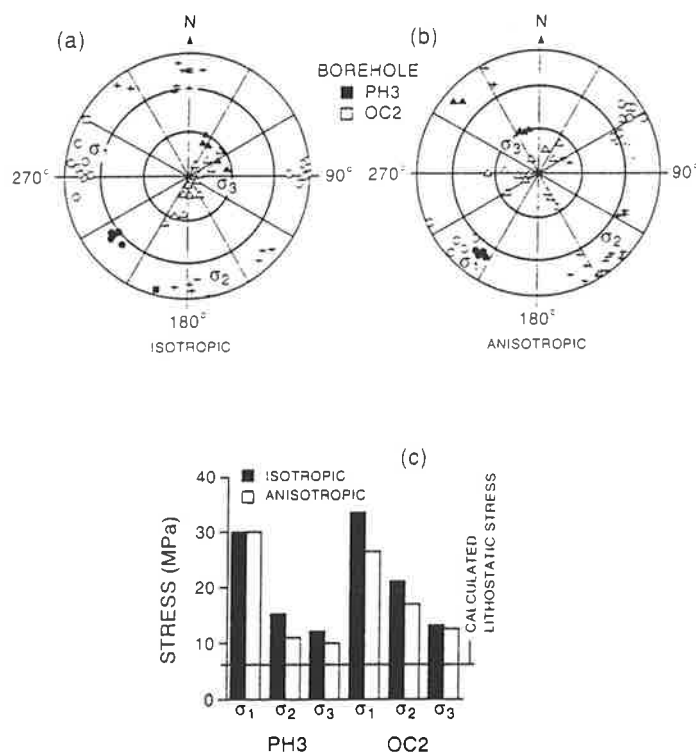
Överborrningsmetoder nyttjar trådtöjningsgivare för att mäta de deformationsförändringar som sker då den bergvolym på vilket givarna är monterade avlastas från det yttre spänningsfältet. Givarna har normalt en längd om ca 5 - 10 mm. På grund av den lilla mätskalan kan så små förändringar som ändrad kornstorlek i vissa fall påverka mätresultaten. Studier har visat att konsistenta töjningsvärden i berg normalt erhålls då längden på trådtöjningsgivarna är lika med eller större än medelkornstorleken $\times 10$ (Garrity et al., 1985).

Vid utvärdering av överborrningsmätningar antas i det vanligaste fallet att berget är homogent, isotropt och linjärelastiskt. Antagandena är en idealisering och stämmer naturligtvis aldrig fullständigt med bergmaterials beteende. För vissa bergarter, med t ex uppenbar anisotropi i egenskaperna, kan det dock vara ett allvarligt fel att utnyttja dessa vanliga antaganden. Den anisotropi som då föreligger kan inte hanteras korrekt vid utvärderingen, vilket resulterar i felaktiga resultat. Analytiska lösningar av Amadei (1983, 1984, 1986) medger dock numer att vissa anisotropier kan hanteras bättre vid utvärdering. Martin et al (1993) använde vid bearbetning av URL data en "transverse isotropic model" för att hantera spänningsinducerade mikrosprickor som förekom på överborrade kärnor. Figur 5.10 nedan redovisar en jämförelse av resultaten före och efter korrigering för anisotropi på mätdata från två borrhål.

Mättekniska faktorer kan vara grad av redundans vid mätningar, kontinuerlig eller diskontinuerlig loggning av data eller rena mätfel i utrustningen. Den senare är möjlig att kvantifiera med enklare tester och dagens utrustningar för överborrningsmätningar besitter marginella fel i det avseendet. Felen begränsar sig normalt till någon enstaka procent av avläst värde. Redundans eller snarare bristen på redundans kan vara en källa till fel om någon givare vid mätningar uppvisar ett responsmönster som kan misstänkas vara felaktigt. Brist på redundans innebär då antingen att mätningen måste förkastas alternativt att den nyttjas men då med en betydligt större osäkerhet. Val av loggningsmetod kan ha betydelse för säkerheten i resultaten. Vissa överborrningsmetoder nyttjar endast ett fåtal diskreta signalavläsningar som underlag för den fortsatta utvärderingen, medan andra arbetar med en loggningsprocess där hela överborrningsförloppet kan följas. Det senare är att föredra då det ger möjlighet att se repektive givares respons under hela förloppet, och därmed kan även eventuella drifter och/eller störningar konstateras. En kvantifiering av den potentiella felkällan är svår att genomföra då det är mätpunktsberoende.

Temperaturförändringar kan under vissa omständigheter och för vissa utrustningar ge upphov till fel. Om så är fallet är det dock möjligt att kvantifiera genom kalibreringar/mätningar i omgivningar med kända temperaturkällor. De flesta moderna utrustningar inkluderar dock även någon form av referensgivare samt temperaturgivare där dels temperaturförändringen under mätförloppet registreras och även den inverkan förändringen har på referensgivaren. I och

med det är det möjligt att hantera de avgörande drifterna orsakade av temperaturförändringar. Leijon (1988) har genom omfattande laboratieförsök visat att temperaturinducerade mätfel under typiska fältförhållanden resulterar i variationer om ca ± 1 MPa. Under laboratieförhållanden är mätfel från töjningsgivare och avläsningsinstrument begränsade till ca $\pm 5\%$ av avläst värde.



Figur 5.10 Jämförelse mellan huvudspänningar erhållna från mätningar i två borrhål (PH3 och OC2) på 240 m nivå vid URL i Kanada. (a) Spänningsorienteringar vid antagandet om isotropa berg-egenskaper, (b) spänningsorienteringar vid antagandet om anisotropa berg-egenskaper, (c) jämförelse mellan spänningsmagnituder erhållna med isotropa- respektive anisotropa analyser. (efter Martin och Simmons, 1993)

Residuala spänningar kallas ofta inom bergmekaniken även för sk inlåsta spänningar, och antas vara relaterade till ett system av tryck- och drag-spänningar som är i balans (vilket inte nödvändigtvis behöver vara noll), Amadei och Stephansson (1997). Residuala spänningar kan förekomma i en bergmassa som i ett tidigare geologiskt skede varit utsatt för högre spänningar än det aktuella spänningsfältet. Det är ännu inte helt klartlagt vilken roll residualspänningar spelar i förhållande till mätningar av in-situ spänningar. Vid URL i Kanada genomfördes mätningar att bestämma residualspänningarna. Resultaten visade att de motsvarar ca 1,5 - 3,5 % av de totala spänningarna, vilket i magnitud motsvarade mindre än 1 MPa. Det finns dock andra

undersökningar (Bock, 1979) som visat på residualspänningar där magnituden uppgått till ca 12 MPa. Den allmänna bedömningen torde dock vara att residualspänningar spelar en inte alltför stor roll vid jämförelse med de totala spänningarna.

För att utreda mätnoggrannheten hos typiska mätutrustningar, i det här fallet U.S. Bureau of Mines deformation gauge (USBM gauge), Australian CSIRO hollow inclusion cell (CSIRO cell), South African CSIR triaxial cell (CSIR cell) och University of New South Wales solid inclusion cell (UNSW cell), utförde Cai (1990, 1995) mätningar i block med storleken 300x300x300 mm. Modellblocken bestod av berg eller berglikt material och belastades till en viss förutbestämd nivå. Därefter utfördes normala bergspänningsmätningar enligt gängse metodik; Ett pilothål om ϕ 38 mm borrades och mätgivare installerades. Överborring skedde med en 150 mm krona. Töjningar eller deformationer avlästes kontinuerligt under hela överborringen. Spänningarna beräknades enligt gängse standardmetoder och resultaten jämfördes mot de applicerade randlasterna. På det viset kunde noggrannhet och avvikelse mellan utrustningarna utvärderas. Resultaten redovisas i Tabell 5.1 nedan. Materialförteckning i tabellen är enligt följande:

Concrete 1:	betongblock med grov doleritballast
Concrete 2:	betongblock med fin ballast
Cement mortar (T20):	cementblock med "transverse" lagring, tjocklek 20 mm
Cement mortar (L20):	cementblock med med longitudinell lagring, tjocklek 20 mm

Definitionen av n_1 och n_2 är: $n_1 = \sigma_x / \sigma_x^0$ och $n_2 = \sigma_y / \sigma_y^0$, dvs kvoten av uppmätt spänning och randlast.

Tabell 5.1 Resultat av laboratorieförsök på modellblock.

Host material	USBM gauge		CSIRO cell		CSIR cell		UNSW cell	
	n_1	n_2	n_1	n_2	n_1	n_2	n_1	n_2
Coal	1.93	1.04	0.77	0.94	0.83	0.96	0.87	0.69
Sandstone	1.33	0.82	1.01	0.69	0.85	1.14	0.92	0.75
Marble	1.29	0.95	0.88	1.10	1.19	0.93	1.13	0.90
Concrete 1	1.43	0.38	0.95	1.03	0.10	0.51	1.07	0.98
Concrete 2	1.09	1.20	0.97	1.04	1.06	1.11	1.07	0.94
Cement mortat	1.06	1.01	0.92	0.96	1.08	0.96	0.94	0.91
Cement mortat (T20)	7.53	6.38	-0.03	0.02	0.06	0.02	0.52	0.74
Cement mortat (T50)	1.65	0.80	0.49	0.73	—	—	0.68	0.60
Cement mortat (T80)	1.53	0.68	0.74	0.88	0.89	0.47	0.66	0.81
Cement mortat (T120)	1.47	0.84	0.87	0.94	0.84	0.69	0.86	0.83
Cement mortat (L20)	8.94	7.32	0.41	0.57	1.84	0.44	-0.05	-0.03
Cement mortat (L60)	1.21	4.14	0.67	0.86	1.46	0.82	0.65	0.27
Cement mortat (L100)	1.61	0.40	0.75	0.89	1.40	0.83	0.96	0.67

En annan källa som kan ge upphov till fel vid överborrningsmätningar är värdena på de elastiska egenskaperna (elasticitetsmodul och Poisson's förhållande) samt med vilken metod dessa parametrar bestäms. Tester av Leijon och Stillborg (1986) visade att det kan skilja upp till 20% i erhållna parametervärden om de bestämts genom triaxiell testning istället för genom det normala biaxiella testförfarandet.

Den redundans som de flesta överborrningmetoder arbetar med kan nyttjas på olika sätt i utvärderingsprocessen. Från biaxialtesterna som ofta utförs direkt efter genomförd mätning erhålls en god kontroll av samtliga trådtöjningsgivares kondition och repeterbarhet. Med de resultaten som stöd, och givet att redundans föreligger, kan en eller flera givare som uppvisar ett ej förväntat beteende tas bort från utvärderingen av en överborrningsmätning.

Ytterligare en frågeställning vid hanteringen av data från överborrningsmätningar är hur medelvärdesbildnings skall utföras på ett antal till varandra närliggande mätpunkter. Enligt matematikens definition har en skalär en oberoende komponent, en vektor tre oberoende komponenter och en tensor (som en spänning) har sex oberoende komponenter. Det korrekta sättet att beräkna medelspänningen från flera spänningstensorer är genom att (Hudson, 1988):

- Transformera samtliga tensorers sex komponenter till ett gemensamt referenskoordinatsystem
- Beräkna medelvärdet på de sex komponenterna
- Beräkna medelspänningstensor ur de sex medelkomponenterna.

5.4.2 Hydraulisk spräckning

Jämfört med överborrning involverar hydraulisk spräckning en betydligt större bergvolym, varför metoden är mindre känslig för småskalig variation i bergmassan. Större diskontinuiteter såsom sprick- och krosszoner, givet att det är möjligt att mäta i dess närhet, ger dock upphov till variationer i mätresultat.

Fel i mätmetoden hänför sig både till systematiska och icke-systematiska felkällor. De förra är mycket svåra att kvantifiera då det skulle kräva alternativa mätsätt för att utvärdera. En grov uppskattning av de icke-systematiska felen är egentligen den variation som ses i resultat mellan närbelägna mätpunkter. Denna variation innehåller förutom den "naturliga" variationen även fel från den mänskliga tolkningen av de resultatkurvor som erhålls.

De grundläggande parametrarna som mäts i samband med ett test är tryck, uppe på markytan respektive nere vid mätsektion, flöden samt orientering av de hydrauliska sprickorna. Tryckgivare av idag har mycket hög noggrannhet, kalibreras normalt regelbundet och skall därför ha ingen eller liten inverkan på ett eventuellt mätfel. På

moderna utrustningar för hydraulisk spräckning mäts normalt trycket i testsektionen, dvs där sprickan initieras, av en tryckgivare som är monterad i testsektionens omedelbara närhet. Detta innebär att varken vattenpelare eller tryckförluster i ledningar/slangar påverkar tryckgivarens värde.

Den andra viktiga parametern vid hydraulisk spräckning är flödet. Enligt ISRM's standards (Kim och Franklin, 1987) skall hydraulisk spräckning utföras med ett konstant flöde för samtliga cykler i en test och i en mätkampanj. Precis som för tryckgivare är noggrannheten på moderna flödesgivare för vatten i kombination med höga tryck mycket god. Erfarenhetsmässigt vet vi dessutom att noggrannheten, eller annorlunda uttryckt, den småskaliga variationen i flöde, inte har någon inverkan på mätningens resultat. Däremot är det av större betydelse vilken nivå man väljer på det konstanta flöde som skall nyttjas för att genomföra mätningen (t ex 0,5 l/min, 3 l/min, 7 l/min etc). Dessbättre har nivåvalet på flödet begränsad inverkan på mätresultaten i tätt kristallint berg. Prov utförda i den Baltiska Skölden har inte visat på några skillnader i spräck-tryck för olika flöden medan övriga parametrar och förhållanden varit likvärdiga. I sedimentärt berg med en signifikant permeabilitet skulle dock val av flödesnivå ge ett tydligt utslag på spräcktrycket (det tryck som krävs för att initiera en hydraulisk spricka).

Den klassiska teorin för hydraulisk spräckning baseras på Kirsch lösning för spänningsvariationen kring ett cirkulärt hål. Teorin nyttjas för att beräkna den största spänningen i planet vinkelrätt borrhålet. Teorin nyttjas dock inte för att bestämma den minsta spänningen vinkelrätt borrhålsaxeln. Denna spänning mäts direkt. Förutom de vanliga antagandena om linjärelastiskt och homogent material förutsätts även att en av huvudspänningarna är orienterad parallellt med borrhålsaxeln. De första antagandena vet vi att berg som material ej klarar av att leva upp till. Däremot är det inte sannolikt att avstegen från detta, givet att mätningar som regel utförs i berg av god kvalité, har nämnvärd inverkan på mätta resultat.

Teorin förutsätter att brott vid hydraulisk spräckning sker som ett rent dragbrott. Detta är felaktigt, i strikt bemärkelse, i nästan samtliga fall då vi förutom en radiell och en tangentiell spänning normalt även har en axiell spänning. Försök har gjorts med andra brottkriterier, t ex Ljunggren (1990), som tillämpade Hoek & Browns brottkriterium. Det senare brottkriteriet, som är empiriskt, har den fördelen att det kan hantera även den axiella spänningen, men det har även nackdelar i form av att bergkonstanter måste bestämmas. Dessa bergegenskaper, som definierar bergartens brottenvelop måste bestämmas med laboratorietester, vilket innebär att det därigenom krävs en extrapolation från laboratorieskala till fältskala. Andra angreppssätt, t ex brottmekaniskt betraktelsesätt har också provats. Även det brottmekaniska konceptet kräver bestämning av bergegenskaper via laboratorietester.

Vid utvärdering av mätdata erhållna från hydraulisk spräckning enligt den klassiska teorin (Hubbert och Willis, 1957), är det tre parametrar som är speciell betydelse; spräcktrycket, dvs det tryck vid vilket sprickan i borrhålsväggen initieras, återöppningstrycket, dvs då sprickan åter öppnas efter att ha tillåtits sluta sig, samt shut-in trycket, vilket är det tryck vid vilket det råder jämvikt mellan det hydrauliska trycket i sprickan och den spänning som verkar normalt det inducerade sprickplanet.

Spräcktrycket uppträder normalt väldigt tydligt på resultatkurvorna som ett plötsligt tryckfall. Det sk återöppningstrycket (eng. reopening pressure) uppträder dock inte lika distinkt, utan istället sker en gradvis öppning av sprickan. Det mest vedertagna sättet att tolka återöppningstrycket i kristallint berg är vid det tryck då tryck-tid kurvan börjar vika av från ett linjärt beteende. Ämnet är dock fortfarande under diskussion bland forskare inom ämnet. Lee och Haimson (1989) menar att ovanstående metod att utvärdera återöppningstrycket kan vara missledande och föreslår istället en statistisk metod. Ratigan (1992) har analytiskt visat att ovanstående grafiska metod endast är tillämpbar för vissa fall av flöden, längder på sprickan samt viskositet på vätskan.

