

BeFo

Bergmekanikdag 1990

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 5 APRIL 1990**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm April 5, 1990**

Redigerad av Menachem Finkel

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1990**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid.
INLEDNINGSANFÖRANDE	
Bergmekanikdagen 25 år	7
Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo, Stockholm	
Några intryck från konferensen "Rock at Great Depth" i Pau, Frankrike <i>Impressions from the Symposium "Rock at Great Depth", Pau, France</i>	13
Ove Stephansson, Tekniska Högskolan i Luleå	
Fältundersökningar av nedåtgående igensättningsbrytning i Garpenbergsgruvan <i>Field investigations of undercut and fill mining at the Garpenberg mine</i>	15
Norbert Krauland, Rolf Tjärnlund, Boliden Mindeco	
Nedåtgående igensättningsbrytning med tillämpning på gruvan i Garpenberg <i>Undercut and fill mining applied on the Garpenberg mine</i>	35
Lars Hässler, KTH	
1990-TALET – NATURGASENS DECENNIUM	47
<i>The 90's – the Natural Gas Decade</i>	
Inledare: Mats Alestam, Sydkraft AB	
Gaslagringens krav på bergmekaniken <i>Gas storage makes demands upon rock mechanics</i>	53
Ulf Lindblom, Chalmers Tekniska Högskola och GECON AB	
LNG i oinklädda berggrum <i>LNG in rock caverns</i>	65
Lars-Olof Dahlström, Chalmers Tekniska Högskola	
Maxtryck för vattentätade naturgaslager <i>Maximum pressure for unlined gas storages with watercurtains</i>	75
Carl-Olof Söder, Chalmers Tekniska Högskola	
Bergmekaniska undersökningar vid val av plats för naturgaslager i Finland <i>Rock mechanics surveys in site selection for natural gas storage in Finland</i>	85
Pekka Särkää, Neste Oy Naturgas	

Försöksanläggning för inklädda gaslager i Grängesberg <i>Pilotproject for lined cavern for gas storage in Grängesberg</i> Håkan Sandstedt, TYRÉNS/Vattenfall Håkan Stille, Skanska	101
Naturgaslagring i inklädda bergrum i Halland — förundersökningar, design och funktion <i>Storage of natural gas in sealed hard rock caverns in Halland — preinvestigations, design and function</i> Per Tengborg, Sydkraft AB Leif Stenberg, Carl-Axel Triumf, Sveriges Geologiska AB (SGAB)	111
DISKUSSION	133
DET BERGMEKANISKA FORSKNINGSPROGRAMMET I GRUVTEKNIK 2000 <i>The rock mechanical research programme in the Mining Technique 2000 Project</i> Inledare: Bengt Leijon, SGAB	139
Oscarprojektet — storskalig skivpallbrytning i Kiirunavaara gruva <i>Oscar Project — Large scale sublevel stoping in Kiirunavaara mine</i> Ove Stephansson, Tekniska Högskolan i Luleå Taisto Paganus, LKAB, Kiruna	147
Databanker för bergmekaniska konstruktionselement i svenska gruvor <i>Databanks for rock mechanics construction elements in Swedish mines</i> Alvaro Herdocia, Jonny Sjöberg, Tekniska Högskolan i Luleå	171
Metodik för dimensionering av mellanskivor — en epilög från Näslidengruvan <i>Analysis of crown pillars at the Näsliden mine</i> Anders Nyström, BeFo Luleå Bengt Leijon, SGAB Norbert Krauland, Boliden Engineering	181
DISKUSSION	197
ANLÄGGNINGSARBETEN I SVERIGE OCH UTMOLANDS <i>Construction work in Sweden and abroad</i>	199
Tunneldrivning i vittrad gnejs. Vattenkraftverk i Norrköping <i>Tunneling in a wheathered gneissic rock mass for a hydro electric power station at Norrköping</i> Nils Granlund, Lars Lundström, Hagconsult	201

- Ras i utloppstunneln vid Norränge kraftverk 209
Collapse of a section in the tailrace tunnel at Norränge power station
Anders Heiner, VBB, Håkan Stille, Skanska
- Lager för medel- och lågaktiva avfall i Olkiluoto, Finland. 217
Bergmekanisk modellering och uppföljning under byggskedet
Final repository for operating waste at Olkiluoto, Finland
Rock mechanical calculations and follow-up during the excavation phase
Erik Johansson, Harri Kuula, Saanio & Riekkola Oy
Hannu Silvennoinen, Tero Laurila, Suomen Malmi Oy
Kennert Röshoff, BEMEK Geomekaniska Instrument AB
- Underjordiskt pumpkraftverk i Guangzhou, Kina 231
Underground pumped storage power station at Guangzhou, China
Feng Wen, GPSJVC, Guangzhou, China
Anders Carlsson, Rolf Christiansson, Per-Erik Söder, Vattenfall HydroPower AB
Tommy Olsson, Lars Hansen, Golder Geosystem AB

INLEDNINGSANFÖRANDE

Bergmekanikdagen 25 år

Tomas Franzén, BeFo

Årets "bergmekaniska betraktelse" hålls tjugofem år efter den första bergmekanikdagen 1965. Ämnet får anses väl etablerat; det konstaterade vi redan på tjugooårsdagen för fem år sedan. Vi gjorde då en del återsblickar. Bl a fick våra högskoleinstitutioner tillfälle att presentera sina olika profiler. Vi försökte också skåda en del in i framtiden. Det här är väl dokumenterat i rapporten från 1985 och vi har inte funnit anledning att åter göra sådana översikter, men det kan ändå vara intressant att knyta an till några ämnen som då togs upp och notera hur läget är idag.

1985 var man i färd med att starta drivningen av Kymmentunneln i Värmland med **fullborrning**. Nu har vi också hunnit avverka Saltsjötunneln om 7-8 km inklusive en omfattande uppföljning i BeFos regi, vilken avrapporterades vid ett välbesökt seminarium på SIAB i höstas i samband med publiceringen av våra forskningsrapporter.

Saltsjötunneln

Fullborrning i Stockholmsgranit

- Ingenjörsgéologi och vatteninläckning
- Drivningsdata
- Arbetsmiljö
- Omgivningspåverkan

Och nu har man just valt entreprenör för att borra den s k Ormen under Vasastaden och Östermalm. Det är alltså VA-verkets 3 km långa utjämningsmagasin som ska förhindra bräddning av avloppsvatten vid häftiga regn. Det blir även här SIAB som borrar och med samma Atlas Copco-maskin, som gick i Saltsjötunneln.

Vattenfall, genom Kraftbyggarna i Luleå, står f ö i begrepp att köpa en maskin för att borra 10 km tunnel med 6 m diameter för kraftverket i Klippen i övre Umeälven.

De senaste åren har alltså inneburit ett genombrott för den här tekniken. Men givetvis kommer det att sprängas tunnlar också; fullborrningen kan inom överskådlig tid bara konkurrera i vissa tillämpningar, där dess speciella fördelar kan komma till sin fulla rätt.

1985 var vi i ett intensivt planeringsskede för det som då kallades Framtida malmbrytning. Nu, fem år senare, står vi mitt i den stora femåriga satsningen från STU och gruvindustrin, som går under det väl kända namnet **Gruvteknik 2000**. I detta program har Bergmekaniken en central plats som ett av de största s k FoU- områdena. Det kommer vi att få höra mer om av Bengt Leijon och andra senare idag.

Detta program - "G 2000" - har också bidragit till att gruvföretagen beslutat att satsa på en egen utvecklingsorganisation som ska vara förlagd till Luleå och arbeta med gemensamma utvecklingsprojekt över hela kedjan dvs prospektering och brytningsteknik, mineralbehandling, underhåll, teknik etc. Mineralindustrins Teknikutveckling (MITU) kallas den här stiftelsen som är under etablering under våren och då får ta över det administrativa ansvaret för G 2000-programmet. Vi diskuterar nu hur vi fortsättningsvis bäst ska kunna organisera en god samordning med det nya BeFo-program som vi nu planerar och som får en mera anläggarorienterad profil än tidigare. Fortfarande är det ju uppenbart att vi har stora gemensamma intressen mellan gruvindustri och anläggare, speciellt på bergmekanikområdet.

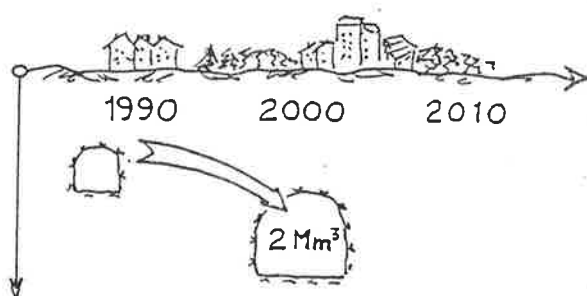
Avsikten är att MITU ska arbeta enligt väl beprövat BeFo-mönster, dvs med ett litet kansli som planerar och organiserar forskningsprojekt men inte har egna anställda forskare. Och en viktig resurs är då Högskolan i Luleå. Ett huvudskäl för etableringen av MITU har man ansett vara att det ska ge ytterligare möjligheter att stimulera samarbetet mellan gruvindustrin och högskolan. Högskolan i Luleå är en viktig rekryteringsbas för gruvorna och f n ser man över högskolans organisation på geområdet. Detta om Gruvteknik 2000, som alltså var i sin linda 1985 och som också har rötter i den tidigare s k Forskningsgruvan i Luossavaara.

Det tredje ämnet jag ville ta upp från Bergmekanikdagen 85 har också anknytning till högskolevärlden. Det framfördes då starka önskemål från anläggningsindustrin om en **professur i ingenjörsgéologi**. Även detta är på väg att bli verklighet i och med att en tjänst har utlysts på KTH vid institutionen för Jord- och bergmekanik. Den har fått benämningen Teknisk géologi med en betoning på berg- och jordartsfysik, kemi och hydrogéologi. Man pekar särskilt på beständighetsfrågor som vittring och korrosion samt miljögéologi, exempelvis urlakning och spridning av föroreningar.

Sakkunniga är utsedda som nu granskar kandidater till tjänsten. Om inte proceduren blir alltför långdragen bör vi kunna ha en professor utsedd till hösten.

Värt att nämna i detta sammanhang är också att man på KTH höll ett tvådagars seminarium i mars i samverkan mellan de berörda institutionerna Vattenbyggnad, Mark- och vattenresurser och Jord- och bergmekanik över temat forskning och utbildning inom ingenjörsgéologin. Speciellt uppmärksammade man de insatser som har gjorts genom åren inom specialämnet byggnadsgéologi, bl a genom Carl Olof Morfeldt, Erik och Ingrid Saare och inte minst Jüri Martna som fick tillfälle att

hålla en intressant och tankeväckande föreläsning om tunnlar, stabilitet, grundad på mångårig erfarenhet inom och utom landet, och med en del av det personliga, ibland smått filosofiska, perspektiv, som Jüri gärna lägger på gränsområdet mellan den egentliga geologin och bergmekaniken. En rapport från seminariet planeras till sommaren.



Om man nu ska vända blicken framåt och bedöma **marknadssituationen för bergbygget** så är det naturligt att utgå från våra s k framtidsseminarier som vi höll på BeFo 1988 som en förberedelse för planeringen av ett nytt forskningsprogram. De här seminarierna, som närmast var av workshop-karaktär, dels med företrädare för branschen, dels för beställarkategorin, pekade på en tydlig ökning av antalet berg- och undermarksanläggningar under nittiotalet. Mycket grovt uppskattat talade vi om en fördubbling av utbruten volym under mark eller ett par miljoner m^3 per år inom anläggningssektorn. Under sjuttiotalet bröt man dock under flera år ytterligare dubbelt upp för de oljelager, kraftverk, tunnelbanor m m som då var under byggnad.

Efter våra seminarier har i alla fall tendensen att marknaden ökar bara blivit ytterligare bekräftad. Inför ett inlägg om det framtida undermarksbygget på Elmia i höstas kunde jag finna en hel del exempel, både på näraliggande projekt och sådana som planeras på lite längre sikt.

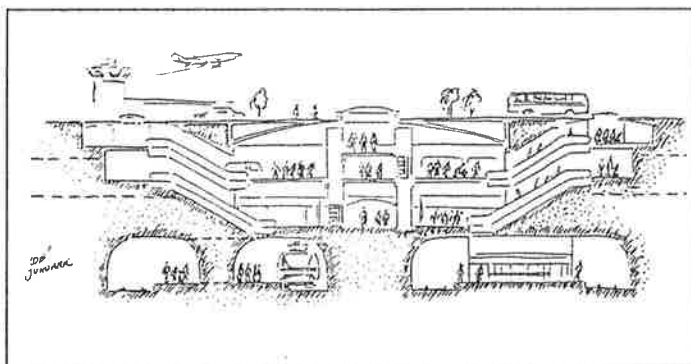
Några aktuella arbeten som visar att vi lever "i en brytningstid": Norra Länken, bl a med känslig tunnelsprängning alldeles invid Karolinska sjukhuset; Södersjukhuset, ett nytt försörjningssystem i form av bergtunnlar under de föråldrade kulverterna i källarplanet; nya tunnelbanestationer mot Skarpnäck samt "Ormen Långe" som jag nämnde tidigare.

Klippen är också nämnt och vi får höra ett föredrag om Holmens kraftverk i Norrköping i eftermiddag. På vattenkraftsidan är det annars främst mindre underhålls- och ombyggnadsarbeten som är aktuella. Det är kanske missvisande att säga "mindre"; här har vi att se fram emot ganska stora underhållsinsatser framöver, i och med ökande behov i äldre anläggningar. Däremot kommer det inte att tillföra så många kubikmeter "losshållet berg" i vår statistik. Ett mera dramatiskt exempel på "underhåll och reparation" får vi senare idag i föredraget om raset i Norränge. Förhoppningsvis ska det framtida underhållet kunna planeras och utföras så att man lyckas förebygga sådana händelser. Kraftbyggarna i Ludvika (som kommer att heta Vattenfall HydroPower) har planer på att införskaffa en speciell undersökningsubåt just för sådana ändamål.

Den "eviga diskussionen" om Österleden vill jag balansera med ett klipp ur Göteborgsposten för en månad sedan där man på allvar diskuterar ett tunnelalternativ för Götaleden. Det påminner en del om Fjellinjen i Oslo i det att man kan få en möjlighet att eliminera en tät trafikström som idag effektivt skär av förbindelsen mellan vattnet vid hamnområdet och den övriga staden.

I Göteborg pågår också en intressant konvertering av ett tidigare oljelager för deponering av slam från reningsverken. Projektet har föregåtts av en intressant beslutsprocedur med syftet att få såväl politiker som den allmänna opinionen att vara delaktiga i att finna en bra lösning på slamproblemet.

"Tåg i källaren" betydde under min uppväxt modelljärnvägar, men det har fått en ny innebörd vid Stockholm Södra och det är i högsta grad aktuellt vid Arlanda. Och järnvägstunnlar planeras som bekant på flera andra håll i landet.



Listan kan göras lång och jag ska bara komplettera med gasen som ska ned på djupet, SKB:s berglaboratorium likaså och flera av våra gruvor, där man nu tillreder för brytning på åtta och nio hundra meters djup under marken.

Och så det glädjande faktum att några nya utlandsprojekt faktiskt har kommit i gång även om de kanske borde kallas nygamla; både Uri-projektet och Saudiarbeten har funnits med i planeringen i många år, men nu är man faktiskt på plats med kontrakt i hand.

Marknadsläget tycks alltså förhållandevis ljus och inspirerande för närvarande. Den reservation som vi trots allt bör göra idag är att vi kanske får finna oss i att en del av de storstilade planerna måste revideras något om vi, som det nu ser ut, börjar gå mot ett sämre konjunkturläge. Samtidigt är det uppenbart att det finns investeringsvilligt kapital bara man hittar de rätta formerna för finansieringen.

Grundat på dessa marknadsbedömningar och våra huvudmäns uttalade prioriteringar planeras nu BeFos kommande ramprogram utifrån huvudområdena "ytligt belägna tunnlar", där valvbildning vid liten bergtäckning är ett ämne, omgivningspåverkan vid tunneldrivning i känsliga miljöer ett annat, det må vara sprängning eller fullborrning, konsekvenser av undermarksbyggande alltså.

Byggandet på **stora djup** motiverar fortsatta insatser på förundersökningsteknik, bergspänningar och brottmekanismer samt förstärkningsverkan.

Vi planerar också för ett ökat engagemang i frågorna kring **undermarksplanering** i samverkan med den grupp som finns etablerad vid länsstyrelsen i Stockholms län, landstingets regionplanekontor och Stockholms stadsbyggnadskontor och där också BFR visar ett aktivt intresse.

Slutligen vill jag åter ta fasta på de aktuella och smått modebetonade orden som präglar en stor del av samhällsdebatten inför nittio-talet, **infrastruktur** och **miljö**. För oss som anläggare ligger det nära till hands att peka på detta att infrastrukturen, det är de system och funktioner som har till uppgift att tjäna samhällets primära verksamheter och gärna i det tysta, även om det kan verka otacksamt ibland för oss byggare; den stora uppmärksamheten får vi ju oftast när de här systemen inte fungerar ... men det ligger i sakens natur och det är ju hit vi vill nå, att den "primära verksamheten" kan få fortgå ostörd och oberörd medan vi i vår undermark bygger valv i bästa samklang med naturen.

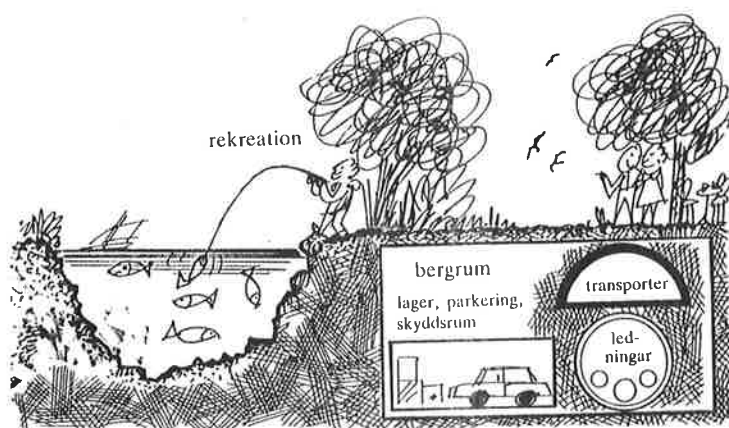


Illustration: Karin Feltzin

NÅGRA INTRYCK FRÅN KONFERENSEN "ROCK AT GREAT DEPTH" I PAU, FRANKRIKE

Impressions from the Symposium "Rock at Great Depth", Pau, France

Prof Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå

Den franska nationalkommittén för bergmekanik (ISRM) tillsammans med Society for Petroleum Engineers (SPE) stod som värdar för symposiet om berg på stort djup. Det var första gången som organisationerna förenade sig i ett gemensamt möte, något som dock slog mycket väl ut. Av beräknade 250 deltagare kom det ca 800 till den medelstora staden Pau vid foten av Pyreneerna. Arrangemangen fungerade väl trots ovanan att tjänstgöra som kongressstad och trots intermezzo med bombhot av föreläsningssalarna. Mycket av framgången både med det vetenskapliga innehållet och de praktiska arrangemangen skall tillskrivas presidenten Vincent Maury och hans ordförande för organisationskommittén Dominique Fourmaintraux. Båda var på mammas gata i Pau och hade hela Elf Aquitaine - det franska gas och oljebolaget - i ryggen. Elf har ett imponerande bergmekaniskt laboratorium i Pau med V. Maury som aktiv, dynamisk ledare. Han är tillika en virtuos på pianot som han med stor uppskattning demonstrerade på banketten.

Symposiet arrangerades i 4 tema:

- Fysikaliska och mekaniska egenskaper hos berg och bergmassor på stort djup
- Stabilitet, flytning och brott runt öppningar på stort djup
- Fluidernas roll vid flytning och brott i berg
- Bestämning av regionala spänningar

Resultaten redovisas i tre symposievolym, varav två är utkomna i april 1990. De två första volymerna innehåller 130 bidrag från 35 länder. Under symposiet arrangerades en rad specialsymposier som alla var av hög kvalité och som kommer att tryckas i volym 3. Bergmekaniker rekommenderas att ta del av innehållet i dessa volymer. Här följer ett axplock av intryck från symposiet:

- japanerna har intagit en tätplats vad gäller experimentell testning av berg och bergarter
- akustisk emission har blivit ett viktigt verktyg i tolkningen av brottprocesser och deformationsmekanismer
- röntgen i kombination med tomografi har blivit ett viktigt redskap i studiet av porositet och mikrosprickbildning i bergarter
- spricknätsmodellering med diskar och andra geometrier på sprickorna ökar i stor omfattning

- höga bergspänningar har registrerats i sprickfattig granitisk berggrund vid URL i Kanada och diskontinuiteter i spänningarna förekommer
- en spänningsberoende E-modul för berg ger nya brottformer kring cirkulär öppning
- temperaturen hos spolvatten (mud) påverkar stabiliteten hos djupa hål

Sverige deltog i mötet med fem vetenskapliga bidrag och ett dussintal deltagare på symposiet i Pau.

Referens

Maury, V. and Fourmaintraux, D. 1989/90. Rock at Great Depth. Proceedings ISRM-SPE International Symposium, Pau, 1989-08-28--31, volym 1, 2 och 3 (under tryckning). Balkema, Rotterdam.

Summary

This contribution gives a short overview of the ISRM/SPE Symposium "Rock at Great Depth", Pau, France, August 1989, and exposes some of the highlights of the symposium.

FÄLTUNDERSÖKNINGAR AV NEDÅTGÅENDE IGENSÄTTNINGSBRYTNING I GARPENBERGSGRUVAN

Field Investigations of Undercut and Fill Mining at the Garpenberg Mine

Norbert Krauland, Rolf Tjärnlund, Boliden Mindeco, 936 00 Boliden

ALLMÄNT

Brytningsmetoden

Malmen i Garpenberg bryts med nedåtgående igensättningsbrytning (NIB). Detta innebär att man bryter ut 4,5 m höga horisontella skivor i den brantstående malmen och återfyller brytningsrummet med cement-stabiliserad anrikningssand när malmskivan är utbruten. Nästa malm-skiva bryts under denna cementstabiliserade fyll, som då bildar taket i brytningsrummet. Brytning sker således skivvis nedåtgående.

Nedåtgående igensättningsbrytning används där malmens hållfasthet är så låg att förstärkning av malmen, som bildar tak i konventionell uppåtgående igensättningsbrytning, antingen blir tekniskt för svår eller medför väsentligt högre kostnader än NIB.

NIB infördes i Garpenberg 1974 som huvudbrytningsmetod. Produktionen uppgick då till 200 kton/år och har sedermera höjts till 300 kton/år.

NIB i Garpenberg är dock inte utan problem:

- kostnader blir höga p g a hög cementförbrukning och småskalighet hos brytningen
- störningar förekommer i form av ras ur fyllskivan
- kunskaper om det bergmekaniska funktionssättet av NIB saknades i stor utsträckning. När metoden infördes var den i huvudsak baserad på empiriska grunder. Detta innebär att det är svårt att vidareutveckla metoden i Garpenberg eller att överföra den till andra förhållanden.

Gruvledningen i Garpenberg initierade därför en bergmekanisk studie av NIB. Studien började med fältundersökningar för att kartlägga de styrande mekanismer. Undersökningarna fortsatte sedan i form av ett BeFo-projekt vid Institutionen för Jord- och bergmekanik vid KTH i samarbete med Boliden för att med hjälp av modellstudier utreda dessa mekanismer och anvisa utvecklingsmöjligheter för NIB.

Syftet med fältundersökningarna

Det övergripande syftet med NIB-projektet var att ur bergmekanisk synpunkt kartlägga och studera de mekanismer och faktorer som påverkar stabiliteten av fyllskivan. Denna kunskap är nödvändig

- för att ta fram en kravspecifikation på fyllskivan
- för att vidareutveckla NIB i Garpenberg till en ekonomiskt bättre brytningsmetod med än större driftsäkerhet
- för att kunna överföra NIB framgångsrikt till gruvor med annorlunda bergförhållanden.

Fältundersökningarnas syfte var att i gruvan kartlägga de mekanismer och faktorer som styr fyllskivans beteende, betingat av både brytnings-systemet och de geologiska förhållandena. Därmed skapas förutsättningar för att med hjälp av modeller närmare kunna studera dessa mekanismer.

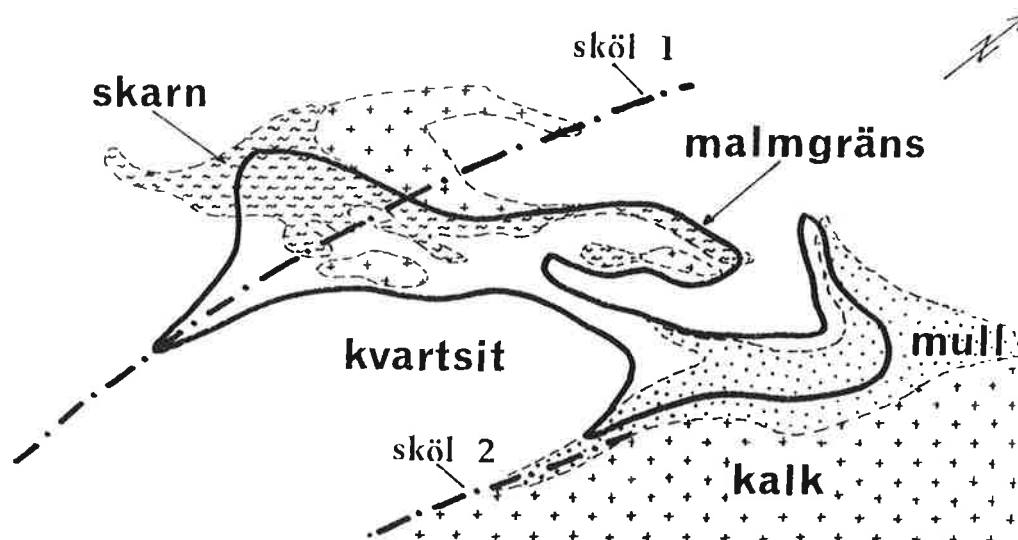
GARPENBERGSGRUVAN

Allmänt

Garpenbergsgruvan ligger 12 km NO om Hedemora. Förutom Garpenbergsgruvan finns i området även Garpenberg Norra, ca 3 km norr om Garpenbergsgruvan, och Dammsjöfyndigheten, som ligger mellan dessa två gruvor.

Geologi och bergförhållanden

Strandgruvemalmen är en komplex sulfidmalm som innehåller zink-blände och blyglans med betydande halter av silver. Malmen är knuten till talkomvandlat tremolitskarn. Bergmassan består av svaga talkskiffrar med något starkare skarnpartier och hårda kvartsitpartier, se Figur 1. I norra delen förekommer mull, vilket är sekundärt hydrotermalt omvandlat berg. Ur geoteknisk synpunkt är mull ett siltmaterial med extremt låg hållfasthet.



Figur 1. Geologi och skölar
Geology and faults

Liggväggen utgörs av en kraftigt förskiffrad kvartsit och häng-väggen av en bandad kalksten med en mäktighet av 120 m. Därefter följer hårda kvartsiter.

Bergarterna, som är starkt förskiffrade, stryker NE-SW och stuper 75-80° mot SE.

Bergarternas hållfasthetsegenskaper framgår av Tabell 1.

Tabell 1: Bergarternas enaxiella tryckhållfasthet och E-modul

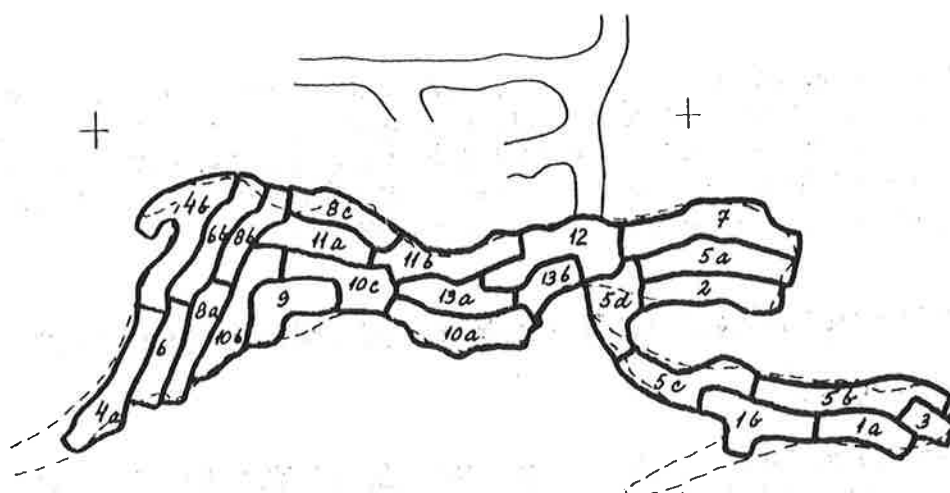
	σ_c MPa	E GPa
Skarn i malm	110 - 200	94
Fast malm i biotitskarn	66 - 100	45
Fast malm i kvartsit	113 - 205	62
Talkskiffer	28 - 38	18
Kalksten i malm	35	

Malmbredden varierar mellan 3 och 25 m.

Inom området har två betydande skölzoner karterats. Deras orientering är parallel med bergarternas skiffrighet. Sköl 1 sträcker sig från dagytan till minst 800 m djup. I Strandgruvans norra del ligger sköl 1 40 m in i liggväggen och skär igenom malmens södra del enligt Figur 1.

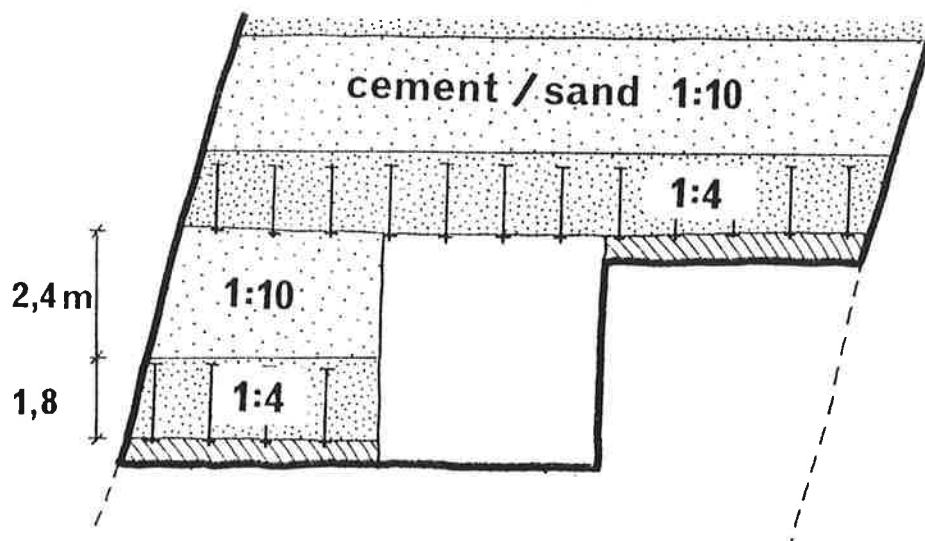
Brytningsmetod

Både Strandmalmen och Mullmalmen bryts med NIB. Malmen bryts i 4.5 m höga horisontella skivor. Överstiger malmbredden 8 m sker brytning inte över hela malmbredden utan istället i form av 5 m breda strossar. Efter brytning av en stross återfylls den varefter intilliggande stross bryts, se Figur 2.



Figur 2. Brytning av malmen i strossar, skiva 398 m avv
Mining by drift and fill, 398 m level

När hela malmbredden är uttagen övergår man till nästa underliggande skiva. Brytning sker således skivvis nedåtgående under ett tak av cementstabiliserad fyll. Fyllskivans konstruktion framgår av Figur 3.



Figur 3. Fyllskivans konstruktion
Composition of fill

Återfyllningsmaterialet består av cyklonerad anrikningssand och cement. Fyllens hållfasthetsegenskaper framgår av Tabell 2.

Tabell 2: Mekaniska egenskaper hos cementstabiliserad fyll

Cementhalt %	σ_c MPa	E GPa	ϵ_{brott} ‰
10	1 - 1,5	0,3 - 0,45	~6
20	4,0 - 5,2	0,7 - 1,8	~6

För att motverka uppspjälkning pga skiktbildning bultas den nedre delen av fyllskivan med 1,8 m långa kamstålsbultar med 20 mm diameter vilka numera placeras ut före gjutning av fyllskivan. Strossväggarna bultas vid behov med 20 mm kamstålsbult med 2,3 m eller 2,7 m längd. Bergbultning kompletteras vid behov med betongsprutning.

FÄLTUNDERSÖKNINGAR - METODER OCH OMFATTNING

Karteringar

Systematiska karteringar utfördes från dagytan ned till lägsta brytningsnivå för att kartlägga problemområden och för att erhålla kvalitativ information om brottmekanismer och andra orsaker till problem.

Brytningsrummens väggar samt fylltaken karterades m a p sprickbildning, sönderbrytning och utras. Även fyllens hållfasthet, sammansättning och skiktbildning i fyllen karterades.

Karteringarna gällde även sättningar och uppsprickningar i sidoberget.

Mätningar

Sidobergets rörelser:

Sättningar ovanjord följdes upp genom avvägningsmätningar och utvärdering av flygfotos tagna vid olika tidpunkter (1968, 1981). Även underjord utfördes avvägningsmätningar på olika nivåer från schaktet till malmen och, där möjligt, ut i hängväggen.

Mätningar i malm och fyll:

Mätningarna koncentrerades till brytningsrummen och deras närmaste omgivning för att kartlägga rörelserna och belastningar hos fylltak, fyllen i återfyllda strossar och sidoberget.

Följande typer av mätningar användes:

Vertikala rörelser mättes

- med slangvattenpass i horisontella hål
- genom avvägning av stänger upphängda i fyllskivan på 448 m avvägning; de var förankrade på 0,5 m, 2 m och 5 m höjd ovanför fylltaket. Stängerna förlängdes vid övergång till nästa skiva.
- vertikala förskjutningar i fyllen mättes med Interfels Incremental Extensometer över 1 m mätintervaller

Horisontella rörelser mättes

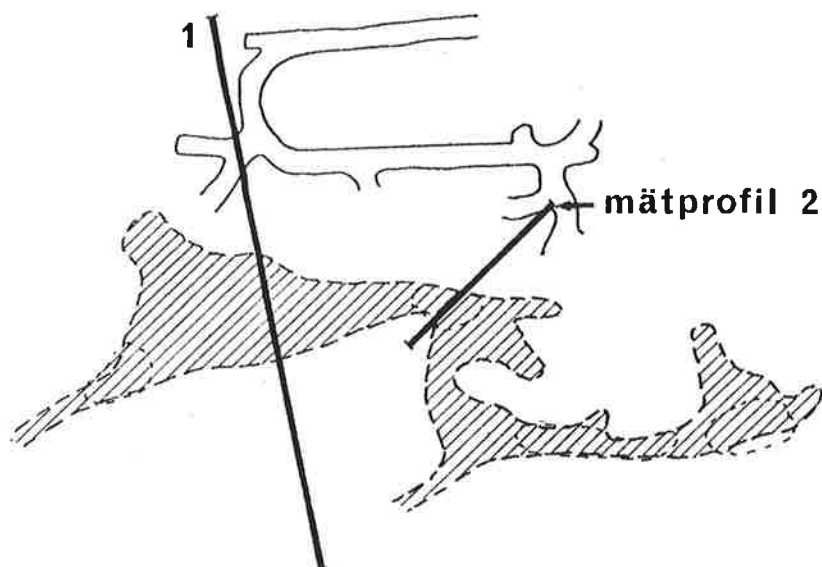
- med horisontella multipla extensometrar genom fyll och sidoberg
- med konvergensmåttband i öppna rum

Fylltryck mättes

- med horisontellt och vertikalt monterade Glötzlceller

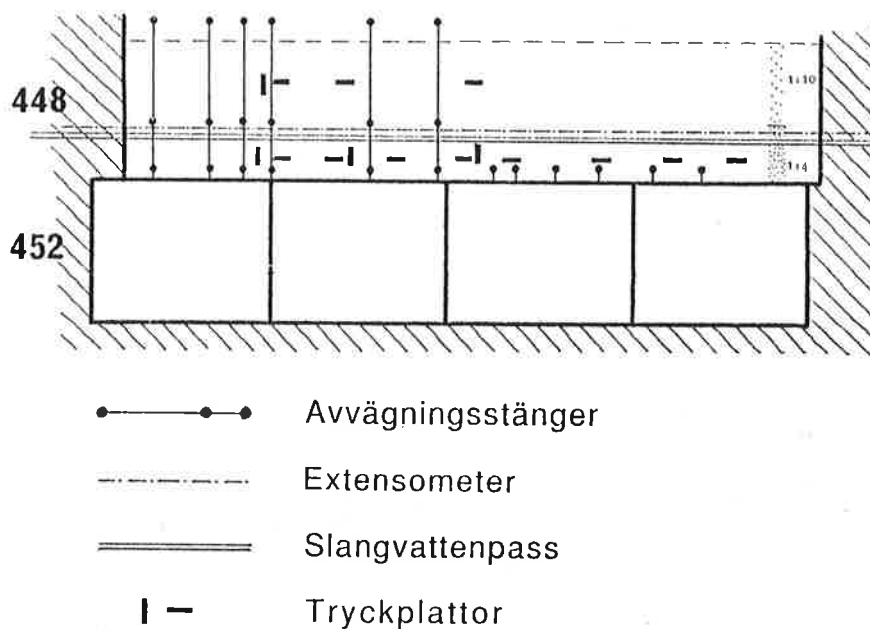
I övrigt användes flera olika typer av mätningar för att mäta upp den relativa rörelsen mellan malmsula, fyll i stross och fylltak. En sammanställning av mätningarnas omfattning ges i Bilaga 1.

Mätningarna i malmen gällde i huvudsak två mätprofiler som installerades på 448 m avv enligt Figur 4. Därigenom täcktes förhållanden i både en bred och en smal malmsektion.



Figur 4. Mätprofilernas läge, 448 m avv
Location of measuring profiles

Instrumenteringen i sektion 1 framgår av Figur 5. Mätningarna följdes upp under brytning av 5 skivor. För att kontrollera fyllens rörelse högre upp ovanför brytningsrummet installerades extensometrar och mätrör för slangvattenpassmätningar även på 431 m avv och 381 m avv tvärs genom fyllen. Konvergens i smala malmsektioner mättes även på 520 m och 555 m avv.



Figur 5. Instrumentering av mätprofil 1
Instrumentation of measuring profile 1

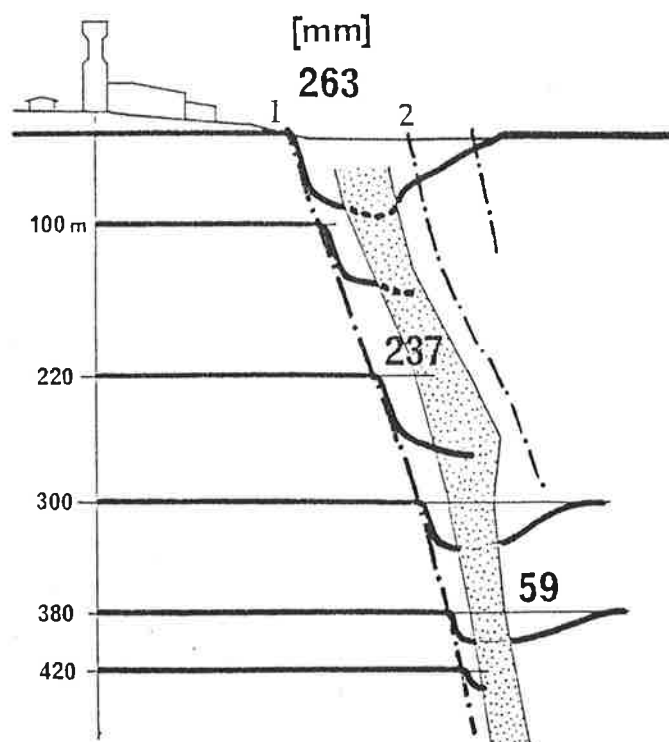
RESULTAT

Bergmekaniska observationer i sidoberget

Sättningar av markytan uppgår till ett maximalt belopp av 15 m ovanför malmen (mätt 1981). Tydlig sprickbildning i både häng- och liggväggen av malmen har karterats. Sättningsområdet i liggväggen begränsas skarpt av sköl 1, vilket framgår av avvägningsresultaten i Figur 6.

I malmen är sättningarna klart synliga med sättningsbelopp av flera meter i de övre nivåerna, där brytningsmetoder med endast delvis återfyllning användes. NIB infördes på 300 m nivå. Nedanför denna är sättningsbeloppen betydligt mindre.

Även på hängväggssidan av malmen är sättningarna betydande.



Figur 6. Sättningar i tvärprofil mellan 1983 och 1987
Subsidence in cross section between 1983 and 1987

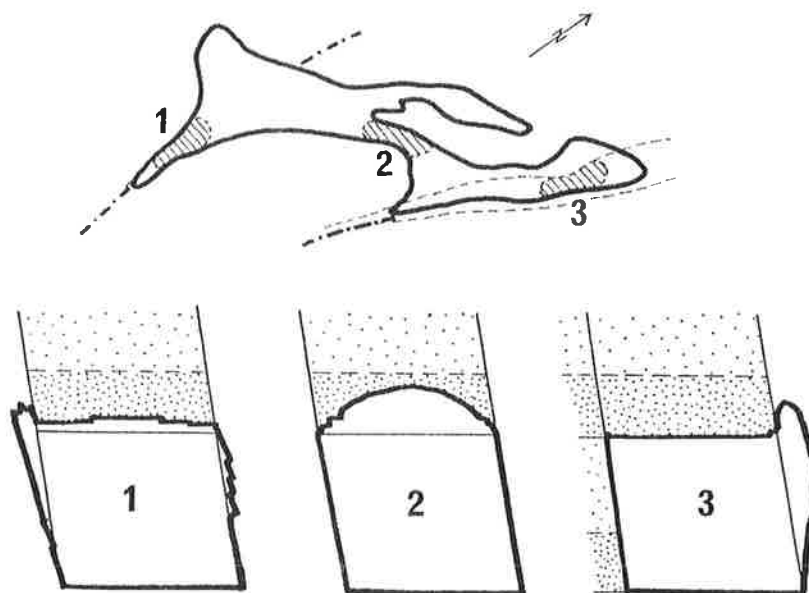
Mätningar och observationer i och omkring brytningsrummen

Visuella observationer

Problemområden: Genom kartering av ras och uppsprickningar har man inom malmen kunnat fastställa några områden som regelbundet har vållat problem.

1. Brytning av malmens sydpets i anslutning till sköl 1 (Figur 1 och 7) har alltid varit förknippad med besvär i form av sönderbrytning av sidoväggar och ras ur fyllskivan.

2. Övergången mellan huvudmalmkroppen och mullmalmen är smal. Fylltaket spjälkar upp regelbundet i detta område, Figur 7. Liknande takuppspjälkningar observeras även på de djupare nivåerna där malmen är smal och förlöper i malmens generella strykningsriktning.
3. I mullmalmen spjälkar ofta sidoväggarna upp. När en viss bredd av sidoväggen har kalvat in, fortsätter inkalvningen uppåt intill fylltaket, så att det förlorar sitt upplag i sidled. Fortsätter processen tillräckligt resulterar den i takras, se Figur 7.



Figur 7. Problemområden
Problem areas

Fyllen: I fyllen observeras ofta vertikala sprickor vinkelrätt mot strossriktningen. Avståndet mellan sprickorna är i allmänhet 6 -15 m. Det har kunnat fastställas entydigt att sprickorna bildas innan underliggande malmskivan bryts. Orsaken till sprickbildningen kan vara krympning, men är inte helt klarlagd. Dessa sprickor förorsakar dock inte väsentliga problem.

Skiktbildning och inhomogenitet hos fyllen karterades med hjälp av en enkel inträngningstest med en Morakniv. Resultaten visade markant skiktbildning och segregation. Den grova fraktionen av fyllmaterialet deponeras nära fyllens utsläppspunkt medan finfraktionen av sanden och cement transporteras längre.

Fyllskivans upplag: Där sköl 1 ligger inom liggväggen observerades vid upprepade tillfällen skjuvrörelser längs skölen. Detta innebär att fyllskivans upplag inte är fasta. Fylltaket har då följt upplagens rörelser.

Där malmen bryts i flera strossar observerades ofta i den angränsande återfyllda strossen en öppen slits med 5 till 20 cm höjd upp till fylltaket. Ibland observerades skjuvbrott i fyllen på sättningar i malmsyltan under fyllen.

Vattentillrinning: Vattentillrinningen till gruvan sker i huvudsak i kalkpartiet i hängväggen.

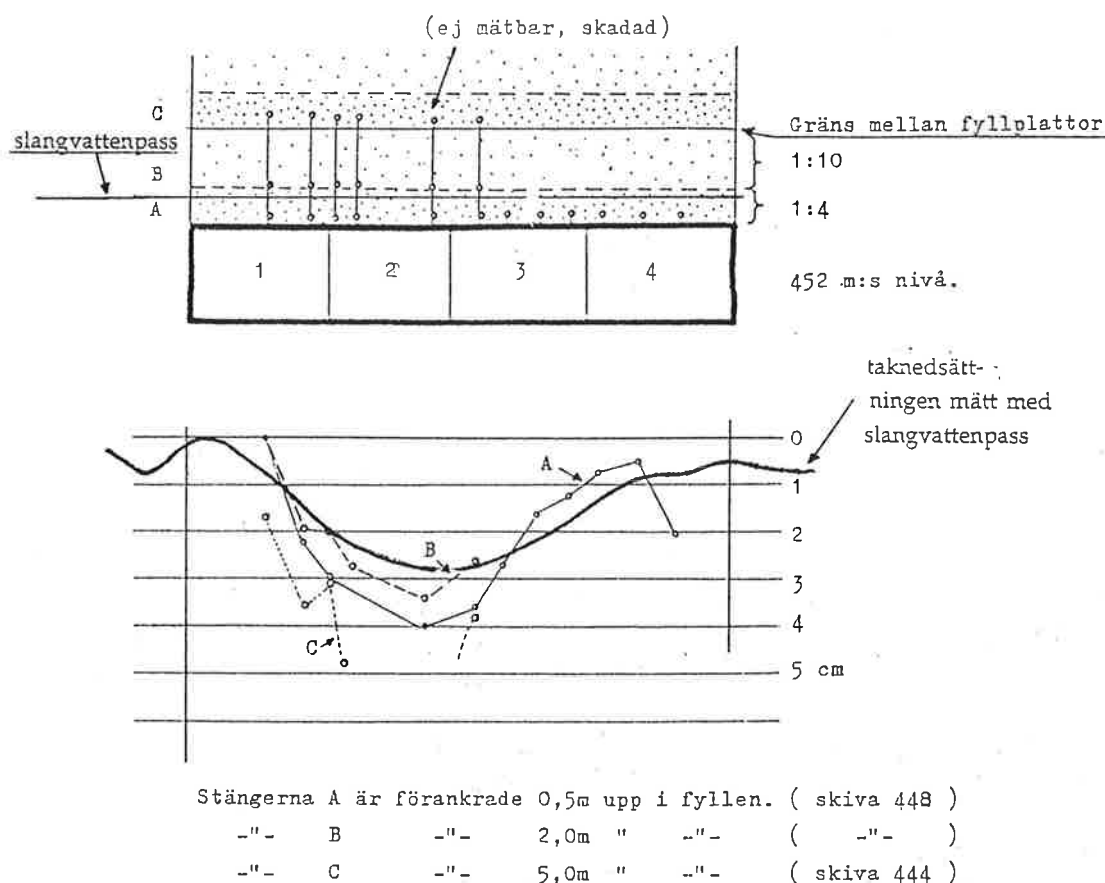
Vattnet minskar fyllmaterialets hållfasthet och kan även utgöra en belastning på fyllskivan. Största negativa effekten har vattnet på mullmalmen. I orört skick är den hårdpackad och har styv konsistens. Vertikala sidoväggar kan då utformas i mullmalmen. Utsätts mullen för vatten förlorar den snabbt sin kohesion och blir i extremfall flytande.

Mätningar - Profil 1

a) Vertikalrörelser

Figur 8 visar avsänkning på 448 m nivå när underliggande malmskiva på 452 m nivå bröts ut (strossarna 1 - 4). Avsänkning mättes genom avvägning. Maximal nedböjning av takskivans underkant är 40 mm. Taknedsättningskurvas form liknar kurvan för en balk med en längd motsvarande malmbredden.

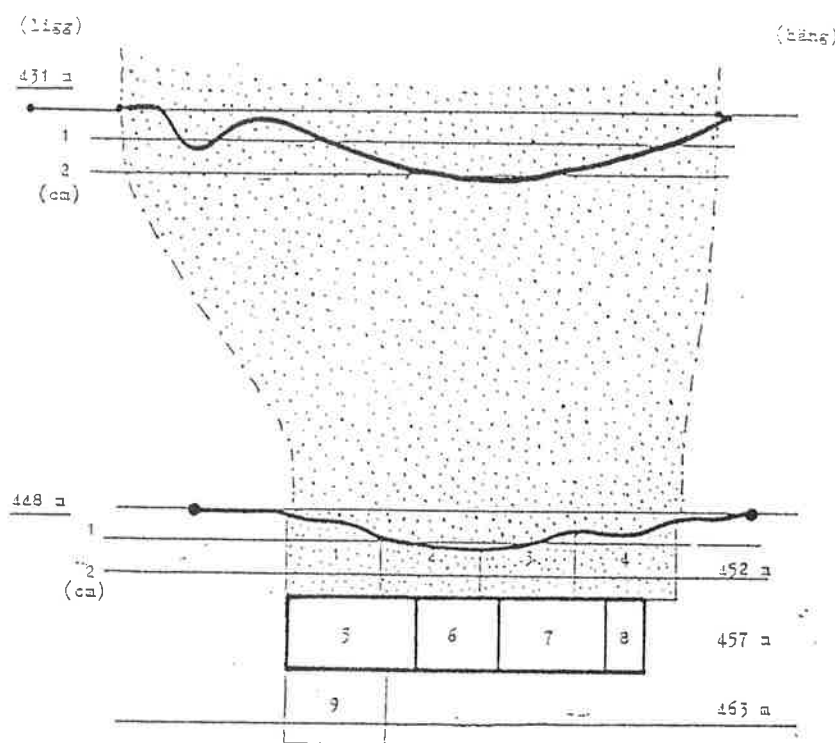
Figur 8 visar även taknedsättningen uppmätt med slangvattenpass. Mätningar med dessa två metoder som är helt oberoende av varandra visar god överensstämmelse med avsänkingskurvas form och avsänkingsbelopp.



Figur 8. Fylltakets nedsänkning mätt med precisionsavvägning och slangvattenpass, mätprofil 1

Fill roof deflection measured by precision levelling and by water level in horizontal borehole, profile 1

Figur 9 visar avsänkningen p g a brytning av strossarna 5 - 8 på 457 m nivå. Maximala avsättningsbeloppet är ca 12 mm. Avsänkningen på 431 m nivå mättes med slangvattenpass och uppstod under brytning av strossarna 3 och 4 på 452 m avvägning och strossarna 5 - 8 på 457 m avv.



Figur 9. Sättningar i fyllen på 431 m och 448 m avv som följd av brytning av skiva 457 m, mätprofil 1
Settlement of fill at 431 m and 448 m level due to mining of slice at 457 m level, profile 1

b) Konvergens och fylltryck

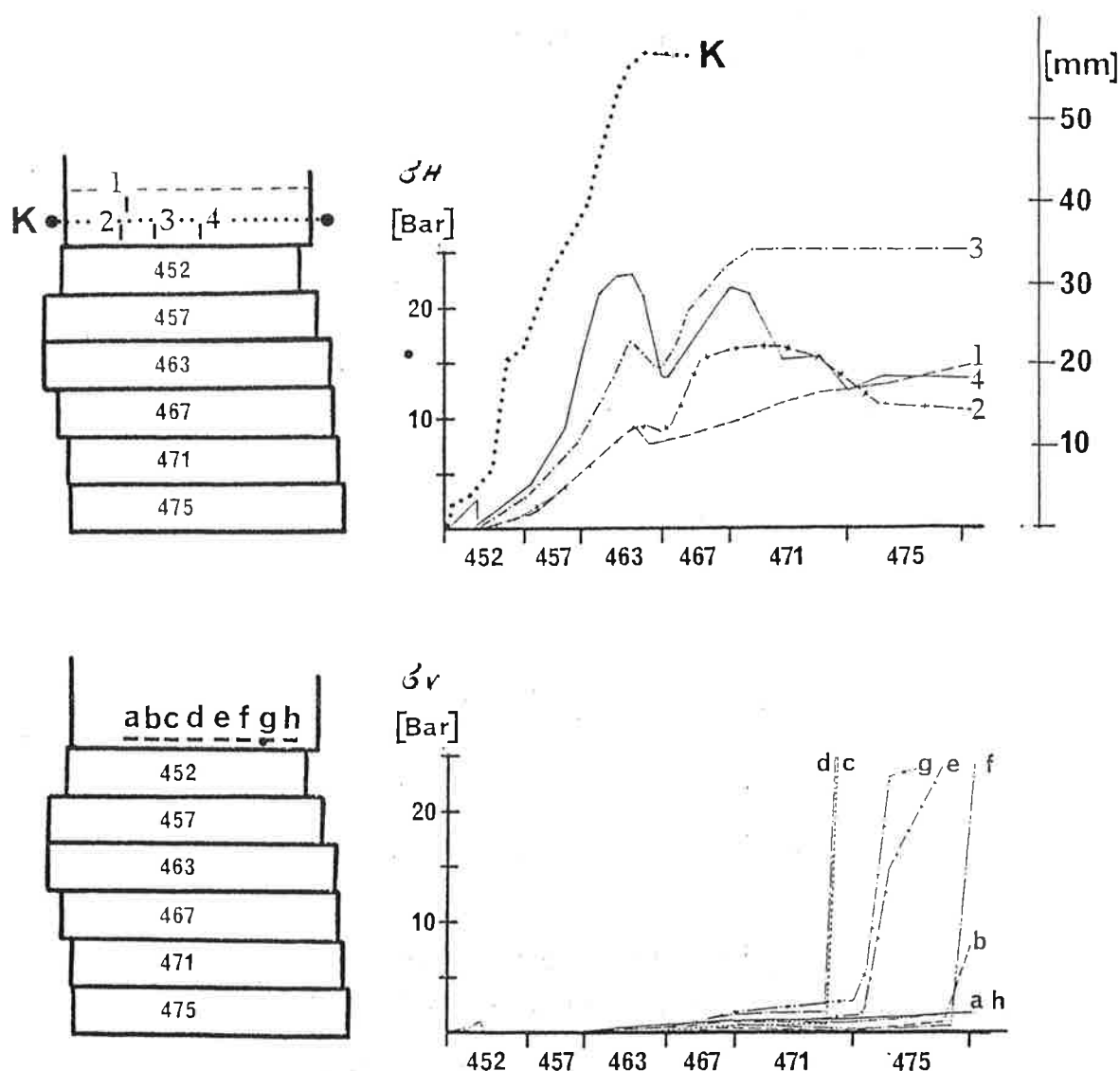
Figur 10 visar konvergens, d v s minskning av avståndet mellan häng- och liggväggen; den uppgår efter brytning av en skiva till 24 mm och efter 3 skivor till ca 60 mm.

Horisontaltrycket i den nedre delen av fyllen stiger ungefär proportionellt med konvergensens tills ett tryck av 2 MPa är uppnått efter brytning av två skivor (452 m, 457 m). Under brytning av de nästa tre skivorna (463 - 471 m) varierar trycket starkt och stabiliseras omkring 1 MPa (skiva 475 m).

Vi tolkar detta så att fyllens hållfasthet är uppnått vid ett tryck av 2 MPa. Efter ytterligare hoptryckning uppnås ett stationärt triaxiellt spänningstillstånd under brytning av skiva 475 m.

Sättningar av fyllen registreras med en horisontell extensometer som divergens, som överlagras den pågående konvergens. Detta ger som resultat bilden av en avtagande konvergens eller t o m divergens. Denna

typ av mätresultat uppträder under brytning av skiva 463 m. Därefter upphörde mätstationen att fungera.



Figur 10. Konvergens, horisontaltryck och vertikaltryck i fyll på 448 m avv, mätprofil 1

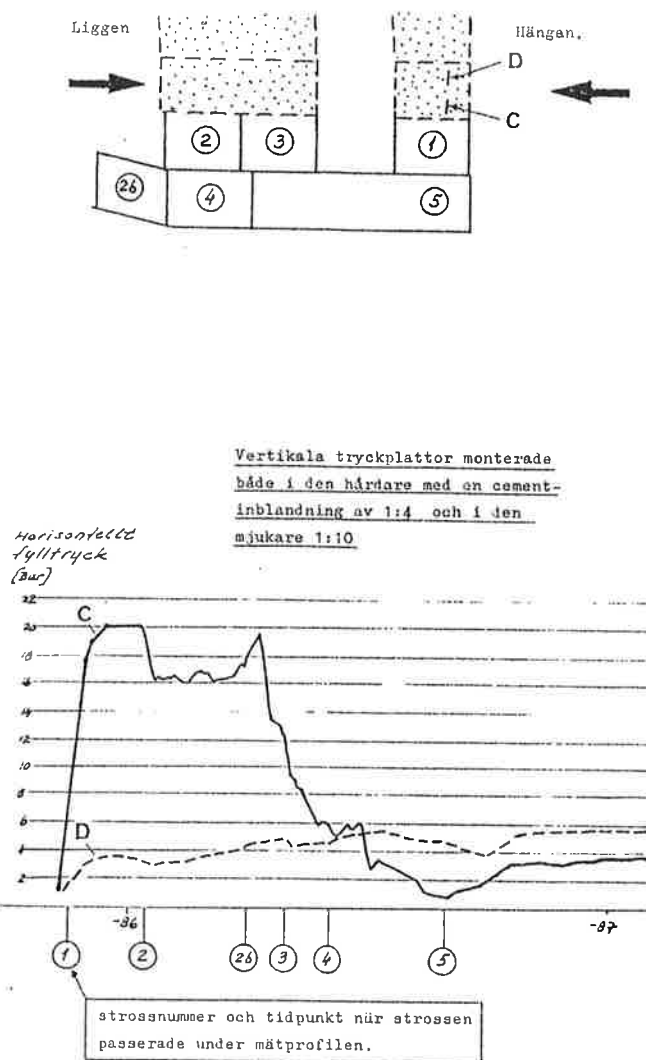
Convergence, horizontal and vertical fill pressure at 448 m level, profile 1

Trycket i mätcell 1 i den övre delen av fyllskivan med 10 % cement stiger endast till 0,4 MPa under brytning av de första två skivorna och stabiliseras slutligen också vid 1 MPa.

Vertikaltrycket förblir obetydligt under brytning av de första två skivorna. Enda tryckuppbyggnad sker när mätcellen ligger ovanför malm intill en öppen brytningsstress. Under brytning av de nästa tre skivorna ökar vertikaltrycket sakta, men stiger plötsligt till över 2,5 MPa under brytning av skivorna 471 m och 475 m.

Mätningar - Profil 2

Figurerna 11 och 12 visar konvergens- och tryckutveckling i Profil 2



Figur 11. Horisontaltryck i fyll, mätprofil 2, 448 m avv
Horizontal fill pressure, profile 2, 448 m level

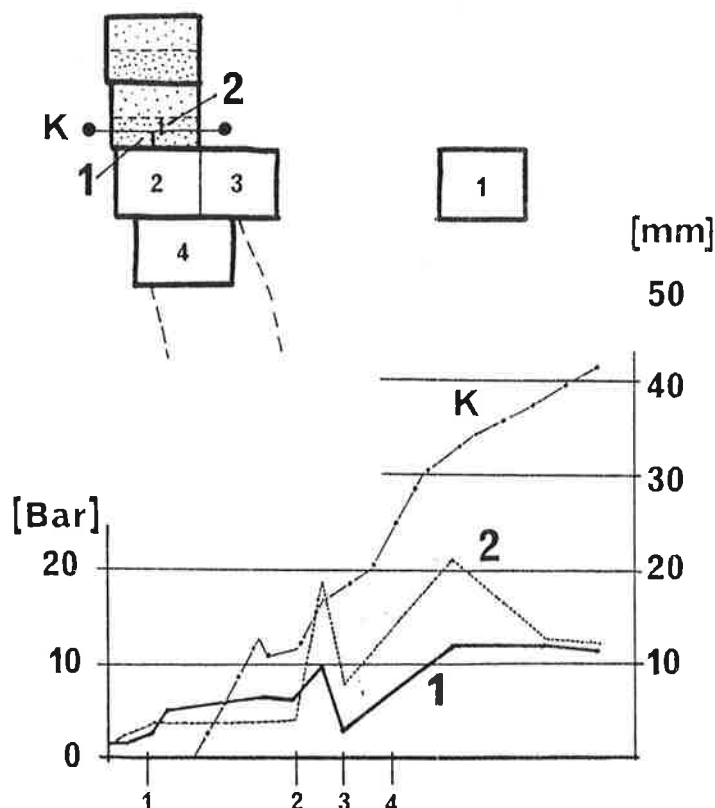
på avvägningarna 452 m och 463 m: konvergensförloppet liknar det i Profil 1. Fylltrycket stiger snabbt, sjunker och stiger åter till ca 2 MPa. Det sjunker sedan igen efter ytterligare konvergens. Brott i fyllens nedre del inträffar här redan under brytning av en enda skiva vid ett maximalt tryck av 2 MPa.

Ett försök att bestämma deformationsmodulen för fyllen ur konvergens och tryckökning i fyllen ger följande resultat:

fyll med 20 % cement: $E_{20} = 0,68 \pm 0,21$ GPa

fyll med 10 % cement: $E_{10} = 0,3 \cdot E_{20} = 0,2$ GPa

Dessa värden är att betrakta som den effektiva deformationsmodulen, inkluderande skal- och tidseffekter.



Figur 12. Konvergens och horisontaltryck i fyll, mätprofil 2, 463 m avv
Convergence and horizontal fill pressure, profile 2,
463 m level

Mätningar - Övriga brytningsrum

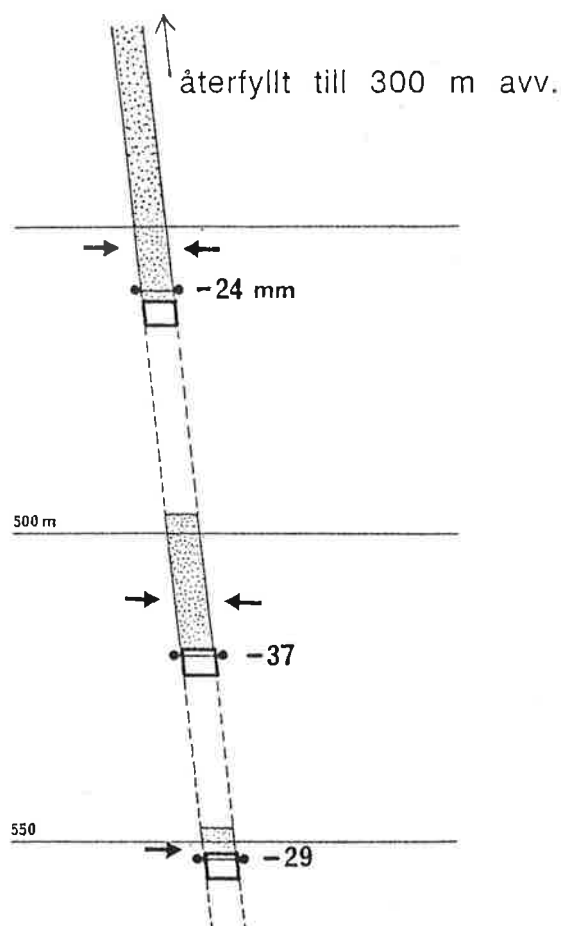
På avvägningarna 520 m och 555 m mättes konvergensen i brytningsrummen på tre olika höjder. Resultaten redovisas i Bilaga 2. I Figur 13 visas en jämförelse av konvergensen som påverkar fylltaket mellan nivåerna 463 m, 520 m och 555 m.

Figur 14 visar uppmätt konvergens vid 457 m avv i malm samt vid 448 m avv, 431 m avv och 381 m avv i fyll efter brytning av strossarna 1 - 5. Resultaten visar att konvergens påverkar fyllen till stor höjd ovanför brytningsrummet. Sannolikt är sättningarna stora på 381 m avv. De är inte mätta men sättningar i fyllen har observerats.

DISKUSSION

För att kunna beskriva fyllskivans funktionssätt och de funktionskrav som fyllskivan bör uppfylla för störningsfri brytning bör man kunna besvara följande frågor:

- belastas takskivan av ovanförliggande fyllskiva?
- vad är fyllskivans upplag och fyllskivans effektiva spännvidd?



Figur 13. Konvergens i smal malm på 448 m, 520 m och 550 m avv.
Convergence in narrow ore at 448 m, 520 m and
and 550 m levels

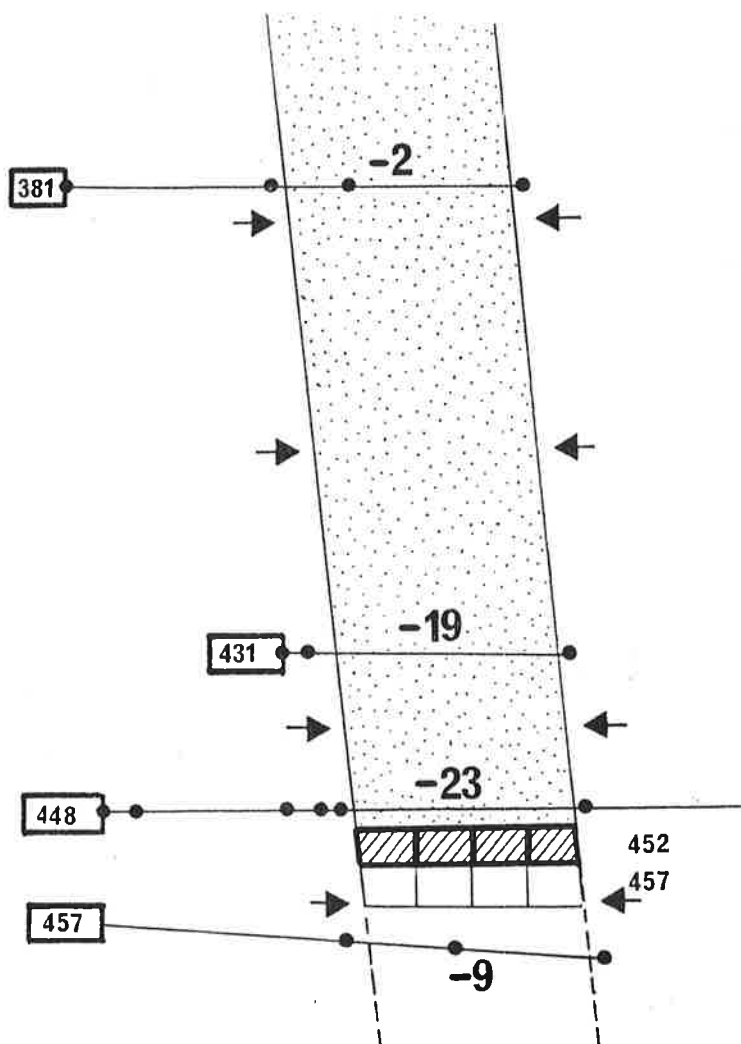
- hur påverkas fyllskivan av upplagsrörelser, både vertikala och horisontella?
- vilka spänningar uppstår i takskivan beroende på upplagsrörelser, spännvidd och belastning genom ovanförliggande fyll?
- hur påverkas takskivan genom strossvis utbrytning? Vad betyder strossarnas brytningsföljd?
- vilken hållfasthet och vilka deformationsegenskaper bör fyllen ha för att överleva dessa belastningar och deformationer?

I det följande kommer observationerna och mätningarna i Garpenberg att diskuteras med hänsyn till dessa frågor.

Belastningar och deformationer i takskivan

a) I vertikal riktning

Fylltrycksmätningarna i profil 1 visade att takskivan inte belastades av ovanförliggande fyllskiva. Detta innebär att den måste vara fribärande.



Figur 14. Konvergens på 457 m, 448 m, 431 m och 381 m av p g a brytning av skiva 452 m
Convergence at 457 m, 448 m, 431 m and 381 m level due to mining of slice 452 m

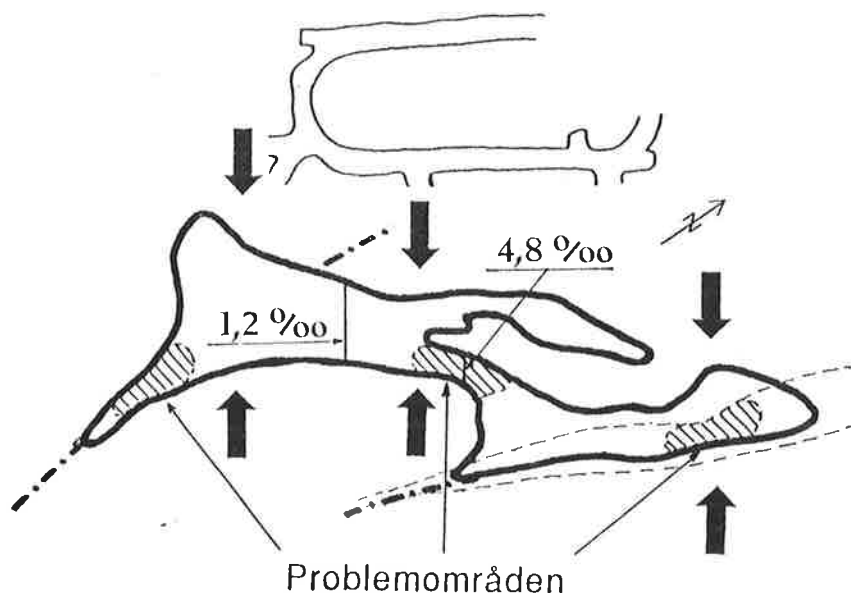
Enda ställena där ökat vertikalt tryck observerades var där malmen utgör upplag för takskivan intill en öppen brytningsstross. En motsvarande tryckökning ovanför fyll intill brytningsstrossen har inte observerats. Fyllen i strossen har således inte fungerat som upplagsstöd. Att taket är fribärande bekräftas även av den öppna slitsen som ofta förekommer mellan fyllen i strossen och fylltaket.

Avsänkningsmätningen gav en bild som visar nedböjning mellan malmupplaget och liggväggen. När sista strossen är utbruten fungerar häng- och liggvägg som upplag. Fyllskivan fungerar som en balk över denna spännvidd. Nedböjningen av takskivan påverkas inte av fyllen i de återfyllda strossarna.

b) I horisontell led

Den uppmätta konvergens i höjd med takskivan är måttlig (ca 25 mm) under brytning av en skiva. Den innebär dock en töjning av fyllen på 1,2 % i den breda delen av malmen (20 m bredd). I den smala delen

(5 m bredd) medför samma konvergens en töjning av 4,8 ‰, Figur 15. Detta motsvarar nästan den brotttöjning som uppmättes under enaxiell tryckbelastning i labbförsök vid långsam belastningsökning. Detta kan alltså förklara problemen med fyllskivans uppspjälkning och ofta förekommande ras i malmens smala del (profil 2). Även i de djupare brytningsnivåerna är dessa problem utpräglade i smala malmpartier.



Figur 15. Trycktöjning på grund av samma konvergensbelopp i bred och smal malm på 448 m avv.

Compressive strain due to same amount of convergence in wide and narrow ore section, 448 m level

Det maximalt uppmätta fylltrycket är ca 2 MPa i både den breda och den smala sektionen. Vid fortsatt ökning av konvergens minskar trycket. Detta tolkas som brott i fyllen. Fyllens enaxiella fullskaletryckhållfasthet inkluderande effekten av segregation, skiktbildning och bultning uppskattas därför till 2 MPa, att jämföras med 4 MPa för laboratorieproven. Bultning av fyllen anses ha effekten att delvis kompensera hållfasthetsminskningen pga segregering och skiktbildning.

Förhållanden i fyllen ovanför fyllskivan

Utvecklingen av konvergens och horisontal- och vertikalttryck i mätsektion 1 under brytning av 6 skivor tolkas enligt följande: maximal bärförmåga av den styva fyllen uppnås efter brytning av två skivor. Då är den övre delen av fyllskivan fortfarande intakt. Under brytning av de nästa tre skivorna varierar horisontalttrycket starkt i den nedre delen av fyllen; fullständig avlastning inträffar dock aldrig. Nedböjningen ökar och därmed stiger även vertikalttrycket. Den plötsliga ökningen av vertikalttrycket efter brytning av 5 skivor tyder på att hela fyllskivan kollapsar och inte längre är självbärande. Vertikalspänningarna blir högre än horisontalspänningarna. Samtidigt inträffar sannolikt betydande sättningar. Sådana har observerats i fyllen på högre nivåer.

I den smala sektionen observeras ett principiellt likartat förlopp. Det är dock snabbare eftersom kritiska töjningsvärden uppnås där i tidigare brytningsskeden än i den breda sektionen.

Upplagsrörelser

Den horisontella komponenten av upplagsrörelserna yttrar sig i form av konvergens. Dess betydelse har redan diskuterats.

Skjuvrörelser längs sköl 1 i liggväggen resulterar i upplagsrörelse i stupningsriktning av liggväggsupplaget. Det är att förvänta att de berör både takskivan och den underliggande malmen. På 383 m avvägning har sådana rörelser observerats i liggväggen och en avsänkning av ca 15 cm av hela takskivan har mätts relativt en referenspunkt utanför rörelseområdet.

Möjligheter och begränsningar i NIB:s användning

Bärfunktion

Fältundersökningarna av NIB i Garpenberg har visat att fylltaket är fribärande över hela malmbredden (>25 m) i Garpenberg utan stabilitetsproblem på en stor spännvidd. Den maximalt möjliga spännvidden känner vi inte till. Fyllens hållfasthet är således fullt tillräcklig i denna applikation. Konvergensens spelar sannolikt en viktig roll.

Däremot uppstår problem i smala sektioner genom konvergensens. Fyllens brottöjning av ca 5 % uppnås där, vilket resulterar i uppspjälkning och ras. Detta sätter en gräns för NIB:ens tillämpning i dess nuvarande form i Garpenberg. Det är att förvänta att konvergensens kommer att tillta både med djupet och med etagens utbrytningsgrad. Konvergensens kan knappast påverkas där sidoberget består av hårt berg. Den återstående möjligheten är att förbättra fyllskivans deformationstålighet, antingen genom att höja fyllmaterialets brottöjning eller genom att skapa en deformationsupptagande zon.

Omfattande undersökningar av Cementa med nuvarande fyllsand och variation av ett stort antal parametrar har visat att brottöjning av cementstabiliserad sand inte kan ökas dramatiskt. Den enda möjligheten att radikalt förändra fylltakets deformationstålighet är att införa en deformationszon.

Brytningsföljd

Man bör eftersträva en sådan brytningsföljd av strossarna att fyllskivans spännvidd ökas stegvist. Om brytningsföljden väljs så att pelare utformas i malmens mitt skapas antingen onödigt höga belastningar i taket eller så inträffar pelarbrott med åtföljande intras i brytningsstrossen.

SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Fältundersökningarna av NIB i Garpenberg har lett till följande slutsatser:

- NIB i dess nuvarande form har fungerat väl i Garpenberg, tack vare övervägande stor malmbredd och liten konvergens
- Fylltaket fungerar som en fribärande balk över hela malmbredden
- Fyllen i de återfyllda strossarna utgör inte upplag för fylltaket. Detta innebär dock inte att man kan överge strossvis brytning till förmån för brytning av hela malmbredden i ett steg.
- Den viktigaste begränsningen för NIB är låg deformationstålighet hos fylltaket mot konvergens. I smala sektioner medför den takproblem i form av uppspjälkning och takras. En ökning av fyllens hållfasthet skulle inte avhjälpa dessa problem.
- Sidoväggar av brytningsrummet som består av malm eller sidoberg fungerar som upplag. Sönderbrytning av dessa sidoväggar kan medföra takproblem i både smala och breda områden. Effektiv förstärkning är nödvändig. Vatten inverkar mycket negativt på dessa stöd i mullområdena.

Detta leder till följande rekommendationer:

- Man bör kvantifiera de kvalitativa samband som fältundersökningen har lett till genom modellering. Detta är en nödvändighet för att kunna styra vidareutveckling av NIB i rätt riktning. Den bör resultera i en bättre förståelse av NIB:s funktionssätt och en kravspecifikation på fyll.
- Man bör undersöka möjligheten att utveckla en "deformations-upptagningszon". Den skulle lösa problem i smala områden i Garpenberg. Dessa problem förväntas öka snabbt med djupet. En deformationsupptagningszon skulle också möjliggöra att överföra NIB till gruvor där konvergens är betydligt större.

REFERENSER

- Krauland, N., Christofferson, H., Norgren, N., 1977: Garpenberg - sättningar i markytan ovanför mullmalmen. PM, Boliden Mineral AB, 4p.
- Söder, P.E., 1982: Bergmekaniska observationer vid NIB i Garpenberg. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 1/82, 9p.
- Abrahamsson, S., 1982: Sättningar i anslutning till Strandgruvemalmen i Garpenberg. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 2/82, 7p.
- Abrahamsson, S., 1982: Kartering av Garpenbergsgruvan med avseende på sprickbildning, utveckling av rörelseplan i liggväggen. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 4/82, 1p.
- Abrahamsson, S., 1982: Bergmekanisk mätprogram till NIB. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 6/82, 10p.

Tjärnlund, R., 1983: Avvägningsmätning ovan och under jord vid Garpenbergsgruvan. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 7/83, 3p.

Nordquist, L., Tjärnlund, R., 1986: Garpenbergsgruvan - NIB projektet, delrapport 1, Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 3/86, 15p.

Tjärnlund, R., 1986: Vattensituationen i Garpenbergsgruvan - NIB projektet, delrapport 2, Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 13/86, 6p.

Tjärnlund, R., 1986: Bergmekaniska mätningar. NIB projektet, delrapport 3, Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 4/87, 47p.

Tjärnlund, R., 1987: Längdmätning och avvägningsmätning ovan och under jord vid Garpenbergsgruvan. NIB projektet, delrapport 4, Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 5/87, 5p.

Norelius, P., 1988: Provning av fyll för nedåtgående igensättningsbrytning i Garpenbergsgruvan. CM rapport T 88005, Cementa, 1988, 14p.

Tjärnlund, R., 1989: Uppföljning av fyllplattornas kvalitet i Garpenberg. NIB projektet, delrapport 6, Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 2/89, 13p.

Tjärnlund, R., 1989: Provdragning av bultar i Garpenbergs NIB-fyll. NIB projektet, delrapport 7, Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 3/89, 16p.

SUMMARY

The Garpenberg Mine, owned and operated by Boliden Mineral AB uses Undercut and Fill (UC&F) as the main mining method; it was introduced in 1974. The annual production is 300 kton.

The method was developed on mainly empirical grounds. An improved understanding of the rock mechanics of UC&F was required to allow further improvement of the method in Garpenberg and to allow its application to other mines with different rock mechanics conditions.

A rock mechanics study of UC&F was undertaken consisting of field investigations aiming at identifying the mechanisms that govern the stability of the fill, and of modelling work aiming at close examination of these mechanisms and identifying possibilities for improvement of UC&F. The model studies were carried out by the Department of Soil and Rock Mechanics of the Royal Institute of Technology in Stockholm and were funded by the Swedish Rock Engineering Foundation. In this paper the field investigations are presented.

The orebody in Garpenberg dips at 75°, and has a width of 3 to 25 m. In wide sections drift and fill is used. Rock strength is poor; part of the ore is completely decomposed resulting in a material equivalent to silt.

The field investigations comprised visual observations of failure phenomena and measurement of deformations of fill and sidewalls as well as fill pressure.

The results of the field investigations are summarized as follows:

- the free span of the roof consisting of cemented fill is equivalent to the width of the orebody in the final stage of mining a slice. The fill in backfilled drifts does not support the roof.
- the roof is selfsupporting and is loaded by its own weight and by compression due to convergence; it is not loaded by the fill above.
- roof problems in narrow sections are due to convergence resulting in excessive compressive straining of the fill roof.
- the rock sidewalls act as abutments for the roof. It is essential to support these properly.
- modelling is necessary to quantify and properly understand the relationships governing the stability of the roof in order to allow specification of the requirements on the fill
- it does not seem probable that a fill material can be developed that can take very large strains; the possibilities should be examined instead to develop a zone that can absorb large deformations due to convergence.