Bestämning av det sk shut-in trycket är förmodligen den parameter som ägnats mest tid genom åren. Numer föreligger säkert ett tiotal metoder att utvärdera densamma. Klasson (1989) genomförde en grundlig jämförelse mellan sex olika varianter och kom fram till att för kristallint berg motsvarande det svenska var den sk tangentmetoden och Pressure-decay metoden att rekommendera. Båda dessa metoder används vid mätningar i Sverige och de ger likvärdiga resultat. Den förra metoden har dock tydliga begränsningar vid mätningar i permeabelt berg då shut-in delen i tryck-tid kurvan är mer diffus och utdragen i tiden.

Ytterligare en parameter att ta hänsyn till vid utvärderingar är portrycket, dock främst vid mätningar i sedimentärt berg. Det kristallina berget i Sverige, Finland och Norge har så låg permeabilitet att portrycket ej inverkar på mätningarna.

Givet de osäkerheter som diskuterats ovan och som spelar olika stor roll beroende på mätutrustning och geologisk miljö uppskattas noggrannheten på minsta respektive största horisontella spänningen vid mätningar i Fennoskandien till bättre än 10% respektive bättre än 20% av utvärderat värde.

Orienteringen på de hydrauliskt inducerade sprickorna bestäms i de flesta fall med hjälp av en magnetisk kompass och avtrycksmanschett. Det erhållna avtrycket på sprickan kopieras därefter på plastfilm och tillsammans med den erhållna orienteringen från kompassen kan sprickornas orientering bestämmas. Metoden fungerar i all sin enkelhet mycket tillfredsställande. Uppskattningar av noggrannheten på erhållen orientering, inberäknat osäkerheter från kompassen och överföringen från avtrycksmanschett till plastfilm, uppskattas till bättre än 7°.

6 STATISTISK ANALYS AV BERGSPÄNNINGSDATA

6.1 Inledning

Föreliggande projekts huvudfråga är om det finns förutsättningar att extrapolera punktvisa fåtalsmätningar till att omfatta större volymer eller om variabiliteten i de faktorer som påverkar resultaten är för svåra att hantera. Geostatistiska betraktelsesätt hanterar problem med rumslig variation och eventuell korrelation mellan värdet på egenskaper som funktion av avstånd i rummet. Statistisk analys av uppmätta spänningar och av gjorda prediktioner skulle därmed kunna ge användbar information. Det finns flera skäl till varför extrapolerade spänningsdata inte behöver överensstämma med verkliga spänningar. Dessa kan dock sammanfattas i två kategorier:

- Fel vid mätningar av bergspänningar
- Fel vid extrapolation (fel beskrivning av den rumsliga variationen)

För den första kategorin önskar vi naturligtvis helst bestämma storleken av felet, men även undersöka om olika metoder ger olika fel och om mätfelet kan bero av spänningstillståndet i berget. För den andra kategorin önskar vi (igen) bestämma storleken av felet, men nu som funktion av olika extrapolationsmetoder och som funktion av antal (och fördelning av) uppmätta bergsspänningsmätpunkter. Här behandlas endast frågeställningen kring extrapolation

6.2 Fel vid extrapolation

Bergspänningar utgör ett tillstånd i den geologiska miljön. Vid en statistisk analys av gjorda bergsspänningsmätningar måste man ta hänsyn till att spänningarna är korrelerade i rummet. Korrelationen beror dels av kontinuiteten i spänningsfältet (mekaniska villkor) och dels av att bergets mekaniska egenskaper uppvisar rumslig korrelation (som dock abrupt kan ändras vid diskontinuiteter, zongränser och dylikt). Geostatistiska metoder kan delvis hantera sådana problem men kan bli mycket komplicerade. En första ansats av analyser bör därför inriktas på att studera om det finns statistiska samband som skulle kunna vara värda mer "avancerad" analys.

6.2.1 Vad vill vi skatta?

Bergspänningen är en tensor som varierar i rummet. Statistisk analys av hela spänningsfältet verkar dock inledningsvis vara alltför komplicerat. För att meningsfullt kunna diskutera om extrapolerade och verkliga värden skiljer sig åt kan det vara lämpligt att beskriva vilka egenskaper hos spänningsfältet som verkligen behöver bestämmas. Den statistiska analysen görs i första hand för denna storhet. Frågan är givetvis problemberoende.

I ytnära bergrumsbygge gäller det främst att försäkra sig om tillräckligt stora spänningar för valvbildningshjälp. Extrapolation av mätningar görs, bl.a., med numerisk modellering, där mätta spänningar utgör randlaster eller (mer sällan) anpassas modellen för att överensstämja med mätta spänningar. Magnitud och riktning av största och minsta huvudspänningen är m.a.o. de kritiska parameterarna. I gruv-tillämpningar kan frågan vara risken för smällberg (överskott på spänningar) eller spjälkning/uppkrossning (magnituder och riktningar). I djupa bergrum (t.ex. kärnavfallsförvar) gäller frågan snarare att skatta risken för höga spänningar för att kunna bedöma byggbarhet, men även för att kunna värdera den långsiktiga stabiliteten, dvs magnitud av största bergspänningen och dess riktning blir viktiga.

I en första ansats koncentreras arbetet på extrapolation av magnitud för minsta och största huvudspänning samt för riktning av minsta huvudspänning. Dessa storheter betraktas oberoende av varandra. I senare tillämpningar, om det visar sig att enkla analyser tyder på tydliga, men komplexa, samband kan det vara meningsfullt att behandla en mer sammansatt variabel. Andra bergmekaniska parametrar som hållfasthet och E-modul borde också vara intressanta att studera.

6.2.2 Direkt geostatistisk analys av bergets egenskaper

Geostatistik behandlar normalt en geologisk egenskap (t.ex. densitet, hydraulisk konduktivitet) och man gör hypotesen (efter subtraktion av trender m.m.) att variansen i skillnaden mellan egenskapsvärde i två punkter beror på avståndet mellan punkterna, och inte på deras absoluta läge dvs.

$$2\gamma(r) = E\{[X(x+r)-X(r)]^2\} \quad (1)$$

där $\gamma(r)$ är det s.k. variogrammet. Denna hypotes är mycket viktig eftersom det annars inte skulle finnas något statistiskt material att analysera (varje mätpunkt skulle bli unik). Under antagen hypotes kan man med hjälp av variogrammet skatta värdet av egenskaper i punkter som ligger mellan de kända punkterna och man kan även skatta felet i skattningen (se t.ex. Andersson m.fl., 1984). Denna ansats kan dock inte användas direkt på bergspänningsdata eftersom dessa systematiskt är korrelerade genom relationen:

$$\{\sigma\} = [E, \text{Struktur (orientering, spacing, hållfasthet, m.m.)}] \{\varepsilon\} \quad (2)$$

Dvs spänningen är den beroende parameter och (1) kan inte gälla. Spänningen i bergmassan beräknas i komplicerade fall med datormodeller (t.ex. 3DEC). De oberoende (okända) egenskaperna är därmed $\{E+\text{struktur}\}$ och det är skattningen av dessa som man egentligen borde studera.

Detta problem kan hanteras med s.k. invers modellering, vilket används inom hydro-geologiska problem (se Weng, 1995). Den stokastiska modellen formuleras för $\{E+\text{struktur}\}$ och genom ett optimeringsförfarande kan man (i princip) anpassa $\{E+\text{struktur}\}$ så att datorsimuleringar alltid kommer att återskapa de uppmätta värdena på spänningen. Genom upprepade simuleringar kan därmed även osäkerheterna i spänningsfältet utanför uppmätta områden skattas.

Ett arbete med denna inriktning är dock av klar forskningskaraktär och skulle lätt kunna bli mycket omfattande (det motsvarar minst en doktorsavhandling). Geostatistiska analyser med denna inriktning är därmed inte lämpliga inom det här diskuterade projektet. Däremot föreslås, bl.a., geostatistisk analys av residualer från olika extrapolationsmetoder (se nästa avsnitt).

6.2.3 Statistisk analys av olika extrapolationsmetoder

Den ansats som föreslås är att statistiskt analysera felet i olika metoder att extrapolera spänningar i fåtalsmätningar. En unik möjlighet att göra sådana analyser är att utnyttja de omfattande spänningsmätningar som utförts på Äspö. Baserat på olika extrapolationsmetoder formuleras och provas, t. ex.

- Linjär djupmodell
- Spänningar predikterade med numerisk bergmekanisk modell
- Annan metod som används ingenjörsmässigt

För de olika metoderna kan vi nu beräkna residualen R i de punkter där spänningar har mätts dvs

$$R = X_M - X_E \quad (3)$$

där X_M är uppmätt värde av spänning (eller riktning) och X_E är skattat enligt någon av metoderna. Vi vill nu dels pröva om någon metod ger "mindre" residualer, dels bestämma felet för respektive metod och dels studera om det finns faktorer som systematiskt påverkar residualerna. Om svaret på den senare frågan är positivt finns det anledning att söka en ny extrapolationsmetod som tar hänsyn till dessa faktorer.

Två angreppssätt föreslås: Multipel linjär regression samt geostatistisk analys.

6.2.3.1 Multipel linjär regression

Vid multipel linjär regression formuleras modellen enligt följande:

$$R = \alpha + \sum \beta_i x_i + \varepsilon \quad (4)$$

där x_i är olika oberoende variabler (i första hand rumskoordinat, men även andra faktorer som mätmetod, bergart, m.m.) α och β_i är olika vikter och ε ett statistiskt fel. Med datorprogram kan man nu

- Pröva om det finns en systematisk variation eller om alla $R=0$ (i det senare fallet kan vi ju bestämma precisionen i skattningen genom att beräkna "vanlig" statistisk för).
- Om det finns regression, bestämma vilka variabler som mest bidrar till denna.

- Testa linearitet (dvs att ε är oberoende av x_i , då kan felet i skattning (igen) skattas med kända metoder som kommer från datorkörningen).

Med tanke på bergspänningarnas komplexitet är det dessvärre knappast troligt att entydiga och enkla regressionssamband kan identifieras, men analysen bör ändå ge kvalitativa svar på om det finns förutsättningar för mer komplex analys.

6.2.3.2 Geostatistisk analys

Med geostatistiska metoder kan man pröva om det finns rumsliga korrelationer mellan de uppmätta residualerna. Om dessa kan bekrivas med ett variogram enligt ekvation (1) kan dessutom en (eventuellt) förbättrad skattning göras med den geostatistiska extrapolations metoden "kriging" för vilken även en feluppskattning kan göras. Kriging skiljer sig från regression på det sättet att ett "krigat" estimat alltid överensstämmer med de uppmätta värdena i mätpunkterna. Detta minskar felet, men ökar risken för bias. Analysen bör därför läggas upp på följande sätt:

- Variogram skattas med hjälp av "alla" mätdata, samma tabell som behövs för den multipla linjära regressionen kan användas.
- Om meningsfulla variogram erhålles, görs kriging m h a ett mindre antal mätpunkter och residualer för övriga punkter jämförs med den feluppskattning som finns inbyggd i metodiken.

6.3 Analys av data från Äspö

Ideerna ovan har prövats på vertikalspänningar σ_v och töjningar uppmätta i Äspö. Vertikalspänningen valdes som beroende variabel, eftersom det antogs att den i första hand bör bero på djupet, medan övriga spänningskomponenter borde uppvisa mer komplicerade beroenden. Mätningarna som har legat till grund för analysen har utförts i ett djupt borrhål (KAS 05) samt i ett antal hål borrhål från väggen i tunneln tillhörande Äspölaboratoriet. De flesta värdena kommer från mätningar utförda från tunneln (varierande avstånd från tunneln). Samtliga spänningsmätningar utfördes med s.k. överborrning.

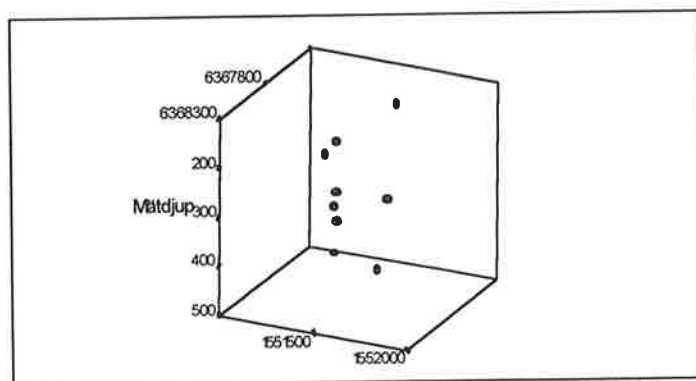
Data finns tillgängliga i databasen över berspänningsmätningar i Sverige som SKB har låtit lägga upp (Ljunggren och Persson, 1995). I detta projekt har även de uppmätta töjningarna (vertikaltöjning och volymetrisk töjning tagits fram). Tabell 6.1 visar vilka parametrar som tagits fram för den statistiska analysen. Det är i första hand skattade värden på vertikalspänning, djup, koordinater, töjningar, skattad E-modul, Poissons tal, kommentarer om mätningarna m.m.

Tabell 6.1 Parametrar från bergspänningsmätningar vid Äspö som tagits fram för statistisk analys.

Parameter	Kommentar
Borrhål ID	KAS1192A, etc
Koordinater	OKG-system
Stupning/strykning borrhål	i grader
Hålllängd, diameter	i meter
Topografi	Flack (samtliga)
Stratigrafi	Transskandinaviska granit-
Dom bergart	Diorit/Granit
Mätmetod	Överbörning
Datum	
Referens, kommentar	
Punktinfo kommentar	bla mätdjup från tunnel
Poissons förhållande	
E-modul	(GPa)
Densitet	2650 - 2700
Mätdjup (z)	i meter
Avtånd från tunnel	för mätningar utförda från tunnel
ν (vertikalsänning)	Beroende variabel (MPa)
M_{vert}	vertikaltöjning (tunneldata)
M_{vol}	volymstöjning (tunneldata)

6.3.1 Mätpunkter

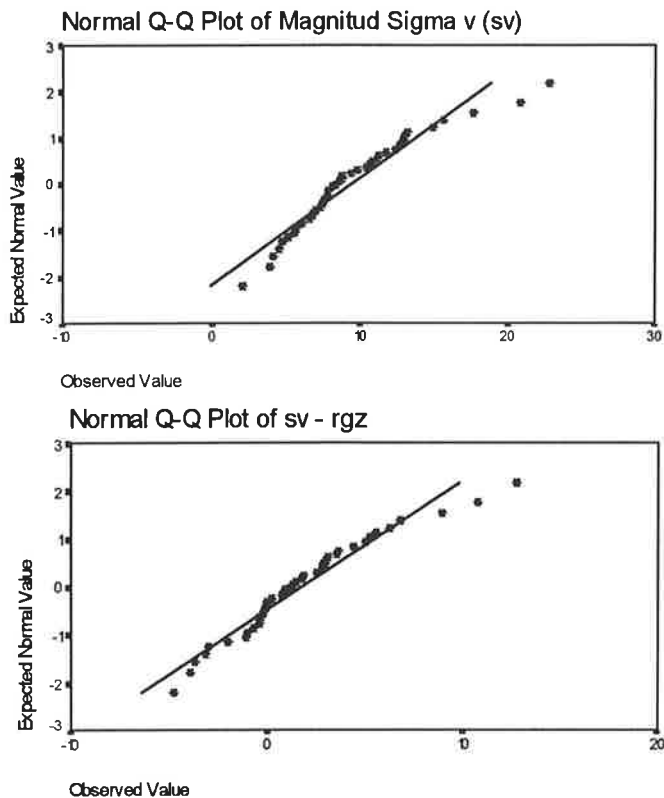
Figur 6.1 visar hur de olika mätpunkterna fördelas i rummet. Som framgår av figuren har mätningar utförts på olika djup inom intervallet 164 m till 408 m. Vid varje borrhål utfört från tunneln har det dock gjorts cirka tre mätningar inom ett intervall på ca 12 m till 16 m från tunneln. Att flera mätpunkter ligger mycket nära varandra på detta sätt framgår dock inte av figur 6.1.



Figur 6.1 Fördelning av mätpunkter. Förutom mätdjup visar figuren x- och y-koordinater i horisontalplanet.

6.3.2 Beskrivande statistik

Figur 6.2 visar histogram (normalfördelningsplottar) av vertikalspänningen σ_v respektive $\sigma_v - \rho_{gz}$. Plottarna visar att bägge storheterna är hyggligt överensstämmer med en normalfördelning, men att standardavvikelsen för σ_v (ca 4,34 MPa) är något större än för $\sigma_v - \rho_{gz}$ (3,71 MPa).



Figur 6.2 Histogram i normalfördelningsdiagram för σ_v respektive $\sigma_v - \rho_{gz}$. Den heldragna linjen visar skattad normalfördelning.

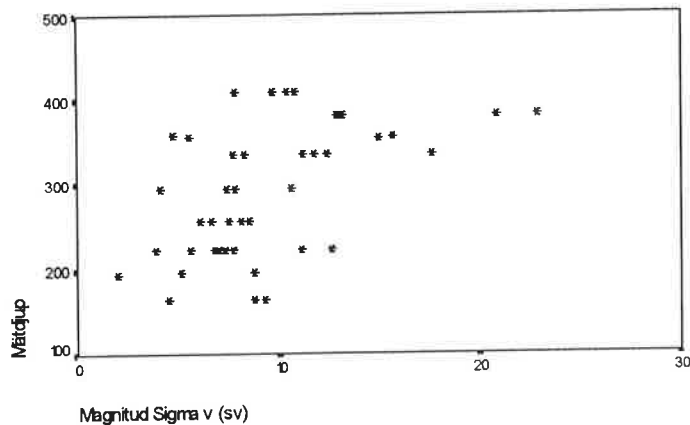
Redan denna enkla analys visar med andra ord att det finns ett djupberoende. Den visar vidare att det knappast finns någon anledning att transformera (t.ex. logaritmera) vertikalspänningarna innan regressionsanalysen.

6.3.3 Multipel Linjär Regression

Med programmet SPSS (V 6.0, (SPSS, 1993)) analyserades givna data med multipel linjär regression. Analysen genomfördes med s.k. stegvis införande av oberoende variabler, vilket innebär att programmet först beräknar regressionslinjen för den oberoende variabel som bäst beskriver variationen hos den beroende variabeln, och sedan inför den näst viktigaste osv. Analysen avbryts när införandet av ytterligare variabler inte på ett meningsfullt sätt bidrar till att förbättra regressionsekvationen.

6.3.3.1 Direkt analys

Vertikalspänningen bör rimligen bero på mätdjupet, z , eftersom $\rho g z$ är lika med tyngden av bergmassan på ett visst djup. Figur 6.3 visar uppmätta vertikalspänningar mot djupet. Av figuren framgår ett tydligt djupberoende men det går också direkt att se att spridningen är stor (av storleksordningen 10 MPa kring linjen $\rho g z$).



Figur 6.3 Uppmätt vertikalspänning plottat mot mätdjup.

Multipel linjär regression genomfördes för att studera om någon av de andra parametrarna som gjorts tillgängliga kunde hjälpa till att förklara spridningen av data. Följande parametrar prövades: mätdjup, E-modul, Poissons tal, x-koordinat och y-koordinat. Ett utdrag från SPSS-körningen framgår av figur 6.4.

Dependent Variable.. MAGNITUD Magnitud Sigma v (sv)					
Block Number 1.		Method: Stepwise		Criteria PIN ,0500	POUT ,1000
M_TDJUP	E_MODUL	H_LL_NGD	POISSON_	X_KOORDI	Y_KOORDI
Variable(s) Entered on Step Number					
1..		M_TDJUP	Matdjmp		
Multiple R		,52384			
R Square		,27441			
Adjusted R Square		,25671			
Standard Error		3,74023			
Analysis of Variance					
	DF	Sum of Squares		Mean Square	
Regression	1	216,91573		216,91573	
Residual	41	573,56331		13,98935	
F =	15,50578	Signif F =		,0003	
----- Variables in the Equation -----					
Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
M_TDJUP	,029685	,007539	,523842	3,938	,0003
(Constant)	,760677	2,268055		,335	,7390

Figur 6.4 Utdrag från SPSS körning - första steget i regressionsanalysen

Som framgår av figur 6.4 var mätdjupet den första parameteren som togs in i regressionsmodellen. Lutningen på regressionslinjen överensstämmer dessutom väl med

μg ($g2700/10^6 = 0.027$), spridningen är däremot stor (som redan betonats) vilket också framgår av det låga värdet på R^2 (den s.k. förklaringsgraden) som bara är 0.27.

I nästa steg av analysen (figur 3.5) togs även E-modulen in i regressionsmodellen. Därmed förbättrades R^2 till 0.35, men detta är långt ifrån 1 varför spridningen som inte kan förklaras av regression med avseende på djup och E-modul fortfarande är stor. Effekten av att ta in ytterligare parametrar i modellen var dessutom försumbar, varför analysen avbröts. Det bör också observeras att den fysikaliska meningen med E-modul i modellen givetvis kan ifrågasättas. Detta diskuteras vidare längre fram.

Dependent Variable.. MAGNITUD Magnitud Sigma v (sv)					
Block Number 1. Method: Stepwise Criteria PIN ,0500 POUT ,1000					
M_TDJUP E_MODUL H_LL_NGD POISSON_ X_KOORDI Y_KOORDI					
Multiple R	,59573				
R Square	,35489				
Adjusted R Square	,32264				
Standard Error	3,57051				
Analysis of Variance					
	DF	Sum of Squares	Mean Square		
Regression	2	280,53664	140,26832		
Residual	40	509,94240	12,74856		
F =	11,00268	Signif F = ,0002			
----- Variables in the Equation -----					
Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
M_TDJUP	,027100	,007289	,478227	3,718	,0006
E_MODUL	,170296	,076231	,287341	2,234	,0311
(Constant)	-9,421179	5,045947		-1,867	,0692

Figur 6.5 Nästa steg i den stegvisa regressionsanalysen.

6.3.3.2 Standardiserade Residualer

En uppenbar fråga att ställa vid regressionsanalys är hur väl den framtagna regressionsmodellen beskriver data. Ett sätt att beskriva detta är med den s.k. förklaringsgraden R^2 som är kvoten mellan den totala variansen och den varians som förklaras av regressionsmodellen (d.v.s. $R^2=1$ om modell och data helt stämmer överens, se vidare Devore, 1987 eller annan lämplig bok i statistik). Mer detaljerad information kan erhållas från s.k. standardiserade residualer:

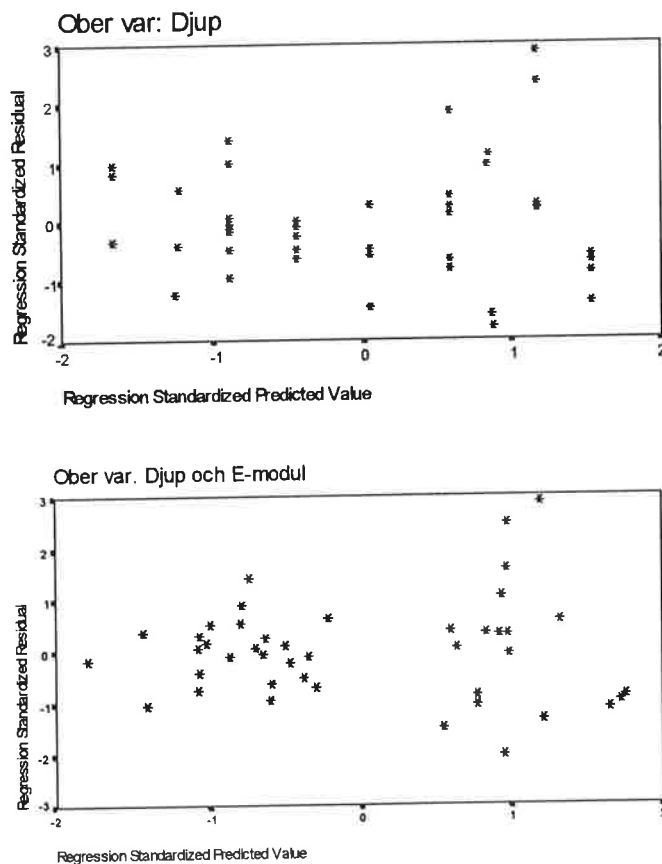
$$e = \frac{y_i - \hat{y}_i}{s_*} \quad (5)$$

där y_i är uppmätt värde, $\hat{y}_i$ predikterat värde, och s en justerad standardavvikelse för y . (För en mer detaljerad formel se t. ex. Devore, 1987, p 498). Anledningen till att man dividerar residualen med standardavvikelsen är att detta normerar residualerna så att dessa blir jämförbara. Till exempel bör e inte ligga utanför ± 2 .

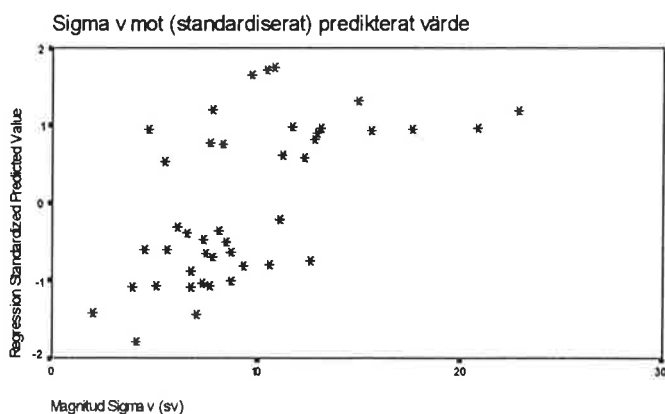
Figur 6.6a visar standardiserade residualer när bara djupet ingår i regressionsmodellen och figur 6.6b visar standardiserade residualer med både djup och E-modul. På x-axeln visas "standardiserad predikterad spänning, d.v.s den av regressionsmodellen

skattade spänningen minus medelvärde och dividerad med standardavvikelse för predikterade spänningar.

Figur 6.6a visar att flera spänningsmätningar utförts på samma, eller nästan samma djup (de vertikala "strecken"). Spridningen inom djup kan givetvis inte förklaras med regression med djupet. Däremot tycks spridningen vara relativt lika för olika predikterade spänningar. Eventuellt kan variansen stiga för högre predikterad spänning, men ökningen är måttlig. Modellen med både E-modul och djup ger ingen egentlig förbättring. Figur 6.7 visar uppmätta värden av vertikalspänningen, mot skattade av från regressionsmodellen. Om modellen vore perfekt skulle alla värden ligga på en rät linje, men figuren visar tydligt spridningen, som framförallt förekommer i området 10 MPa till 15 MPa.



Figur 6.6 Standardiserade residualer för linjär regressionsmodell med a) bara djup, b) djup och E-modul.

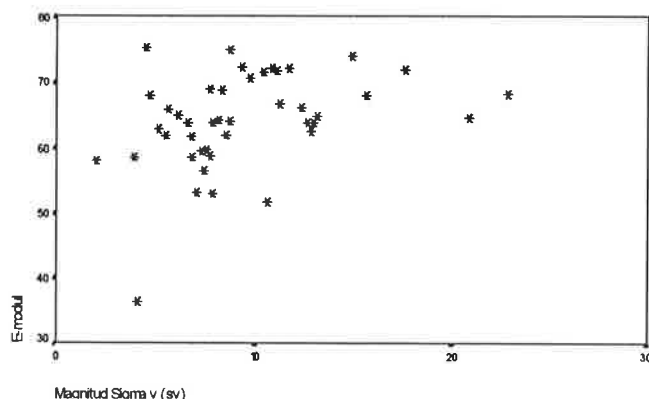


Figur 6.7 Uppmätt vertikalspänning mot predikterad i regressionsmodellen.

Sammanfattningsvis kan konstateras att den återstående variansen inte visar tecken på systematiska avvikelser från slumpmässig variation.

6.3.3.3 E-modul?

Av flera skäl kan man ställa sig frågan om det är rimligt att E-modulen skulle påverka spänningarna, eller om regressionsmodellen fångar upp ett indirekt samband (samvariation). För att närmare studera inverkan av E-modulen plottades även denna upp mot de uppmätta spänningarna (figur 6.8). Av figuren framgår att regressionen i allt väsentligt beror på ett mätvärde (på ca 35 GPa). En förnyad analys, med detta mätvärde bortaget bekräftar denna hypotes. Enbart mätdjupet togs in som variabel i den resulterande regressionmodellen.

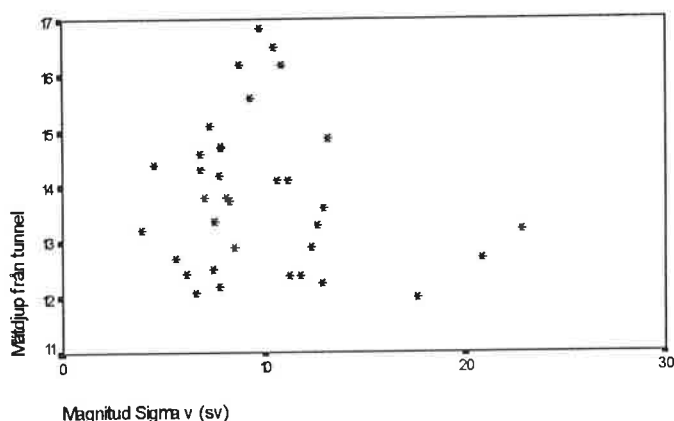


Figur 6.8 Skatterplot. E-modul mot uppmätt vertikalspänning.

6.3.3.4 Avstånd från tunnel

För de spänningsmätningar som utförts från tunneln fanns även uppgift om hur långt in från tunneln som mätningarna utförts. Dessa värden kodades in och en förnyad regressionsanalys (med det låga E-modul värdet bortaget) genomfördes. Analysen gav dock samma resultat som tidigare - det enda regressionssamband som upptäcktes var mot mätdjupet.

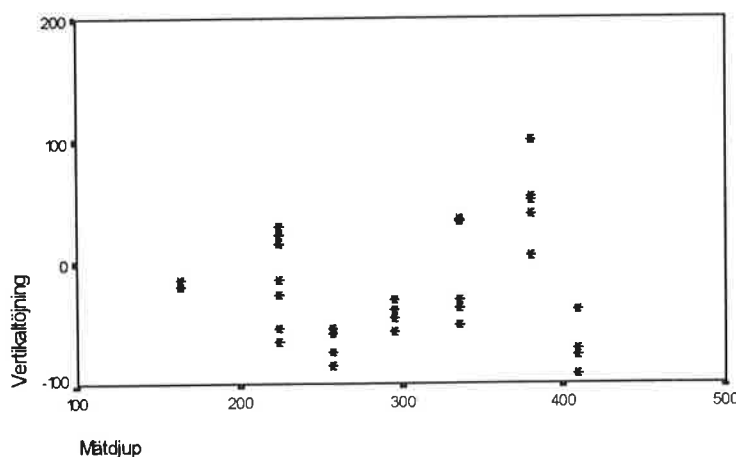
Figur 6.9 visar uppmätta spänningar mot avstånd från tunnelvägg. Diagrammet bekräftar kvalitativt avsaknaden av enkla samband. Man kan dock notera att de högsta spänningsvärdena har uppmätts närmast tunnelväggen. Vidare är spridningen mellan näraliggande värden lika stor som den totala spridningen (framgår inte av figuren). Detta har klara indikationer för möjligheten att hitta rumsliga korrelationer (vilket diskuteras i avsnitt 6.3.4).



Figur 6.9 Skatterplott. Uppmätt vertikalspänning mot avstånd från tunnel.

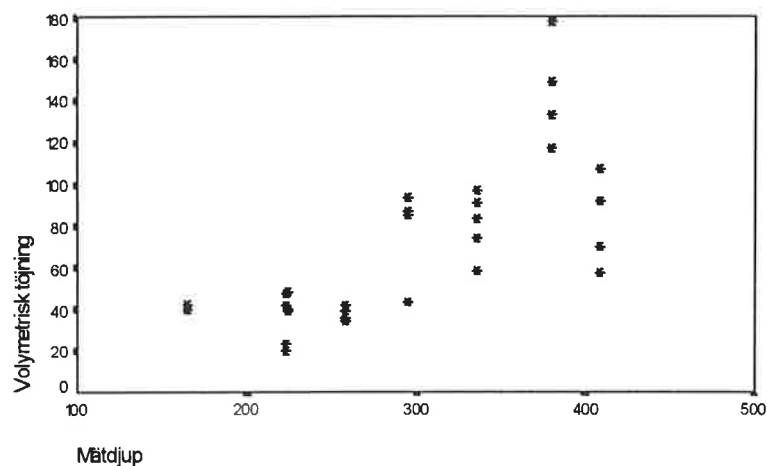
6.3.3.5 Töjningar

Vid överborrning mäts i själva verket töjningar medan spänningen sedan beräknas från information om E-modul och Poissons förhållande. Det skulle därför kunna tänkas att det skulle kunna gå att göra bättre regressionsmodeller med töjning som beroende variabel. Figur 6.10 visar uppmätta vertikaltöjningar som funktion av djupet. Av figuren framgår att den uppmätta vertikaltöjningen inte uppvisar något djupberoende och att spridningen inom samma mätborrhål är mycket stor. Avsaknaden av djupberoende bekräftades också av regressionsanalysen. Ingen av de studerade parametrarna uppvisade något regressionssamband.



Figur 6.10 Skatterplot. Vertikaltöjningar mot måtdjup.

Som ett alternativ studerades även de volymetriska töjningarna. Som framgår av figur 6.11 uppvisar dessa ett klart djupberoende.



Figur 6.11 Skatterplot. Volumetrisk töjning mot mätdjup.