NEDÅTGÅENDE IGENSÄTTNINGSBRYTNING

- med tillämpning på gruvan i Garpenberg

Undercut and fill mining applied on the Garpenberg mine

Lars Hässler, Jord- och Bergmekanik, KTH

INLEDNING

Som tidigare nämnts hade man problem med taknedfall i Garpenberg. Tidigare utredningar hade inte givit något tillfredsställande svar på orsakerna till problemen. Ett BeFo-projekt startades därför hösten 1986 på KTH för att försöka utreda NIB's mekanismer, dels specifikt för Garpenberg, men även i ett större sammanhang.

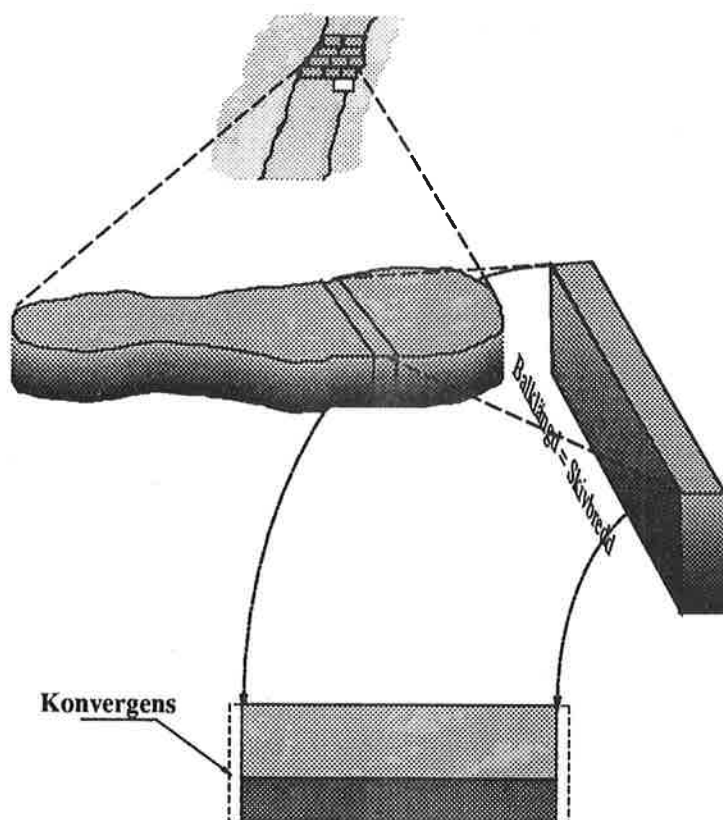
FÖRENKLINGAR

Den storskaliga problematiken runt NIB är mycket komplex så det beslöts att man i en första etapp skulle koncentrera utredningen mot enskilda takskivors stabilitet. Då Bolidens omfattande mätningar visat att takskivorna till stor del var fribärande ansågs det rimligt att betrakta dem som fristående. Även studier av enskilda fristående takskivor är dock geometriskt mycket komplicerat (kräver egentligen användande av tredimensionella FEM analyser).

Då malmkroppen är avlång beslöts därför att beskriva takskivorna som ett antal balkar parallella med konvergensriktningen (Se fig 1).

Problemet hade alltså reducerats till en studie av balkar utsatta för en hoptryckning, en konvergens.

Det är den studien som finns avrapporterad i BeFo-rapport 251:1/89. Det här föredraget sammanfattar bara något om använd metodik och principiella resultat. Den intresserade hänvisas till rapporten.

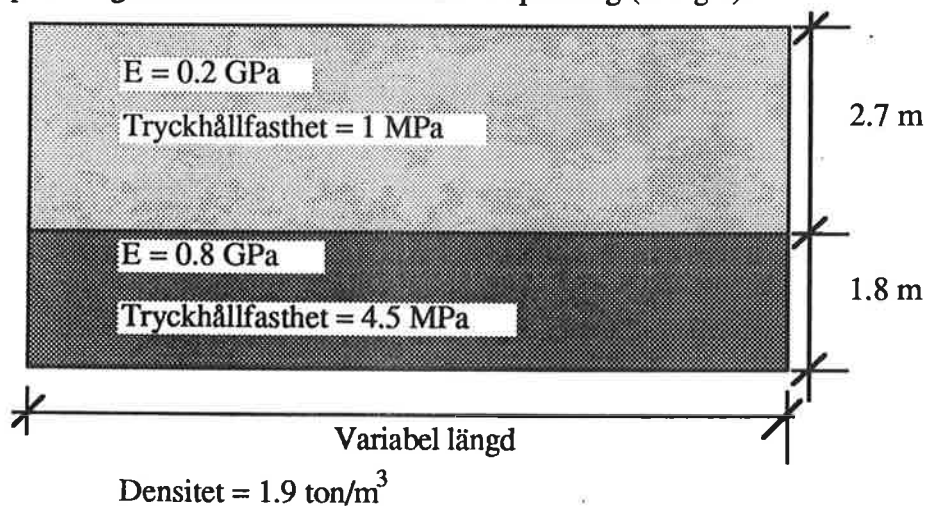


Figur 1: Förenklingar till en studie av balkar

Figure 1: Simplification to a study of beams

ANALYTISKA BERÄKNINGAR

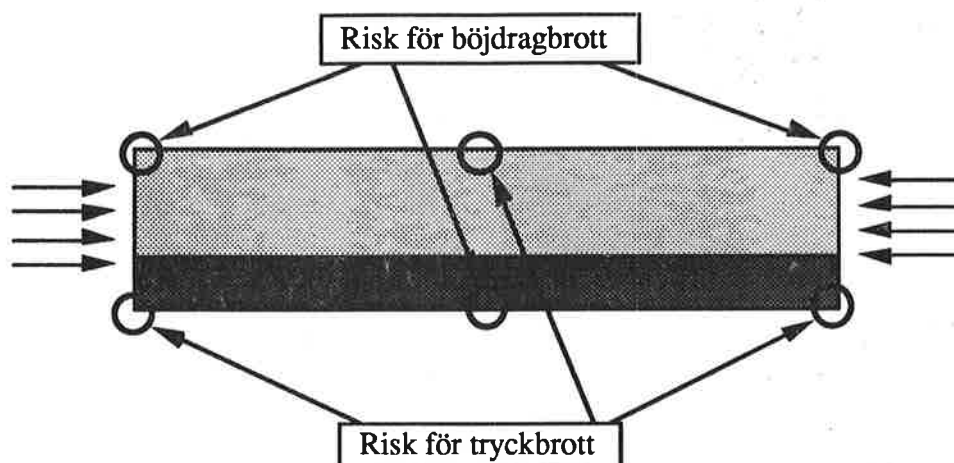
Redan på ett tidigt stadium gjordes ett stort antal analytiska beräkningar för att försöka klarlägga grundläggande orsaker till stabilitetsproblemen. Balkarna i beräkningarna betraktades som elastiska med egenskaper enligt då tillgängliga provningsresultat från takskivorna i Garpenberg (se fig 2).



Figur 2: Preliminärt ansatta egenskaper och takskivekonstruktion enligt Garpenbergskonceptet.

Figure 2: Preliminary assumed properties and the composition of the fill roof at Garpenberg

Enkelt analytiskt betraktat kan elastiska balkar antingen tryckas sönder eller böjas till brott. De kritiska punkterna ligger i änd- och mittsnittet (se fig 3).



Figur 3: Kritiska punkter att studera vid elastiska beräkningar.

Figure 3: Critical points to study under elastic calculations

I här redovisade beräkningar antogs balkarna som fast inspända. Elastiska betraktelser kräver dimensionerings villkor. Böjdragbrott antogs föreligga om dragspänningar uppstod samt tryckbrott om tryckspänningarna överskred den ansatta hållfastheten.

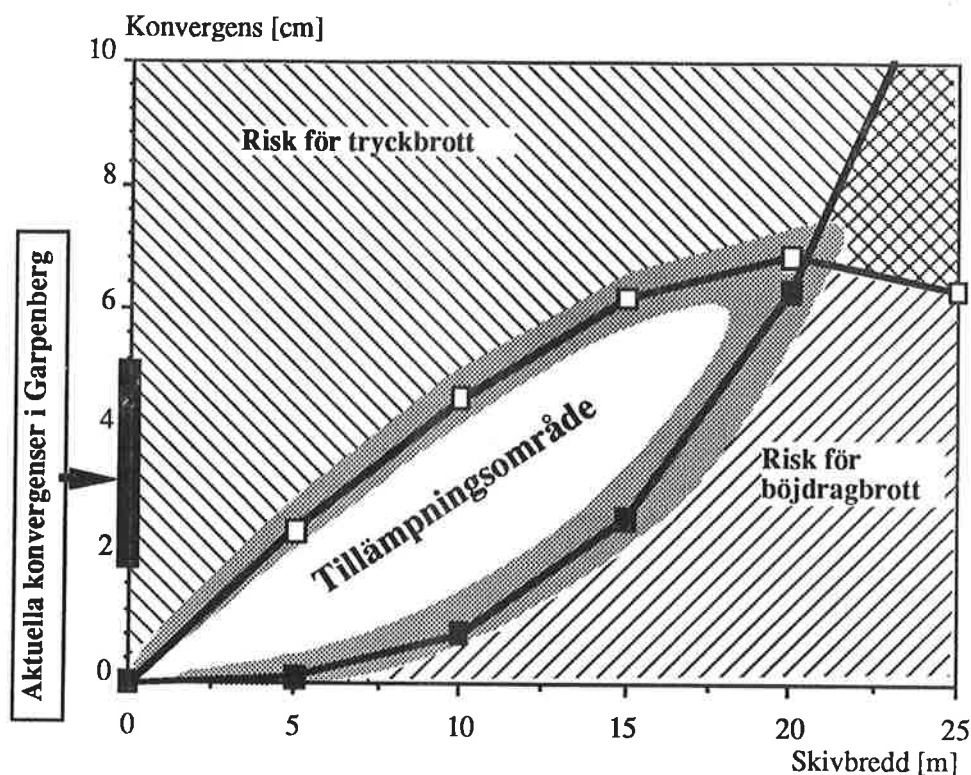
Konvergensdata erhöles från Bolidens omfattande mätningar.

ANALYTISKA BERÄKNINGSRESULTAT

Vid kortare balkar upp till en 8-10m visade sig spänningarna från egenviktsmomentet försumbara i jämförelse med de som orsakades av konvergens. Vid smalare skivbredder kunde alltså problemet i princip betraktas som ett gigantiskt tryckförsök (detta oberoende om balkarna betraktades som fast inspända eller som fritt upplagda). Om de av Boliden uppmätta konvergenserna direkt överfördes till dessa smalare malmpartier skulle töjningar mellan 0.5 till 1 procent kunna förväntas i takskivan. Med andra ord dessa enkla beräkningar visade att konvergensen säkerligen var problemet vid smalare malmpartier då materialet i takskivan riskerade att övertöjas.

TILLÄMPNINGSOMRÅDE

En del annat nyttigt framkom också från de enkla analytiska beräkningarna. Det kunde konstateras att NIB i Garpenberg troligtvis både hjälptes och stöjptes av den oundvikliga konvergens. Vid bredare malmpartier stöttade konvergens takskivan genom eliminering eller minskning av dragspänningar uppkomna ur egenviktsmomentet samtidigt som konvergensen var förstörande vid smalare takskivor. Ett samband enligt figur 4 framtoogs för takskivan i Garpenberg:



Figur 4: Tillämpningsområde för takskivan i Garpenberg. Elastiskt beräknat med preliminära materialegenskaper.

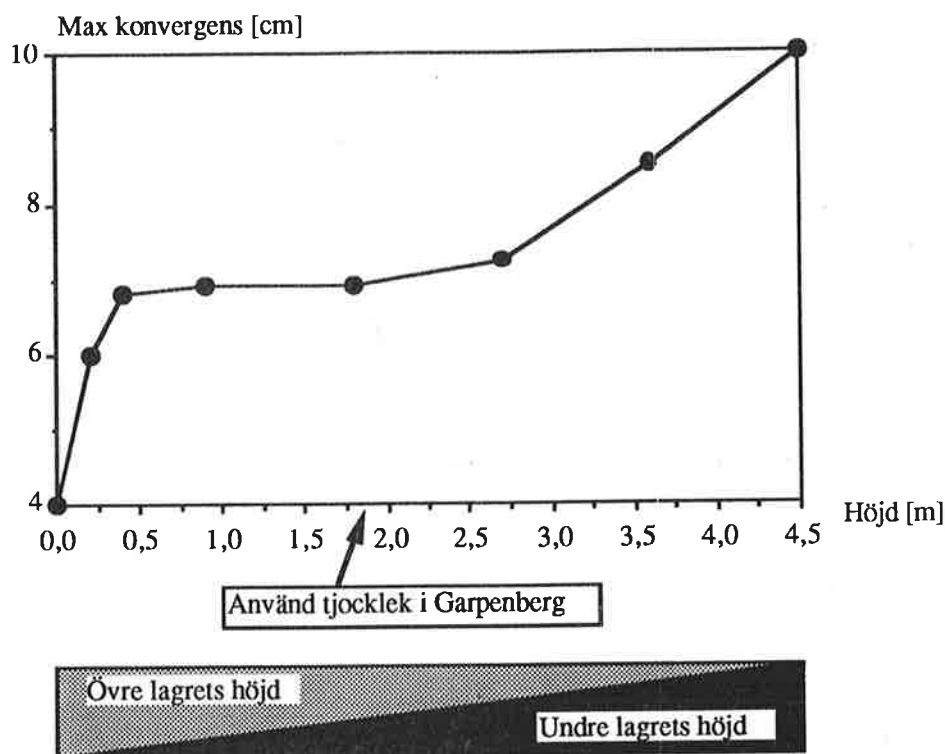
Figure 4: Applicable domain for the fill roof at Garpenberg. Calculated with preliminary elastic properties.

Tillämpningsområdet för takskivan i Garpenberg ligger uppenbart så till att problem kan väntas vid smalare malmpartier.

Vid NIB gäller det alltså att bestämma aktuell eller förväntad konvergens och sedan konstruera en takskiva med ett rättplacerat tillämpningsområde. Med andra ord, det gäller att konstruera takskivan tillräckligt mjuk för att tåla konvergenserna vid smalare malmpartier och tillräckligt styv för att stabilitet skall erhållas vid bredare partier.

OPTIMERING AV TAKSKIVEKONSTRUKTION

Vad gäller själva takskivekonstruktionen så framtogs enkel metodik för en första optimering. Som exempel kan betydelsen av andelen styvare material i takskivan studeras. Låt oss benämna den högst belägna punkten i ett tillämpningsområde med maximal konvergenstålighet och beräkna den som funktion av det undre lagrets höjd. En plot av den maximala konvergenståligheten som funktion av det styvare lagrets höjd ger ett resultat enligt figur 5 med de preliminära materialegenskaperna.



Figur 5: Maximal konvergenstålighet som funktion av andelen styvare material i Garpenbergs takskiva.

Figure 5: Maximum convergence capability as a function of the amount of stiffer material in the Garpenberg fill roof

I Garpenberg är tjockleken på det undre materialet 1.8 m. Enligt det här synsättet så skulle tjockleken kunna minskas en hel del utan att konvergenståligheten nämnvärt försämrades.

Givetvis så kan även andra konstruktionsparametrar studeras på samma sätt. Det kan vara värt att nämna att data om tillämpningsområden givetvis också kan erhållas från mera realistiska numeriska beräkningar och från insituförsök.

MATERIALPROVNINGAR OCH NUMERISKA BERÄKNINGAR

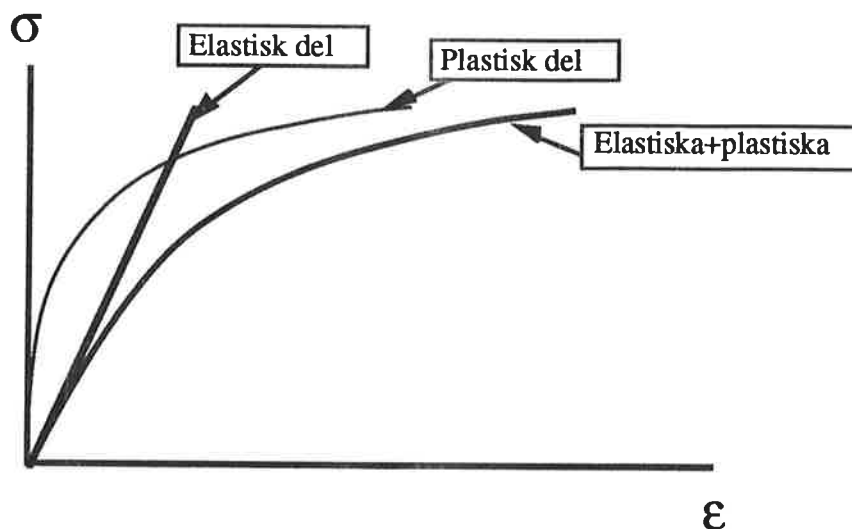
Referensgruppen nöjde sig dock inte med vad som framkommit ur de analytiska beräkningarna. Då tidigare undersökningar av takskivematerialet inte direkt inriktats mot att undersöka töjningsegenskaperna beslöts om en ny provning. Samtidigt beslöts att de analytiska beräkningarna skulle kompletteras med numeriska.

Ett omfattande beräknings och provningsarbete startade.

MATERIALPROVNINGAR

Konvergensten i Garpenberg påförs stegvis under tidsperioder från månader till år. Det som eftersöks är alltså spännings-töjningssambanden vid mycket långsam belastningshastighet.

Vi beslöt att utföra försöken som krypförsök med konstanta laststeg. Med det menas att spänningen över provet får öka stegvis. För varje belastningssteg uttolkas en elastisk och en plastisk deformationsdel. Målet med det hela var att försöka finna ett långtidssamband mellan spänning och töjning där de plastiska och elastiska töjningarna hade skilts åt (se figur 6).



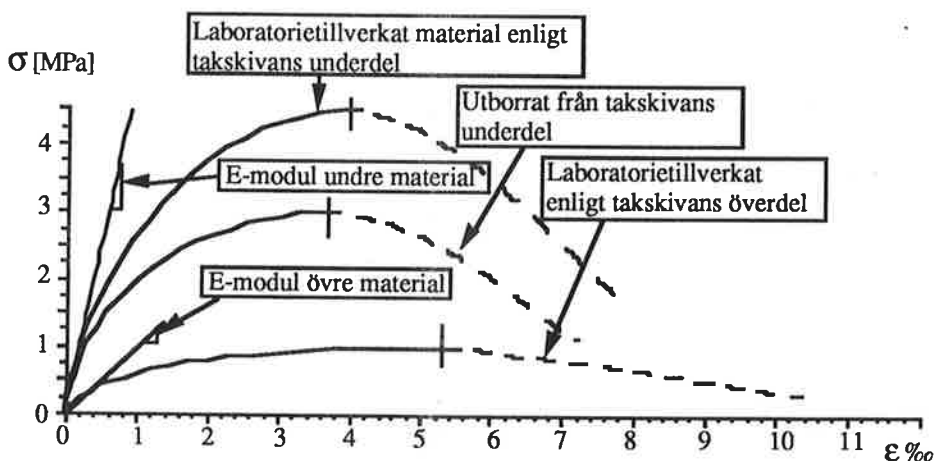
Figur 6: Den sammanlagda uppmätta töjningen delas upp i en elastisk och en plastisk del.

Figure 6: The total measured strain is divided into an elastic and a plastic part

Tillgängligt provningsmaterial bestod av några utborrade kärnor från takskivans underdel samt laborietillverkade provkroppar enligt både över och underdel.

Vissa tolkningssvårigheter fanns då provningsresultaten visade sig ha stor spridning. Vi kunde inte heller vara säkra på att våra små provkroppar var representativa för hela takskivor. För att erhålla en god uppfattning om materialegenskaperna i Garpenberg krävs troligen omfattande insituförsök. Ett anmärkningsvärt resultat var att de laborietillverkade provkropparna visade sig ha ca: 50% högre tryckhållfasthet än de utborrade trots att sammansättningen borde varit identisk.

En subjektiv uttolkning av aktuella materialegenskaper i Garpenberg gav ett resultat enligt figur 7.



Figur 7: Subjektivt framtagna materialegenskaper för takskivan i Garpenberg

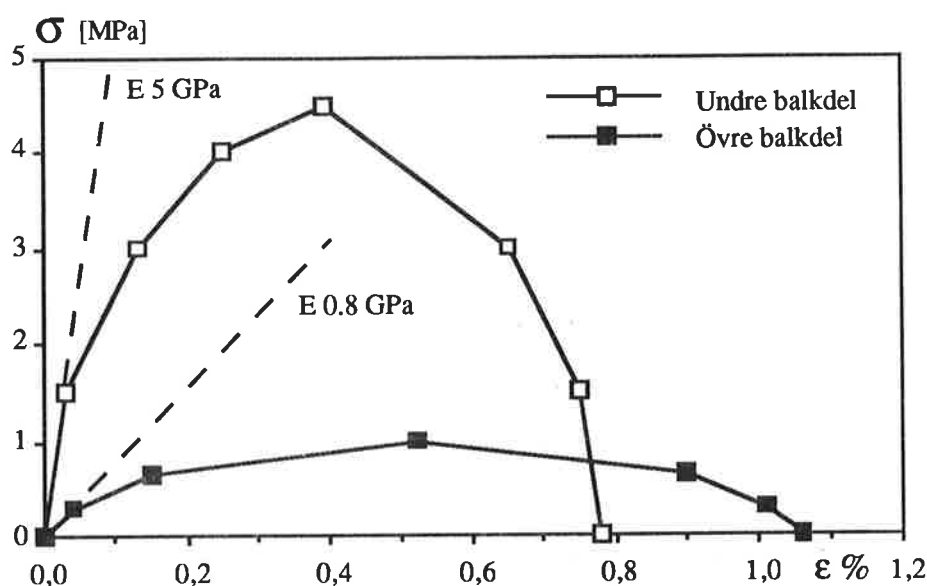
Figure 7: Subjectively assumed properties of the fill roof in Garpenberg

Två materialuppsättningar fanns alltså. Den ena helt baserat på laborietillverkat material. Den andra baserad på utborrade kärnor för skivans underdel och överdel från de laborietillverkade proverna.

NUMERISKA BERÄKNINGAR

Under tiden som Per Delin på institutionen arbetade med materialprovningarna utprovades lämplig metodik för de numeriska beräkningarna. Två problem fanns.

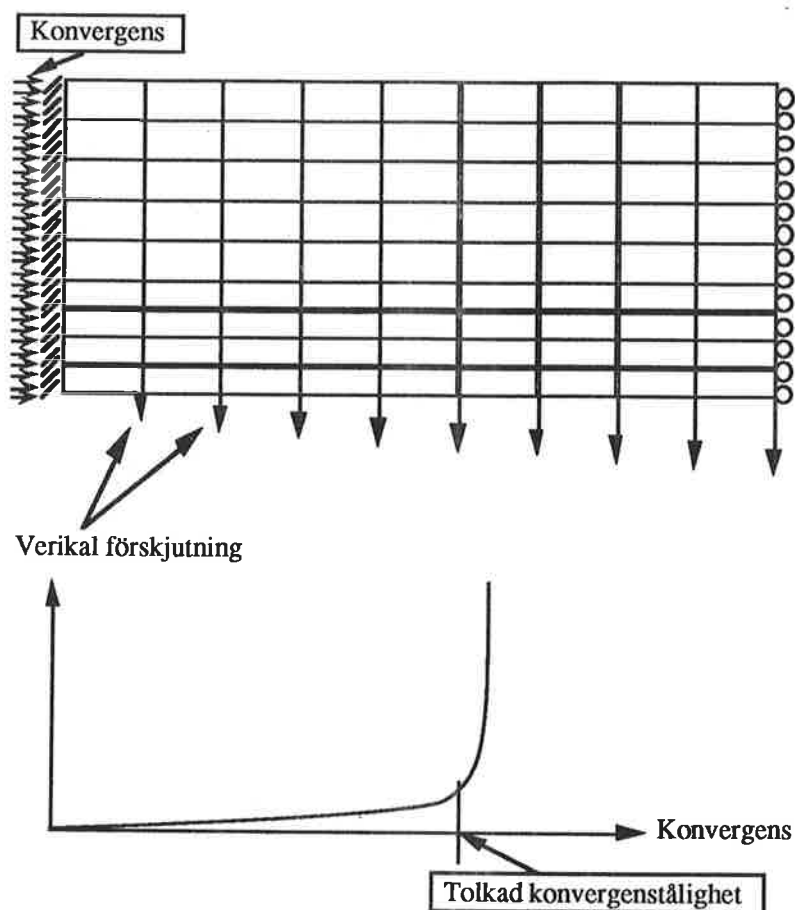
För det första behövdes en beräkningsbar materialmodell som så väl som möjligt medtog den stora plastiska deformationsandelen i takmaterialet. Efter en hel del försök och funderingar utkristalliserade sig en numerisk materialmodell där kohesionen fick variera med den plastiska töjningen. Med en sådan modell kunde effekter av alltför mycket inbyggt elastiskt arbete undvikas samtidigt som spännings-deformations sambandet lätt kunde anpassas till resultaten från pågående provning. I figur 8 visas ett numeriskt tryckförsök beräknat med materialegenskaper från det laboratorietillverkade materialet.



Figur 8: Numeriska tryckförsök av det laboratorietillverkade materialalternativet

Figure 8: Numerically performed uniaxial test of the laboratory composed material

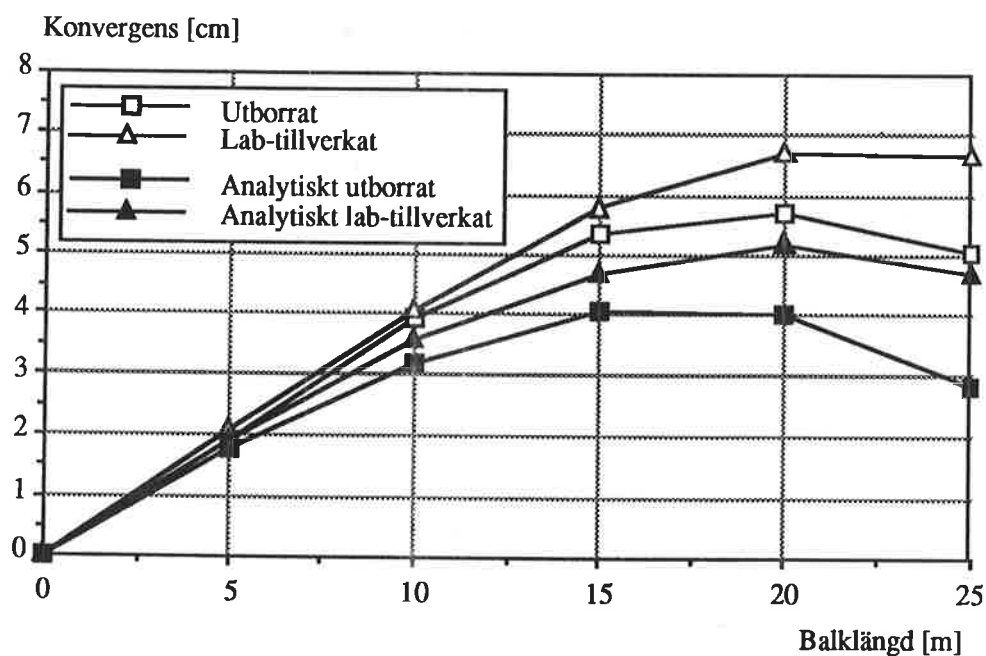
För det andra så behövdes det en utvärderingsmetodik för när taknedfall inträffade i beräkningsmodellen. Till slut valdes en modell där de vertikala deformationerna i balkens underkant studerades som en funktion av pålagd konvergens. Balkarna bedömdes gå till brott när en drastisk ökning av de vertikala deformationerna kunde iakttagas (se figur 9).



Figur 9: Metodik för utvärdering av taknedfall i den numeriska modellen.

Figure 9: Method for evaluating when roof collapse occur in the numeric model

Beräkningarna gav ett resultat enligt figur 10.



Figur 10: Beräknade konvergenståligheter för takskivan i Garpenberg.

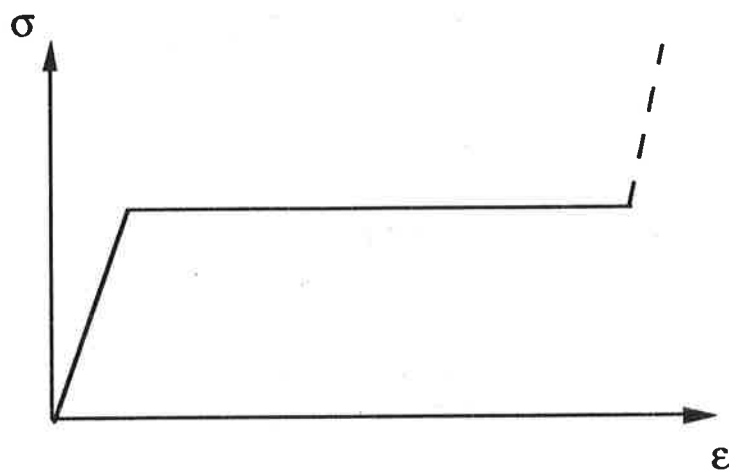
Figure 10: Calculated convergence sustaining capability for the fill roof in Garpenberg

Även de numeriska beräkningarna visade alltså att stora delar av existerande problem i Garpenberg kan förklaras med övertöjning av takmaterialet.

Det kan vara värt att nämna att de analytiska beräkningarna som synes ger ett användbart resultat vilket kanske gör komplicerade numeriska beräkningar onödiga vid enkla geometrier om takmaterialets exakta egenskaper är svårbestämda.

DEFORMATIONSUPPTAGANDE ZONER

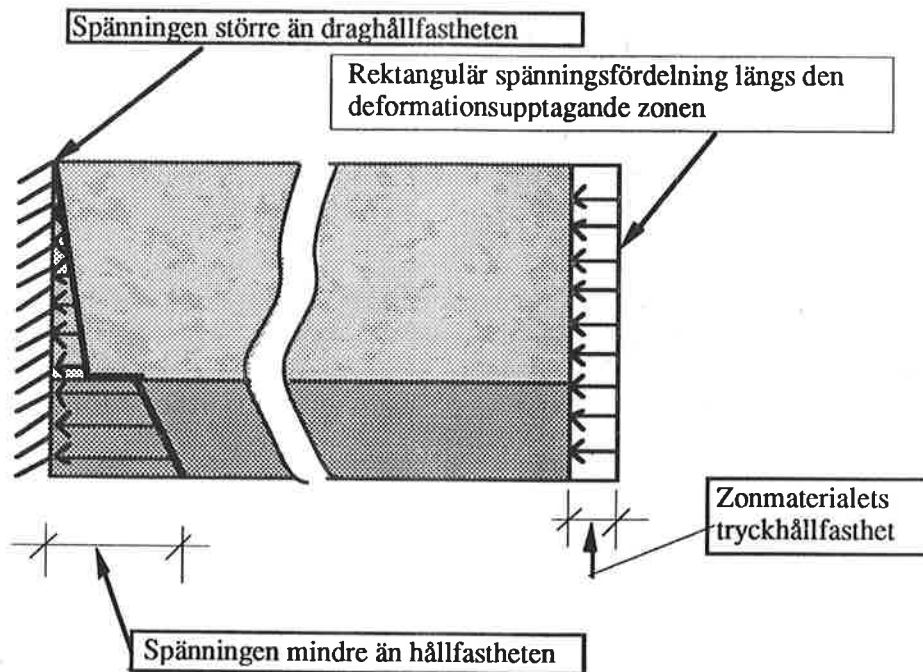
Vad skall man då göra åt detta. Undersökningar utförda av Cementa hade visat att det är svårt att öka töjningståligheten hos takmaterialet. Istället framfördes idén om att införa deformationsupptagande zoner. Ett idealt zonmaterial skulle uppföra sig styvt upp till en lämplig spänningsnivå för att sedan tryckas samman utan att spänningen ökade (se figur 11).



Figur 11: Idealt zonmaterial

Figure 11: Ideal zone material

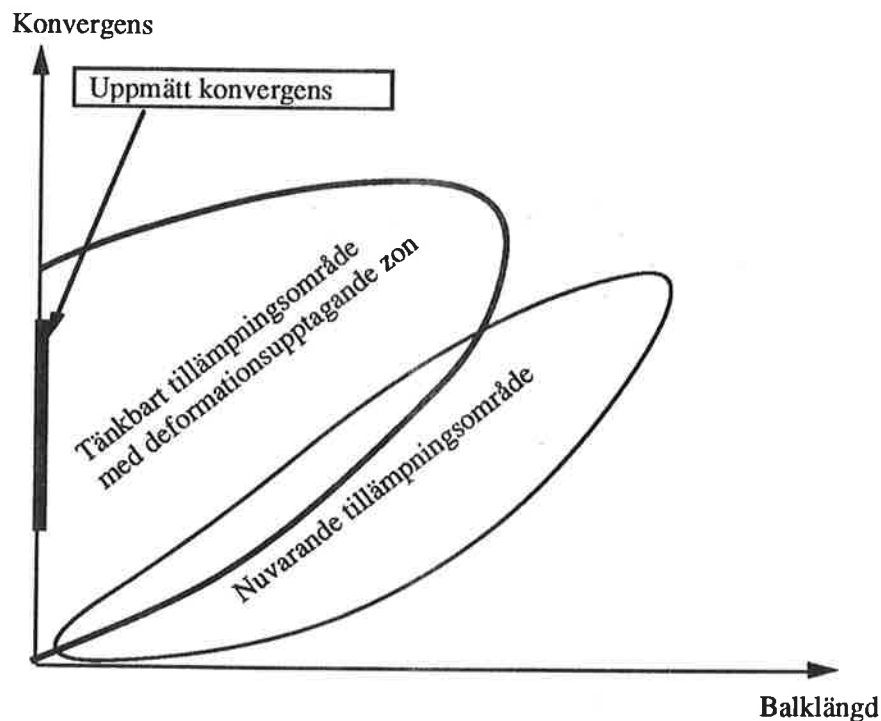
Analytiskt skulle en införandet av en sådan zon kunna betraktas som en uppdelning av balken i två konsoler där zonen påför ett rektangulärt spänningsfält längs konsolernas ytterändar. Det rektangulära spänningsfältet gör att det inte finns något moment längs zontvärsnittet (se figur 12).



Figur 12: Analytisk beräkningsprincip för deformationsupptagande zoner.

Figure 12: Principle for analytical calculations of the effect of convergence sustaining zones

Med hjälp av deformationsupptagande zoner ges troligtvis möjligheter att förflytta tillämpningsområdet till ett för Garpenberg bättre läge (se figur 13).



Figur 13: Förflyttning av tillämpningsområdet med hjälp av deformationsupptagande zoner. Principiell figur.

Figure 13: Movement of the applicable domain with convergence sustaining zones. Basic figure.

Analytiska beräkningar kompletterade med några enkla FEM analyser indikerar att metoden är möjlig. En mera detaljerad utredning erfordras dock vilket Boliden i kombination med ADG-Grundteknik för närvarande ägnar sig åt.

SAMMANFATTNING

1 Vid NIB gäller det att bestämma aktuell eller förväntad konvergens och sedan konstruera en takskiva med ett rättplacerat tillämpningsområde.

2 Låga cementhalter i takmaterialet ger ett komplicerat och "krypningsbenäget" material. Den ringa provvolymen gör det dessutom svårt att på laboratorium bestämma representativa egenskaper för hela takskivan.

3 Deformationsupptagande zoner kan troligtvis lösa många av problemen vid smalare malmbredder.

4 Analytiska beräkningar kan ge användbara resultat till mycket låga kostnader.

SUMMARY

Mechanics behind undercut and fill mining has so far been very little investigated. Problems in the Garpenberg mine induced a BeFo project to study some of the problems. The grand scale problem is very complicated so it was decided to concentrate the investigation on separate fill roofs. The roofs were modelled as system of beams parallel to the convergence direction. Both analytical and numerical calculations were done. Some laboratory testing of the fill material was also performed. This lecture only contains some of the basic points of the project. If interested the full report is available in Swedish from BeFo.

The main points of the report could be summarized as follows

When implementing undercut and fill mining the expected convergence should be evaluated and roof should be constructed to have an applicable domain (defined in the report) fitted to the expected convergence and the geometry of the ore. With other words, the roof should be soft enough to sustain the convergence when the ore is narrow and stiff enough to be stable at broader parts

Low cement content in the fill gives a complicated behaviour with creep properties. Laboratory tests is a weak base for assumptions about representative properties of the fill roof. Most likely insitu tests are needed if accurate knowledge is wanted.

Convergence sustaining zones may solve many of the problems when ore body is narrow.

Analytical simple calculations can give useful results at a very low cost.

1990-TALET — NATURGASENS DECENNIUM
The 90's — the Natural Gas Decade

Inledare:
Mats Alestam, Sydkraft AB

INLEDNING

Det svenska naturgassystemet är idag utbyggt längs västkusten från Malmö upp till Göteborg. Fortsatt utbyggnad planeras inom Sydgasområdet dels till östra Skåne och dels österut från Falkenbergstrakten in i Småland.

SwedeGas undersöker förutsättningarna för en utbyggnad från Varbergstrakten mot Jönköping och vidare mot Stockholm, det s k Mellansverige-projektet samt en utvidgning av Västgasnätet från Göteborg norr och österut.

Vad har nu detta med bergmekanik att göra? Jo, lagring av naturgas för beredskap, leveranssäkerhet och säsongslagring.

I Sverige har vi inga förutsättningar för att lagra i akvifärer eller saltkaverner utan vi måste använda den kristallina berggrunden för lagring.

De tekniska alternativ som studeras av gasintressenterna är följande, se Bild 1.

Bilden visar förläggningsdjup för de olika alternativen med en lagringsvolym av 15 MN m³.

LNG-lager (-162°C) finns idag utförda som ovanjord respektive gropförlagda lager. Utredning av bergrumsförlagda LNG-lager pågår med Röda Sten som försöksplats.

Inklädda lager med olika tätskikt som arbetar med höga tryck, mellan 15-25 MPa och även i kombination med kyla testas i Grängesberg.

Oinklädda vattenridå-tätade lager på större djup som bygger på hydrostatiskt tryck och vissa koncept med övertryck har man för avsikt att testa i Dannemora.

Kraven på lagerkoncepten är

- . uppvisa stor säkerhet, säkra med utnyttjande av naturlagarna, själv-tätande eller åtminstone mycket tröga system. (Inherent Safety Storage Systems)
- . helst byggas i etapper och uppvisa ekonomisk rimlighet.

Utvecklingskedjan för fortsatt forskning framgår av Bild 2.

De enda inherent säkra eller tillräckligt tröga system som vi kan se idag är vattenridå-tätade djuplager med hydrostatiskt tryck eller kyllda vattenridå-omgärdade inklädda lager.

Kommande föredragshållare kommer att beröra de problemställningar som bergmekaniken, geologen och projektören kommer att möta vid den nya tekniken för gaslagring i kristallin berggrund.

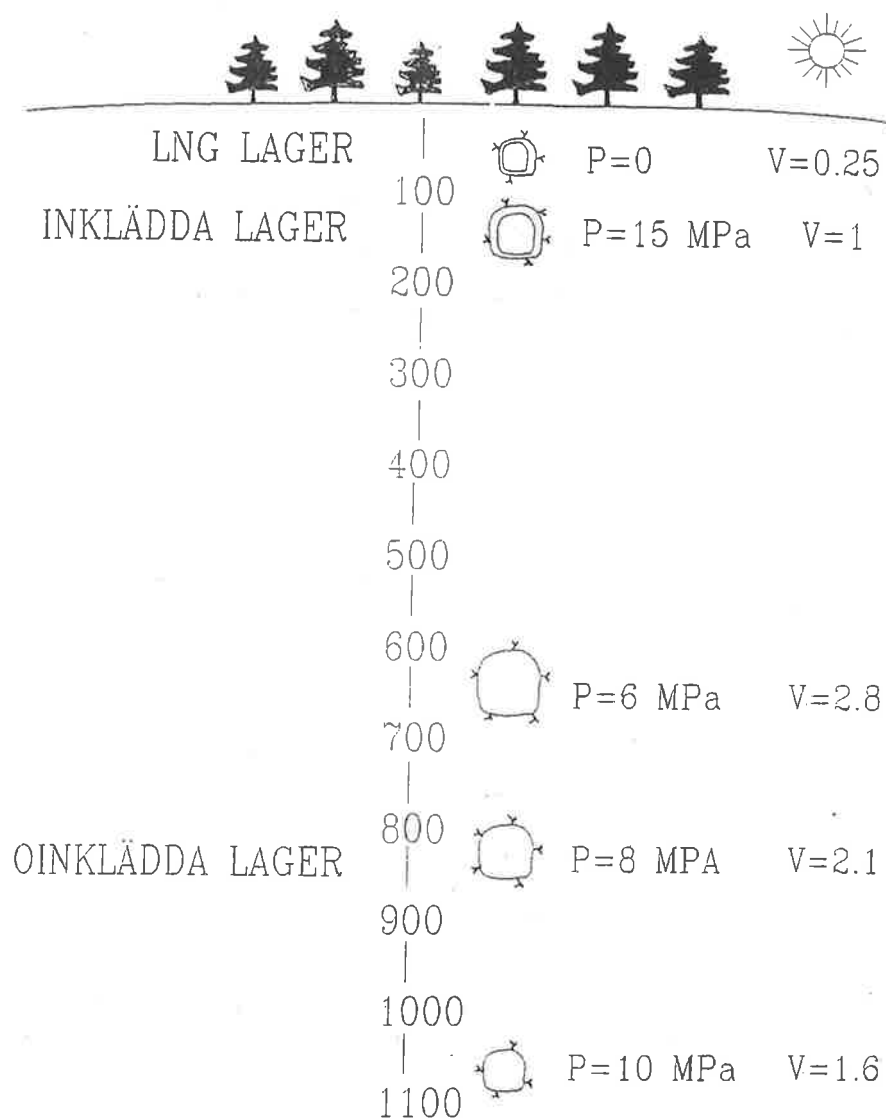


Bild 1. Tekniska alternativ för gaslagring

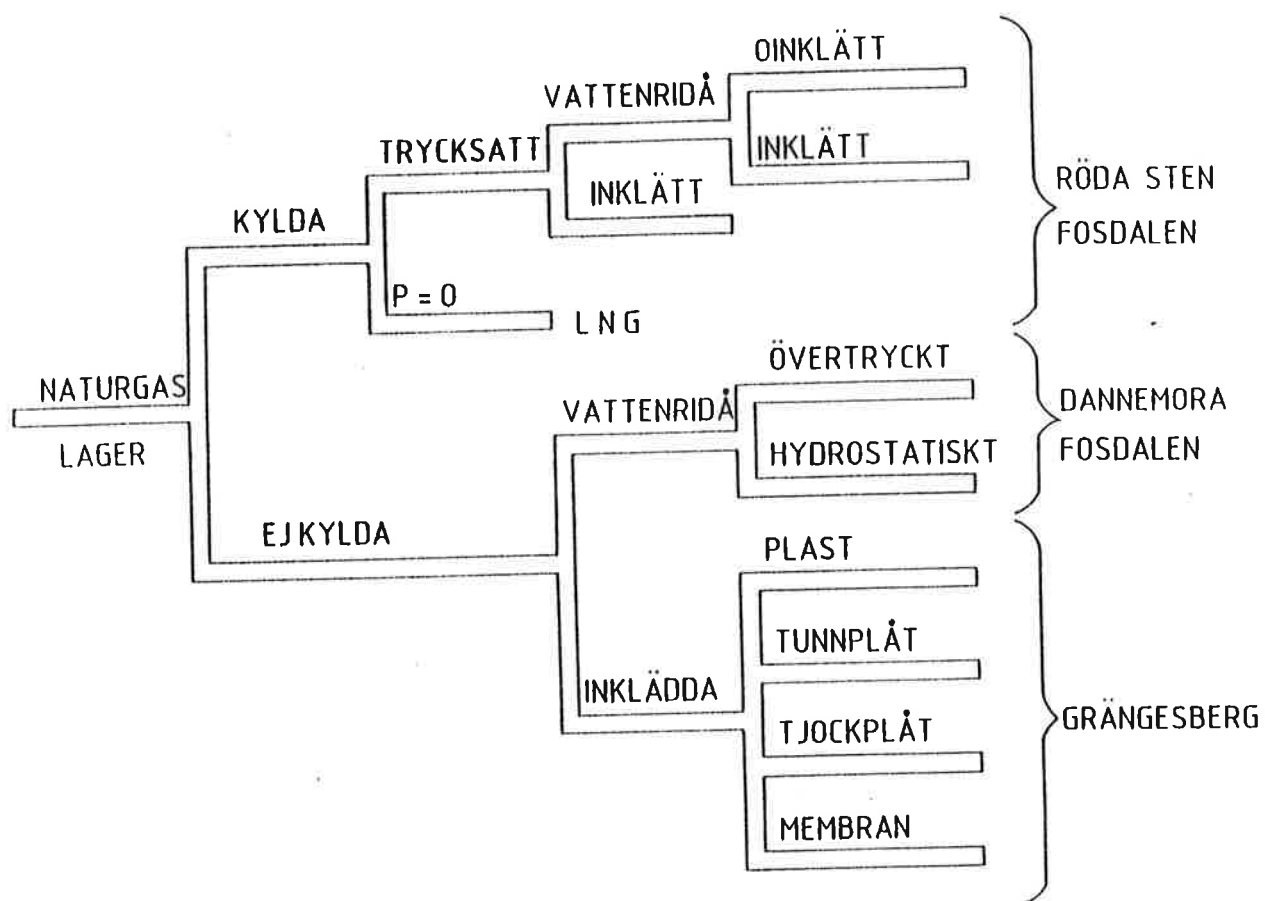


Bild 2. Utvecklingskedjan för fortsatt forskning.

GASLAGRINGENS KRAV PÅ BERGMekanIKEN

Gas Storage Makes Demands upon Rock Mechanics

Professor Ulf Lindblom, Chalmers tekniska högskola och GECON AB

MORGONDAGENS LAGRINGSSYSTEM

Vi har i landet en god erfarenhet av lagring av oljeprodukter och LPG i bergrum. Något hundratal sådana anläggningar är fortfarande i drift. Dessa berganläggningar utnyttjar ett tvärsnitt av den svenska geologikartan och torde från denna synpunkt ge tillräckligt underlag för design även av gaslager.

Det finns emellertid flera avgörande skillnader mellan konventionella bergrum och gasbergrum. Dessa skillnader kommer på ett avgörande sätt att påverka dimensioneringen av rumsform och förstärkningar. Vilka krav ställer de nya förutsättningarna på bergmekaniken?

Morgondagens lagringssystem för gas i bergrum kan indelas i tre huvudgrupper

- o djupförlagda råsprängda lager med vattenridå
- o grunt förlagda fodrade lager
- o kylda isolerade lager

Dessa system är i sig väsensskilda vad avser påverkan på den bergmassa som omger dem. Den första kategorin verkar på berget dels genom trycket på bergrummets sidor och dels genom ett högt portryck i bergsprickorna. Fodrade lager ger inte någon portryckshöjning, men utsätter å andra sidan berget för extremt höga tillskottsspänningar på litet djup i bergrunden. De kylda lagren, slutligen, påverkar berggrunden genom spänningsavlastning och förändring av de mekaniska bergegenskaperna.

Denna artikel skall närmare beskriva de kritiska frågeställningar som bergmekanikern ställs inför vid design av ett gaslager samt vilken ny kunskap som vi måste efterfråga inom vår bransch. Slutligen diskuteras hur vi i Sverige avser att möta dessa krav.

KRITISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

Vi skall i detta sammanhang inte närmare behandla de frågor som är specifika för gastäthet hos berget, såsom vattenmättnad och grundvattentryck i bergmassan, utan endast diskutera de rent bergmekaniska frågeställningarna. Till dessa räknas

- o uppkomst av tangentiella dragzoner mot bergrum pga högt tryck i rummet
- o spänningsrelaxation pga nedkylning av berget
- o makroskjuvning eller spjälkning av bergmassan vid höga

- o vattenridåtryck
- o koncentration av deformationer i singulära sprickor i bergrum
- o utmattnings- och kryppfenomen hos berg utsatt för pulserande tryck och temperatur vid hög totalspänningsnivå.

Nedan skall vi se på några bergmekaniska problem som har hög aktualitet för de föreslagna gaslagringsystemen i Sverige.

SPÄNNINGSPROBLEM RUNT DJUPLAGER

Oinklädda bergrum för naturgas förläggs av tekniska och ekonomiska skäl på djup mellan 600-1000 m. Den spänningsnivå som vanligen finns i berget på dessa nivåer kan skapa en tangentialspänningsituation som vållar problem. Diskussionen förs här med användning av genomsnittsvärden på spänningar och berghållfasthet i Sverige. Ett verkligt fall måste givetvis utgå från lokalt uppmätta parametrar.

Tabell 1 redovisar djupfördelningen av bergspänningar uppmätta i den skandinaviska berggrunden enligt Stephansson et al (1986). Ett avsevärt horisontalspänningsöverskott finns således "inlagrat" i berget. Om vi utesluter de extrema resultaten enligt Hast (1974), kommer vi på ca 750 m djup ha följande spänningsbild i medeltal för Sverige:

$$\begin{aligned}\sigma &= 20 \text{ MPa} \\ \sigma_v &= 24 \text{ MPa} \\ \sigma_h &= 38 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Om man genomför en elastisk analys av spänningarna runt ett bergrum på detta djup finner man att situationen lätt kan bli besvärande. I figur 1 har tvärsnittet försiktigtvis satts så litet som 12 x 22 m. Bergmassans ekvivalenta elasticitetsmodul (E) har satts till 40 GPa. Enligt den relation mellan E och RMR som föreslagits av Stille (1986) motsvarar detta ett värde på RMR på ca 70, eller gott berg. I figur 2 visas de elastiska bergspänningarna i bergrummets hjässas enligt en beräkning med FLAC (He, 1989). Med användning av genomsnittliga bergspänningar enligt FRSDDB (Stephansson et al, 1987) är

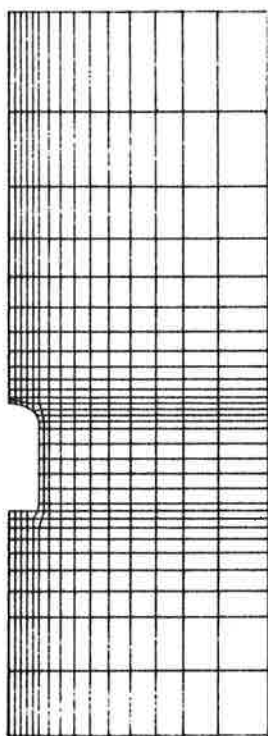
$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1,9$$

Totalspänningen kan alltså bli så hög som 110 MPa. För att bedöma förstärkningsbehovet orsakade av de höga takspänningarna brukar man jämföra med den enaxliga tryckhållfastheten. Figur 3 visar en empirisk sammanställning av erfarenheter av förstärkningsbehov i tunnlar och rum på stora djup (efter Hoek, 1979). För att hamna inom det önskade området (2) med lätt takförstärkning, typ bultar, nät och sprutbetong, bör vid RMR-värden i intervallet 60-70 relationen σ/q_u ej understiga ca 0,3.

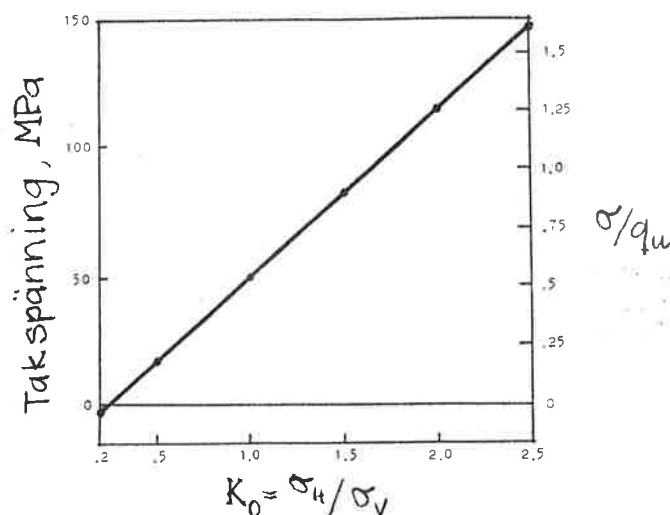
Vid ett K_o på 1,9 kan kravet på enaxlig tryckhållfasthet således bli så hög som ca 300 MPa; vid exempelvis $K_o = 1,3$ sjunker kravet till $q_u = 200$ MPa. Det är alltså höga tryckhållfastheter som teoretiskt krävs för att undvika stora takförstärkningar i djupförlagda lager. Det skall sägas att en viss översäkerhet är inbyggd så att en något lägre tryckhållfasthet eller RMR-värde fortfarande borde medge lätt förstärkning. I samband med byggande bör en slutlig anpassning av sektionsgeometrin göras så att rummen kan drivas med rimliga takförstärkningar. Risken för smällberg är dock uppenbar.

Metod	Antal mätningar	Största djup m	Spännings intercept		Spännings gradient		Korre- lations- koeff. för	
			C_h	C_H	g_h	g_H	σ_h	σ_H
			MPa		MPa/km			
A. Hast (1974)	136	880	5.3	9.1	54.2	72.4	.83	.78
B. Leeman-Hiltscher	87	665	5.0	10.4	28.6	44.6	.58	.81
C. Leeman-NTH, LuT	142	1250	0.8	6.7	32.9	44.4	.91	.81
D. Hydr. spjälkning	120	501	2.2	2.8	24.0	39.9	.81	.79

Tabell 1. Medelvärden av bergspänningar uppmätta i Skandinavien.
Efter Stephansson et al (1986)
Average values of rock stress measured in Scandinavia. Af-
ter Stephansson et al (1986)



Figur 1 Halv tvärsektion av gaslager på 750 m djup med BxH=12x22 m
samt elementnät. Efter He (1989)
Half cross-section of gas storage cavern BxH=12x22 m and
element representation. After He (1989).



Figur 2 Elastiska bergspänningar i hjässan på bergrummet enligt fig 1. Efter He (1989)
Elastic roof stresses at the crown of the cavern shown in fig 1. After He (1989)

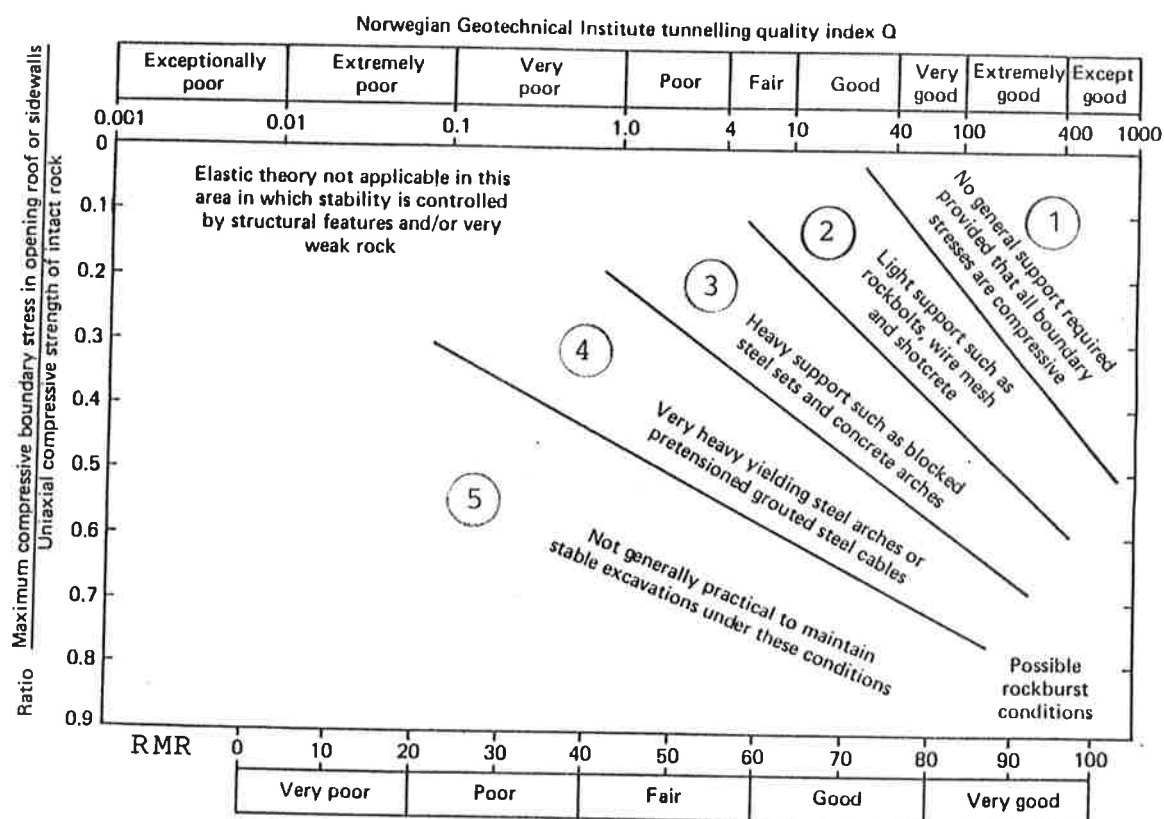


Fig. 3 Stabilitet hos bergutrymmen som funktion av åstadkommen spänning och bergkvalitet. Efter Hoek (1979)
Underground Excavation Stability as a function of induced stress and rock mass quality. After Hoek (1979)

När det gäller spänningssituationen i väggarna måste risken för zoner med dragspänningar beaktas. I verkligheten ger dessa sig till-

känna som spänningslösa väggpartier, vilka genom gaslagrets tryckvariationer kan bli potentiellt instabila. För att undvika detta krävs stora förstärkningsinsatser.

Figur 4 visar resultat av en teoretisk analys av spänningskoncentrationen i bergväggen för ett bergrum med $H/W=1,9$ på 750 m djup (He, 1989). Som synes kommer redan ett K_1 värde på ca 1,8 att ge upphov till drag. Härtill kommer den dragspänning i tangentialled som orsakas av gastrycket i bergrummet vid drift.

Sammanfattningsvis kan sägas att man bör söka lokaler för djupförlagda gaslager i berg med låga horisontalspänningar. Rumssektionen bör alltid väljas så att behovet av förstärkningar minimeras. Små rumssektioner blir å andra sidan oekonomiska för gaslager med dess stora volymbehov. Kravet på bra berg är således mycket stort.

SKJUVBROTT I VATTENRIDÅER

Detta är ett problemområde som är aktuellt vid oinklädda bergrum där man önskar lagra gasen vid ett högre vattentryck än vad som dikteras av det naturliga grundvattentrycket. Med hjälp av en vattenridå skapas en zon med lokalt högt grundvattentryck runt bergrummet. Gastrycket kan nu ökas i motsvarande grad (Lindblom, 1986).

Spänningssituationen på ridånivån illustreras av figur 5 (Lindblom & Söder, 1989). In situ spänningarna antas öka linjärt med djupet. I figuren redovisas Mohr's spänningscirkel för största och minsta huvudspänningarna. Om bergrunden innehåller sprickplan, kan skjuvbrott i dessa plan beskrivas enligt Mohr-Coulomb som räta linjer genom origo. Eftersom det är effektivspänningen i sprickplanet som avgör skjuvhållfastheten kommer ett ökande portryck att leda till att avståndet mellan origo och spänningscirkeln krymper, se figur 5. Vid totalspänningsanalys ligger origo vid A, vid hydrostatiska tryckförhållanden vid B och vid övertryckt vattenridå (tryck p_w) vid C. Vi antar att i det senare fallet p_w är så högt att skjuvbrott inträffar i sprickplanen runt vattenridån.

Enligt Lindblom & Söder (1989) erhålls vid huvudspänningar som är orienterade vertikalt/horisontellt samt sprickplan som är kritiskt orienterade i förhållande till normalspänningarnas riktning (dvs bildar vinkeln $45 - \varphi/2$ med σ_H):

$$p_{wc} = \frac{p_w}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{R-1} \left[g_h R - g_H - \frac{C_h - C_H}{d} \right]$$

$$R = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

där d = djup till vattenridån

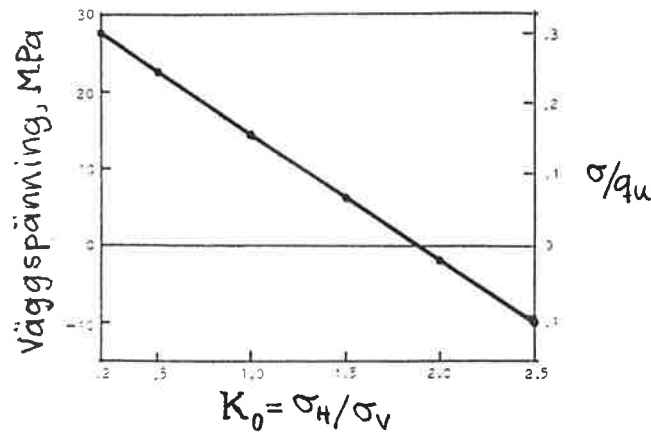
p_w = hydrostatiskt vattentryck på djupet d

γ_w = vattnets densitet

g_h, g_H = spänningsgradienter för σ_h, σ_H

C_h, C_H = spänningsintercept för σ_h, σ_H vid markytan

φ = friktionsvinkel i sprickplan



Figur 4 Elastiska bergspänningar på medelhöjd av väggen i bergrummet enligt fig. 1. Efter He (1989)
Elastic wall stresses at mid height of the cavern shown in fig. 1. After He (1989).

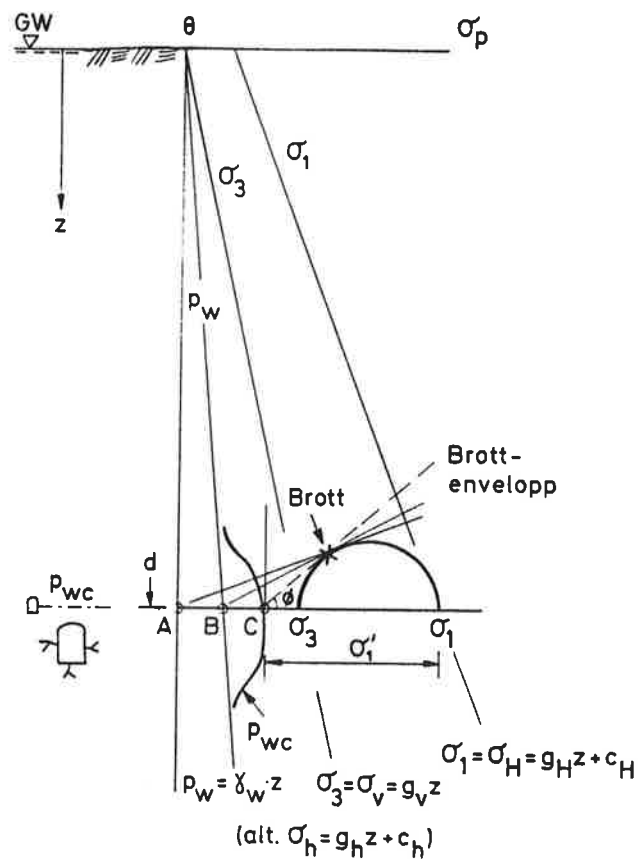


Fig. 5 Bestämning av gränstryck för vattenridå med ledning av bergspänningar och skjuvbrott i sprickor.
Boundary pressure of a water curtain as determined from rock stress and shear failure of joints. Lindblom & Söder (1989)

Kan man säkert påvisa att det saknas sprickplan som någonstans är kritiskt orienterade i förhållande till största huvudspänningen, ökar R och därmed p_c dramatiskt. Som en övre gräns kan man i detta fall istället betrakta $p_{wc} = \sigma_v$.

Det tillåtna vattentrycket är med andra ord en funktion av bergspänningarna och bergrundens svaghetsplan, särskilt sprickornas riktning och friktionsvinkel.

I figur 6 redovisas den möjliga tryckökningen i gaslagret under antagande av genomsnittliga in situ spänningar enligt hydrofracmetoden (Stephansson et al, 1987), samt sprickplan med friktionsvinkel 35° (i kritisk orientering).

Det är således avsevärda vinster i lagringskapacitet som kan uppnås, vilket bland annat innebär att det optimala förläggingsdjupet är betydligt mindre än vid konventionella djuplager. Innan metoden kan tillämpas bör den dock verifieras genom storskaliga fälttester.

BERGDEFORMATIONER VID INKLÄDDA LAGER

Inklädnadssystem för bergrum reducerar drastiskt behovet av bergtäckning, då gastrycket överförs som tryckspänningar direkt till berget. Eftersom portrycket inte påverkas, kan mycket stora tryckökningar tas upp utan risk för skjuvbrott i bergets sprickplan, jämför figur 5.

Snarare än problemet med skjuvbrott måste man här beakta faran för skadliga deformationer i berget bakom inklädnaden. Särskilt besvärliga för membranets integritet torde vara koncentrerade töjningar (spjälkning) tvärs sprickplan som mynnar i bergrummet. Vi behöver bergmekanisk teoriutveckling och experiment när det gäller att bedöma omfattningen av dylika koncentrerade deformationer som kan uppkomma vid mycket kraftig trycksättning av hålrum.

SPÄNNINGSRELAXATION RUNT KYLDA BERGRUM

Denna effekt som är mycket betydelsefull vid lagring av kyld gas, kan illustreras med följande förenklade exempel. Bergrummet har cirkulär form och sprängs ut på djupet D i berg med in situ spänningar som är lika i alla riktningar,

$$\sigma = \sigma_v = \sigma_h = \sigma_H = g\rho D$$

Den största tangentialspänningen är 2σ runt periferin. Effekten av spänningskoncentration är märkbar intill ett avstånd om ca en rumsdiameter från bergväggen. Vid ett förläggingsdjup på 30 m är tangentialspänningen i taket ca 1,5 MPa och avtar i riktning från rummet.

Bergrummet kyls ner med beloppet ΔT °C. Den termomekaniska effekten härav kan uttryckas som en relaxation σ_t av spänningarna. Denna får storleken

$$\sigma_t = \varepsilon_t E = \alpha \Delta T E$$

där ε_t = krypning på grund av ΔT

E = elasticitetsmodul

α = termisk expansionskoefficient

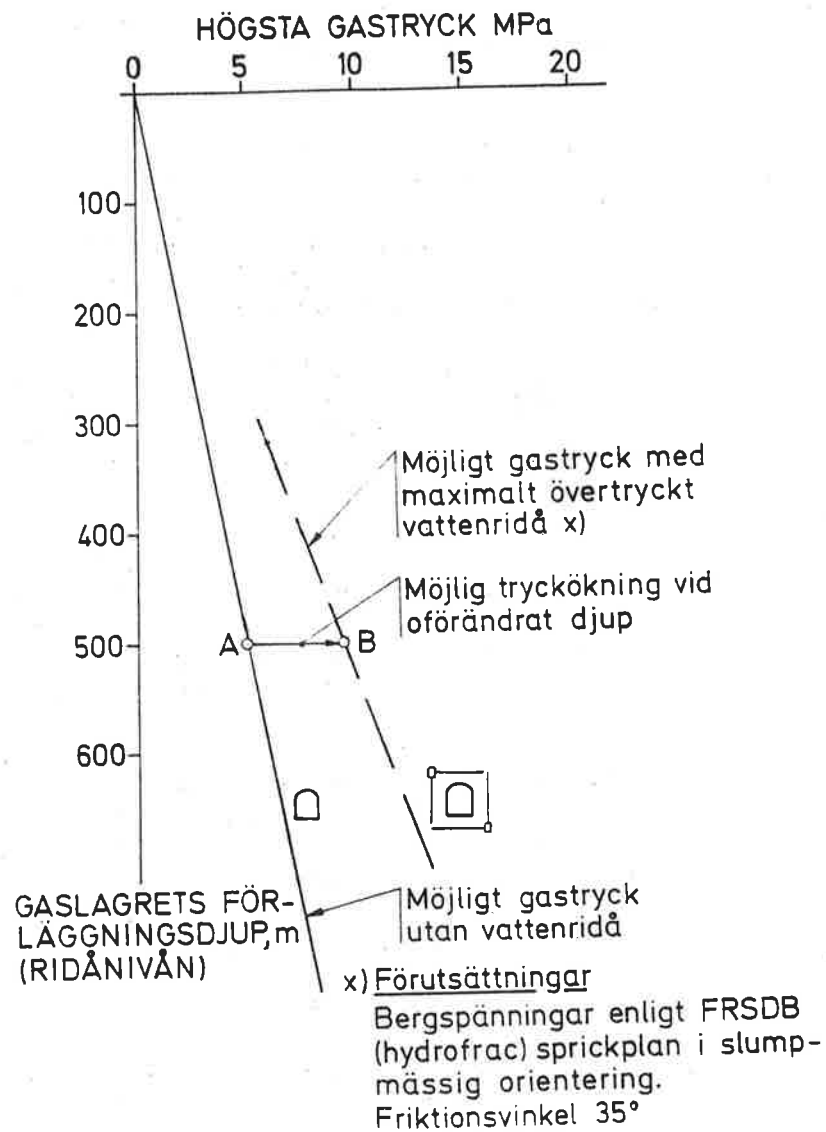


Fig. 6 Möjlig tryckökning i gaslager med hjälp av övertryck i vattenridå
Pressure increase in a gas storage cavern through overpressurization of a water curtain. Lindblom & Söder (1989)

Eftersom ϵ äger rum i det solida bergmaterialet mellan bergsprickorna är det rimligt att ansätta laboratorievärden på E.

För typiska kristallina bergarter är E av storleksordningen 60 MPa och $\alpha \approx 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Detta innebär att en temperatursänkning på enbart 25 $^{\circ}\text{C}$ skulle vara tillräcklig för att helt avlasta tryckspänningen på 1,5 MPa i taket. Ytterligare temperatursänkning leder då till att naturliga sprickplan öppnas i berget, vilket är ett högst önskat förlopp som leder till stor ökning av värmeutbytet med berget.

Den praktiska konsekvensen härav är att vid lagring av gas under mycket kalla förhållande, bergrummet bör kläs in med något isolerande material. Hur mycket isolering som krävs är en betydelsefull ekonomisk optimeringsfråga.

För att kunna genomföra en sådan optimering krävs att man vid spännings- och deformationsanalyserna har tillgång till bergmekaniska parametrar som är relevanta vid låga temperaturer. Här krävs stora insatser, då praktiskt taget all experimentell verksamhet hittills genomförts vid rumstemperatur.

HUR MÖTER VI KRAVEN PÅ NY KUNSKAP?

Ovanstående genomgång har pekat på några områden där forskning och utveckling inom den bergmekaniska vetenskapen måste genomföras för att en säker och ekonomisk designpraxis för gaslager skall växa fram. Gemensamma satsningar är nödvändiga från såväl högskolor och universitet som från gasbranschen och byggnadsindustrin.

Redan under 1980-talets sista år skedde en del satsningar, men dessa måste nu intensifieras för att erforderlig gaslagringskapacitet skall kunna finnas tillgänglig i landet mot slutet av seklet.

De gasdistribuerande företagen i Sverige satsar på intern utbildning samt på ett antal fältexperiment av demonstrationskaraktär, i vilka även konsulter och entreprenörer deltar.

Ett mindre borrhålsexperiment för demonstration av vattenridåprincipen genomfördes 1987 av VIAK AB i Stripa gruva, på uppdrag av Vattenfall. På grund av olikheter i skala mellan dessa tester och situationen i verkliga bergrum, är det svårt att direkt tillämpa resultaten i praktisk design. Däremot demonstrerar experimenten grundläggande funktioner hos en vattenridå, såsom dess förmåga att täta berg samt att återföra vatten till spricksystemet efter ett gasgenombrott.

Såväl gasföretag och byggnadsentreprenörer som ett antal fonder har satsat ekonomiskt på fältexperiment i halvskala i det s k Grängesprojektet 1988-89. Avsikten var här att verifiera tekniken med gas-täta inklädnader för bergrum med tryck upp till 15 MPa. Experimenten avses fortsätta under 1990 och kommer att närmare presenteras i ett senare föredrag.

På utbildnings- och forskningssidan stöder Statens energiverk CTH genom finansiering av ett treårigt ramavtal inom naturgaslagring. En grupp om fem forskare etablerades 1988. Tre av dessa personer är doktorander som har målsättningen att disputeras under 1991. Huvudpunkterna för forskningen vid CTH kan sammanfattas som

- utveckling av bergmekanisk teori anpassad för bergrum med extremt höga tryck, med särskild hänsyn till deformationseffekter
- skjuvutbredning och spjälkningsfenomen kring bergrum som skapar mycket höga portryck; hydromekaniska och hydrogeologiska aspekter

- mikrostrukturell påverkan av låga temperaturer på kristallint berg samt effekter av isbildning i bergsprickor
- inverkan av låga temperaturer på bergmekaniska grundparametrar; laboratoriestudie
- utveckling av väggkonstruktioner för bergrum avsedda för högt tryck respektive låg temperatur

Efter detta anförande kommer forskningen vid CTH att presenteras närmare av två av doktoranderna, L-O Dahlström och C-O Söder.

Teoretisk forskning och labexperiment inom bergmekaniken har ett begränsat värde om inte modeller och parametrar kan verifieras genom mätningar i stor skala i berganläggningar. Mätresultaten från de tidigare nämnda experimenten i Stripa och Grängesberg är därför av stort värde. Det krävs emellertid också en mer permanent testanläggning som kan komplettera övrig verksamhet inom forskningen. CTH har fått tillgång till ett sådant "berglaboratorium" i Röda Stensanläggningen.

Denna anläggning, som för närvarande är under utsprängning, består av två experimentrum A och B samt ett gemensamt utrymme för datainsamling och maskinutrustning, se figur 7. Den får också en riklig berginstrumentering.

Röda Stensanläggningen är en stor satsning från staten, gasföretagen och byggbranschen med en budget om ca 10 MKr i etappen under 1990. De inledande försöken omfattar täthetsprovning med luft och vatten i rum A samt kylförsök ner till ca -50°C i rum B.

I etapp II skall en omslutande vattenridå installeras i rum A och hydromekaniska tester genomföras, eventuellt i kombination med kylning. En lätt membrantätning av plast skall sedan installeras i rum A och testas vid högt lufttryck.

Rum B kommer i etapp II att förses med en betongvägg, på vars insida isoleringspaneler av PVC kommer att monteras. På isoleringens insida fästs ett tunt gastätt metallmembran. I rum B genomförs sedan tester med flytande kväve vid temperaturer ner till ca -190°C .

Vi hoppas att få anledning att återkomma till Röda Stensanläggningen vid många bergmekanikdagar på 1990-talet.

REFERENSER

- Hast, N. 1974. The state of Stress in the Upper part of the Earth's Crust. Tectonophysics, Vol 8.
- He, J. 1989. Bergmekaniska beräkningar för gaslager i New York. GECON internrapport, Göteborg.
- Hoek, E. 1979. The Role of Modelling in the Design of Nuclear Waste Repositories. LLL/ONWI Workshop of Thermomechanical Modeling for a Hard Rock Waste Repository. Berkeley, California.
- Lindblom, U. 1988. Low-Porosity Rock Cavern Design Concepts for Compressed - Air Energy Storage. EPRI Report AP-5689, Palo Alto, California.
- Lindblom, U, Söder, C-O. 1989. Vattenridåttätade Naturgaslager. GECON Rapport R4:89, Göteborg.
- Stephansson, O., Särkkä, P., Myrvang, A. 1986. State of stress in Fennoscandia. Proceedings Rock Stress and Rock Stress Measurements. CENTEK Publishers, Luleå
- Stille, H. 1986. Experiences of design of large caverns in Sweden. Proceedings Large Rock Caverns. Pergamon Press, Rotterdam.

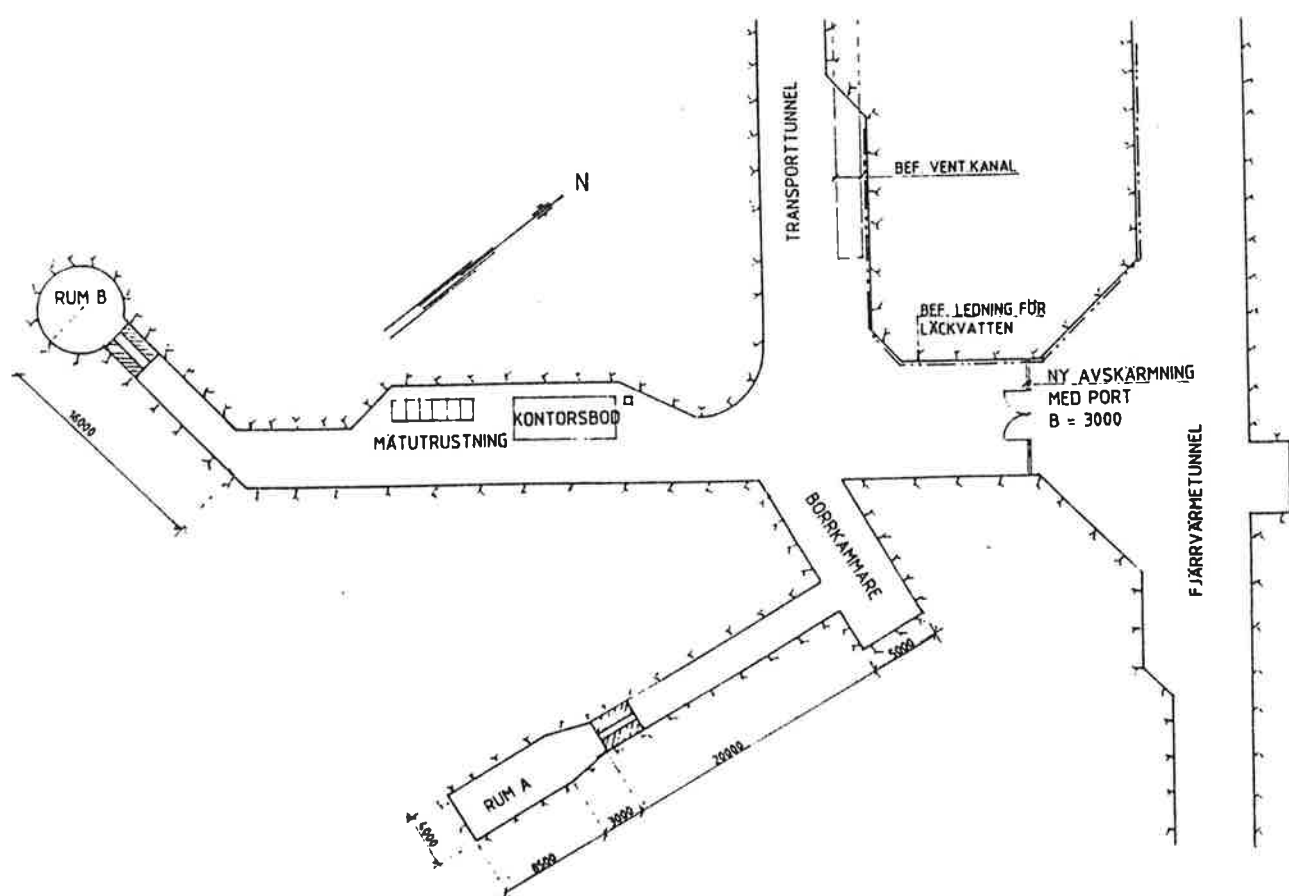
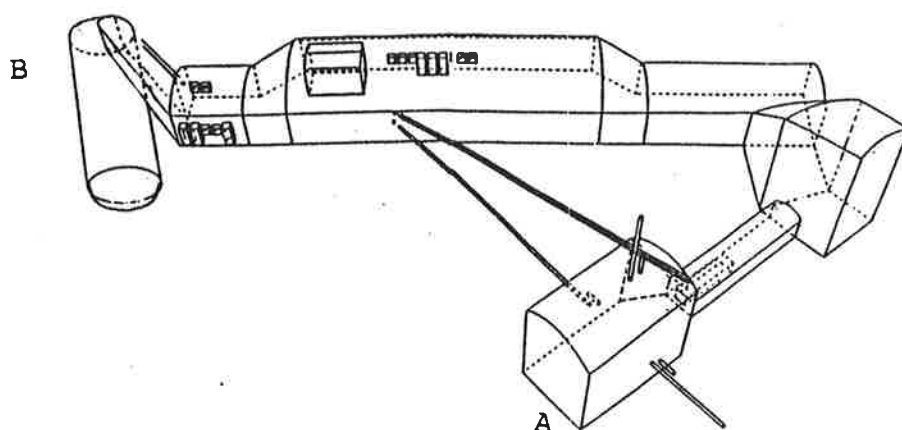


Fig. 7 Berglaboratoriet Røda Sten- översiktsvy
The Røda Sten Rock Laboratory - a general view

SUMMARY

By introducing high pressure and low temperature in crystalline rock masses, a number of new and critical questions emerge for the cavern design. Among these may be mentioned the development of tangential, tensional and zones due to pressure; stress relaxation due to cooling, hydraulic shearing or jacking of rock fractures due to pore pressure; and fatigue and creep phenomena caused by the pulsating gas pressures and the generally high stress level around gas storage caverns.