Djupberoende bekräftades även av en stegvis multipel regressionsanalys av den volymetriska töjningen mot avstånd från tunnel, mätdjup, x-koordinat, y-koordinat, E-modul och Poissons förhållande. Som framgår av figur 6.12 ger en modell med enbart djupet som oberoende variabel ett $R^2=0.55$, vilket ökar till $R^2=0.68$ om även Poissons förhållande tas in i modellen. Inga andra variabler togs in i regressionsmodellen. Figur 6.13 visar standardiserade residualplottar för modell med mätdjup, respektive mätdjup och Poissons förhållande.

```
Equation Number 1    Dependent Variable..  VOL_EPS    Vol eps

Block Number 1.  Method: Stepwise    Criteria  PIN ,0500  POUT ,1000
      H_LL_NGD M_TDJP  X_KOORDI Y_KOORDI POISSON_E_MODUL

Variable(s) Entered on Step Number
1..      M_TDJP    Mätdjup

Multiple R          ,74221
R Square            ,55088
Adjusted R Square   ,53591
Standard Error      26,93810

Analysis of Variance
      DF      Sum of Squares      Mean Square
Regression      1      26702,03198      26702,03198
Residual        30      21769,84270      725,66142

F =      36,79682      Signif F = ,0000

----- Variables in the Equation -----
Variable          B          SE B          Beta          T      Sig T
M_TDJP            ,392891      ,064769      ,742211      6,066   ,0000
(Constant)       -46,370161     19,929626      -2,327     ,0269
```

Figur 6.12a Resultat från första steget av regressionsanalys - volymetrisk töjning.

```

Variable(s) Entered on Step Number
  2..    POISSON_    Poisson's förhållande

Multiple R          ,82037
R Square           ,67301
Adjusted R Square   ,65046
Standard Error      23,37839

Analysis of Variance
              DF      Sum of Squares      Mean Square
Regression      2      32621,95333      16310,97666
Residual       29      15849,92136       546,54901

F =          29,84358      Signif F =    ,0000

----- Variables in the Equation -----
Variable          B          SE B          Beta          T      Sig T
M_TDJUP           ,323948      ,059987      ,611972       5,400    ,0000
POISSON_        -264,876448      80,482217     -,372952     -3,291    ,0026
(Constant)       64,369907      37,833213          1,701    ,0996

```

Figur 6.12b Resultat från andra steget regressionanalys - volymetrisk töjning.

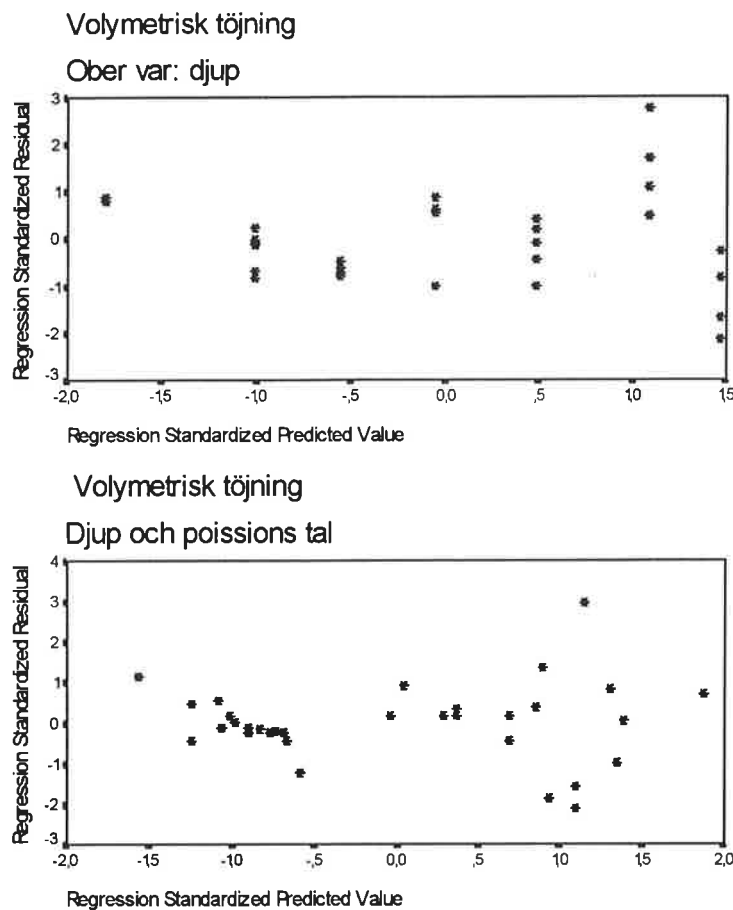
En förklaringsgrad $R^2=0.68$ får väl anses vara relativt högt i detta sammanhang. Residualplotten för modellen med både mätdjup och Poissons förhållande (Figur 6.13b) ser också förhållandevis jämn ut. Detta hindrar inte att en betydande spridning återstår som inte kan förklaras med djupvariation eller variation i Poissons förhållande.

6.3.3.6 Sammanfattning Regression

Regressionsanalysen visar att det finns ett klart beroende på mätdjupet för vertikalspänningen och att detta beroende överensstämmer med tyngden av överliggande bergmassa. Den återstående variansen är dock stor. Det finns en antydning till linjärt beroende av E-modulen, men detta beror främst på ett mätvärde. Enkel statistisk analys av den återstående variansen tyder snarare på att denna är slumpmässig och normalfördelad. Det linjära beroendet mot djupet är mer uttalat för den volymetriska töjningen, medan uppmätta vertikaltöjningar inte tycks uppvisa något djupberoende över huvud taget. En betydande oförklarad varians återstår dock även för volymtöjningarna.

6.3.4 Geostatistik

Det har även genomförts en geostatistik analys av ovan beskrivna data. Syftet med analysen var att pröva om data uppvisade rumslig korrelation. I ett sådant fall skulle det kunna löna sig med fortsatta analyser, vilket diskuteras i avsnitt 6.3.3 ovan.



Figur 6.13 Standardiserade residuler a) för modell med volymetrisk töjning mot mätdjup och b) modell med volymetrisk töjning mot mätdjup och Poissons förhållande.

6.3.4.1 Experimentella variogram

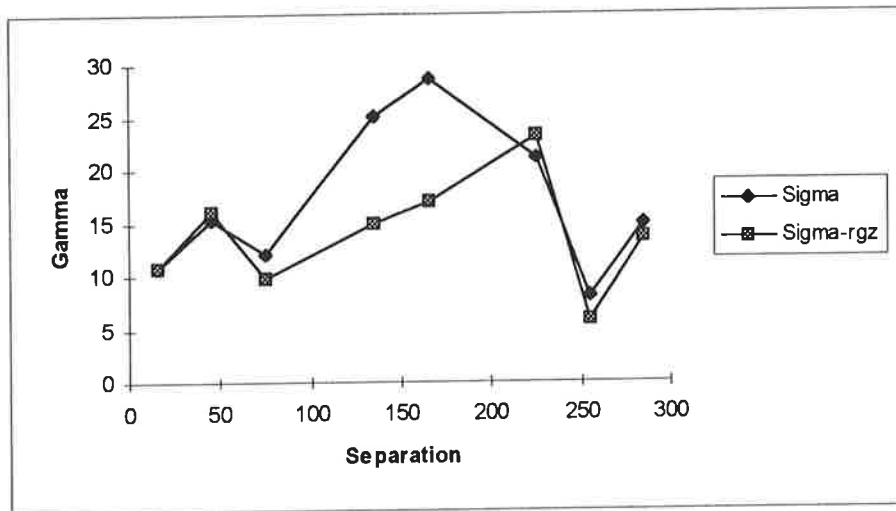
För att skatta variogram beräknas först avstånden mellan alla par av mätpunkter i data, dvs

$$a_{ij} = \sqrt{\sum (x_i - x_j)^2}$$

Eftersom inga avstånd är exakt lika, klassindelas avstånden så att ett rimligt antal avstånd finns inom varje klass. Därefter beräknas kvadratsummor som utnyttjas för att skatta γ . Beräkningarna utförs med ett enkelt datorprogram.

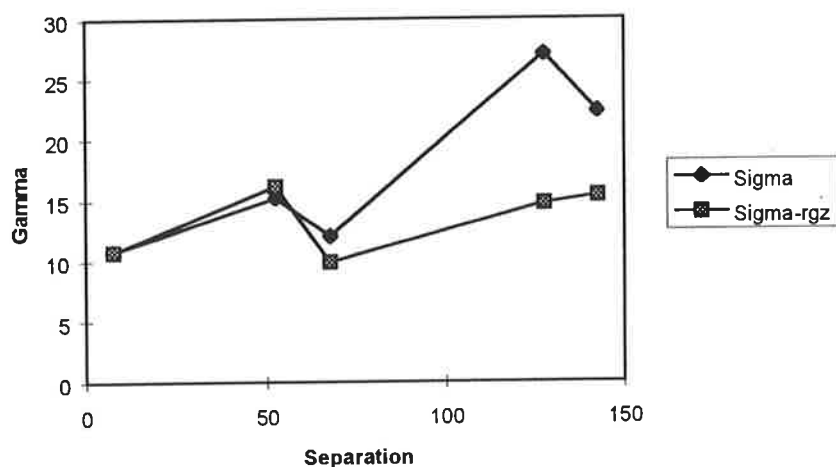
Det bör observeras att skattningen av variogrammet beror på hur stora klasser som väljs. Väljer man för små klasser kommer varje klass att innehålla för få avstånd vilket kan ge en slumpmässig variation (avvikelse) av det skattade värdet. Väljs för stora klasser finns risken att man alltför mycket jämnar ut den rumsliga struktur som eventuellt finns.

Variogram beräknades dels för σ_v och dels för $\sigma_v - \rho_{gz}$. Figur 6.14 visar resulterande variogram där varje avståndsklass har en storlek på 30 m. Det bör dock observeras att vissa avstånd inte är representerade (t.ex. 90 m - 120 m).



Figur 6.14 Experimentellt variogram för σ_v respektive $\sigma_v - \rho_{gz}$. Klassindelning för avstånd 30 m.

För att pröva inverkan av klassindelningen prövades även kortare avståndsklasser (15 m) (figur 6.15). Det verkar som om det experimentella variogrammet är hyggligt robust inom intervallet 0 - 150 m.



Figur 6.15 Variogram med klassindelning 15 m.

6.3.4.2 Slutsatser

Diagrammen (figur 6.14-15) visar att variansen mellan näraliggande punkter (s.k. "nugget effect") är betydande. I övrigt finns det eventuellt en tendens till en korrelationslängd på cirka 150 m för vertikalspänningen men mycket tveksam rumslig struktur för $\sigma_v - \rho_{gz}$. Standardavvikelsen för nollseparationen $\sqrt{(15/2)} = 2.73$ är dock

lägre än standardavvikelsen för hela $\sigma_v - \rho_{gz}$ (vilken är 3.7, se avsnitt 6.3.3). Det verkar dock inte direkt meningsfullt att gå vidare och göra krigingextrapolationer av data.

6.4 Diskussion

Den statistiska analysen visar på några samband:

- En del av variansen i vertikalspänning kan förklaras med djupberoende
- Återstående varians är stor och till synes normalfördelat slumpmässig
- Vertikaltöjningar verkar ha mycket stor spridning och uppvisar inget djupberoende
- Volymetriska töjningar har ett relativt markerat djupberoende och regressionsmodellen förbättras ytterligare om även Poissons förhållande vägs in i modellen
- Det finns möjligen en rumslig korrelation för vertikalspänningen, men variansen mellan mycket näraliggande värden är betydande.

För att få modeller som bättre förklarar data kan bland annat följande diskuteras:

- Finns det ytterligare data (andra parametrar) som skulle bidra till modellerna? Exempel på sådana data skulle kunna vara avstånd till större struktur, tillhörighet hos bergblock etc.
- Är variansen över korta avstånd en illustration av mätfelet? Finns oberoende skattningar av mätfelet?
- Ska analysen utföras på mer sofistikerade spänningsprediktioner, till exempel spänningar som beräknats med numerisk analys i modeller som innehåller diskontinuiteter vilka "stör" de ansatta randspänningarna?

7 STATISTISKA ANSATSER FÖR ATT STUDERA SKILLNADER MELLAN HYDRAULISK SPRÄCKNING OCH ÖVERBORRNING

7.1 Inledning

Det anses allmänt att hydraulisk spräckning (HS) ger annorlunda resultat jämfört med överborrning (ÖB). Det finns goda fysikaliska motiv för att metoderna skilja sig åt eftersom ÖB görs i en skala motsvarande borrhålsdiametern och dessutom mäter töjning för att återgå till ett avlastat tillstånd medan HS görs i en skala motsvarande ett hydrauliskt influensområde och dessutom mäter hur mycket tryck som behöver tillföras för att balansera spänningen i berget.

Hur mycket, och på vilket sätt, de olika metoderna skiljer sig åt verkar dock inte helt fastlagt. Det verkar inte finnas redovisat någon systematisk jämförelse mellan mätningar med de olika metoderna. Återigen finns det skäl för detta:

- Metoderna är av typen "förstörande provning", varför man normalt inte kan finna helt jämförbara data (det är dock möjligt, om än ovanligt, att först mäta med ÖB i borrhålet, i flera sektioner, och därefter mäta med HS).
- HS innebär en direkt mätning av minsta horisontalspänning medan den största horisontalspänningen beräknas från data, medan ÖB medger beräkning av hela spänningstensorn från mätta töjningar.
- I regel görs, oberoende av metod, mycket få bergspänningsmätningar på en plats varför det statistiska urvalet i regel är begränsat, speciellt i relation till den rumsliga variationen som sprickor och bergartsvariationer alltid ger upphov till.

Ett avgörande problem är m a o att spänningarna varierar i rummet. Tidigare analys (kap. 6) visar att en del av variationen, åtminstone för vertikalspänningarna, kan förklaras med djupberoende som överensstämmer med tyngden av överliggande bergmassa, övrig variation kan antas bero på:

1. rumslig variation i stor skala (bör vara samma för ÖB och HS)
2. rumslig variation i liten skala (bör endast kunna mätas med ÖB)
3. mätfel (kan vara systematisk olika för HS jämfört med ÖB)

Det två sista förhållandena antyder att HS och ÖB bör ge olika resultat, men eftersom både HS och ÖB påverkas av punkt 1 ovan kan skillnaden mellan två värden tagna i olika områden lika gärna bero just på en storskalig variation. Trots detta finns det ändå anledning att studera data framtagna med HS respektive ÖB för att få en uppfattning om hur mycket det skiljer sig åt, till exempel enligt följande:

- I kap. 6 visas att vertikalspänningen har ett djupberoende motsvarande $\rho g z$, även om variationen kring detta är stor, man kan därvid sträva efter att minska inflytandet av den storskaliga variationen genom att dra bort det kända djupberoendet och genom att söka välja rimligt lika mätområden.

- Man kan diskutera om kvarvarande skillnader rimligen kan bero på 1) eller om förklaring mer sannolikt är 2 eller 3.

7.2 Tänkbar statistisk analys

7.2.1 Önskade data

För att analysera skillnaden mellan HS och ÖB skulle det , i fallande prioriteringsordning, vara lämpligt med:

1. Mätningar i samma håll först med ÖB och sedan med HS
2. En plats där det finns mätningar med både HS och ÖB
3. Mätningar från olika platser (med HS och ÖB) men där det kan antas att bergart och regional spänningssituation ändå är likartade.

I tillämpningsexempel från Äspö och Kivetty, som beskrivs i senare avsnitt, finns mätningar med båda metoderna (fall 2), och i fallet Kivetty även enligt fall 1 ovan. Genom att ta bort kända trender, som t ex djupberoendet, finns ändå möjlighet (fall 2) att producera två olika "mätserier" x_{1j} och x_{2j} där,

$x_{1j} = \{\sigma_1 \text{ uppmätt med HS i ett antal punkter (j=1,,n) för olika platser - eventuell trend}\}$

$x_{2j} = \{\sigma_1 \text{ uppmätt med ÖB i ett antal punkter (j=1,,m) för olika platser - eventuell trend}\}$

Det bör observeras att det finns olika många data för HS och ÖB. Det skall även observeras att även om det i Kivetty utförts mätningar med båda metoderna i samma håll, är det endast ett fåtal mätpunkter som är identiska för båda metoderna. Genom lämpligt val av data och genom lämpligt val av trend som skall dras bort ges ändå möjlighet att hävda att de två serierna representerar data som borde vara "statistiskt lika" om spänningssmätningar utförts på samma sätt.

Val av data, och hur data omformas, blir m a o avgörande för hur framgångsrik den fortsatta analysen kan bli.

7.2.2 Beskrivande statistik och skatterplottar

De båda datamängderna x_{1i} och x_{2i} kan först jämföras med enkla statistiska metoder, t ex genom att beräkna medelvärden $\bar{x}_1$, $\bar{x}_2$ och varianser s_1^2 och s_2^2 . Data kan även plottas i histogram, där de två dataseten kan ges olika symboler. Om det finns annan information om data kan man plotta mot denna för att se om det finns bortglömda trender etc.

Redan den beskrivande statistiken bör ge en hel del indikationer om det finns något att gå vidare på. Om medelvärden och varianser är lika för HS och ÖB finns det knappast anledning att gå vidare - då verkar det ju snarare som om metoderna är relativt lika. Om värdena skiljer sig åt kan man dock ställa frågan om dessa skillnader är signifikanta eller bara en slumpmässig följd av det begränsade urvalet. För att analysera denna senare fråga finns det en del mer förfinade metoder.

7.2.3 Jämförelse av medelvärde - Variansanalys

Frågan om två (eller flera) tänkbara olika stokastiska variabler, är statistiskt lika kan undersökas statistiskt med s.k. variansanalys (ANOVA). Enklast utförs variansanalysen om det finns lika många testserier för de olika metoderna.

Variansanalysen utgår från nollhypotesen att de olika metoderna *inte* skiljer sig åt. Vidare antas att variansen för de olika populationerna är densamma. (Om detta inte gäller kan knappast variansanalysen genomföras). I princip beräknas två kvadratsummor (se Devore, 1987):

$$SS_{\text{Metod}} = \sum \sum (x_{i.} - x_{..})^2 \quad (\text{"kvadratavvikelsen mellan metoder"}) \quad (i=1,2, j=1, n)$$

$$SS_{\text{Fel}} = \sum \sum (x_{ij} - x_{i.})^2 \quad (\text{"kvadratavvikelser inom grupp"}).$$

där $x_{i.}$ = medelvärdet för metod i och $x_{..}$ = medelvärde oberoende av metod.

Om medelvärdena för metoderna inte skiljer sig statistiskt går det att visa att kvoten

$$f = \{SS_{\text{Metod}}/(i-1)\} / \{SS_{\text{Fel}}/i(j-1)\}$$

följer en s.k. F-fördelning. Om det beräknade värdet på f blir för stort, (dvs om kvadratskillnaden mellan metoder är stor i förhållande till kvadratavvikelser inom grupper) blir denna hypotes inte rimlig och nollhypotesen kan förkastas. Ytterligare testmöjligheter finns.

Metoden kan byggas ut för fler än en beroende variabel, s.k. multipel variansanalys (MANOVA). ANOVA och MANOVA ingår i moderna statistikprogrampaket. ANOVA och MANOVA kan även genomföras om mängden stickprov för de olika metoderna inte är lika stora (se Devore, 1987 pp. 389).

Variansanalys mellan HS-data och ÖB-data skulle i princip kunna ge en indikation om metoderna i medel skiljer sig åt (dvs att t ex ÖB alltid gav högre värden).

7.2.4 Jämförelse mellan varianser

Även om HS-data och ÖB-data, statistiskt sett, har samma medelvärde kan variansen skilja sig. Med tanke på grunderna för om metoderna bör skilja sig bör man framförallt förvänta sig skillnader i just varians (eller standardavvikelse).

För att testa hypotesen att två varianser är lika kan man återigen använda ett s.k. F-test genom att studera kvoten s_1^2/s_2^2 . Under nollhypotesen följer denna kvot en $F_{n-1, m-1}$ fördelning (Devore, 1987).

7.3 Tillämpningsexempel från Äspö

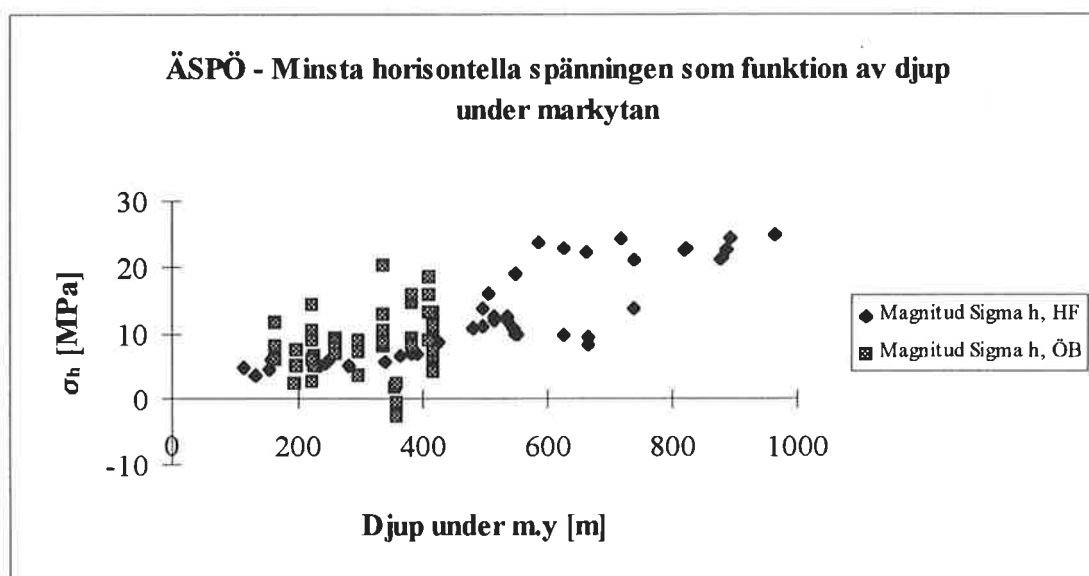
7.3.1 Indata

Analyserna som diskuterats i föregående avsnitt har prövats på data från Äspö. Minsta horisontella huvudspänningen har uppmätts med hydraulisk spräckning i ett antal djupa borrhål. Motsvarande spänning har även uppmätts med överborrning i ett antal korta hål som borrats från tunneln. Några karaktäristika för data redovisas i Tabell 7.1.

Tabell 7.1 Typ av data som analyserats från Äspö.

Mätmetod	Antal mätningar	Djupintervall (m)
Hydraulisk spräckning - djupa borrhål	50	113 - 962
Överborrning - korta borrhål från tunnel	47	164 - 416

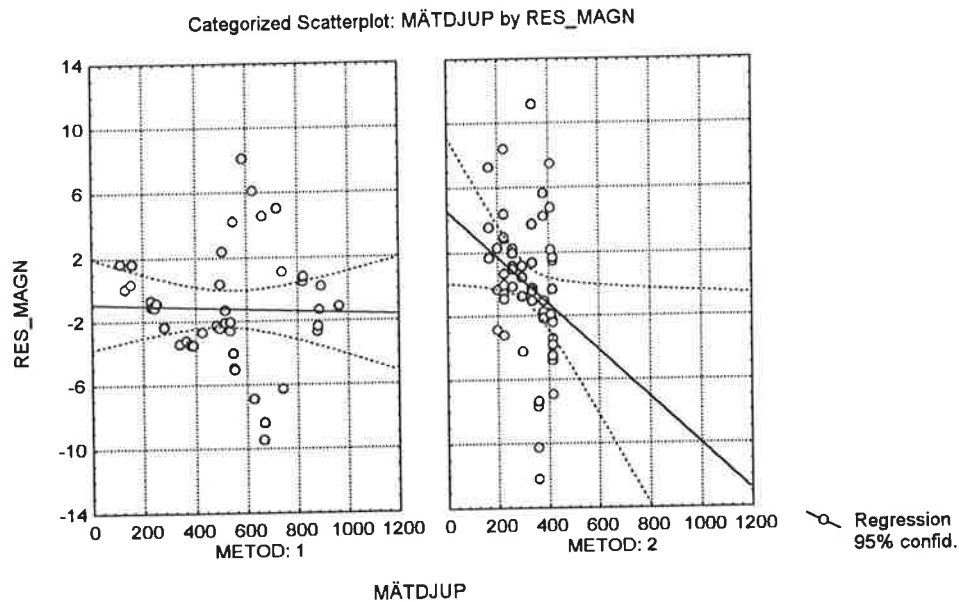
Figur 7.1 visar de uppmätta spänningarna som funktion av mätdjupet. Det framgår därvid att flera ÖB mätningar gjorts på samma (eller) nästan samma djup och att de olika mätvärdena sprider sig kraftigt, medan resultaten av HS mätningarna uppvisar betydligt mindre spridning.



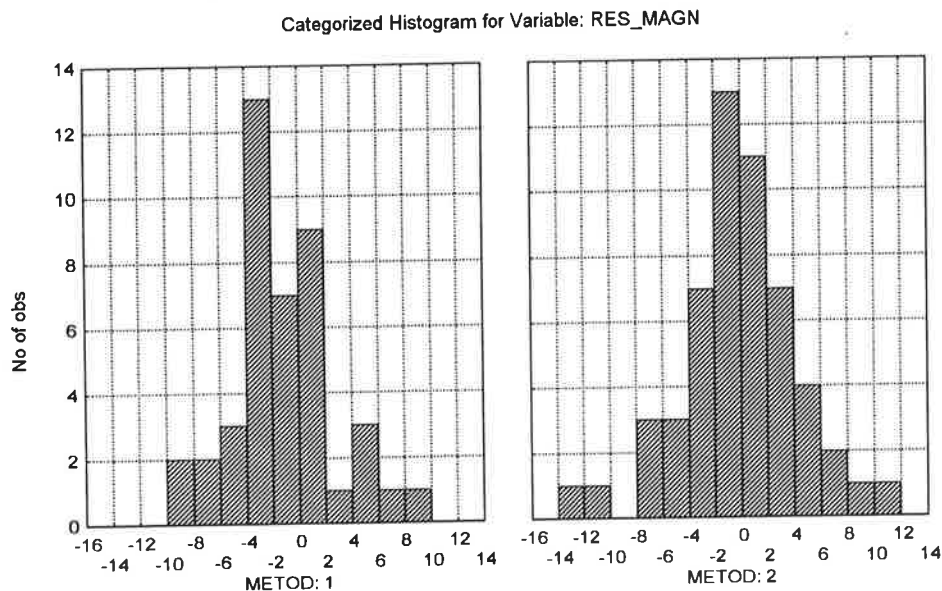
Figur 7.1 Uppmätta minsta horisontella spänningar med HF respektive ÖB.

7.3.2 Analys av alla data

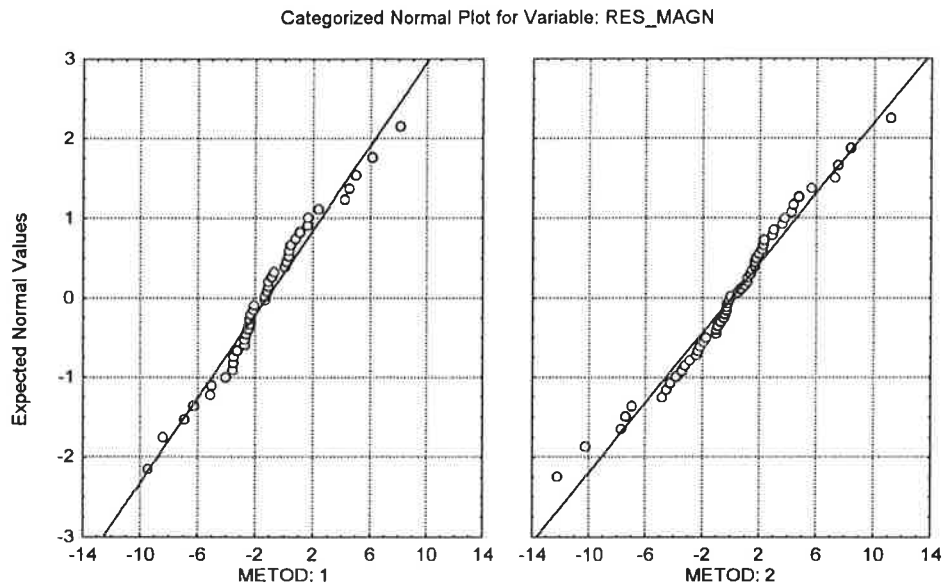
Åtminstone HS -data ser ut att innehålla ett klart djupberoende. För den vidare analysen har därför det teoretiska djupberoende pgz subtraherats från de uppmätta spänningarna. Figur 7.2 visar de på detta sätt modifierade värdena dels för HS (Metod 1) och dels för ÖB (Metod 2). Som framgår av figuren blir den resulterande regressionslinjen i princip horisontell för HS värdena, medan ÖB värdena avviker från en horisontell linje. I det senare fallet är dock osäkerheten i linjens lutning så stor att nollhypotesen "ingen kvarvarande trend" knappast bör förkastas. Figur 7.3 visar histogram och Figur 7.4 normalplott för samma variabel.



Figur 7.2 Spänning minskad med pgz för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2) som funktion av djup samt regressionslinjer med konfidensintervall.



Figur 7.3 Histogram för spänning minskad med pgz för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2).



Figur 7.4 Normalplott för spänning minskad med ρ_{gz} för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2).

Figureerna 7.1- 7.4 tycks tydligt visa att hydraulisk spräckning och överborrning ger ungefär samma medelvärde (ca 0 MPa) men att spräckning ger mindre varians i uppmätta värden än vad överborrning ger med en standardavvikelse på ca 4 MPa för HS mot ca 5 MPa för ÖB.

För att testa om den beräknade variansskillnaden är signifikant studeras kvoten mellan varianserna. Den är $(5^2/4^2) = 1.56$, vilket är mindre än F-fördelningen för 5% nivån (den är ca 1.6 för aktuellt antal stickprov, 50 respektive 47). Detta innebär att det faktiskt inte går att förkasta hypotesen att metoderna ger upphov till samma varians.

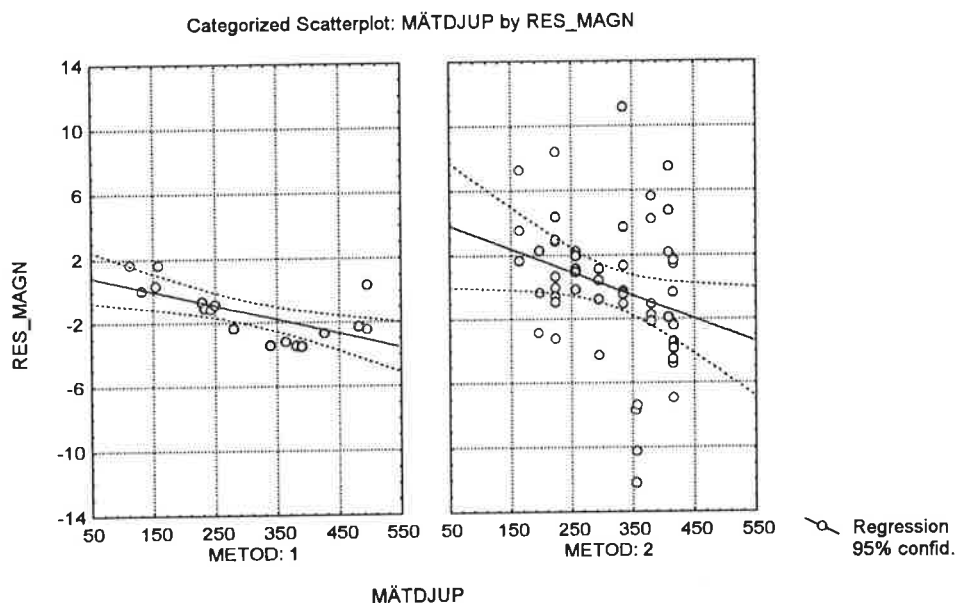
De modifierade data har även analyserats med variansanalys. Analysen resulterade i en "F-kvot" på 2.07 vilket innebär att hypotesen att medelvärdena för HS respektive ÖB skiljer sig bara kan förkastas på en låg signifikansnivå. (För aktuell stickprovsstorlek (1,94) är F-fördelningen ca 4.0 vid 5% nivån. Hypotesen kan förkastas först på nivån 0.1533).

Den förenklade statistiska analysen kan därför inte visa att metoderna skiljer sig åt. Detta beror dock med all sannolikhet på att det fortfarande finns betydande storskaliga trender kvar i HS-materialet. Den största spridningen i HS värdena gäller för intervallet 500 - 700 m, se Figur 7.1 eller Figur 7.2, där olika trender noterats i de aktuella borrhålen (KAS 02 respektive KAS 03). En stor del av den kvarvarande variationen i HS data kan därmed sannolikt förklaras med annan (än djupberoende) storskalig variation.