This paper summarizes some theories which may be used as a basis for development of design rules for gas caverns in hard rock. Also included in the paper is a presentation of the forthcoming research and educational activities in Sweden. These incorporate a major rock mechanical "laboratory" (Röda Sten) incorporating in two rock caverns at 70 m depth in Göteborg.

LNG I OINKLÄDDA BERGRUM

LNG in rock caverns

Lars-Olof Dahlström, bergsingenjör, Chalmers tekniska högskola, Göteborg

PROBLEMATIK-FILOSOFI

Försök att lagra flytande naturgas (-162°C) i oinklädda bergrum har visat på stora problem med kraftig avkokning av gas. Avkokningen har varit så stor att försöken måste avbrytas. Orsaken till problemet tros bero på sprickor i bergmassan i vilka flytande gas kan tränga in och förgasas. I ett framgångsrikt lager måste avkokningsproblemet vara fullt kontrollerat, vilket förutsätter ett tätt lager.

Gemensamt för de misslyckade försöken har varit bergrummens ytnära förläggning. De flesta försöken har utförts i s.k. "inground" lager, utsprängda cylindriska gropar med ett isolerat tak på markytan.

Ett intressant misslyckande är ett försök att lagra etylen vid -100°C i ett konventionellt utformat bergrum med endast 15m bergtäckning i Stenungsund (Jakobsson, 1977). Efter en lång nedkylningsperiod på, ca sex månader, fylldes bergrummet med etylen. En mycket hög och okontrollerbar avkokning inträffade med tryckökning och utläckning av etylen på marktan som följd. Huvudorsaken till det stora läckaget lär ha varit ett antal större sprickor runt bergrummet. Bergrummet fungerar idag tillfredsställande som lager för propylen (-40°C). Erfarenheter från detta bergrum verkar ha skapat ett kriterium att bergrum med bibehållen täthet endast kan kylas ner till -40°C . Problemet torde istället vara ett spännings- deformationsproblem.

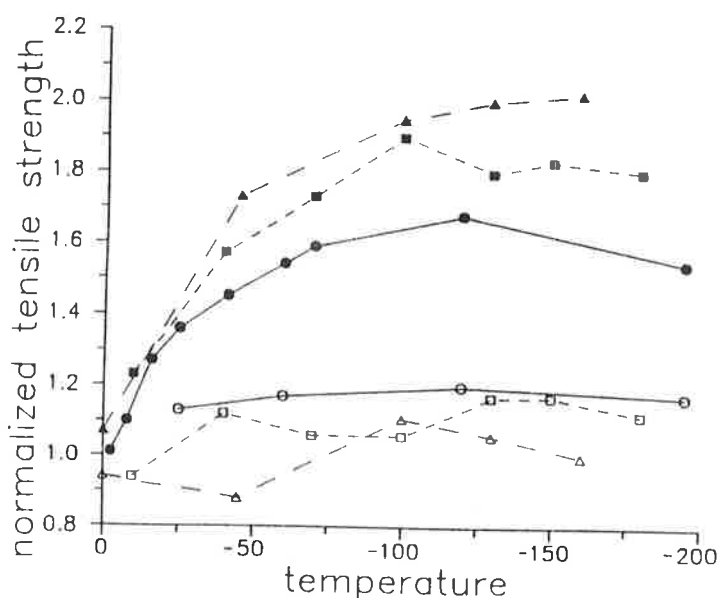
En förutsättning för att ett lager skall vara tätt är att den av den sänkta temperaturen inducerade spänningsrelaxationen inte överskrider de runt lagret existerande tryckspänningarna. Tidigare misslyckanden torde till stor del berott på lagrens ytnära förläggning. De termiskt alstrade spänningarna är i storleksordningen 20-40 gånger större än vertikalspänningen på de aktuella lagringsnivåerna.

Vid nedkylningsprocessen kommer vattnet i sprickor att frysa. Isen kommer att fungera som en tätskärm runt lagret. Vid ytterligare nedkylning reduceras tryckspänningarna och när dessa reducerats fullständigt fortsätter det intakta berget mellan sprickplan att krympa och sprickorna vidgas. Vattenflödet i bergmassan runt lagret har nu avstannat pga den låga temperaturen, vilket medför att en luftspalt kommer att bildas i vilken gas kan tränga in.

Det kan antas att det finns ett visst kritiskt värde på den maximalt tillåtna termospänningen. Den av den sänkta temperaturen orsakade spänningsrelaxationen får inte överskrida bergmassans minsta tryckspänning på den aktuella nivån.

In Situ spänningar
(sekundärspänningar) > termospänningar (1)

En hypotetisk sprickfri bergmassa kan tilldelas en draghållfasthet. Den maximalt tillåtna termospänningen skulle då öka med bergets draghållfasthet vid den aktuella temperaturen. Laboratorieförsök har visat att bergets draghållfasthet ökar med sjunkande temperatur, se figur 1. Storleken på hållfasthetstillväxten beror till stor del på vattenmättnadsgrad och porositet. Hållfasthetstillväxten är större för ett vattenmättat prov med hög porositet. Det bör tilläggas att i praktisk bergmekanik antas bergmassan inte ha någon draghållfasthet. På grund av lagringsproduktens och bergmassans karaktär kan det anses vara klart olämpligt att tilldela bergmassan draghållfasthet vid dimensionering av ett LNG-lager.



Figur 1 Normaliserad draghållfasthet ($\sigma_d/\sigma_{d20^\circ\text{C}}$) för granit.

- Lufttorra prover
- Vattenmättade prover
- Mellor (1971)
- Kuriyagawa (1980)
- ▲ Aoki (1989)

Den relaxation av tryckspänningen $\Delta\sigma$ som orsakas av en temperatursänkning kan för ett plant spänningstillstånd skrivas

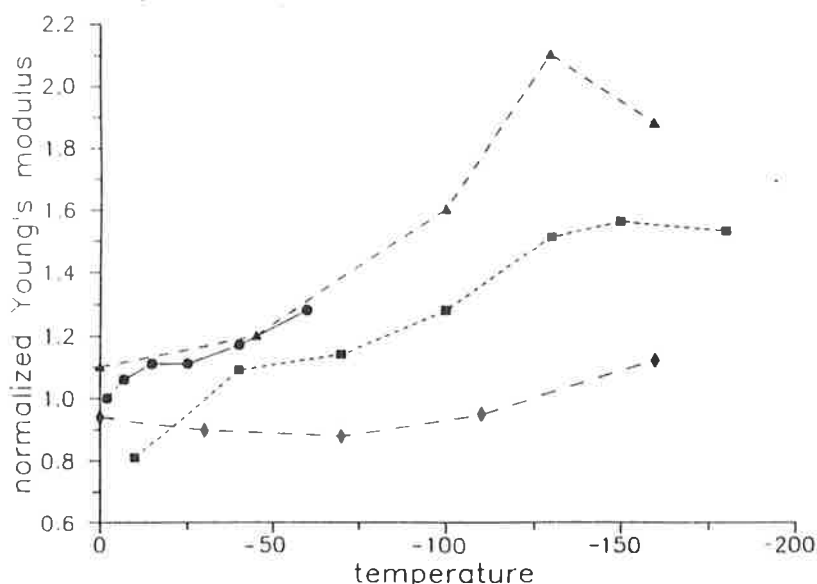
$$\Delta\sigma = \frac{\alpha \cdot E \cdot \Delta T}{(1-\nu)} \quad (2)$$

α = termiska expansionskoefficienten
 E = bergets elasticitetsmodul
 ν = tvärkontraktionstalet
 $\Delta T = T_2 - T_1$

Laboratorieförsök har visat att de i ekvationen ingående parametrarna är temperaturberoende. För att avgöra spänningsrelaxationens storlek måste de ingående parametrarna vara bestämda för gällande temperatur. En hög elasticitetsmodul medför en större spänningsrelaxation, vilket i sin tur medför ett större förläggningsdjup. Att bestämma bergmassans elasticitetsmodul är svårt. Vanligt är att ett laboratoriebestämt värde reduceras. Storleken på reduktionen är en bedömningsfråga som görs utifrån bergmassans karaktär. Goodall (1989) föreslog att för en normal kristallin bergmassa kan elasticitetsmodulen reduceras till 25% av laboratoriebestämda värden. Detta kan eventuellt vara ett bra antagande för en uppsprucken ytnära bergmassa. Hänsyn måste dock tas till att med ökat djup blir spänningarna större och berget mer intakt. Ett reducerat värde på modulen bör således användas vid spännings- och deformationsberäkningar efter utbrytning av rummet. Vid nedkylningen av bergrummet kommer intakt berg mellan sprickplan att krympa. Det mest riktiga vid beräkning av de termiska spänningarna torde därför vara ett utnyttja det intakta bergets elasticitetsmodul, dvs ett värde i närheten av det som bestämts i laboratoriet vid den aktuella spännings- och temperaturnivån.

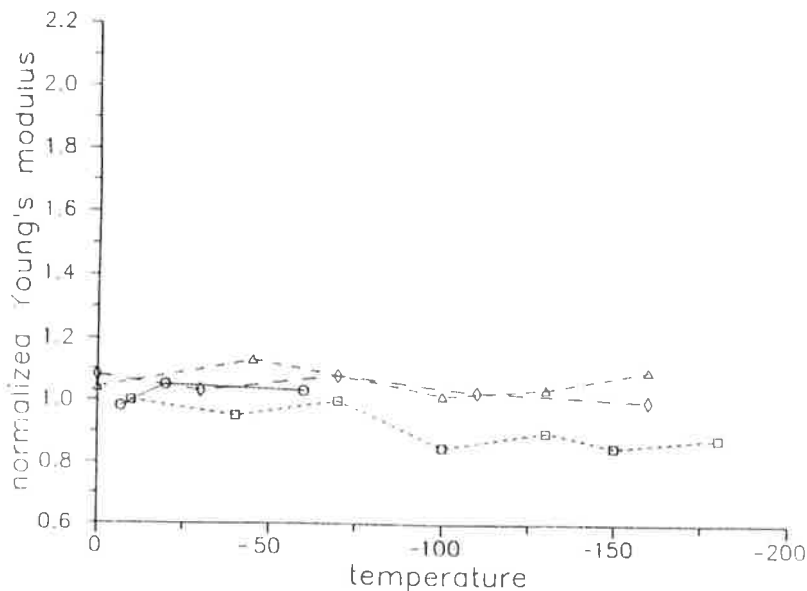
BERGPARAMETRARS TEMPERATURBEROENDE

De i ekvation (2) ingående parametrar är temperaturberoende. Detta har visats vid ett flertal laboratorieförsök. I figur 2 och 3 visas den normaliserade tillväxten av elasticitetsmodulen, dvs modulen vid aktuell temperatur delat på modulen vid rumstemperatur, som funktion av temperaturen för några typer av granit. Figur 2 visar resultat från vattenmättade prover medans figur 3 visar motsvarande för torra prover. Den största tillväxten har vattenmättade prover med hög porositet.



Figur 2 Normaliserad elasticitetsmodul ($E/E_{20^{\circ}\text{C}}$) för vattenmättad granit.

- Mellor (1971)
- Kuriyagawa (1980)
- ▲ Aoki (1989)
- ◆ Lindblom (1977)



Figur 3 Normaliserad elasticitetsmodul för lufttorra granitprover.

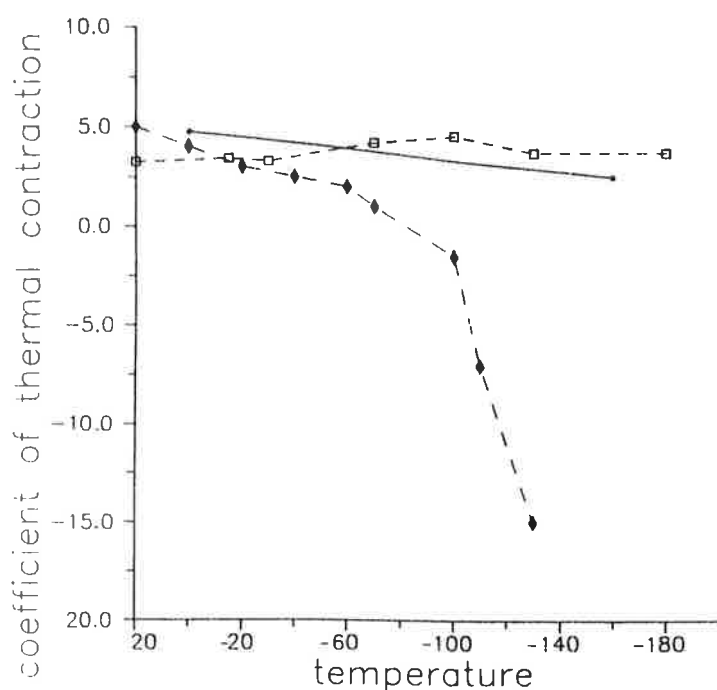
Relationen mellan tvärkontraktionstalet och temperaturen är inte lika tydlig. Försök har dock visat på ett något större värde vid lägre temperatur.

Den termiska expansionskoefficienten (α) för berg är en parameter som vid en jämförelse mellan olika försök visar på mycket skiftande storlek, se figur 4. Orsaken till resultatskillnaderna beror säkerligen till stor del på olika tillvägagångssätt vid försöken. De flesta undersökningarna har utförts på obelastade bergprover. Koefficienten tenderar att minska något med sjunkande temperatur, den är dock så liten att den kan betraktas som konstant ca $4.5 \cdot 10^{-6} / \text{K}$. För att efterlikna situationen i bergmassan bör parametern utvärderas på belastade provkroppar. Lindblom (1977) utvärderade koefficienten vid belastningarna 9 resp 35 MPa, vilket resulterade i ett mycket uppseendeväckande resultat. Provkropparnas utvidningskoefficient minskade med sänkt temperatur för att vid temperaturer lägre än ca -80°C byta tecken, dvs provkropparna började expandera vid ytterligare temperatursänkning, se figur 4.

För att få den termiska expansionskoefficienten (α) bekräftad bör kompletterande försök utföras. I dessa försök belastas först provet till den aktuella spänningsnivån för att därefter kylas. Under nedkylningen registreras lastreduktionen och α kan därefter beräknas, om elasticitetsmodulen är känd för den aktuella temperaturnivån, ur

$$\alpha = \frac{\Delta\sigma \cdot (1-\nu)}{E \cdot \Delta T} \quad (3)$$

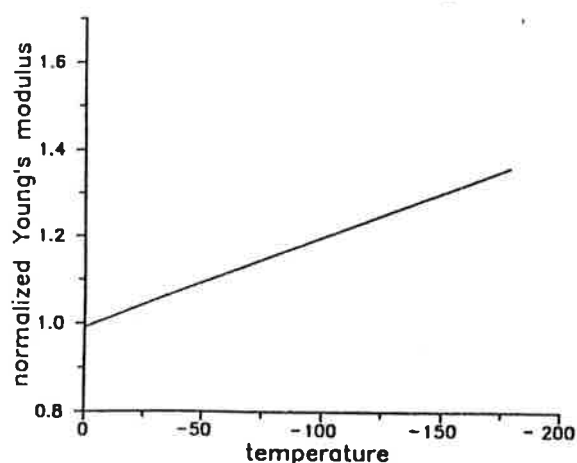
Detta tillvägagångssätt torde vara det som mest efterliknar den verkliga situationen av inspanning i berget runt ett kylt bergrum.



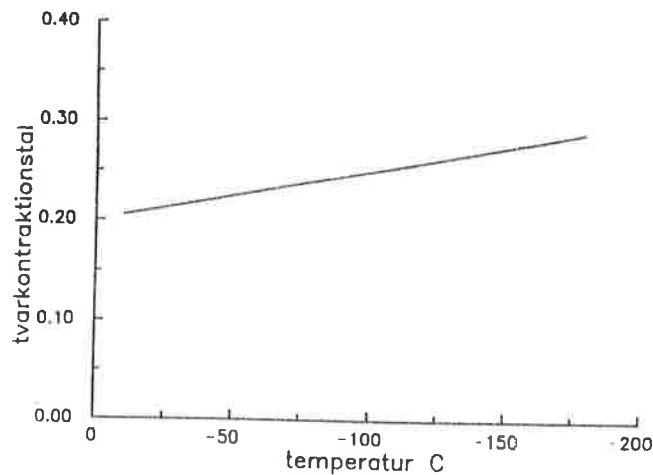
Figur 4 Termisk expansionskoefficient för granit.
 • Mellor (1971)
 ♦ Lindblom (1977) (enaxiell belastning 35 MPa)
 □ Kuriyagawa (1980) (lufttorra provkroppar)

DESIGNMETODIK

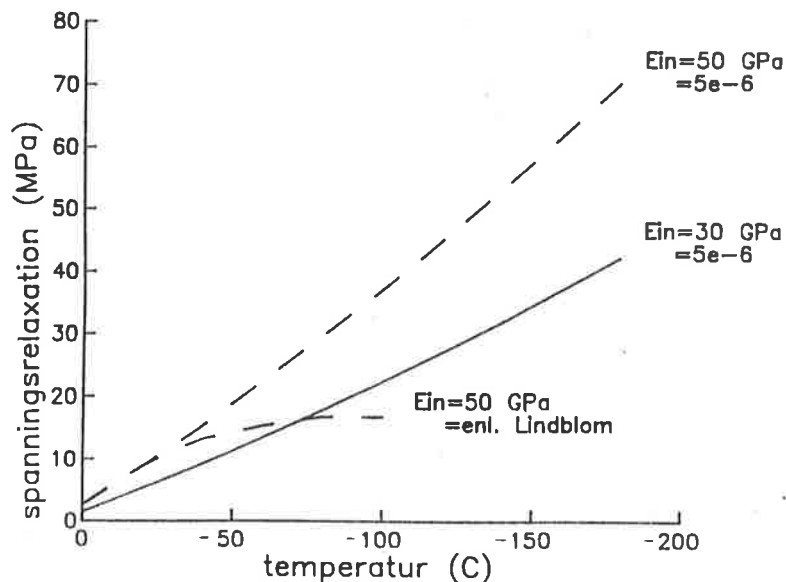
För att beräkna spänningsrelaxationen av orsakad av en temperatur-sänkning, för ett plant spänningstillstånd, kan samband (2) utnyttjas. En rätlinjig interpolation av normaliserade laboratorieresultat på elasticitetsmodul och tvärkontraktion som funktion av temperaturen för granit erhålles i figurerna 5 och 6. Enligt samband (2) och de i ekvationen ingående temperaturberoende parametrarna kan de termiskt alstrade spänningarna avbildas enligt figur 7. Figuren visar spänningsrelaxationen som funktion av temperaturen för de initiella elasticitetsmodulerna 50 resp 30 GPa och expansionskoefficienten konstant $5 \cdot 10^{-6}$ samt bestämd enligt Lindblom, se figur 4.



Figur 5 Rätlinjig interpolation av normaliserade laboratorieresultat av elasticitetsmodulen som funktion av temperaturen.



Figur 6 Rätlinjig interpolation av laboratorieresultat på tvärkontraktionstalet som funktion av temperaturen.



Figur 7 Spänningsrelaxationen som funktion av temperaturen.

Med för bergmassan aktuella parametervärden och in situ spänningar kan erforderligt förläggningsdjup bestämmas. Enligt samband (1) får inte spänningsrelaxationen orsakad av temperatursänkningen överskrida den minsta tryckspänningen i bergmassan runt lagret. Storlekan på den vertikala spänningen, oftast den minsta i den övre delen av jordskorpan, kan förutsättas vara i samma storleksordning som överlagringstrycket orsakat av överliggande bergmassa, se den streckade kurvan i figur 8. Utifrån den dimensionerande vertikalspänningen kan erforderligt förläggningsdjup, som funktion av temperaturen, bestämmas för att undvika en fullständig avlastning.

Betraktas istället den lägsta tryckspänningen i direkt anslutning till lagret (sekundärspänningen) som dimensionerande, skulle i många fall förläggningsdjupet kunna reduceras betydligt. Med en lämplig utformning av bergrummet i förhållande till bergmassans in situ spänningar skapas sekundära tangentiella spänningar, större än bergmassans vertikalspänning. För ett långsträckt bergrum orienterat parallellt med den största horisontalspänningen kan den maximalt tillåtna spänningsrelaxationen skrivas

minsta tangentialspänning
största horisontalspänning

>termospänningar

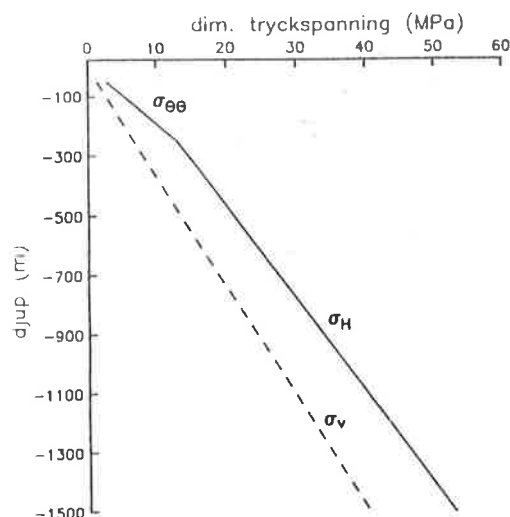
Fältdata från någon aktuell lokal för ett LNG-lager saknas. För att schematiskt kunna beräkna erforderlig förläggningsdjup för ett långsträckt bergrum genereras bergspänningar ur Fennoscandia Rock Stress Database (FRSDB). För Fennoscandia föreslås följande spänningsvariation med djupet för den övre delen av jordskorpan (0-20 km)

$$\sigma_{H_{\max}} = 5 + 0.032 Z \text{ (MPa)} (Z \text{ i meter})$$

$$\sigma_{h_{\min}} = 2 + 0.028 Z$$

$$\sigma_v = 0.027 Z$$

Den tangentiella randspänningens storlek erhålls ur vertikalspänningen och dess förhållande till den minsta horisontalspänningen. Den helldragna kurvan i figur 8 visar den dimensionerande spänningen runt ett långsträckt cirkulärt hålrum, orienterat parallellt med den största horisontalspänningen. Kurvan har en brytpunkt vid vilken den minsta tangentialspänningen blir större än den största horisontalspänningen som då övergår till att bli dimensionerande. Det bör dock noteras att bergspänningar varierar mellan olika geografiska områden, vilket belyser vikten av bergspänningsmätningar för aktuella lagerlokaler.

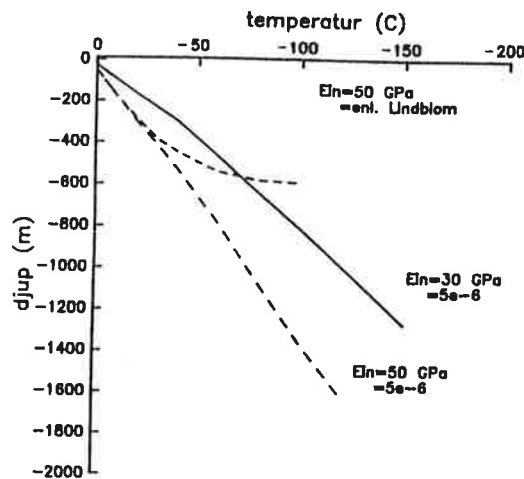


Figur 8 Dimensionerande tryckspänning som funktion av förläggningsdjupet

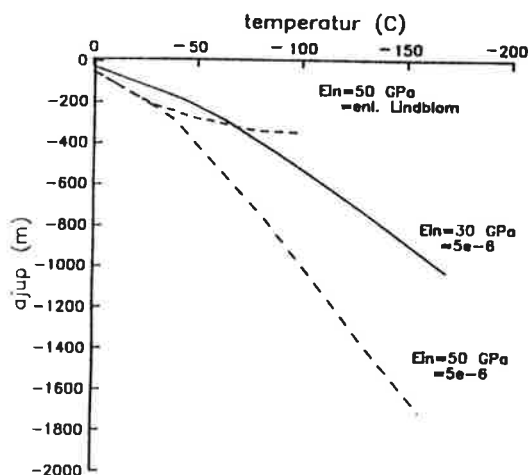
Figur 9 visar erforderligt förläggningsdjup som funktion av temperaturen om den vertikala bergspänningen betraktas som dimensionerande och figur 10 redovisar erforderligt förläggningsdjup om den minsta tangentialspänningen respektive den största horisontalspänningen är dimensionerande. Vid en jämförelse mellan figur 9 och 10 kan som synes förläggningsdjupet reduceras upp till 300 meter om den tangentiella randspänningen kan nyttjas.

Figurerna belyser vidare vikten av riktiga och tillförlitliga resultat på bergmassans parametrar. En hög elasticitetsmodul medför krav på större förläggningsdjup. Termisk expansionskoefficient bestämd enligt Lindblom medför att ett lågtemperaturlager aldrig behöver förläggas djupare än 300 meter.

Enligt ovanstående designfilosofi är det förvånande att man tillfredsställande kan lagra propylen vid -40°C i bergrummet i Stenungsund med endast 15 meters bergtäckning. Det kan därför tyckas att de redovisade resultaten är mycket konservativa. Men så länge det finns luckor i teorin och förståelsen hur bergmassan påverkas av den låga temperaturen måste så långt som möjligt säkra konstruktionsteorier användas.



Figur 9 Förläggningsdjupet som funktion av temperaturen ($\sigma_d < \sigma_v$)



Figur 10 Förläggningsdjupet som funktion av temperaturen ($\sigma_d < \sigma_{\theta\theta}, \sigma_H$)

Aoki, K. Hibiya, K. Yoshida, T. 1989. "Storage of refrigerated liquified gases in rock caverns-characteristics of rock under very low temperature". Proc Intl Conf on storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim June 26-28, 1989.

Goodall, D.C. 1989. "Prospect for LNG in unlined Rock Caverns". Proc Intl Conf on storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim June 26-28, 1989.

Kuriyagawa, U. Matsunaga, I. Kinoshita, N. Hibi, K. 1981. "Rock behavior of Underground Cavern with the storage of Cryogenic Liquified Gas". Subsurface Space; Rock Store '80. 1981.

Lindblom, U. af Forselles, T. 1977. "Rock mechanical properties at low temperatures", (in swedish). Bergmekanikdagem 1977. BeFo report.

Mellor, M. 1971. "Strength and Deformability of Rock at Low Temperatures". U.S Army Corps of Engineers, Hanover, New Hampshire, CRREL Research Rept. 294

Stephansson, O. Ljunggren, C. Dahlström, L-O. 1988. "Swedish stress data for the Word Stress Map Project and Geological implications of the data in FRSDB". Workshop on Nordic rock stress data, Trondheim okt 10 1988.

SUMMARY

Experience from unsuccessful storage of liquified natural gas (-162°C) in unlined rock caverns has more or less rejected the technique. Common for these unsuccessful storage is their shallow location which presumably has lead to open fractures due to induced tensile thermal stresses which are greater than the in situ compressive stresses in the rock mass. It can, on the other hand, be assumed that, if the problem is a stress-strain problem, as long as there is a compressive normal stress acting on a fracture it will be closed.

The magnitude of induced thermal stresses is dependent on the Young's modulus, Poisson's ratio and the coefficient of thermal expansion of the rock mass. In order to calculate the magnitude of thermal stresses the temperature dependence of the properties must be considered.

Critical temperature in a rock cavern is when the thermally induced stress exceeds the smallest tangential stress around the rock cavern. If the in situ stress and the rock mechanical parameters of the rock are known, a suitable depth for a LNG storage can be calculated. Using different coefficients of thermal expansion resulting from laboratory tests and different orientation's of the cavern, the suitable depth can vary by more than 100 m.

MAXTRYCK FÖR VATTENTÄTATE NATURGASLAGER

Maximum pressure for unlined gasstorages with watercurtains

Civilingenjör Carl-Olof Söder, Chalmers Tekniska Högskola

Följande artikel är en sammanfattning av en rapport utförd åt Statens Vattenfallsverk av Ulf Lindblom, GECON AB och Carl-Olof Söder, VIAK AB

Bakgrund

Under årens lopp har flera olika koncept för lagring av naturgas diskuterats. Rent principiellt kan dessa delas in i inklädda respektive oinklädda koncept.

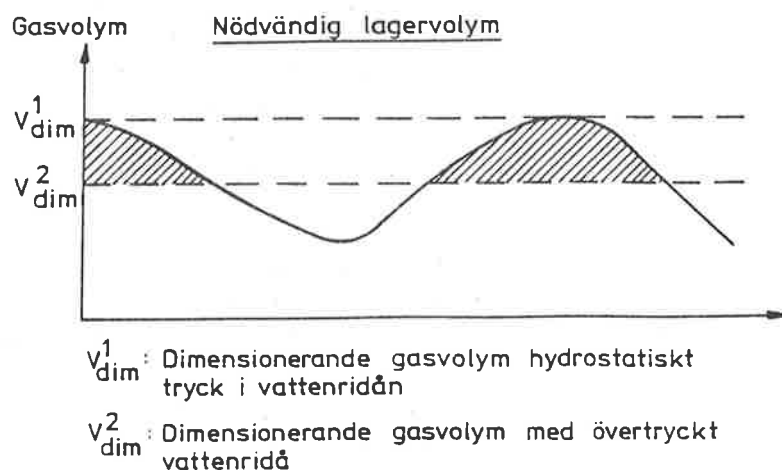
Oinklädda lagersystem för naturgas kan antingen utföras som kyllda lager (LNG) eller som vattentätade lager. En tredje, mycket intressant, variant skulle vara en kombination av dessa två, men där gasen inte kyls till flytande tillstånd.

Denna artikel kommer endast att vara applicerbar på vattenridåttätade lager av s k okompenserad typ, d v s gastrycket varierar med mängden lagrad gas mätt vid atmosfärstryck.

Det gastryck, och därmed gasmängd, som maximalt kan lagras i ett sådant lager beror på trycket i vattenridån. Genom att höja trycket i ridån utöver det rådande grundvattentrycket i bergmassan är det alltså möjligt att öka lagringskapaciteten jämfört med en ridå som enbart upprätthåller det rådande grundvattentrycket.

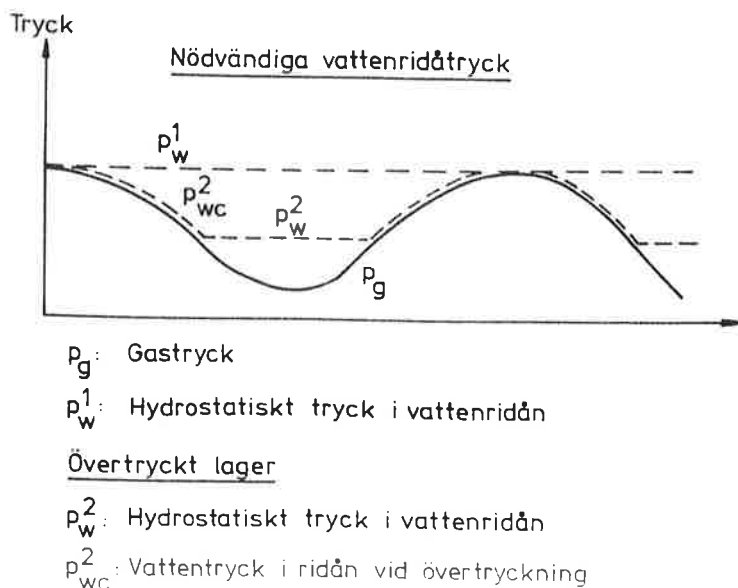
Eftersom den lagrade gasmängden kommer att variera över tiden är en vinst med ett övertryckt koncept att behovet av maximalt lagrad gasvolym inte är direkt dimensionerande för gaslagrets verkliga volym. Istället kan lagrets volym minskas och den överskjutande gasvolymen kompenseras för genom att ridåtrycket höjs utöver det hydrostatiska.

I figur 1 visas principen för hur variationen i gasvolym påverkar lagervolymen för ett lager med hydrostatisk respektive övertryckt ridå.



Figur 1: Nödvändig lagervolym vid varierande mängd lagrad gas för vattentätat lager med respektive utan övertryckt ridå

För att säkerställa gastätheten vid övertryckning av gasen måste alltså ridåtrycket kontinuerligt övervakas och varieras så att det alltid överstiger gastrycket med en viss säkerhetsmarginal. Principen för hur detta görs visas i figur 2.

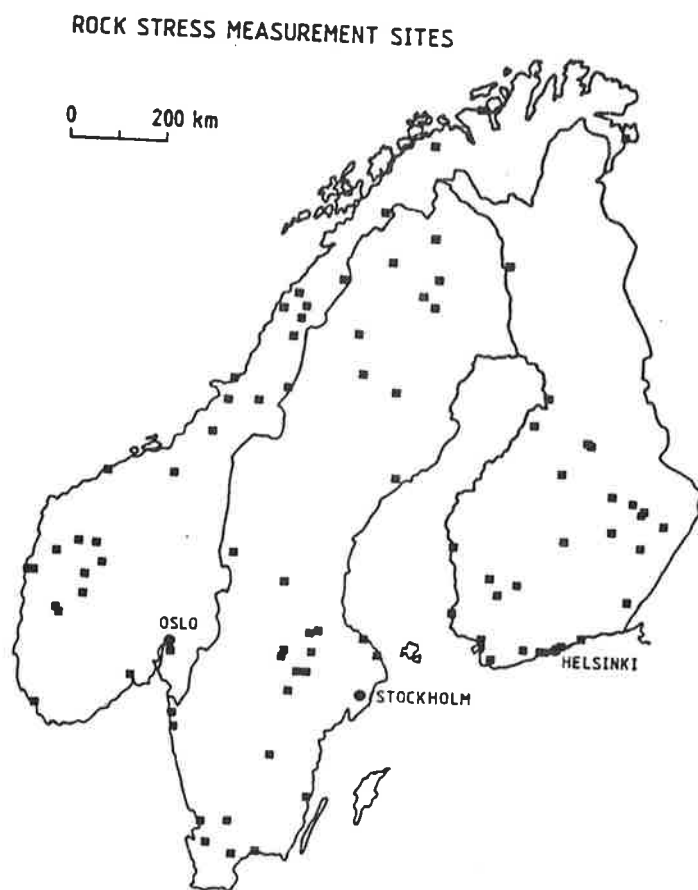


Figur 2: Vattenridåtryck för att säkerställa gastäthet för vatten tätade lager med respektive utan övertryckt ridå

Problemställning

Det som begränsar gastrycket i lagret är alltså vattentrycket i ridån. Detta vattentryck begränsas i sin tur av risken för hydraulisk spjälkning i bergmassan. Eftersom en vattenridå kommer att omfatta en relativt stor bergvolym innebär spjälkningen i detta fall att befintliga sprickplan vidgas genom att effektivspänningarna tvärs sprickplanet minskar tills den blivit tillräckligt liten för att möjliggöra skjuvning av sprickplanet. På grund av dilatationen innebär en skjuvning av ett sprickplan att dess öppning, och därmed förmåga att leda vatten, ökar. Därmed kommer vattenflödet att öka och risk för trycksänkning av ridån föreligger, vilket man givetvis vill förhindra. Problemet är alltså att bedömma spjälkningstrycket hos befintliga sprickplan i bergmassan.

De parametrar vilka styr spjälkningen är rådande bergspänningar, sprickplanens orientering samt dess effektiva friktionsvinkel. Figur 3 visar hur det kritiska gränstrycket bestäms för ett generellt fall, där p_w utgör det naturliga grundvattentrycket vid olika djup och p_{wc} det vattentryck som erhålles vid en övertryckning. Denna figur innehåller dock ingen information om sprickplanens riktning, varför friktionsvinkeln, ϕ , skall ses som den resulterande effektiva friktionsvinkeln för bergmassan runt lagret.



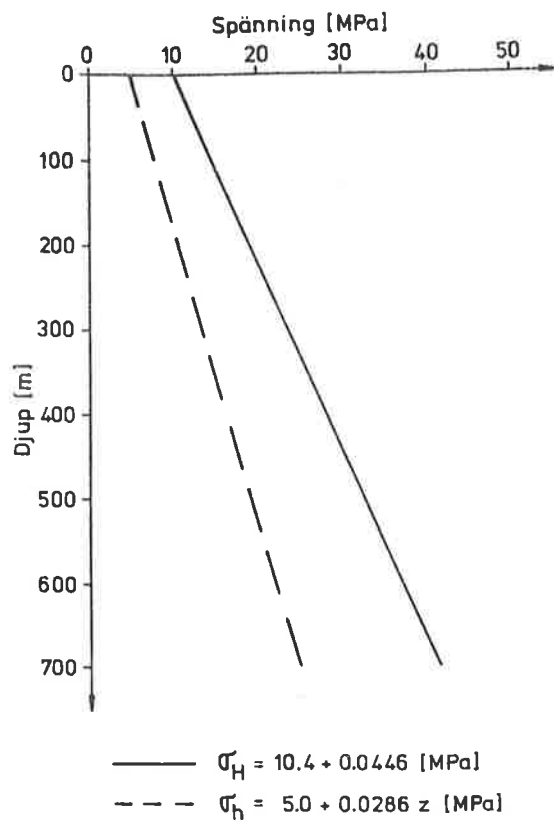
Figur 4: Lokaler för bergspänningsmätningar i FRSDB fram till maj, 1987

I databasen ingående bergspänningar har erhållits med olika metoder, vilka var för sig ger något olika resultat för spänningarnas storlek och variation med djupet. De metoder som valdes för den fortsatta analysen var dels en överborrningsmetod enligt Leeman-Hiltscher, vilken praktiseras av Vattenfall, samt hydraulisk spjälkning av bergmassan. Resultaten från hydraulisk spjälkning valdes för att denna metod i viss mån kan anses efterlikna de förhållande som råder vid en vattenridå, om än i betydligt mindre skala.

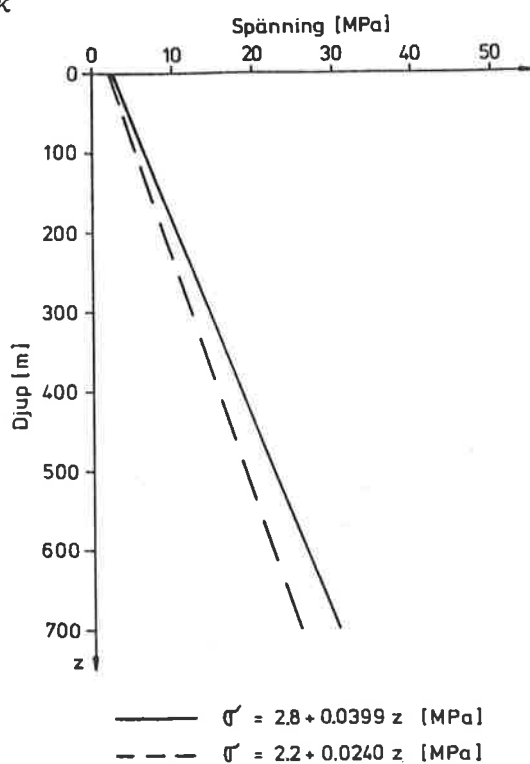
Valet av överborrningsmetod gjordes på basis av relativt god överensstämmelse med överborrningsmetoder praktiserade vid NTH samt LuTH, vilka också ingår i FRSDB.

I figur 5 och 6 visas resultaten av regressionsanalyser med linjär regression (minsta kvadratmetoden) på de uppmätta resultaten, dels för Leeman-Hiltscher's metod, dels för hydraulisk spjälkning.

Överborrningsmetoden innehåller 87 stycken mätningar ned till 665 meter och hydraulisk spjälkning 120 stycken ned till 501 meter.

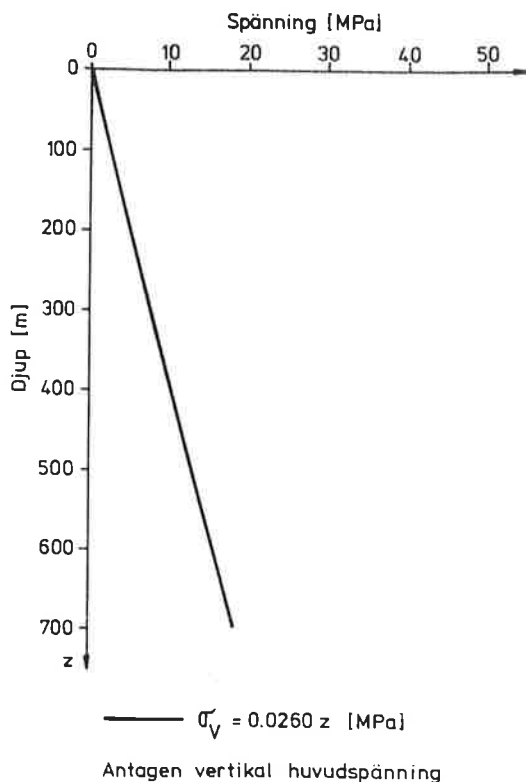


Figur 5: Regressionsanalys av största och minsta horisontella huvud spänning uppmätta med metod enligt Leeman-Hiltscher, Statens Vattenfallsverk



Figur 6: Regressionsanalys av största och minsta horisontella huvud spänning uppmätta med hydraulisk spjälkning

Figur 5 och 6 visar som synes de uppmätta spänningarna som största och minsta horisontella huvudspänning. I den fortsatta analysen har vi antagit att huvudspänningarna i bergmassan är horisontella (σ_h respektive σ_h) samt vertikala (σ_v). För den vertikala huvudspänningen har antagits en densitet hos berget på 2600 kg/m^3 och att vertikalspänningarna varierar linjärt med djupet med en gradient på 26 MPa/km (figur 7).



Figur 7: Antagen vertikal huvudspänning

Sprickplanen

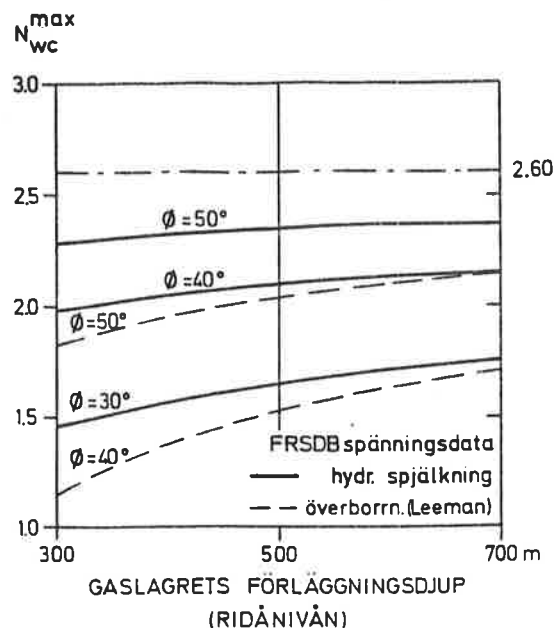
De friktionsvinklar som är relevanta för sprickplanen i kristallint berg av den typ man kan förvänta sig i Sverige brukar i allmänhet ligga omkring 30° . Till detta skall dock läggas dilatationen varför man kan uppskatta den totala friktionsvinkeln till $30^\circ - 40^\circ$.

Den sista parametern som avgör storleken på gränstrycket är sprickplanens orientering i rymden. Eftersom denna parameter är platsunik har vi istället valt att, för olika djup och friktionsvinklar hos sprickplanen, beräkna det kritiska gränstrycket för ett stort antal sprickriktningar och välja det värsta fallet.

Detta är förmodligen inte speciellt konservativt, eftersom en fullskale-ridå kommer att engagera ett stort antal sprickor och sannolikheten att tillräckligt många av dessa har en riktning nära den kritiska är relativt stor. I figur 8 redovisas resultaten av dessa beräkningar. Parametern N_{wc}^{max} anger möjlig övertryckning av ridån i förhållande till det hydrostatiska fallet, $N_{wc} = 1.0$.

Av figuren kan utläsas att det är möjligt att räkna med en övertryckning på ca 1.5 - 2.0 vid ett djup av 500 m. En djupare förläggning medför än större övertryckning.

Som synes medför metodvalet vid spänningsmätningarna relativt stora skillnader i möjlig övertryckning, men en hydraulisk spjälkning av bergmassan borde bäst efterlikna de verkliga förhållande som råder omkring en vattenridå.



Figur 8: Övertryckskoefficient i vattenridå som leder till skjuvbrott i omgivande, kritiskt orienterade sprickplan i bergmassan. Sprickplanens totala friktionsvinkel (basfriktion + dilatation) anges som ϕ . Vid analysen har utnyttjats bergspänningsmätningar enligt FRSDB.

Framtida forskningsprojekt

För att kunna utnyttja fördelarna med övertryckta vattentätade naturgaslager i framtiden kommer det att behövas bättre kunskap om bergmassans uppträdande när den utsätts för höga vattentryck.

Ett problem som ofta dyker upp vid undersökningar som rör berg och bergs uppträdande är skalnings-effekten, d v s tester utförda på små prov kan inte på ett enkelt sätt överföras till hela bergmassan. Detta innebär ingalunda att små-skaliga tester är ointressanta, tvärtom är de nödvändiga när det gäller att förstå de grundläggande mekanismerna i en process.

Problem uppstår dock när en fullskale-modell ska upprättas och det enbart finns data från försök utförda på små prov tillgängliga. En sådan modell skulle knappast kunna kallas för tillförlitlig och den skulle även av nödvändighet behöva vara oerhört komplex eftersom man inte på förhand kan vara helt säker på vilka parametrar som kan uteslutas utan att slutresultatet påverkas nämnvärt.

Det enda riktigt tillförlitliga angreppssättet när det gäller att förutsäga och förstå hur en större bergvolym uppträder, vid t ex en övertryckning av en vattenridå, är att utföra sina slutliga försök i en representativ skala. Storleken på den påverkade bergvolymen måste vara så stor att samma processer styr uppträdandet i såväl försöks-skalan som i det verkliga lagret.

Ett problem med denna storlek på försöken jämfört med laboratorie försök är den osäkerhet som är förknippad med vissa av de ingående variablerna. Detta ställer mycket höga krav på omfattning och kvalitet hos de undersökningar som är nödvändiga för att beskriva bergvolymen. Det är mot denna bakgrund man ska se de olika pilotanläggningar för olika lagringsalternativ vilka projekterats i Dannemora av SwedeGas AB och i Göteborg av Chalmers Tekniska Högskola tillsammans med samarbetspartners från staten, energiföretagen och byggindustrin.

Referenser

- Barton, N. The shear strength of rock and rock joints. Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. 13, 1976.
- Barton, N. and Choubey, V. The shear strength of rock joints in theory and practice, Rock, Mech. 10, 1977.
- Broch, E. Nilsen, B., Selmer-Olsen, R. Inngensjörsgologi-Fjell, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim, 1985
- Dann, H.E. Unlined tunnels of the Snowy Mountains Hydro-electric Authority Australia, 1964.
- Hast, N. The state of stress in the upper part of the earths crust, Tectonophysics, Vol. 8, 1974.
- Hoek, E. Report on geotechnical aspects of the Cat Arm hydroelectric project. Golden Associates, Newfoundland, Canada, 1982.
- Jaeger, C. Rock mechanics and hydro power engineering, Water Power 13, 1961.
- Jaeger, C. and Cook, N. Fundamentals of rock mechanics, 3 rd edition, London: Chapman and Hall, 1979.
- Lindblom, U. Design and operation of high pressure rock caverns for gas storage. Proceedings, Large rock caverns. Pergamon Press, Oxford, 1986.
- Ming Lü. A numerical method for the analysis of unlined pressure tunnels in jointed rock, Doctoral thesis. University of London, 1987.
- Pine, R.J. and Batchelor A.S. Downward migration of shearing in jointed rock during hydraulic injections, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 21, 1984.
- Pine, R.J. Rock joint and rock mass behavior during pressurised hydraulic injections, Doctoral thesis, Camborne School of Mines, 1986.
- Selmer-Olsen, S.R. Experience with unlined pressure shafts in Norway. Large permanent underground openings, 1970.
- Stephansson et al. Fennoscandian Rock Stress Data Base - FRSDb, Research report TULEA 1987:06, Luleå University, Sweden.

Summary

The concept with a water curtain for storage of natural gas was originally based on a constant pressure in the water curtain, this pressure being equal to the groundwater pressure at the actual depth.

Recently, however, there have been discussions regarding the possibility to use a curtain pressure above the hydrostatic. The advantages are larger gas volumes in a storage and the possibility to provide peak shaving much more efficiently.

The limiting factor for the curtain pressure is the possibility of an increase of the permeability of the rock mass. This could be the result of the water pressure acting on existing joint planes, thus decreasing the effective stresses until, finally, shearing of the joint occurs. This shearing leads to an increase of the hydraulic transmissivity and, at some stage, the necessary curtain pressure can no longer be maintained. The risk of obtaining a gas leakage is then obvious.

By using a large number of rock stress measurements from Scandinavia, a reasonable correlation for the variation of stresses versus depth was obtained. These measurements provide the base for generic calculations of expected maximum curtain pressures for different depths of the storage.

BERGMEKANISKA UNDERSÖKNINGAR VID VAL AV PLATS FÖR NATURGASLAGER I FINLAND

Rock mechanics surveys in site selection for natural gas storage in Finland

Tekn dr Pekka Särkkä, Neste Oy Naturgas

INLEDNING

Neste Oy har importerat naturgas från Sovjetunionen till Finland från år 1974. En kraftig ökning i naturgaskonsumtionen började i medlet av 1980 - talet (Fig. 1). Under denna period har Neste utrett olika möjligheter att försäkra tillgången på naturgas.

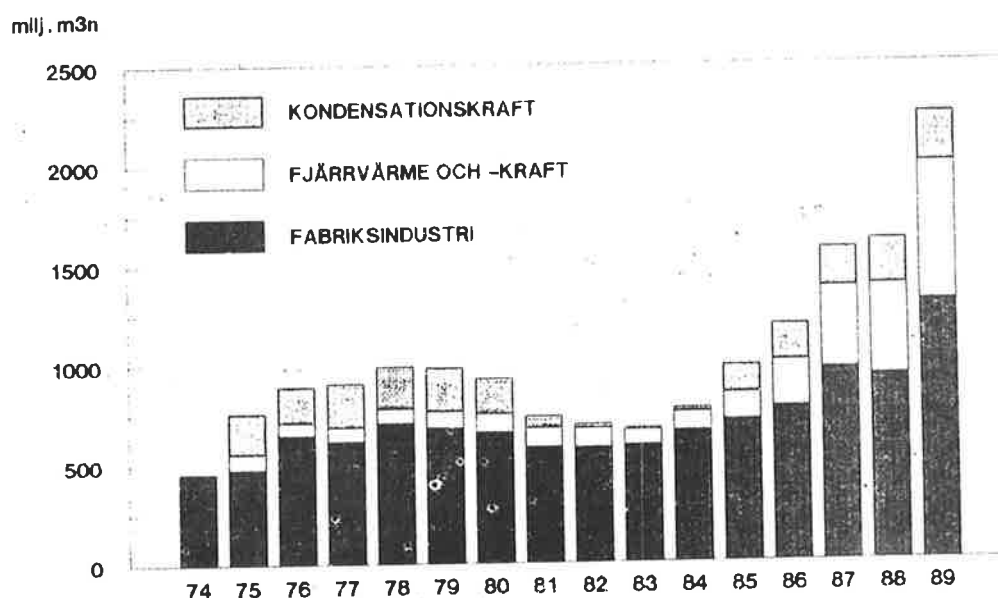


Fig. 1 Naturgaskonsumtion i Finland åren 1974 - 1989.
Natural gas consumption in Finland in the
years 1974 - 1989.

Våren 1989 resulterade utredningarna i ett uppdrag att förbereda en byggplan för ett naturgasdjuplager i berg med en aktiv gasvolym på 100 millioner m³.

PLATSVAL FÖR LAGRET

Det första steget i platsvalet var en utredning över möjliga platser för djuplagret. Geografiskt sett skulle lagret ligga centralt i förhållande till naturgasnätet, ej för långt borta från rören. Geologiskt sett skulle lagret finnas i ett stort, hållfast och tätt bergblock.

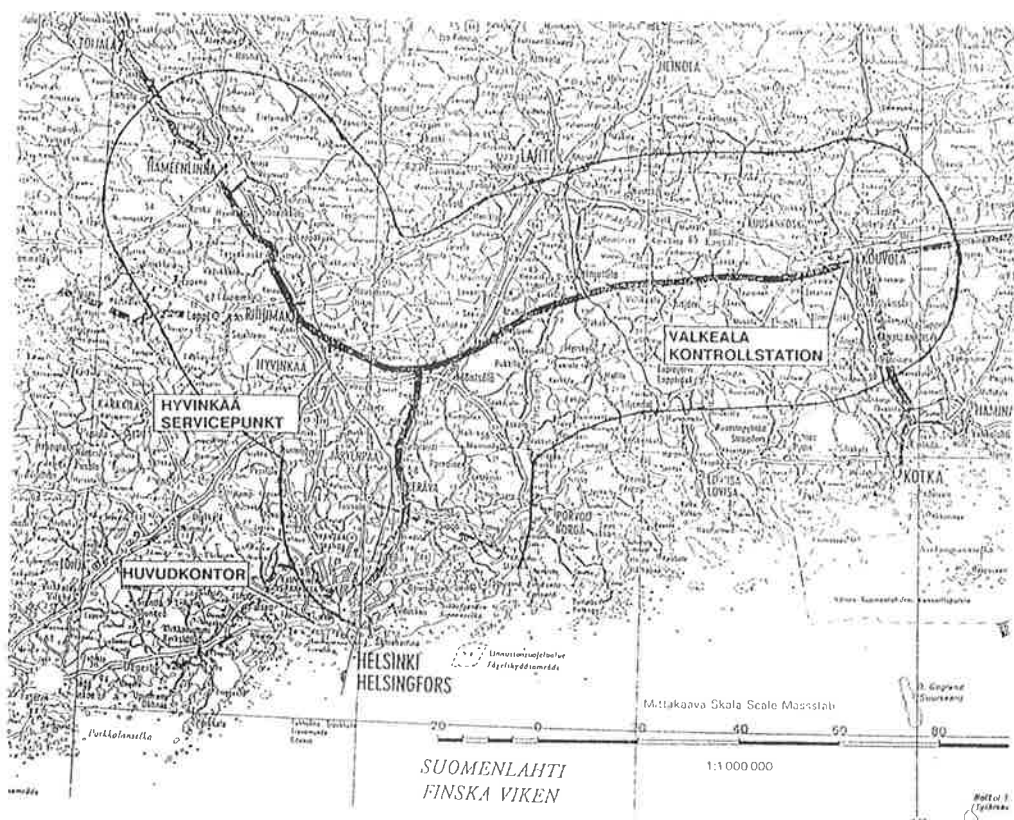


Fig. 2 Utredningsområdet för möjliga gaslagerplatser.
Survey area for possible gas storage sites.

Utredningsområdet begränsades till platser, som var närmare än 20 km från naturgasrören på sträckan Kouvo-la-Riihimäki-Tavastehus-Kervo (Fig. 2). Separat utredde man också områden på finska västkusten runt Edvainen och Lokalähti. Där sökte man homogena bergpartier, som skulle vara minst 2 x 2 km stora, hållfasta ($\sigma_c > 150$ MPa) och täta ($k < 10^{-9}$ m/s). Närhet till vattendrag och lämplig placering för bergtipp var också önskvärda.

På satellitbilder, geologiska, geofysikaliska och topografiska kartor plockade man upp 66 möjliga bergblock. Av dem gallrades 32 block bort på grund av storlek, bergart eller relativt avstånd till gasledning. Kvarstående 34 block rangerades med fältundersökningar enligt geologi och läge (Fig. 3). Av dessa block rekommenderade man slutligen 9 stycken för vidare undersökningar.

På grund av drifttekniska synpunkter valdes slutligen två av dessa block, Hirvihaara Södra och Hirvihaara Norra, i närheten av naturgasledningens korsning i Mäntsälä, för fortsatt arbete.

Hirvihaara Södra är ett platt, stort, obebott granitområde, som är begränsat av tydliga krosszoner. Området skärs av ett par okända zoner, vars kvalitet skulle utredas, särskilt med geofysikaliska mätningar.

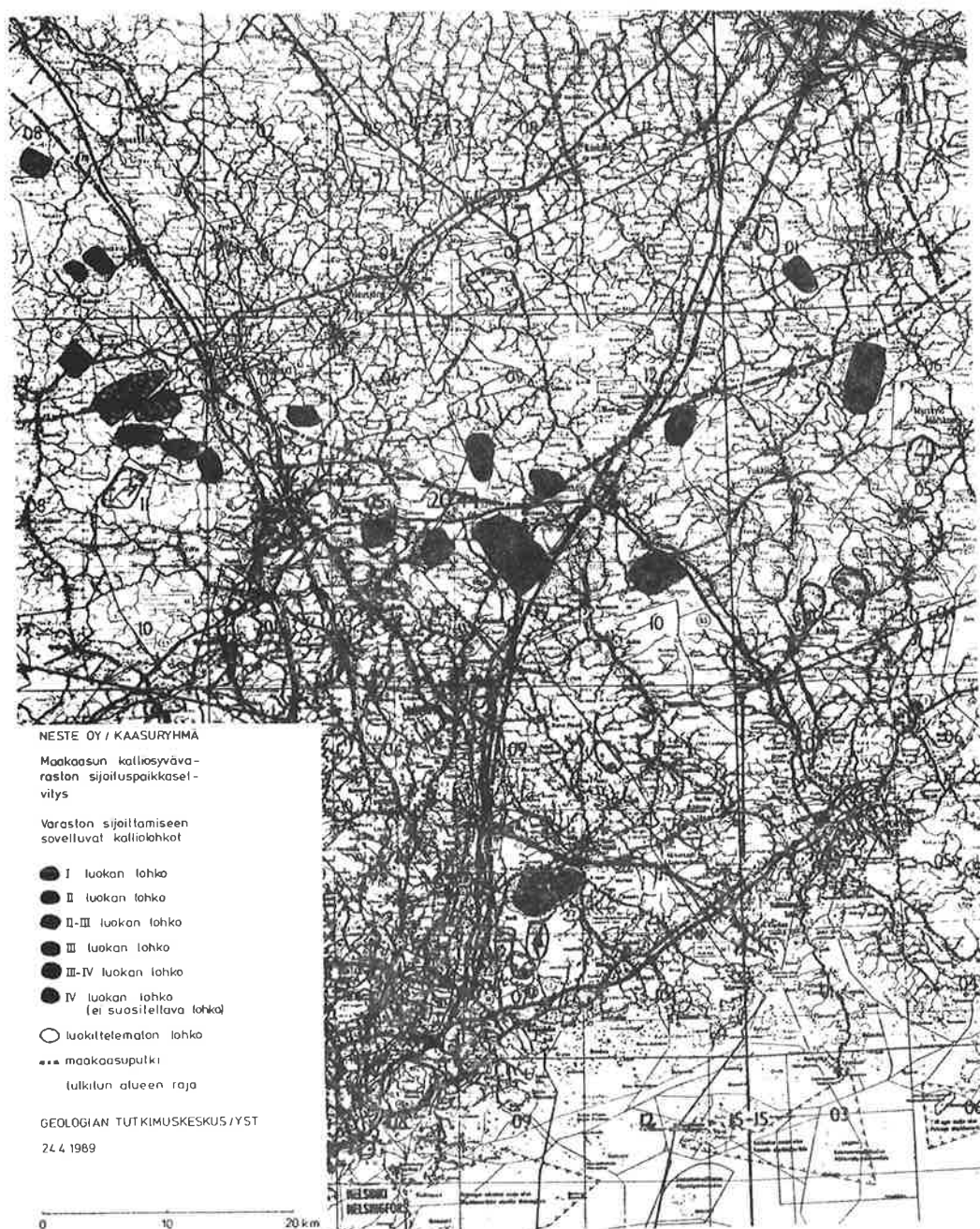


Fig. 3 Möjliga block för lagerplaceringen.
Possible blocks for gas storage.

Hirvihaara Norra består av en gabbrointrusion, som till sin densitet klart skiljer sig från omgivningen. Dess konturer kan därmed bestämmas med t.ex. gravitativa metoder.

UNDERSÖKNINGARNA FRÅN YTAN

Målet för undersökningarna var att bestämma hela och homogena bergpartier i bergblocken för preliminär teknisk planering och placering. Man försökte göra en värdering av berggrundens struktur samt bergarter ner till 1 000 meters djup. Valet av djupborrningsplatser baserades också på dessa undersökningar.

Geologisk ytundersökning

Nästan alla berghällar röjdes upp och undersöktes. Bergartsdata på existerande geologiska kartor stämde bra ihop med fältobservationer. Särskilt utredde man kvaliteten på kontakter mellan olika bergarter. Här och där hade kontakterna sprickbildning och sansynligt också högre permeabilitet. Delvis var de inte skarpa. Ett bra exempel därpå var en kontinuerlig övergång i Hirvihaara Norra från gabbro till sura bergarter. Kontakten är här då inget problem med tanke på permeabiliteten. Det största intresset gavs åt pegmatitådrar inom gabbro-området.

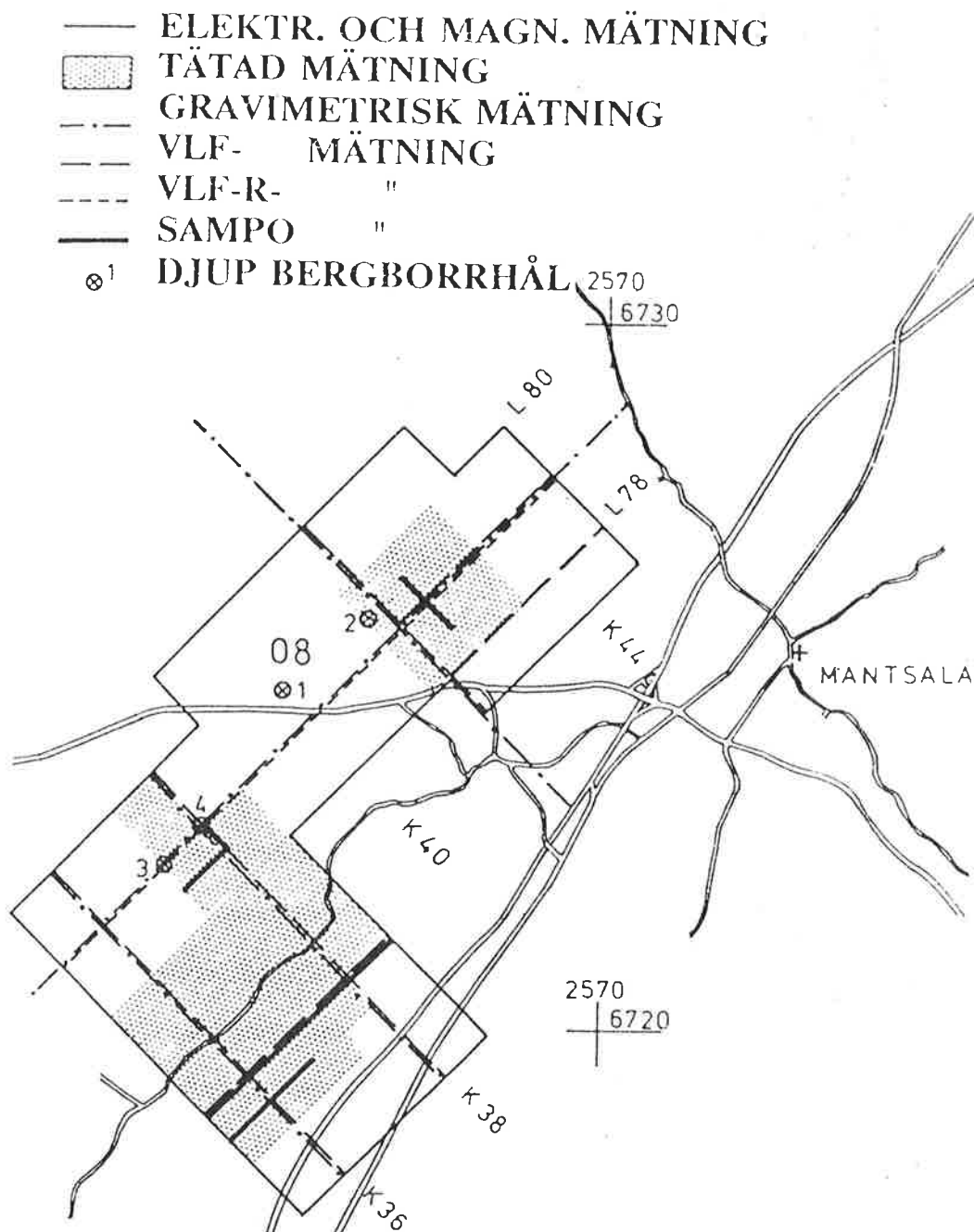


Fig. 4 Geofysikaliska mätningsområden.
Geophysical survey areas.

Sprickbildningens omfattning och riktning bestämdes på nästan alla hållar, likaså skiffrighetens. Mätdata räknades om till diagram för att bestämma riktningarna i berget. Detta igen har betydelse för bergarternas permeabilitet och spänningstillstånd.

Omfattande strukturer på ytan har också betydelse då man värderar strukturer i djupet. Dessa försökte man definiera redan på förhand för att bättre kunna planera de geofysikaliska mätningarna.

Geofysikaliska ytundersökningar

För geofysikaliska fältmätningar var undersökningsområdena tämligen stora. Vid valet av linjenät och mätningstäthet måste man iakttaga storleken på önskvärda strukturer. Ett av huvudmålen var att hitta de i bergbygget påtagliga krosszonerna.

Det valda linjenätet (Fig. 4) omfattade ca 300 linjekilometer. Man utförde systematiskt en magnetisk och slingram-mätning. Längs långa profiler över hela området gjorde man gravitativa mätningar, som var särskilt viktiga för det norra gabbro-området. VLF- och VLFR-mätningar (Fig. 5) gjordes lokalt för att bestämma krosszonernas läge och lutning. Samma mål försökte man uppnå med seismiska refraktionsmätningar.

Med hjälp av seismisk reflektion försökte man från ytan hitta djupstrukturerna. Alternativt använde man en sk sampo-metod, en elektromagnetisk djupsondering.

I de hållfria delarna av Hirvihaara Södra tätade man den systematiska geofysikaliska mätningen. I Hirvihaara Norra var mätlinjerna i nordväst-sydost-riktning, då det var svårt att definiera strukturerna i samma riktning. Här kompletterade man mätningen lokalt med ett tvärgående linjenät.

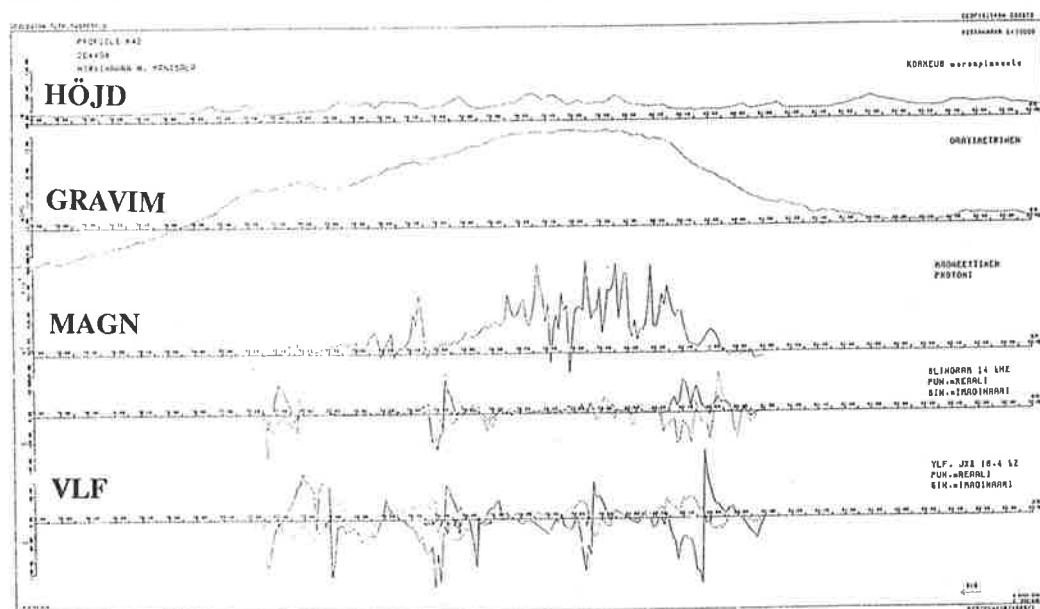


Fig. 5 Typisk geofysikalisk mätningsslinje.
A typical geophysical surveying line.

Till hjälp av geofysikaliska mätningar gjorde man 30 st borrhälsboringar i några dalbottnar. Som helhet genomfördes ytundersökningarna inom två månader.

Resultater

Existensen av stora krosszoner runt undersökningsområdena blev klart redan i områdesvalet. Dessa krosszoner kan jämföras med eg krosszoner befintliga i Päijännetunneln, och härmed fås ett estimat på sprickbildning inom dessa zoner. I arbetet utnyttjade man gråkulör- och färgtolkningar, vilka i några fall gav klara anvisningar för krosszoner och olika bergartsserier.

Detaljerade sprickdiagrammer från bergytan gav delvis samma riktningar som regionala stora krosszoner. Tolkningar från magnetiska och slingram-mätningar korrelerar bra med annan material. Den lokala spruckenhet och heterogenitet i berggrunden reflekterar sig klart i geofysikaliska fältmätningar, varav man kunde bestämma mera homogena anomaliefattiga områden. Reflektionsseismik och elektromagnetiska sampo-sonderingar gav inga större horisontala eller nära till horisontala krosszoner inom dessa områden.

I Hirvihaara Norra kunde man från gravimetriska mätningar göra en tolkning av formationens dimensioner (Fig. 6). Med hjälp av regionala täthetsbestämningar av olika bergarter kompilerade man en model av gabbromassiven, som i sin djupaste del går ner till 1,2 - 1,6 km. Oregelbundenheten i mätningsskurvorna kommer från pegmatitådrar i gabbbron. Refraktionsseismik i dalarna i gabbbron gav klara låghastighetszoner som tecken på krosszoner.

Stort sett är gabbbron utdelad i block begränsade av dalar. Blockstorleken är mest tillräcklig för en enskild gaslagerenhet med flere enheter i flere block.

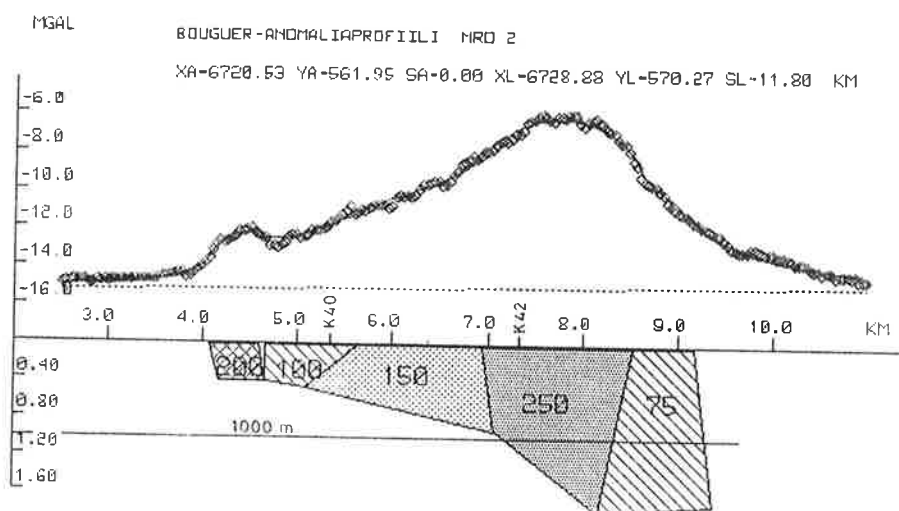


Fig. 6 Gravimetrisk djuptolkning.
A gravimetric depth interpretation.

I Hirvihaara Södra förekom på grund av alla undersökningsmetoder tre homogena och anomaliefattiga områden, varav till vidaregående undersökningar valdes det nordligaste, som var närmast gasledningens korsning. I berggrunden finns en klar riktning. På ytan skär skiffriheten och den starkaste sprickriktningen varandra nästan 100°. I den östra kanten kommer en amfibolitformation fram, som dock åtminstone på ytan ser hel ut.

DJUPBORRNINGARNA

På basen av den geologiska och geofysikaliska datan valdes i september fyra platser för djupa, 800 - 1000 m borrhål, två i Hirvihaara Södra och två i Hirvihaara Norra. Bakgrunden var att med det ena hålet sondera ett möjligt schaktläge och med det andra ett läge för den första lagerenheten. Särskild uppmärksamhet fästes vid bergkvaliteten och bergets permeabilitet. Borrningen pågick samtidigt i alla fyra hål under september - november 1989.

Arbetet omfattade vid sidan om själva borrningen foto-graferingen av kärnprov, vattenförlustmätningar med 1-pluggmetod med 20 m mellanrum, tekniska mätningar i borrhålen, avvikelsemätningar samt rapportering.

En geolog rapporterade om kärnprov på borrhingsplatsen bergart, sprickbildning, bergkvalitet och kalkylerade resultat på vattenförlustmätningarna.

I borrhålen MHA-1 och MHA-2 (Hirvihaara Norra) är dominerande bergart gabbro, som skärs av olika tjocka pegmatitådrar. Gabbroen är mörk, massiv och medelkornig. Där finns svag lineation. Bergkvaliteten är massiv och seg.

Sprickbildningen är blandad. Spricktätheten är i medeltal 2.1 sprickor/m (MHA-1 1.8, MHA-2 2.3). Sprickorna framkommer mest i kontaktzoner mellan gabbro och pegmatit. Tätspruckna zoner (>10 sprickor/m) omfattade tillsammans 37.3 m, den tjockaste enskilda zonen var 3.5 m.

Sprickorna var oftast täta eller fyllda. Fyllningar var mest klorit, men också kiser, karbonat, kaolin och glimmer. Tjockleken var vanligen ca 1 mm.

Vattenförlustmätningarna visade låga siffror, normalt <0.1 l/m/min/MPa. I borrhål MHA-1 var vattenförlusterna nästan obefintliga, högsta värdet efter 500 m 0.04 l/m/min/MPa. I borrhål MHA-2 kom man upp till 1.29 - 1.02 i två områden efter 500 m:s djup.

Avvikelsena var små, i det lodräta borrhålet MHA-1 8 m i 860 m:s djup och i det inklinerade borrhålet MHA-2 36 m i 920 m:s djup (Boremac-metod).

I borrhålen MHA-3 och MHA-4 var den dominerande bergarten granodiorit, som skärs av olika tjocka pegmatit-ådrar. Mot slutet av MHA-4 omvandlades granodiorit till migmatit och slutligen till glimmergneiss. Granodioriten är massiv, jämn- och medelkornig. Den är rik-tad och feltspatkornen är delvis omkristalliserade. I krosszoner kan man kalla berget krossad mylonit. Bergkvaliteten är massiv och spröd.

Sprickbildningen är blandad. Spricktätheten är i medeltal 3.2 sprickor/m (MHA-3 4.5, MHA-4 2.4). Tät-sprickiga zoner (>10 sprickor/m) omfattade tillsammans 111.8 m. Dessa var mestadels tunna zoner. I borrhål MHA-3 träffades två tjocka krosszoner, mellan djupen 256 - 284 m och 489 - 560 m.

Sprickorna var mestadels täta eller fyllda. I öppna sprickor är ytorna ofta täckta av järnhydroksid. Fyllningar var mest klorit och hämatit. Tjockleken var vanligen ca 1 mm.

Vattenförlustmätningarna visade låga siffror, oftast <0.1 l/m/min/MPa. I borrhål MHA-3 var vattenförluster små utom i den övre krosszonen, där det högsta värdet var 5.31 l/m/min/MPa. I den lägre krosszonen fanns det nästan ingen vattenförlust, det högsta mätta värdet var 0.04 l/m/min/MPa. I borrhål MHA-4 kom man upp till pumpens kapacitet (>50 l/min) i ett område på 450 m:s djup. Därefter var det högsta uppmätta värdet 0.11 l/m/min/MPa.

Avvikelsena var små i det lodräta borrhålet MHA-3 (9 m i 608 m:s djup). I det inklinerade borrhålet MHA-4 var de 129 m i 990 m:s djup (Boremac-metod).

UNDERSÖKNINGARNA I BORRHÅLEN

Borrhålen var tänkta att utom kärnprov också ge data från omgivningen. Detta kunde man få med tre metoder

- borrhålsgeofysik,
- borrhålsseismik samt
- bergsspänningsmätningar.

Borrhålsgeofysik

Geofysikaliska borrhålsmätningar utfördes i november i borrhålen MHA-1, MHA-2 och MHA-4. Borrhål MHA-3 kunde inte användas för dessa mätningar, då fodringsröret hade fastnat i borrhålet i borrhållings slutfas.

Mätningarna omfattade

- vattnets resistivitet-,
- vattnets temperatur-,
- bergets resistivitet-,
- gamma- och
- gamma-gamma-mätningarna.

Vattnets resistivitet visar närmast vattnets salthalt. Förändringar i grundvattnets salthalt indikerar t.ex. strömningarna i sprickor. Detta förekom tydligt i det sk. "skorpstenet" (MHA-4, djup 455 m).

Vattnets temperatur beror vid sidan om bergets temperatur på vattenströmningarna i sprickorna, som ger lokala förändringar i temperatur (MHA-4, djup 600). Som helhet visade sig temperaturen stiga betydligt snabbare än förväntad, gradienten var ca $18^{\circ}\text{C}/\text{km}$.

Bergets resistivitetsmätning ger bergmassans resistivitet i hålväggen inom en sfär med en diameter på 50 cm. Vattnets resistivitet i borrhålen påverkar mättingsresultat. Låg resistivitet kan betyda antingen ledande bergarter, sprucket berg eller krosszon. En mera sprucken ytzon, som går ner till ett djup av 150 - 200 m syns klart i alla borrhål.

Gammamätning ger en bild av mängden radioaktiva mineraler i berg, dvs av bergarten. Med denna metod kan man skilja olika bergarter från varandra utan att behöva borrhärnan. Gamma-gammamätning igen ger en indirekt bild av bergarternas densitet.

Borrhålsseismik

Vertikal seismisk profilering (VSP) utfördes i alla fyra borrhål i november 1989. Målet var att hitta ut läget och riktningarna av större sprick- och krosszoner runt borrhålen.

Seismiska signaler framkallades i åtta låga (2 - 5 m) borrhål ca 250 m från djupborrhålet. Signalerna upptogs i djupborrhålet av en kedja av åtta känsliga hydrofoner i 5 meters mellanrum (Fig. 7).

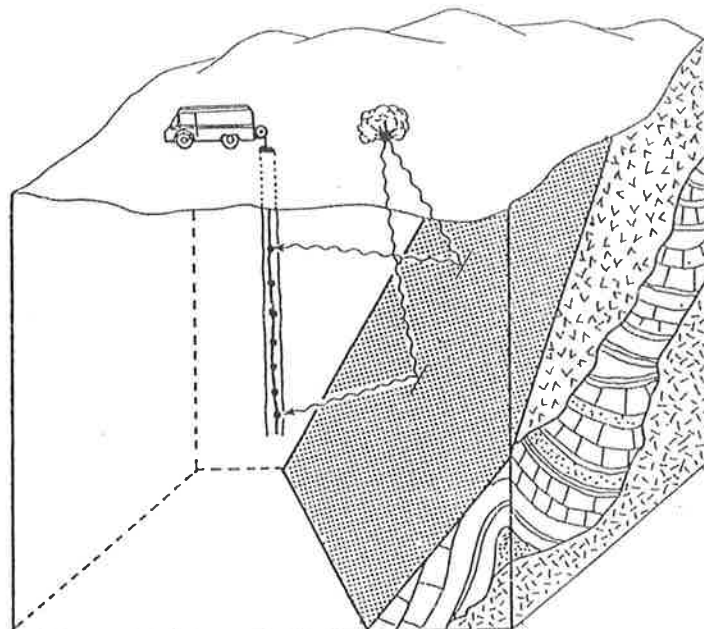


Fig. 7 VSP mättingsgeometrin.
The offset VSP geometry.