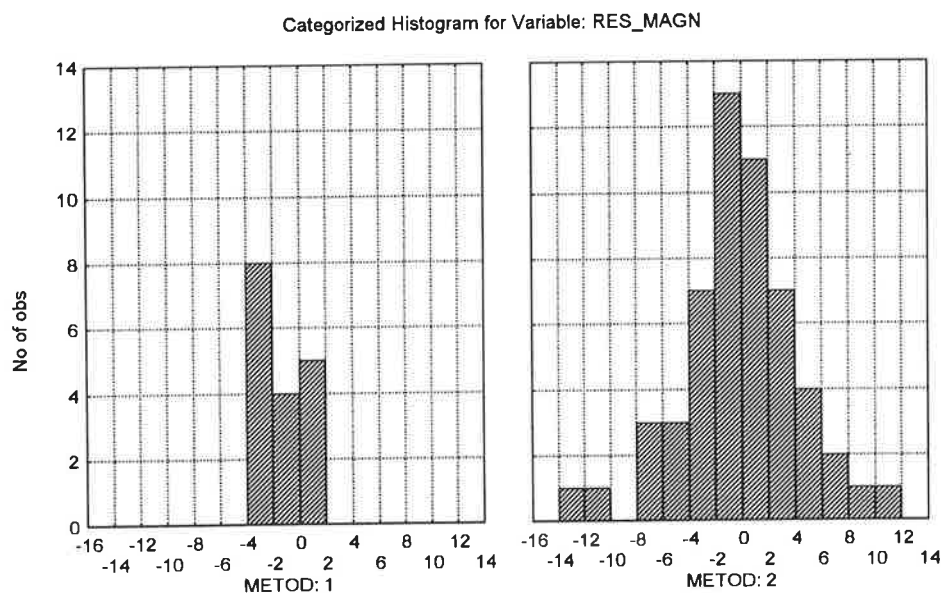
7.3.3 Analys med värden < 500 meter borttagna

Under ca 500 meter tycks spänningsvärdena för HS uppvisa en icke djupberoende storskalig variation. För att reducera inverkan av denna och, framförallt, eftersom

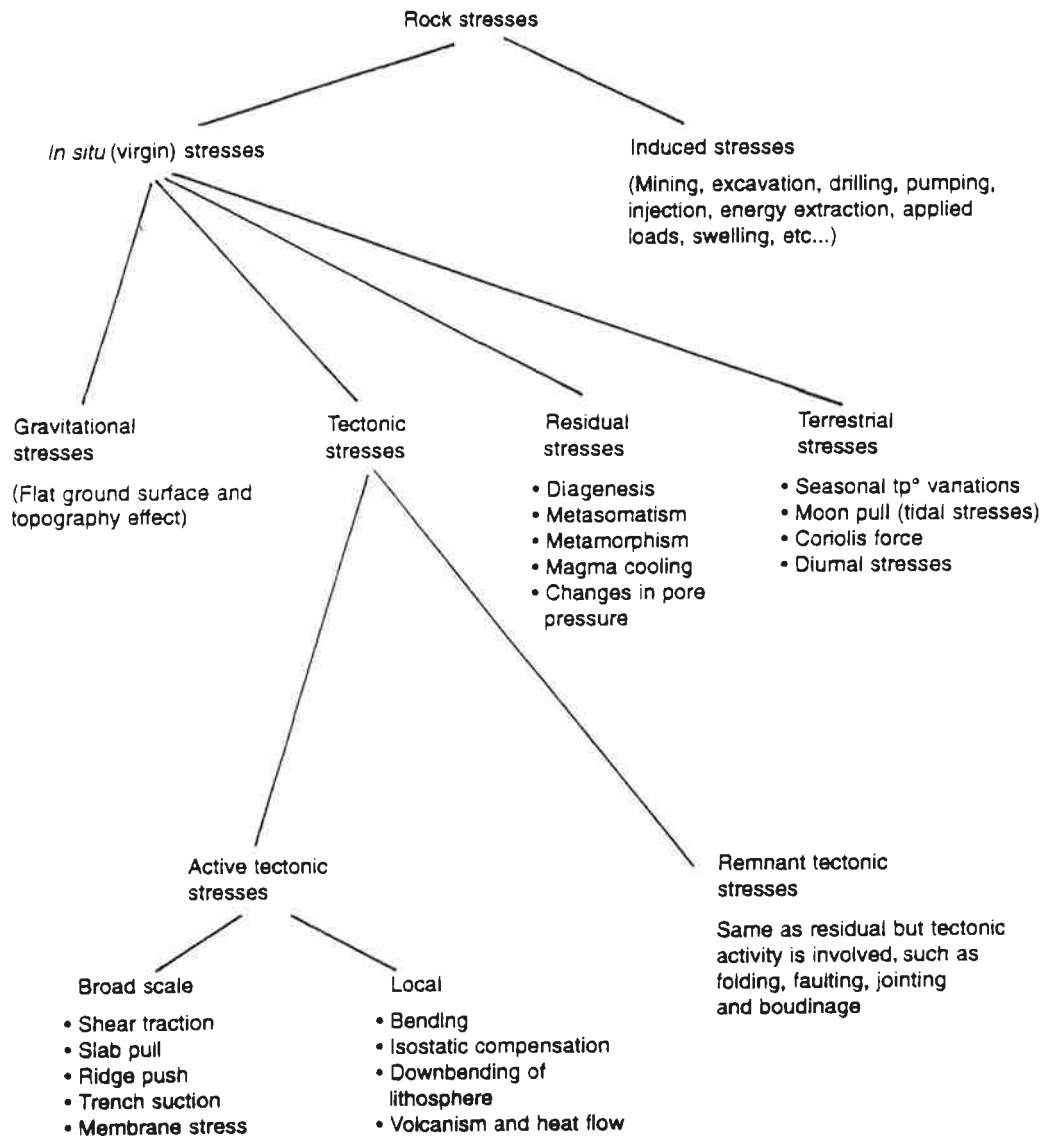
överborrningsdata samtliga kommer från djup ytligare än 500 m genomfördes en förnyad analys med enbart data uppmätta ner till 500 m. Figur 7.5 visar spänning - ρ_{gz} som funktion av djupet, med inlagda regressionslinjer. Figur 7.6 visar histogram och Figur 7.7 normalplott för samma variabel.



Figur 7.5 Spänning minskad med ρ_{gz} för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2) som funktion av djup samt regressionslinjer med konfidensinterval när enbart data över - 500 m medtagits.



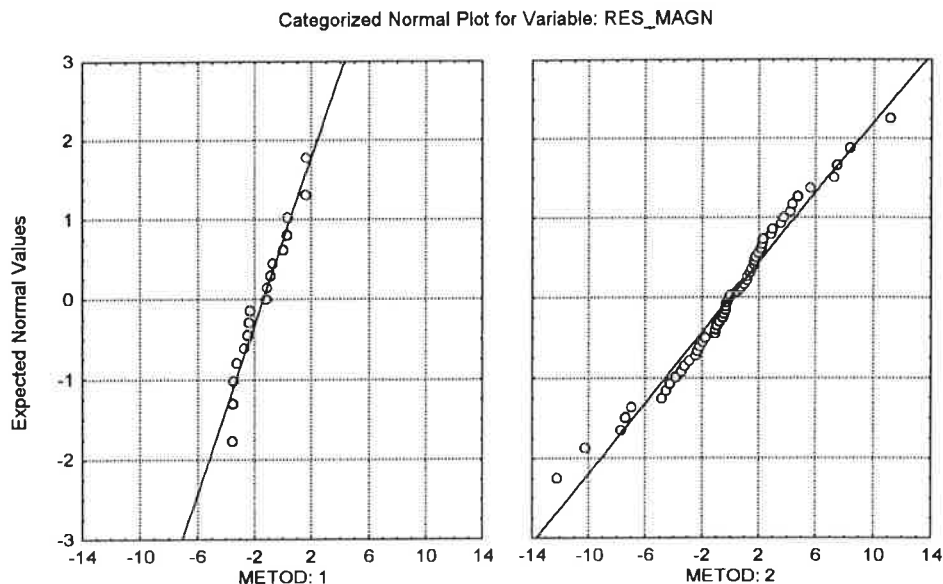
Figur 7.6 Histogram för spänning minskad med ρ_{gz} för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2) när enbart data över - 500 m medtagits.



Figur 5.1 Klassificeringssystem och terminologi för bergspänningar. Efter Amadei och Stephansson (1997).

5.2 Bergspänningars natur - variabilitet och skaleffekter

Spänningarna i berget uppvisar en ojämn fördelning beroende på skala. Denna ojämn fördelning är orsakad av att bergmassan inte är ett perfekt homogent material utan är sammansatt av intakt berg som genomkorsas av sk diskontinuiteter (diskreta sprickor, sprickzoner, krosszoner, bergartsgränser, etc.). Diskontinuiteterna har en enorm spännvidd i skala, med korngränser och mikrosprickor i den minsta skalan och förkastningar i den stora skalan. Figur 5.2 visar hur spänningarna varierar (drag- och tryckspänningar) i en korn-korn kontakt (Fairhurst, 1986). Om berget är under töjningsrelaxation är spänningarna också tidsberoende.



Figur 7.7 Normalplott för spänning minskad med ρ_{gz} för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2) när enbart data över - 500 m medtagits.

Inom det aktuella mätområdet uppkommer en väsentlig variansskillnad mellan metoderna. Standardavvikelserna är ca 2 MPa för HS och ca 5 MPa för ÖB. I intervallet uppvisar dock inte heller HS data en exakt djuptrend lika med ρ_{gz} , men för vare sig HS eller ÖB kan hypotesen ingen regression (dvs djuptrenden OK) knappast förkastas.

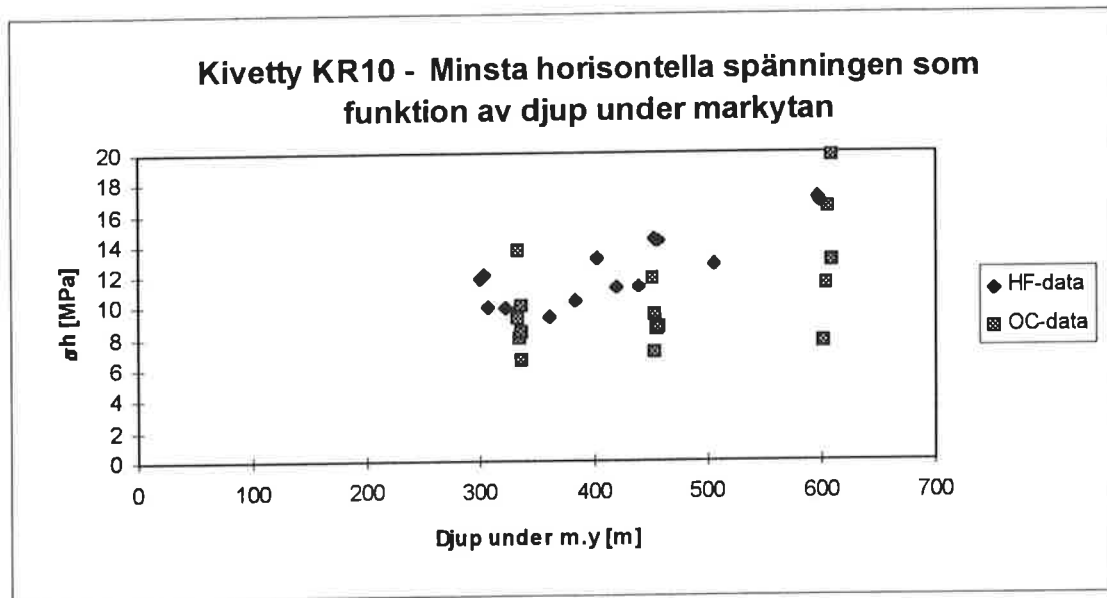
Nollhypotesen att variansen för respektive metod är lika kan förkastas eftersom kvoten mellan varianserna är 6.25 vilket kan jämföras med $F_{19,47} = 2.03$ på 5 % nivån. Skillnaden i varians tycks därmed vara klart signifikant. Eftersom varianserna skiljer sig är det knappast meningsfullt att undersöka medelvärdena med variansanalys.

7.4 Tillämpningsexempel Kivetty

7.4.1 Indata

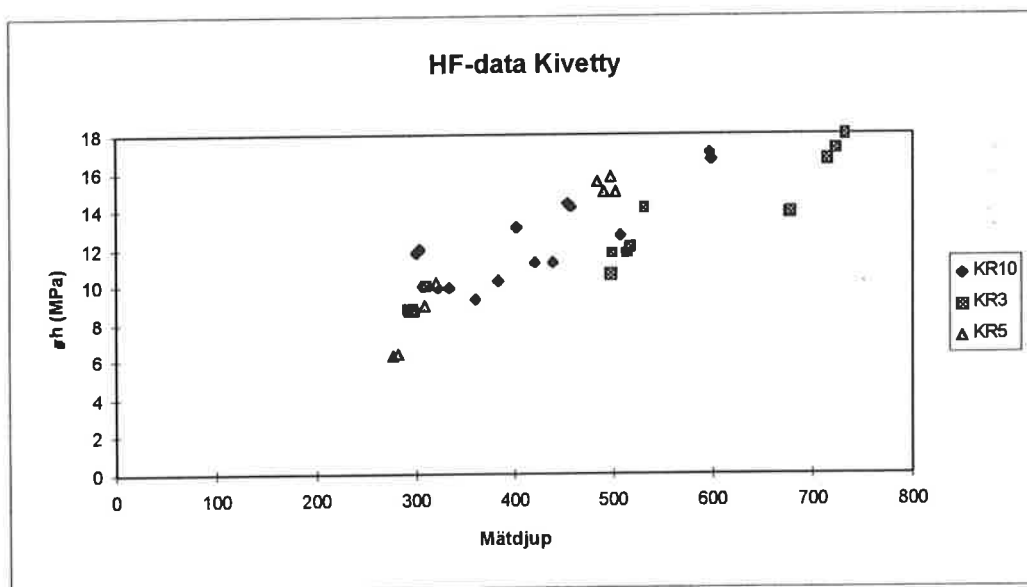
Även data från Kivetty i Finland har analyserats. I ett borrhål genomfördes mätningar både med hydraulisk spräckning och med överborrning. I övriga borrhål användes hydraulisk spräckning.

Figur 7.8 visar de uppmätta spänningarna som funktion av mätdjupet i hålet med både HS och ÖB data. Precis som för Äspö (se Figur 7.1) gäller att flera ÖB mätningar gjorts på samma (eller) nästan samma djup och att de olika mätvärdena sprider sig kraftigt, medan resultaten av HS mätningarna uppvisar betydligt mindre spridning. Fallet Kivetty är dessutom intressant eftersom mätningarna har gjorts i samma hål.



Figur 7.8 Minsta horisontella huvudspänningen som funktion av djup under markytan, uppmätta med hydraulisk spräckning (HF) respektive överborrning (OC) för borrhål KR10 i Kivetty i Finland.

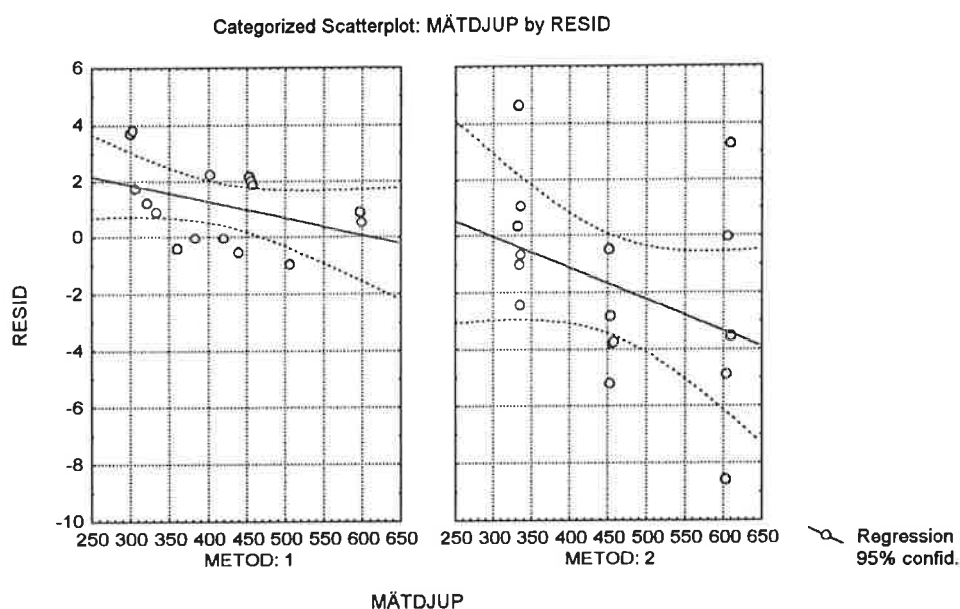
Figur 7.9 visar uppmätta spänningar (hydraulisk spräckning) i övriga borrhål. Av figuren framgår direkt att HS-data inte varierar så kraftigt i rummet, men att det finns en mer storskalig variation mellan hålen.



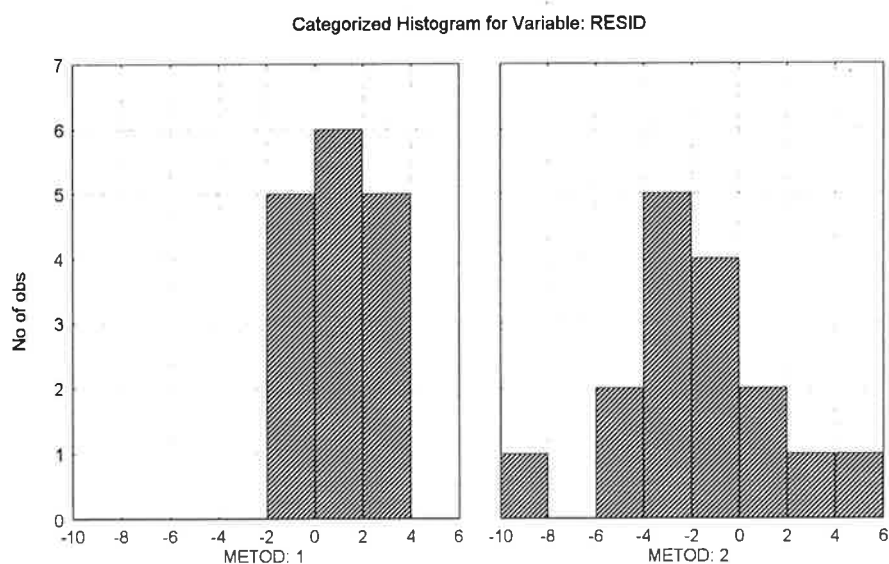
Figur 7.9 Spänningar från tre borrhål i Kivetty, uppmätta med hydraulisk spräckning.

7.4.2 Analys av data

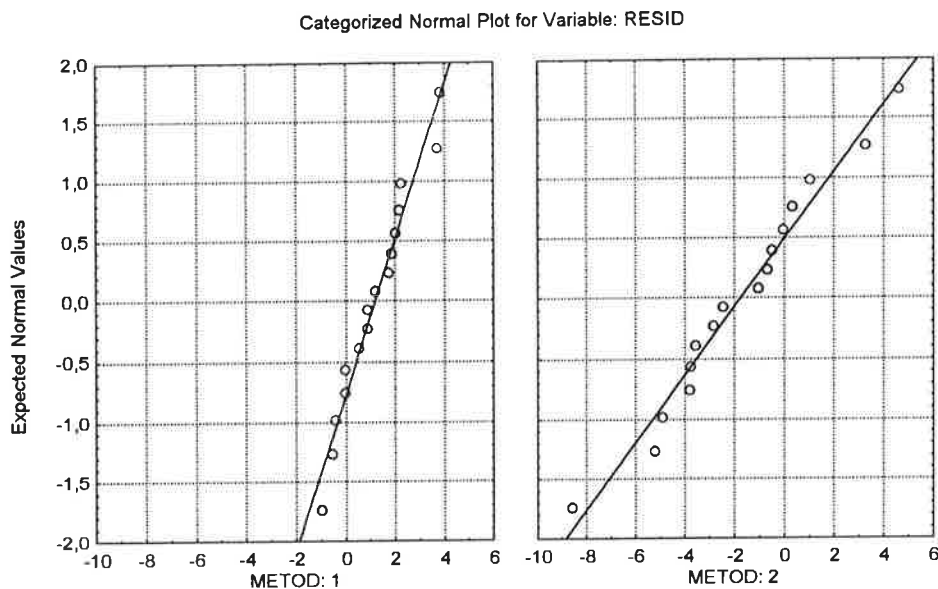
Regressionsanalys på HS data (Figur 7.9) ger signifikant regression men med en lutning på ca 0.018 MPa/m, vilket är något lägre än ρ_{gz} (0.027 MPa/m). För att få jämförbara värden har för den vidare analysen har ändå det teoretiska djupberoende ρ_{gz} subtraherats från de uppmätta spänningarna. Figur 7.10 visar de på detta sätt modifierade värdena dels för HS (Metod 1) och dels för ÖB (Metod 2) för KR10. Figur 7.11 visar histogram och Figur 7.12 normalplott för samma variabel.



Figur 7.10 Spänning i KR10 i Kivetty minskad med ρ_{gz} för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2) som funktion av djup samt regressionslinjer med konfidensintervall.



Figur 7.11 Histogram för spänning KR10 i Kivetty minskad med ρ_{gz} för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2).



Figur 7.12 Normalplott för spänning KR10 i Kivetty minskad med pgz för HS data (metod 1) respektive ÖB data (metod 2).

De modifierade data har analyserats med variansanalys även om detta egentligen inte är tillåtet när varianserna skiljer sig åt. Analysen resulterade i en "F-kvot" på 10.5 vilket innebär att hypotesen att medelvärdena för HS respektive ÖB skiljer sig kan förkastas redan på nivån 0.0028. Till skillnad från Äspö tycks det därför finnas en signifikant skillnad även i medel för HS respektive ÖB data.

Figurerna antyder en väsentlig variansskillnad mellan metoderna. Standardavvikelserna är ca 1.5 MPa för HS och ca 3.5 MPa för ÖB. Nollhypotesen att variansen för respektive metod är lika kan förkastas eftersom kvoten mellan varianserna är 5.4 vilket kan jämföras med $F_{19,16}$ på 5 % nivån. Skillnaden i varians tycks därmed vara klart signifikant. Från Figurerna 7.8 och 7.10 framgår också att den mesta variansen från ÖB data uppkommer inom ett mycket kort borrhålsintervall. För en viss djupnivå är de olika ÖB mätningarna separerade några få meter.

7.5 Slutsatser

Genomförda analyser ger anledning till följande preliminära slutsatser:

- Det tycks finnas en uppenbar skillnad mellan HS och ÖB i fråga om variansen för uppmätta spänningar
- I medel är skillnaden mellan metoderna relativt liten även om exemplet från Kivetty antyder en signifikant skillnad även i medel
- Standardavvikelsen av den småskaliga variationen (över ett fåtal meter) uppgår till 4 - 5 MPa och är därmed av samma storleksordning som den storskaliga variationen.

För eventuellt vidare studier, och för att skärpa styrkan i gjorda observationer, bör dessa slutsatser kontrasteras mot andra platser och mätserier.

8 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Föreliggande arbete har bl a behandlat bergspänningsmätningars representativitet och betydelse i berganläggningsprojekt. Vidare har diskuterats de problem som föreligger vid nyttjandet av bergspänningsresultat. Det är väl känt att de metoder som diskuterats i rapporten; överborrning och hydraulisk spräckning vid utvärdering kräver idealisering av berget som elastiskt material, vilket, beroende på den geologiska miljön, introducerar visst mått av fel i resultaten. Vidare förekommer rent mättekniska begränsningar som introducerar fel, och slutligen föreligger den naturliga variationen i bergspänningarnas magnitud och orientering.

Det arbete som redovisats här har inte syftat till att härleda och försöka kvantifiera vad som beror av mätfel respektive naturlig variation. Ett sådant arbete skulle snabbt ta proportioner långt utöver de ramar som varit tillgängliga. Istället har ambitionen varit att aktualisera de problem som idag föreligger för användaren av bergspänningsresultat, samt att det skall kunna tjäna som ett introducerande material för mer ingående arbeten. Arbetet har utförts dels genom att redovisa en del av de studier som utförts inom ämnesområdet t ex variabilitet och skaleffekter, dels genom att i generella termer visa på vilken betydelse bergspänningarna har i berganläggningsprocessen. Det senare har sedan exemplifierats genom att redovisa två berganläggningsprojekt där bergspänningsresultat varit av stor vikt för bl a dimensioneringsarbetet och slutlig stabilitet. Slutligen har två statistiska analyser på bergspänningsdata utförts från vilka några slutsatser och rekommendationer lämnas.

Redan i förprojekteringsstadiet av en berganläggning är det viktigt att ställa sig frågan om kunskap om spänningstillståndet är väsentlig information i det fortsatta planerings- och designarbetet. Lika viktigt är det, att i det fall information om spänningstillståndet bedöms vara väsentlig, att klargöra vilken typ av information och vilken noggrannhet man har krav på. Med olika typer av information avses här t ex magnituder på huvudspänningar, magnituder på horisontalspänningar, normalspänningen i en viss riktning, orienteringar på horisontalspänningarna, orientering på minsta normalspänningen etc. Det finns flera olika varianter på spänningsinformation som är mer väsentlig än den andra beroende på vad sorts anläggning som avses byggas i berget. För att klargöra dessa frågeställningar redan på ett tidigt stadium är det väsentligt att byggherren eller till honom knutna konsulter har kunskapen att avgöra vad som är väsentlig information. Om ämnet bergspänningar hanteras rätt redan från början finns goda förutsättningar att avgöra huruvida informationen i sig är av väsentlig betydelse eller ej, och dels att rätt information insamlas vare sig den hämtas från befintliga mätningar/indikatorer eller via nya mätningar för anläggningen ifråga.

Idag föreligger dessvärre alla tänkbara varianter på hur information om bergspänningar hanteras i ett berganläggningsprojekt. Beslut som ligger till grund för mätningar kan i de värsta fallen vara av typen "det kan vara bra att ha". I sådana fall är det lätt att förutse att beställaren eller dennes tekniske konsult får problem att hantera mät-

resultaten i ett senare skede, dels för att dom som regel inte är tillräckligt insatta i vad de beställt och dels på grund av att de i slutändan inte vet på vilket sätt de skall tillämpa resultaten. Detta innebär också att diskussioner kring noggrannhet på resultaten kommer upp. Det är sannolikt så att om man på ett tidigt stadium i ett projekt klargör vad man vill ha information om och var mätningarna bäst lokaliseras, då har man också bäst förutsättningar att välja rätt mätmetod och lämpligt antal mätpunkter, både ur ekonomiskt och praktiskt hänseende. Givet detta reduceras även osäkerhetsmomenten då resultaten skall tillämpas.

De företag/organisationer i Sverige och andra länder som utför bergspänningsmätningar har numer ofta en typ av entreprenörsroll då mätningar skall utföras, dvs de utför ett strikt måtarbete i på förhand givna platser och borrhål, och avlämnar därefter en kort rapport om erhållna resultat. Härigenom går mycket kunskap förlorad dels i hur mätprogrammet skall utformas och dels när och hur resultaten skall tillämpas för den planerade anläggningen.

Det är också så att de som utför bergspänningsmätningar har en viktig roll i att klargöra för beställare vilka begränsningar som föreligger med olika mätmetoder och på vilket sätt de geologiska miljöerna kan påverka resultatens tillämpbarhet. Endast den som har ordentlig kunskap om bergspänningar och erfarenhet av mätningar, både fält - och utvärderingsdelen, besitter denna expertis.

Från de exempel på berganläggningsprojekt som redovisats (Arlandabanan och Gjövikshallen), och som inte skiljer sig från övriga större bergbyggen, samt från diskussionen om bergspänningars betydelse i byggprocessen konstateras att:

- Kunskapen om spänningstillståndet är väsentlig vid dimensionering av anläggning, berguttagsteknik och bergförstärkning. En god kunskap om spänningstillståndet, vilket oftast kräver mätning på plats, kan ha stort ekonomiskt inflytande och innebära en avsevärd reducering av risktagandet i ett projekt, genom att man redan på tidiga stadium kan göra rätt val vad avser dimensioner, orienteringar, teknik och förstärkning.
- Kunskap om säkerheten i bergspänningsresultat är viktig. Säkerheten är dock, med utgångspunkt från var vi står idag, mycket svår att bestämma. Detta beror på att det inte föreligger tillräcklig kunskap och fungerande verktyg för att kunna bestämma vad som är naturlig variation och vad som är mätfel. Ytterligare problem är att mätningarna involverar en volym som normalt är betydligt mindre än tillämpningsvolymen. Som ett komplement till bergspänningsmätningar används därför i större projekt ofta deformationmätningar från vilka baklängesberäkningar kan utföras för att uppskatta spänningar och bergegenskaper.

Framtida arbeten i syfte att reducera osäkerheterna i bergspänningsresultat skulle kunna innehålla följande moment:

- En satsning på att utreda felet i den enskilda mätpunkten för respektive metod. Vissa mätfel är sannolikt dock utrustningsspecifika vilket i sig innebär ett problem då det föreligger ett antal varianter enligt samma mätprincip. Ett steg i rätt riktning bör vara att ägare av och utförare av mätningar i framtiden svarar för att redovisa mätutrustningens tillförlitlighet enligt enklare kalibreringstest.
- Utveckling av en systematisk metod som inkluderar bergspänningsmätningar, geologisk information samt erfarenheter från andra (närliggande) berganläggningar.
- Genomtänkt strategi för planering, genomförande, utvärdering och tolkning av bergspänningsmätningar. Genom att välja rätt antal mätningar, rätt metod och rätt plats för mätningarna finns förutsättningar för resultat som lättare kan tillämpas.

Avseende de statistiska arbetena så analyserades i ett första tillämpningsexempel *regressionssamband* och *korrelationsstruktur* hos *överborrningsdata* från Äspö. Följande observationer kan göras från denna analys:

- En del av variansen i vertikalspänning kan förklaras med djupberoende och regressionslinjen för djupberoendet överensstämmer med tyngden av överliggande berg.
- Återstående varians hos uppmätta vertikalspänningar är stor och till synes slumpmässigt normalfördelat.
- Uppmätta vertikaltöjningar verkar ha mycket stor spridning och uppvisar inget djupberoende.
- Uppmätta volymetriska töjningar har ett relativt markerat djupberoende och regressionsmodellen förbättras ytterligare om även Poissons förhållande vägs in i modellen.
- Det finns möjligen en rumslig korrelation för vertikalspänningen, men variansen mellan mycket näraliggande värden är betydande.

En möjlig förklaring till den stora variansen är att mätningarna genomförts med överborrning (och ej viktats samman). För att få mer substans till allmänt formulerade iakttagelser att överborrningsdata visar större varians än spänningsdata uppskattade med hydraulisk spräckning genomfördes en andra analys av data framtagna med *hydraulisk spräckning* respektive *överborrning*. Data från två platser (Äspö respektive Kivetty) analyserades. För bägge platserna finns spänningsmätningar genomförda med båda metoderna. För den ena platsen (Kivetty) finns dessutom mätningar med båda metoderna i samma borrhål. För att få jämförbara data jämfördes magnituden av minsta

horisontella huvudspänning, skattade med de olika metoderna och korrigerade för djupberoendet. Data analyserades grafiskt i *histogram*, genom beräkning av *medelvärde* och *standardavvikelser* samt med *variationsanalys*.

Genomförda analyser ger anledning till följande slutsatser:

- Variansen hos överborrningsdata är betydande och klart skild från variansen för spräckningsdata.
- Standardavvikelsen hos den småskaliga variationen för överborrningsdata (över ett fåtal meter) uppgår till 4 - 5 MPa och är därmed av samma storleksordning som den storskaliga variationen uppmätt med bägge metoderna.
- I medel är skillnaden mellan metoderna relativt liten även om exemplet från Kivetty antyder en signifikant skillnad även i medel. I fallet Kivetty ger överborrningen i medel lägre spänning, men man bör samtidigt komma ihåg att skillnaden i varians mellan spräcknings- och överborrningsdata gör den statistiska testen osäker. Oklarheter i hur överborrningsdata egentligen bör sammanvägas bidrar också till denna osäkerhet.
- Det finns en storskalig variation utöver den småskaliga variationen hos data.

Jämförelsen mellan överborrning och hydraulisk spräckning kompletterar den tidigare statistiska analysen och antyder att en betydande del av den observerade variansen hos data, med åtföljande brist på tydligt regressionssamband, beror på att spänningarna uppmätts med överborrning. Den stora variansen hos överborrningsdata är intuitivt fysikaliskt rimlig och kan bland annat förklaras av det intakta bergets mikrostruktur.

Följande, något mer spekulativa, slutsatser kan dras:

- Analysen bekräftar att bergspänningar är skalberoende, vilket gör att skattning av bergspänning måste kopplas till skalan av det analyserade problemet.
- För praktiska byggtillämpningar är det, på grund av den stora spridningen, uppenbarligen fullständigt otillräckligt att genomföra en eller två överborrningar, flera mätningar måste göras och sammanvägas.
- Val av mängd, fördelning eller metod för sammanvägning av överborrningsdata är sannolikt problemberoende och riktade studier för lämpligt förfarande härvid kan vara motiverat.
- Förutom djupberoende och småskalig variation uppvisar bergspänningar mer storskalig variation. Orsaken till denna variation kan intuitivt förklaras genom fördelning av större strukturer, block m.m. För att studera hur sådana större

strukturer påverkar spänningsfördelning kan, till exempel, uppmätta data jämföras med resultat av numeriska beräkningsmodeller.

För eventuellt vidare studier, och för att skärpa styrkan i gjorda observationer, bör dessa slutsatser kontrasteras mot andra platser och mätserier.