De uppmätta signalerna filtrerades (150 - 600 Hz band-pass-filter) och rörvågor samt direkta P-vågor eliminerades. Efter detta gjorde man en tvådimensionell amplitudutjämnning för att ta bort för höga amplitudvariationer i början av signalerna (Fig. 8). I detta skede kan man ännu inte urskilja några reflektionsmönster i motsats till sedimentområdena.

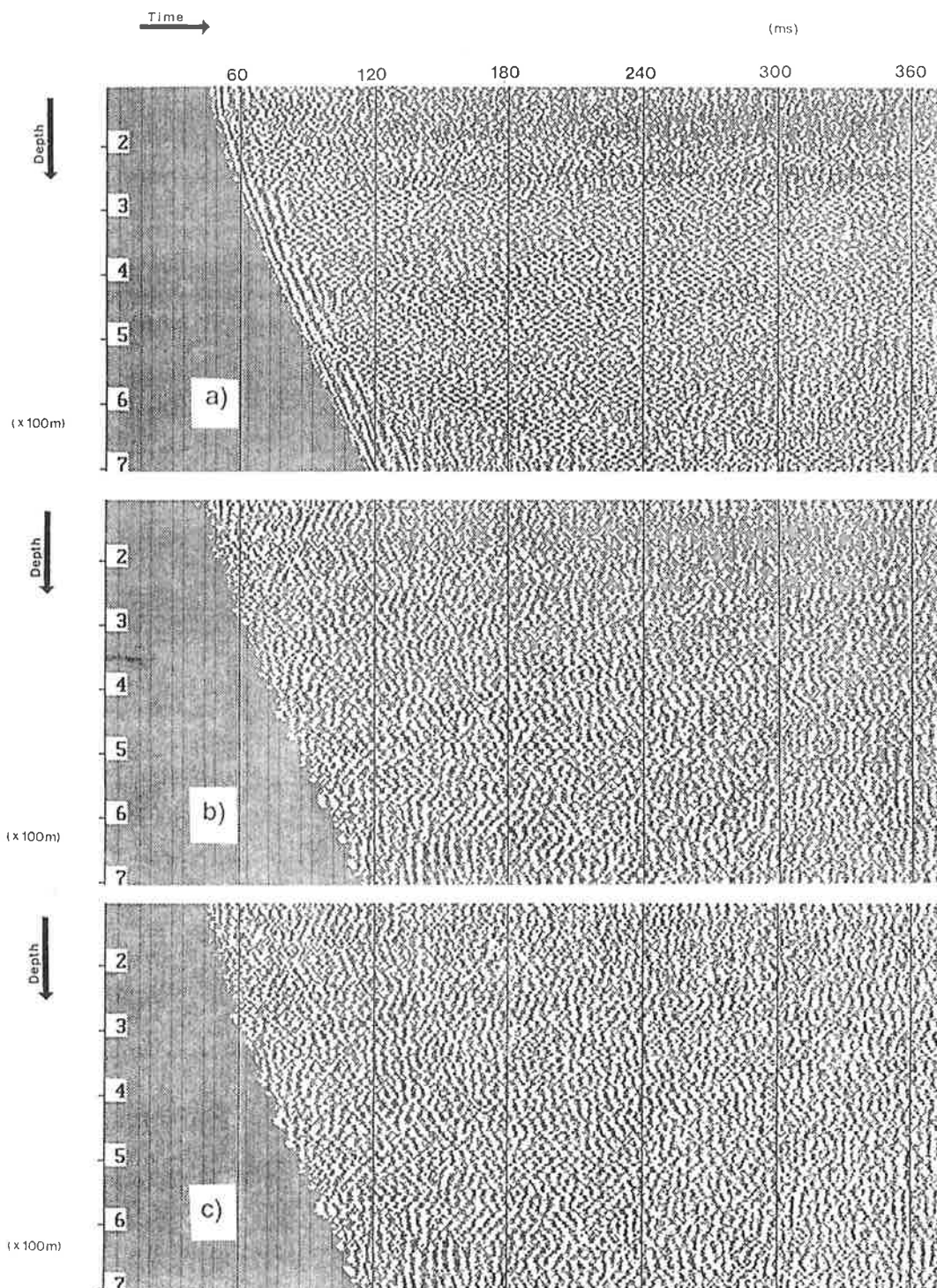


Fig. 8 Behandling av VSP-data. a) filtrerad original-data, b) rör- och P-vågorna eliminerade, c) amplitudutjämnning gjord.
VSP data processing. a) original filtered data, b) tube and P-waves removed, c) amplitude equalization done.

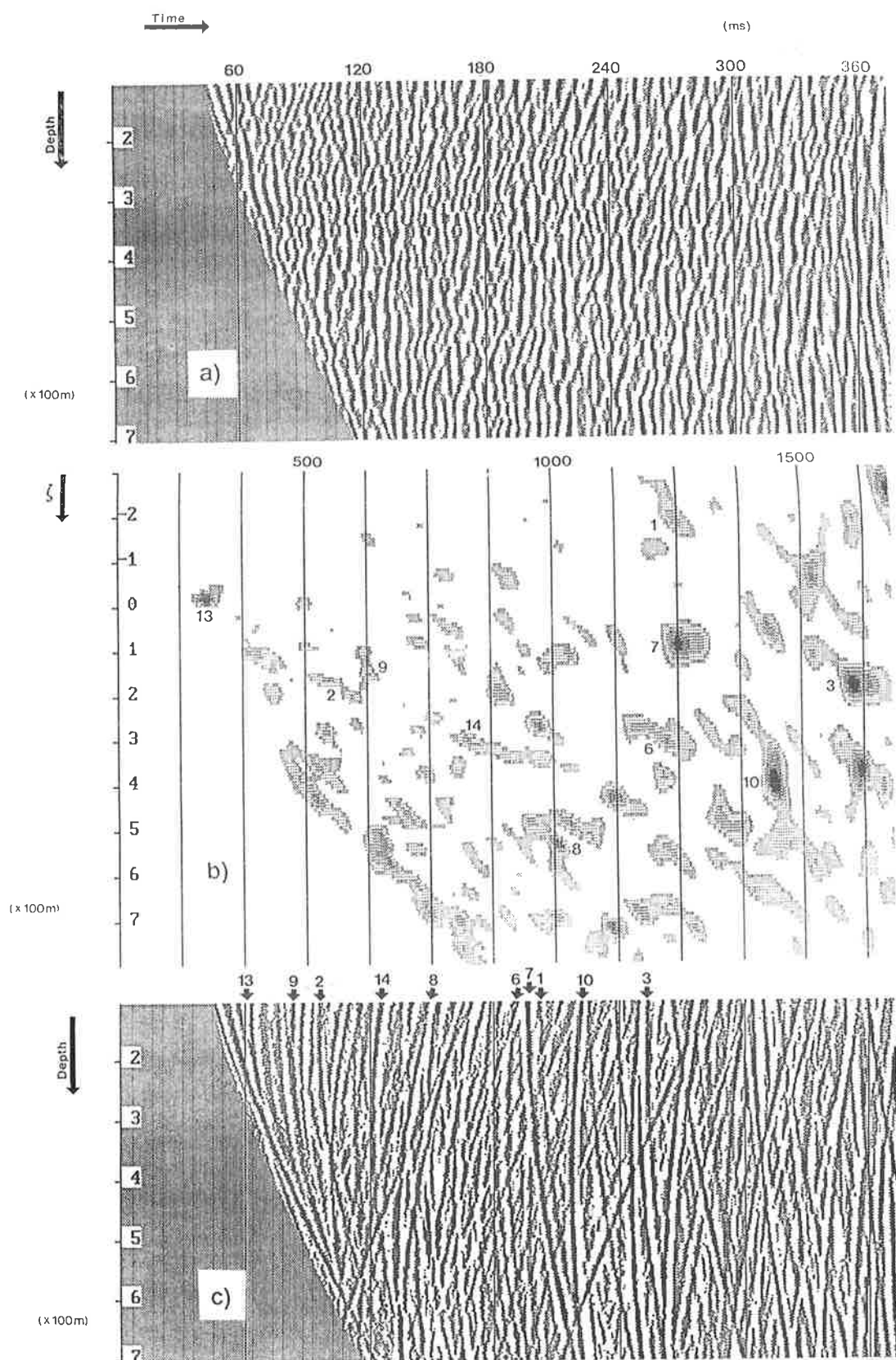


Fig. 9 Image Space Processing. a) filtererad Data Space sektion, b) Image Space transform, c) Data Space sektion efter olinjär inverstransform. Image Space Processing. a) filtered Data Space section, b) Image Space transform, c) Data Space section after non-linear inverse transform.

Med hjälp av ett system kallat "Image Space Processing", en integraltransform från tid-djup-området till sk Image Space-området och tillbaka, kan man förstärka de reflekterade signalerna (Fig. 9). Med bara en profil (skjutpunkt) är det omöjligt att bestämma både reflektorernas läge och riktning. Om man däremot kan hitta en och samma reflektor i flere profiler, är det möjligt att lokalisera reflektorplanet i bergmassan. För att göra jämförelser med geologisk data lättare, presenterar man ofta planen som sektioner på någon bestämd nivå, t.ex. markytan eller något bestämt djup (Fig. 10).

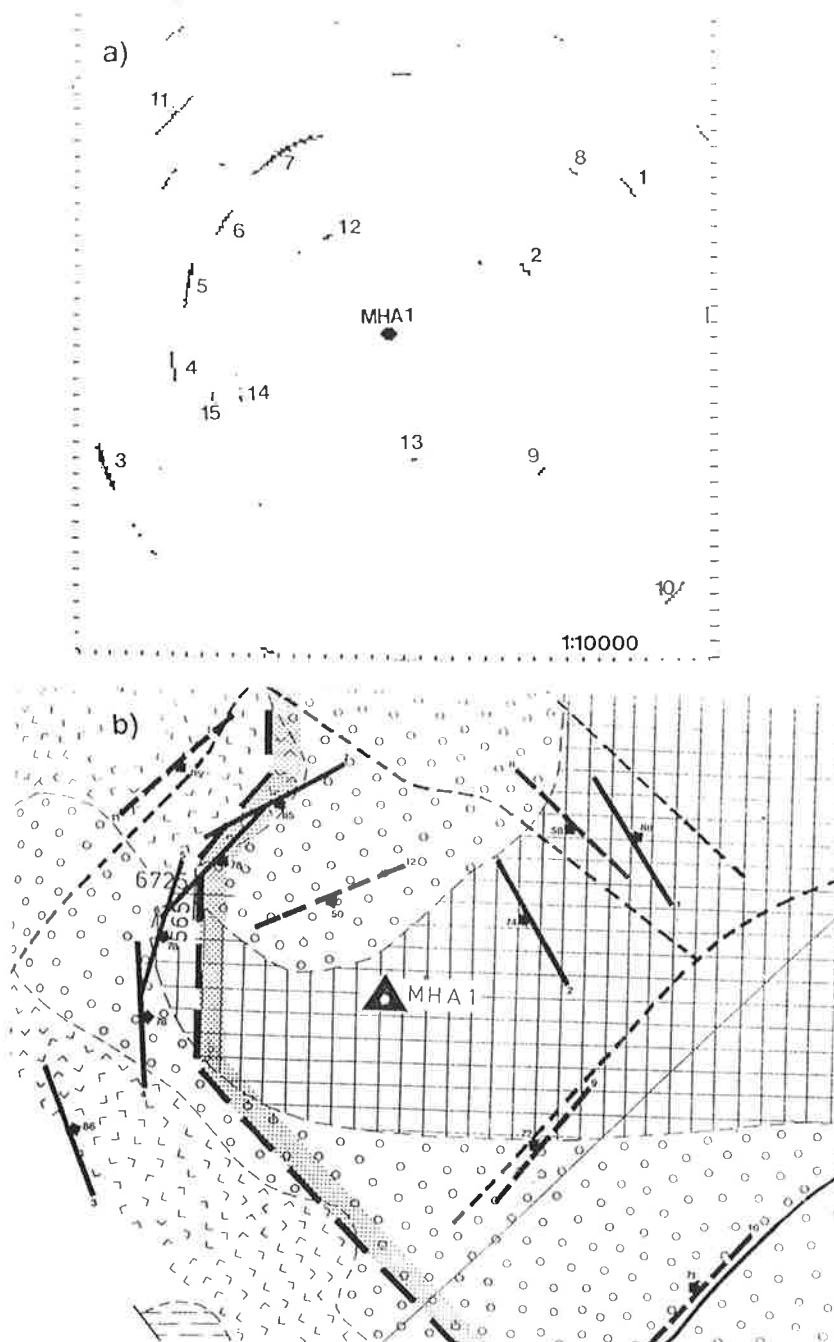


Fig. 10 Geologisk tolkning av mätdata. a) ytprojektion, b) reflektorerna på geologisk karta. Geological interpretation of measured data. a) surface projections, b) reflectors on geological map.

Bergspänningsmätningar

Man hade planerat att göra mätningarna i alla fyra hål med konventionell hydraulisk spräckning i tre djup (300, 500 och 800 m) samt trycksätta befintliga sprickor för att bestämma deras öppningstryck. Programmet förändrades under arbetet, dels på grund av tidsbrist, dels av oväntade hinder (fastnat foderrör vid borrar av MHA-3, stor mängd horisontala sprickor). Mätningarna koncentrerades då till två hål, MHA-2 och MHA-4.

Vid de aktuella mätningarna erhöles endast ett fåtal vertikala sprickor. Sprickinitieringen skedde väsentligen horisontalt, speciellt i MHA-4. Vidare erhöles i en del fall lutande sprickor, alternativt komplicerade sprickgeometrier som inte direkt låter sig förklaras. I några fall kunde spräckningen inte fullföljas, då erforderligt tryck överskred utrustningens kapacitet. För att trots dessa problem få bästa möjliga resultat utökades antalet testade sektioner (mätpunkter) väsentligt. Det totala utbytet ligger dock betydligt under det för metoden normala. De resultat som presenteras nedan bygger på två utvärderingsmetoder:

- i fallet vertikala eller brantstående sprickor har konventionellt förfarande använts. Vissa korrekitioner har gjorts för lutande sprickor.
- i fallet horisontala sprickor har ett förfarande som bygger på Hoek-Browns brottvillkor nyttjats. Därmed får man grova intervaller för horisontalspänningarnas magnituder. De magnitudvärden på horisontalspänningarna som metoden producerar, tenderar dock att bli orealistiskt höga.

Förutom beräknade spänningar är även uppmätta uppspräckningstryck av intresse, då de giver ett estimat för högsta tillåtna vattenridåtryck.

För MHA-2 har bägge metoderna utnyttjats för att konstruera magnitudintervall för den största och minsta horisontalspänningen. Med avtryckspacker verifierades initiering av tre koaxiala (i gabbro) och fem något lutande sprickor (i pegmatit och gabbro) på 300 och 800 m nivåerna. Sju sprickor befanns vara initierade horisontellt, av vilka tre på 500 m nivå och resterande runt 800 m (Fig. 11).

I MHA-4 verifierades med avtryckspacker tre koaxiala sprickor på 800 m nivån. Tolv horisontala sprickor befanns ha initierats. Dessa var fördelade på alla tre testhorisonter. Vid konstruktion av magnitudintervallen i MHA-4 har enbart horisontala sprickor utnyttjats. Det har vidare antagits att den minsta horisontala spänningen, σ_h , ej kan ha en magnitud som är lägre än det shut-in tryck som uppmätts vid initiering av en horisontal spricka. Detta anger den nedre intervallgränsen för σ_h . För beräkning av den övre intervallgränsen för σ_h har Hoek-Brown analys använts. För bestämning av den nedre intervallgränsen för σ_h har man erfarenheter från tidigare mätningar beträffande för-

hållandet σ_H/σ_h (≈ 1.8). Den övre intervallgränsen är baserad på resultat från Hoek-Brown analys. Utnyttjandet av Hoek-Browns brottvillkor vid beräkningen av horisontalspänningarnas magnituder producerar i allmänhet för höga värden (jfr de övre intervallgränserna), varför figuren blir något missvisande. De koaxiala sprickorna initierades på 800 m djup i granodiorit/migmatit. Resultaten från dessa tester har också lagts in i Fig. 11.

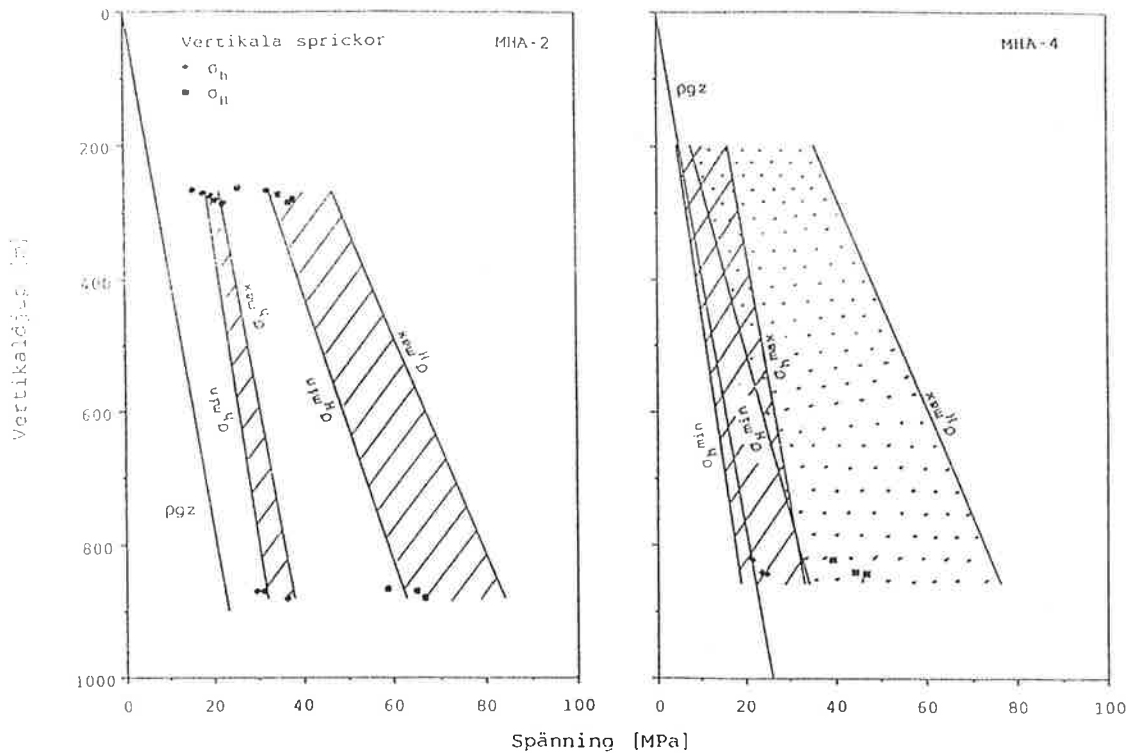


Fig. 11 Mätningresultaten och estimerade spänningar.
Measuring results and estimated stresses.

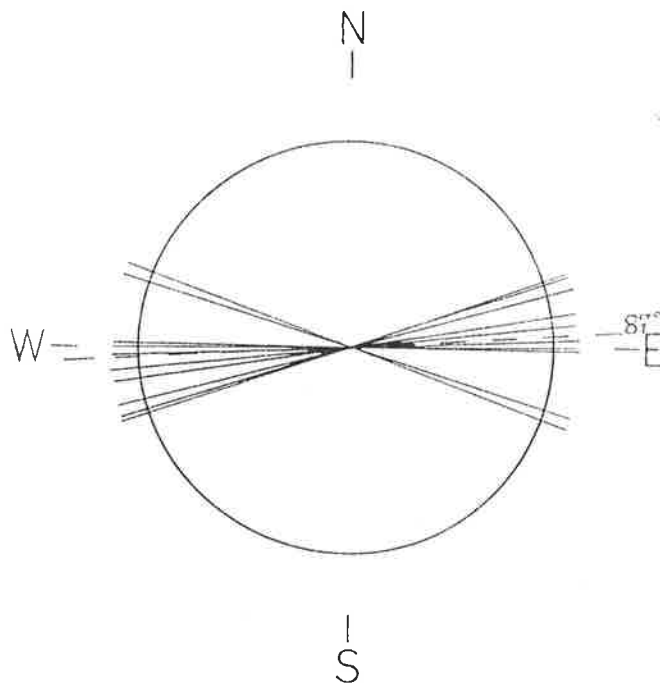


Fig. 12 Riktningar på största horisontalspänning.
Directions of the major horizontal stress.

Baserat på de koaxiala/brantstående sprickorna har riktningen på den största horisontala spänningen bestämts till öst-väst i bägge borrhålen. Då riktningen är relativt lika för bägge borrhålen har alla riktnin-
gar lagts in i Fig. 12.

DISKUSSION

Undersökningsprogrammet blev genomfört med en mycket stram tidtabell under en tidsperiod av fyra och en halv månad (Fig. 13). Tidsplanen var dikterad av projektets allmänna tidsramer samt vissa förseningar i startfasen.

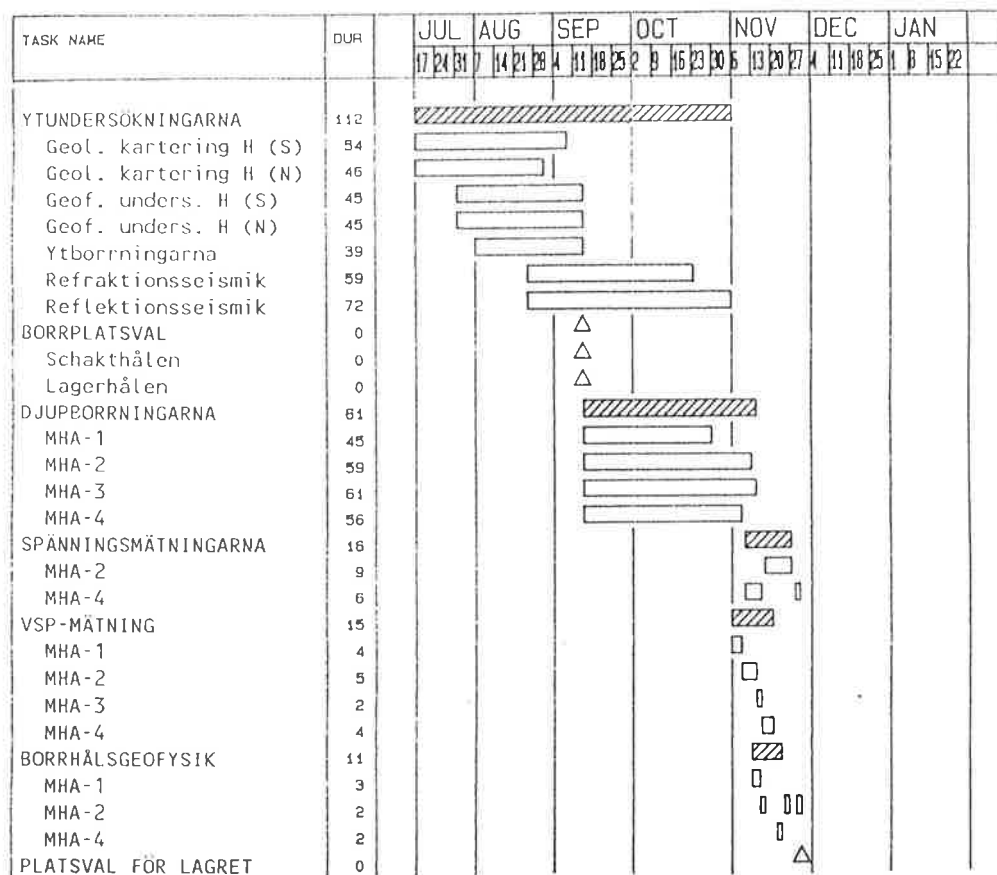


Fig. 13 Undersökningarnas tidtabell.
Time table of the site selection survey.

Totala undersökningskostnader var ca 7.4 MFIM. Tidstabellen tillät oss inte alltid söka de mest ekonomiska lösningarna. Å andra sidan blev fasta kostnaderna små på grund av den korta arbetstiden. Som helhet uppnådde vi undersökningarnas mål, i december 1989 hade vi ett ställe som uppfyllde alla krav vi hade ställt för ett naturgasdjuplager.

SUMMARY

Neste Oy has imported natural gas to Finland since 1974. After the mid 80's an intensive growth period has taken place, and even the need for natural gas storages has come up.

In spring 1989 Neste Gas prepared a survey on different ways to store natural gas, which resulted in a job to plan a deep unlined hard rock storage for natural gas with an active volume of 100 million m³. Finland does not have any aquifer formations or salt domes.

Site surveys and detailed planning were done in summer - autumn 1989. Field work in Mäntsälä (60 km north of Helsinki) consisted of geological and geophysical surveys followed by diamond drilling, drill hole seismics and rock stress measurements.

The completed storage plan had two 50 million m³ storage units at a depth of 800 - 900 m. The operative pressure varied between 80 and 20 bar. The groundwater pressure was planned to be always higher than gas pressure and supplied thus the containment necessary.

The first unit could have been operative in autumn 1994 and the second in 1996. The costs however increased close to 200 MUSD, so the project was found uneconomical and building decision was not made.

FÖRSÖKSANLÄGGNING FÖR INKLÄDDA GASLAGER I GRÄNGESBERG

Pilotproject for lined cavern for gas storage in Grängesberg

Håkan Sandstedt, Tyréns/Vattenfall
Håkan Stille, Skanska

PROJEKT BESKRIVNING

Lagerbehov av naturgas finns redan i Norden och behovet kommer att växa snabbt de närmaste 5-10 åren. Eftersom det tar lång tid att bygga ett lager är tiden knapp och erforderliga utvecklingsinsatser måste forceras. Utvecklingen av gaslagringstekniken i Sverige är inriktad på tre olika alternativa lagerlösningar; inklädda gaslager, djupförlagda vattentätade lager och lagring i form av LNG (flytande gas vid -162°C). När detta projekt initierades var sannolikheten stor att det första lagret skulle bli av inklädd typ. Det fortsatta utvecklingsarbetet för samtliga koncept indikerar att beslutsläget nu har förändrats (våren 1990) och att samtliga alternativ är lika sannolika för ett första lager.

Tre olika inklädda lagerkoncept har hittills studerats; tunnplåt, tjockplåt och plast. Som hörs av namnet skiljer sig typerna främst åt vad gäller tätskiktmaterial.

Avsikten med pilotprojektet i Grängesberg var att studera dessa tre olika inklädda koncept i en försöksanläggning innan det tas beslut att bygga ett kommersiellt lager. Vid utformningen av pilotanläggningen har det eftersträfvats att anläggningen blir så lik en tänkt fullskaleanläggning som möjligt. Målsättningen med projektet är främst att studera följande:

- Test av hela systemet i samverkan under realistiska belastningsförhållanden.
- Test av tre olika tätskiktssystem.
- Undersökning av bergmassans uppträdande för olika tryck och vid på- och avlastning.
- Utförande och montagefrågor.
- Test av dränagesystemets funktion samt möjligheten att detektera, lokalisera och omhänderta ett gasläckage.
- Test av viktiga detaljlösningar, exempelvis manlucka och genomföringar.
- Demonstration av en komplett anläggning för framtida ägare av gaslager och för tillståndsgivande myndigheter.

Kylning av gaslager är en intressant teknik då det leder till kraftigt minskade lagringsvolym och därmed minskade kostnader. Vid utformning av provanläggningen har hänsyn tagits till att kyltester skall vara möjliga i ett eventuellt fortsättningsprojekt. I övrigt ingår inte kylning i pilotprojektet.

Pilotprojektet i Grängesberg har genomförts som ett samarbetsprojekt mellan Vattenfall, SwedeGas, Sydkraft, Statoil från Norge, Neste från Finland, Skanska, BPA samt ett konsortium mellan Jacobson & Widmark och Grøner från Norge. Vattenfall har svarat för det operativa genomförandet av projektet och tillsatt projektledare. Omfattande finansiellt stöd i form av bidrag och villkorsslån har erhållits från Statens Energiverk, Stiftelsen Trygghetsfonden SAF-LÖ, Bergslagsdelegationen, AMS, STU och Nordiska Ministerrådet.

FUNKTIONSBESKRIVNING AV EN FULLSKALEANLÄGGNING

Målsättningen med pilotförsöket i Grängesberg är att i möjligaste mån simulera en fullskaleanläggning vad avser både byggande och drift. I kommersiell skala kommer ett inklätt gaslager troligen att rymma ca 15-20 MNin³ vid ett lagringstryck på 15 MPa. Högre tryck kan dock bli aktuella. Formen för lagret antas bli en stående cylinder med diametern ca 35-40 m och en totalhöjd av ca 70-80 m.

Berggrunden utgör **tryckupptagande** medium och det egentliga "tryckkärlet". Härigenom ställs krav på berget som att inga större svaghetszoner får förekomma i anslutning till lagret samt att bergets elasticitetsmodul och horisontella in-situ-spänningar måste överskrida en viss lägsta nivå. **Trycköverföring** och **deformationsupptagning** sker i betongmantel och barriär. Liningen av tjockplåt, tunnplåt eller plast svarar för **gastätning** och har ingen direkt tryckupptagande funktion. De påkänningar som liningen utsätts för består främst av kraftig töjning över de betongsprickor som öppnar sig i manteln. Ett vattendraineringssystem förhindrar uppkomsten av skadligt grundvattentryck mot tätskiktet. Dränagesystemet svarar även för detektering och uppsamling av eventuellt gasläckage.

UTVECKLING AV TÄTSKIKTSMATERIAL I PLAST

För att finna/utveckla ett lämpligt plastmaterial för inklädnad av gaslager har plast från 9 olika leverantörer provats i laboratorium. Försöken omfattar bland annat korttidsförsök för att utröna materialens mekaniska hållfasthet och långtidsförsök i naturgasmiljö och 15 MPa tryck för att utröna livslängden för olika plaster. För några intressanta material har applikationsmetoder och kostnader samt kontrollmetoder studerats ingående. Laboratorieproven har visat att en miljö med naturgas och naturgaskondensat och stort tryck ställer mycket stora krav på kemisk/fysikalisk beständighet. Endast en polypropylen i styva skivor klarade laboratorieförsöken på ett tillfredsställande sätt. Denna plast applicerades i Grängesberg.

I december 1989 kunde livslängden för aktuell polypropylenplast uppskattas till mellan 5 och 24 år. För att om möjligt prognosticera erforderlig livslängd om 50 år kommer laboratorieprovningen att fortsätta åtminstone till juni 1990.

Även om laboratorieprovningen gett ett relativt negativt resultat är det viktigt att ha i åtanke att de prov, som hittills utförts omfattar bara en bråkdel av de plaster som finns tillgängliga på marknaden. Det är också viktigt att notera att plaster används av petroleumindustrin i gas- och gaskondensatmiljö.

UTFORMNING AV PROVANLÄGGNING OCH MÄTSYSTEM

Försöksanläggningen är lokaliserad till en granit utanför själva gruvområdet i Grängesberg. Bergmassans egenskaper överensstämmer väl med normal svensk urberggrund.

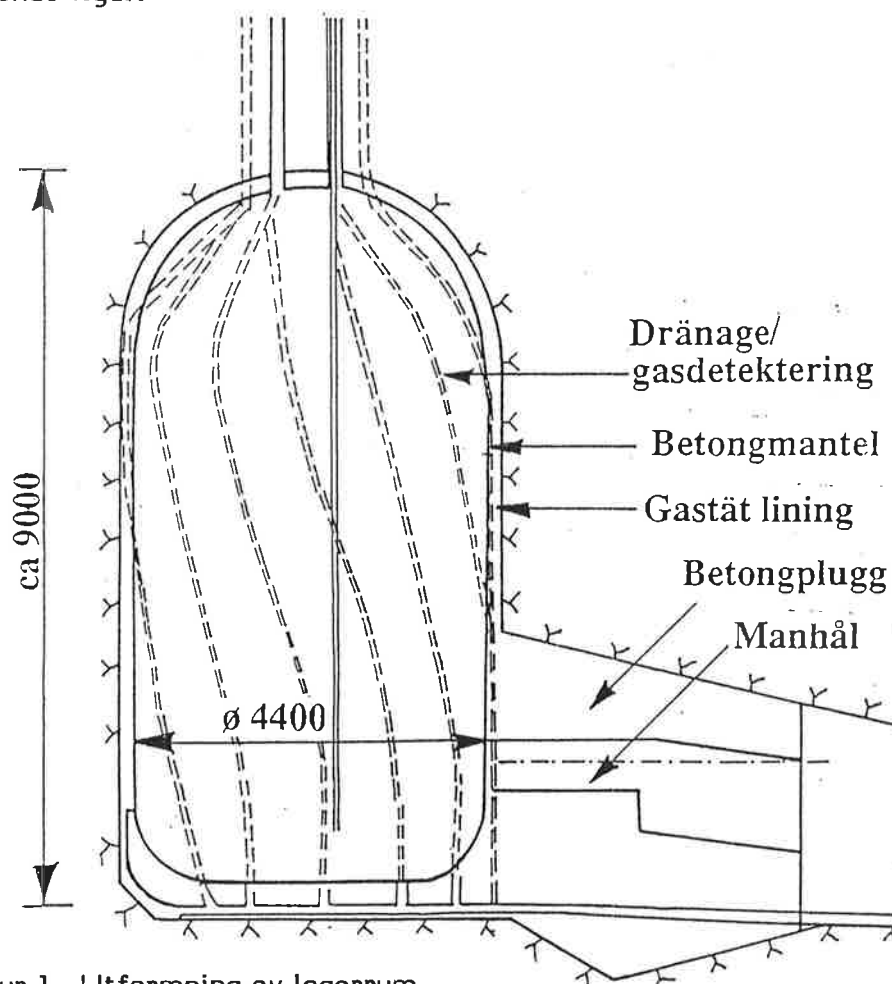
Provanläggningen består av tre separata rum för provning av tunnplåt, tjockplåt och plast. Varje rum har en innerdiameter på ca 4,4 m och en höjd på 9 m. Volymen är ca 125 m³.

För att mäta deformationerna i berg, betongmantel och tätskikt är rummen instrumenterade med flera olika oberoende mätsystem:

- Extensometrar mäter rörelserna i berget radiellt ut från rummet.
- Miniextensometrar, 1 m långa, mäter rörelser i gränsytan mellan berg och betong.
- Den maximala och kvarstående deformationen under varje trycksteg mäts inne i rummet med konvergensmätare.
- Genom tensotastmätning mäts kvarstående deformationen i tätskiktet.
- Deformationen hos barriärerna samt eventuella rörelser mellan tak och botten i övre tunnel mäts också genom konvergensmätning.

Under provningen har även manuell mätning utförts av utdränerade vattenmängder och luftläckage ur dränagesystemet.

Den principiella utformningen av respektive lagerrum redovisas av nedanstående figur.



Figur 1 Utformning av lagerrum

Figure 1 Design of storage cavern

PROVNING AV RUM 2, TJOCKPLÅT

Byggandet av provningsrummet genomfördes som planerat förutom montage av tjockplåten som blev besvärligare än förväntat. Efter 100% röntgen fick svetsarna repareras på ca 50 ställen. Täthetskontroll av svetsar utfördes med vakuumläda vilket är en metod som knappast kan bli aktuell framgent. I stället måste noggrannare metoder användas som t ex heliumsniffning.

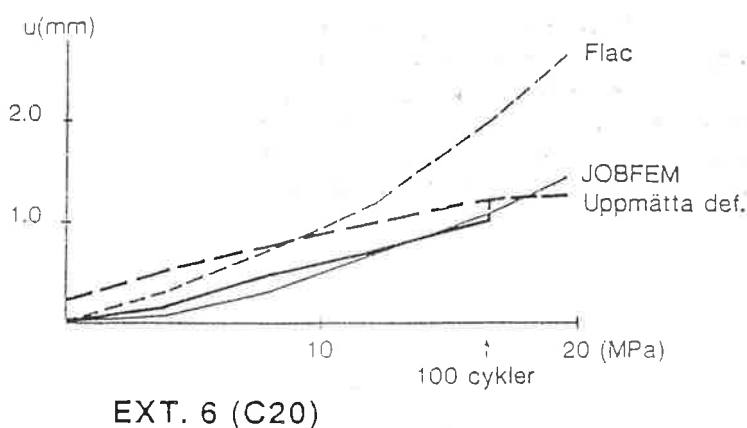
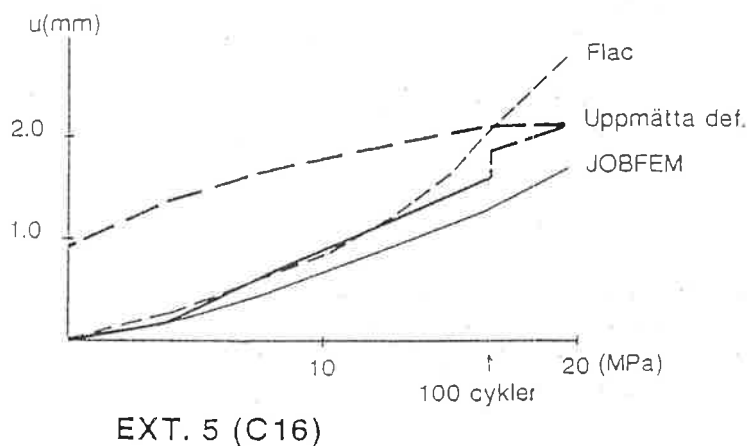
De geologiska och bergmekaniska förutsättningarna i försöksanläggningens omgivning är representativa för normal svensk urberggrund. Horisontal-spänningarna är dock något lägre än normalt, vilket beror på den topografiska bilden.

Följande belastningsprovningar med vatten har genomförts:

- Fas 1 10 cykler mellan 0 - 2 MPa
- Fas 2 10 cykler mellan 2 - 4 MPa
- Fas 3 10 cykler mellan 4 - 8 MPa
- Fas 4 10 cykler mellan 8 - 12 MPa
- Fas 5 10 cykler mellan 12 - 16,5 MPa
- Fas 6 100 cykler mellan 1 - 16,5 MPa
- Fas 7 Tryckning till 19,5 MPa inkl tryckhållning under en vecka.

Provnigen avslutades med täthetsprovning med luft till 15 MPa.

Med hjälp av kontinuummodeller har deformationerna kring rummet beräknats med tillfredsställande noggrannhet. Två förväntningsmodeller har framtagits, en tvådimensionell planmodell med programmet Flac 2.02 och en rotations-symmetrisk modell med programmet JOBFEM. Beräknade och uppmätta värden för extensometer 5 och 6 redovisas i nedanstående figur. De lokala blockrörelser som uppkommit har ej beräknats men de har emellertid erfarenhetsmässigt kunnat förutsägas. Både spricköppning och skjuvbrott (plasticering) har först skett i riktningen parallell med σ_1 , största horisontal-spänningen. Detta innebär att rummets ovalitet är parallell med σ_1 vilket verifierats av flera mätningar och också överensstämmer med prognosen. Den anisotropa sprickbilden verkar tillsammans med tangentialspänningstillståndet för en tidigare och större plasticering parallellt med σ_1 .



Figur 2 Redovisning av Laststeg-Deformation för extensometer 5 och 6 samt jämförelse med datormodeller

Figure 2 Presentation of load increment-deformation for extensometers 5 and 6 and a comparison with computer models

Provningsen och analysen av resultaten visar att möjligheterna att prognostisera uppförandet hos ett inklätt bergrum under trycksättning är mycket goda.

Betongmantelnns uppförande stämmer också väl överens med vad som förväntades i prognosen. Mätningarna tyder på en ojämn uppsprickning, dvs öppning av enstaka sprickor, vid låga tryck. Vid 15 MPa är uppsprickningen jämnt fördelad över hela mantelytan på ett gynnsamt sätt.

Stålets deformation har varit svår att mäta och resultaten från mätningarna är svårtolkade. Vissa mätningar visar att ställningen tryckts ihop medan andra visar att leringen förlängts. Således kan man konstatera att både tryck- och dragtöjningar erhållits. Den uppmätta kvarstående trycktöjningen är till viss del skenbar, då mätvärdena påverkats av temperaturskillnader i stålet mellan mättillfällena. Ställningen har trots höga lokala töjningar klarat påfrestningarna vid de höga provtrycken.

Den cykliska belastningen ger ingen tendens till utmattning hos anläggningen. Man kan snarare tvärtom konstatera en avtagande deformationsökning under cyklingen.

Det uppmätta läckaget vid 15 MPa omräknat för en fullskaleanläggning motsvarar en årlig gasförlust på mindre än en promille.

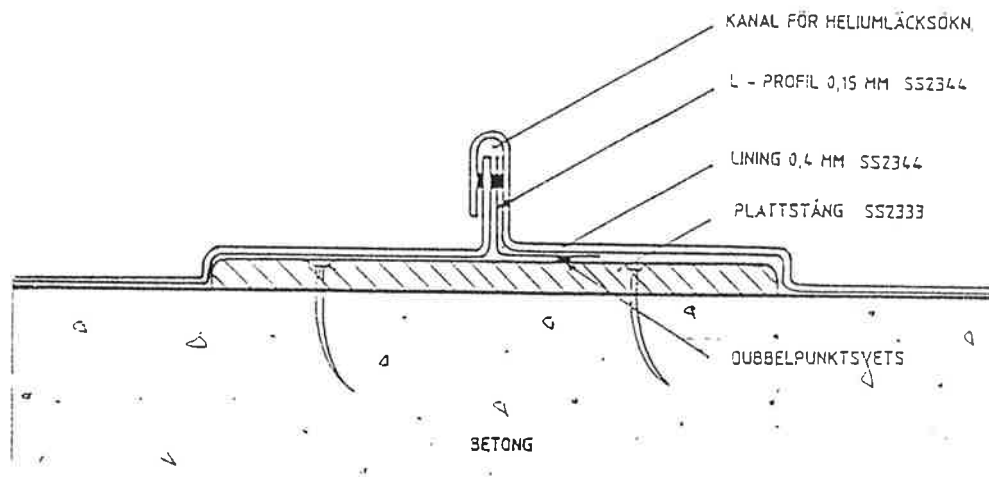
Resultatet från provningen visar att kommersiell lagring vid tryck över 20 MPa bör vara möjligt men nya försök vid högre tryck erfordras.

PROVNING AV RUM 1, TUNNPLÅT

Eftersom tunnplåtsentreprenören inte lyckades leverera en tät och fungerande anläggning kunde ingen belastnings- eller täthetsprovning utföras. Viss information erhöles dock om liningens design vid de återkommande täthetsprovningar som entreprenören utförde i egen regi under plåtmontaget.

Byggandet av dräneringssystem, betongmantel och barriär gick planenligt och erfordrar ingen speciell kommentar.

Grundstenen i tunnplåtskonceptet är en ny fogningsteknik av plåten som genom övervikning svetsas ihop med en kanal, se nedanstående figur. Den erhållna kanalen utnyttjas för läcksökning genom injektering av spårgas. Vid belastning kommer den 0,4 mm tjocka plåten att plasticeras över uppkomna sprickor i underliggande betong. Även fogen är elastisk och förväntas bibehålla sin täthet även vid relativt stora rörelser.



Figur 3 Principiell utformning av tunnplåtsfog med kanal

Figure 3 Basic design of sheet-metal joint with duct

Under den långa perioden av läcksökning och reparationer har entreprenören testat ett stort antal både kända och nyutvecklade läcksökningsmetoder. De erfarenheter som vunnits i samband med detta är värdefulla för alla inklädda koncept.

Analys av de olika problem som uppstått visar att dessa sammanhänger både med tätskiktets design, tillgänglig svetsutrustning och kontrollmetoder samt den miljö som alltid förekommer i ett bergtrum.

Om problemområden kan åtgärdas måste konceptet återigen testas i någon pilotanläggning och företrädesvis Grängesberg innan det går att använda en tunnplåtslining i en kommersiell anläggning.

PROVNING AV RUM 3, PLAST

Eftersom plastrummet havererade i och med fyllningen av vatten som utgjorde första steget av belastningsprovningen har kunskap enbart insamlats från byggskedet och monterat av plasten.

Baserat på långtidsförsöken utvaldes en polypropylenplast bestående av styva skivor med en tjocklek på 12 mm. Plastskvorna monterades på den färdiga betongytan medelst skjutspik. Skivorna fogades sedan ihop genom extrudersvetsning. I anslutning till manhålslucka och andra genomföringar klämdes plasten fast med bult och stålram. Gastätning utförs med O-ringar i urfrästa spår. Täthetskontroll av svetsarna har utförts genom gnisttest.

Monterat av plastliningen utfördes som planerat. När plastrummet tryck-sattes i och med leveransprovningen uppdagades ett flertal defekter hos plastliningen med avseende på design och skarvarnas utformning. Efter totalt 5 provtryckningar med efterföljande reparationer stod det helt klart att det provade konceptet inte utgör ett kommersiellt tillgängligt alternativ. Svagheten hos konceptet ligger i de extrudersvetsade skarvarna som både är svagare och har lägre brottöjning än det opåverkade plastmaterialet. Genom denna egenskap erhålles spröda brott tvärtemot avsikten med att välja ett duktilt material som plast.

Försöket i Grängesberg visar att det provade konceptet med extrudersvetsade polypropylenskvor inte kan rekommenderas för inklädnad av ett kommersiellt lager. Stor kunskap har dock erhållits genom projektet som lämpligen nyttiggörs i ett fortsatt utvecklingsarbete.

SLUTSATSER

Pilotförsöket i Grängesberg har inte påvisat något negativt resultat som talar emot inklädda gaslager med en lining av tjockplåt. Samverkan mellan plåt, betong och omgivande berg har fungerat som förväntat och inget ökat läckage eller annan negativ påverkan har noterats på tätskiktet under belastningen upp till 19,5 MPa.

Genom uppläggningsen av pilotförsöket kan inte alla viktiga frågeställningar belysas för en fullskaleanläggning. Orsaken till detta är bland annat skal-faktorer, lokala geologiska förhållanden, tidsfaktorn med provning under några månader jämfört med 30-50 års drifttid etc.

Varken tunnplåts- eller plastliningen har kunnat appliceras med önskad kvalitet och tätskikten har inte varit täta ens vid mycket låga tryck. Ny och betydelsefull kunskap om koncepten har erhållits vilken utgör en bra grund för vidareutveckling av koncepten. Resultatet från Grängesberg visar dock med stor tydlighet att mycket arbete erfordras innan dessa koncept kan bli aktuella för en kommersiell anläggning. Ytterligare försök i någon pilot-anläggning kommer att erfordras.

De geologiska och bergmekaniska förutsättningarna i försöksanläggningens omgivning är representativa för normal svensk urberggrund. Horisontal-spänningarna är dock något lägre än normalt, vilket beror på den topografiska bilden.

Provningen och analysen av resultaten från denna visar att möjligheterna att prognostisera uppförandet hos ett inklätt bergrum under trycksättning är mycket goda.

Med hjälp av kontinuummodellerna har deformationerna kring rummet beräknats med tillfredsställande noggrannhet. De lokala blockrörelser som uppkommit har ej beräknats men de har emellertid erfarenhetsmässigt kunnat förutsägas. Både spricköppning och skjuvbrott (plasticering) har först skett i riktningen parallell med riktningen för största initialspänningen (1) och strykningen av huvudspricksystemet. Detta innebär att rummets ovalitet är parallell med denna riktning vilket verifierats av flera mätningar och också överensstämmer med prognosen. Den anisotropa sprickbilden verkar tillsammans med tangentialspänningstillståndet för en tidigare och större plasticering i denna riktning.

Bergmassans uppskattade egenskaper och därmed indata till beräkningsmodellerna har också visat en god överensstämmelse med verkliga egenskaper.

Betongmantelns uppförande stämmer också väl överens med vad som förväntades i prognosen. Mätningarna tyder på en ojämn uppsprickning, dvs öppning av enstaka sprickor, vid låga tryck. Vid 15 MPa är dock uppsprickningen jämnt fördelad över hela mantelytan.

Stålets deformation i tjockplåtsrummet har varit svår att mäta och resultaten från tensotastmätningarna är mycket svårtolkade. En av de horisontella mätningarna uppvisar kvarstående dragtöjningar medan den andra uppvisar kvarstående trycktöjningar. Konvergensmätningen visar ett liknande resultat. Kvarstående dragtöjningar stämmer väl överens med det förväntade uppförandet, medan trycktöjningar är svåra att förklara. Till viss del kan dessa bero på temperaturskillnader i stålet mellan mättillfällena. Mätning av konvergens mellan tak och botten visar mycket stora deformationer vilket avviker från prognosen. Detta beror sannolikt på dålig anliggning mellan betong och berg i kalotten. Stålmanteln har trots höga lokala töjningar väl klarat påfrestningarna vid de höga provtrycken.

Den cykliska belastningen ger ingen tendens till utmattning hos anläggningen. Man kan snarare tvärtom konstatera en avtagande deformationseffekt under cyklingen.

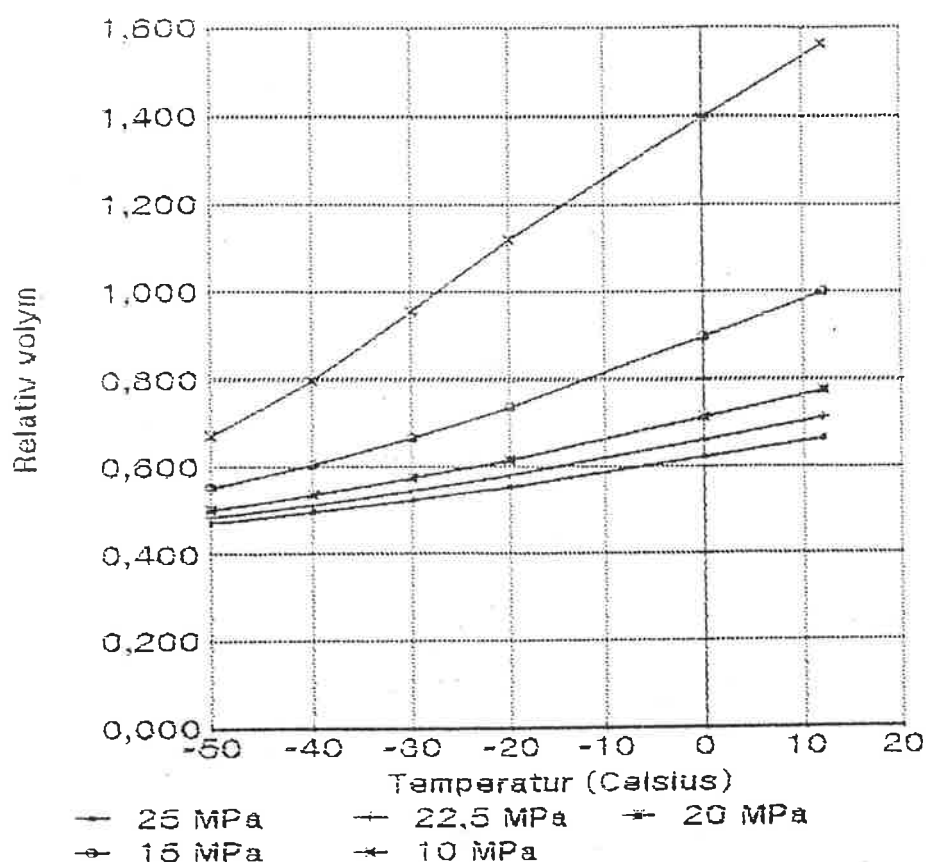
FORTSATT UTVECKLINGSARBETE

Provningsresultaten i Grängesberg visar att det fortsatta utvecklingsarbetet för inklädda gaslager bör koncentreras till tjockplåtskonceptet. Ekonomiska incitament eller avgörande tekniska fördelar kan dock motivera satsningar på de två andra koncepten.

En viktig förutsättning som måste lyftas fram är livslängden hos det installerade mätsystemet. Livslängden har bedömts till 1 à 2 år räknat från installation i berget. Detta förutsätter att mätkablar och elektronik skyddas från fukt vilket kommer att ske i och med att bergrummen kommer att hållas läns från vatten åtminstone t o m juni 1990. All typ av provning, som t ex ett membrans täthet, kräver dock inte ett komplett bergmekaniskt mätsystem.

Planeringen av en fortsättning av projektet har påbörjats och provningen i Grängesberg förväntas starta igen under sommaren 1990.

Provnings av tjockplåtsrummet har påvisat deformationer inom det förväntade intervallet och långt från designkriteriet om en största spricka på 5 mm i betongmanteln. Kommersiell lagring vid högre drifttryck är 15 MPa alternativt kyld lagring verkar därför vara möjligt med de förutsättningar som råder i Grängesberg. Kostnadsbesparingar kan vinnas eftersom en tryckökning från 15 till 20 MPa ökar den lagrade gasmängden med 28% och vid nedkylning till -50°C med 81% vid 15 MPa tryck. Resultatet vid ökat tryck respektive kylning redovisas i nedanstående figur.



Figur 4 Relativ gasvolym vid olika lagertryck och temperaturer

Figure 4 Relative gas volume at different storage pressures and temperatures

Den fortsatta provningen bör följa nedanstående turordning där föregående aktivitet inte kommer att spolia kommande provning:

- Provning till högre tryck.
- Test av dräneringssystemet genom initiering av ett kontrollerat läckage.
- Kyld lagring.
- Demontering av plåten och studie av betongens uppsprickning.

Både tunnplåt och plast kan provas igen i respektive rum. Innan det kan bli aktuellt med nya försök i Grängesberg erfordras dock ett omfattande utvecklingsarbete för de båda materialen. Alternativ som kan vara av intresse att prova är Chalmers geomembran (plast) eller ett sprutat plastkoncept som

enligt leverantören (ELLTE Lining Tech) skall vara färdigt för försök i pilotskala.

Av intresse att prova i tunnplåtsrummet är uppsprickningen av betongen och effekten av de olika sprickarmeringsmängder som föreligger i betongmanteln. Bergmekanisk provning av plastrummet är önskvärd för att möjliggöra en utvärdering av effekten av den skölzon som genomkorsar berget nära provrummet.

SUMMARY

The development of gas storage techniques in Sweden is directed at three different storage alternatives: lined gas storages, deep water-sealed stores and storage in the form of LNG (liquid natural gas at a temperature of -162°C). The present project, which was initiated in Spring 1988, concerns the further development of the lined storage concept. Since the technique has not yet been demonstrated, trial operation in a pilot plant is a necessary stage between theory and the construction of a full-scale storage facility.

The aim of the pilot project in Grängesberg has been to test the entire system; rock, concrete and sealing layer in interaction, and to test three different sealing materials: thin stainless sheet-metal, conventional carbon steel and plastic. Other questions of particular interest have been to study the behaviour of the bedrock under pressure, and construction and assembly aspects.

The three different concepts have been studied in separate testing caverns. However, already during the construction stage it proved to be impossible to produce gastight linings of thin sheet metal and plastic, so these two concepts were given no further consideration and were not tested. On the other hand, it was possible to build the conventional carbon steel cavern to the required standards and to subject it successfully to extensive load and tightness tests (max. 19.5 MPa and 15 MPa pressure respectively).

The load testing has shown that the interaction between steel, concrete and the surrounding rock has functioned as expected. The measured deformations concur well with the calculation models used. Cyclic loading, 100 times between 1 and 16.5 MPa, indicated no fatigue tendencies. The pilot project in Grängesberg has shown that the steel concept is technically mature enough to be demonstrated on a larger scale. However, a certain amount of development work is required in connection with various parts of the structure.

The results also indicate that commercial storage at pressures of over 20 MPa should be possible, although new tests at higher pressures are required to establish this.

As regards the thin stainless sheet-metal and plastic sealing layer concepts, the results from Grängesberg show that extensive development work is required before they can be of interest for use on a commercial scale. Further testing in some form of pilot plant will be needed.

This report constitutes a summary of the project entitled Experimental Facility for the Storage of Natural Gas in Lined Rock Caverns, FIG. The report has been prepared by the project testing group and approved by the steering group.

NATURGASLAGRING I INKLÄDDA BERGRUM I HALLAND - FÖRUNDERSÖKNINGAR, DESIGN OCH FUNKTION

Storage of Natural Gas in Sealed Hard Rock Caverns in
Halland - Pre- investigations, Design and Function.

Per Tengborg, Sydkraft, Malmö Leif Stenberg, Sveriges
Geologiska AB (SGAB), Luleå Carl-Axel Triumf, Sveriges
Geologiska AB (SGAB), Luleå

1. INLEDNING

Naturgas introducerades 1985, då ledningen från Danmark anslöts till Sverige strax söder om Malmö. Naturgassystemet har därefter byggts ut längs västkusten till Göteborg för vidare utbyggnad mot Vänersborg och Mälardalen.

En viktig del i naturgassystemet är gaslagret. Skälen är främst:

- * beredskapskrav
- * leveranssäkerhet
- * säsongsutjämning
- * utjämning av belastningstoppar (sk peak-shaving)

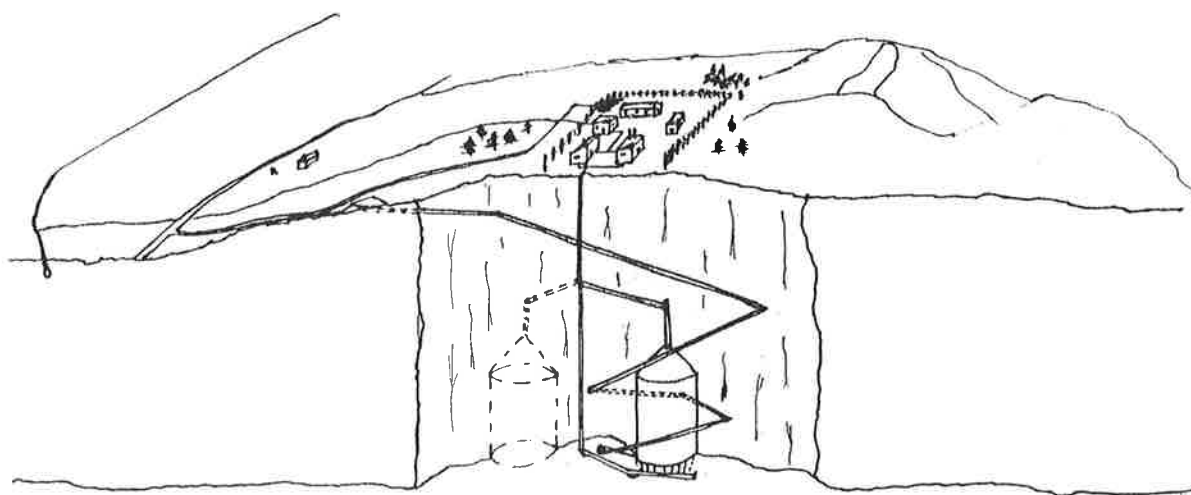
Lagring av naturgas i stora volymer kan ske på olika sätt. Naturliga lagringsutrymmen under mark såsom tömda gas- och oljekällor erbjuder kostnadseffektiva lösningar.

Avsaknad av naturliga lagringsutrymmen innebär att lagring måste ske på annat sätt. Naturliga geologiska formationer kan utnyttjas för att skapa artificiella lager. Exempel på detta är lagring i urspolade hålrum i salthorstar eller utnyttjande av lämpligt utformade aqvifärer. Undersökningar för aquifärlager har företagits i Skåne, Kyrkheddinge, men ej resulterat i lagerutbyggnad.

Ovannämnda lagringstekniker står ej till buds varför andra typer av lager är aktuella. Lagring ovan jord kan vara aktuellt, men denna lagertyp kan vara svårlokaliserad samtidigt som initialkostnaden är hög pga den processutrustning som är nödvändig ovan jord.

Lagring av gas i vattentätade bergrum på stort djup, 600-1 000 m djup, har utretts och anses vara ett fungerande koncept. Lagerstorleken bör vara betydande för att erbjuda ekonomiskt gångbara lösningar.

Lagring på grundare djup (100-200 m) kan vara möjlig genom att klä in bergrum med ett tätskikt och därigenom utnyttja berget som kraftupptagande medium, figur 1.1. De trycknivåer som bedöms vara aktuella är 15 MPa och eventuellt högre.



Figur 1.1 Inklätt naturgaslager.

Figure 1.1 Lined natural gas storage.

Följande beskrivning behandlar de resultat och insatser som Sydgas/Sydkraft gjort i arbetet med inklädda berggrumslager för naturgas.

2 FÖRUNDERÖKNINGAR

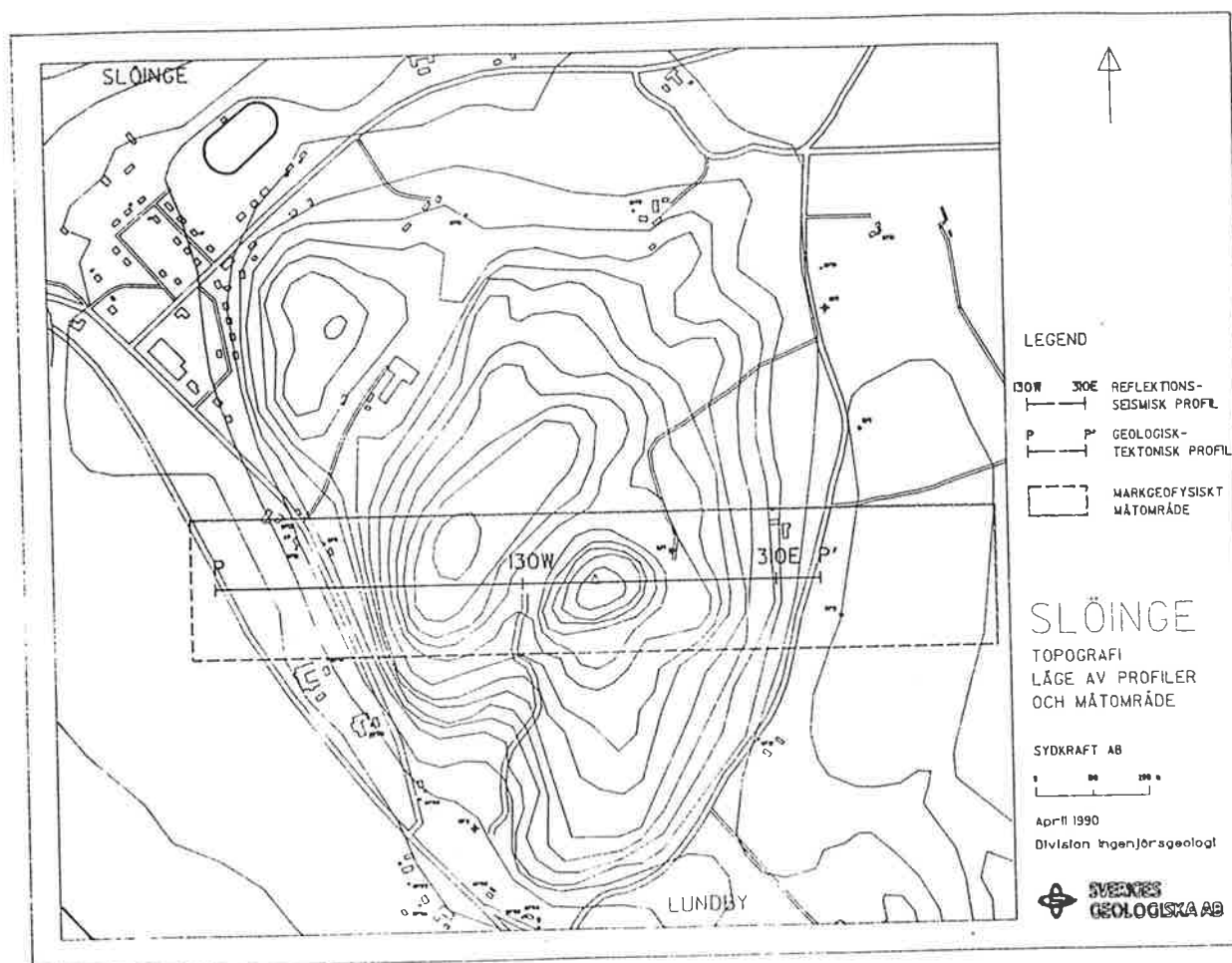
En väl planerad och sammansatt förundersökning ger ett gott underlag för byggande i jord och berg. Olika discipliner inom geovetenskapen som geologi, geofysik, hydrogeologi och bergmekanik ger tillsammans den information som i många fall är nödvändig för att rätt bedöma förutsättningarna för undermarksbyggande. Geologiska observationer är möjliga där blottningar av berg finns. Geofysiska mätningar förmår att komplettera den erhållna bilden från karteringarna även där berget är dolt under en övertäckning.

Inom området har geologiska och tektoniska undersökningar utförts kompletterat med ett borrhål till 225 meters djup. Bergspänningsmätningar har utförts i borrhålet. Geofysiska mätningar med magnetometer och resistivitet har utförts för att erhålla information om brantstående sprick- och krosszoner. Refraktionsseismik användes för att kontrollera ett par brantstående sprick- och krosszoner. Reflektionsseismik användes som en metodtest för att närmare studera möjligheten att med hjälp av metoden detektera subhorisontella sprick- och krosszoner. Metodik och resultat från dessa undersökningar presenteras närmare nedan.

2.1 GEOLOGISK- TEKTONISK MODELLERING

BERGAB-Berggeologiska Undersökningar AB utförde en geologisk- tektonisk undersökning av berggrunden i Lundbybjärsområdet (Palmqvist et al, 1988). Som en del i den geologisk- tektoniska undersökningen kärnborrades

ett undersökningshål till ca 225 meter (Lindström, 1988). Borrhålet orienterades vertikalt och placerades ca 150 meter ostnordost om triangelpunkten på berget Lundbybjär, Figur 2.1. Avsikten med undersökningen var att upprätta en tektonisk modell över området för det planerade gaslagret.



Figur 2.1 Läge av geologisk-tektonisk profil P-P', geofysiskt mätområde och seismisk djupsektion (130W - 310 E).

Figure 2.1 Location of geologic-tectonic profile P-P', area for ground geophysical measurements and seismic depth section (130 W - 310 E).

Berget Lundbybjär reser sig till ca 100 meter över havet, med delvis branta sluttningar och branter ner mot de omgivande åkrarna belägna på ca 25 - 35 meters höjd (Figur 2.1). Berget är i huvudsak täckt med ett tunt lager av morän med en mäktighet på i genomsnitt 1 - 2 meter. De högst belägna partierna liksom branterna utgörs av blottat kallt berg.

Berggrunden utgöres huvudsakligen av gnejs som varierar kraftigt i utseende vad gäller färg, kornstorlek och

struktur. Gnejsen är ställvis homogeniserad och uppvisar granitisk eller ådergnejskaraktär. Mörka, basiska bergartsled (grönstenar) finns inlagrade i gnejsen. Dessa förekommer dels som tunna (ca 0.1 - 1 meter breda) gångar och linser, dels som enstaka större klumpar med en ungefärlig storlek av upp till några tiotals meter.

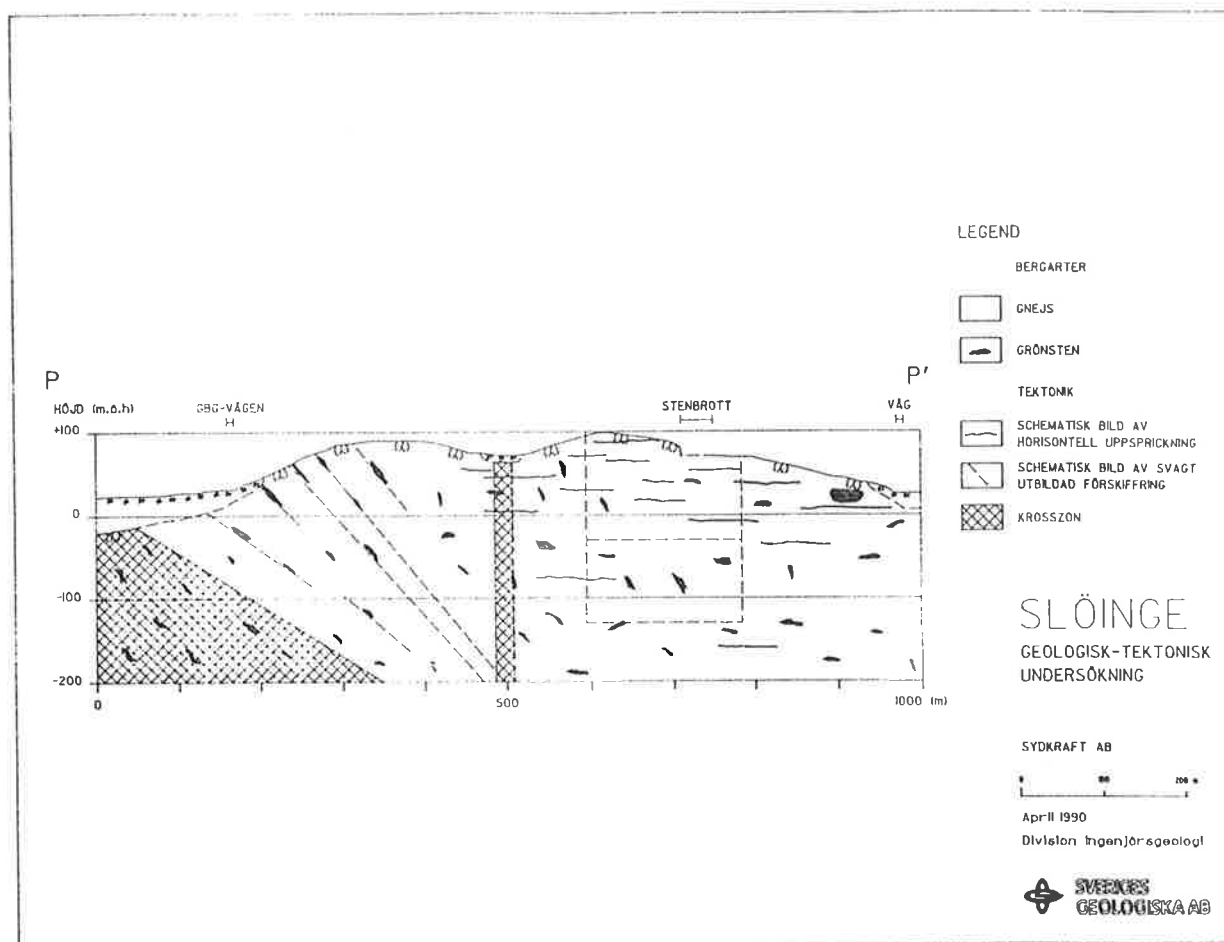
Förskiffringen är svagt utbildad och bitvis är gnejsen granitisk i sin struktur. I samband med grönstenslinserna har en tydligare förskiffring noterats. Förskiffringsriktningen varierar inom området med en lutning på 30-55° mot E.

I själva bergplinten strax väster om toppen Lundbybjär finns en kraftigt topografiskt markerad jordtäckt svacka med norostlig utsträckning, Figur 2.2. Denna svacka tycks vara utbildad längs brantstående sprickor med riktning kring N50°E. I dalgången väster om berget kan en östligt lutande sprickzon parallellt med den regionala huvudförskiffringen finnas. Denna har i Figur 2.2 inritats med den flackare stupningen på huvudförskiffringen, N30-35°E. Denna zon kommer inte att beröra det för anläggningen intressanta området i intervallet mellan 100 - 200 m under markytan.

2.2 BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR

Kunskapen om de initiala spänningsförhållandena i bergmassan är av avgörande betydelse för möjligheten att överhuvudtaget förlägga ett gaslager med ett pålagt övertryck i berggrunden. Tillsammans med hållfastheten styr bergspänningarna det maximala gastryck som kan appliceras utan att riskera oacceptabla deformationer.

RENCO AB utförde bergspänningsmätningar i det vertikala borrhålet med metoden hydraulisk uppspräckning (Bjarnason, 1988). Vid hydraulisk uppspräckning används vattentryck för att i en av manchetter avgränsad sektion spräcka berget. Genom att mäta det tryck som motsvaras av uppspräckning och propagering av den skapade sprickan kan det horisontella spänningsfältet bestämmas under förutsättning att berget är homogent, isotropt och linjärelastiskt. Vidare förutsätts det att en av huvudspänningarna är orienterad parallellt med borrhålet (dvs i detta fall vertikalt). I det fall en vertikal spricka bildas mellan manchetterna är den minsta horisontalspänningen, σ_h , lika med normalspänningen som verkar på sprickplanet. Denna spänning motsvaras av vattentrycket mellan manchetterna när sprickan sluts. Den maximala horisontalspänningen, σ_H , beräknas ur gängse ekvationer för spänningskoncentrationer kring cirkulära hål.



Figur 2.2 Geologisk-tektonisk profil P-P'. Ritad efter BERGAB (Palmqvist et al, 1988).

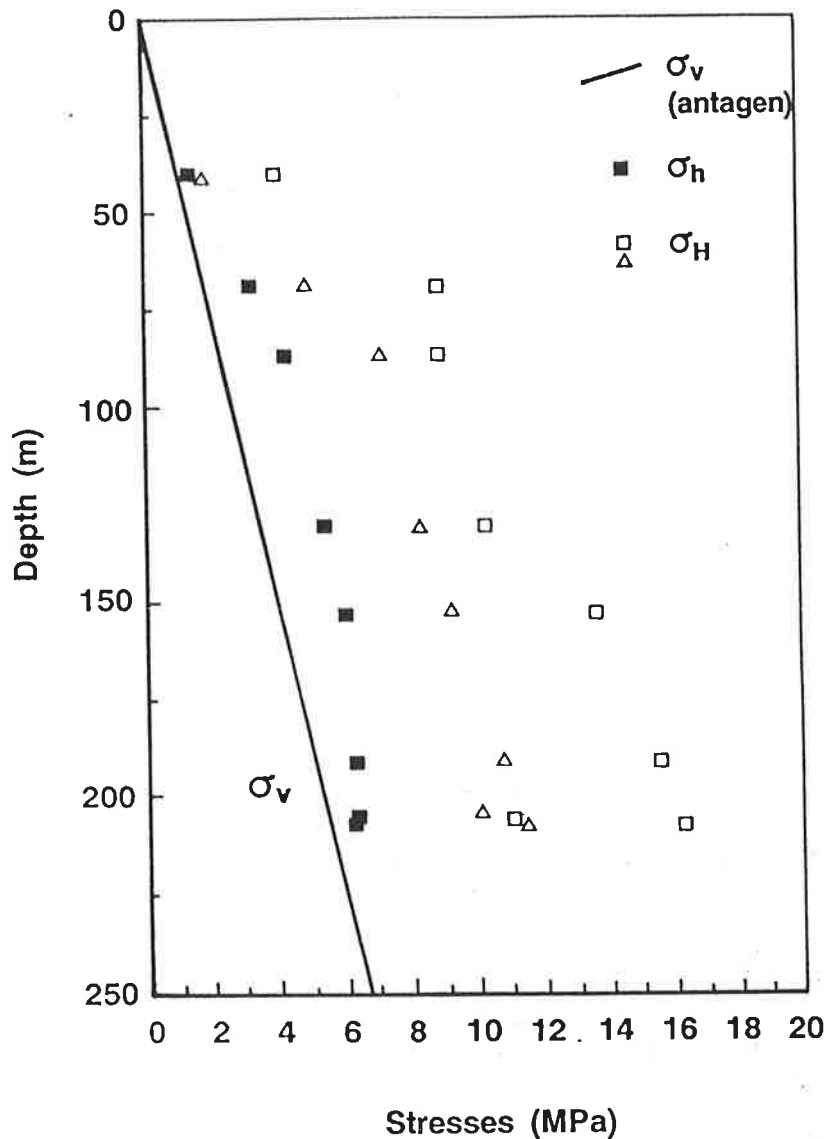
Figure 2.2 Geologic-tectonic profile P-P'. Modified after BERGAB (Palmqvist et al, 1988).

Riktningen av horisontalspänningarna bestäms med en speciell avtrycksmanschett som trycks ut mot den skapade sprickan i varje mätsektion. Avtrycksmanschettens orientering i borrhålet bestäms med hjälp av en magnetisk kompass.

Bergspänningsmätningen utfördes med den mobila hydrauliska uppspräckningsutrustning som ägs av Tekniska Högskolan i Luleå, avdelningen för bergmekanik. Mätningarna omfattade åtta mätpunkter fördelade på djup mellan 41 och 207 meter, Figur 2.3. I figuren plottas den minsta och den största horisontalspänningen som funktion av djupet. För varje mätpunkt ges två värden på den största horisontalspänningen, σ_H . Dessa har erhållits med två olika utvärderingsmetoder och kan anses motsvara högsta respektive lägsta skattningar. Den minsta horisontalspänningen, σ_h , är större än den antagna vertikalspänningen, σ_v , i alla testpunkter. Spänningsbeloppen är generellt sett typiska för svensk berggrund.

Orienteringen av den största horisontalspänningen, σ_H , bestämdes i sex mätpunkter och återges som funktion av djupet i Figur 2.4. På grund av det ringa antalet mätpunkter erhålls ingen entydig bild av riktningen. För det planerade djupet av gaslagren (100 - 200 m) är riktningen på största horisontalspänningen nära N-S.

2.3 MARKGEOFYSISKA UNDERSÖKNINGAR



Figur 2.3 Minsta, σ_h , och största, σ_H , horisontalspänningarna plottade som funktion av djupet. Vertikalspänningen, σ_v , är beräknad från vikten av den överliggande bergmassan. Efter Bjarnason, 1988.

Figure 2.3 Minimum, σ_h , and maximum, σ_H , horizontal stresses plotted as a function of depth. The vertical stress, σ_v , is calculated from the weight of the overburden. After Bjarnason, 1988.

SGAB utförde markgeofysiska undersökningar inom ett 1400 meter långt och 240 meter brett område över berget Lundbybjär, Figur 2.1. Undersökningarna omfattade upprättande av staksystem, magnetiska och elektriska mätningar samt analys av data (Triumf, 1989). Målsättningen med de geofysiska undersökningarna var detektion av brantstående svaghetszoner i berggrunden.

Mätning av det jordmagnetiska fältet ger framförallt information om magnetithaltens variationer i berggrunden. I uppkrossade zoner i berggrunden sker en oxidation av magnetit till andra icke-magnetiska järnmineral, vilket visar sig som ett minima på en magnetisk mätning. I öppna krossade zoner förekommer oftast vatten och/eller lera som har mycket lägre motstånd mot att leda elektrisk ström än opåverkat kristallint berg. Genom att mäta det elektriska motståndet (resistiviteten) i berg kan således vatten- och lerförande zoner i berggrunden indikeras.

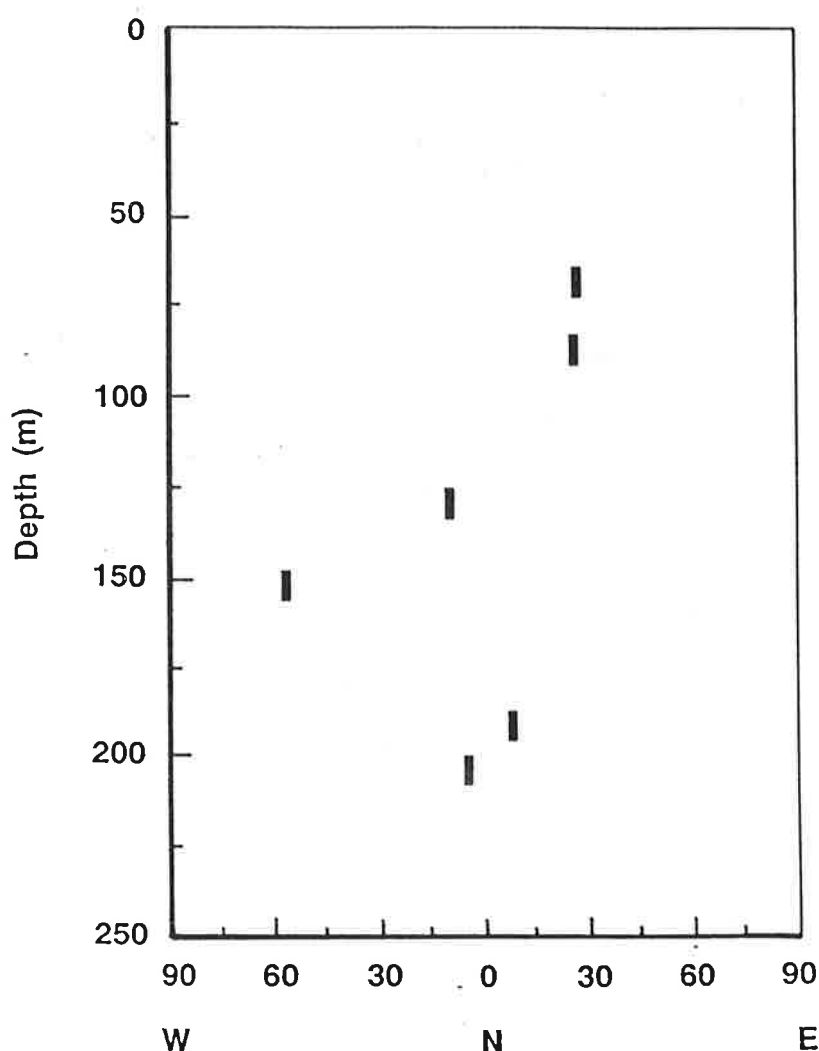
Vid analysen utnyttjades informationen från de olika mätningarna var för sig och tillsammans vilket resulterade i den slutliga tolkningen, Figur 2.5. Stupningsbestämningar och modellering med hjälp av magnetdata utfördes med ett PC-baserat program, GMM (Tunehed, 1989).