9 REFERENSER

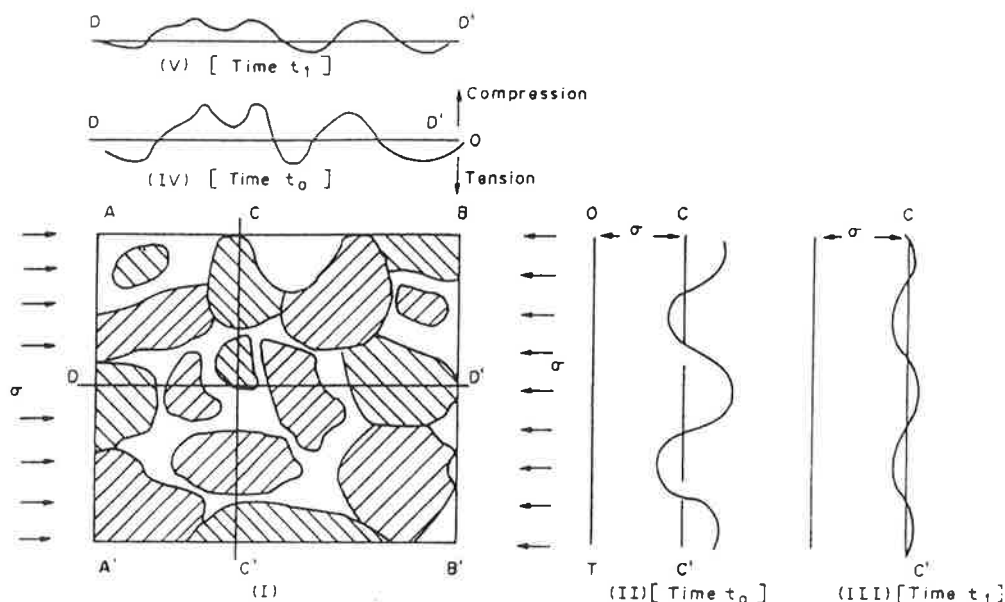
- Ahmed, U., Marley, M.E. and Crary, S.F., 1991. "Enhanced in-situ stress profiling with microfracture, core and sonic-logging data", SPE formation evaluation, June, pp. 243 - 251.
- Amadei, B., 1983. "Rock Anisotropy and the Theory of Stress Measurements", Lecture Notes in Engineering, Springer-Verlag.
- Amadei, B., 1984. "In situ stress measurements in anisotropic rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 21, pp. 327 - 338.
- Amadei, B., 1986. "Analysis of data obtained with the CSIRO cell in anisotropic rock masses", CSIRO Division of Geomechanics, Technical Report No. 141.
- Amadei, B., 1996. "Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol 33, 3, pp. 293-325.
- Amadei, B., O. Stephansson, 1997. "Rock stress and its measurement", Chapman & Hall, London, 490 p.
- Andersson, J., 1996. "Statistisk analys av bergspänningsdata - en inledande studie av vertikalspännings och töjningars djupberoende på Äspö", Arbetsrapport U-96-33, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm, 21 p.
- Andersson, L., 1997. "Statistiska ansatser för att studera skillnader mellan hydraulisk spräckning och överborrning", Projektrapport U-97-04, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm, 12 p.
- Andersson J., Olsson L., H. Stille, 1984. "Beslutsmodeller för förundersökningar. Bergytbestämning med Kriging", Rapport BeFo 81:1/84, Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm.
- Barton, N., Tunbridge, L.W., et al, 1991. "Norwegian Olympic ice hockey cavern of 60 m span", Proc. 7th Int. Congr. Rock Mechanics, Aachen.
- Barton N., S.E Hansen, 1994. "Rock engineering investigations for prediction of performance of the Gjøvik Olympic mountain hall", Gjøvik Olympiske fjellhall, avrapportering av forskningsprogrammet, Seminarierapport K2, SveBeFo.
- Bemek, 1991. "Bergteknisk undersökning, station och tunnlar", Projektrapport, Banverket Östra Regionen.
- Bjarnason, B., 1986. "Hydrofracturing rock stress measurements in the Baltic Shield", Licentiate Thesis 1986:12 L, Luleå University, Luleå, 122 p.

- Bock, H., 1979. "Experimental determination of the residual stress field in a basaltic column", Proc. 4th Cong. Int. Soc. Rock Mech., (ISRM, Montreux, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 45 - 49.
- Bruno, M. S., D.F. Winterstein, 1994. "Some influences of stratigraphy and structure on reservoir stress orientation", Geophysics, Vol. 59, No.6, pp.954 - 962.
- Cai, M., 1990. "Comparative studies of stress measurement devices in different rock conditions", Proceedings of Pacific Rim congress 90, May 6-12, 1990, Gold Coast, Queensl., Australia
- Cai, M., Qiao, L., J. Yu, 1995. "Study and tests of techniques for increasing overcoring stress measurement accuracy", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 32, pp. 375 - 384.
- Cornet, F.H., 1993. "Stresses in rock and rock masses" i Comprehensive Rock Engineering (ed. J.A. Hudson), Pergamon Press, kapitel 17, Vol. 3, pp. 297 - 327.
- Corthesy, R; Gill, D.E.; Leite, M.H. , 1993. "An integrated approach to rock stress measurement in anisotropic non- linear elastic rock", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 30, No. 4, pp. 395 - 411.
- Crawford, B. R. and Smart, B.G.D. 1994. "The influence of stress anisotropy on horizontal well performance predicted via special core analysis under true triaxial conditions", SPE international.
- Cuisiat, F.D. and Haimson, B.C. , 1992. "Scale effects in rock stress measurements", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 29, No.2, pp. 99 - 117.
- Cundall, P.A., 1987. "Distinct element models of rock and soil structures", Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanincs, (Brown, Ed), Chap 4, pp.129 - 163.
- Devore, J., 1987. "Probability and Statistics for Engineering and the Sciences", Brooks/Cole Publishing Co, California.
- Doe, T.W., Ingevald, K., Strindell, L., Leijon, B., Hustrulid, W., Majer, E., H. Carlsson, 1983. "In situ stress measurements at the Stripa Mine", Technical Information Report No. 44, Swedish-American cooperative program on radioactive waste storage in mined caverns in crystalline rock, 251 p.
- Enever, J. R., Walton, R. J., C.R., Windsor, 1990. "Stress regime in the Sydney basin and its implications for excavation design and construction", Proc. Seventh Australian Tunnelling Conference, Sydney, Aust, Australasian Inst of Mining and Metallurgy; Sydney Harbour Tunnel Joint Venture.

- Fairhurst, C. , 1986. "In-situ stress determination - an appraisal of its significance in rock mechanics", Proc. int. symp. rock stress and rock stress measurements, 1-3 Sept. 1986, Stockholm, Sweden.
- Garrity, P., Irvin, R.A., I.W. Farmer, 1985. "Problems associated with near surface in-situ stress measurements by the overcoring method", Proc. 26th US Symp. Rock Mech., Rapid City, Balkema, Rotterdam, pp. 1095 - 1102.
- Haimson, B.C., 1968. "Hydraulic fracturing in porous and nonporous rock and its potential for determining in situ stresses at great depth", PhD Thesis, University of Minnesota, p. 234.
- Haimson, B. C., 1987 "Stress measurements at Hanford, Washington for the design of a nuclear waste repository facility", Sixth international congress on rock mechanics; vol. 6, no. 1; p. 119-123, Aug. 30-Sept. 3, Montreal, PQ, Canada,
- Haimson, B.C., 1990. "Scale effects in rock stress measurements", Proceedings of the first international workshop on Scale effects in rock masses, Loen, Norway, June 1990.
- Haimson, Tunbridge, Lee and Cooling, 1989. "Measurement of rock stress using the hydraulic fracturing method in Cornwall", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26, pp. 361 - 372.
- Hast, N., 1958. "The measurement of rock pressure in mines", Sveriges Geologiska Undersökning, Ser. C, Nr. 3, pp. 169 - 211.
- Hast, N., 1974. "The state of stress in the upper part of the Earth's crust as determined by measurements of absolute rock stress", Naturwissenschaften 61, pp. 468 - 473.
- Hoek, E., 1992. "Support design for hard rock mining - A progress report", Key Lecture, Int. Symp. on Rock Support in Mining and Underground Construction, Sudburg, Ontario, Canada.
- Hubbert, K.M., D.G. Willis, 1957. "Mechanics of hydraulic fracturing", Petrol. Trans. AIME, T.P. 4597, 210, pp. 153 - 166.
- Hudson, J.A.; Cooling, C.M., 1988. "In situ rock stresses and their measurement in the UK. I. The current state of knowledge", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol.25, no.6, p.363 - 370.
- Hyett, A.J., 1990. "The potential state of stress in a naturally fractured rock mass", Ph. D. Thesis, Univ. of London.
- Kim, K., J.A. Franklin (coordinators), 1987. "Suggested methods for rock stress determination, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 24, pp. 53 - 73.

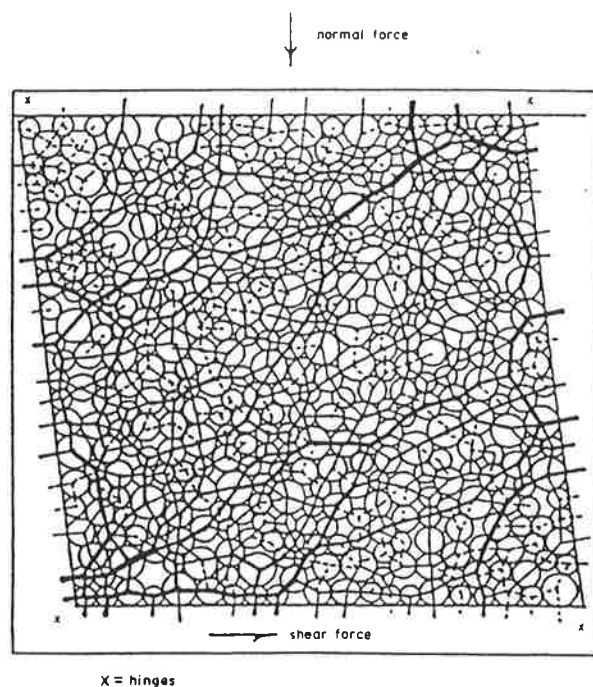
- Lee, M.Y., B.C. Haimson, 1989. "Statistical evaluation of hydraulic fracturing stress measurement parameters", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 26, pp. 447 - 456.
- Leijon, B. A., 1981. "Bergspänningsmätningar i LKAB's gruvor, 1979-1980", Teknisk Rapport 1981:67 T, Tekniska Högskolan i Luleå.
- Leijon, B. A., 1988. "Rock stress measurements using the LUT-Gauge overcoring method", Ph.D. thesis, Div. of Rock Mechanics, Luleå University of Technology.
- Leijon, B. A., 1989. "Relevance of pointwise rock stress measurements - an analysis of overcoring data", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 26, pp. 61 - 68.
- Ljunggren C., 1990. "New developments in hydrofracturing stress measurement techniques and a comparison to the HTPF method", Doctoral Thesis 1990:82 D, Luleå University of Technology, Luleå.
- Ljunggren C., M. Persson. "Beskrivning av databas - bergspänningsmätningar i Sverige", Djupförvar Projekt Rapport PR D-95-017, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm, 21 p.
- Ljunggren, C., H. Klasson, 1996. "Rock stress measurements at the three investigation sites, Kivetty, Romuvaara and Olkiluoto, Finland, Volume 1", Work report PATU-96-26e, Posiva Oy, Finland, 99 p.
- Martin C.D; Read R.S; Lang P.A, 1990. "Seven years of in situ stress measurements at the URL. An overview", *Rock mechanics contributions and challenges. U.S. symposium*. 31 (Golden)
- Martin, C.D. & Chandler, N.A., 1993. "Stress heterogeneity and geological structures", *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 30, No.7*, pp. 993 - 999.
- Martin, C.D., R. Christiansson, 1991. "Overcoring in highly stressed granite - the influence of microcracking", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 28, No.1*, pp. 53 - 70.
- Martin, C.D., Read, R.S., N.A. Chandler, 1990. "Does scale influence in situ stress measurements ? - Some findings at the Underground Research Laboratory", *Proc. 1st Int. workshop on scale effects in rock masses, Loen, Norway, Balkema, Rotterdam*, pp. 307 - 316.
- Nord, G., H. Stille, 1997. "Bergspänningars betydelse i teorin och praktiken", *Bergmekanikdagen 1997*, SveBeFo.
- O'Rourke, J. E.; Rey, P. H., 1987. "Design guidelines and instrumentation for in-situ stress and rock discontinuity conditions in coal mines", *International Journal of Coal Geology*, Vol. 8, No. 4, pp. 325-338.

- Pinto Da Cunha, Antonio, (Ed), 1990. "Scale effects in rock masses", Proc. 1st international workshop on scale effects in rock masses, Loen, Norway, June 1990
- Ratigan, J.L., 1982. "An examination of the tensile strength of brittle rock", Proc. 23rd US Symp. Rock Mech., Berkeley, SME/AIME, pp. 423 - 440.
- SPSS, SPSS® for Windows™ : "Base System User's Guide, Release 6.0". SPSS Inc., Chicago IL., 1993.
- Stille, H., G. Nord, 1990. Kompendium i Bergmekanik. Avd. För Jord och bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm.
- Tunbridge, L.W., Hansen, S.E., J. Kristiansen, 1993. "In-situ stress measurements and their application in the design of the Gjøvik Olympic mountain hall", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 30, No. 7, pp. 977 - 980.
- Warpinski, N.R., L.W. Teufel, 1991. "In situ stress measurements at Rainier Mesa, Nevada test site - influence of topography and lithology on the stress state in tuff", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 28, No.2/3, pp. 143 - 161.
- Wikman, A., Bergsten, K.Å., Söder, P.E., C. Ljunggren, 1995. "Bergspänningsmätningar på Arlanda, Arlandabanan, Flygstationsområdet", Projekt-rapport Banbrytarna.



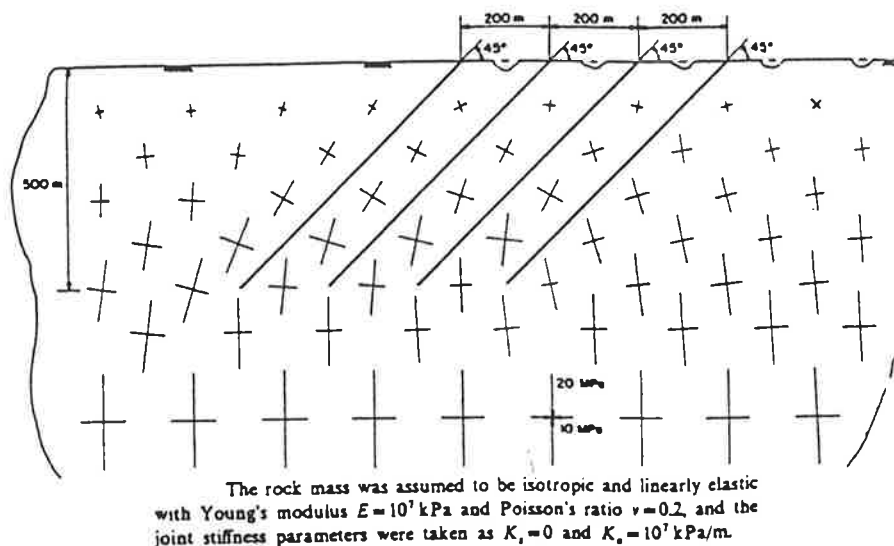
Figur 5.2 Spänningsvariationer som funktion av tiden i korn och matrix. Figuren visar schematiskt variationerna i drag/tryckspänningar i korn-korn kontakter.

Studerar vi punktkontaktsskalan kan konstateras att spänningsfördelningen är mycket varierande. Cundall (1979) diskuterade spänningsfördelningen i en granulär bergmassa med hjälp av 2-D diskreta element beräkningar, Figur 5.3.



Figur 5.3 Spänningsfördelningen i ett granulärt material, här representerat i form av tvådimensionella diskar. Magnituder och riktningar på kontaktkrafterna har beräknats med diskret element teknik.

I den större skalan är det diskontinuiteter representerat av sprickor, sprickzoner etc som ger upphov till spänningsomfördelningar. Med ökande last kommer antalet kontakter att öka, vilket får till följd att spänningsfördelningen blir jämnare utmed diskontinuiteten. Spänningarnas orientering påverkas också avsevärt av sprickor och/eller förkastningar, Figur 5.4.



Figur 5.4 Diskontinuiteters inverkan på spänningsfördelning och spänningsorientering.

Spänning definieras vanligen som en tensor i en punkt, och därmed är spänningen ej heller skalberoende. Men på grund av bergets naturliga heterogenitet inklusive diskontinuiteter, som orsakar stora variationer i bergspänningarna, är det mer meningsfullt att, på ingenjörsvägar, betrakta bergspänningar som "verkan av medelkraften per areaenhet" (Cornet, 1993, Cuisiat och Haimson, 1992). Detta leder omedelbart in på frågeställningen om vilken areaenhet som skall involveras vid beräkningen av bergspänningarna. Det senare leder i sin tur till frågeställningen om bergspänningarnas skalberoende (scale dependency).

Berg besitter en komplex struktur och det finns sällan utrymme att beskriva alla heterogeniteter i bergmassan. För att hantera frågan om bergets uppbyggnad kan man istället utnyttja konceptet "ekvivalent kontinuum material" respektive konceptet "Representative Element Volume (REV)", där bergmassan representeras av ett "ekvivalent" kontinuum och homogent material. REV är den minsta volymen i det idealiserade materialet som kan anses vara representativt för den verkliga bergmassan. Bergspänningar definieras enligt ovanstående koncept som

$$\sigma = F / \bar{a}$$