De geofysiska insatserna koncentrerades till att upplösa de översta delarna av berggrunden, 0 - 30 meter. Genom extrapolation av erhållna strukturer med tillhörande stupningar mot djupet, låter sig en bedömning göras av berget ned till för naturgaslagret relevanta djup, 100-300 meter.

Vid mätningarna framkom ett antal N40E-N60E strykande anomalikomplex som bedöms indikera förekomst av uppkrossade svaghetszoner. Zonerna indikeras såväl elektriskt som magnetiskt. En viss koppling till topografin, vilket kan förväntas, finns.

2.4 REFRAKTIONSSSEISMIK

Refraktionsseismiska undersökningar utfördes längs tre korta profiler för att undersöka ett par brantstående sprick- och krosszoner. Generellt har höga seismiska hastigheter erhållits, från ca 5 200 m/s upp till ca 6 000 m/s. Detta motsvarar en berggrund av mycket god kvalitet. Breda låghastighetszoner har inte indikerats med seismiken. I samband med de markgeofysiskt indikerade sprick- och krosszonerna har sänkningar av hastigheten erhållits inom smala, mindre än 10 meter breda partier. Sänkningen av hastigheten var moderat, ner till ca 3 700 - 4 000 m/s. Endast i samband med dalgången väster om höjden Lundbybjär, Figur 2.2, erhöles en sänkning av hastigheten ner till ca 3 200 m/s. Denna hastighet erhöles dock bara inom begränsade smala, mindre än 10 meter breda partier.



Figur 2.4 Orientering av största horisontal-spänningen, σ_H , som funktion av djupet. Efter Bjarnason, 1988.

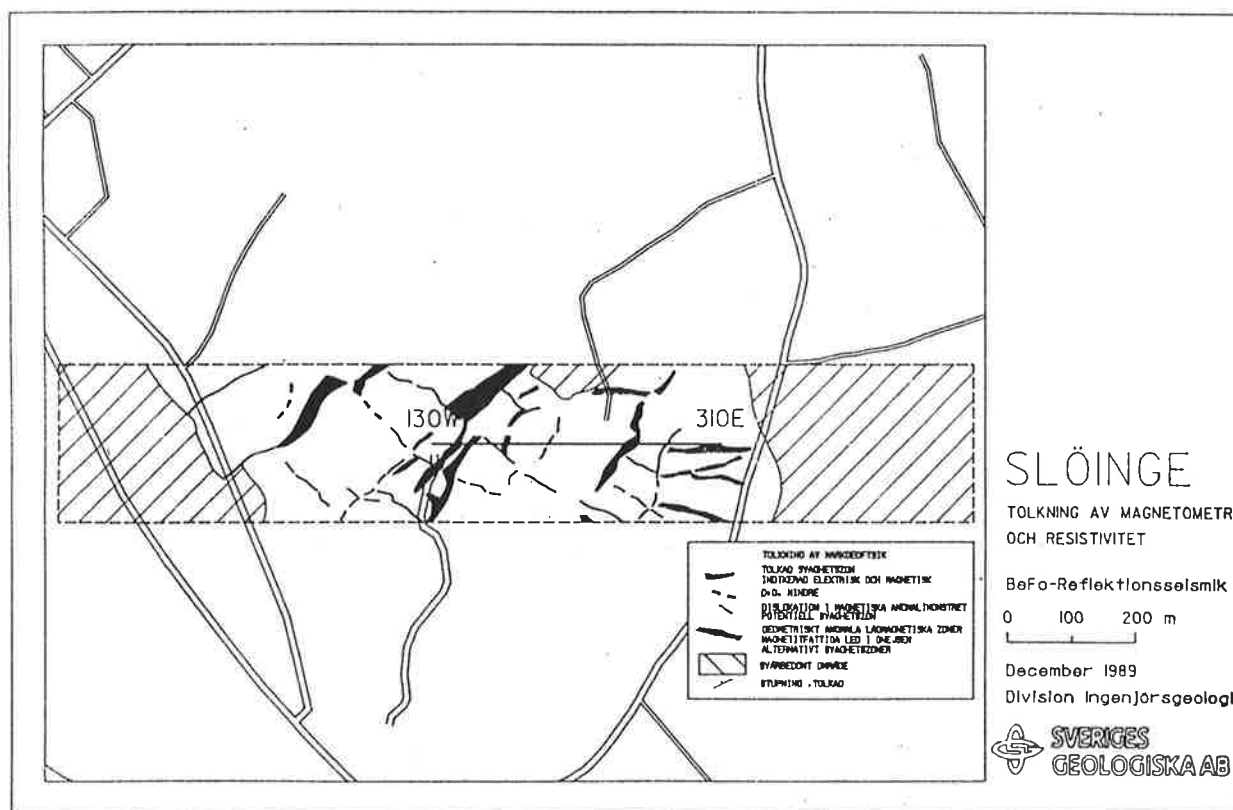
Figure 2.4 Orientation of the maximum horizontal stress, σ_H , versus depth. After Bjarnason, 1988.

2.5 REFLEKTIONSSEISMIK

BeFo, Sydkraft AB och SGAB har gemensamt finansierat ett försök i tillämpningen av reflektionsseismik som förundersökningsteknik i svenskt urberg (Stenberg och Triumf, 1990). Mot bakgrund av BeFo:s önskemål om att utföra fälttestet med reflektionsseismik i anslutning till ett planerat eller pågående anläggningsprojekt, valdes berget Lundbybjär till testområde. Anledningen till intresset för reflektionsseismik i förundersökningssammanhang är metodens potentiella förmåga att detektera subhorisontella svaghetszoner.

I de fall geofysik ingår i förundersökningar används traditionellt refraktionsseismik, elektriska, elektro-

magnetiska och magnetiska metoder. Information erhålls om brantstående krosszoner i stupningsintervallet 35 - 90 grader och djup till bergytan. Det är dock av stort intresse att erhålla information även om horisontella/-subhorisontella svaghetszoner som eventuellt kan finnas inom den för anläggningen intressanta bergvolymen. Huvudsyftet med försöket var att se om reflektionsseismik förmår detektera horisontella/subhorisontella svaghetszoner i kristallin berggrund belägna på ett djup mellan 100 - 500 meters djup, förutsatt att sådana förekommer. Vidare var det av intresse att se hur inverkan av ett tunt moräntäcke påverkar resultatet. Det förutsattes också att borrhningar av hål för skott och geofoner skulle göras på enklaste sätt för att minimera undersökningskostnaderna, dvs att skott och geofoner inte alltid skulle behöva borras ner till fast berg.



Figur 2.5 Tolkning av markgeofysiska mätningar. Efter Triumph, 1989.

Figure 2.5 Interpretation of ground geophysical measurements. After Triumph, 1989.

Utrustningen för reflektionsseismiska undersökningar i fält består i princip av en tryckvågsalstrande källa, ett antal geofoner (seismometrar) och en seismograf. Källan skickar ut en tryckvåg vilken fortplantar sig i marken och i luften. Geofonerna registrerar vibrationerna, som innehåller ett budskap om undermarken, och

skickar registreringen vidare i form av analoga signaler. Seismografen filtrerar den analoga signalen och omvandlar denna till en digital signal. Den digitala signalen, filtrerad eller ofiltrerad, kan därefter studeras på inbyggd skärm i seismografen och lagras på diskett. Efter insamlingen i fält vidtar processering av lagrade data med hjälp av PC-baserade programvaror. Avsikten med processeringen är att hitta budskapet om undermarken som är av intresse för det aktuella fallet.

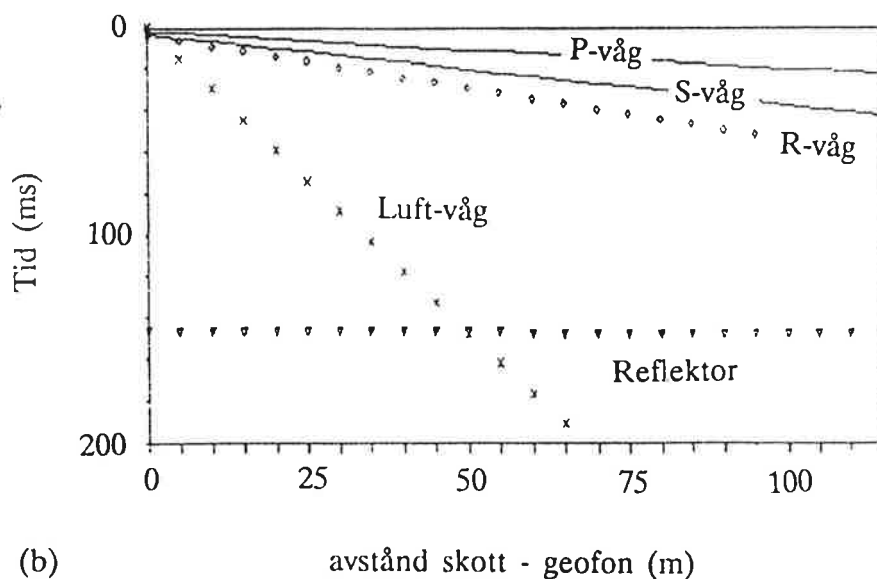
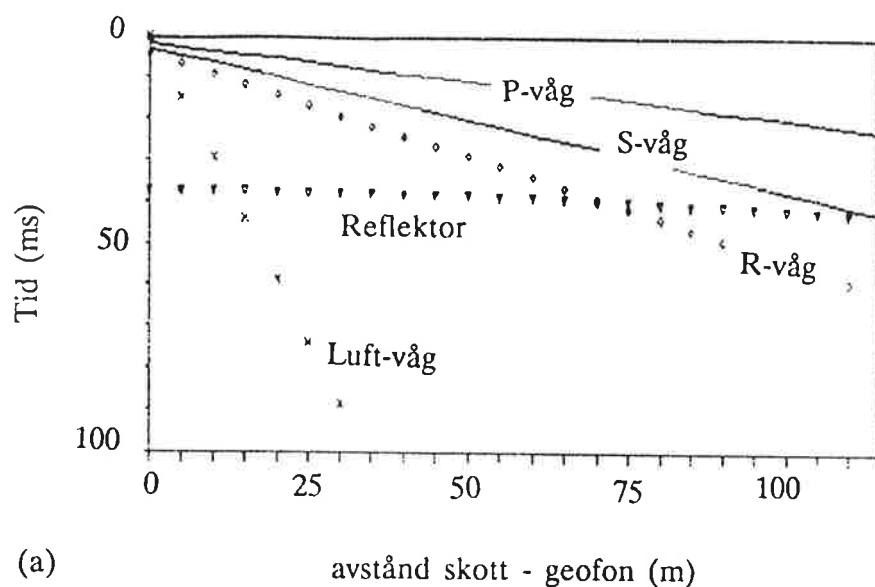
Två skilda källtyper har använts vid försöket: hagelpatroner och sprängladdningar. I samband med en explosion i markytan alstras flera olika vågtyper. Vissa typer av vågor är av intresse för geofysikern medan andra enbart försvårar undersökningen. I de s k ytvågorna finns lågfrekvent energi. Dessa vågor är oönskade i konventionell reflektionsseismik, med sina energinivåer som ofta överstiger de önskade reflekterade vågornas energier. Genom filtrering kan störningarna från de lågfrekventa vågorna minskas. Det första och viktigaste filtret i dataflödet inom ingenjörseismik är geofonen. Geofonerna som användes hade en egenfrekvens på 100 Hz.

Vid försöken användes två olika seismografer, EG&G Geometrics Model ES-2401 och ABEM Terraloc Mark 3. Geometrics ES-2401 är en av de kraftfullare ingenjörseismograferna på marknaden i prisklassen under 400 kSEK. Till seismografens fördelar räknas en för ingenjörstillämpningar stor dynamik, med 15-bitars A/D-omvandlare. Vidare är den utrustad med automatisk förstärkarinställning genom s k "instantaneous floating point" teknik. Stor dynamik innebär att såväl små som stora signaler kan mätas med bra precision. Den automatiska förstärkarinställningens stora fördel är att datakvalitén inte är operatörsberoende. ABEM Terraloc Mark 3 är en seismograf av konventionell ingenjörstyp med mindre dynamiskt omfång än ovanstående. Vidare är förstärkarinställningen manuell. En fördel med ABEM Terraloc är dess funktionssäkerhet i fält.

För vidare processering överfördes data från seismografen till en bärbar PC-dator. Programpaketet VESNA möjliggör CDP och Common Offset processering av seismiska data. Funktioner som ingår i programmet är exempelvis; spektrumanalys, filterdesign, hastighetsanalys, statisk korrektion, CDP-sortering, NMO-korrektion, filtrering av geofonregistreringar, filtrering av slutsektioner, Common Offset, grafisk presentation av data och slutsektioner.

Datainsamlingen i fält inleddes med upprättandet av en förväntningsmodell för hur data borde se ut. I Figur 2.6 a ses ankomsttider för P-, S- och ytvågor i förhållande till en reflektor belägen på 100 meters djup. Problem att urskilja den reflekterade energin i de områden där den interfererar med luftvåg och yt-, S- och P-våg förväntades. För geofonavstånd mellan 15 och 60 meter finns de bästa möjligheterna att erhålla information om denna relativt ytligt belägna reflektor.

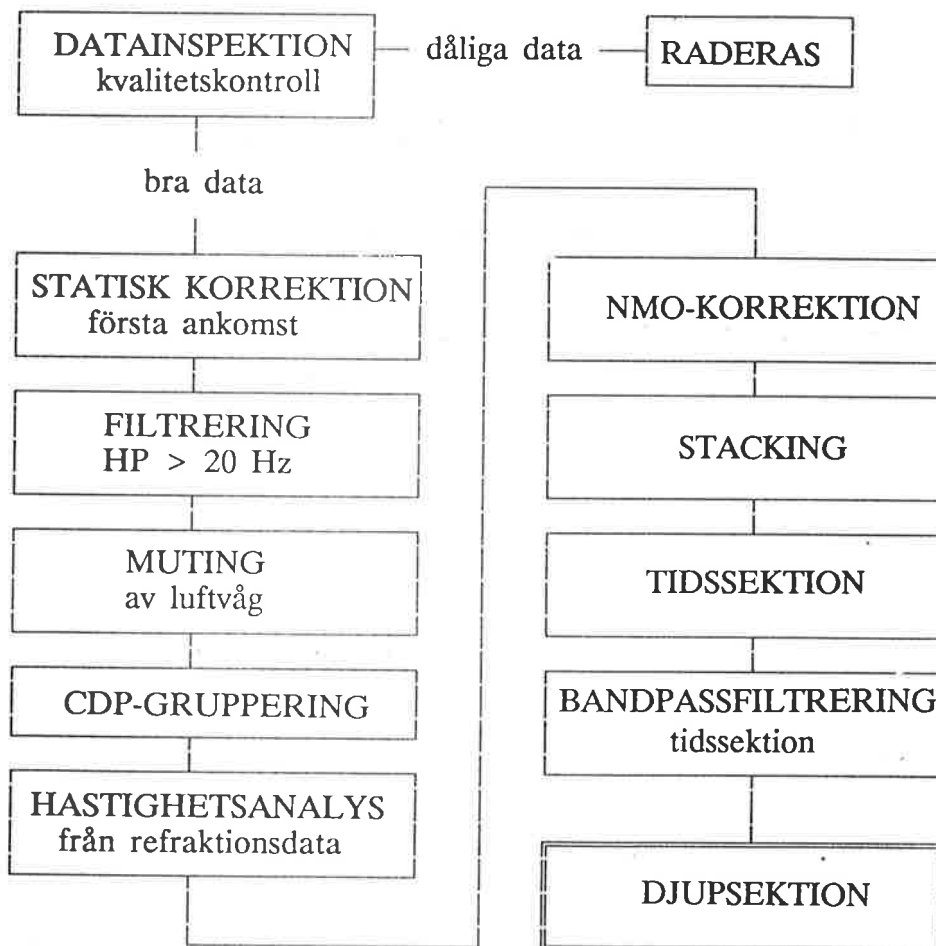
Om reflektorn är belägen på 400 meters djup uppträder interferensproblem endast mellan luftvåg och reflektor runt ett geofonavstånd av 50 meter, Figur 2.6 b. Mot bakgrund av dessa modelleringar användes två olika avstånd mellan källa och första geofon. I avsikt att undersöka de ytliga delarna av berggrunden användes 7.5 meters avstånd mellan skottpunkt och första geofon i kombination med hagelpatron som källa. 60 meters avstånd användes i kombination med sprängmedel för undersökning av berggrundens djupare delar.



Figur 2.6 Beräknade ankomsttider för olika vågfronter med en reflektor placerad på (a) 100 meters djup och (b) 400 meters djup. Efter Stenberg och Triumph (1990).

Figure 2.6 Calculated arrival times for different wavefronts with a reflector localized at a depth of (a) 100 meter and (b) 400 meter. After Stenberg and Triumph (1990).

Processeringsgången som användes illustreras i Figur 2.7. Datakvaliteten kontrollerades på bildskärmen varvid dåliga data rensades bort. Efter korrektion för statiska fel, filtrering, CDP-gruppering, NMO-korrektion och stacking erhöles en tidssektion. Med hjälp av en hastighetsfunktion erhöles en omräkning till en slutlig djupsektion, Figur 2.8. På djupsektionen ligger reflektorerna på de verkliga djupen, förutsatt att hastighetsfunktionen beskriver verkligheten korrekt. Läget av den slutliga sektionen framgår av Figur 2.1. Den presenterade sektionen är baserad på data från skjutning med sprängämnen med 60 meters offset. Energi från P-, S- och ytvågor dominerar i den övre delen av sektionen. Utbredningen av den störda regionen i djupled varierar längs profilen till följd av varierande egenskaper i ytan av berg- och jordvolymer.



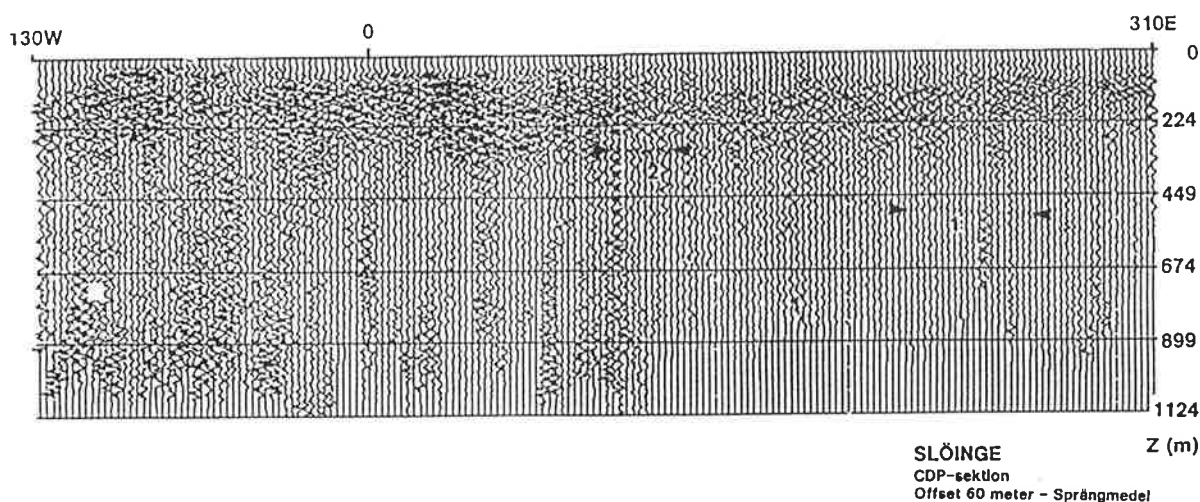
Figur 2.7 Principskiss över processeringsgången av reflektionsseismiska data. Efter Stenberg och Triumph, 1990.

Figure 2.7 Schematic sketch over reflection seismic processing. After Stenberg and Triumph, 1990.

Sett över hela profilen är generellt de översta 200 - 250 metrarna störda av detta vågpaket, varför identifikation av eventuella reflektorer inom denna region är i det närmaste omöjlig. Observera att detta gäller för den här använda processeringstekniken. Möjlighet till hastighetsfiltrering (f-k) eller muting av ytvågor har saknats.

Nedanför intervallet 0 - 225 meter minskar inverkan av ytvågor. Ett par möjliga reflektorer, om än mycket osäkra, kan skönjas. De är markerade med pilar i figuren. Den östligast belägna av dem ligger på ett skenbart vertikaldjup av 500 meter. Skenbart vertikaldjup beror på att dess eventuella stupning vinkelrät mot profilen inte är känd. Längs den undersökta profilen stupar den dock relativt brant mot öster, och skulle om den inte försvann vid cirka 200E kunna ha sitt utgående i dalgången väster om berget Lundbybjär, jämför med den geologisk- tektoniska modellen, Figur 2.2. Den erhållna reflexen är dock alltför svag för att ett starkt stöd för hypotesen skall kunna uttalas.

En ännu osäkrare indikation på en subhorisontell reflektor erhålls runt cirka 100E på ett djup av cirka 300 meter. Den är synlig enbart över cirka 15 - 20 meter, varför inte speciellt stort avseende kan fästas vid den.



Figur 2.8 Reflektionsseismisk djupsektion. CDP-stacking (3 - 6 faldig). Offset 60 meter, sprängmedel som källa. Efter Stenberg och Triumph, 1990.

Figure 2.8 Reflection seismic depth section. CDP-stacking (3 - 6 fold). Offset 60 meter, explosives used. After Stenberg and Triumph, 1990.

De geologiska förutsättningarna med ett tunt lager med bitvis lös morän ovanpå berggrunden, bitvis kalt berg och bruten topografi medförde vissa problem. Förutom de

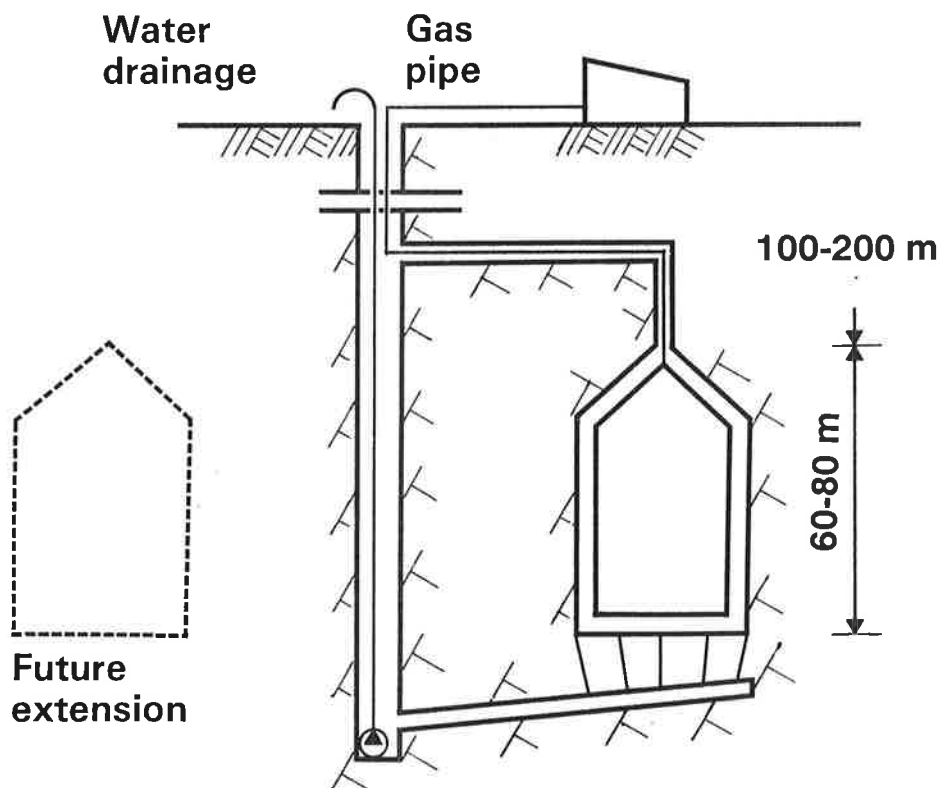
rent fälttekniska problemen med att förankra geofoner och att borra ner laddningar blev det resultatmässiga problem. Det tunna moränlagret medförde att störande S- och ytvågor uppträdde och intefererade med eventuella reflektioner orsakade av subhorisontella reflektorer belägna i den övre ur ingenjörsgelogisk synpunkt intressantaste delen av berggrunden, ner till ca 250 meters djup.

Någon uthållig subhorisontell reflektor som eventuellt kan motsvaras av en flack sprick- eller krosszon inom den för anläggningen intressanta bergvolymen har inte hittats.

3. GENERELL DESIGN

Lagret utformas utifrån faktorer såsom bergmekanik, produktionsmetoder, optimering av volym/mantelyta och säkerhetsförhållanden. Utbyggnad bör vara möjlig utan att stänga av den befintliga anläggningen.

Föreslagen lagerutformning består av flera enheter som kan byggas ut successivt som lagerbehovet förändras. En ovanjordsanläggning med kompressor-, tryckreducer- och mätstation, personalutrymmen, verkstad etc betjänar samtliga lagerenheter.



Figur 3.1 Generell design

Figure 3.1 General design

Bergrummen placeras 100-200 m under mark och är cylinderformade med konisk överdel och horisontell botten, figur 3.1. Lagerrummen är 60-80 m höga och har en diameter på 30-40 m, vilket ger en bergrumsvolym mellan 50 000 och 100 000 m³ per rum.

Anslutning av gasledningen är i lagrets översta punkt, varifrån ett vertikalt schakt och tunnel leder ledningarna till ett centralt beläget vertikalt schakt. I centralschaktet samlas dränerings- och gasledningar samt annan erforderlig utrustning.

4. FUNKTION

Det inklädda lagerkonceptets väggkonstruktion är avseende den mekaniska funktionen indelad i tre huvuddelardelar:

- en tryckupptagande,
- en trycköverförande,
- en tätande.

Väggkonstruktionens andra viktiga funktioner är:

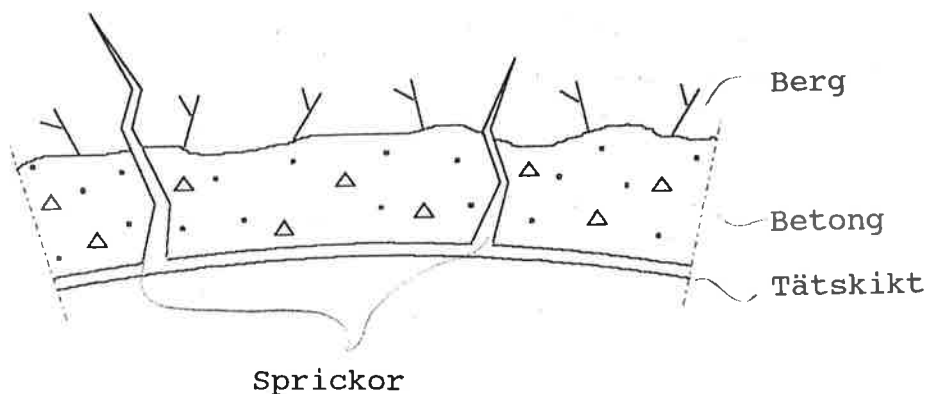
- att vid behov dränera bort grundvatten kring lagret och därigenom reducera det hydrostatiska trycket mot väggkonstruktionen,
- att möjliggöra detektering,
- att lokalisera gasläckage.

4.1 BERG

Inklädda bergrumslager för naturgas bygger på att utnyttja bergets goda tryckhållfasthet. Bergmassan är det tryckupptagande mediet i konstruktionen och kommer att utsättas för lagertryck kring 15 MPa. Vid denna trycknivå kommer bergmassan att deformeras både plastiskt och elastiskt, bergrummet expanderar något vilket påverkar lagerväggens konstruktion.

Bergmassan kommer, vid tillräckligt hög belastning, att spricka upp, figur 4.1. Sprickor som öppnas vid trycksättning och sluts under efterföljande tryckreducering kan vid stor amplitud påverka väggkonstruktionen, speciellt tätskiktet.

Bedöms problemen bli stora och avgörande kan bergmassa med högre initialspänningar väljas. Försöken i Grängesberg 1989 uppvisar resultat som indikerar att problematiken med en spricka som upprepade gånger öppnas och sluts kan hanteras.

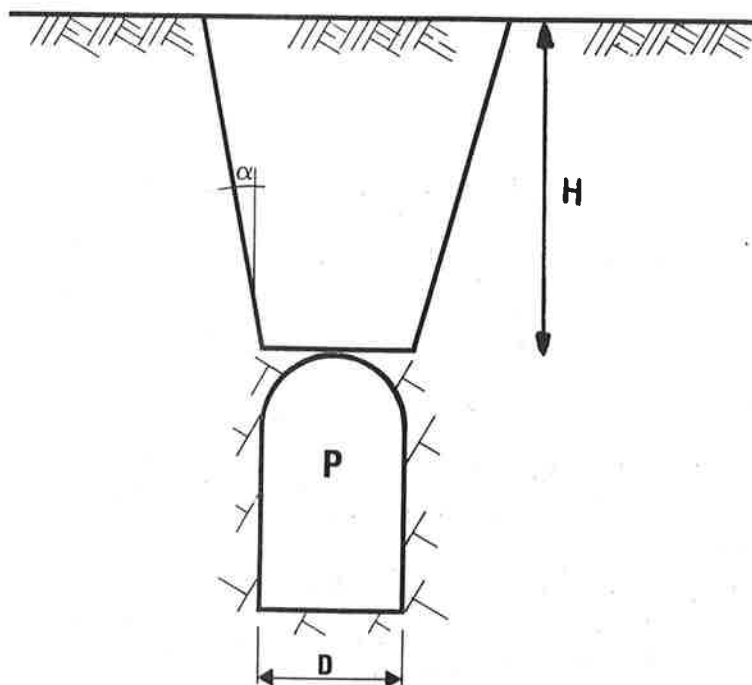


Figur 4.1 Uppsprickning i lagervägg på grund av bergets deformation.

Figure 4.1 Fissure in the wall structure due to rock deformation.

En tillräcklig bergtäckning krävs för att förhindra upplyft av bergmassan på grund av det stora gastrycket.

Vikten av en konformad bergmassa ovanför lagret ska, med en tillräcklig säkerhetsfaktor, överskrida maximalt gastryck, figur 4.2. Vinkeln α som motsvarar materialets inre friktionsvinkel kan ansättas till mellan 30 och 40 grader.



Figur 4.2 Principmodell för säkerhet mot upplyft.

Figure 4.2 Principle model for uplift effect.

Metoden anses vara konservativ och förenklar de mekaniska sambanden.

Bergspänningsmätningarna från platsen uppvisar berg av god kvalitet med stabila resultat som kan anses vara normala för svensk kristallin berggrund, figur 2.3.

4.2 BETONGMANTEL

Mellan bergvägg och tätskikt är en betongmantel gjuten. Dess funktion är att överföra last orsakad av den lagrade gasens tryck och att utgöra ett jämnt underlag för tätskiktet.

Beroende på val av dräneringssystem, vilket appliceras i gränsskiktet mellan berg och betong, så kommer sprickor i betongen att uppträda på olika sätt. Två alternativ är, figur 4.3:

1. Vertikala perforerade dräneringsrör monterade mot bergväggen och ingjutna i betongen.
2. Sandskikt mellan berg och betong.

Betongmanteln med rördränering (alternativ 1) är gjuten direkt mot berget. Här bedöms betydande sprickor att uppstå som en direkt följd av bergets uppsprickning. Den starka bindningen mellan berg och betong medför att bergsprickor även slår upp i betongmanteln, helt eller delvis. Större sprickor i betongmanteln orsakar påfrestning på tätskiktet vilket bör undvikas. Studier visar att en generell, kraftig armering är både kostsam och riskerar att ej få avsedd verkan. Som tidigare nämnts kan en berg-massa med högre initialspänningar minska sprickvidder i berg och betong. Andra metoder studeras när kunskapen om de aktuella mekanismerna har ökat på grund av försöken i Grängesberg 1989.

Sandskikt mellan berg och betongmantel kommer delvis att fungera som ett utjämnande skikt för bergsprickor. Bergsprickor går ej direkt över till betongmanteln utan bedöms få viss spridning i betongen. Produktionstekniska problem i samband med applicering av sandskiktet kan få betydelse vid val av väggkonstruktion.

4.3 TÄTSKIKT

Den tätande funktionen mot gas är mycket viktig. Val av tätskikt karaktäriseras främst av mekaniska krav, kemiska beständighetskrav och krav på långtidsbeständighet.

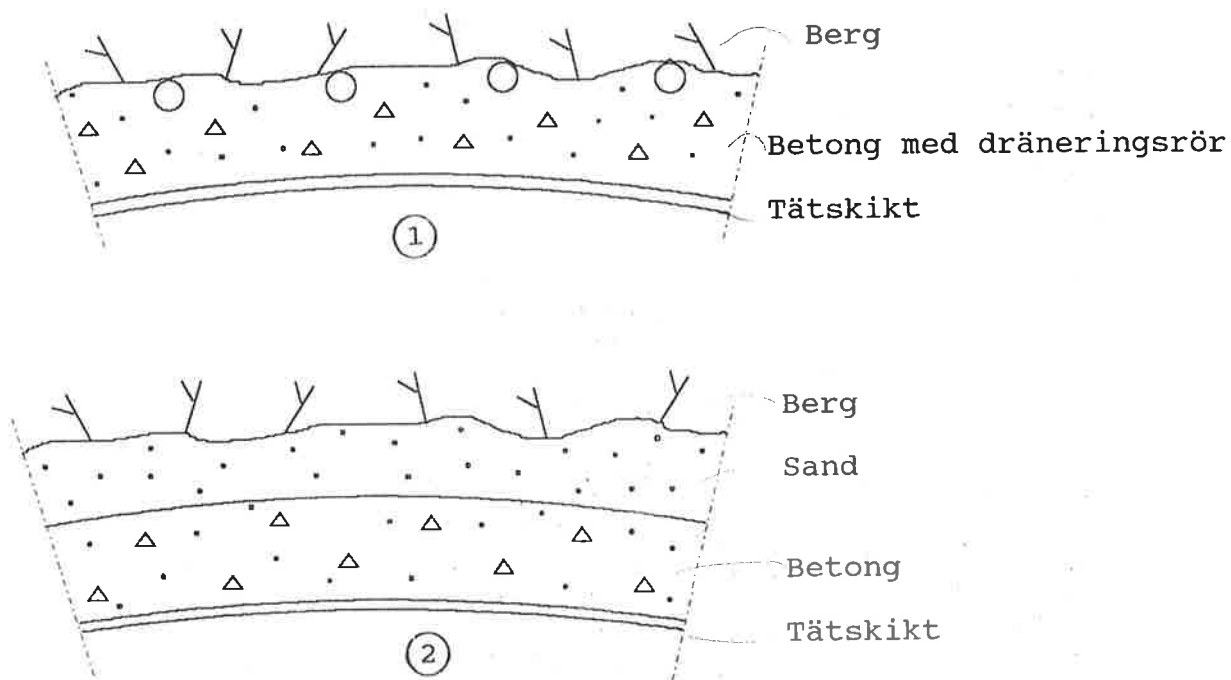
Tätskiktet kan utgöras av metalliska material typ stålplåt och rostfri plåt eller av ett polymermaterial.

4.4 SYSTEM FÖR DRÄNERING

Eftersom inklädda naturgaslager planeras att förläggas med en bergtäckning av 100–200 meter kommer ett yttre grundvatten-tryck på lägst 2 MPa att belasta lagret om inga åtgärder vidtages. I situationer då lagertrycket är lågt såsom vid inspektion, reparation etc så utsätts då tätskiktet för ett ofördelaktigt lastfall. Med ett fungerande dräneringssystem

kan grundvattentrycket reduceras till en acceptabel nivå.

Två olika system för dränering har studerats enligt beskrivningen i 4.2, figur 4.3.



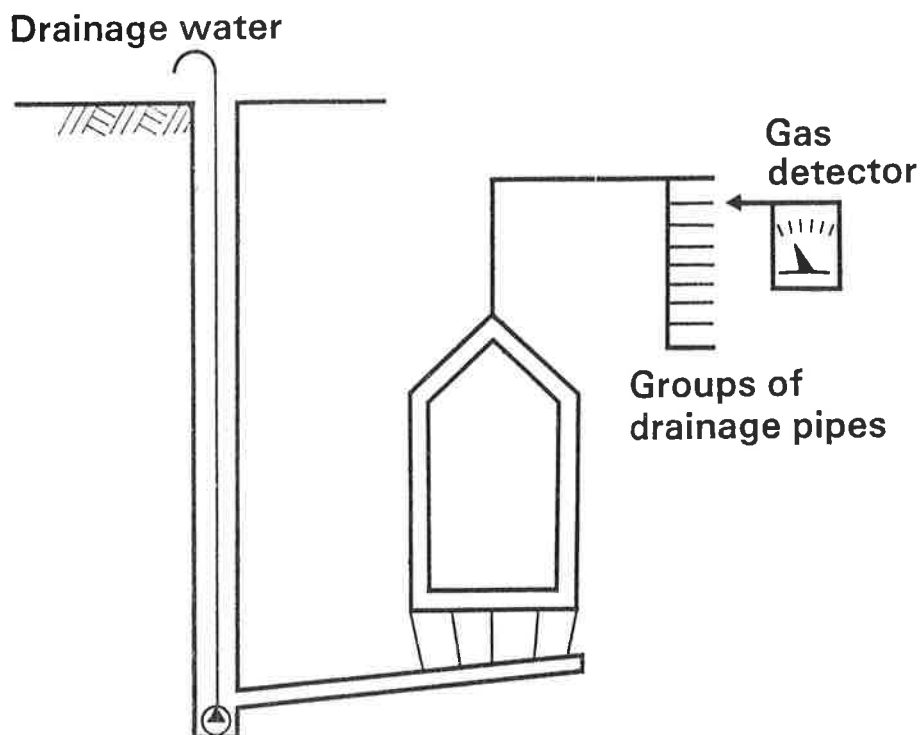
Figur 4.3 Utformning av vägg med 1) betong gjuten mot berget och 2) sandlager mellan berg och betong.

Figure 4.3 Wall design with 1) concrete directly towards the rock and 2) sand layer between the rock and the concrete.

Ytterligare funktion för dräneringssystemet är att eventuella gasläckage ska kunna detekteras och lokaliseras. Gas som eventuellt läcker ut ska till viss mån kunna samlas upp och omhändertas.

4.5 DETEKTERING AV GASLÄCKAGE

En viktig del för ett naturgaslager är att ha ett ur säkerhetssynpunkt tillförlitligt system. Systemet bör möjliggöra både detektering och lokalisering av eventuella gasläckage.



Figur 4.4 Princip för läckagekontroll.

Figure 4.4 Principles for leakage detection.

Det system som studerats, figur 4.4, bygger på en gasdetektor som ansluts till dräneringssystemets övre del samt eventuellt andra kompletterande kanaler. Genom att grupper av dräneringsrör och grupper av kanaler känns av med gasdetektorn så kontrolleras regelbundet eventuella läckage från lagret. Vid larm för läckage så kan personal manuellt sniffa separata grupper av rör eller kanaler med gasdetektorn. Genom denna kontroll kan läckagets storlek och plats bestämmas.

5. SLUTSATSER

Resultat från utförda tekniska studier och fältundersökningar visar att lagring av naturgas i inklädda bergrum är möjlig. Genomförda försök i försöksanläggningen i Grängesberg under 1989 har uppvisat att konceptet är moget att gå vidare med.

Fortsatta försök bör inrikta sig på att optimera konceptet avseende maximalt tryck och eventuellt kyla. Vidare försök av tätskikt planeras under året för att erhålla ett tätskikt som har lämpliga egenskaper avseende, mekanisk hållfasthet, kemisk beständighet, långtidsbeständighet och ekonomi.

SUMMARY

The technology of storing natural gas in Sweden is at present under development. Sydgas, who is the regional deliverer of natural gas in southern Sweden, is working with three alternatives of storage techniques: Lined underground caverns, Storage for LNG and Unlined underground caverns.

At present Sydgas considers the concept of lined underground caverns as the main alternative.

Localization studies, pre-investigations and some technical investigations have been performed at a site in Halland. A model over geologic- tectonic conditions was made after geological studies of the surface and of core from a 225 metres deep drilling. The state of stress in the rock mass was measured by hydrofracturing at several depths. The results from the measurements show a stress field that is quite normal for the crystalline bedrock of Sweden. Ground geophysical measurements of the magnetic field and the bedrock resistivity indicated some near-vertical fracture zones. Some of them was controlled with refraction seismics which showed a velocity decrease within narrow sections in connection with the indicated fracture zones. In general, the refraction seismics showed a high velocity indicating a bedrock of good quality. A method study was performed with shallow reflection seismics to evaluate the possibilities for the method to detect near-horizontal fracture zones in a hard rock environment. Interference of near-surface disturbing waves and absence of some processing techniques made it difficult to evaluate the possibility for the method to detect near-horizontal fracture zones, if there where any at all within the site for the investigation.

The underground storage is suggested to be designed as several caverns, each of them as a vertical cylinder with a height of 60-80m and a diameter of 30-40m. The above lying rock mass should be at least 100-200m thick. The walls of a cavern are divided into four parts, each with separate functions:

- Rock has got good strength properties which is used when taking up pressure.
- The layer of concrete is used for transferring the pressure and it also gives a smooth surface for the lining.
- The lining has a sealing function and prevents gas leaks into the rock mass.
- The drainage system has several functions: drainage of water, detection, locating and taking care of any gasleaks that might occur.

The technique has been studied and pilot trials have been performed. The results indicate that storage of natural gas with this technique is possible, even if deeper studies will be required in some areas before a full scale storage can be built.

REFERENSER

- Avesta Lining AB, Swedegas AB, Sydgas AB. 1987.
Rostfri tunnplåt för dränerad inklädnad av berggrum
för lagring av bl.a. naturgas under tryck.
- Avesta Lining AB, Sydgas AB, Sydkraft AB, Vattenfall. 1988
Sydgas Naturgaslager - Etapp 1, Slutrapport

- Bjarnason, B., 1988. Storage of natural gas in hard rock caverns. Hydrofracturing rock stress measurements in Lundbybjär, Getinge, Southern Sweden
- Lindström, M., 1988. Sydkraft AB. Naturgaslager Sydgas. Kärnborrhål Lundbybjär 1.
- Palmqvist, K., Stanfors, R. och Lindström, M., 1988. Sydkraft AB. Naturgaslager Sydgas. Geologisk-teknisk undersökning av Lundbybjärområdet.
- Stenberg, L. och Triumf, C.A., 1990. Försök med reflektions-seismik i Slöinge, Halland. Stiftelsen Berg-teknisk Forskning (BeFo), rapportmanus januari 1990.
- Swedegas AB, Sydgas AB, Sydkraft AB, Vattenfall. 1987. Inklädda bergrumslager, Projekt tjockplåt.
- Sydkraft AB, Swedegas AB, Vattenfall m. fl. 1990. Försöksanläggning för inklädda gaslager i Grängesberg, Slutrapport.
- Sydgas AB. 1989. Naturgasledning och bergrumslager vid Slöinge, Koncessionsansökan juli 1989.
- Triumf, C.A., 1989. Markgeofysiska undersökningar över ett planerat naturgaslager i Slöinge, Halland. SGAB rapport IRAP 89040.
- Tunehed, H., 1989. Geovision - Fas II. Program dokumentation GMM - Modellering av gravimetri- och magnetometri-data under GVBAS-formatet.

DISKUSSION

Per-Arne Lindqvist: Jag arbetar för BeFo i Luleå som projektchef för Gruvteknik 2000. Vi som hade förmånen att vara på Bergsprängningskommittén i går fick information om ett försök med att reparera några schakt i Garpenberg Norra, där man förde ned en plåttub i schaktet, vilken successivt svetsades. De här schakten var fullortsborrade. Det föranleder två frågor. Min första fråga är: Har man övervägt att använda fullortsborrning då man konstruerar lagringsutrymmen för gas? Det finns ju möjlighet att göra både horisontella och vertikala schakt. Vi har expertis i salen, Anders Persson från Sandvik som är duktig på vertikal fullortsborrning, och Sverker Hartwig, Atlas Copco, som kan horisontell fullborrning. Man kan säkert komma upp i diametrar på 10 m eller större. I så fall gäller det ju bara att borra lite flera eller längre hål. Min andra fråga är föranledd av det vi hört på morgonen om igensättningsbrytning. Är det möjligt att använda sand mellan ståltub och betong och tätpacka det med hjälp av vatten? Har sanden tillräckligt goda deformationsegenskaper?

Mats Alestam: Tack Per-Arne. Jag vet inte vem som skall gå i svaromål i de här fallen. När det gäller fullortsborrning har väl Sverker Hartwig som Du nämnde tagit upp den frågan att man kunde göra liggande cigarrer i berget och lagra gas i. Gasintressenterna har inte kommit så långt att vi kan fastställa vilken design vi slutligen hamnar vid. I dag är det stående cylindrar när det gäller de inklädda och den vanliga hästskoformen när det gäller djuplagren som är aktuella.

Torbjörn Hahn: Vi hade anledning att titta på den här frågan för något år sedan, just för att jämföra inklädda fullortsborrade tunnlar med lagerutrymmen i storleksordningen 40 m diameter. Enligt de ekonomiska kalkyler som gjordes då i den förstudien visade det sig att fullortsborrade tunnlar blir mycket dyrare jämfört med inklädda lager med 40 m diameter.

Håkan Sandstedt: Jag tycker man måste göra en kommentar på frågorna här beträffande fullortsborrning. Det gäller att minimera den omslutande ytan eftersom det är genom membranet gasen läcker ut. Och det är ju klart att har du säg högst 10 m diameter så kommer du att få mycket större yta jämfört med 40 m. För tjockplåtsalternativet måste vi utveckla bättre metoder för att läcksöka konstruktionen efteråt vilket innebär att vi behöver ha tillgång till baksidan av plåten. Detta innebär att man får dra ifrån den här spalten som vi måste jobba i för det fullortsborrade alternativet. Beträffande sandskikt som har nämnts här gjordes ett försök i Nacka med relativt dåligt resultat. Samtidigt kan man ju konstatera att det dränagesystem vi har haft i Grängesberg har fungerat utmärkt. Systemet var lätt att applicera, det har fungerat bra både för dränage av vatten och det var ett väldigt effektivt gasinsamlingssystem. Jag har därför svårt att se någon nytta av att byta från det systemet vi har haft i Grängesberg till ett sandskikt för dränering av vatten och uppsamling av gas.

Sören Linder: Jag hade först en fråga som gällde lagring av gas i vätskefas i oinklädda bergrum och frågan jag tänker ställa anknyter till inlägget som Dahlström höll och riktar sig kanske närmast till Tomas Franzén.

Stenungsundslagret, som konverterades från lagring av etylen till propylen, blev ju inte tätt även när man då kom upp till högre temperaturer, -40° . Det läckte fortfarande och en mängd försök gjordes att tätta berget genom injektering med användning av olika injekteringsvätskor, men man uppnådde inte riktigt bra resultat. Man kan "sniffa" gasen uppe på bergytan om man står där. Min fråga är: Pågår eller planeras någon form av forskning rörande metodiken för tätning av berg i sådant fall? Man kan ju misstänka att problemet återkommer då det nu på nytt planeras för lagring av gasol enligt samma metod i konverterade oljelagringsbergrum.

Beträffande Grängesbergslagret hade jag också några frågor.

- Gasdetekteringskanalerna anordnas i bergytan. Övervägde man inte att åstadkomma dessa genom att svetsa kanaler på baksidan av plåten? Halvrör exempelvis. För det är väl svetsfogarna som framför allt läcker. Med ett sådan kanalarangemang kunde ev gasläckage lätt indikteras och omhändertas.
- Sedan, en fråga angående valet av gas. Man provade ju med luft och inte med naturgas. Får man då något fel i resultatet?
- Har lagren i Grängesberg planerats för prov med gas under högt tryck och låg temperatur (ca -30°C) och tänker man sig fortsatt provningar under dessa tryck- och temperaturförhållanden? Problemen blir ju delvis annorlunda och svårare att bemästra än vid lagringen över 0°C . Vidare, trycket som man haft var maximalt 20 MPa. Vilket drifttryck tänker man ha? Kommer det att bli 15 MPa och är då säkerhetsmarginalen, relaterad till provningstrycket, tillräckligt stor? Till slut, har man någon gång övervägt att öka trycket så mycket att någon form av brott uppstår för att man verkligen skall se vilken säkerhet man har?

Tomas Franzén: Jag kan svara ganska kort medan någon annan funderar på de andra frågorna: Vi har ju en del injekteringsforskning inom BeFos ram som pågår på KTH och som rör de grundläggande frågorna om hur injekteringsmedel strömmar i sprickor och kanaler och det kommer att avrapporteras under de närmaste månaderna. Kylfa förhållanden har vi inte sysslat med och vi har inte heller planerat det. Ulf Lindblom har en hel del kunskaper om detta men han är tyvärr inte här idag. Möjligen kan någon annan ge en kommentar. Efter försöken i BeFo-projektet kommer vi att diskutera hur vi bäst skall fortsätta med injekteringsforskningen och naturligtvis är vi mottagliga för alla impulser till nya forskningsinsatser.

Mats Alestam: Tack. Jag kan ju gå in på det här med fortsatt forskning på olika lagerkoncept. Ett av de koncept som vi tror på när det gäller Sydkraft-Sydgas, det är att bygga ett vattenridåttätat inklätt kylt lager för att få dubbla säkerhetssystem. Det är någonting man kommer att prova delvis i Grängesberg och delvis i Röda Stenen. Så det ligger framför oss i tiden.

Håkan Sandstedt: Jag skall försöka svara på en del frågor, det var ganska många på en gång. Jag kommer säkert inte ihåg alla. Jag kan ju börja med dränagesystemet om vi har övervägt att sätta det på insidan av plåten. Övervägt ja, mycket kort. Vitsen med att ha det på insidan av berget är att dränagesystemet har en dubbel funktion. 1: Leda bort vatten. Då gör det störst nytta om det sitter på insidan av berget. 2: Det har visat sig från försöken att betongen spricker upp väldigt väl och det är alltså inget problem att få ut gasen till dränagesystemet som sitter på insidan av berget. Dessutom så är tätskiktet dimensionerat för en största spricka på 5 mm. Detta innebär att de här kanalerna som då skulle svetsas på insidan torde bli ganska små. Frågan om vi har funderat på att trycka lagret till brott: Min bestämda uppfattning är att skall vi trycka vidare, vilket vi planerar, så kommer brottet inte att ske i lagret utan det kommer att ske i de armeringar som finns i högtryckssystemet. Sedan var det en kommentar beträffande kommersiell lagring: När projektet initierades så hade man gjort en bedömning att 15 MPa känns som ett rimligt tryck vid kommersiell lagring. Resultaten från Grängesberg indikerar definitivt att man skall gå upp i tryck. Man får in mycket mer gas i ett givet utrymme och jag ser väl i dag att man kommer att hamna någonstans mellan 20 och 25 MPa.

Som parallell kan nämnas att ackvifererna i Danmark opererar på 225 bar. Studerar man tryck kontra volym så får man inte in speciellt mycket mer gas vid tryck över 2,5 MPa utan det ligger en gräns i intervallet 22,5-25 MPa. En kombination av kyla och tryck kan man också tänka sig men då måste hänsyn också tas till kostnaderna för det kylsystemet. Jag tror att ingen vet exakt i dag vilket som är det optimalt bästa. Det var av säkerhetsskäl som vi valde att använda luft i stället för naturgas. Säkrare är det i och för sig att använda kvävgas men det är en kostnadsaspekt på det hela. Naturgasmolekylen är lite mindre än luft så ett lite större läckage kan man förvänta men det är relativt enkelt att proportionera och jag tror inte att försöket som sådant har påverkats på något sätt i negativ riktning av valet av luft. En kommentar till beträffande täthet: Räknar vi om tätheten från tjockplåten i Grängesberg till ett kommersiellt lager så kommer det att handla om läckage på årsbasis på promillestorlek, vilket är betydligt lägre än förväntat.

Rasa Benedik: Jag undrar varför man dränerar bort vatten omkring de inklädda gaslagren. Vatten i bergsprickor ökar ju tätheten. Sedan är det en annan fråga som ingen har tagit upp: Enligt termodynamikens lagar ökar ju också temperaturen när man komprimerar gasen. Har man tänkt på det och ev konsekvenser?

Håkan Sandstedt: När jag ändå håller på kan jag svara på den frågan också. Inladdning av gas kommer att gå väldigt långsamt här så att erhållna temperaturökningar kommer att balanseras ut av kylan från berget. När man lastar ut gas så kommer temperaturen att sjunka men utlastning kommer också att ske väldigt långsamt med hänsyn till de jättestora volymer vi arbetar med. Det finns ju två syften med att dränera bort vattnet. När man sänker trycket så vill man inte ha ett vattentryck stående mot membranet. Pondera här att vi har 0,4 mm plåt och vi har ett vattentryck på några 100 meter, säg 150 m. Det är också så här att vattentrycket i förhållande till gastrycket är mycket lågt så om man får ett läckage här så kommer gastrycket att knuffa iväg vattnet. Det är ju inte alls som ett vattentätat lager på säg 800 m djup. Det går inte alls att jämföra.

**DET BERGMEKANISKA FORSKNINGSPROGRAMMET
I GRUVTEKNIK 2000
The rock mechanical research programme in the Mining
Technique 2000 Project**

Inledare:
Bengt Leijon, SGAB

DET BERGMEKANISKA FORSKNINGSPROGRAMMET I GRUVTEKNIK 2000

Tekn dr Bengt Leijon, SGAB, Luleå

Jag vill ägna mina inledningsminuter åt att introducera de bergmekaniska aktiviteter som just nu pågår som bäst inom ramen för Gruvteknik 2000. Vidare finns det anledning att kommentera det ganska omfattande förarbete som ledde fram till det forskningsprogram vi nu driver.

Först dock en liten repetition av vad Gruvteknik 2000 är för något. Vi använder växelvis beteckningarna "Gruvteknik 2000" och förkortningen "G2000". Figur 1 ger några basfakta om G2000. Det rör sig alltså om ett sammanhållet, femårigt tekniskt utvecklingsprogram för den svenska gruvnäringen. Det primära målet är att bestå med teknisk FoU sådan att svensk gruvindustri kan sänka sina brytningskostnader relativt omvärlden. Det är nödvändigt om konkurrenskraften skall kunna bibehållas på sikt. Staten bidrar, via STU, till finansieringen med 50 MKr. Detta är medel som väsentligen går till forskningen vid högskolor och hos övriga inblandade utanför gruvindustrin. Industrins betydligt större insats (fördelad på gruvbolagen och maskintillverkarna) görs inom de egna bolagen och till stor del i form av naturainsatser. Forskningsprojekten bedrivs gemensamt, dvs med insatser av både STU-finansierad personal och av industrin.

GRUVTEKNIK 2000		
MÅL:	SÄNKA BRYTNINGSKOSTNADER	
	BIDRA TILL	
	- KOMPETENSUPPBYGGNAD	
	- PRODUKTUTVECKLING	
FINANSIERING:	- BÄTTRE ARBETSMILJÖ	
	STATEN	50 MKR
	INDUSTRIN	300 MKR
TID:	1987 - 1992	

Figur 1. Basfakta om Gruvteknik 2000.

Notera att G2000 ingalunda inskränker sig till bergmekanik. Forskning bedrivs inom en rad områden, såsom:

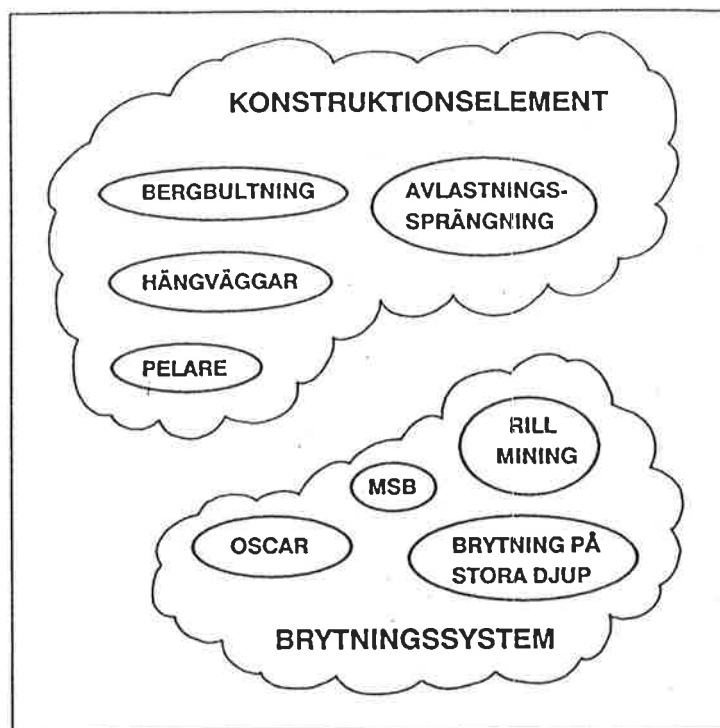
- Malmkännedom
- Fragmentering
- Bergmekanik
- Underhåll
- Energi, ventilation
- Brytningsmetoder

Av den totala statliga insatsen på 50 MKr beräknas ca 12 MKr gå till det bergmekaniska programmet.

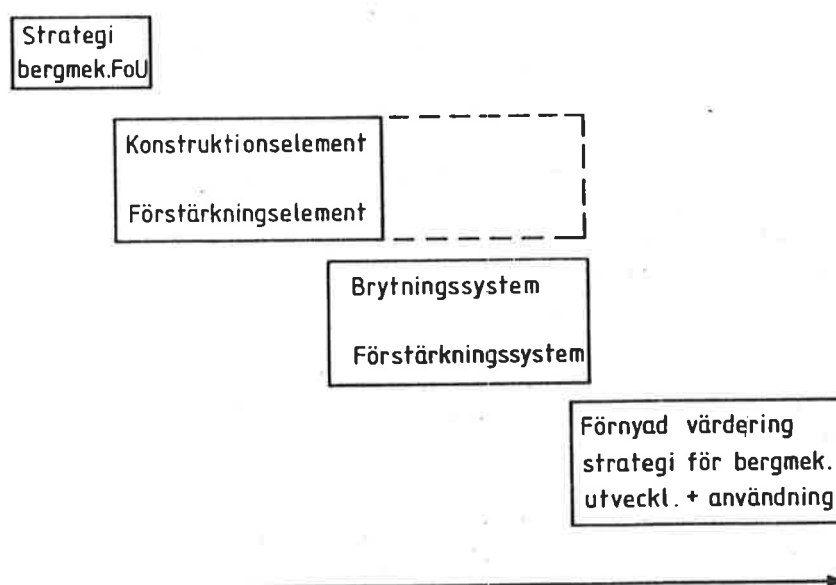
Organisatoriskt är G2000 en stiftelse. I den styrande församlingen har industrins representanter majoritet. Det exekutiva har anförtratts BeFo, som för ändamålet organiserat ett kansli i Luleå. Projektchef är Tekn dr Per-Arne Lindqvist.

Så över till bergmekaniken i G2000. Figur 2 visar en översikt över de projekt som för närvarande drivs. Vi återkommer till vad som döljer sig bakom de något kryptiska projekttitlarna. Låt oss först konstatera att projekten, grovt sett, faller inom två huvudområden - Konstruktionselement och Brytningssystem. Uppdelningen speglar den övergripande strategi varpå forskningsprogrammet vilar. Denna illustreras schematiskt i Figur 3. Resonemanget är ungefär följande; Blickar vi tillbaka på den bergmekaniska FoU som försiggått på gruvsidan på senare år, så finner vi att det stor del kretsat runt vad som kan kallas ett antal fullskaleförsök. Hit kan räknas ett flertal försök med stora, öppna rum (tex i Kristineberg och Malmberget), Forskningsgruvan i Luossavaara, pelarförsöken i Laisvallgruvan och i viss mån Näslidenprojektet. Av dessa, sinsemellan rätt olika storskaleförsök har vi lärt oss mycket. Processen har dock inte varit helt kontinuerlig, och olikheterna projekten emellan - till mål och genomförande likaväl som geologisk och gruvteknisk miljö - har gjort det svårt att sammanlänka kunskaperna till en helhet. Den långsiktiga bearbetningen av fundamentala och därmed gemensamma problem har därför släpat efter. Vidare kan allmänt konstateras att den sentida bergmekaniken präglats av stora framsteg vad gäller analysverktygen. Förmågan att ta tillvara utfallet under bygg - och driftsskeden och idka systematisk erfarenhetsåterföring har inte alls utvecklats i motsvarande grad. Hur kvantifierar vi t ex tryckskador i en gruva på ett sätt som är objektivt och användbart i något framtida sammanhang?

Det föreligger alltså för det första behov att ta vara på befintlig kunskap och erfarenhet samt utveckla metoder som medger rationellt utnyttjande av sådan information. För det andra har vi anledning att angripa problemområden



Figur 2 De bergmekaniska projekten i Gruvteknik 2000.



Figur 3. Strategi för genomförande av det bergmekaniska forskningsprogrammet i Gruvteknik 2000.

av fundamental och gemensam karaktär. Därmed har vi bakgrunden klar till delområdet Konstruktionselement enligt figurerna 2 och 3. Pelare av olika typer, hängväggar och bergförstärkning med bultning är viktiga konstruktions-element i många brytningsmetoder och återkommer därför i flertalet gruvor. Den dimensioneringsteknik som finns för dessa element är inte tillfredsställande. Därför behandlas de i tre separata projekt, alla med starka inslag av systematisk bearbetning av existerande men hitills dåligt utnyttjad information. Målet är att ur dessa data vaska fram praktiskt användbara dimensioneringsregler, applicerbara för ett vitt spektrum av geologiska och brytningsmässiga betingelser. Det i ordningen andra av dagens tre föredrag från G2000-fronten behandlar den uppbyggnad av databaser för pelare och hängväggar som sker inom respektive projekt. Det tredje föredraget redogör för fält- och analysarbete inom ramen för det projekt som behandlar pelarkonstruktioner. Under Konstruktionselement återfinns även projekttiteln Avlastningssprängning. Tekniken att spränga för att förflytta belastningar från kritiska områden har genom åren prövats med växlande framgång. Potentialen bedöms vara betydande, men kunskapen brister, varför ett särskilt utvecklingsprojekt organiserats.

Resultaten från vårt arbete med olika konstruktionselement utgör input till nästa steg enligt den valda strategin (figur 3), nämligen analysen av olika brytningssystem. Här måste arbetet med nödvändigt bli mera objekt-specifikt. Det projekt denna kategori som hunnit längst (slutrapportering pågår) är LKABs försök med skivpallbrytning i Kirunagruvan. Projektet har döpts till Oscar, och om detta och om den forskning som bedrivits i anslutning till försöket kommer professor Ove Stephansson att berätta i de första av de tre föredragen. Under rubriken Brytningssystem (figur 2) återfinns även projekten Brytning på stora djup och Rill Mining. Huvudintressent är i båda fallen Boliden, och Kristinebergsgruvan fungerar som studieobjekt. Syftet kan sägas vara att bestämma, konsekvensbedömma och föreslå åtgärder inför de ökade bergmekaniska problem som följer av ökande brytningsdjup och/eller utbrytningsgrad. Förkortningen MSB, slutligen, står för Modifierad Skivpallbrytning. Projektet har Bolaget Vieille Montagne som huvudintressent, och är nära knutet till Zinkgruvans problem med högt belastade mellanskivor.

Tidsmässigt befinner vi oss halvvägs igenom det femåriga G2000-programmet. Man bör då ställa sig en rad frågor som kan sammanfattas:

- Hur går det?

Svaret på den frågan kan göras mycket långt, men låt mig

bara nämna ett glädjeämne och ett bekymmer.

Det betydande arbete som inledningsvis lades ner på att formulera och förankra den strategi för det bergmekaniska programmet i G2000, som jag försökt sammanfatta ovan, har utan tvekan varit till betydande glädje vid det senare genomförandet. Vi kan förvisso inte berömma oss med att följa den uppställda logiken alltför väl, varken tidsmässigt eller innehållsmässigt. Det viktiga är dock att det trots detta, och trots olikheter mellan inblandade organisationer, finns en klar och uttalad gemensam syn på saken i fundamentala frågor.

Avslutningsvis ett av våra bekymmer; Gruvbranschen i Sverige är begränsad i storlek, och den skara personer som någorlunda kontinuerligt sysslar med gruvors bergmekanik är liten. Detta kan i sig vara ett problem, eftersom det ibland krävs en viss "kritisk massa" av personer och åsikter för att uppnå den orede som föregår kreativ utveckling. Ett större problem blir dock genomförandet av projekten. Tillgången på erfarna forskare som förutom att behärska sina specialområden även har de nödvändiga insikterna i gruvnäringens vardag tryter. För gruvindustrins få bergmekaniker innebär deltagande i mera långsiktiga FoU-projekt regelmässigt betydande mängder ideellt arbete. Vi skulle alltså önska att flera bergmekaniker engagerar sig på djupet i gruvornas problem.

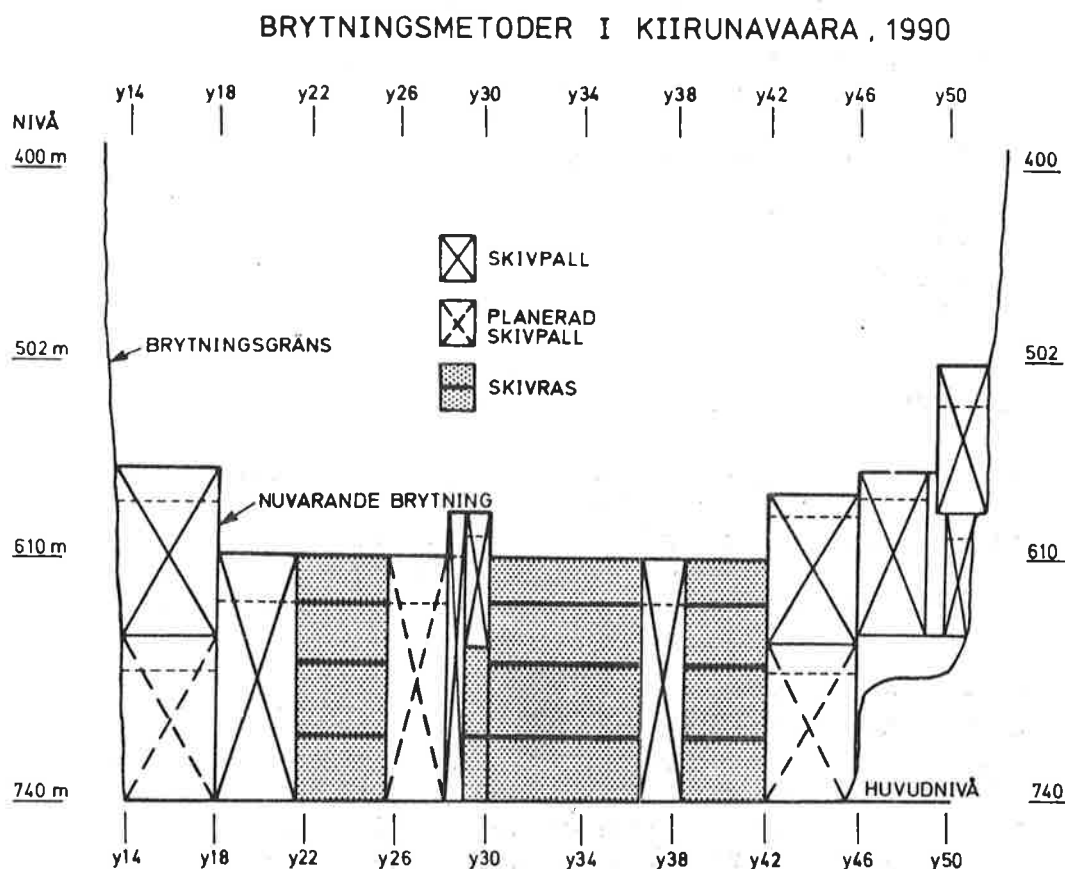
OSCARPROJEKTET STORSKALIG SKIVPALLBRYTNING I KIIRUNAVAARA GRUVA

Oscar Project
Large-scale sublevel stoping in Kiirunavaara mine

Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå
Taisto Paganus, Avd för gruvteknik, LKAB, Kiruna

INLEDNING

Oscar är en del av ett utmål i Kiirunavaaragruvan och det fick ge namnet åt projektet. Vid tidpunkten för beslutet att starta Oscarprojektet övervägde ledningen för LKAB att införa massbrytningsteknik i Kiirunavaaragruvan. För att överleva som gruvföretag på järnmalmensmarknaden innebär det att man måste övergå till massbrytning. Ett steg i denna riktning var att införa storskalig skivrasbrytning. Nu överväger man att successivt införa massbrytning med skivpall och i ett fortfarighetstillstånd planerar man att ha ca 30 % av totala brytningen som skivpall under förutsättning att man bemästrar den bergmekaniska situationen, Figur 1. Skivpallbrytning har också bedömts vara en fungerande öppningsmetod för skivrasbrytningen.



Figur 1 Nuvarande och planerad gruvbrytning i Kiirunavaara år 1990.

Mining in Kiirunavaara mine, year 1990.

Mot denna bakgrund och i syfte att öka kunskapen om skivpallbrytningen beslutades 1987 om ett brytningsförsök i Kiirunavaaragruvan under jord (Kuj) inom koordinatområdet y29-y30 mellan nivå 586 m och 654 m. Här avsåg LKAB prova skivrasöppning med skivpallbrytning och samtidigt tillämpa massbrytning. Till brytningsförsöket kopplades också ett bergmekaniskt forskningsprojekt inom Gruvteknik G2000 med deltagare från avdelningen Gruvteknik, LKAB och bergmekanikavdelningen vid Högskolan i Luleå. Följande personer har deltagit i forskningsprojektet: T. Paganus (projektledare), J. Israelsson, I. Mäkinen, S. Liedberg, G. Rådberg, LKAB och O. Stephansson (bitr projektledare), B. Leijon, J. Mathis, U. Mattila, J. Lanru, M. Holmberg, K. Havnesköld, avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå.

MÅLSÄTTNING

Den övergripande målsättningen för bergmekanikdelen i projektet är:

1. Testa och utvärdera en ny öppningsmetod för skivrasbrytning samt skivpallbrytning i Oscar.
2. Utveckla prognosmetoder för skivpallbrytning i Kuj.
3. Utveckla nya materialmodeller och beräkningsmetoder för dimensionering och stabilitetsanalys av väsentliga delar i brytningsförsöket.
4. Utveckla och testa ett bergmekaniskt mätsystem för kontroll och styrning av brytningen i Oscar och nya brytningsområden i Kuj.
5. Fördjupa kunskaperna och underlätta tekniköverföringen mellan högskola och industri inom tillämpad bergmekanik.

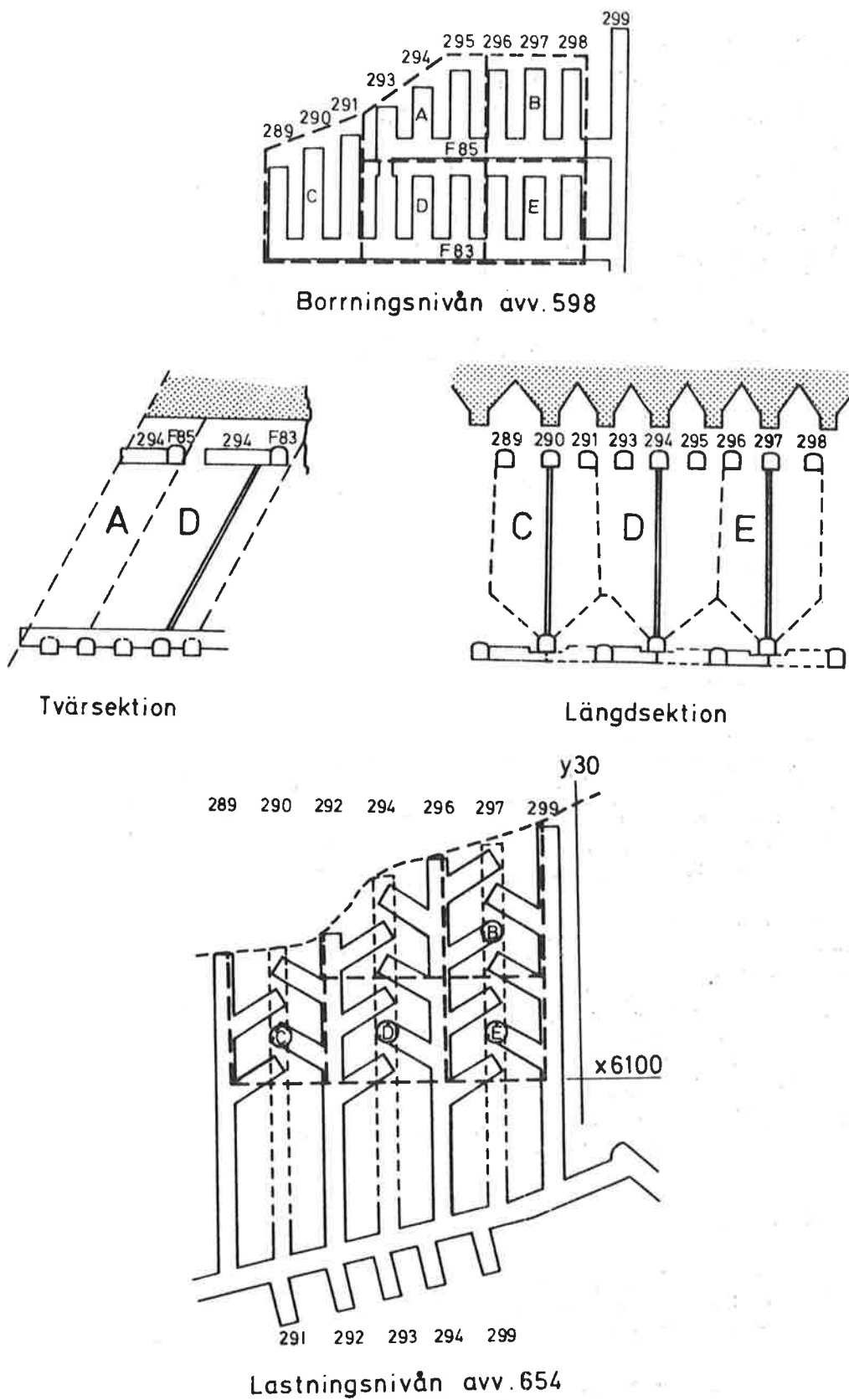
Arbetet inom Oscarprojektet har skett inom fyra delområden:

- förundersökningar
- analys
- mätsystem
- utvärdering

BRYTNINGSMETOD

När LKAB bestämde försöksplats för att genomföra projekt Oscar valde man medvetet ut ett område med dåliga bergförhållanden. Försöksplatsen och brytningsuppläggningsen valdes också så att den simulerade en kommande situation där två brytningsfronter möts och man erhåller ett mellanliggande parti eller stor pelare som skall brytas. Brytningsförsöket gavs därför icke den optimala utformningen utifrån bergmekanisk synpunkt.

Försöksområdet låg ungefär mitt i Kiirunavaaramalmen, mot hängväggen, i längsled mellan sektion y29-y30 och avvägning 586-654 m. Ursprungligen skulle fem brytningsmoduler skapas i området, se Figur 2. Brytningsföljden skulle vara B, C, A, E och D. Vid produktionsbörjning med åtföljande malmberäkning visade det sig att malmbredden var mindre än kalkylerad mot hängväggen och man tvingades därför slå samman brytningsmodulerna A och D. Vid denna tidpunkt föreslogs följande brytningsföljd: B, C, E och A/D. Under brytningens gång visade det sig dessutom att ras i fältort 85 gjorde A-modulen otillgänglig samt att A/D-modulen erhöll så stora deformationer att man beslutade bryta A/D-modulen före E-modulen. Detta resulterade i att den slutliga brytningsföljden blev: B, C, A/D och E.



Figur 2 Principskiss av layout i Oscar.

Layout of mining for Oscar.

Brytningen tillgick i korthet på följande sätt:

1. Tillredning av borrhingsnivå, 598 m avv.
2. Tillredning av lasningsnivå med lastorter, 654 m avv.
3. Borrhning av öppningsstig, diameter 2.4 m.
4. Produktionsborrhning, 114 mm.
5. Uppborrhning av takskivan mellan skivraset och borrhingsnivån, 76 mm.
6. Uppborrhning av underskärning och lastningsnivån.
7. Sprängning av underskärningen i avskärningsorten.
8. Sprängning av grovhål runt öppningsstigen.
9. Brytning av primärrum och samtidig utlastning till svällutrymme.
10. Masssprängning och lastning till gränsen för gråbergsinblandning nåddes.
11. Borrhning, sprängning och lastning av nästa modul.
12. Utbackning av lastorterna med skivrasbrytning.

FÖRUNDERSÖKNINGAR

Förundersökningarna och karaktärisering av bergmassan skedde i tre delprojekt:

- geologi och strukturkartering
- bergspänningar
- parameterbestämningar

Geologi och strukturer

Närmast hängväggen i Oscar finns högfosformalm, D-malm, som består av apatitslirig magnetit. Närmare liggväggen förekommer fosforfattig magnetitmalm, B-malm. Hängväggen består av starkt leromvandlad porfyr med lokala inslag av magnetit. Kontakten mot malmen är starkt förskiffrad. I Oscarområdet förekommer en stor gråbergslins med lervittring i kontakterna. Inom B-malmsområdet förekommer en stor förkastning.

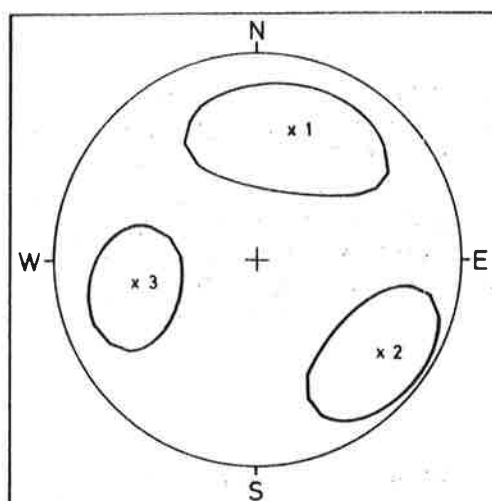
Erfarenheterna från tidigare brytning inom sektion y29-y30 har visat på dåliga bergförhållanden med stora stabilitetsproblem. I Oscarprojektet har tillämpats en ny sprickkarteringsmetodik av typ cellkartering, Mathis, 1988, och resultaten har jämförts med den nuvarande tunnelkarteringsmetoden som tillämpas i Kuj. Resultaten visar att karteringsmetoderna ger samma resultat vad gäller huvudsprickgruppernas orientering men att medelspricklängden skiljer sig högst avsevärt. De tre viktigaste sprickgrupperna och deras orientering i Oscarområdet redovisas i Figur 3. Kontakten mellan malm och gråberg stryker nära N-S och stupar $\sim 60^\circ$ mot öster.

Bergspänningsmätningar

LKAB mäter sedan 1980 bergspänningar i sina gruvor med LuT-cellen. Alla mätresultaten har sammanställts och utvärderats av Leijon, 1989, och kan sammanfattas i följande punkter:

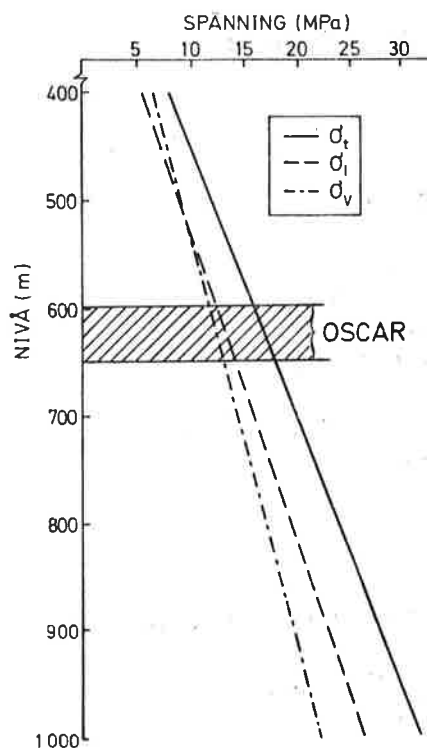
- den största huvudspänningen är nära horisontell och riktad tvärs malmen. Vertikalspänningen motsvarar tyngden av ovanliggande bergmassor
- variationerna i spänningarnas magnituder och riktningar tillskrivs i första hand inverkan av geologiska strukturer

- en linjärt ökande spänning med djupet ger en bra anpassning av mätdata, se Figur 4, och spänningsbilden överensstämmer i stort med andra data från Skandinavien



Figur 3 Resultat från cellkarteringen på borrhings- och lastningsnivån i Oscar. Tyngdpunkten och 95 % konfidensområde för de viktigaste sprickgrupperna redovisas.

Results of cell mapping in Oscar.



Figur 4 Primära bergspänningarna som funktion av nivå i Kiirunavaara gruvan; σ_t = tvärs malmen, σ_l = längs malmen, σ_v = vertikalt.

Primary rock stresses versus level in Kiirunavaara mine.

En nära fördubbling av bergspänningarna från 17 till 31 MPa tvärs malmens strykning uppmättes efter tillredningen av borrhäns- och lastningsnivåerna. Tillredningsarbetena för skivpallar på 1000 m nivå i en framtid innebär att bergspänningarna då kan förväntas nå magnituder på 60 MPa.

Parameterbestämningar

Utifrån gjorda bergmekaniska tester vid LKAB har det utförts en sammanställning och utvärdering av hållfastheter och elastiska parametrar på ingående bergarter, Israelsson, 1987. Vid avdelningen för bergmekanik har utförts en- och treaxiella tester, Brazilien tester och skjuvtester på kärnmateriäl, totalt 66 tester från 7 olika borrhål i Oscar. Vidare har sprickor testats i fem bergblock från Oscar i en ny servohydraulisk skjuvbox. Resultaten redovisas i Krzyszton m fl, 1987, Savilahti m fl, 1989 och en sammanställning redovisas i slutrapporten av Paganus och Stephansson, 1990.

ANALYS

Ett mycket omfattande analysarbete har skett i Oscarprojektet. Arbetet har omfattat:

- empirisk analys och dimensionering av borrhäns- och lastningsnivåerna, brytningsrum och mellanliggande pelare som baserats på erfarenhetsdata från LKAB
- inledande analysarbete av LuTH och LKAB med nu kända och tillgängliga modelltekniker samt analyser utförda av LKAB för varje brytningsmodul med befintliga modelltekniker
- tredimensionell distinkt elementmodellering av spruckna bergmassor med 3DEC
- inledande arbete med statistisk stabilitetsmodell för brytningsrum
- utveckling av ny sprickmodell för 3DEC

Enligt den empiriska analysen förväntades att berget kring fältorterna skulle utsättas för stora spänningsändringar när skivrasen öppnades och att detta skulle resultera i stora bergutfall. Trots rekommenderad, kraftig förstärkning med bl a kabelbult och skyddsnät skedde ras.

En relativt stor mängd inledande analyser med olika programvaror gjordes av både LKAB och Högskolan, se Tabell 1.

Tvådimensionella analyser

Några resultat från LKABs tvådimensionella analyser blev:

- en linjärelastisk analys med JOBFEM av takpelarens tjocklek visade att en 24 m tjock pelare icke skulle bli stabil
- en elastoplastisk analys med JOBFEM och strukturkarteringen som underlag gav till resultat en 24 m tjock takpelare för modul B och 30 m för modul C

Tabell 1 Sammanställning av använda numeriska analysmetoder i Oscar.

Plats	Metod	Över-siktlig analys	Modul B	Modul C	Modul E	Modul A/D
LKAB	Linjärelastisk, finit elementmetod med programmet JOBFEM	X			X	
	Elastoplastisk, finit elementmetod med programmet JOBFEM		X	X		
	Elastoplastisk, finit differensmetod med programmet FLAC			X	X	
	Elastoplastisk, tvådimensionell distinkt elementmetod med programmet MUDEC			X	X	X
LuTH	Linjärelastisk, gränsintegralmetod med programmet BESOL	X				
	Linjärelastisk, finit elementmetod med programmet PCFEMP	X				
	Elastoplastisk, tvådimensionell distinkt elementmetod med programmet MUDEC		X			
	Elastoplastisk, tredimensionell distinkt elementmetod med programmet 3DEC		X	X	X	X

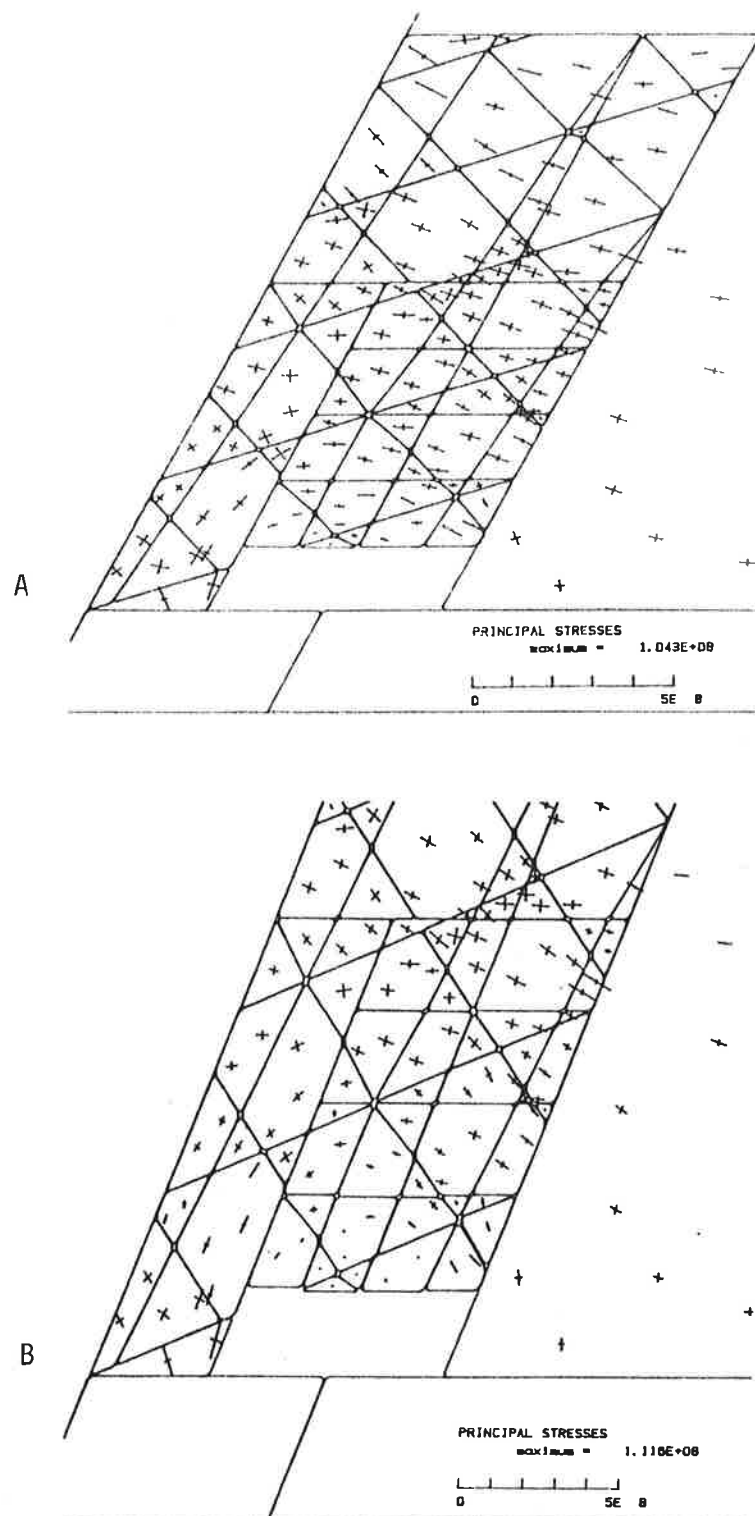
- en analys av modul C med MUDEC gav som resultat att primärrummet gjordes med vertikala väggar, rumsbredden 18 m och 24 m tjock takpelare
- bästa stabiliteten för primärrummet i A/D-modulen erhöles om rummet placerades nära E-modulen och primärrummets bredd gjordes mindre än 24 m
- av de använda tvådimensionella analysmetoderna lämpar sig MUDEC-programmet bäst för analys av stabiliteten för den typ av bergmassa som finns i Oscar

Det inträffade raset i B-modulens tak hade förutsagts av J. Mathis efter hans sprickkartering och frågan belystes ytterligare i en serie tvådimensionella MUDEC-analyser, se Figur 5. Resultaten visade att full stabilitet uppnåddes när sprickorna tilldelades en friktionsvinkel på ca 30°, Cuisiat, 1988.

Tredimensionella analyser

Genom datateknikens snabba utveckling i kombination med utvecklingen av nya materialmodeller och numeriska beräkningsmetoder samt ny grafisk teknik var det vid starten av Oscarprojektet möjligt att börja tillämpa nya, tredimensionella beräkningsmetoder för spruckna bergmassor med hjälp av persondatorer. Valet föll på 3DEC som är en tredimensionell distinkt elementmetod, Cundall, 1988, och Hart, Cundall och Lemos, 1988. Vid starten av Oscarprojektet befann sig koden fortfarande i utvecklingsstadiet och bergmekanikavdelningens forskare har aktivt bidragit till uttestningen av 3DEC.

Modelleringsarbetet med 3DEC för Oscar delades upp i två faser. I den första upprättades modellen med relevanta materialparametrar och rand-



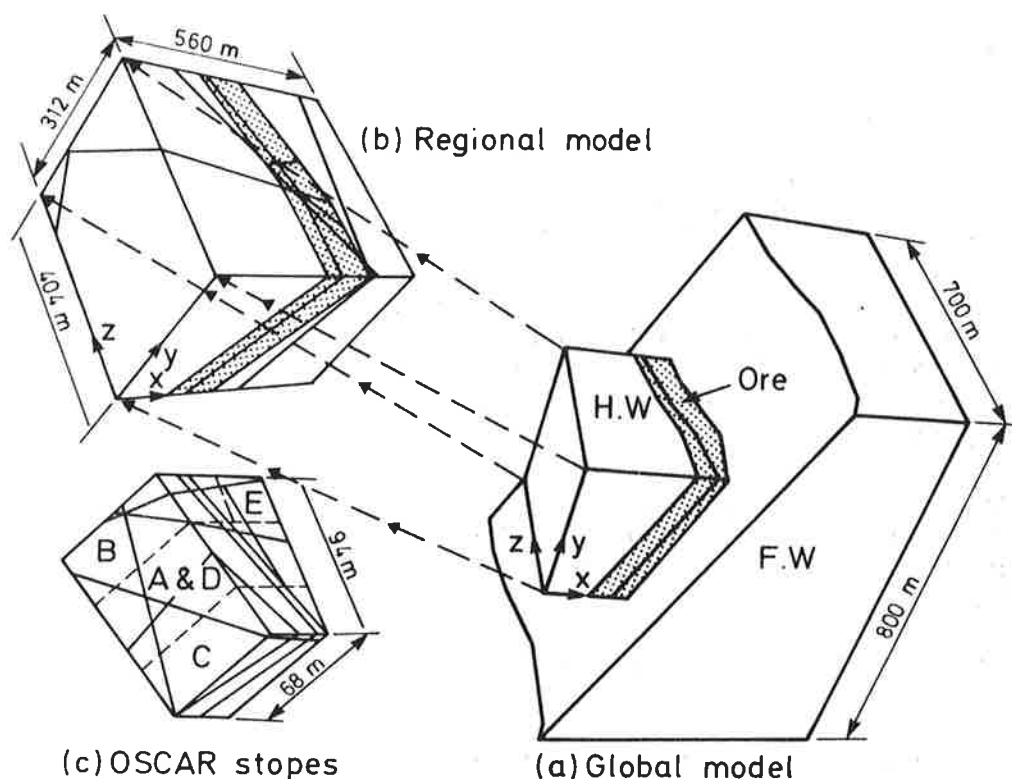
Figur 5 Distinkt elementmodellering med MUDEC av brytningsrum B, Oscar. Tre korsande sprickgrupper med medelavståndet 10 m har simulerats för en vertikalsektion av brytningsrummet. A, Sprickor med friktionsvinkeln 30° och kohesionen 10 MPa ger stabilt brytningsrum med god valvverkan i taket. B, sprickor med friktionsvinkeln 20° och kohesionen 10 MPa ger instabilitet, nedfall och avlastning i taket.

MUDEC modelling of stope B in Oscar. A, Friction angle of 30° for the joints gave stable roof, B, Roof fall for friction angle 20° .

villkor, följt av en känslighetsanalys och trimning av modellen samt simulering av den verkliga brytningssekvensen samt prediktion av bergmassans stabilitet. Den andra fasen av modelleringsarbetet syftade till att optimera utformningen av brytningsrummen och brytningsföljden för att uppnå bättre stabilitet och brytningsekonomi. Resultaten av 3DEC-modelleringen har redovisats i fyra arbetsrapporter och en sammanfattning, Jing och Stephansson, 1990.

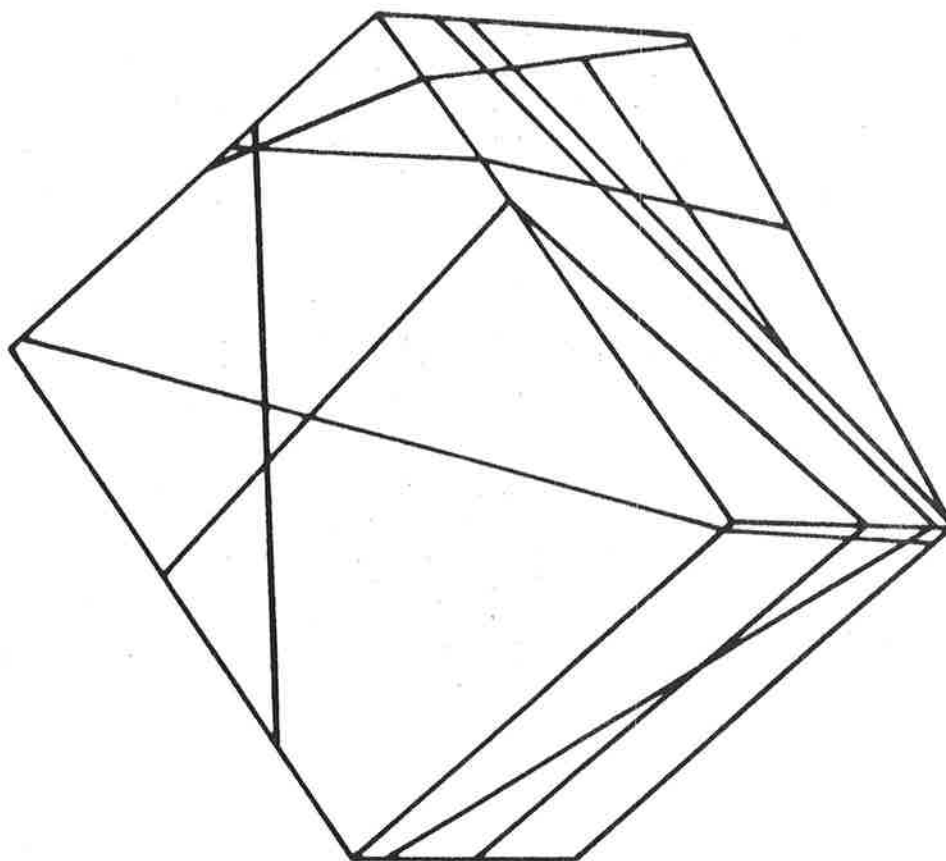
Först upprättades en global modell som representerar det ostörda berget utan geologiska strukturer men med dagbrottet utbrutet. Därefter upprättades en regional modell över Oscarområdet som innehöll de nio största geologiska förkastningarna, se Figur 6. Den tredimensionella blockstrukturen hos den regionala modellen och Oscarområdet i 3DEC visas i Figur 7.

Förskjutningarna och huvudspänningarna runt brytningsmodul B efter utbrytning av primärutrymmet B1 redovisas i Figur 8. Maximala förskjutningen är 1.9 cm och största huvudspänningen i takpelaren är 80 MPa. Vid masskjutningen av B-modulen skedde betydande deformationer längs förkastningarna i omgivningarna medan deformationerna inuti blocken var små. För att illustrera den komplicerade rörelse som ett enskilt block, av de totalt ca 50, beskriver, redovisas resultaten för ett block i pelare A/D2 nära B-modulen, Figur 9.



Figur 6 Rumsliga sambanden och dimensionerna för globala och regionala modellen av Oscar med tillhörande strukturer och brytningsmoduler.

Global and regional model of Oscar.



Figur 7 Blockstruktur hos brytningsområdet Oscar vid 3DEC-modellering.

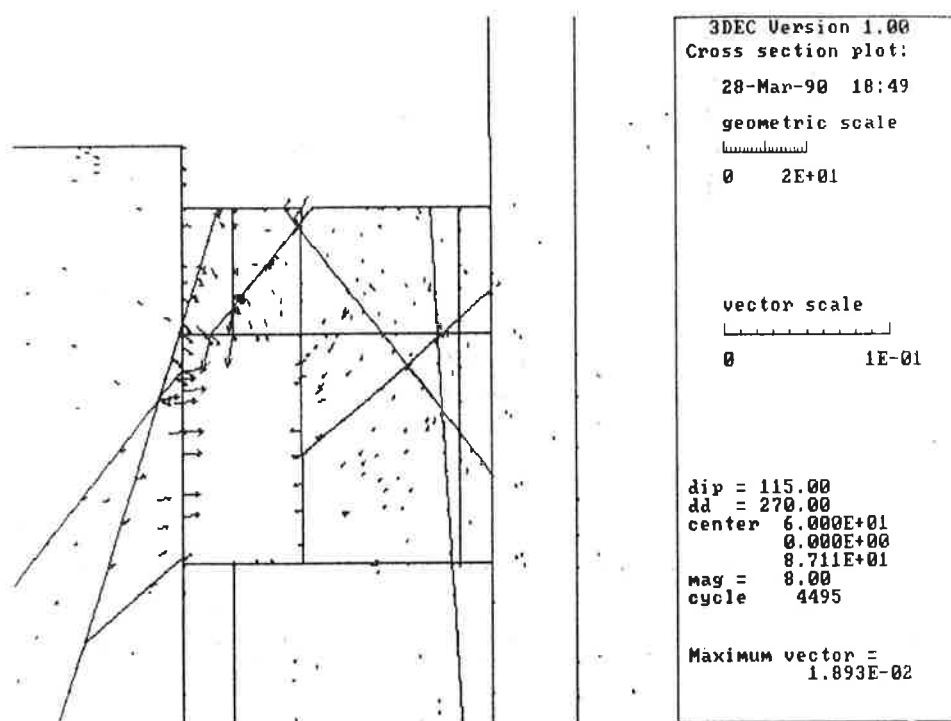
Block structure of rock mass at Oscar simulated with 3DEC.

Efter brytningen av modul B och C observerades brott på borrhingsnivån i modul A/D. Det fanns nu en uppenbar risk för total kollaps av modul A/D om modul E kom att brytas före modul A/D som planerat. 3DEC användes för att analysera situationen. I det fall modul E bröts före modul A/D erhöles stora förskjutningar längs diskontinuiteterna som tvärade över A/D-modulen och praktiskt taget hela modulen uppvisade dragspänningar för en eller flera av huvudspänningarna i varje registreringspunkt, Figur 10, och strukturen bedömdes vara instabil.

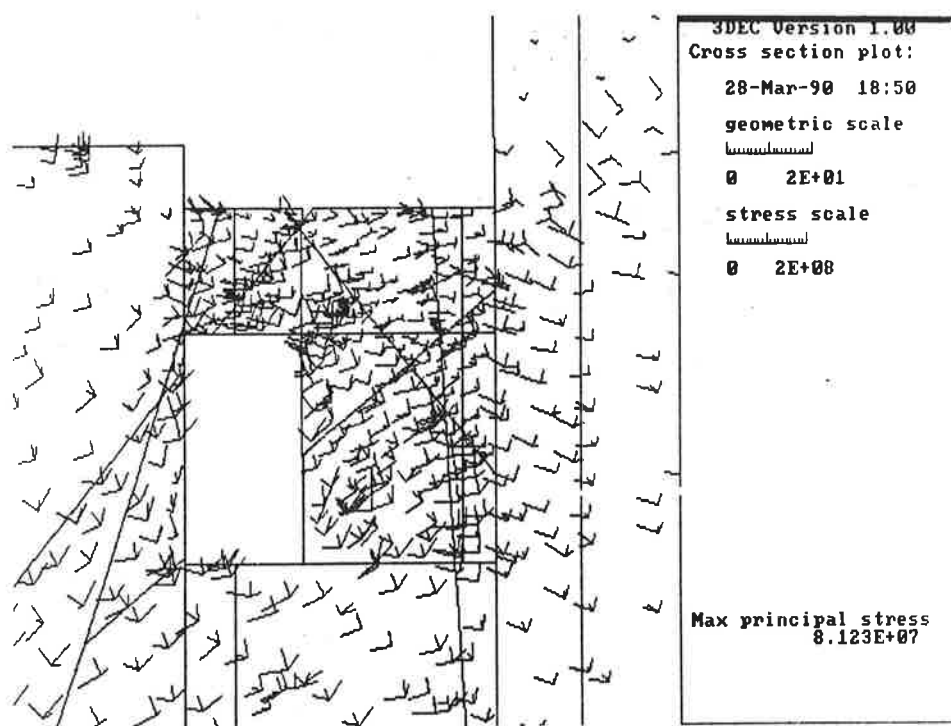
Den andra fasen av modelleringsarbetet innebär ändringar av brytningsgeometrier och brytningsföljder för att uppnå bästa möjliga stabilitet och brytningsekonomi. Riktlinjerna för den rekommenderade utformningen och brytningssekvensen var:

- i) volymförhållandet mellan primärutrymmet och totala brytningsmodulen skulle vara $\geq 30 \%$
- ii) utbackningen vid brytningen skulle ske så att brytningsmodulerna icke utsattes för omkastade brytningssekvenser
- iii) tjockleken på pelaren under borrhingsnivån skulle vara så stor som möjligt

Den rekommenderade utformningen på brytningsmodulerna redovisas i Figur 11.



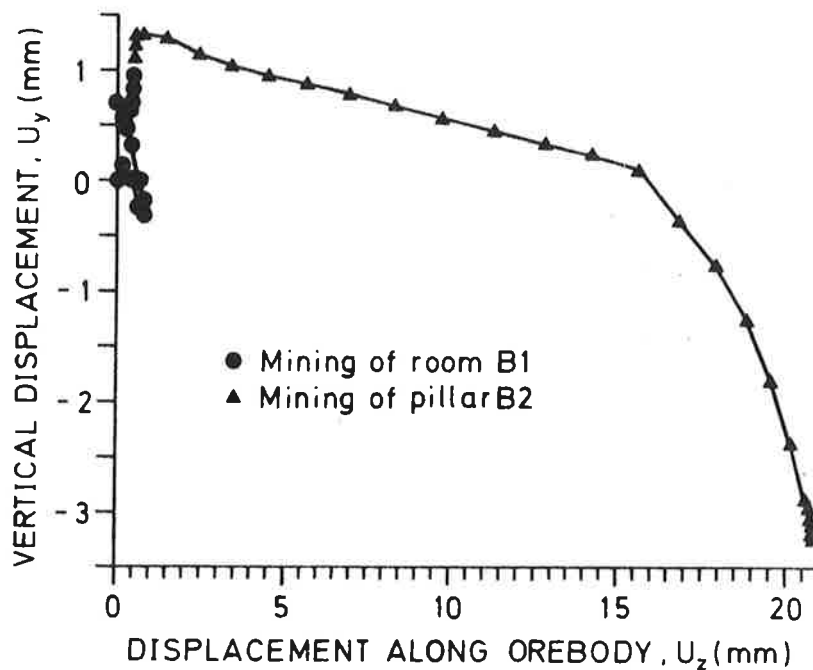
A



B

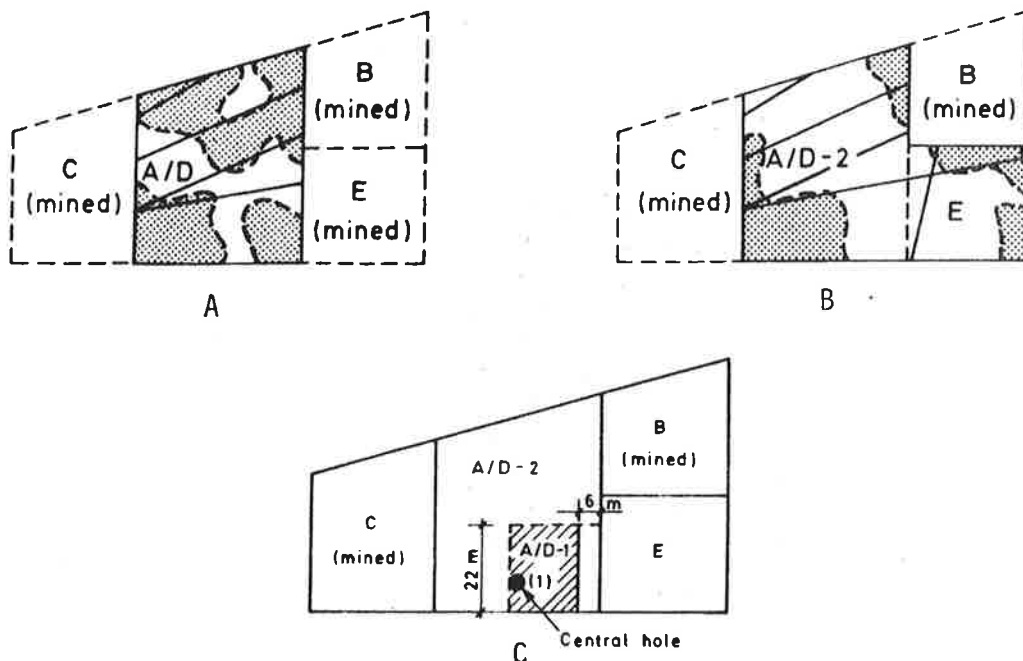
Figur 8 3DEC-modellering av Oscar efter brytning av primärrum B1. Förskjutningar och huvudspänningar i en vertikalsektion genom modulerna B, A/D och C. A, förskjutningar. B, huvudspänningar där alla tre huvudspänningarna visas i varje punkt.

3DEC modelling of Oscar after mining module B. A, displacements. B, principal stresses.



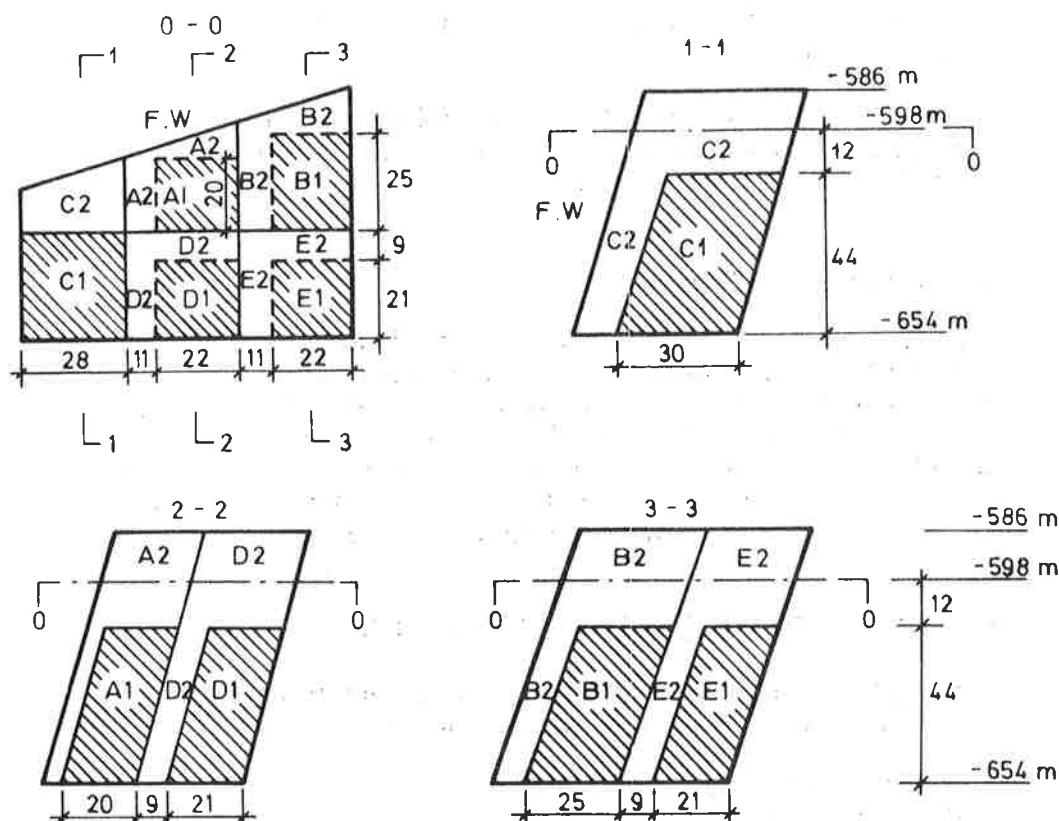
Figur 9 Vertikal och horisontell förskjutning av block i pelare A/D2 nära B-modulen i samband med brytningen av primärrummet B1 och pelarna till modulen B2.

Vertical and horizontal displacement of block in pillar A/D2 adjacent to module B2.



Figur 10 Alternativa strategier för brytning av modulerna A/D och E. A, utbredningen av dragspänningar på borrhingsnivån av modul A/D om E bryts före A/D. B, utbredning av dragspänningar på borrhingsnivån av modul A/D och E efter brytning av primärrum A/D-1 före modul E. C, modifierad form och läge på primärrum A/D-1 vid brytning av Oscar.

Tensile stresses at drilling level for different alternative of mining of Oscar.



Figur 11 Rekommenderad utformning av brytningsmodulerna i Oscar.

Recommended lay-out of stopes and modules in Oscar.

De brytningssekvenser som rekommenderas är antingen

$C1 \rightarrow C2 \rightarrow A1 \rightarrow A2 \rightarrow B1 \rightarrow B2 \rightarrow D1 \rightarrow D2 \rightarrow E1 \rightarrow E2$

eller

$C1 \rightarrow C2 \rightarrow A1 \rightarrow A2 \rightarrow D1 \rightarrow D2 \rightarrow B1 \rightarrow B2 \rightarrow E1 \rightarrow E2$

beroende på vilken sekvens som ger den mest stabila pelarstrukturen. Materialmodeller, diskontinuiteter, parametrar och randvillkor är desamma som för analysen i Fas 1. Blockstrukturerna för primärrummen och mellanliggande pelare redovisas i Figur 7.

Efter brytningen av hela modul C skedde betydande deformationer i blocket beläget närmast mot hängväggen. Trots detta behöll omgivande bergmassa den lastupptagande förmågan och spänningsavlastningarna var måttliga. Brytningen av primärrummet A1 orsakade bara en ökning av förskjutningarna på borrhörningsnivån med ca 2 mm jämfört med tidigare.

Sammanfattningsvis ger den rekommenderade modulkonfigurationen och brytningssekvensen en bättre stabilitet än den testbrytning som genomfördes i Oscar av följande skäl:

- brytningen gav ej upphov till någon återgående deformation av diskontinuiteterna vilket kan orsaka brott

- modulerna C, A och E kunde brytas säkert med föreslagna dimensioner på primärrummen
- de instabiliteter som eventuellt kan uppkomma i modul D och E orsakas av långa diskontinuiteter som skapar block vilka saknar mothållande krafter. Problemet kan elimineras genom att ge primärrummen mindre volymer.

Statistisk stabilitetsanalys

Med hjälp av insamlad sprickstatistik från cellkarteringarna på borrhings- och lastningsnivåerna beräknade Mathis, 1988a, det djup till vilket en enskild spricka når in i väggen eller taket på ett brytningsrum. Resultaten visar god överensstämmelse med den kantlängd på skuten som registrerades på lastningsnivån. I samma rapport redovisar Mathis (op. cit.) även en analys av tak-raset i B-modulen där brottplanens orientering klart visar sig sammanfalla med de tre mest frekventa sprickgrupperna i modulen.

MÄTSYSTEMET OCH STABILITETSÖVERVAKNINGEN

För att genomföra ett brytningsförsök av den omfattning som gällde Oscar, krävdes ett mätsystem för att klara funktionerna:

- produktionsstyrning
- stabilitetsövervakning
- kontroll av bergmekaniska analyser

Mätsystemet

Ett automatiskt mätsystem installerades som bestod av kommersiellt tillgängliga komponenter, Israelsson, m fl, 1989. Det under jord placerade mätsystemet bestod av en mikrodator och datalogger, Figur 12. I mätsystemet ingick även ett telefonmodem med vilket man kontinuerligt kunde följa vad som registrerades under jord. Ovan jord fanns en dator för beräkning och redovisning av resultat och modemmet tillät kontakt med bergmekanikavdelningen i Luleå, Figur 13.

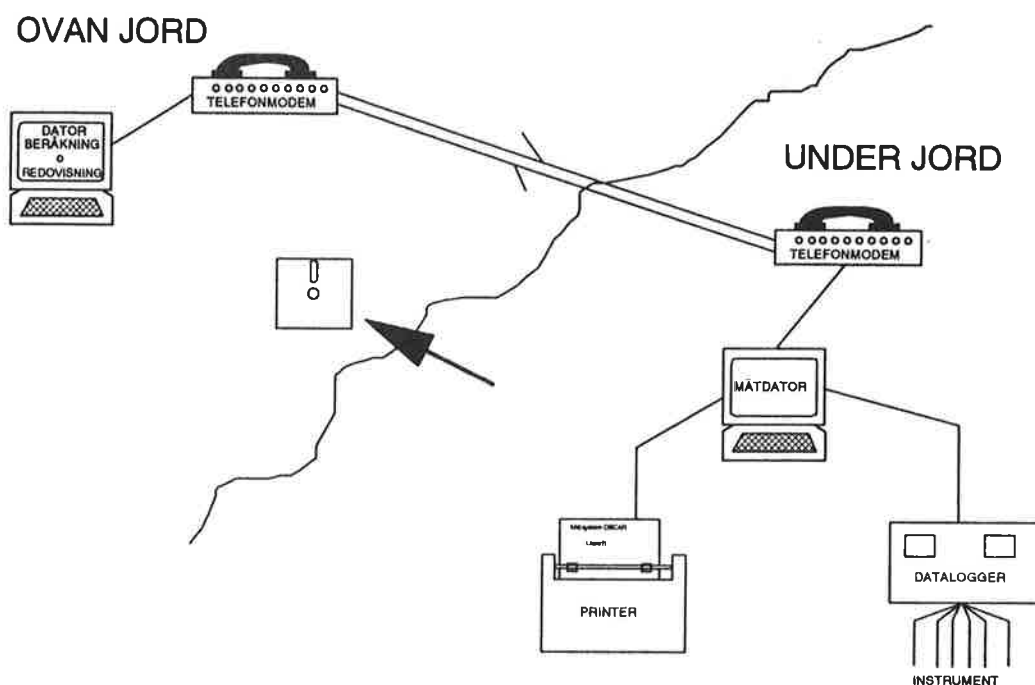
Parallellt med det automatiska mätsystemet utfördes manuella mätningar samt uppföljning av brott och ras.

Instrumentering

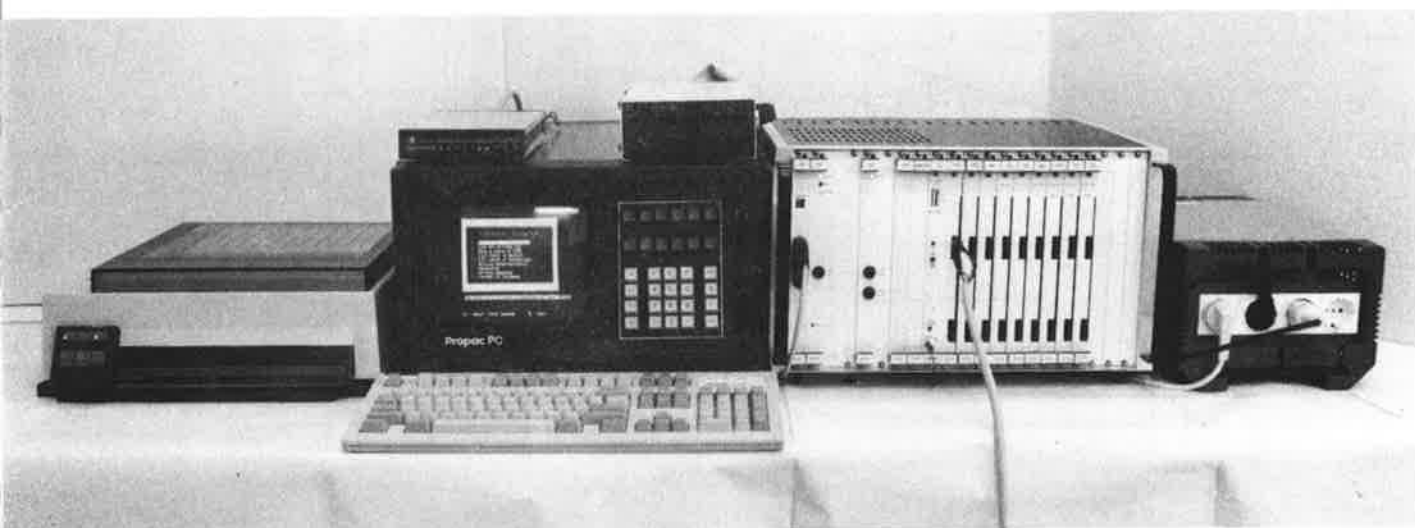
Med numeriska analyser som underlag utarbetades ett förslag till instrumentering. Brytningskonceptet för Oscar var svårt att instrumentera på grund av skivpallens geometri och den otillreda omgivningen. En kompromiss fick göras för instrumenteringen och tonvikten las på att säkerställa stabilitetsövervakningen.

Mätmetoderna som användes i Oscar bestod av följande typer:

- Extensometermätning i borrhål
- Pulsekometermätning med koaxialkabel
- Bergspänningsmätning med överborrning
- Bergspänningsändringsmätning med Hollow inclusionceller
- Konvergensmätning med distometer och mätstång
- Fixpunktsinmätning



Figur 12 Mätssystemet i Oscarprojektet.
Monitoring system for Oscar.

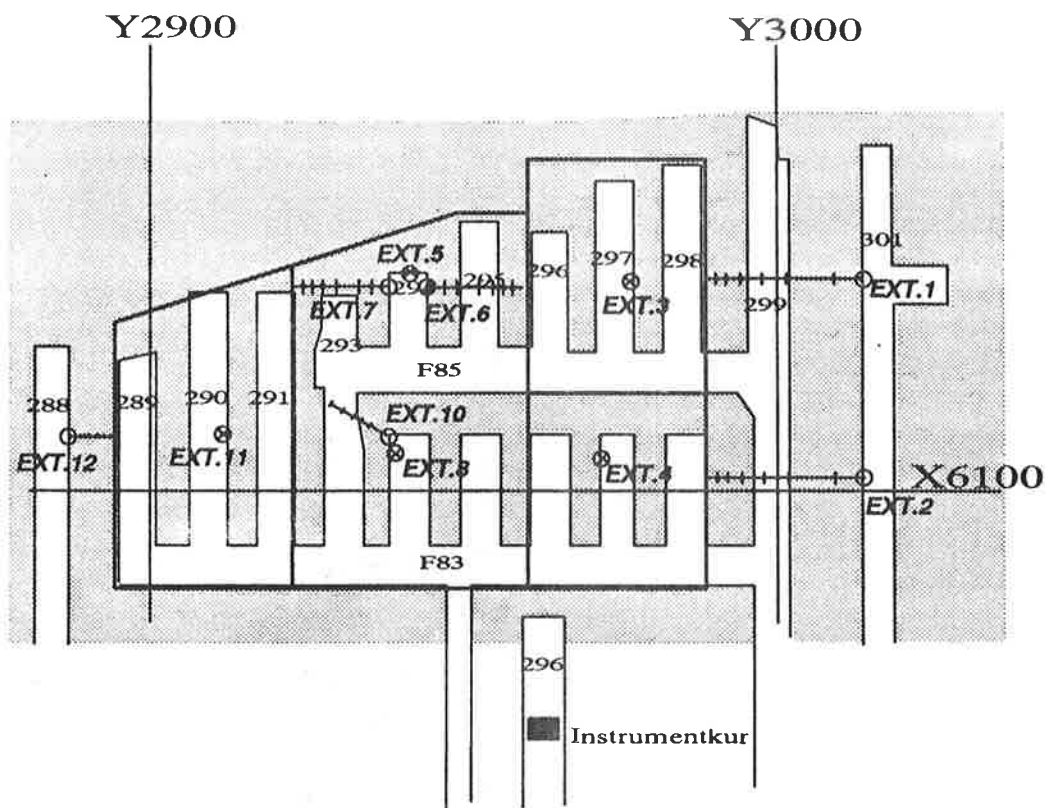


Figur 13 Komponenterna i bergmekaniska mätssystemet. Från vänster, skrivare, dator, telefonmodem, diskettenhet, datalogger och nätstabilisator.
Units of the monitoring system in Oscar.

En utförlig beskrivning av instrumenten och deras installation lämnas av Israelsson, m fl, 1989.

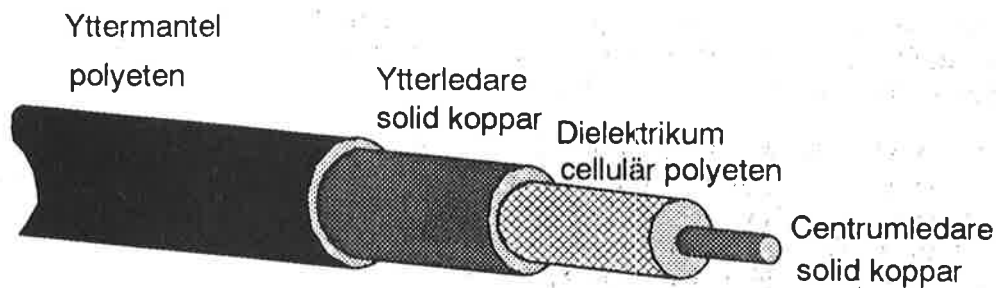
Stångextensometrar med 7 ankare och automatisk avläsning användes och deras placering på borrhingsnivån redovisas i Figur 14. Varje extensometer förseddes med koaxialkabel för pulsekometermätning och bestämning av skjuvrörelser, Figur 15. Koaxialkablar installerades även i andra delar av Oscar. Resultaten från automatiska registreringar av deformationerna för extensometer 6 redovisas i Figur 16. Fyra stycken Hollow inclusionceller installerades för spänningsövervakningen och resultaten gav värdefull information till tolkningen av ändringarna i spänningsbilden till följd av brytningen. Konvergensmätningar med trådar och mätstänger samt fixpunktsinmätning gav viktiga data, se Israelsson m fl, 1989.

I projektet har också ingått att upprätta kravspecifikationen samt knyta kontakt med möjliga utvecklingsinstanser för framtagning av ett instrument för inmätning av otillgängliga berggrum.



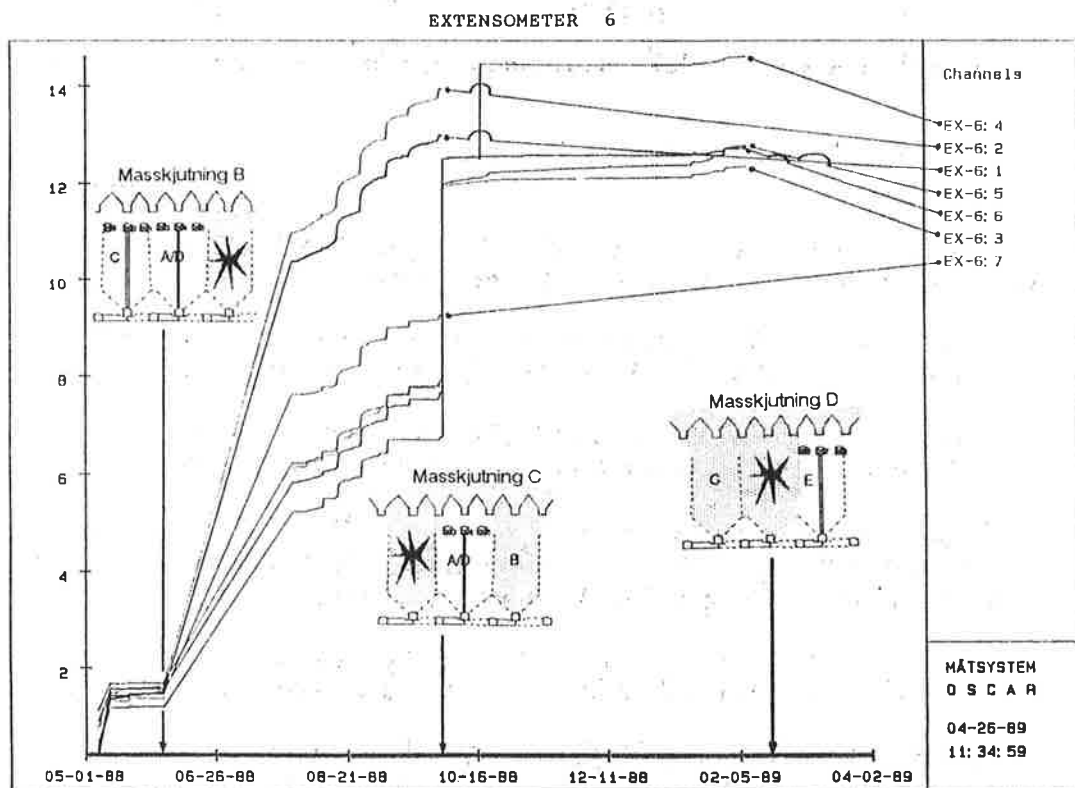
Figur 14 Extensometrarnas placering på borrhingsnivån i Oscar.

Location of 7 automatic recording anchor extensometers in Oscar.



Figur 15 Koaxialkabel för pulsekometermätning och bestämning av skjuvrörelser.

Co-axial cable for puls echo monitoring.



Figur 16 Automatisk registrering av förskjutningar av ankarpunkterna för extensometer 6.

Automatic recording of displacements for extensometer No. 6.

JÄMFÖRELSE MELLAN ANALYSRESULTAT OCH VERKLIGA UTFALLET

Denna framställning inskränker sig till en redovisning av några data från jämförelsen med 3DEC-analyserna. I 3DEC-analyserna användes totalt 40 variabler för att validera modellresultaten gentemot utfallet i Oscar, Jing och

Stephansson, 1990. 24 stycken användes för bestämning av tredimensionella deformationen hos var och en av ankarpunkterna till extensometer 6, jmf Figur 16. Resultaten redovisas i Figur 17.

Vidare registrerades den tredimensionella förskjutningen av centrumpunkten för fyra olika block, begränsade av diskontinuiteter och lokaliserade i var och en av modulerna B, C, A/D och E. Slutligen registrerades spänningsändringarna i mätcell 56B på lastningsnivån efter brytning av pelarna C2 och efter brytning av primärrummet A/D-1, se Tabell 2.

Tabell 2 Beräknade och uppmätta bergspänningar i mätcell 56B, lastningsnivån, Oscar.

Brytningsläge	Spänningskomponent [MPa]	σ_x	σ_y	σ_z
Efter C2	Uppmätt	-32.2	-35.5	-23.2
	Beräknat	-31.6	-19.5	-21.7
Efter A/D-1	Uppmätt	-35.5	-44.5	-25.0
	Beräknat	-31.2	-18.8	-21.8

Notera! Tryckspänningar anges negativa

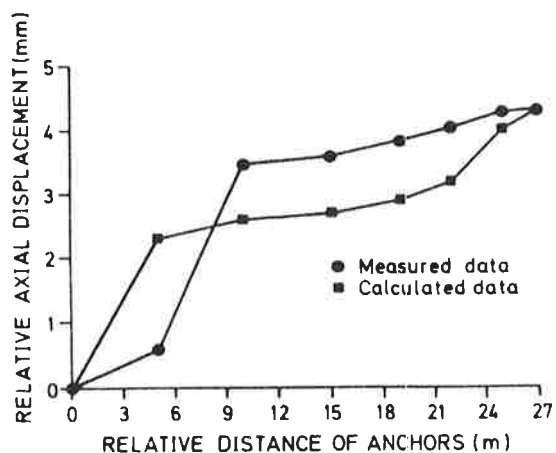
Resultaten från den jämförande analysen mellan beräkningar och verkliga utfallet i Oscar kan sammanfattas i följande punkter:

- Den registrerade rörelsen hos block i takpelarna på brytningsmodulerna är komplicerad med såväl fram- som återgående förskjutningar.
- Det råder god överensstämmelse mellan med 3DEC beräknade och de uppmätta förskjutningar för ankarpunkterna till extensometer 6.
- Ändringarna i bergspänningarna hos mätcell 56B på lastningsnivån visar en acceptabel överensstämmelse längs med och tvärs malmens strykningsriktning medan vertikalspänningen uppvisar en avvikelse.
- Jämförelserna av resultaten mellan 3DEC-beräkningarna och utfallet i Oscar visar att 3DEC väl beskriver bergmassans reaktion på brytningen.
- Känslighetsanalyser med 3DEC och MUDEC, fältmätningar och laboratorieförsök med skjuvbox har visat att diskontinuiteternas friktionsvinkel hos malmerna i Oscar är ca 30°.

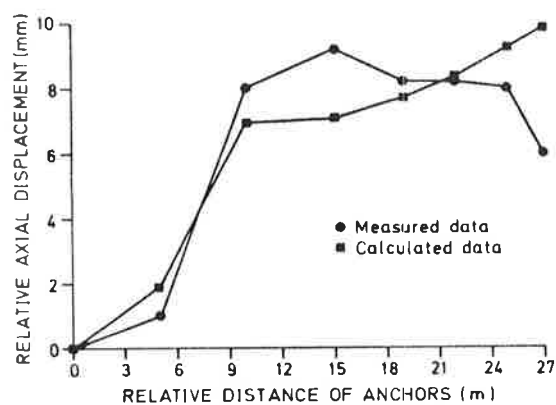
BERGTEKNIK OCH EKONOMI

Det bergtekniska och ekonomiska utfallet på brytningen i Oscar har utförts av Enback och Rånman, 1989. Deras synpunkter kan sammanfattas i följande punkter:

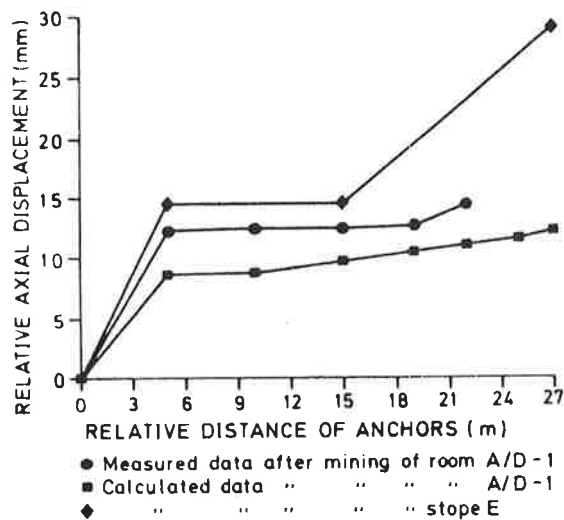
- ortdrivningen upplevdes som mer komplicerad än i skivrasbrytning
- produktionsavbrotten orsakades av dålig bergstabilitet
- utlastad mängd är 930 kton råmalm där utbytet är 81.5 % och malmförlusten 18.5 %
- driftskostnaderna uppgår till 13.80 kr/ton
- takskivorna bör borrar på annat sätt och håldiametern ökas till 4.5 tum



A



B



C

Figur 17 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt axialförskjutning av ankarpunkterna relativt extensometerhuvudet för extensometer 6 vid olika skeden av brytningen i Oscar. A, efter brytningen av pelare B2. B, efter brytningen av modul C. C, efter brytningen av rum A/D. Notera att de två yttersta ankarna har skjutits bort. I figur C visas också vad som skulle blivit resultatet om modul E brutits före modul A/D.

Comparison between 3DEC analyses and extensometer No. 6.

- understödet från bergmekanikerna till bergteknikerna har varit bra
- bergmekaniska analyser och prognoser för nya skivpallar bör komma ännu tidigare än vad som hittills skett

SLUTSATSER

- Resultaten av sammanställningen av bergspänningsmätningarna för Kuj visar att den största horisontella bergspänningen i Oscarområdet är ca 18 MPa och är nära horisontell och riktad tvärs malmen. Vertikalspänningen är 13 MPa och motsvarar tyngden av ovanliggande bergarter. Detta motsvarar normala spänningsförhållanden i Skandinavisk berggrund.
- Inom Oscarprojektet tillämpades en ny cellkarteringsmetod för strukturkartering och resultaten jämfördes med LKABs nuvarande tunnelkarteringsmetod. Båda karteringsmetoderna ger samma resultat vad gäller huvudsprickgruppernas orientering men medelspricklängden är avsevärt större med tunnelkartering.
- En sammanställning av bergmassans parametervärden från tester på berg från olika delar av Kuj utförda av LKAB visar på det hela taget en god överensstämmelse med resultaten från laboratorietester.
- Den empiriska analysen av stabiliteten hos borrhålls- och lastningsnivåerna har gett en god överensstämmelse mellan prognosen och verkliga utfallet.
- Av LKAB och Högskolan utförda tvådimensionella numeriska analyser ger resultaten med UDEC den bästa överensstämmelsen med de faktiska händelserna i Oscar.
- Tredimensionella distinkta elementprogrammet 3DEC har under projektet utvecklats till ett färdigt programsystem som kan nyttjas inom gruv- och berganläggningstekniken.
- 3DEC-resultaten ger den bästa överensstämmelsen mellan beräknade spänningar och deformationer och verkligt utfall.
- Mätssystemet som utvecklats i projektet uppfyllde alla ställda krav och fungerade väl som mätssystem i Oscar. Systemet lämpar sig ej ur ekonomisk synpunkt för övervakning av spridda brytningsområden i Kuj.
- Stångextensometrar och/eller pulsekometermätningar med koaxialkabel är de bäst lämpade instrumenten för övervakning av stabiliteten i brytningsrum och omgivande bergmassor. Enkel konvergensmätning med Grängesstänger har visat sig fungera bra för stabilitetsövervakning i orter.
- Bergspänningsändringsmätningar med CSIRO Hollow Inclusion har bidragit till att öka förståelsen av belastningsutvecklingen i bergmassor.
- Fältförsök har visat att pulslasertekniken lämpar sig bäst för inmätning av öppna bergrum. Tekniken finns utvecklad men är ej anpassad för inmätning via borrhål.
- Malmutbytet i Oscarprojektet blev 81.5 % med 8.4 % gråbergssinblandning. Om modul A hade brutits som planerats hade malmutbytet stigit till ca 89 %.
- Driftskostnaden för brytningen i Oscar blev totalt 13.80 kr/ton.

REKOMMENDATIONER

- För den fortsatta brytningen i Kuj rekommenderas bergspänningsmätningar i den planerade vattenorten på 1030 m nivå.
- Idag förordas ingen av cell- eller tunnelkarteringen. Skillnaderna som framkommit om sprickornas medellängd motiverar fortsatta undersökningar.
- För nya brytningsområden i Kuj föreslås ett testprogram av bergarter och sprickor som omfattar 5 olika parametervärden på sammanlagt 34 prover.
- För dimensionering av borrhings- och lastningsnivåer rekommenderas fortsatt tillämpning av utarbetad empirisk analysmetodik kompletterad med enkla, tvådimensionella analyser av kritiska tvärsnitt med UDEC.
- För överslagsberäkningar av primärrum, pelare och takskivor vid skivpallbrytning rekommenderas i första hand UDEC.
- För analys av sekvenser och hela brytningsområden rekommenderas användning av 3DEC. Koden bör ytterligare utvecklas vad gäller redovisningen av resultaten i tre dimensioner.
- Vi föreslår att den statistiska stabilitetsanalysen för gruvbrytning under jord utvecklas vidare.
- Mätssystemet som utvecklats i Oscarprojektet föreslås i fortsättningen användas för stabilitetsövervakning i en situation där mätinsatser krävs över en längre tidsperiod och/eller där mätinstrumentens antal är stort.
- Vi föreslår en utveckling av ett enkelt, robust, användarvänligt, bärbart, mobilt datorinsamlingssystem för stabilitetsövervakning av brytningsområdena i Kuj.
- För stabilitetsövervakning av brytningsmoduler föreslås en extensometer- och/eller pulsekomentermätning med koaxialkabel. För stabilitetsövervakning i orter föreslås Grängesstänger.
- Ett instrument för inmätning av otillgängliga bergrum bör utvecklas. Vi föreslår att avdelningen för bergmekanik vid Högskolan i Luleå leder projektet.

Angivna mått i nedanstående rekommendationer är uppskattningar och bör underkastas närmare analys.

- Borrhingsnivån vid skivpallbrytning bör utformas utan fältorter i malmen.
- Vid bibehållen modulstorlek (ca 33 x 33 m) bör utformningen av borrhingsnivån ske med två borrhörter (tvärorter) per modul.
- Man bör sträva efter en brytningssekvens som ger ett minimalt antal pelare att bryta.
- Kunskapsuppbbyggnaden och tekniköverföringen från Högskolan till industrin bör ske fortlöpande och icke enbart vara projektbunden.

ERKÄNNANDE

I inledningsfasen av projektet lämnade Styrelsen för Teknisk Utveckling benäget stöd till projekt Oscar. De senaste drygt 2.5 åren har projektet ingått i forskningsprogrammet Gruvteknik 2000. Författarna, tillika projektledare, vill rikta ett tack till ledningen för G2000 och till medlemmarna i dess referensgrupp för bergmekanik samt till alla kolleger vid LKAB och Högskolan i Luleå.

REFERENSER

Cuisiat, F. 1988. Application of distinct element method on mining two-dimensional modelling in Oscar Project. Internrapport BM 1988:10, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Cundall, P.A. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model - Part I. A scheme to detect and represent contact in a system composed of many polyhedral blocks. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, Vol 25, No 3, sid 107-116.

Enback, U. och Rånman, K-E. 1989. Preliminärbedömning av brytningen i skivpall Oscar. Internmeddelande 1989-11-25, LKAB, Kiruna.

Hart, R., Cundall, P.A. och Lemos, J. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model - Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, Vol 25, No 3, sid 117-125.

Israelsson, J. 1987. Förundersökningar - en sammanställning av befintliga data vid LKAB. Rapport FG/87-146, LKAB, Kiruna.

Israelsson, J., Mattila, U. och Havnesköld, K. 1989. Projekt Oscar - Grubrytning, stabilitet, bergförstärkning och bergmekaniska mätningar. Utredning Nr 89-758, LKAB, Kiruna.

Jing, L. och Stephansson, O. 1990. Numerical modelling of sub-level stoping for the Oscar Project using a three-dimensional distinct element method. Teknisk Rapport G2000, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Krzyszton, D., Forslund, J. och Mortensen, T-H. 1987. Testing of rock samples for Oscar Project, G2000. Internrapport BM 1987:06, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Leijon, B. 1989. Sammanställning av resultat från bergspänningsmätningar. Teknisk Rapport, SGAB, Luleå.

Mathis, J.I. 1988a. Geometrisk stabilitetsanalys - Oscarområdet, LKABs Kirunagruva. Internrapport BM 1988:11, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Mathis, J.I. 1988b. Development and verification of a three dimensional rock joint model. Doktorsavhandling 1988:63D, Tekniska Högskolan i Luleå.

Paganus, T. och Stephansson, O. 1990. Projekt Oscar - Bergmekanik. Slutrapport. Utredning 89-753, G2000 90:13, LKAB, Kiruna.

Rådberg, G. 1989. Tunnelkartering och cellkartering - metodbeskrivningar och resultat från skivpallbrytningen i Oscar. Utredning FG/89-711, G2000 89:07, LKAB, Kiruna.

Savilahti, T., Forslund, J., Stephansson, O. och Nordlund, E. 1989. Shear tests on joints from Oscar mining area, Kiirunavaara mine, Sweden. Internrapport BM 1989:02, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

SUMMARY

A three years project about rock mechanics for large-scale open stoping is reported. The research has been conducted in a co-operation between the rock mechanics divisions of LKAB in Kiruna and the Luleå University of Technology with the aim to (i) test a new opening method for sub-level caving and large-blasthole open stoping, (ii) develop new methods for prognoses of stability of large stopes, (iii) develop new material models of rock masses and new numerical models for stability analysis, and (iv) develop a rock mechanics monitoring system for control of mining and rock stability.

The research has been conducted within four subprojects:

- rock mass characterization
- analyses - in particular distinct element analyses, 3DEC
- monitoring and instrumentation
- evaluation

The major results are summarized as follows:

- evaluation of a large number of stress measurements from the mine show the stresses to be normal for Swedish hard rock conditions
- a new cell mapping technique has been applied
- distinct element modelling with UDEC gives the best representation and agreement with the actual situation from the mining of Oscar
- the three-dimensional distinct element code 3DEC have been applied to the stability analyses of Oscar and the program is recommended for application in modelling hard jointed rock masses
- 3DEC gives by far the best agreement between calculated stresses and displacements and the field situation at Oscar
- the monitoring system worked very well and is recommended for long-term, stationary use for stability control in mines
- rod extensometers and/or pulse echometer measurement with co-axial cables are recommended for monitoring of stability of large stope
- the ore extraction from Oscar was 81.5 % with 8.4 % waste. Ore extraction from the same area by use of conventional sub-level caving was about 60 %
- the total mining cost for Oscar was 13.80 kr/ton
- today 25 % of the mining at Kiirunavaara is done with large blasthole open stoping and it will slightly increase for the mining down to the main level at 745 m

DATABANKER FÖR BERGMEKANISKA KONSTRUKTIONSELEMENT I SVENSKA GRUVOR

Databanks for Rock Mechanics Construction Elements in Swedish Mines

Alvaro Herdocia, Avdelningen för Bergmekanik, Högskolan i Luleå

Jonny Sjöberg, Avdelningen för Bergmekanik, Högskolan i Luleå

INLEDNING

Under de senaste åren har utvecklingen inom den tillämpade bergmekaniken fokuserats mot användandet av alltmer komplexa och sofistikerade datormodeller. Detta har möjliggjorts av den explosionsartade utvecklingen av snabb och billig datorkraft. Mindre möda och ansträngning har ägnats åt forskning kring de ingångsparametrar som krävs för att erhålla pålitliga resultat ur modellerna.

Parameterbestämning för bergmekanisk dimensionering är i sig en svår uppgift. På grund av bildningsprocesserna och bergmassans naturliga egenskaper finns alltid en viss osäkerhet i de uppmätta eller uppskattade värdena. De parametervärden vi observerar i naturen skiljer sig markant från hållfasthetsvärden uppmätta i laboratorieskala. Vid dimensionering av berganläggningar väljer man att reducera de uppmätta värdena med hjälp av empiriska klassificeringsmetoder för att ta hänsyn till inverkan av strukturer i bergmassan. På detta sätt extrapoleras resultat från laboratorieskala flera storleksordningar till verklig skala. Det faktum att olika klassificeringsmetoder tillämpas leder ofta till betydligt varierande resultat för de beräknade bergparametrarna.

De mest använda empiriska bergklassificeringsmetoderna är RMR-systemet (Rock Mass Rating), (Bieniawski, 1979) och Q-systemet (Barton et al, 1974). Båda dessa system utvecklades ursprungligen för dimensionering av tunnlar och är baserade på ett stort antal praktikfall med relativt kraftig variation i skala. Användningsområdena för klassificeringssystemen har dock utökats till praktiskt taget alla typer av objekt inom bergmekanisk ingenjörsverksamhet utan att några väsentliga förändringar införts. Den relativa vikten av de olika parametrarnas inverkan på bergmassans beteende är inte nödvändigtvis densamma för tunnlar som för andra konstruktionselement såsom hängväggar eller pelare i gruvbrytning. De brottmekanismer som förekommer i konstruktionselement inom gruvbrytning är inte heller fullständigt utredda.

Det som nämnts ovan visar på behovet av att ägna mera tid och ansträngningar till att studera och utvärdera praktikfall. Härmed kan indata definieras med större säkerhet och förståelsen ökas för bakomliggande brottmekanismer i konstruktionselementen. Detta kräver att data insamlas och analyseras från ett flertal gruvor. Den metod som utarbetats inom G2000-projekten och som redovisas i denna artikel innebär att databanker innehållande erfarenhetsdata från olika konstruktionselement i svenska gruvor byggs upp. Databankerna innehåller geometrisk, geologisk och bergmekanisk

information samt mätresultat och fältobservationer som kan nyttjas som bas för vidare analys.

PRINCIPER FÖR UPPBYGGNAD AV EN BERGMEKANISK DATABANK.

För att fullständigt beskriva bergmekaniska problem i gruvor behövs information av två olika typer; grafisk och icke-grafisk eller textbaserad information. Den grafiska informationen utgörs av gruvkartor och geologiska kartor medan den textbaserade består av mätresultat, geologiska beskrivningar och bergmekaniska parametrar.

Databanken bör således uppfylla vissa krav för att kunna vara användbar i det bergmekaniska arbetet:

- Systemet måste kunna lagra både grafisk och textbaserad information.
- Befintlig information måste kunna modifieras och kompletterande data skall kunna inkluderas.
- Informationen skall ordnas på ett systematiskt sätt och vara lätt att komma åt för alla intressenter.

Slutsatserna av detta är att systemet bör byggas i persondatormiljö och baseras på befintlig och kommersiellt tillgänglig mjukvara. Vidare bör användarvänliga rutiner finnas för att öka lättillgängligheten för en sådan databank.

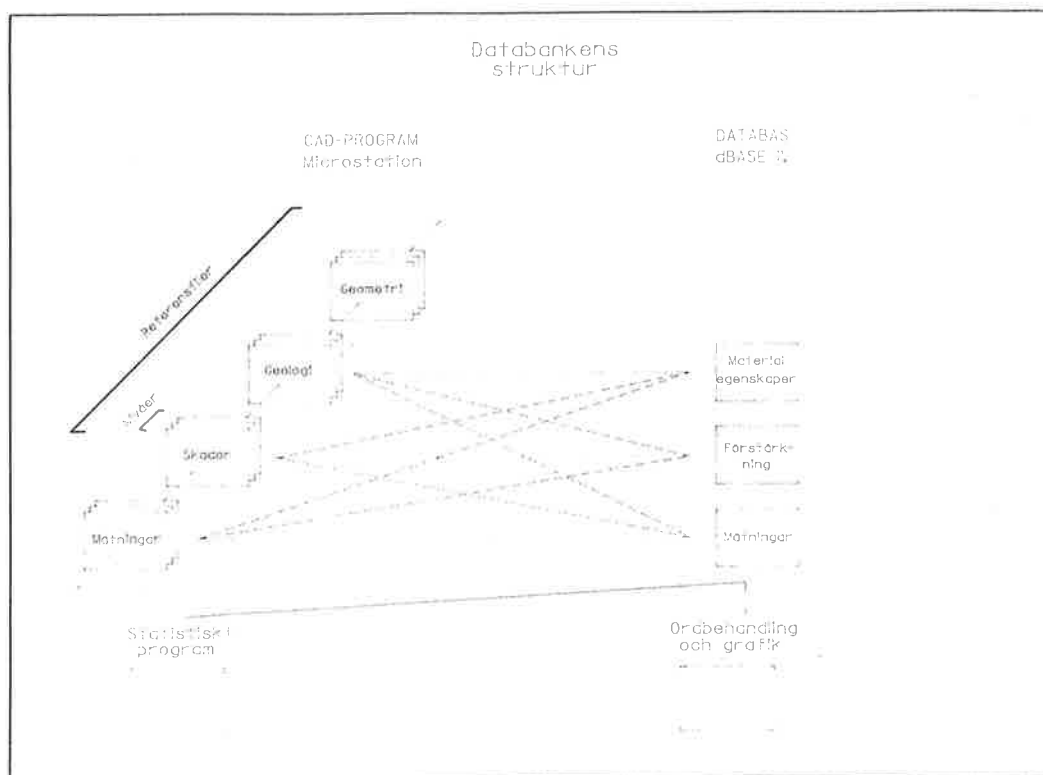
Medvetet har termen "databank" nyttjats istället för den mer frekvent använda "databas". Den sistnämnda termen associeras ofta med mjukvara för lagring av icke-grafisk information i en form som påminner ett konventionellt kortregister. I vårt sammanhang är en "databank" ett system som inkluderar ett grafiskt program kopplat till en reguljär databas.

De lämpligaste valet av mjukvara för svenska förhållanden var en kombination av CAD-programmet MicroStation PC och databasprogrammet dBASE III Plus (numera den nya versionen dBASE IV). För närvarande används MicroStation flitigt av företag i eller med anknytning till svensk gruvnäring och spridningen till nya användare på marknaden sker snabbt.

KORT BESKRIVNING AV PROGRAMVARAN

MicroStation PC är en persondatorbaserad version av ett större program ursprungligen utvecklat för stora arbetsstationer och "main frames". Microstation är ett fullständigt tredimensionellt CAD-program vilket dessutom tillåter koppling av enskilda grafiska element till icke-grafiska databasposter (Figur 1).

Grafisk information kan lagras i databanken genom att digitalisera befintliga kartor eller ge indata via tangentbord, mus eller digitaliseringsbord. Ritningar lagras i "verkliga" dimensioner och enheter, vilket tillåter att mätningar av vinklar, avstånd och ytor görs direkt i programmet.



Figur 1 Databankens struktur.

Structure of the databank.

I MicroStation finns möjligheten att arbeta med två bildskärmar samtidigt. Man kan jobba med olika vyer, var och en med olika betraktelsepunkter vilket underlättar arbetet med tredimensionella ritningar. Varje skärm kan i sin tur delas i fyra områden med olika vyer som kontrolleras separat. Har man inte tillgång till två bildskärmar finns möjligheten att arbeta med två "virtuella" skärmar som man pendlar mellan med ett enda kommando.

Ritningar kan roteras fritt i rummet runt x-, y- och z-axlarna, och snitt kan göras i godtycklig riktning. Isometriska bilder eller perspektivritningar kan lätt skapas. Bilderna kan visas på skärmen och tas ut på plotter eller till en grafisk skrivare i valfri skala. MicroStation tillåter användaren att skapa skräddarsydda menyer och egna applikationsprogram för att anpassa systemet till egna intressen och arbetsrutiner.

Databasprogrammet dBASE IV är den senaste versionen av databasprogram från Ashton Tate. dBASE IV är också den ledande mjukvaran i världen vad gäller databashantering i persondatormiljö och utgör en standard för andra program. En mängd mjukvara för andra tillämpningar, såsom statistiska paket, grafiska program och ordbehandlare kan hämta data direkt ur dBASE IV. Detta ger oss ett brett tillämpningsområde och systemet får stor flexibilitet.

Databasen består av poster motsvarande korten i ett kortregister, vilka i sin tur består av olika fält. Fälten kan definieras som numeriska, alfabetiska eller datum-variabler. Programmet har

kapacitet att utföra logiska och matematiska operationer, söka efter data, filtrera innehållet genom olika villkor och skapa rapporter över visst specificerat innehåll. Ett inmatningsformulär kan konstrueras för att efterlikna befintliga arbetsrutiner.

INNEHÅLLET I DATABANKEN

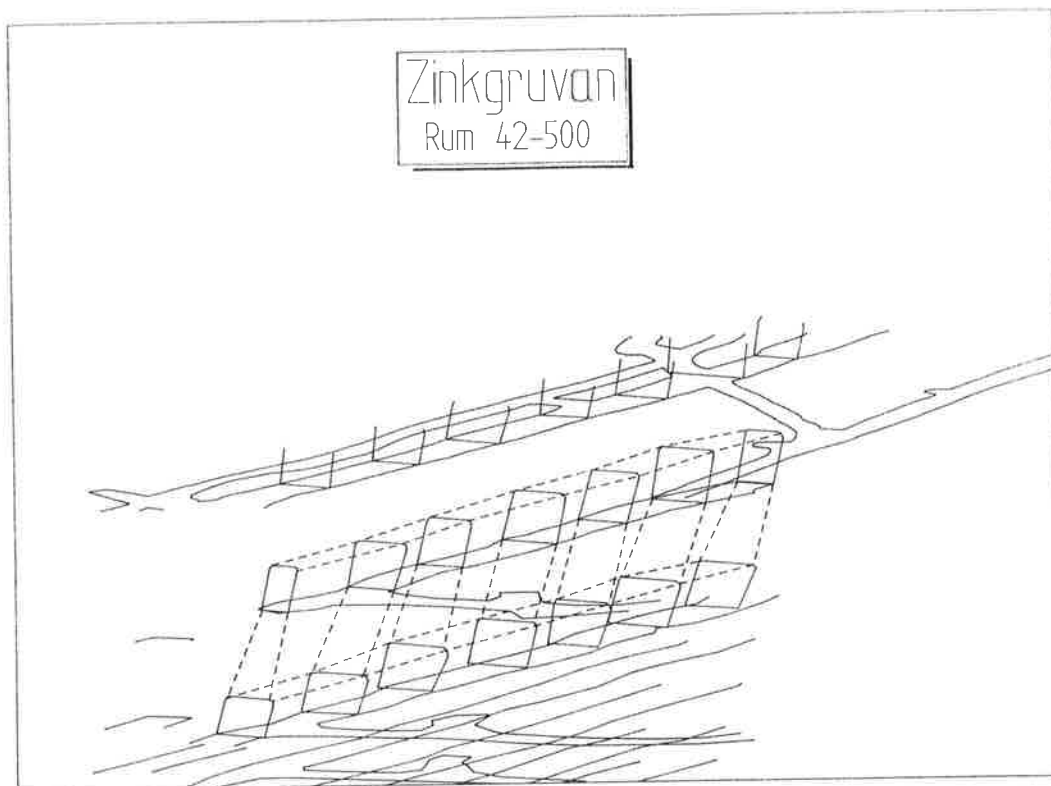
En databank av typen som beskrivits ovan, underlättar betydligt lagring och hantering av stora mängder information. Detta medför också en ökad risk att samla på sig onödiga och överflödiga data vilket skulle motverka fördelarna med hela systemet. En bergmekanisk databank bör innehålla tillräcklig information för en komplett beskrivning av problemet och nödvändiga data för att kunna utföra en analys. Detta kan synas överambitiöst med tanke på de ständiga förbättringar som sker vad beträffar analysmetoder. Det är dock erforderligt att redan på ett tidigt stadium bestämma vilken information som skall ingå i databanken. Informationen kan senare kompletteras om behovet uppstår.

Databanken innehåller en omfattande geometrisk och geologisk beskrivning av aktuella konstruktionselement. Detta lagras i form av tvådimensionella ritningar med horisontalkartor och vertikala projektioner eller som tredimensionella ritningar (Figur 2). Informationen har inmatats genom digitalisering av befintliga gruvkartor och geologiprofiler. Under denna fas av databankens uppbyggnad har ambitionsnivån varit att samla in information som finns sammanställd i rapporter och på kartor. Om det visar sig nödvändigt med mer detaljerade data kan man senare komplettera databanken med till exempel borrhålsdata.

Brytningssekvenser och skadekarteringar har lagrats i grafisk form på olika s k ritlager (nivåer) som kan överlagras varandra. Upp till 64 nivåer kan användas i samma grafiska fil. Ett bra exempel är hängväggsuppsprickningen på markytan av ett skivrasbrytningsområde. Genom att rita in de uppkomna sprickorna år från år på olika ritlager fås en god överblick av rasprocessen.

En eller flera grafiska filer kan också användas också som bakgrund, s k referensfiler, till nya ritningar för att undvika dubbellagring av samma data. Som exempel kan nämnas geometrifier som använts som referensfiler för geologi och brytningsdata. Programmet tillåter ett maximum av 32 referensfiler som bakgrund till en ny ritning.

En betydlig del av databanken består av icke-grafisk information lagrad i databasprogrammet. Där ingår geologiska beskrivningar, bergmekaniska parametrar, mätresultat och beskrivning av bergskador. Valet av de parametrar som skall ingå är av största vikt eftersom de utgör grunden för de analyser som senare skall utföras.



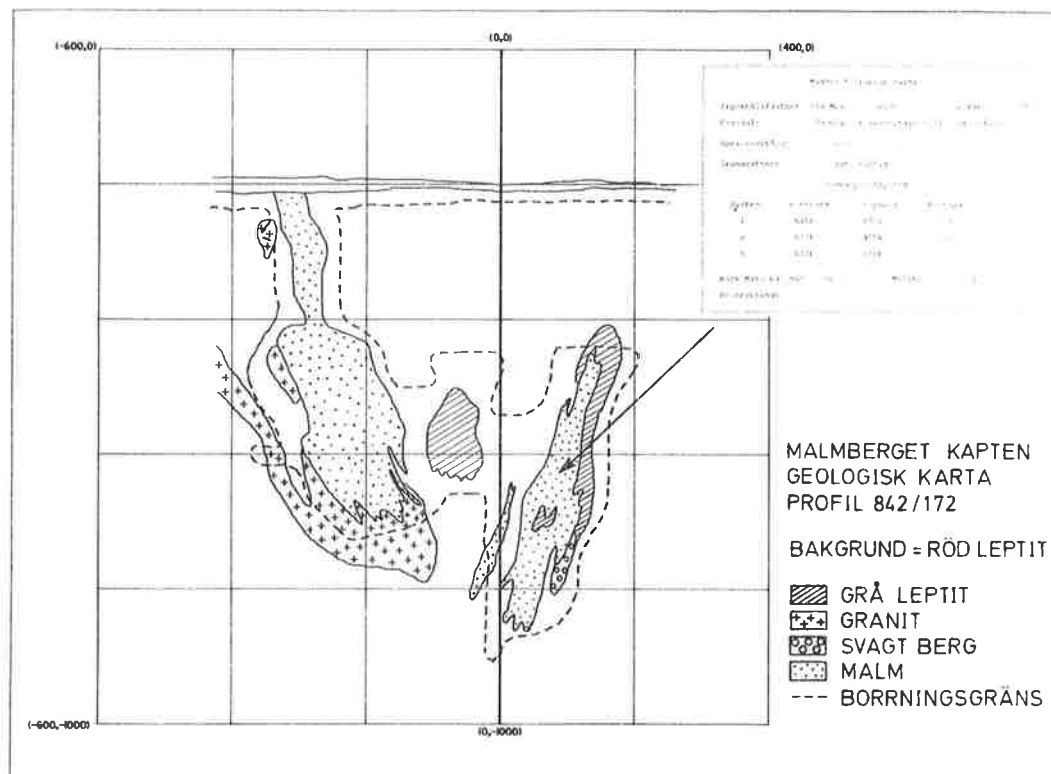
Figur 2 Exempel på en tredimensionell ritning, visande en pelare i Zinkgruvan.

Example of a three-dimensional drawing showing a sill pillar in the Zinkgruvan Mine.

De bergmekaniska parametrarna utgör också basen för tillämpningen av ett klassificeringsystem. Vi har valt att använda Bieniawskis RMR-system på grund av tillgängligheten av data i lämplig form, men Q-systemet kunde ha nyttjats likväl. Klassificeringen möjliggör en mer eller mindre objektiv jämförelse mellan olika gruvområden. Vidare har mätresultat lagrats för utvalda mätpunkter eller mätlinjer som anses viktiga för uppföljning och förståelse av instabilitetsprocesserna. Kartering av bergskador har utförts och lagrats för valda platser i gruvorna.

Den textbaserade informationen som lagrats i databasen kan granskas och modifieras utan att lämna CAD-programmet. Informationen hämtas till skärmen genom att peka på de kopplade grafiska elementen (Figur 3). Informationen i databanken hanteras på så sätt snabbt och enkelt. Rapporter av en eller flera poster i databasen kan skapas genom att gruppera de grafiska elementen i Micro-Station.

Numeriska data lagrade i databasprogrammet kan också nyttjas som indata till statistiska analyser och grafisk framställning genom att flytta data till andra lämpliga programvaror. På detta sätt kan man till exempel lätt skapa deformationskurvor och liknande.



Figur 3 Koppling av en post i en databas till ett grafiskt element.

Coupling of a database record to a graphical element.

OBJEKT I DATABANKEN

Databankskonceptet startades inom G2000-projektet för Häng- och liggväggar och har snabbt spridits till andra projekt inom forskningprogrammet. För närvarande används systemet (anpassat till de projektspecifika problemen) i Pelarprojektet, Bultprojektet och projektet Brytning på stora djup, det vill säga praktiskt taget hela FoU-området Bergmekanik. Detta gemensamma arbetssätt underlättar samarbete och eventuellt utbyte av information. Samtidigt stärks databankens tillämpningsmöjligheter som ett användbart verktyg inom svensk bergmekanik för gruvor.

De konstruktionselement som studerats är i första hand häng- och liggväggar, såväl ovan som under jord, samt pelare, främst horisontella sådana. Databanken för hängväggar innehåller data från daggående hängväggar i Grängesberg, Kiruna och MalMBERGET, och för hängväggar i brytningsrum under jord från MalMBERGET, Dannemora och Björka. För hängväggar ovan jord finns det förhållandevis gott om information. Sprickkarteringar och mätningar har utförts regelbundet under långa tidsperioder. Underjord är situationen annorlunda och där saknas i regel en pålitlig beskrivning av geometrin beroende på att det dels inte finns access till rummen, dels att det idag saknas lämpliga metoder att mäta in rumskonturer under jord. Väldigt litet arbete har ägnats åt bestämmandet av bergparametrar, med undantag för de stora gruvorna.

Data om pelare har samlats in från Näsliden, Rävlidmyran, Udden och Zinkgruvan. Totalt finns ca 30 praktikfall lagrade i databanken. Geometrier och geologi är generellt sett väl kända och skadekarteringar har utförts med viss regelbundenhet i Näsliden, Räv- lidmyran och Zinkgruvan. Mätningar är mer sparsamt utförda. Den förstärkning som utförts och förstärkningens beteende vid skador i berget har lagrats för utvalda typområden.

I projektet Brytning på stora djup pågår uppbyggnaden av en omfattande databank för Kristinebergsgruvan. Den skall senare tjäna som gemensam kunskapsbank för olika tillämpningar inom projektet.

TILLÄMPNINGAR

Databankerna utgör en systematiskt ordnad och lätt tillgänglig samling av data om bergmassans respons på brytningen i ett flertal gruvområden. Detta ger oss en stor variation i tänkbara tillämpningar. I första hand, och som en del av pågående forskningsprojekt inom G2000, skall databanken användas som bas för testning av nuvarande analysmetoder mot verkligt utfall. Jämförelse av flera praktikfall ska i förlängningen leda till mer pålitliga och praktiskt användbara dimensioneringsvertyg.

Inom Hängväggsprojektet tillämpas databanken för upprättande av empiriska samband av typen sprickvinkel som funktion av brytningsdjup och hållfasthet som funktion av volym. För närvarande används traditionell jämnviktsanalys, men mer komplexa metoder och modeller kommer att nyttjas i senare faser av projektet. Vidare kommer mätningar att användas för att upprätta prognoser med hjälp av statistiska metoder.

Databanken för pelare kommer att användas vid utvärdering och identifiering av brottformer i pelare. Typ och frekvens av bergskador skall relateras till geometriska betingelser, geologisk miljö och brytningsstadium. Vidare kommer existerande empiriska pelarformler att jämföras med praktikfallen och utvärderas.

En databank med flera väldokumenterade praktikfall för olika bergmekaniska konstruktionselement utgör en viktig referens för vidareanalyser och kalibrering av modeller. Icke desto mindre viktig är dess tillämpning som undervisningsmaterial för nya gruvingenjörer och nyblivna bergmekaniker.

ERKÄNNANDE

Detta projekt ingår som en del i forskningsprogrammet Gruvteknik 2000, vilket involverar den svenska gruvindustrin, tillverkarna av maskinutrustning för gruvor samt universiteten. Programmet sponsras av STU - Styrelsen för Teknisk Utveckling.

REFERENSER

Bieniawski Z. T. 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th. Congress of the Int. Soc. for Rock Mech., Montreaux, 2:41-48.

Barton N., R. Lien & J. Lunde 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, 6:183-236.

Krauland N., P.E. Söder & G. Agmalm 1989, Determination of rock mass strength by rock mass classification - some experiences and questions from Boliden mines. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26:115-123.

Baxter G.G. & M.F. Horder 1981. Databanks and databases in geology. J. Geol. Soc. London, 138:573,574.

SUMMARY

In the past years, the development of more complex computer models in applied rock mechanics has shown an increasing trend. Less attention has been devoted to the determination of sound input parameters to these models. One way of dealing with this problem is to use existing experience by studying case histories. This forms the background for this project in which a databank for construction elements in mining has been developed.

The databank should be capable of providing data for new design in a mining environment. It is essential that the information gathered is sufficient for analysis. Furthermore, the data must be ordered in a systematic way and easy to retrieve. Hence, it was decided to create the databank in a PC-environment using commercially available software packages.

The databank consists of a CAD-program and a database program. The CAD-program is used to store graphical information while text based information is stored in the database. The software packages are integrated by coupling graphical elements from the CAD-program to records in the database.

Databanks have been created for three construction elements; daylighting hanging walls in sublevel caving, underground hanging walls and pillars. Geometry has been stored in the form of horizontal maps and vertical profiles as well as in three-dimensional form. Geology is also stored in graphical form along with mining depths and sequences, rock damage, reinforcements and stability prognoses. Text based information includes geological descriptions, descriptions of damage, measurements and rock mechanics parameters. Regarding rock mechanics parameters, the data stored has been chosen to be sufficient for a classification of the rock mass using the RMR-system.

To date, the databanks contain information from hanging walls of the sublevel caving mines in Kiruna, Malmberget and Grängesberg. Underground hanging walls have been studied in the Dannemora, Malmberget and Björka mines. Information about sill pillars has been collected from the Näsliden, Rävliidmyran, Udden and

Zinkgruvan mines. The information stored will be used for simple equilibrium analysis and for comparison to existing design methods. The objective is to develop more reliable and practically useful design criteria. Furthermore, the databank serves as a tool for validation of analytical and numerical models. It also provides an excellent teaching material for new mining and rock mechanics engineers.

METODIK FÖR DIMENSIONERING AV MELLANSKIVOR - EN EPILOG FRÅN NÄSLIDENGRUVAN

Analysis of crown pillars at the Näsliden Mine

Anders Nyström, BeFo, Luleå

Bengt Leijon, SGAB, Luleå

Norbert Krauland, Boliden Engineering, Boliden

1 INLEDNING

Titeln på vårt bidrag antyder att detta skulle vara det sista som sägs om Näslidengruvan i bergmekaniska sammanhang. Så är nog också fallet, om vi avser nya fältstudier i gruvan. Med undantag av restbrytning i dagbrottet slutbröts nämligen Näsliden och stängdes för gott i början av 1988. Däremot kommer säkert resultaten av det mångåriga forskningsarbete som haft Näsliden som gemensam nämnare, att leva vidare och intressera bergmekaniker för en lång tid framåt.

Incitamenten till föreliggande studie var följande:

- Gruvan befann sig i slutbrytningsstadiet. Eftersom brytningsmetoden var uppåtgående igensättning innebar det att mellanskivorna trimmades så långt ekonomi och säkerhet medgav. Geometrin visas i Figur 1. Toppskivan mot det gamla dagbrottet togs ut i sin helhet. Rummen 4, 5, 6 och 7 slutbröts mer eller mindre parallellt (rum 2 och 3 slutbröts i långt tidigare skeden). Mekaniskt kan alltså slutstadiet liknas vid en rum- och pelargruva med maximalt belastade pelarbalkar.
- Tillgången till bergmekaniska observationer och analyser av unik omfattning och kvalitet. Som alla vet har Näslidengruvan fungerat som referensobjekt för ett långt och kontinuerligt bergmekaniskt FoU-arbete. Det började med fältobservationer redan från starten i början på 70-talet, fortsatte med det omfattande Näslidenprojektet och Torgny Borgs doktorsarbete, och har sedan fortgått kontinuerligt (Stephansson och Jones, 1981; Borg, 1983; Borg och Krauland, 1983; Borg och Agmalm, 1988).
- Inom ramen för G2000 initierades ett projekt vars syfte är att dokumentera, sammanställa och analysera pelares funktion i svenska gruvor.

Gruvan erbjöd alltså i slutstadiet något av ett verklighetens facit till många års ansträngningar att prognosticera. Underlåtenhet att ta tillvara detta facit genom dokumentation på plats hade väl varit närmast oförlåtligt.

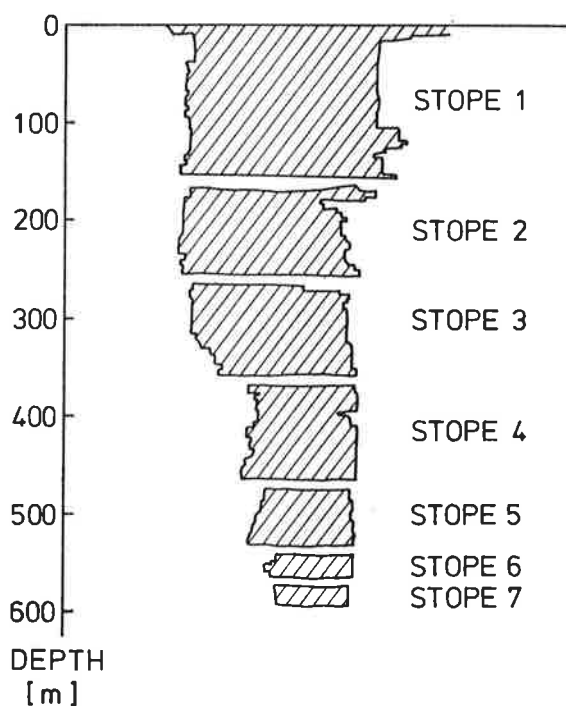
Med stöd från Gruvteknik 2000 initierades därför föreliggande studie. Arbetet bedrevs i form av ett utvidgat examensarbete vid Högskolan i Luleå (Nyström, 1988).

2 MÅL OCH METODIK

Målen för arbetet formulerades enligt följande:

- 1) Dokumentera stabilitetssituationen i slutstadiet
- 2) Öka kunskapen om den storskaliga hållfastheten för typiska belastningsfall vid igensättningsbrytning
- 3) Bidra till kunskapsbank om pelares funktion

Med målen som grund utarbetades en plan för genomförandet. Figur 2 sammanfattar planen i punktform. En betydande del av arbetet hänförde sig till skadekartering i fält och analys av resultaten därav. Vidare analyserades några speciella belastningsfall utöver vad som framgår i planen (förhållanden vid instansningsbrott, inverkan av fältort i liggvägg). Dessa delar behandlas inte här. Istället sammanfattas den metodik som prövades för prognos av mellanskivornas slutliga hållfastheter och dimensioner, samt jämförelsen med det verkliga utfallet.



Figur 1. Vertikal längdsektion av Näsliidengruvan i slutstadiet. Malmenbredd 10-20 m och stupning 70°. Vertical, longitudinal section of the Näsliiden Mine at the stage of terminating mining. Ore width is 10-20 m and average dip is 70°.

- 1) SAMLA FÄLTDATA I SLUTSTADIET
 - GEOMETRIER
 - GEOLOGI OCH BERGKLASSIFICERING
 - SKADEKARTERING
- 2) HÄMTA RESULTAT FRÅN EXISTERANDE
2D- ANALYSER (BORG). GÖR KOMPLETTERINGAR
- 3) PROGNOTICERA PELARHÅLLFASTHET OCH
DIMENSIONERNA FÖR MELLANSKIVORNA.
NYTTJA :
 - FÄLT-OBSERVATIONER I TIDIGARE STADIER
 - RESULTAT FRÅN 2)
- 4) JÄMFÖR PROGNOSEN OCH UTFALL
- 5) BEDÖM RESULTATET OCH METODIKENS
ANVÄNDBARHET I ANDRA SAMMANHANG

Figur 2. Arbetsplan för studiens genomförande. Artikeln behandlar punkterna 3-5.
Work plan for the present investigation.

3 BESTÄMNING AV BERGMASSANS HÅLLFASTHET

Predikteringen av mellanskivornas hållfasthet bygger på två huvudkomponenter (jfr Figur 2, pkt 3); Observationer av sönderbrytning i rumstak i tidare brytningsstadier och bestämning av motsvarande spänningsnivåer ur befintliga analysresultat. Väsentligen nyttjades data från Borgs arbeten (2D, linjärelastiska FE-analyser). Med hjälp av dessa två komponenter bestämdes värden för bergmassans hållfasthet.

Begreppet hållfasthet behöver i detta sammanhang preciseras, och skiljas från begreppet bärförmåga; Hållfastheten bör ses som en materialparameter, och kan (i sprött berg) definieras som spännings-töjningssambandets toppvärde för belastningsfallet ifråga. Bärförmågan definieras av den maximala last (ofta uttryckt i spänningstermer) som en given konstruktion kan bära. I t ex en slank pelare är spänningsfördelningen sådan att ett punktvärde på hållfastheten kan vara nära identiskt med bärförmågan. I en trubbig pelare däremot varierar spänningarna över ett tvärsnitt, och hållfastheten i pelarens yttre delar har normalt överskridits långt innan den maximala bärförmågan uppnås.

Lokal överbelastning (överskridande av hållfastheten) förekommer regelmässigt i gruvor, och detta kan ha större eller mindre relevans för brytningsekonomi och säkerhet. Parametern hållfasthet är därför inte tillräcklig, ibland inte ens särskilt användbar, i sammanhanget. Det är dessutom nödvändigt att klassificera och gradera sönderbrytningsprocessen med hänsyn till drifts- och säkerhetsmässiga konsekvenser.

I fallet Näsliden observerades instabilitet i rumstaken redan i tidiga stadier. I takt med att de kvarvarande partierna krympte, och belastningarna därmed ökade, så tilltog sönderbrytningen. Borg graderade denna sönderbrytningsprocess i tre stadier enligt Figur 3:

Stadium 1: Lokala, spänningsinducerade brott i taket, åtgärdas relativt lätt med förstärkning.

Stadium 2: Större ras, och ras vid fronten, modifiering av brytningen krävs.

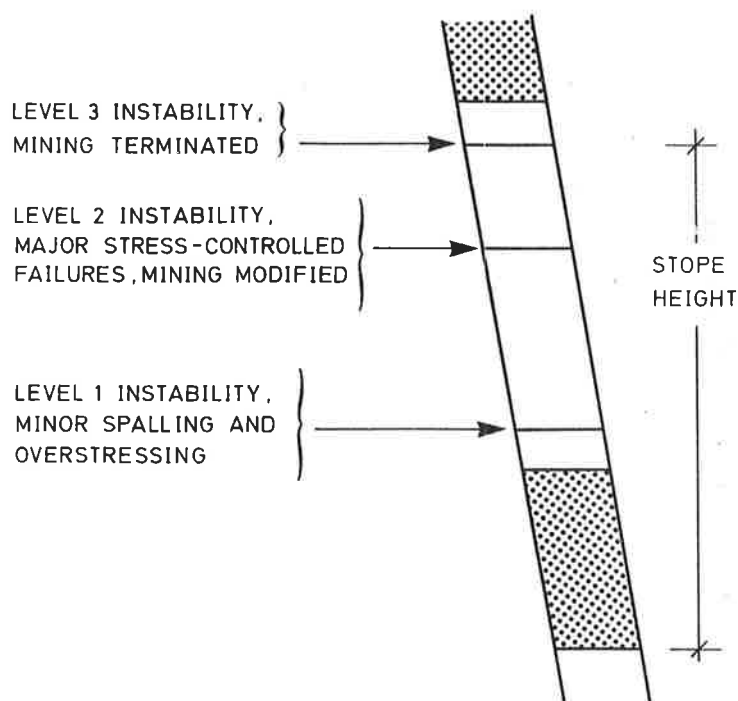
Stadium 3: Slutstadiet.

En viktig fråga är i vilket skede hållfastheten överskrids i sådan omfattning att motsvarande belastningsvärden kan nyttjas för prognosticering av slutstadiet. I vårt fall valdes efter övervägande att nyttja Stadium 2 som referensvärde.

Därefter antogs, vilket har avgörande betydelse för prognosen, att belastningsnivån i rumstaken (punktvärde för σ_1 taget 1.5 m upp i taket) vid Stadium 2 motsvarar bergmassans enaxiella tryckhållfasthet, σ_{cm} . Denna förenkling kan naturligtvis diskuteras, men likheterna mellan ett rumstak och ena halvan av ett enaxiellt tryckförsök är betydande vad gäller spänningsfördelning. Erhållna värden för bergmassans tryckhållfasthet redovisas i Tabell 1.

Tabell 1. Beräknade värden på bergmassans enaxiella tryckhållfasthet, σ_{cm} .

Rum 2	93 MPa
Rum 3	77 MPa
Rum 4	67 alt. 127 MPa (tolkningsfråga)
Rum 5	112 MPa
Rum 6	94 MPa
Medelvärde: 89 MPa	



Figur 3. Gradering av sönderbrytning i tre stadier, i takt med att brytningen avancerar uppåt, efter Borg (1983).
Stages of instability in a cut-and-fill stope.

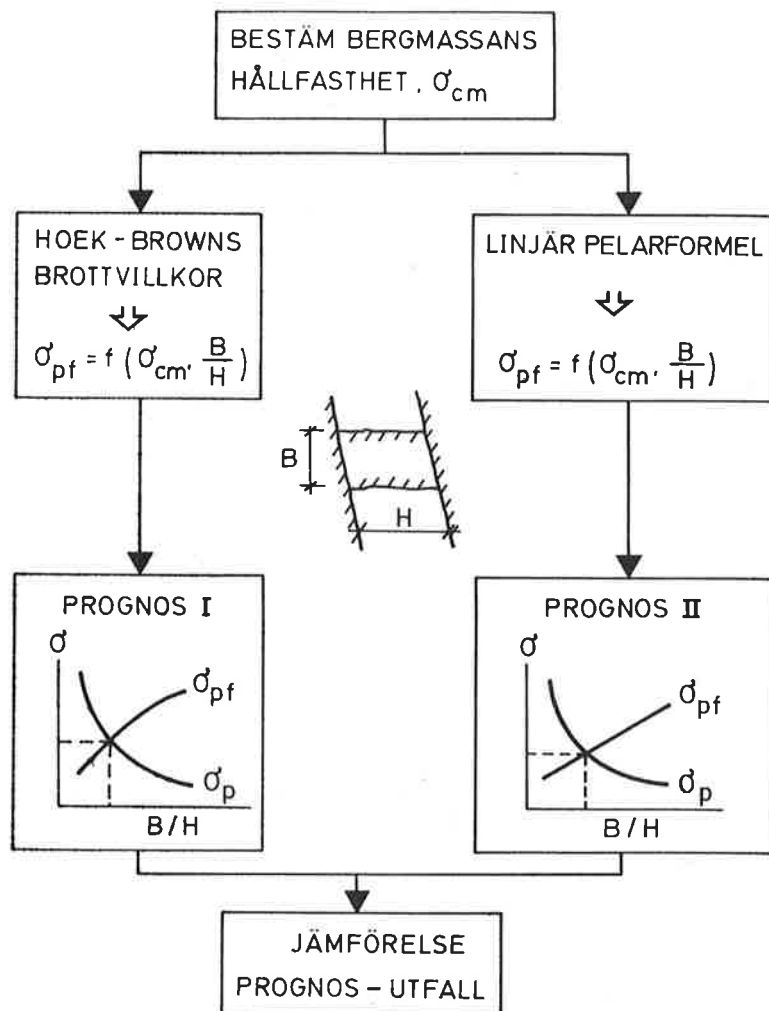
4 PROGNOSE FÖR SLUTSTADIET

Den successiva minskningen av en mellanskivas tjocklek leder så småningom till att spänningsgradienterna i dess underkant och överkant "når ihop" och samverkar. Vi kan därmed betrakta mellanskivan som en liggande pelare, där mellanskivans tjocklek motsvarar pelarbredden (B) och rumsbredden motsvarar pelarhöjden (H). Bärförmågan hos en pelare styrs, förutom av bergmassans hållfasthet, i hög grad av dess form. I vårt tvådimensionella fall uttrycks formen enklast med bredd/höjd-förhållandet (B/H).

Prognoser för pelarhållfasthet och pelardimension i slutstadiet gjordes med två metoder parallellt, nämligen:

- * Hoek-Browns brottkriterium
- * En empirisk pelarformel, ofta tillskriven Obert och Duvall (1967)

Arbetsgången illustreras i Figur 4. Pelarbelastningen, σ_p , (medelbelastning över tvärsnittet och uttryckt som funktion av formfaktorn B/H) bestämdes ur befintliga FE-



Figur 4. Arbetsgången för prognosticering.

σ_{cm} = bergmassans enaxiella tryckhållfasthet

σ_{pf} = pelarhållfasthet

σ_p = pelarbelastning

B = pelarbredd (mellanskivans tjocklek)

H = pelarhöjd (malmbredd).

Work-logic for predictions.

analyser. Skärningspunkterna mellan brottvillkor och belastningskurvor gav sedan värden för de prognosticerade parametrarna - pelarhållfastheten, σ_{pf} och bredd/höjd-förhållandet, B/H .

5 HOEK-BROWNS BROTTVILLKOR

Brottvillkoret har formen:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_C\sigma_3 + s\sigma_C^2} \quad (1)$$

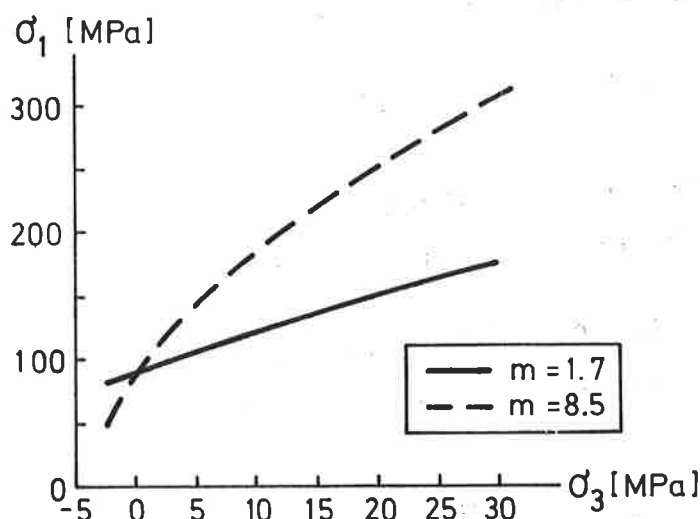
där m, s är materialparametrar och σ_C är bergartens enaxiella tryckhållfasthet (laboratorieskala). För Näslidenmalm gäller $\sigma_C = 260$ MPa (Stephansson, 1981), vilket ger:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{260m\sigma_3 + 67600s} \quad (2)$$

För fallet $\sigma_3 = 0$, dvs mot en fri yta fås:

$$\sigma_1 = 260\sqrt{s} \quad (3)$$

Faktorn $\sqrt{s}$ är alltså en storleksfaktor, och (3) skall ses som ett mått på den enaxiella tryckhållfastheten i full skala ($\sigma_1 = \sigma_{cm}$) dvs den parameter vi bestämt enligt avsnitt 4, Tabell 1. Vidare måste parametrarna m och s bestämmas. Värdet på s fås direkt genom insättning i (3) av värdet enligt Tabell 1. För konstanten m (som styr brottkurvans krökning) användes värden hämtade från litteraturen. Detta gav intervallet $1.7 < m < 8.5$.



Figur 5. Bergmassans hållfasthet enligt Hoek-Browns brottkriterium, $m=1.7$ och $m=8.5$. Medelvärden för alla rum ($s=0.12$).
Rock mass strength as evaluated by the Hoek-Brown failure criteria, $m=1.7$ and $m=8.5$.
Averages for all stopes.

Resultatet så långt är att vi bestämt Hoek-Browns brottvillkor för bergmassan ifråga, uttryckt i parametrarna σ_1 och σ_3 , se Figur 5. För att få en jämförelse med belastningsutvecklingen måste dock hållfastheten uttryckas som funktion av B/H. Antas linjärelastiska förhållanden så styrs spänningsfördelningen i pelaren (dvs σ_1/σ_3 -förhållandet) av randlasterna och av geometrin. I mitten av en någorlunda slank pelare dominerar geometrin, som i sin tur kan uttryckas med formfaktorn B/H. Hoek och Brown redovisar diagram för hur detta kan utnyttjas för att bestämma en medelhållfasthet över pelartvärsnittet som funktion av B/H. De anger även att detta värde kan användas som mått på pelarhållfastheten (Hoek och Brown, 1980, sid 205). För aktuellt B/H-intervall kan sambandet approximeras med en rät linje med ekvationen:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_c} = 0.083 \frac{B}{H} - 0.03 \quad (4)$$

Sammanfattar vi, så gäller för prognosen följande:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}; \quad \sigma_1 = 260\sqrt{s}; \quad \frac{\sigma_3}{\sigma_c} = 0.083 \frac{B}{H} - 0.03$$

Där σ_1 och σ_3 nu avser pelarhållfasthet respektive medelinspänning. Resultat av analysen exemplifieras i Figur 6.

6 PELARFORMELN

Den tidigare nämnda, linjära pelarformeln har formen:

$$\sigma_{pf} = \sigma_{p1} \left(0.778 + 0.222 \frac{B}{H} \right) \quad (5)$$

där σ_{pf} = pelarhållfastheten
 σ_{p1} = pelarhållfastheten vid B/H = 1

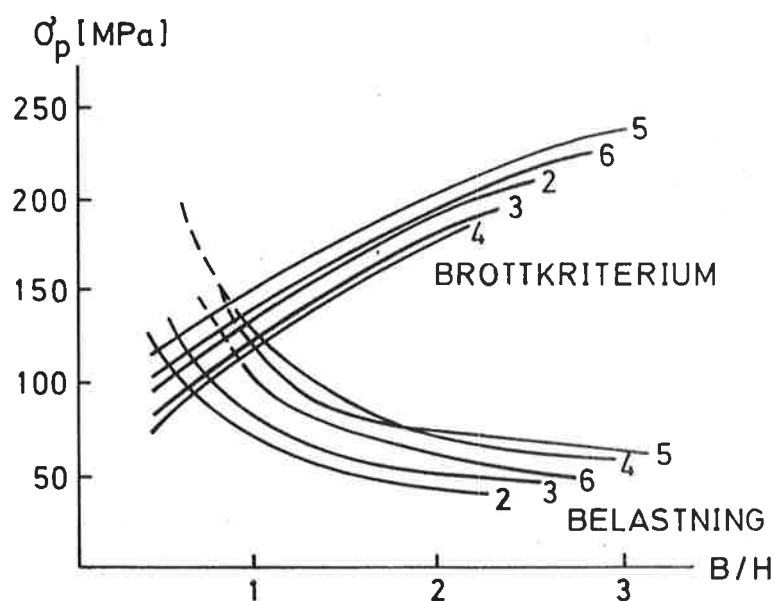
Liksom tidigare antas σ_{cm} enligt Tabell 1. För enaxiell tryckning, vilket vi antagit σ_{cm} motsvara, gäller approximativt:

$$\begin{aligned} B/H &= 1/3, \text{ vilket ger:} \\ \sigma_{p1} &= 1.17\sigma_{cm}, \text{ ty} \\ 1/(0.778 + 0.222 \cdot 1/3) &= 1.17 \end{aligned}$$

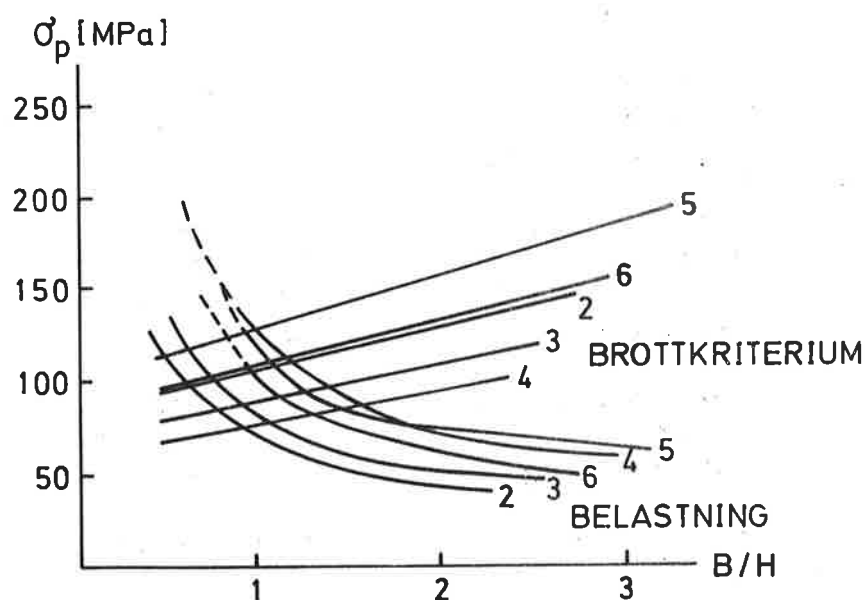
Alltså kan (5) skrivas:

$$\sigma_{pf} = 1.17\sigma_{cm} \left(0.778 + 0.222 \frac{B}{H} \right) \quad (6)$$

Resultat av prognos med pelarformeln återges i Figur 7.



Figur 6. Prognos med Hoek-Browns brottkriterium. Siffrorna anger mellanskivans nummer.
Prediction using the Hoek-Brown failure criteria. Numbers refer to stope number.



Figur 7. Prognos med linjär pelarformel. Siffrorna anger mellanskivans nummer.
Prediction using the linear pillar equation. Numbers refer to stope number.

Hittills har ingen information från observationerna i slutstadiet nyttjats. Innan vi gör jämförelsen med det verkliga utfallet krävs ett viktigt antagande; Pelarna måste antas ha uppnått sin maximala bärförmåga i det skede då brytningen upphörde. Fortsatt brytning skulle med detta antagande ha lett till global sönderbrytning av pelarna. Detta inträffade i ett fall (rum 7). Det kan på goda grunder antas att gränsen var mycket nära även för övriga rum.

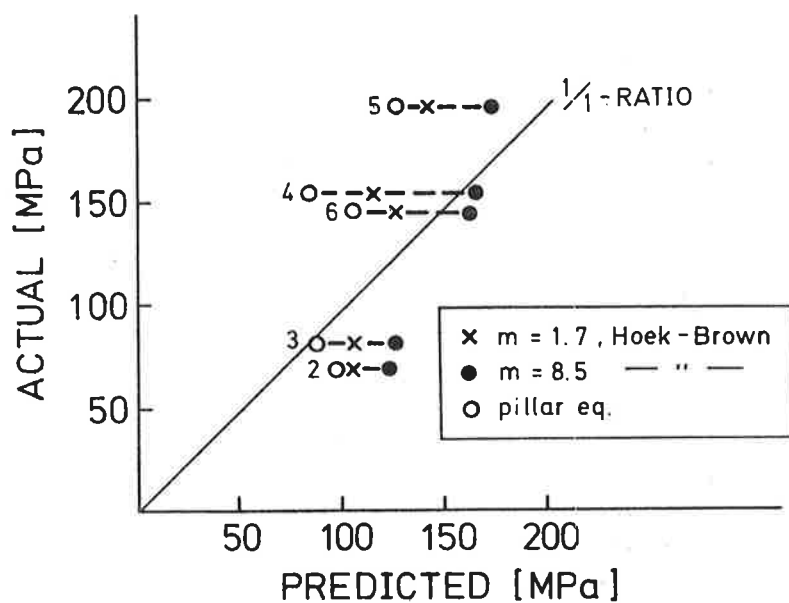
Figurerna 8 och 9 visar en jämförelse av prognoser och utfall för parametrarna σ_{pf} respektive B/H. För pelarhållfastheten, Figur 8, så konstateras en överskattning för rummen 2 och 3, och en underskattning för rum 4, 5 och 6. En viktigare iakttagelse är att spridningen i utfallet (grovt sett i intervallet 75-200 MPa) är betydligt större än i prognoserna. Några synpunkter på detta ges i nästföljande avsnitt. Förhållandet B/H, Figur 9, visar på mindre spridning mellan de olika mellanskivorna. För aktuella pelardimensioner motsvarar avvikelserna mellan prognos och verklighet en osäkerhet på ungefär ± 1 skiva (skivhöjd 3.5-4 m).

Prognos kontra utfall

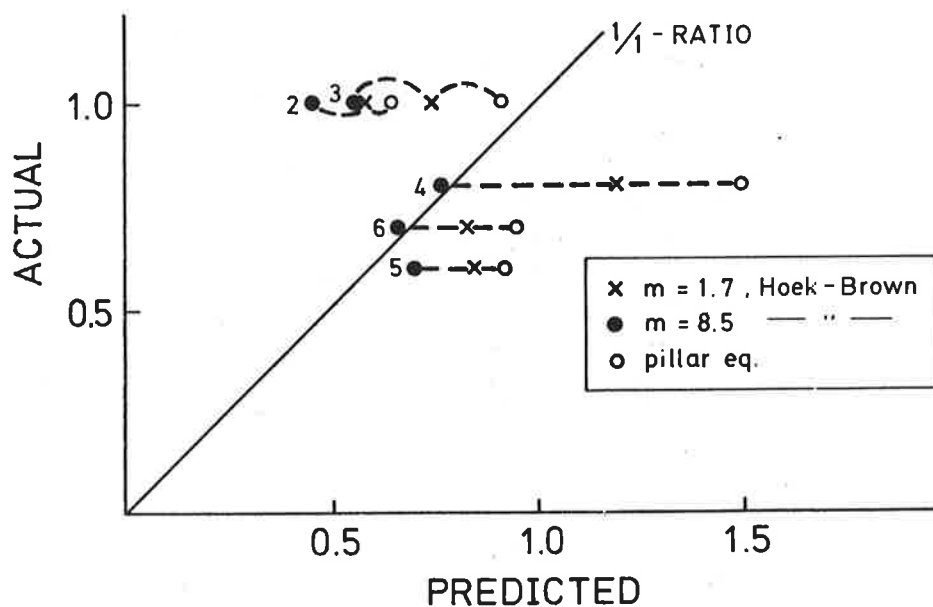
Ovan noterades en oväntat stor spridning i observerade pelarhållfastheter, jfr. Figur 8. Det finns några faktorer, förutom geologiska variationer, som kan bidra till detta. Vi bör först erinra oss att observationerna i slutstadiet inskränker sig till dimensioner och skador. Belastningsutvecklingen har däremot beräknats med modeller kalibrerade mot Stadium 2. Figurerna 6 och 7 visar att belastningen i aktuellt skede, dvs i intervallet $0.5 < B/H < 1.0$, ökar dramatiskt. Effekten blir stora förändringar av beräknade pelarhållfastheter för små ändringar av pelargeometrin. Av samma skäl gäller omvänt att slutlig pelardimension kan predikteras med god precision.

Resultaten antyder också ett djupberoende sådant att pelare på djupet har högre hållfasthet än övriga. Detta styrker en tidigare misstanke att det randvillkor i form av primärspänningar varpå alla beräkningar bygger, kan vara behäftat med fel (primärspänningarnas ökningstakt överskattad).

En tredje faktor är geometrin, globalt och lokalt. Alla analyser är tvådimensionella, medan malmens längd är begränsad. 3D-analyser av Borg (1984), har visat att



Figur 8. Prognos kontra utfall - pelarhållfasthet.
Predictions versus observations - pillar strength.



Figur 9. Prognos kontra utfall - bredd/höjd-förhållande
Predictions versus observations - width-to-height ratio.

detta kan ge betydande fel på grund av den spännings-avlänkning som sker runt malmens ändrar. Denna felkälla kan för pelarhållfastheten ge en överskattning som ökar med djupet, eftersom malmlängden minskar med djupet, jfr Figur 1. Lokalt gäller att malmbredden (dvs pelarhöjden) och i mindre grad även mellanskivans höjd (dvs pelarbredden) varierar i slutstadiet. Arbetets omfattning tillät inte att dessa variationer beaktades.

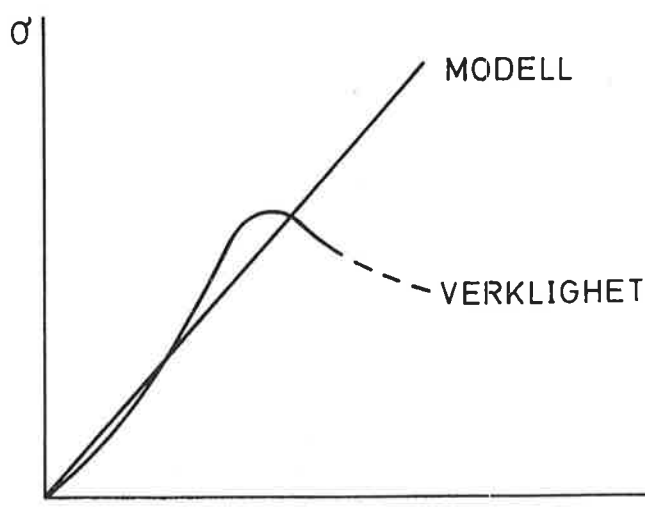
Hållfasthet och brytningsteknik

Problemen med att i praktiken definiera och precisera begrepp som hållfasthet och sönderbrytning berördes tidigare. Att - som här - relatera till driftmässiga konsekvenser är praktiskt användbart och egentligen enda alternativet. En nackdel är dock att brytningstekniken förändrats "under resans gång", vilket indirekt påverkar resultaten. Prognosen bygger på brottobservationer som delvis är mer än 10 år gamla. Tekniken att förebygga och kontrollera instabiliteter har successivt förbättrats sedan dess. Att kvantitativt korrigera för detta i analysen är knappast möjligt. Ett gott exempel är Rum 4 i Näslidengruvan, där kabelbultning infördes inför slutbrytningen. Gruvans bedömning var att den åtgärden väsentligt förbättrade stabiliteten.

Giltighetsområden för modeller och brottvillkor

Prognoserna förutsätter att bergmassan uppför sig linjär-elastiskt fram till slutstadiet, och att detta stadium motsvarar maximal pelarbelastning. Kunskapen om när, var och i vilken omfattning överbelastning sker är egentligen begränsad (detta sagt med all respekt för det omfattande arbete som i fallet Näsliden genom åren lagts ner på just denna problematik). Kärnpunkten i problemet är modeller-nas giltighetsområden, vilket kan illustreras med Figur 10. En viktig informationskälla i sammanhanget är de bergspänningsmätningar som gjordes i Rum 3, i ett skede ungefär sammanfallande med Stadium 2. Analyserna kalibrerades bl a mot dessa mätningar, varför vi kan anta god giltighet fram t.o.m Stadium 2. Spänningsnivåerna i slutstadiet är dock generellt ungefär en faktor 2 högre än i Stadium 2.

Giltigheten i modellresultaten beror självfallet av vilken parameter som betraktas. När det gäller pelarbelastningen - som ju endast definieras som den genom pelaren överförda lasten dividerad med pelarens tvärsnittsarea - kan vi anta att modellerna ger acceptabla resultat även i sena stadier. Detta följer av att den globala kraftjämvikten över gruvan måste upprätthållas (så länge deformationerna är måttliga). Betraktar vi däremot spänningsfördelningen i pelaren så blir situa



Figur 10. En enkel illustration av problemet med modellers giltighet i olika stadier av belastning.

An illustration of the classical problem of model validity in different stages of loading.

tionen annorlunda; Även små störningar i pelarens randvillkor, t ex lokala instansningsbrott nära pelarhörnen eller närvaro av en lastutjämnande kontaktzon, kan drastiskt påverka inspänningsgraden (väsentligen σ_3) utan att totallasten behöver påverkas. Därmed finns risk för att modellernas giltighetsgränser överskrids för denna parameter.

Problemet med modellernas giltighetsområden har konsekvenser med avseende på relevansen hos de brottvillkor som appliceras. När det gäller pelarformeln så syftar denna enbart till att underlätta extrapolering av hållfastheten, observerad under en uppsättning förhållanden, till förväntad hållfasthet under andra förhållanden.

Parametrarna i formeln (σ_{p1} och B/H) kan kallas globala i den meningen att de antas återspegla den samlade effekten av ett antal svårbestämda faktorer. Enda kravet för att applicera formeln i vårt sammanhang är att modellerna i alla stadier ger korrekta värden på pelarbelastningen. En nackdel med detta betraktelsesätt är att det inte bidrar till den fysikaliska förståelsen för händelseförloppet.

Användandet av Hoek-Browns brottvillkor, å andra sidan, bygger på att spänningsfördelningen i pelaren är känd.

Enligt resonemanget ovan kan detta ifrågasättas, tex med avseende på inspänningsgraden som i brottvillkoret uttrycks av σ_3 . Därmed löper vi risken att förfarandet blir principiellt felaktigt. Paradoxalt nog kan prognosen ändå bli bra, eftersom vi kalibrerar mot observationer. Eventuella fel i själva ansatsen kan därvid kompenseras med motsvarande fel i baklängesberäknade parametrar. Brottvillkoret har då reducerats till ett slags hjälplinje för extrapolering.

9 SLUTSATSER

- 1) För de för gruvan karakteristiska, spänningsinducerade brotten i rumstak och fronter, under approximativt oinspända förhållanden, fås en genomsnittlig hållfasthet på 89 MPa. Detta motsvarar en tredjedel av hållfastheten i laboratorieskala.
- 2) Mellanskivornas slutliga dimensioner och hållfastheter har predikterats med två kriterier - en empirisk pelarformel och Hoek-Browns brottvillkor. De två metoderna ger rimliga och likartade resultat.
- 3) Noggrann bestämning av hållfasthetsdata genom observationer i tidigare brytningsstadier har väsentligt större betydelse än valet av brottkriterium, för möjligheterna att göra prognoser för slutstadiet.
- 4) Mellanskivornas slutliga tjocklek kan prognosticeras med en noggrannhet på ca ± 1 skiva. Denna relativt goda precision förklaras av en snabb belastningsökning i aktuellt skede. Av samma skäl blir både prognoser och efterhandsbestämningar av pelarhållfastheten behäftade med betydande osäkerheter.
- 5) Studien av slutstadiet i Näslidengruvan aktualiserar den klassiska frågan om giltighetsområden för bergmekaniska modeller.

SUMMARY

Strength characteristics and final pillar dimensions were predicted for five crown pillars in the Näsliden Mine in Northern Sweden. Predictions were based on existing results from comprehensive numerical modelling, calibrated against field observations in earlier stages of mining. To calculate pillar strength values, two different methods were applied. One was based on the wellknown Hoek-Brown failure criteria. The other was an empirical pillar strength formula. Both methods account for the variation of pillar strength with slenderness. In both cases, the unconfined rock mass compressive strength served as the key input parameter to the calculations. Values of this

parameter were obtained from analysis of roof failures, previously observed in the cut-and fill stopes.

Field observations during the stage of mining when crown pillars were trimmed to final dimensions allowed comparisons to be made between predicted and actual final pillar dimensions. Furthermore, conservative estimates of actual pillar strengths were obtained from back calculations. It was found that the pillar dimensions, in this case corresponding to width-to-height ratios of 0.6-1.0, could be predicted with good accuracy. The actual pillar strength values were scattered and deviated from predictions by on average 35%. A further conclusion was that the choice of method to calculate pillar strength was of less significance with respect to the final result, as compared to the choice of rock mass strength values determined from field observations.

REFERENSER

- Borg, T. 1983. Prediction of rock failures in mines with application to the Näsliden Mine in Northern Sweden. Doctoral Thesis 1983:26D, Luleå University of Technology, Luleå.
- Borg, T. 1984. Tredimensionella (3D) och tvådimensionella (2D) boundary elementberäkningar av Näslidengruvan. Rapport, Boliden Mineral AB.
- Borg, T. och Krauland, K. 1983. Stabilitetsprognos för Näslidengruvan. BeFos Bergmekanikdag 1983, sid 119-130. Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Stockholm.
- Borg, T. och Agmalm, G. 1988. Erfarenheter från prognos av brytningsförhållanden i Näslidengruvan. BeFos Bergmekanikdag 1988, sid 73-85. Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Stockholm.
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1980. Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Nyström, A. 1988. Slutstadiet i Näslidengruvan - en bergmekanisk dokumentation och analys. Examensarbete 1988:125E, Tekniska Högskolan i Luleå.
- Obert, L. and Duvall, I.W. 1967. Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. John Wiley and Sons, New York, 646 pp.
- Stephansson, O. and Jones, M. (Eds.) 1981. Proc. Conf. on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Luleå, June 1-3, 1981, pp 133-271. Institution of Mining and Metallurgy, London.

DISKUSSION

Bengt Leijon: Vi är precis ett föredrag försenade. Jag tycker att vi ändå tar oss tid med en kort diskussion. Kan vi kanske också göra så att vi tar frågorna i föredragsordning. Har vi några frågor till Ove Stephansson angående Oscarprojektet?

Norbert Krauland: Det var en teknisk detaljfråga. Jag såg att det stod en rad att "... cellen är väl lämpad för bergspänningsändringsmätningar". Man har ju tidigare redovisat driften av den där cellens tidsberoende. Under hur lång tid har man använt den där cellen och har man kunnat kontrollera vilken avdrift man har?

Jan Israelsson: Jag kan bara säga att de celler som diskuterades för några år sedan inte var temperaturhårdade från början utan det fick då användaren göra i sådana fall. Det är inte fallet nu för tiden. Nu köps de färdigt temperaturhårdade varför den delen av avdrift kan frånräknas dem. Sedan hade vi ett antal s k dummyceller för att kontrollera avdriften. Och jag vet bara att avdriften var liten.

Bengt Leijon: Tack. Har vi några frågor på föredraget om datoriserade databanker för gruvors konstruktionselement, eller på det sista föredraget om Näsliden?

Om så inte är fallet så vill jag å G 2000's vägnar tacka för att vi har fått presentera våra arbeten här idag.

ANLÄGGNINGSARBETEN I SVERIGE OCH UTOMLANDS
Construction work in Sweden and abroad

TUNNELDRIVNING I VITTRAD GNEJS VATTENKRAFTVERK I NORRKÖPING

**Tunnelling in a weathered gneissic rock mass
for a hydro electric power station at Norrköping**

**Fil dr Nils Granlund
Civilingenjör Lars Lundström**

INLEDNING

Staden Norrköping grundlades på 1600-talet. En förutsättning för detta och den industriella expansionen var Motala Ström.

Det äldsta kraftverket för elproduktion är Drags från 1906. Idag finns det i denna del av Motala Ström sex relativt ålderstigna kraftverk med 16 aggregat och med en effekt av 17 MW. Holmens Kraft AB som äger alla kraftverken har funnit det orealistiskt att rusta upp de gamla stationerna och ersätter nu dessa med en ny station med ett aggregat som max ska leverera 24 MW. För att störa så lite som möjligt i den känsliga miljön i centrala Norrköping har stationen med tillopp och utlopp förlagts i berg. En tilloppstunnel på 300 m startar strax uppströms det "berömda" Norrköpingsfängelset. Avloppstunneln som är 500 m mynnar ut strax nedströms Gamla bro. Bägge tunnlarna har ca 130 m² tvärsnittsarea, se Fig 1. Arbena som utförs av Skanska påbörjades 1988 och kraftverket ska tas i drift under 1990.

Föreliggande redogörelse berör enbart den ingenjörgeologiska delen av bygget. Tidigare erfarenheter av tunneldrivning i området finns från den 7 km långa mindre tunneln för sötvatten ut till Bravikens pappersbruk. Denna tunnel drevs 1976 och efter flera ras reparerades tunneln 1987. Rasen har tidigare redovisats på Bergsprängningskommittén. Orsaken till rasen var bergmassans speciella uppbyggnad med svaghetszoner med svällningsbenägna lermineral i sprickorna och otillräcklig förstärkning för detta.

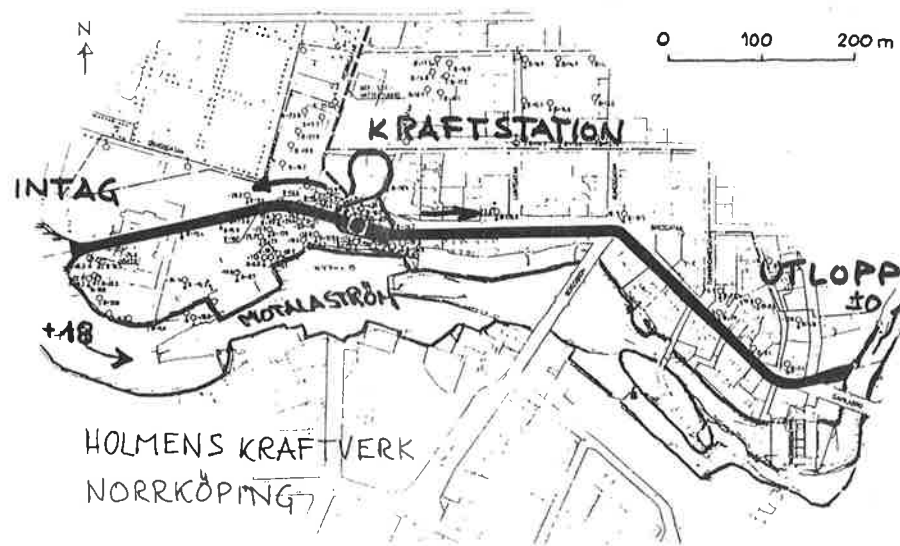


Fig 1 Holmens kraftverk utförs under det centrala Norrköping

Holmen Hydroelectrical Power Station is built underneath the city of Norrköping

BERGFÖRHÅLLANDEN

Berggrunden i området är mycket gammal även med geologiska mått mätt. Det vi idag ser är resterna av en bergskedja som bildades för 2 000 miljoner år sen och som sedan dess genomgått många migmatiseringsfaser, dvs tryck och temperatur har knådat till bergmassan. Det är bottenresterna av detta vi nu ser. Bergmassan har sedan påverkats mer eller mindre av vittringsprocesser under de årmiljoner som gått. Bergarten är en gnejs med pegmatitådror och som nämnts är den delvis kraftigt omvandlad. Tunna lerfyllda sprickor är vanliga. Det förekommer cm-breda zoner med delvis till ler omvandlat berg.

I vår prognos över bergförhållandena i föreliggande område trodde vi att bergmassan skulle skifta mer. Bättre och helt friska partier skulle avlösa partier med sämre berg. Så har inte varit fallet. Friskt berg finns inte inom området. Stora biotitpartier förekommer vilka ofta är omvandlade till en mjuk massa ibland med rikligt av klorit. Nästan alla sprickor har en beläggning av lera och lerzoner om 2-5 cm bredd förekommer då och då. På grund av leran i sprickorna finns det knappast någon vattenföring alls i bergmassan. Vi har tagit prov på leran i zonerna. Proverna har analyserats på lermineral (av SGU). Hälften av zonerna innehåller svällande lermineral, såsom smektit och illit. För att få en uppfattning om zonernas svällande egenskaper har prov utförts på lerans svällningsbenägenhet (av SGI). Svällningsbenägenheten har befunnits låg men det ekvivalenta konsolideringstrycket högt. Det kan bero på att leromvandlingen har skett i botten av den höga bergkedjan för tusentals miljoner år sen. Bergkedjan är numera nedvittrad och dess tryck är borta. Kanske förklarar det den "överkonsoliderade" leran i zonerna. Leran är således benägen att suga åt sig vatten, dock utan att svälla nämnvärt.

Lerans vattenupptagning innebär en minskning av hållfastheten i bergmassan. Under torra förhållanden dvs under byggperioden sker obetydlig upptagning av vatten. Detta gör att redan efter kort tid efter utsprängning intar bergväggen i torrt tillstånd ett falskt intryck av hårt och fast berg. Därför är det av stor betydelse att bedömning av bergmassans hållfasthetsegenskaper sker så fort som möjligt efter utsprängningen.

Berget delades in i 4 bergklasser med klass 1 såsom relativt friskt och stabilt berg och klass 4 som kraftigt vittrat berg med ogynnsamma spricksystem och zoner. Såsom nämnts ovan förekom ej klass 1 men desto mer berg av klass 3 och även klass 2.

BERGFÖRSTÄRKNINGAR

Det stod klart redan under projekteringsskedet att bergförstärkningarna skulle bli relativt omfattande. Det var därför angeläget att utarbeta bergförstärkningsmodeller som var väl produktionsanpassade och som möjliggjorde snabba besked till arbetsplatsen om permanenta förstärkningsinsatser. De förstärkningstyperna bestämdes så att de för drivningen nödvändiga åtgärderna lätt kunde kompletteras till permanenta förstärkningar. Redan vid drivning av nedfartstunneln var det svårt att uppnå stabila förhållanden. Stora sjok ifrån tak ville störta ner. På sådana avsnitt förbultades berget med tätt placerade långa bultar parallella med tunneln (sk spiling) och förstärkning med bultar och sprutbetong måste göras innan sprängning till full sektion.

Planerade förstärkningar

På basis av erfarenheter från tidigare nämnda sötvattentunnel och från nedfartstunneln upprättades de olika förstärkningsmodellerna för in- och utloppstunnlarna. Tunnlarnas tvärsnitt framgår av Fig 2 som sprängdes ut med ett galleri och en pall.

Fig 3 visar de typer som bestämdes för berg av klass 3 och 4. D och P i figurerna betyder Driftskede resp Permanentskede, GS står för Gynnsam sprickorientering, OG för Ogynnsam sprickorientering.

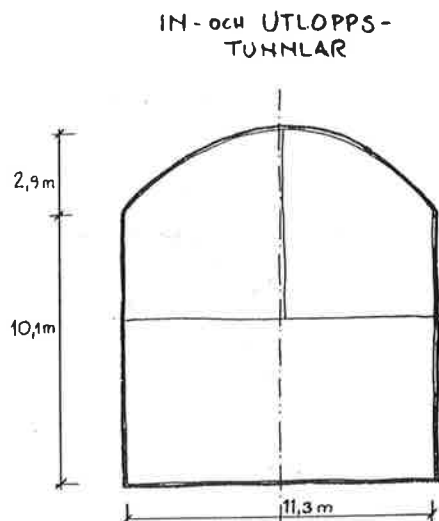


Fig 2

In- och utloppstunnlarnas tvärsnitt, area ca 130 m^2 . Dessa tunnlar sprängdes ut med galleri och en pall.

A cross-section of the inlet and outlet tunnels, area abt 130 m^2 . These tunnels were driven with a top gallery and one bench.

BERGKLASS 3

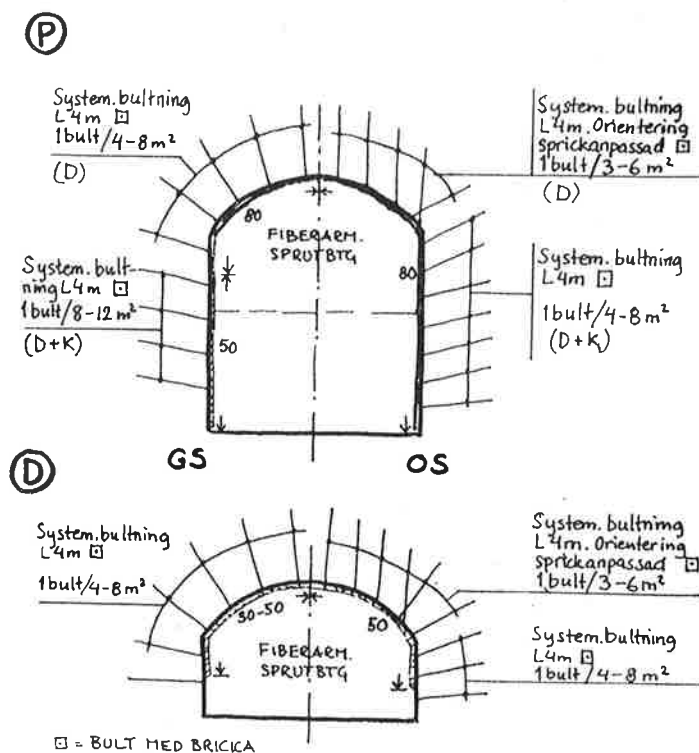
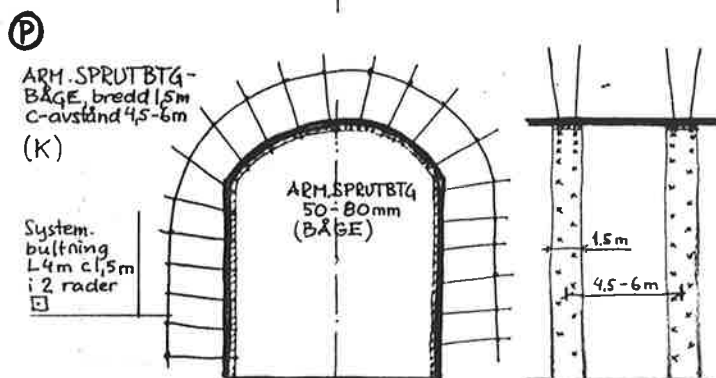
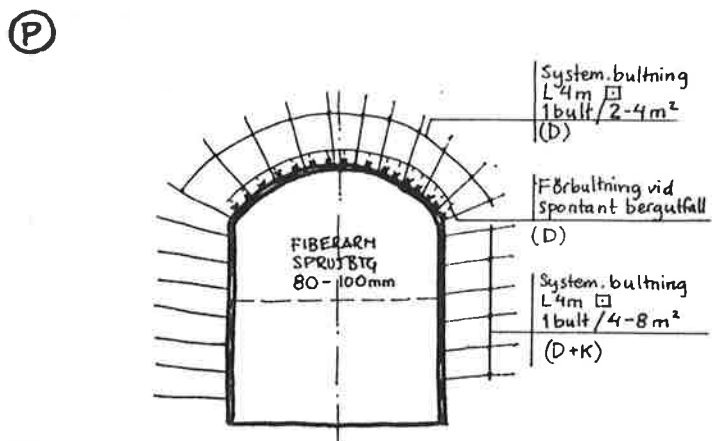
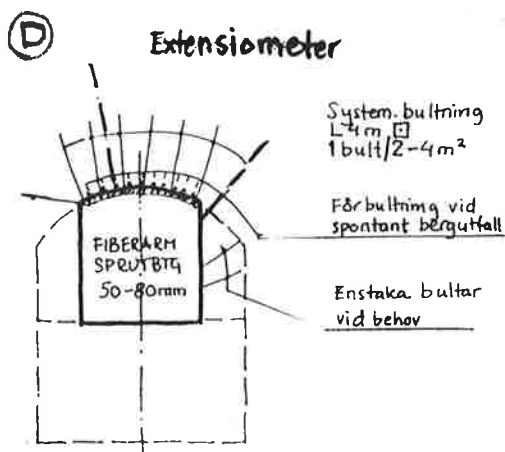
60 kg fiber/m³ btg

Fig 3

Förstärkningsmodeller för bergklasserna 3 och 4, in- och utloppstunnlarna.

Rock reinforcement models corresponding to rock classes 3 and 4, applied in the inlet and outlet tunnels.

BERGKLASS 4



Eftersom stora delar av tunnarna förmodligen behövde förstärkas nära fronten med armerad sprutbetong bestämdes att använda våtsprutad fiberbetong som snabbt kan anbringas. Mängden fiber (Dramiz ZC 30/0.5) var 60 kg per m³ betong.

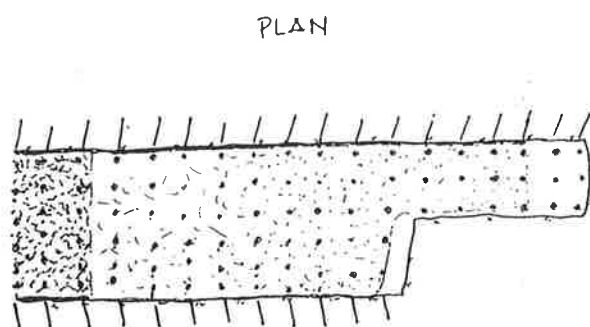
Vid bergklass 4 planerades drivningen ske med pilotort med förstärkning av taket före utvidgning till full bredd.

Vi bedömde det som väsentligt att följa rörelserna i berget genom att från pilotorten installera extensiometrar och mäta förändringarna.

Särskilt bultade sprutbetongbågar med konventionell armering ingick i modellen vid bergklass 4.

Utförda förstärkningar

Med hänsyn till behovet av förstärkning före utvidgning till full sektion samt för att få en god flexibilitet att möta olika förstärkningsbehov från salva till salva valde entreprenören att driva in- och utloppstunnarna med släpande stross, se Fig 4.



DRIVNING AV IN- OCH UTLOPPS- TUNNAR, GALLERIORT

SPRÄNGNING: SLÄPANDE STROSS
2-5 salvor

BULTNING: VID FRONT

SPRUTNING

1 PÅSLAG: 1-3 salvor BAKOM FRONT

FULL TJOCKLEK: ca 40 m —

Fig 4 Drivning av galleriet för in- och utloppstunnar utfördes med släpande stross.

The gallery of inlet and outlet tunnels were driven with one half of the tunnel driven in front of the other half which is stoped 2 to 5 rounds behind the front.

När omfattning av förstärkningen vid fronten blev stor kunde man driva ett antal strossningssalvor tills en ny pilotsalva kunde sprängas igen.



Fig 5 Normal omfattning av bergförstärkning i in- och utloppstunneln.

The normal amount of reinforcements applied in the inlet and outlet tunnels.

Bergförhållandena dokumenterades allteftersom av Skanskas driftpersonal i samarbete med Hagconsult varvid berget indelades i de på förhand uppgjorda klasserna.

Gnejserna var genomgående påverkade genom vittring, ofta inte bara längs sprickorna utan också bergarten. Även om vissa skivor, stråk, förekom med friskare berg, klass 2, var dessa ändå ofta inte tillräckligt omfattande för att ge stabilare förhållanden. Den dominerande bergklassen låg mellan 2 och 3. Bergklass 3 beskrevs som "Mestadels vittringspåverkade bergblock. Blockigt eller skivigt berg, blockstorlek mestadels mindre än 0,2 m. Normalt 2-3 spricksystem. Oftast ler i sprickorna, sprickvidd normalt max ca 3 mm. Sprick- eller krosszoner kan förekomma, bredd mindre än 2 m."

I Fig 5 visas den normala omfattningen av förstärkningen i in- och utloppstunnelarna. Utöver den visade förstärkningen kommer extra bultning vid ogynnsamma sprickkonstellationer.

SUMMARY

In the city of Norrköping, work is currently being carried out on the replacement of 6 outdated hydroelectric power stations by a new 24 MW plant. The new plant has 1000 m long inlet and outlet tunnels excavated in rock, with cross-sectional areas of about 130 m².

The existing 7 km long rock tunnel for supplying freshwater to a paper mill collapsed some years earlier as a result of infill swelling in fissures in the surrounding gneiss rock. The water had had a lubricating effect on the fissure surfaces.

The gneiss in the area is of precambrian age, and the quality of the rock in situ has deteriorated as a result of weathering. There are no occurrences of fresh hard rock along the tunnel alignment, and the minerals are often separated from each other. The biotite occurs in the form of lenses, which have been either partially or completely decomposed to form chlorite or some other clay-like substance. The fissures are normally found to contain thin layers of clay, which on closer examination by means of swelling tests has been found to consist of illite and smectite. In many samples, the swelling disposition was found to be low, although the equivalent consolidation pressure was high. This means that the minerals in the fissures tend to absorb water from their immediate surroundings, thereby having a lubricating effect on the rock surfaces in the fissures.

Four rock mass classes were chosen, which correspond to 4 different reinforcement models for the inlet and outlet tunnels. The gallery was driven with half the tunnel 2 to 5 rounds ahead of the other. This provided adequate flexibility to ensure that the various reinforcement requirements could be met, and at the same time minimized the disruption on excavation caused by reinforcement works. The normal tunnel reinforcement consists of grouted rock bolts and steel fibre-reinforced shotcrete.

RAS I UTLOPPSTUNNELN VID NORRÄNGE KRAFTVERK

Collapse of a section in the tailrace tunnel at Norränge power station

Anders Heiner, VBB
Håkan Stille, SKANSKA

Inledning

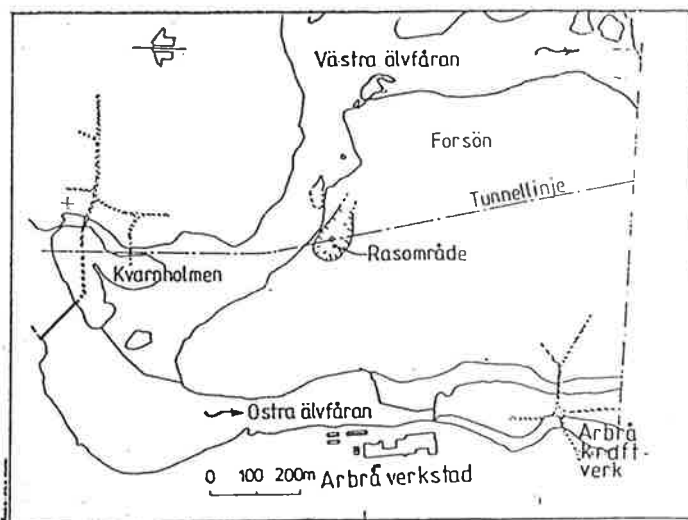
Norränge kraftverk i Arbrå utnyttjar fallhöjden 21 m i Ljusnan mellan Kyrksjön och Flästasjön. Anläggningen som ägs av Hälsingekraft har en installerad kapacitet på 50 MW och färdigställdes 1963. Kraftverkets utloppstunnel har en höjd av 14 m och en spännvidd på 13 m, dvs en area på ca 180 m². Tunnelns längd är ca 2 km varav nedströmsdelen passerar under Forsön som delar Ljusnan i två älvfåror. Tunnelutloppet ligger i södra ändan av Forsön, Figur 1.

Den 2 augusti 1989 upptäcktes ett ca 2 m² stort hål i marken på en motionsslinga som går fram ovanför tunneln. Beräkningar av förlusterna i tunneln visade på en något reducerad tunnelarea. Det stod klart att ett ras i tunneln inträffat och VBBkonsult som projekterat kraftverket anlätades för att i samarbete med SKANSKA AB återställa tunneln. Målsättningen var att kraftverket skulle kunna tagas i drift i början av november då kraftbehovet ökar och elpriset går upp.

Fig. 1

Utloppstunnels sträckning
under Forsön

The alignment of the tail-
race tunnel under Forsön



Tidigare undersökningar

I samband med projekteringen av kraftverket utfördes under åren 1959-1960 undersökningar av berggrundens beskaffenhet inom området för utloppstunneln. Undersökningarna innefattade seismiska refraktionsmätningar samt kärnborrhål.

Undersökningarna visade att tunneln skulle korsa en mycket sprickrik och delvis mylonitiserad zon med ett flertal grönstensgångar där sidoberget är kraftigt stört och kontakten till sidoberget leromvandlad. Tunnelsträckningen modifierades så att zonen skulle korsas i nära rät vinkel. Korsningspunkten förlades inne under Forsön.

Zonen hade undersökts med 9 seismiska profiler och två kärnborrhål. Den inmätning av raset som skedde omedelbart efter upptäckten visade att rasområdet låg i denna zon.

Utloppstunneln

Tunnel är utsprängd i en grov - till medelkornig granit-gnejsgranit som sporadiskt genomsätts av pegmatitgångar. Bergtäckningen över tunneln är ca 20 m. Berget är förutom vid rasområdet måttligt uppsprucket och av god kvalitet. Det dominerade spricksystemet har strykningen N 40°.

Utloppstunneln med sin höjd på ca 14 m och spännvidd på 13 m har ett mycket flackt tak. Tunneln drevs med en takort på 60 m² och pall på 120 m². Utförda förstärkningar fanns ej redovisade på relationsritningar. I samband med reparationsarbetena kunde man dokumentera hur tunneln förstärktes.

Tunneln i anslutning till rasområdet var förstärkt med systematisk bultning och sprutbetong på en sträcka av 30 m. På väggarna hade sprutningen utsträckts ytterligare uppströmsåt, på höger sida 20 m och på vänster sida 10 m. Tjockleken hos sprutbetongen uppmättes till mellan 20 och 50 cm. Sprutbetongen var dubbelarmerad med $\varnothing$ 6 mm nät c/c 200.

I anslutning till rasområdet var väggarna stabiliserade med ca 12 m långa och 9-10 m höga platsgjutna skivor med en tjocklek av 0,3-0,7 m. Hålet i taket var beläget till vänster om tunnels centrumlinje och ca 8 m från nedströmskanten av sprutbetongförstärkningen.

Omfattning av bultningen kunde grovt uppskattas till ca 1 bult per 2-4 m². Bultarna var av typ kamstål $\varnothing$ 25 mm. En sektion av tunneln visas i Figur 2.

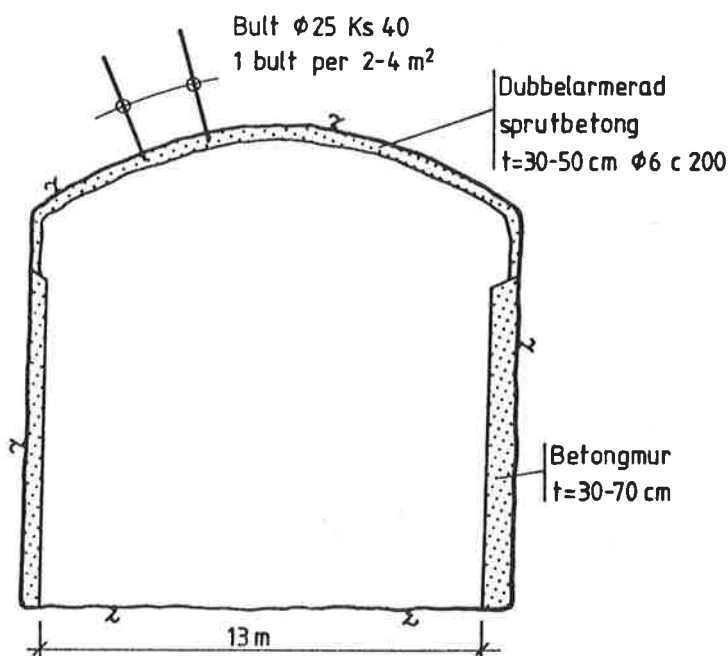


Fig. 2 Sektion av tunneln vid rasområdet och tidigare utförd förstärkning
Section of the tunnel at the collapse area and previously installed strengthening

Vid okulär besiktning verkade sprutbetongen vara av bra kvalitet och i ringa omfattning påverkad av erosion. För att närmare undersöka sprutbetongens och det bakomliggande bergets kvalitet borrades tolv kärnor $\varnothing$ 56 mm ut. Provpunkterna fördelades jämnt över tunneltaket. I åtta av proverna var kontakten sprutbetong-berg intakt. Berget var i samtliga provpunkter uppsprucket och bestod i tre av punkterna av breccierad granit, i två av grönsten och i de resterande punkterna av granit. Vid borrningen påträffades vatten i kontaktzonen. Detta dränerades dock snabbt ut. I flertalet av proverna var sprutbetongen genomslagen av en spricka ca 20 cm från ytan. Det var svårt att avgöra om sprickan uppkommit i samband med utborrningen eller om den orsakats av skjuvning i samband med raset.

Vid borrning genom väggskivan på vänster vägg upptäcktes kaviteter bakom denna. Vidhäftningen mellan sprutbetongen och bergytan uppströms om väggskivan var på stora delar dålig.

De utborrade sprutbetongproverna undersöktes vid Stockholms Gatu-kontor, Materialprovningen, med avseende på densitet, tryck- och draghållfasthet samt vidhäftning

Resultatet av provningen visar att sprutbetongen har en ojämn kvalitet. De stora skillnaderna i tryckhållfasthet, 24-62 MPa, beror troligen på acceleratortillsats i varierande grad vid betongsprutningen. Draghållfastheten i sprutbetongen är något låg, 0-3-0,6 MPa, medan den uppmätta vidhäftningen berg-sprutbetong är god.

Bergets karaktär på rasplatsen

Vid besiktningen av raset efter läns-pumpning av tunneln visade det sig att hålet i tunneltaket hade en area på ca 25 m². Schaktet upp till bergytan var fyllt av jord och sten. Under hålet låg en ca 12 m hög vall av rasmassor. Hålet i taket täcktes nästan helt av ett stort block vars nederdel vilade på rasmassorna.

Kartering av berget i tunneln runt det sprutbetongförstärkta området visade på tre huvudsprickriktningar. En nära horisontell uppsprickning förekom vilka kunde följas genom hela tunneln. Förutom dessa finns brant stående spricksystem med Ö-V och N-S strykning. Sprickbilden i anslutning till rasområdet framgår av Figur 3.

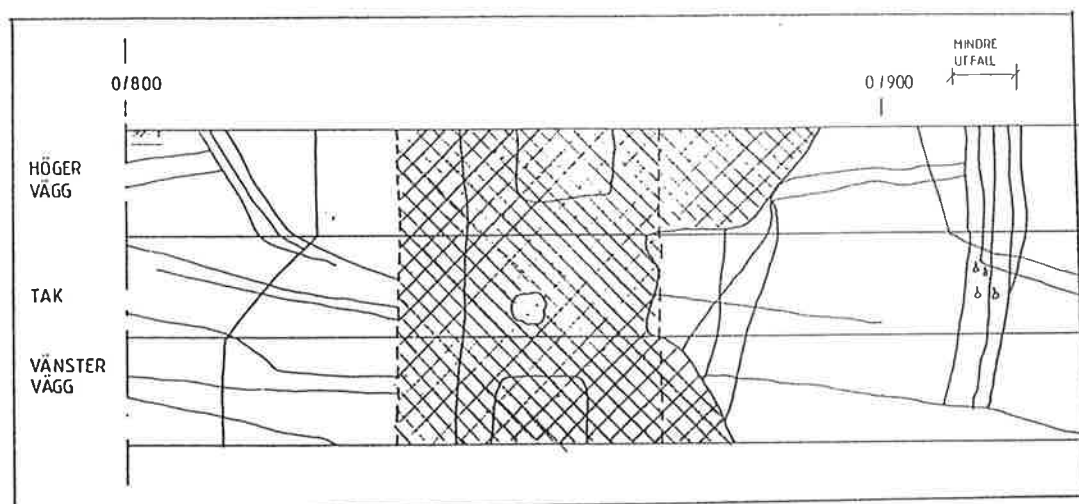


Fig. 3 Kartering av bergets sprickmönster vid rasområdet
Mapping of the joint pattern in connection to the collapse area

Berget täcks på raspartiet av ett nära 20 m mäktigt moränlager. Moränen överlagras av ett upp till 2 m tjockt lager med silt. De övre delarna av moränlagret är sandigt siltigt, men övergår mot djupet till en siltig bottenmorän. Moränen är blockrik och innehåller linser och skikt med sand och silt.

Hålet i bergytan var nära fyrkantigt med en area på ca 55-60 m².

Ett studium av den frilagda bergytan i rasområdet visar att den här rödaktiga grovkorninga graniten är genomslagen av en grönstensgång (amfibolit) med oregelbundna kalcitprickor. Grönstensgången står nära vertikalt och har strykningen N 80°. Raset hade inträffat i och skurit av denna zon. Figur 4 och 5 visar en kartering av bergytan respektive rashållets östra vägg.

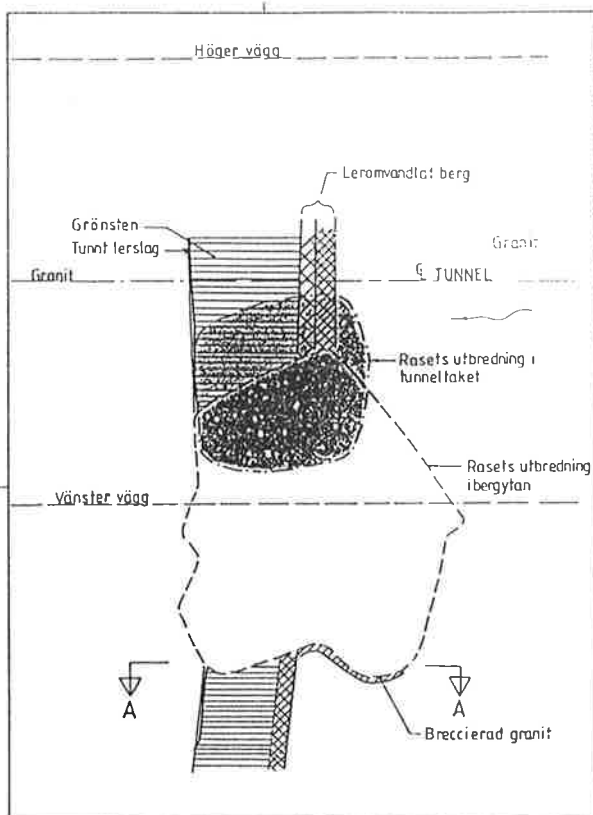


Fig. 4

Kartering av bergytan runt raset
Mapping of the rock surface at
the collapse area

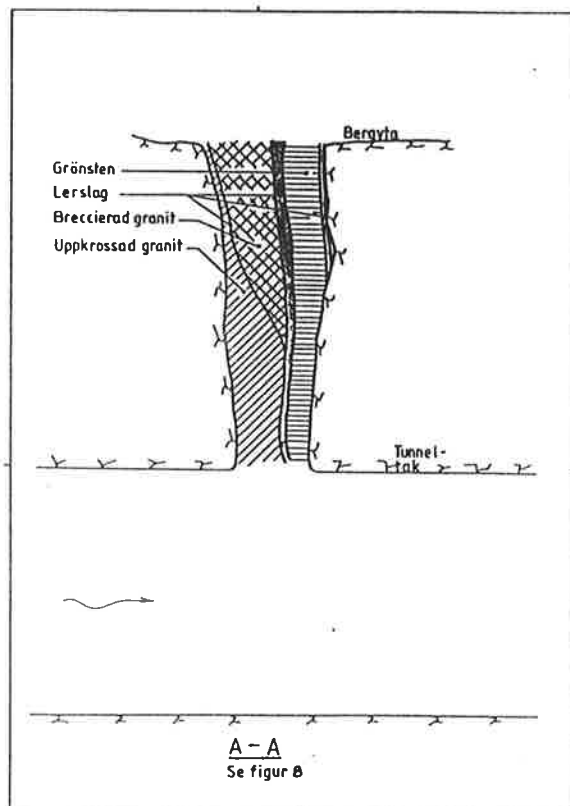


Fig. 5

Kartering av rashållets östra vägg
Mapping of the eastern wall of the
collapse chimney

Grönstensgången har över hålet i tunneltaket en bredd av 4 m och kontakterna mot graniten är leromvandlad. I uppströmskanten består den 1 m breda kontaktzonen av en 0,5 m bred zon av grå lera med bitar av uppkrossat berg, resterande del består av rödbrunt helt leromvandlat material. På andra sidan hålet har grönstensgångens bredd minskat till 2,3 m och lerzonens bredd till 0,5 m.

Grönstensgångens och lerzonens bredd minskar med djupet samtidigt som partiet med uppsprucken och breccierad granit ökar i bredd.

Lerans svällegenskaper bestämdes med svälltrycks- och fri svällningsförsök. Den röda leran gav ett svälltryck på 0,4 MPa och en fri svällning av 150% och den grå leran ett svälltryck av 0,16 MPa och en fri svällning av 150%. Båda materialen är att betrakta som mellanaktiva.

Läckage av grundvatten till tunneln förekom endast lokalt och med små vattenmängder. Analys av läckvattnet visade att det ej var aggressivt.

Arbetena med förstärkning av rasområdet

Förberedande arbeten

När hålet i marken över tunneln upptäcktes spärrades området av och en fångdamm började byggas vid utloppet för att möjliggöra länspumpning av tunneln. Samtidigt påbörjades schaktning i anslutning till hålet för att frilägga bergytan för inspektion. Innan berget var frilagt kom de 20 m djupa schakten att omfatta ca 80 000 m³.

När länspumpningen påbörjats kunde den första inspektionen av rasområdet ske med hjälp av en roddbåt. Länspumpningen av tunneln tog tre veckor varefter väggar och tak skyddsskrotades från utloppet och in till rasområdet.

Bortsett från en zon nära utloppet och i anslutning till raset hade selektiv bultning använts som permanent förstärkning. Vid rasområdet var berget som nämnts förstärkt med systematisk bultning och sprutbetong. Vid skrotningsarbetet kunde relativt få block tas ned. Bergskivor som fallit ut när kraftverket varit i drift påträffades lokalt. Bergskivorna som har en tjocklek av 1-3 dm med areor upp till 5 m² har fallit ut där flackt stupande sprickor går upp i taket.

Sedan viss förstärkning i form av bultar installerats från ytan påbörjades bortschaktningen av rasmassorna under hålet i tunneltaket. När det stora blocket som satt som en plugg i hålet avlägsnats rann de vattendränkta jordmassorna snabbt ut och schaktväggarna blottades.

Förstärkning av rashålet

Rashålet förstärktes som nämnts först med bultar och stag från bergytan. Principen var att först sätta ca 9 m långa $\varnothing$ 25, Ks 40, ingjutna bultar med varierande lutning runt hålet för att säkra storstabiliteten i hålets övre del. Därefter stabiliserades hålets nedre del med långa ingjutna stag typ GWS, $\varnothing$ 26, i 50-77° lutning, även de monterade från bergytan.

Totalt sattes 39 ingjutna bultar av typ KS 40 samt 13 GWS-stag med längder mellan 11 och 21 m.

Nedfall från hålets väggar gjorde att dessa måste förstärkas innan arbetena med att reparera tunneltaket kunde påbörjas. Skrotning och förstärkning utfördes från en plattform med början vid bergytan så att man hela tiden hade förstärkt berg över sig.

Väggarna säkrades med drygt 100 st 3 m långa ingjutna bultar samt sprutbetong.

Förstärkning av tunneltaket

Den befintliga sprutbetongförstärkningen som var täckt av slam och alger rengjordes med sandblåstring. Taket systembultades därefter med ingjutna bultar $\varnothing 25$, Ks 40, c/c 1,5 m. Bultarna borrades 4 m in i berget och bultändan stack ut ca 0,25 m för att ingå i den kommande sprutbetongen. Hålet i tunneltaket täpptes igen med en 0,2 m tjock betongskiva belägen ca 0,5 m över tunneltaket. Skivan åstadkoms genom att sprutbetong applicerades på en finmaskig sträckmetall som monterats på ett enkelt fackverk av rör och gamla borrstänger.

Bultning runt hålet i taket utfördes därefter med ca 7 m långa kamjärn $\varnothing 25$, Ks 40, c/c 1,5 m. Bultarna monterades 6 m i berget och bockades så att ca 1 m kunde bli insprutad.

Sprutning från såväl tunneln som ovansidan av betongproppen i rashålet fortsatte därefter tills en ca 2,5 m tjock propp erhöles.

Stående armering i form 20 st $\varnothing 25$ Ks 40 gjöts in i betongproppen och förlängdes successivt i hålet efter hand som detta fylldes med prepakt betong i ca 20 lager upp till bergytan. Tunneln förstärktes samtidigt med ett 20 cm dubbelarmerat sprutbetongssvalv. Armering utgjordes av nät $\varnothing 5$ c/c 150. Sprutbetongen drogs ned till de befintliga väggskivorna av betong som förankrades i väggarna med systematisk bultning. Tunneln förstärktes på detta sätt på en sträcka av 15 m uppströms och nedströms om rashålet. På en sträcka av ytterligare 10 m uppströms och nedströms utfördes 2 påslag av sprutbetong. Utförda förstärkningar redovisas i Figur 6.

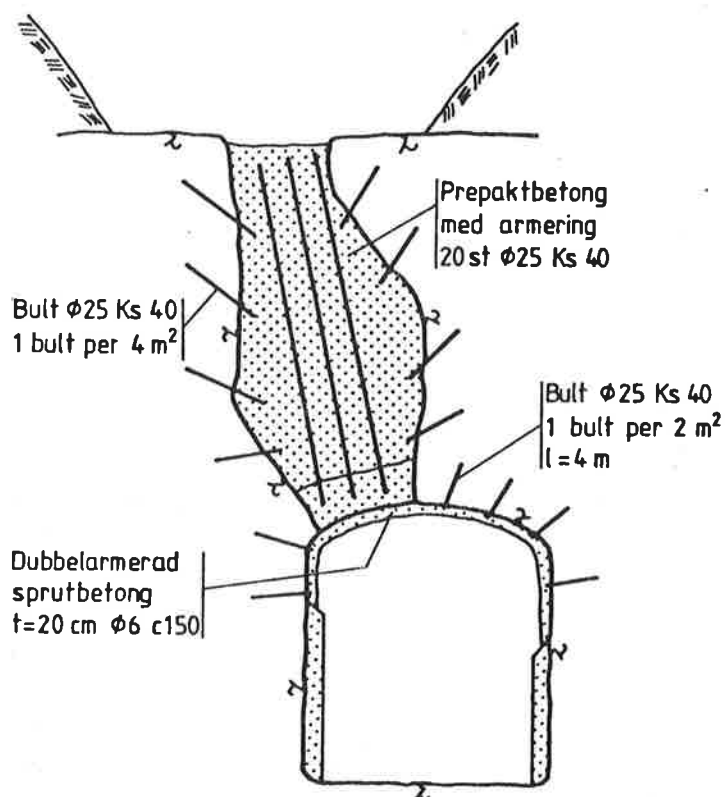


Fig. 6 Utförda permanenta förstärkningar av rashålet och tunneltaket
Permanent strengthening of the collapse chimney and the tunnel roof

Injektering av kaviteter bakom betongmurarna samt en tätskärm runt tunneln ca 10 m uppströms om hålet utfördes innan slutligen alla lösa massor schaktades ut, tunneln vattenfylldes och fångdammen revs. Den 1 november kunde Norrängens kraftstation provköras efter 3 månaders stillestånd.

Orsak till tunnelraset

Tunneln var vid platsen för raset kraftigt förstärkt med såväl bultar som ett tjockt dubbelarmerat sprutbetongvalv. Berget var av mycket dålig kvalitet och genomsett av lerslag med svällande egenskaper.

Sprutbetongvalvet var dock ej tillräckligt tjockt och bärkraftigt för att tåla aktuella svälltryck runt 0,2 MPa (20 ton/m²) i en bredare lerzon. En bidragande orsak till detta torde vara det flacka taket.

Svällningen i en lerzon går först mycket långsamt på grund av begränsad vattentillförsel. När tillräckligt stort tryck utbildas för att åstadkomma en uppsprickning i sprutbetongen accelererar svällningsförloppet genom att vatten lättare tillföres.

Svällningen har successivt orsakat en uppsprickning och överbelastning av sprutbetongen.

Därefter kan dels en långsam inre erosion starta som sakta har ett bakåtgripande förlopp dels korrosionen av armeringen starta genom att syrerikt vatten tillföres hela tiden.

Till slut blev belastningen på valvet för stor och armeringen slets av. En kyrka bildades därvid i tunneltaket och material rasade successivt ut så att rashålet nådde markytan. Rasets omfattning styrdes av de lerslag som omger grönstengången samt den huvudsprickriktning som finns i den breccierade graniten. När raset nådde upp till den siltiga moränen som är starkt flytbenägen torde raset ha utvecklats mycket snabbt med kraterbildningen i markytan som följd.

Förloppet har illustrerats på Figur 7. Tänkvärt i detta sammanhang är att det har tagit 25 år för raset att utvecklas.

Övrigt

Arbetena utfördes av Skanska AB under ledning av Karl-Olov Åkermo och Bror Kemi. Ansvar för de permanenta förstärkningarna hade Sven Andersson, VBB. Geologisk kartering utfördes av Rolf Hultman, VBB. Rådgivande bergexperter var Sten Brännfors, Anders Heiner, VBB och Håkan Stille, Skanska AB.

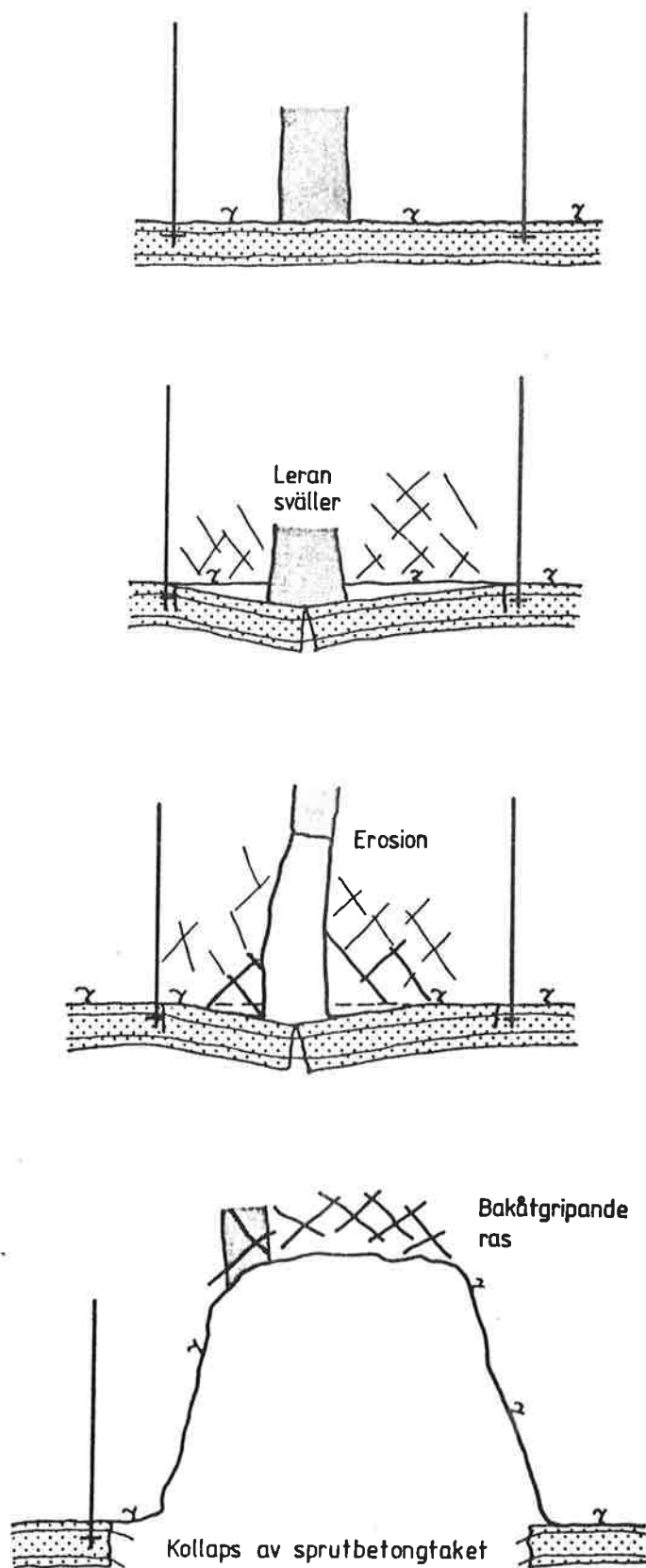


Fig. 7 Möjligt rasförlopp
 Probable failure sequence

LAGER FÖR MEDEL- OCH LÅGAKTIVA AVFALL I OLKILUOTO

FINAL REPOSITORY FOR OPERATING WASTE AT OLKILUOTO, FINLAND

Bergmekanisk modellering och uppföljning under byggskedet.

Rock mechanical calculations and follow-up during the excavation phase.

Erik Johansson
Harri Kuula
Hannu Silvennoinen
Tero Laurila
Kennert Röshoff

Saanio & Riekkola Oy
Saanio & Riekkola Oy
Suomen Malmi Oy
Suomen Malmi Oy
BEMEK Geomekaniska
Instrument AB

1. INLEDNING

Driftsavfall är låg- och medelaktivt avfall som uppstår vid drift av kärnkraftverk. Det lågaktiva avfallet komprimeras i fat och det medelaktiva avfallet torkas och blandas i bitumen samt ingjuts i fat. Driftsavfallet förvaras till en början vid kraftverket, därefter i separata mellanlager och till slut deponeras det i VLJ-slutförvar.

Man började undersöka jordlager och berggrunden på udden Ulkopää 1980, strax efter det att Olkiluotos kärnkraftverk tagits i bruk. På grund av borrhningar och andra geologiska undersökningar utvaldes udden Ulkopää till plats för det planerade VLJ-slutförvaret. Berget är här nästan två miljarder år gammalt. Brytningsarbeten i Olkiluoto påbörjades i april 1988 och de var slutförda i början av 1990. Deponeringen börjar 1992.

Avfallsutrymmena är förlagda på 70 - 100 meters djup i berget. VLJ-slutförvar har skilda silos för lågaktivt avfall (MAJ-silon) och medelaktivt avfall (KAJ-silon). Det lågaktiva avfallets slutförvarsutrymme är en bergssilo som är förstärkt med sprutbetong. För medelaktivt avfall finns dessutom en skild betongsilo innanför bergssilon, vars väggar förstärkts med sprutbetong. Bergssilosarna är 24 meter i diameter och 34 meter höga.

När VLJ-slutförvaret inte längre används försluts tunneln och schaktet. Efter förslutningen fordrar slutförvaret ingen övervakning. De radioaktiva ämnen som finns i avfallet förblir i berget. De sönderfaller med tiden och blir ofarliga för omgivningen.

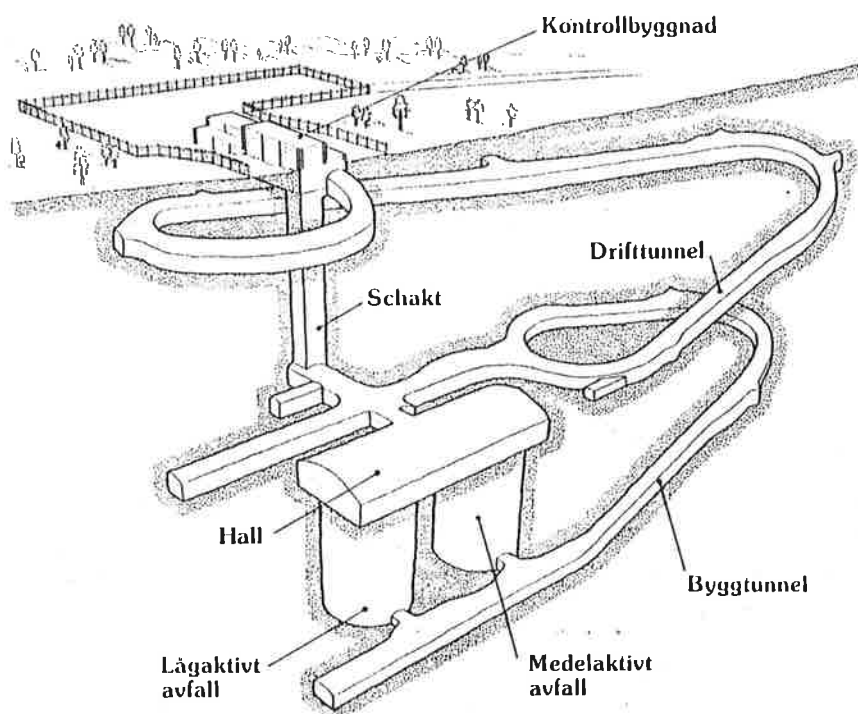
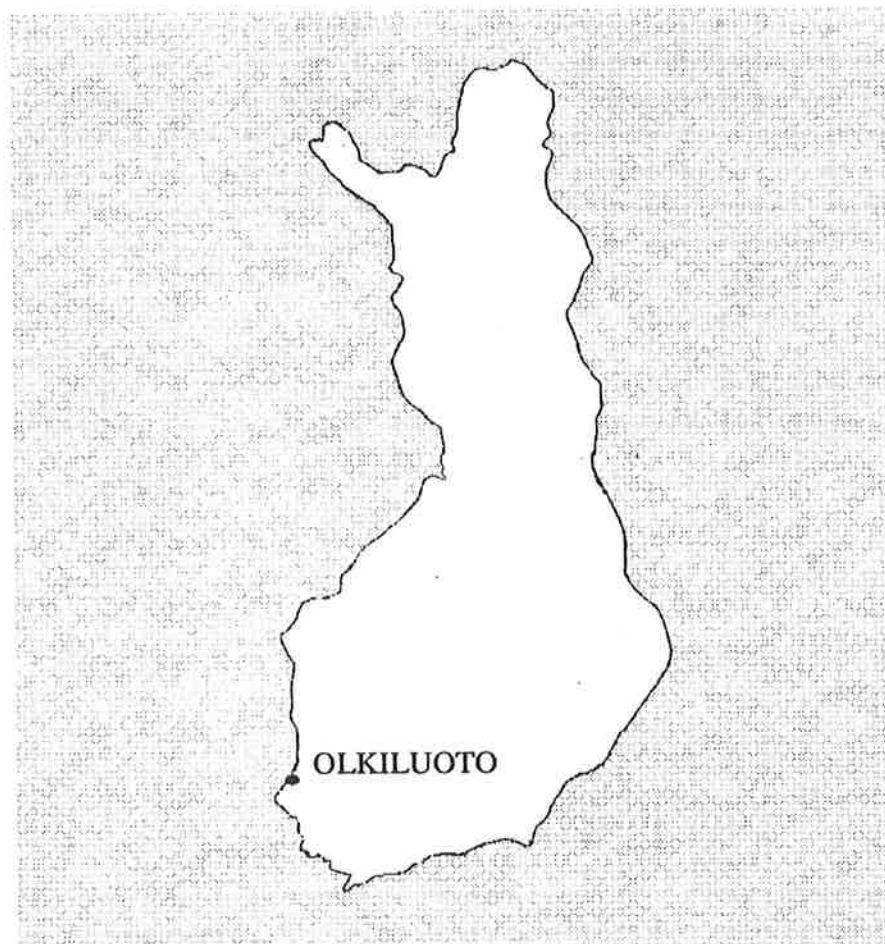


Bild 1. Läget av Olkiluoto och allmän layout.

Location and general layout of the repository.

2. BESKRIVNING AV BERGMASSAN

2.1. Geologi

Bergarten i Olkiluoto är en gnejs, vars typ varierar med migmatiseringsgraden. Huvudbergarter i närheten av VLJ-slutförvaret är glimmergnejs och tonalit.

VJL-slutförvaret är placerat i tonalitformationen, som ligger i ost-västriktningen (bild 2). Gnejs och tonalit är medelkorniga och skiffriga. I gnejsen är skiffrigheten stark, i tonaliten liten eller svag. Riktningen av skiffrigheten är huvudsakligen från ost till väst. Stupningen är mot syd ca 30-50°.

I berggrunden förekommer ett flertal pegmatitgångar vars stupning är mot sydost 20-40°.

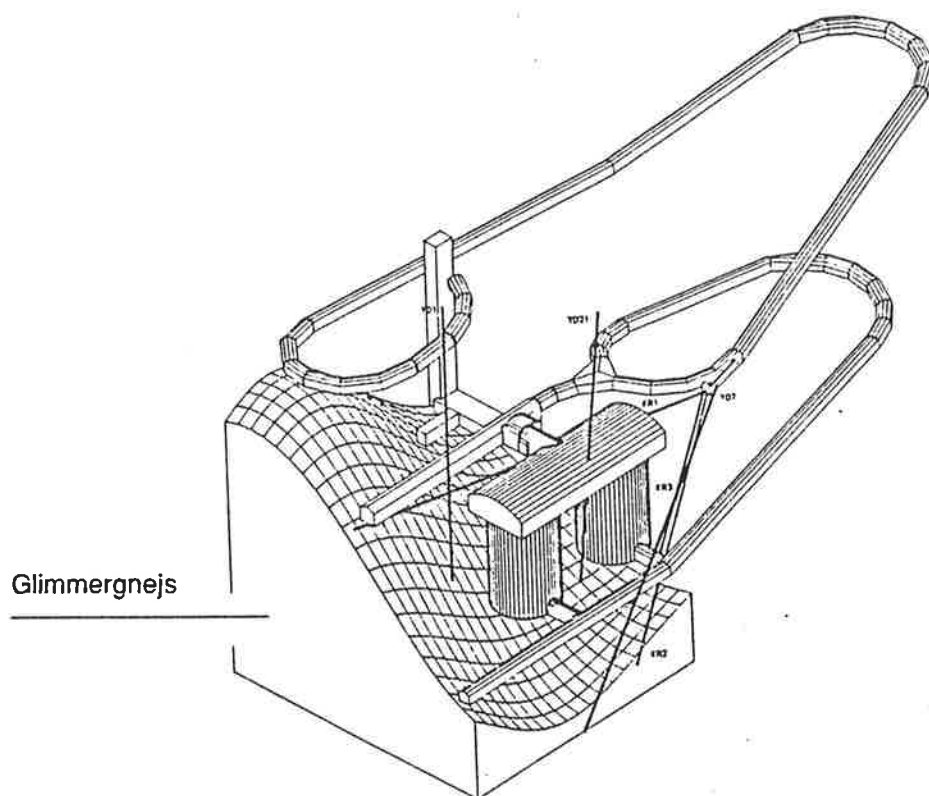


Bild 2. Kontakten mellan glimmergnejs och tonalit.

Contact between mica gneiss and tonalite.

Uddens berggrund präglas av sprickor i riktningarna nordost-sydväst och nordväst-sydost. Dessa spräckors stupning är vanligen brant, 70-90°. Den tredje viktiga sprickriktningen är den som är parallell med skiffrigheten (bild 3).

Vid utbrytningen av VLJ-slutförvar gjorde man en omfattande geologisk kartering, där man definierade varje spricka enligt riktning, storlek, läge och spräckans egenskaper. Enligt karteringen är spräckavståndet både i systemet nordost-sydväst och i systemet nordväst-sydost 1 m. Spräckavståndet i spräckorna med skiffrigheten är ca 1,5 m.

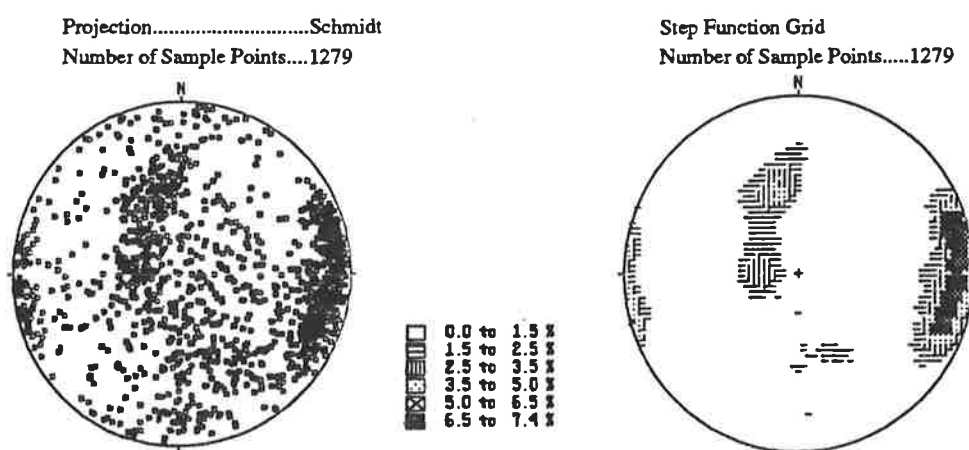


Bild 3. Skiffrighetens riktning i silosarna.

Jointing in the waste silos.

2.2. Bergmekaniska egenskaper

Bergmekaniska hållfasthetsegenskaper har bestämts på kärnor från kärnbörningarna. En sammanfattning av egenskaperna framställs i tabell 1.

Uppmätta värden motsvarar huvudsakligen de vanliga värden för kristallina bergarter givna i litteraturen. I bergmekaniska egenskaper är skillnaderna mellan tonalit och glimmergnejs små och de har inte varit bestämmande i VLJ-slutförvarets placering i tonaliten. Den största olikheten i bergmassan är deras spräcktäthet, som är lite större i glimmergnejsen.

Tabell 1. Bergmekaniska egenskaper i huvudstenarter.

Rock mechanical characteristics in rock types.

EGENSKAP	TONALIT	GLIMMERGNEJS
Tryckhållfasthet (MPa)	82.4	83.2
Drag "	10.8	11
Elasticitetsmodul (GPa)	69.2	68
Poissontal	0.23	0.18
Inre friktionsvinkel (°)	41.5	32
Kohesion (MPa)	19	19
Täthet (kg/m ³)	2800	2800
Sprickornas friktionsvinkel (°)	26	35
Sprickornas kohesion (kPa)	660	900
Spricktäthet (st/m)	1-3	3-10

2.3 Spänningstillstånd

På udden Ulkonieni har man gjort spänningsmätningar för VJL-slutförvaret vid tre olika tillfällen. De första mätningarna gjordes i planeringsskedet i borrhålet YD16 på 15-24 meters djup (med Hast metod). Vid planeringen av bergbyggandet gjorde man mätningar med Leeman-Hiltscher metod på ca 50, 80 och 100 meters djup. Måthålet YD21 befann sig i tonaliten, där det fanns också pegmatitgångar på några ställen.

De sista mätningarna gjordes i drifttunneln (med Leeman-Hiltscher metoden) under brytningsarbetet i KR2. Det fanns tre olika mätdjup, det första i tonaliten och de andra i glimmergnejsen.

Värden av största horisontella huvudspänningen och största vertikalhuvudspänningen på olika djup framställs i bild 4. I YD16 kunde man, beroende på metoden, mäta bara horisontalspänningen. Den största horisontalspänningen varierar litet och är i medeltal 5-6 MPa på 70-100 meters djup.

Vertikalspänningen varierar mera, och ingen klar korrelation med djup kan konstateras. Kvoten horisontal/vertikalspänning på olika djup är i medeltal 1-2.

Riktningen av största horisontalspänningen är huvudsakligen nordost-sydväst, som också är en av de dominerande sprickriktningarna. I bild 5 framställs riktningar av de uppmätta spänningarna på olika djup.

Riktningen av största horisontalspänningen förändrar sig med djupet. Det beror tydligen på det faktum att det primära spänningsfältet följer de dominerande strukturerna såsom kontakter och sprickningar på olika djup.

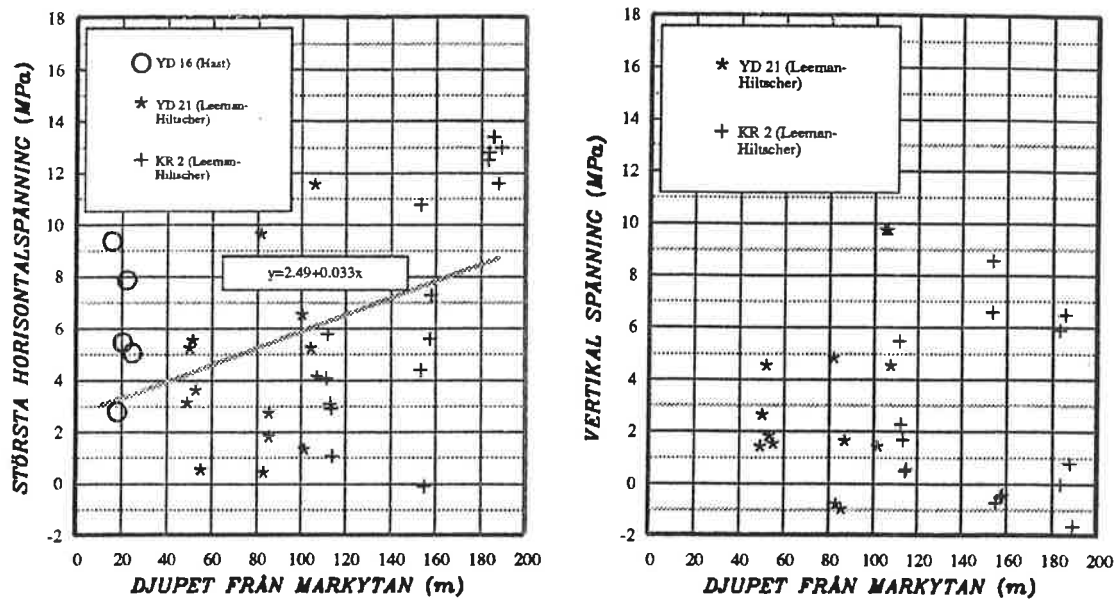


Bild 4. Spänningstillståndmätningar i Olkiluoto.

In-situ stresses at Olkiluoto.

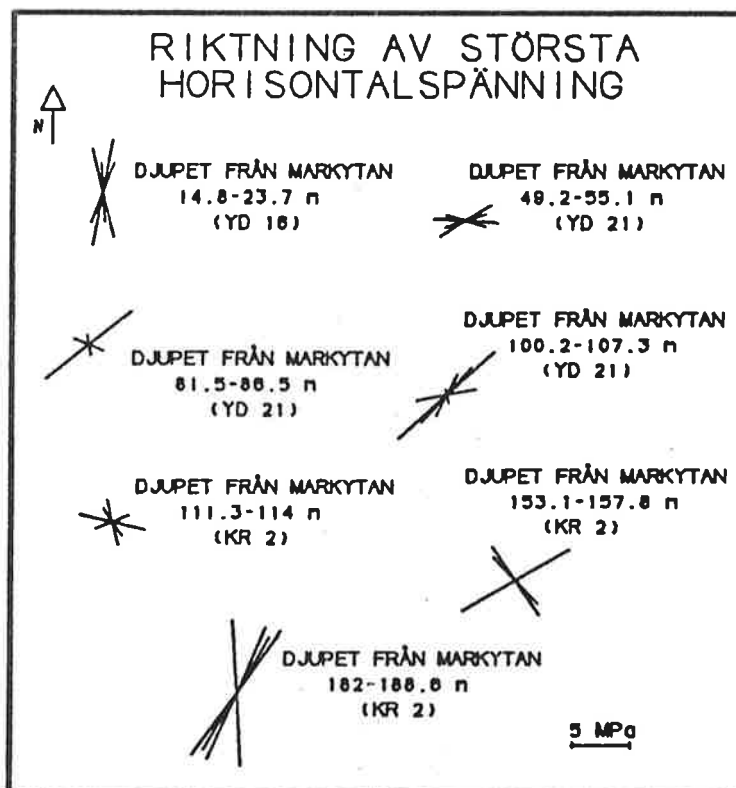


Bild 5. Riktning av största horisontalspänning.

Directions of the main horizontal stresses.

3. BERGTEKNISKA BERÄKNINGAR

För VLJ-slutförvar har man under brytningen och därefter gjort fem olika beräkningsmodeller för att prognostisera det bergmekaniska beteendet av bergmassan. Den första modellen var hallens tvärsnitt (bild 6), i vilken man modellerade delbrytningar av hallen med kontinuerlig modell. Efter att man hade fått mätresultaten justerade man modellen med avseende på spänningstillståndet och gjorde en diskontinuerlig modell med beaktande av skiffrigheten (UDEC).

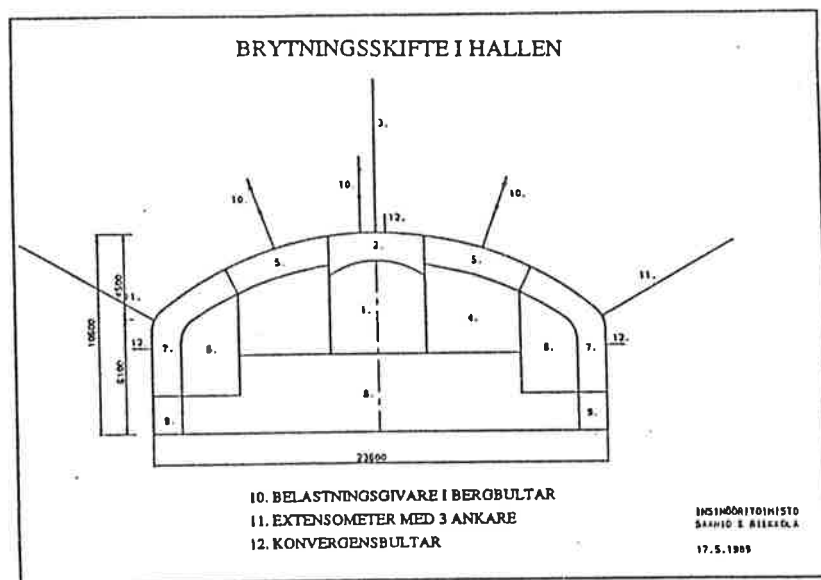


Bild 6. Brytningsskifte i hallen.

Sequences of excavation of the crane hall.

Brytningen av hallen och silosarna modellerades som horisontal-, tvär- och vertikalsnitt (bild 7). Problemet är, att modellen inte är helt tvådimensionell. Tvär- och vertikalsnittmodeller var sålunda fastmera pessimistiska. Snitten modellerades både med en kontinuerlig (FLAC) och en diskontinuerlig (UDEC) modell. För att konstatera de beräknade resultaten och för att jämföra dem med de uppmätta gjordes modelleringen också med en tredimensionell 3DEC. Den använda 3D-modellen är kontinuum och de materiella egenskaperna är densamma som i FLAC-modellerna.

Det fanns sex brytningsskeden (bild 8). Vid modelleringen användes följande värden:

- största horisontalspänningen på jorden var 3,5 MPa
- minsta horisontalspänningen på jorden var 0,8 MPa
- vertikalspänningen på jorden var 0,1 MPa

Riktningen av den största horisontalspänningen var nord-ost och alla spänningarna ökte 0,027 MPa per en djupmeter. De andra använda värdena var samma som i tabell 1.

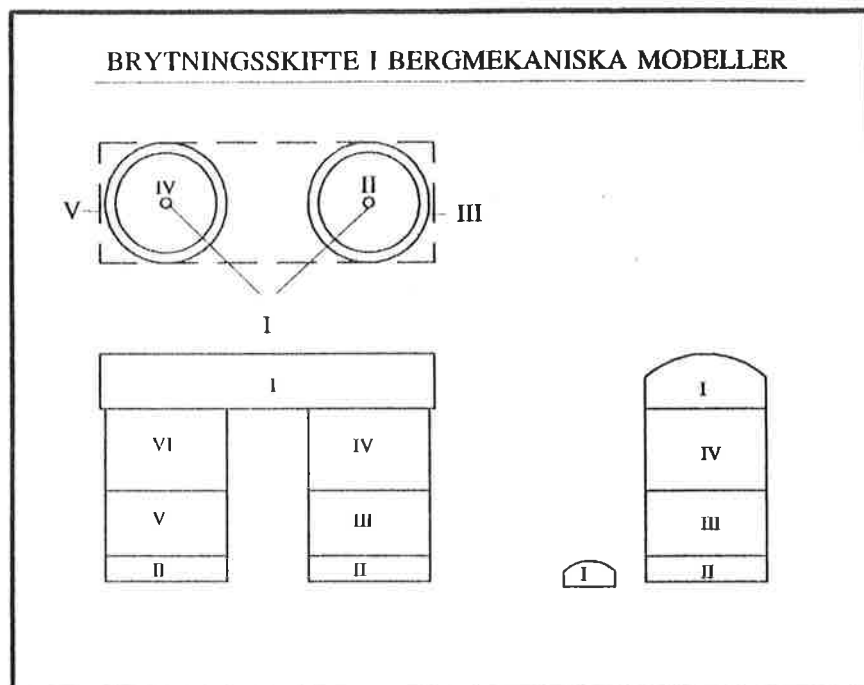


Bild 7. Brytningsskifte i tvådimensionella modeller.
2-D numerical models of the VLJ repository.

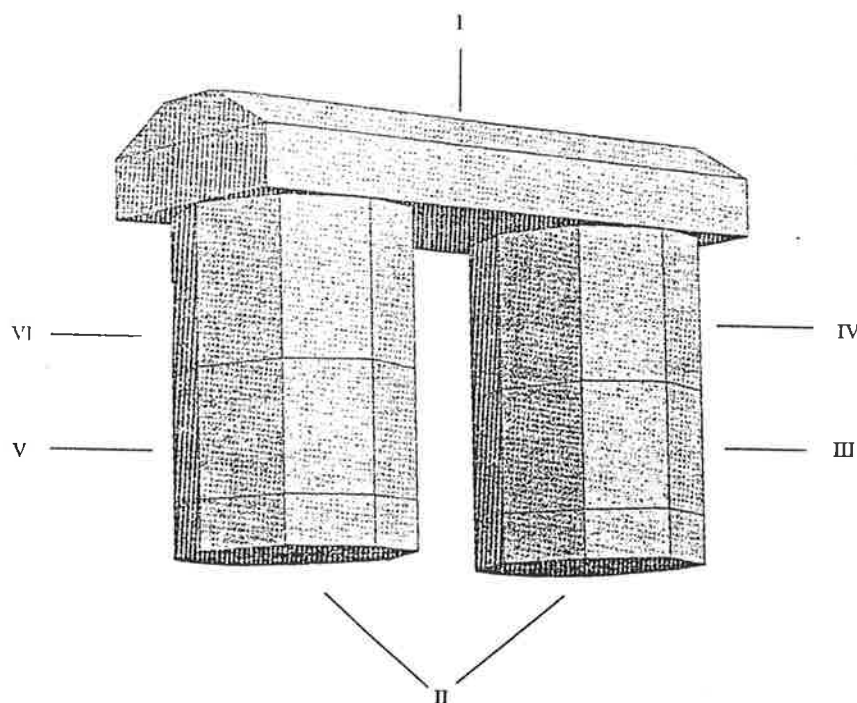


Bild 8. Brytningsskifte i tredimensionella modeller (3DEC).
3DEC numerical model of the VLJ repository.

3.1 Beräkningsresultat

Förskjutningar i olika modeller är relativt små. De största förskjutningarna får man i en diskontinuerlig modell, där de mest betydande deformationerna uppstår längs sprickorna. Trots ganska goda egenskaper av sprickorna (tabell 2), är förskjutningar som uppstår betydligt större än i den kontinuerliga modellen.

Tabell 2. Egenskaper av sprickorna i UDEC modellen.
Joint properties of UDEC model.

- K_n = 20 GPa/m
- K_s = 10 GPa/m
- Kohesion = 100 kPa
- Friktionsvinkel = 30 °

I modellen 3DEC är förskjutningarna nästan lika stora i horisontal och vertikalled. Förskjutningarna i modellen 3DEC är också tydligt mindre än motsvarande förskjutningar i de 2-dimensionella snitten.

Tabell 3. Maximala förskjutningar i silosarnas väggar
Maximum displacements on the walls of the silos.

	Tvärsnitt	Horisontalsnitt	Vertikalsnitt
FLAC	3,6 mm	2,1 mm	6,1 mm
UDEC	9,9 mm	6,5 mm	18,5 mm
3DEC	1,2 mm	1,7 mm	1,1 mm

I alla beräkningsmodeller är tillståndet stabilt, och inga betydande instabiliteter förekommer.

Belastningarna i bultarna är små, omkring 1-5 kN. De största belastningarna, omkring 7 kN, uppstod i sådana punkter, där en enskild spricka träffade bulten.

4. BERGMEKANISKA ÖVERVAKNINGSMÄTNINGAR

De bergmekaniska övervakningsmätningarna utfördes med hjälp av extensometrar, instrumenterad bergbult och konvergensmätningar. Principen för placeringen av dessa mätinstrument har varit att placera dem på sådana ställen som är kritiska ur stabilitetssynpunkt (bild 9).

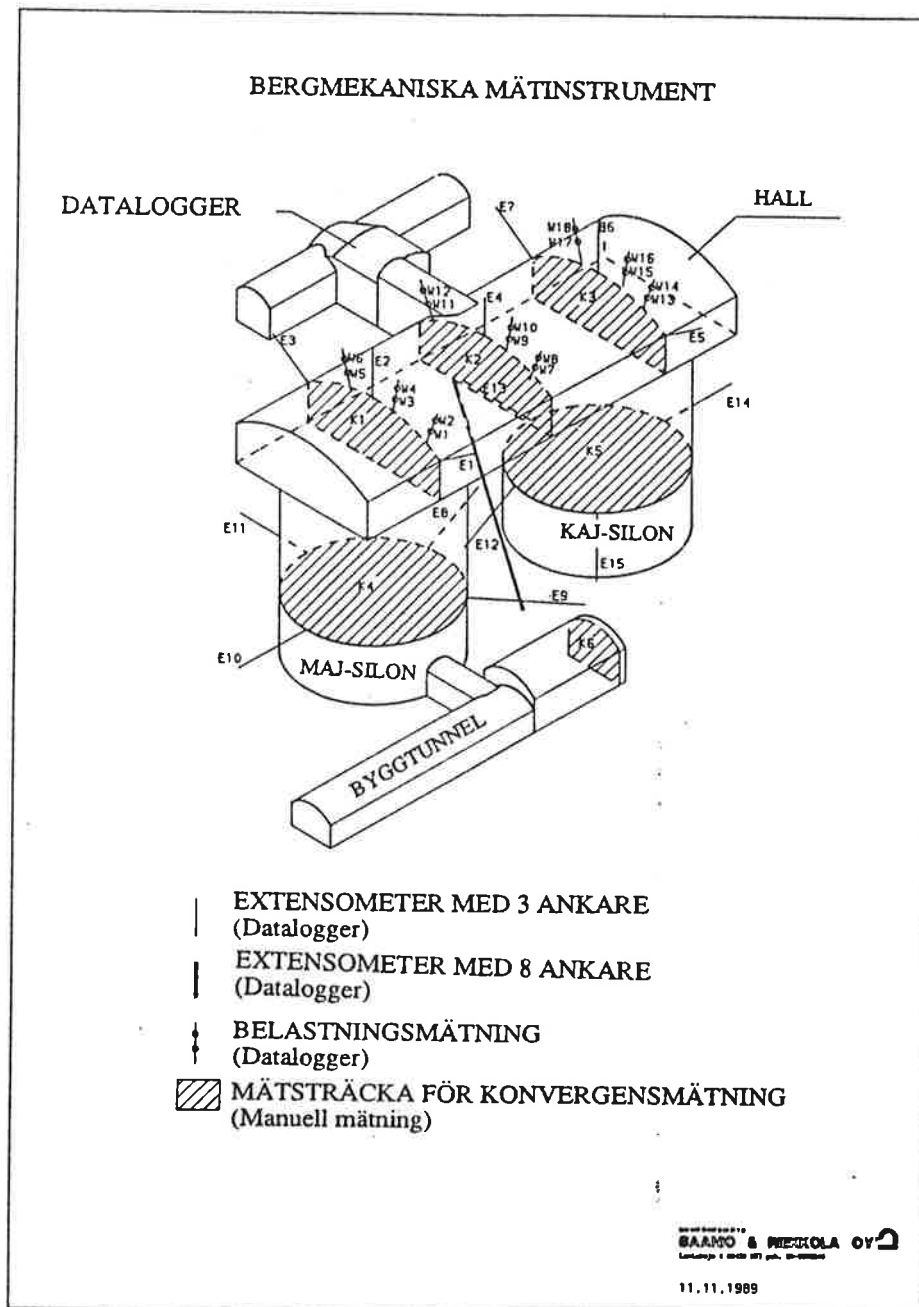


Bild 9. Lägen av mätinstrumenten.

Location of instrumentation of the VLJ repository.

Hallens mätsektioner K1 och K3 är ovanför silosarnas medellinje. Med hjälp av dem skall man kontrollera hallens beteende under brytningen samt inverkan av brytningen på de deformationer som uppstår i silosarna. I mitten av hallen har man placerat mätsektionen K2, med vilken man försökte att följa deformationer som sker mellan silosarna.

I var och en av hallens mätsektioner finns i mitten av taket en extensometer som mäter deformationer som uppstår i taket. I sektionerna K1 och K3 installerades dessutom extensometrar på hallens väggar på en höjd på vilket största förskjutningar uppstår enligt beräkningsmodellerna.

I var och en av mätsektionerna har man installerat tre instrumenterade bultar, var och en med två mätpunkter, för att mäta bulternas axiella belastning.

I mätsektionen K2 finns en flerpunkttextensometer (F1) som sträcker sig från hallens golv till silosarnas bottennivå för att mäta förskjutningar i hålets riktning. I hallens mätsektioner finns tre konvergensbultar, en i taket och två på väggen. Alla instrument är placerade så att mätningarna kan utföras också efter byggnadsskeden.

I de båda silosarna finns en mätsektion som har instrumenterats. I snittet har man placerat fyra extensometrar och fyra konvergensbultar. Silosarnas mätsektioner är ungefär på nivå -85. Det är meningen att man med hjälp av dessa mätsektioner skall följa stabiliteten av silosarnas bergväggar samt långtidsdeformationer i omgivande bergmassa. Dessutom följer man med extensometrar de möjligen uppkommande horisontella förskjutningarna i pelaren.

I VLJ-slutförvar finns det också en mätsektion (K6) i tunneln på nivå -100. Det finns tre konvergensbultar i denna sektion. Det var meningen att med hjälp av denna sektion följa deformationerna föranledda av brytningar i tunneln. Sektionerna K2, F1 och K6 bildar tillsammans en större mätningsskombination.

Övervakningsmätningarna utförs huvudsakligen i brytnings- och byggnadsskedet. Installering och kabelinstallation av mätinstrumenten har man ändå gjort så att övervakningsmätningar kan utföras också när utrymmet är i bruk (långtidsövervakning).

Avläsning av mätinstrument och bearbetning av resultat sker med en datalogger.

De tre-punktstångextensometrar som finns i taket av slutförvaret är tillverkade av Interfels GmbH med typmärkning REX. Dessa kompletteras med elektriska sensorer av modell svängande sträng. Övriga extensometrar är tillverkade av Geokon Inc. och är av typ A-3.

Man registrerar ankarförskjutningen med elektriska läshuvud som baserar sig på mätprincipen svängande sträng.

Både extensometrarnas ankare- och lufttemperatur mätes med NTC-termistorer. Mätvärden korregeras automatiskt för temperaturändringar.

Konvergensmätningarna utförs med konvergensmättningsinstrument som är tillverkade av Interfels GmbH, typ K.

Mätningar på bergbult görs med bultbelastningsgivare som baserar sig på mätprincipen svängande sträng. Givarna är tillverkade av Geokon Inc. och deras typ är 4911.

Avläsning av givarna sker automatiskt genom dataloggern Micro-10. Totala antalet givarna är 70. Mätdata töms över till en bärbar dator för efterbearbetning.

5. JÄMFÖRELSE AV UPPMÄTTA RESULTAT MED DE BERÄKNADE

För den slutliga säkerhetsanalysen har man preliminärt jämfört de modellerade resultaten med de uppmätta. Av det faktum att utrymmet befinner sig i en bra berggrund föranleder att förskjutningar och belastningar är små.

De beräknade resultaten motsvarar alltså väl de uppmätta.

Vid delbrytningar av hallen utfördes bergmekaniska övervakningsmätningar med extensometrar E2, E4 och E6, som befinner sig i taket. Avläsningen av mätinstrumenten gjordes manuellt. De sprängningsarbeten som utfördes i december 1988 störde mätningarna, dvs. de föranledde inexaktheter på mätvärden. Bäst korrelation av uppmätta förskjutningar och beräknade fanns i den kontinuerliga modellen FLAC när hallens delbrytningar utfördes (bild 10).

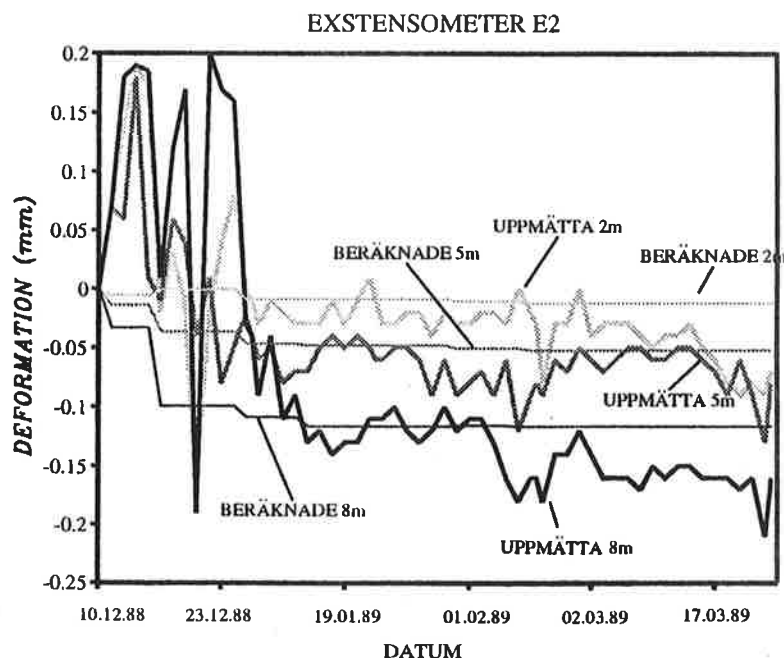


Bild 10. Uppmätta och med modellen FLAC beräknade förskjutningar under delbrytningen gång i hallen. Comparison of measured and calculated displacements of the crane hall extensometer E2.

Instrumenten installerades efterhand om brytning har medgett. Mätningar med alla mätinstrument kunde utföras bara under brytningen av MAJ-silon. I brytningsskiftet av KAJ-silon kunde man följa belastningar som uppkom på bultarna samt utföra konvergensmätningar.

På grund av värden givna av extensometrarna konstaterades att brytningen av MAJ-silon föranledde 0,05 millimeters förskjutningar i hallens tak. Motsvarande förskjutningar i beräkningsmodellerna är huvudsakligen av samma storlek. Motsvarande förskjutningar kunde man inte konstatera med konvergensmätningar, på grund av den sämre mätnoggrannheten.

Förskjutningarna i pelaren mellan silosarna är mera komplicerade, och man har inte ännu gjort någon slutlig konklusion av deras uppförande.

Belastningar i bultarna varierade, både i de uppmätta och de beräknade resultaten. I allmänhet var de med UDEC beräknade belastningarna större än de uppmätta, medan de i 3DEC och FLAC beräknade resultaten var mindre än de uppmätta (bild 11).

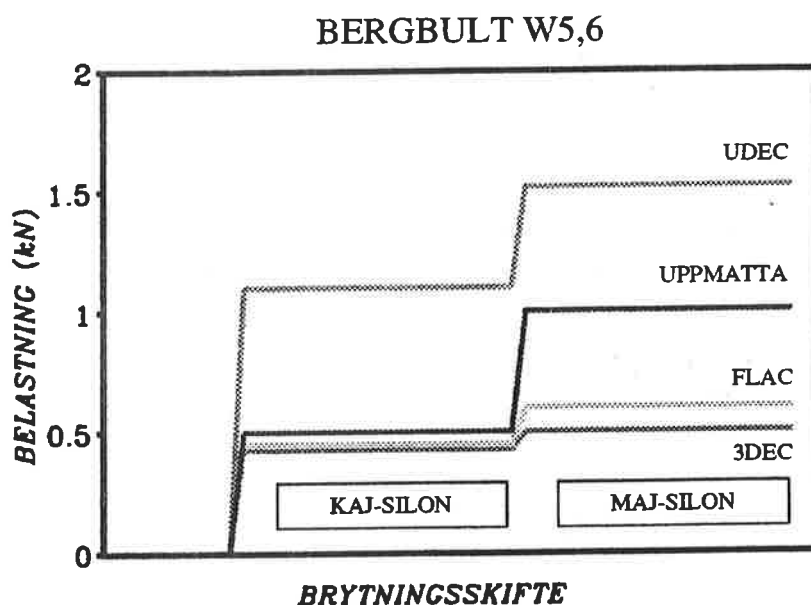


Bild 11. Belastningen i bulten W5,6.

Comparison of measured and calculated loads in the rock bolt W5,6.

6. SAMMANFATTNING

VLJ-slutförvarets sprängningsarbeten har utförts under åren 1988-1990. Inredningsarbeten har börjats i år. Deponeringen börjar 1992.

De undersökningar som utförts under byggnadsarbetets gång har visat att bergmassan vara sådan som förundersökningarna gett vid handen alltså ett berg av god kvalitet och med mycket liten sprickbildning och inga större krosszoner och goda bergmekaniska förhållanden.

De bergmekaniska mätningarna har visat att bergmassans beteende under brytningsarbeten är mycket lika som hade förutsagts enligt modeller. Det har inte varit några bergmekaniska svårigheter. Vattenläckagen i utrymmen har varit från 40 till 70 liter per minut.

Undersöknings-, mättnings- och modelleringsresultaten skall användas i slutliga säkerhetsanalyser som skall överlämnas till myndigheter i slutet av detta år.

SUMMARY

Operating wastes are low and intermediate level wastes generated at a nuclear power plant during its operation. At the beginning they are stored at the power plant units, then in separate interim storage facilities and finally transferred to the final underground repository, the VLJ repository.

Planning of the VLJ repository and the bedrock investigations at Olkiluoto were started already in 1980. Excavation of the repository was started in 1988 and completed in 1990. The final disposal of operating waste will commence in 1992.

The repository facilities are constructed at the depth of 70 - 100 meters in the bedrock. The VLJ repository has separate silos for low-level wastes and intermediate-level wastes. A transport tunnel and a shaft lead from the ground level to the repository. The diameter of the rock silos is 24 meters and the height 34 meters.

The rock investigations carried out during the excavation have proved to be equivalent to the preliminary investigation results, i.e. the bedrock is of good quality, with no major fractured zones and has a good rock mechanical regime. The extensive rock mechanical measurements have shown that the rock mass behaviour is very close to the modelled behaviour and there has not been any rock mechanical problems during the excavation phase. Water leakages in the waste rooms are also very low.

The rock investigations, rock measurements and modelling results will be used in the final safety analysis report which shall be surrendered to the Finnish Authorities in the end of 1990.

Underground Pumped Storage Power Station at Guangzhou, China.

Feng Wen, Guangzhou Pumped Storage Power Station Joint Venture Corporation (GPSJVC), Guangzhou, China.

Anders Carlsson, Vattenfall Hydropower AB, Ludvika, Sweden.

Rolf Christiansson, Vattenfall Hydropower AB, Ludvika, Sweden.

Per-Erik Söder, Vattenfall Hydropower AB, Ludvika, Sweden.

Tommy Olsson, Golder Geosystem AB, Uppsala, Sweden.

Lars Hansen, Golder Geosystem AB, Uppsala, Sweden.

1 INTRODUCTION

The Guangzhou pumped storage power station is located at Xiao Shan Village, Lu Tian District, Conghua County, about 150 km north of Hongkong and about 100 km north-east of Guangzhou (Canton), South-east China (Figure 1-1). The scheme is designed to provide back-up to the Guangdong Nuclear Power Station at Daya Bay and peak load and regulation capabilities for the Guangdong power grid.

The scheme will be the first large capacity pumped storage project in China and will utilize four reversible pump-turbines with a total installed capacity of 1200 MW and average annual generation capacity of 2380 Gwh. The power station exploits a head of about 530 m between the upper and lower reservoirs. Tables 1-1 and 1-2 show technical specifications of the power station and the reservoirs, respectively.

The underground power station complex is connected to the upper and lower reservoirs by more than 3 km of hydraulic tunnels. Figure 1-2 shows a general layout of the scheme.

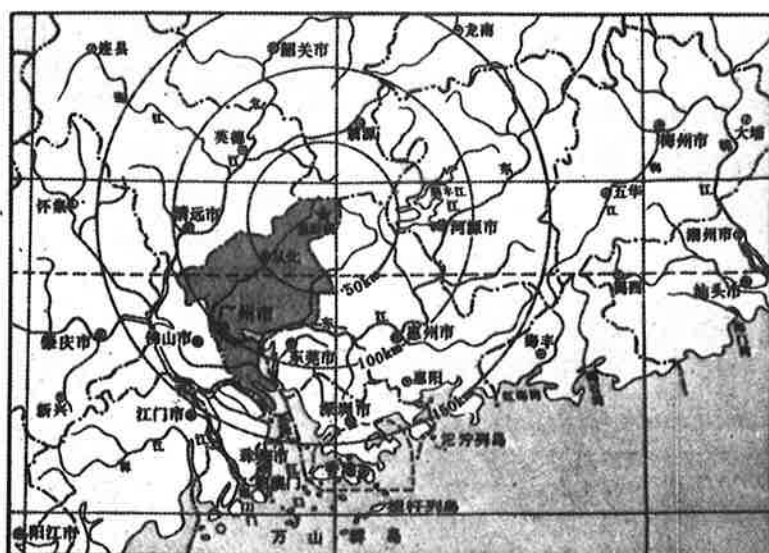


Figure 1-1 Guangzhou pumped storage power station. Site location.

Table 1-1. Technical specifications of the Guangzhou pumped storage power station.

Average annual precipitation	2030	mm
Average annual evaporation	1550	mm
No of units	4	
Installed capacity per unit	300	MW
Annual energy production	2380	GWh
Annual energy consumption for pumping	3138	GWh
Gross head	535	m

Table 1-2. Technical specifications of the reservoirs.

	Upper reservoir	Lower reservoir
Area	5 km ²	5 km ²
Normal storage level	810 m	283 m
Storage capacity	17·10 ⁶ m ³	17.5·10 ⁶ m ³
Effective storage capacity	10·10 ⁶ m ³	10·10 ⁶ m ³

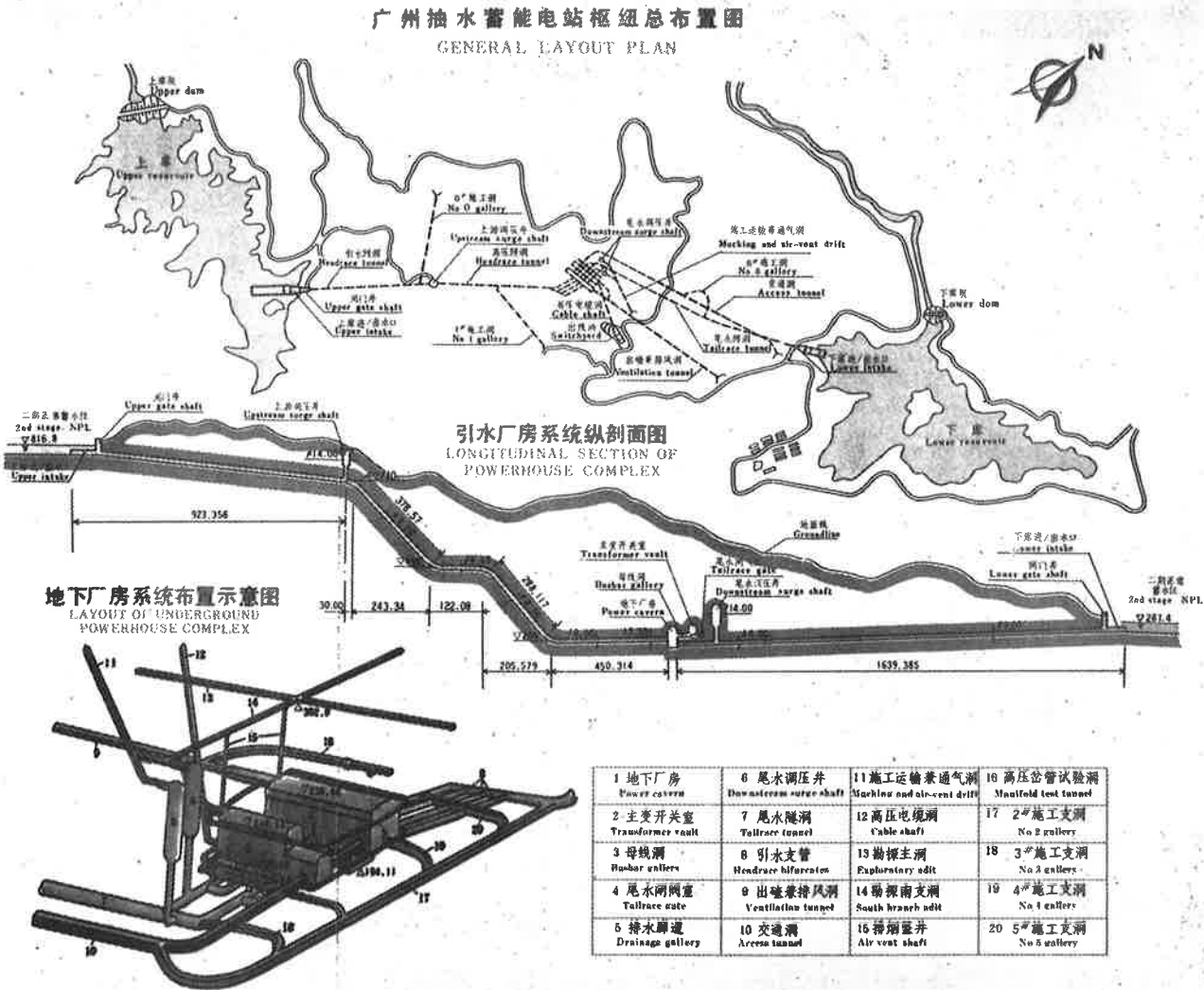


Figure 1-2 Guangzhou pumped storage power station. Site map and section.

The underground works comprise a pressurized headrace tunnel, 9 m in diameter, steel-lined headrace tubes, an upstream surge shaft, a powerhouse, 146 by 22 by 45 m, a Transformer Hall 146 by 17 by 25 m, two downstream surge tanks, a tailrace tunnel, 9 m in diameter plus access, cable, ventilation, drainage and construction tunnels.

Mobilization for construction commenced in July 1988. Construction and support works of powerhouse top heading has been completed and Bench I has been excavated. The construction of the Transformer Hall top heading is also finished. The first unit is scheduled to go into operation in mid-1993 with full completion in 1994.

The power station is financed by Guangdong Province and the Ministry of Energy. The Guangzhou Pumped Storage Power Station Joint Venture Corporation (GPSJVC) has been set up to manage the construction and commissioning of the scheme. Detailed designs have been carried out by the Guangdong Provincial Investigation and Design Institute of Water Resources and Electric Power. The Mid-South China Company is responsible for supervision of the project. SwedPower AB of Sweden have a contract with GPSJVC to provide Consulting Engineering Services related to Certain Field Investigations and Underground Engineering Methodology. This contract extends over the period from March 1989 to end 1991.

2 GENERAL GEOLOGY AND TECTONICS

The geology and tectonics of the area in which the Guangzhou Pumped Storage Power Station is located is shown in Figure 2-1.

2.1 Sedimentary Rocks

The Power Station is situated in the South-east Stratigraphic Region of China, with sediments dating from Sinian to recent (Yang et al., 1986). In the Lu-Tian area, there are some outcrops of sandstone, shale, limestone, dolomitic limestone and dolomite, of Devonian, Carboniferous and Jurassic age. Interbedded in the Carboniferous and the Jurassic formations, there are some coal seams. Some of these rocks have been subject to folding and metamorphism of the Greenschist or lower facies. The limestones and the dolomite have thus recrystallized to fine-grained marbles, the shale to slate and phyllite and the coal seams to graphitic slate and phyllite.

2.2 Yanshanian igneous rocks

The most common rock of the area is a medium- to coarse-grained Nanling granite of Yanshanian age. The granite has acted intrusively against the sediments, which have been subject to open folding during the intrusion, which also caused metamorphism of the sediments. The granite is penetrated by a number of porphyry veins and dykes. Also, a number of quartz and calcite veins are present. Acid to intermediate volcanic rocks are common in the region, partly intercalated with the sedimentary rocks.

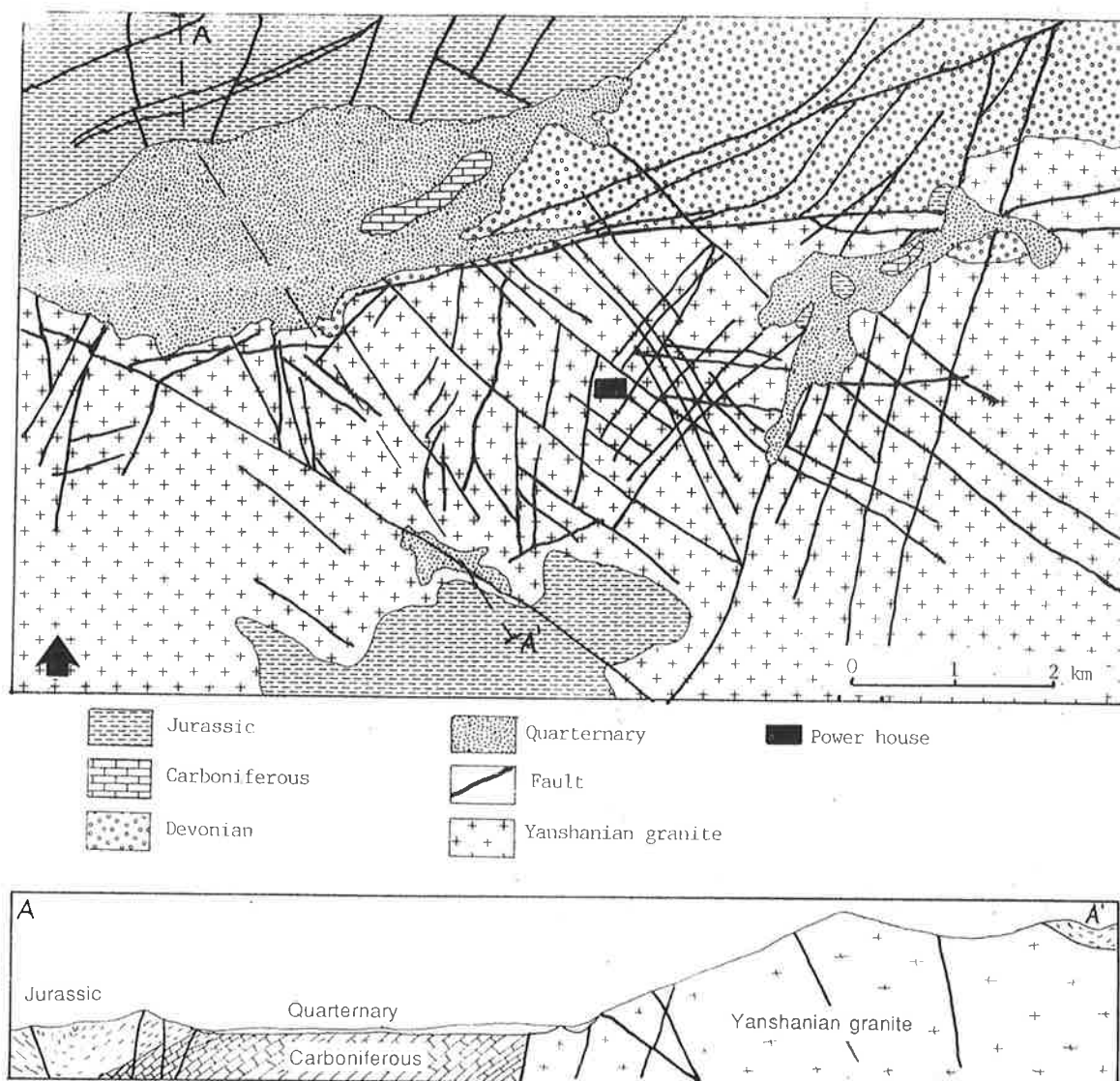


Figure 2-1 Site geology. Map and section.

2.3 Tectonic Features.

The South-east part of China is dominated by a North-east striking tectonic system, comprising tight folds, mainly with steeply dipping axial planes and steep faults. The power station is located near the Liuxi river valley which lies in one of the major faults of this system. Also some subordinate, north-westerly striking faults and joints are present in the region. Other, mainly extensional joint sets strike north-north-west to north-north-east.

2.4 Hydrothermal Activity and Montmorillonite Alteration

Along some of the joints and faults, in particular the extensional joints, magnesia-carrying hydrothermal solutions have been transported. The origin of the magnesia is probably the dolomite-carrying sedimentary rocks into which the granite has intruded.

The magnesia has caused alteration of the plagioclase feldspar in the granite. This alteration of the rock is characterized by the formation of clay minerals such as montmorillonite and kaolinite. Also, hydromica and chlorite are present. In some of the faults and shear zones, the latter two minerals may have formed by retrograde metamorphism due to the shear stress in the fault zones.

3 ENGINEERING GEOLOGY

The Power station and its tunnels and shafts have been designed to lie entirely within Yanshanian granite. The sedimentary rocks will occur only in and adjacent to the Upper and Lower reservoirs, and comprise the bedrock of the Lower Reservoir (cf. Figure 2-1).

South-east China is dominated by north-east striking Structures, with subordinate north-west structures. Joint sets with the latter direction is, however, the most abundant around the power station. In addition, a number of extensional joints occur, the most important of which strike between NNW and NNE. The directions of the extensional joints coincide with the directions of the major and subordinate regional compressive forces.

3.1 Geological predictions

A comprehensive investigation of the site geology has been carried out. The investigation comprises, a. o., geological mapping, core drilling, trenching and exploratory tunnelling as well as a number of measurements and tests, in-situ and in laboratory. The most important field investigations have been carried out in exploratory adits with a length of more than 2.2 km.

The main faults and major fractures in the area belong to six sets with respect to their strike, which may be further subdivided with respect to dip and dip direction as shown in Figure 3-1.

The rock mass encountered in the exploratory adit has been divided into three blocks (Table 3-1). The Powerhouse is located in the most favourable block.

Table 3-1. Characteristics of rock Blocks (From Swedpower: Mission Report 2).

	Block 1	Block 2	Block 3
Extent:	0-670	670-1170	>1170
Fault boundaries	Up to f140	f140-F4	Beyond F4
Main structure	NNE	NNW and NE	NNW
Rock cover	Moderate	Low	High
Alteration	Slight-moderate	Moderate-intense	Slight
% Alteration	< 5%	14% average (24-34% locally)	1-3%
Groundwater Flows	Strong	Minor	Minor

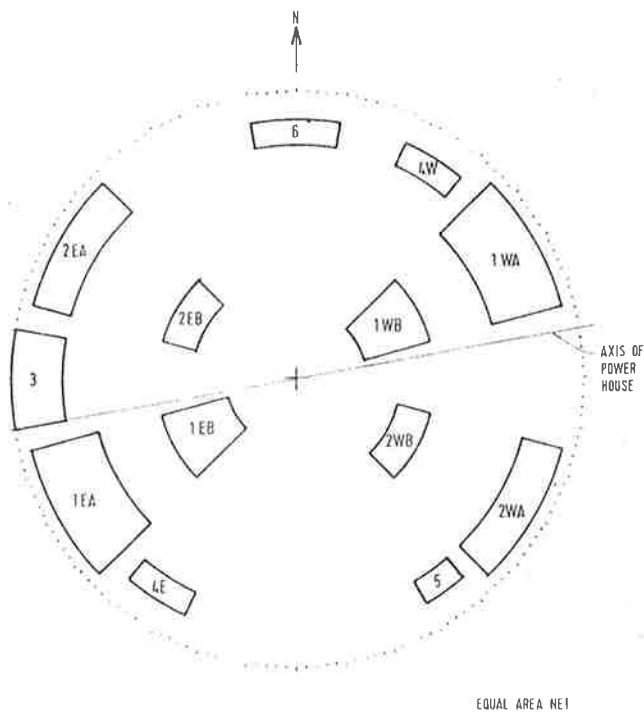


Figure 3-1
Main joint and Fault sets.

3.2 In situ stresses

Rock stress measurements have been carried out on the site. An average maximum principal stress of 12-15 MPa has been reported. There is a difference in the direction of the maximum horizontal stress between two of the boreholes in which stress measurements have been carried out. This is probably due to the blocky and faulted rock mass.

3.3 Geological conditions encountered to date

3.3.1 Rock mass structure

The tunnels and the Powerhouse have been mapped (Figure 3-2) and the recorded faults may be considered as almost planar structures, in the current interval between the Exploratory Adit and the Powerhouse crest.

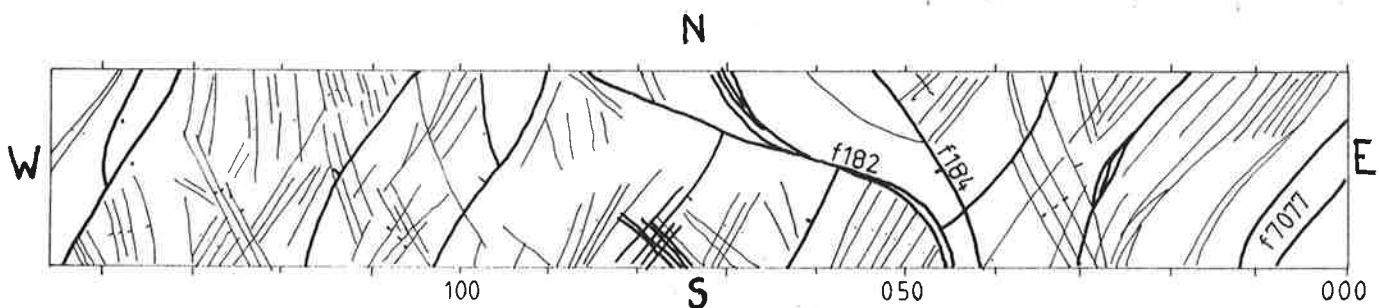


Figure 3-2 Geological mapping of Powerhouse top heading.

The average joint spacing in the Powerhouse top heading, Chainage 0-60 m, is 2.2 m. In the corresponding part of the Exploratory Adit the spacing is 0.52 m. The spacing of the joints in the powerhouse is thus much more favourable than the mapping of the adits indicates.

3.3.2 Rock mass quality

The rock mass encountered in the powerhouse top heading may be characterized as follows.

- 1 1-2 percent of the rock mass is slightly or weakly altered along fractures or faults.
- 2 The rest of the rock mass is mainly unweathered.
- 3 Compressive strength of intact rock: 85-111 MPa
- 4 Point-load test of intact rock: 5-6 MPa
- 4 RQD > 90
- 5 Spacing of joints: Right wall: 2.1 m, Crest: 2.2 m, Left wall: 2.3 m.; average 2.2 m metres.
- 7 Joint conditions: some continuous, most not, surface rough, thin (< 0.5 mm) coating of chlorite. No visible joint aperture.
- 8 There is no inflow of water.

3.3.3 Alteration zones

Alteration of the granite has mainly developed along the steep faults and fractures striking NNW to NNE and along the more gently dipping feather fractures. The altered rock has been subdivided into four classes of alteration, as demonstrated in Table 3-2. Altered rock often occur as bands along quartz-calcite veins. Zones with moderate to strong alteration has predominantly occurred within Block 2, and has been encountered in The exploratory adit, Chainage 670-1170, Ventilation Tunnel, Chainage 400-960 and in the corresponding parts of the Main Access Tunnel.

Table 3-2. Alteration class, composition, and disintegration of altered rock.

Alt. class	% Montm.	% clay	Disintegration time in water
Strong	> 6	>30	Within one day
Medium	4-6	20-30	Within one week
Weak	2-4	10-20	Within one month
Slight	<2	<10	Within one year

The width of the altered zones vary from approximately 5 cm to about 40 cm, but at certain locations, the altered zones form a network which may be as wide as tens of metres. The altered rock shows a characteristic zoning: The centre is a quartzo-calcitic vein with a width of some cm. On both sides of the vein, there are zones of hydromica alteration. The third zone is characterized by strongly or medium altered rock with Montmorillonite as a main alteration product. The fourth zone contains weakly or slightly altered rock (see below), neighboring the wallrock. In some of the altered zones, only weakly or slightly altered rock occur.

The granite is coarse grained and when exposed to water, the granite disintegrate into a mass of mud and gravel. The swelling pressure in strongly altered rock may be as high as 0.5 MPa (Table 3-3). Technical problems has occurred when dry montmorillonite during excavation has been exposed to water or humid air. The swelling pressure has been strong enough to cause cracks in shotcrete support.

Table 3-3. Alteration class, swelling, swelling stress and geotechnical properties of altered rock.

Alt. class	Friction angle	Cohesion(MPa)	Max. Swelling (mm)	Max. Swelling stress (MPa)
Strong	20-25°	0.08	2.1-8.8	0.5
Medium	34°	0.1		
Weak	40°	0.24		
Slight	>40°	0.5		

3.4 Geological structure and support requirements

The influence of the geological structures on the stability of the excavation was assessed and three major instability groups were identified.

- 1 Slabs subparallel to the roof of the openings
- 2 Slabs subparallel to the walls of the openings
- 3 wedges in the walls free to slide.

Most of the recorded structures feature a steep dip. Some subhorizontal joints have caused minor rockfalls from the roof during the excavation. Stereographic analyses of joint and fault orientations, based upon mapping of exploratory adit, the Powerhouse top heading and the central trench of Bench I, indicated the possibility of large unstable wedges, mainly in the north and west walls (Figures 3-3 and 3-4). After smooth blasting of the final walls of Bench I, only small unstable wedges were observed. The reason for this is that the north-east striking joints, which usually are continuous, generally terminate towards the north-west striking faults.

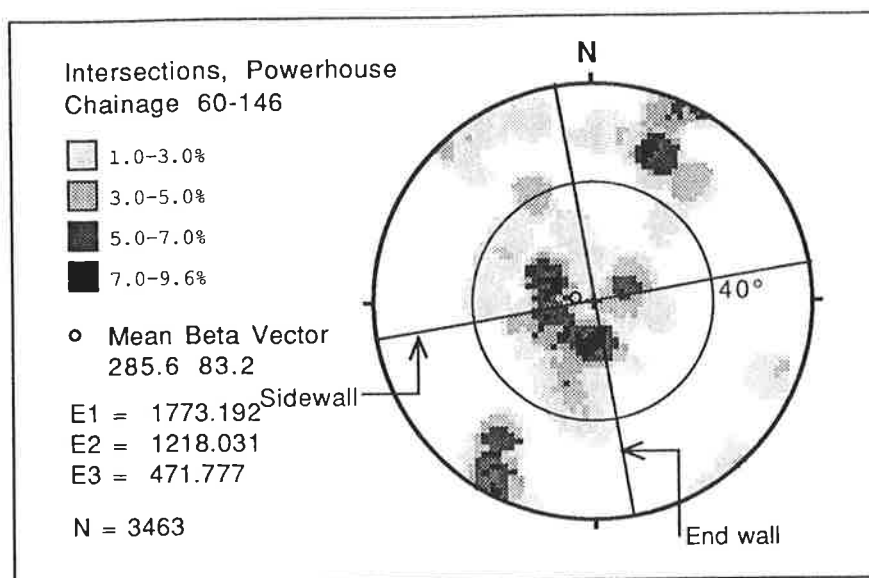


Figure 3-3 Density of intersection lines of joints, faults and alteration zones in the powerhouse top heading, Chainage 60-146. The inner circle indicate a plunge of 40° , which is probably close to the critical angle of stability.

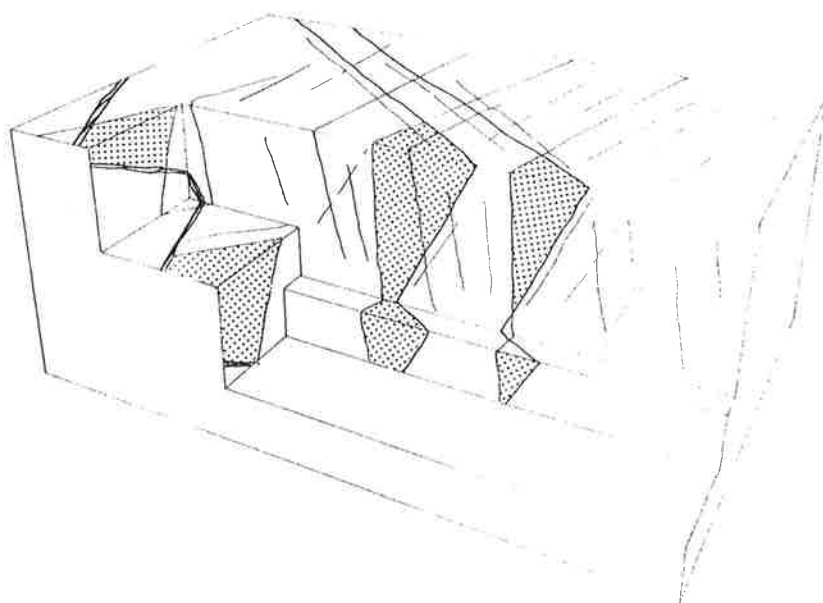


Figure 3-4 Unstable wedges (shaded) on the north and west walls. Prediction based upon mapping of the powerhouse top heading and the central trench of Bench I.

4. ROCK MECHANICS

Based on geological mapping in tunnels, core logging and rock material properties from laboratory tests, the rock mass was classified. The classification was made in order to evaluate the rock mass strength and the rock mass behaviour. Classification of the rock mass was done on the basis of CSIR and NGI methods.

4.1 Deformation measurements

Displacement of the rock mass has been recorded during the excavation of the powerhouse. The measuring equipment consists of multiple extensometers up to 24 meters in length and bolt load cells, all installed close to the excavation face. In Figure 4-1, a typical measuring section is shown. Sliding micrometer measurements have been done from an exploratory adit some 60 m above the powerhouse crown.

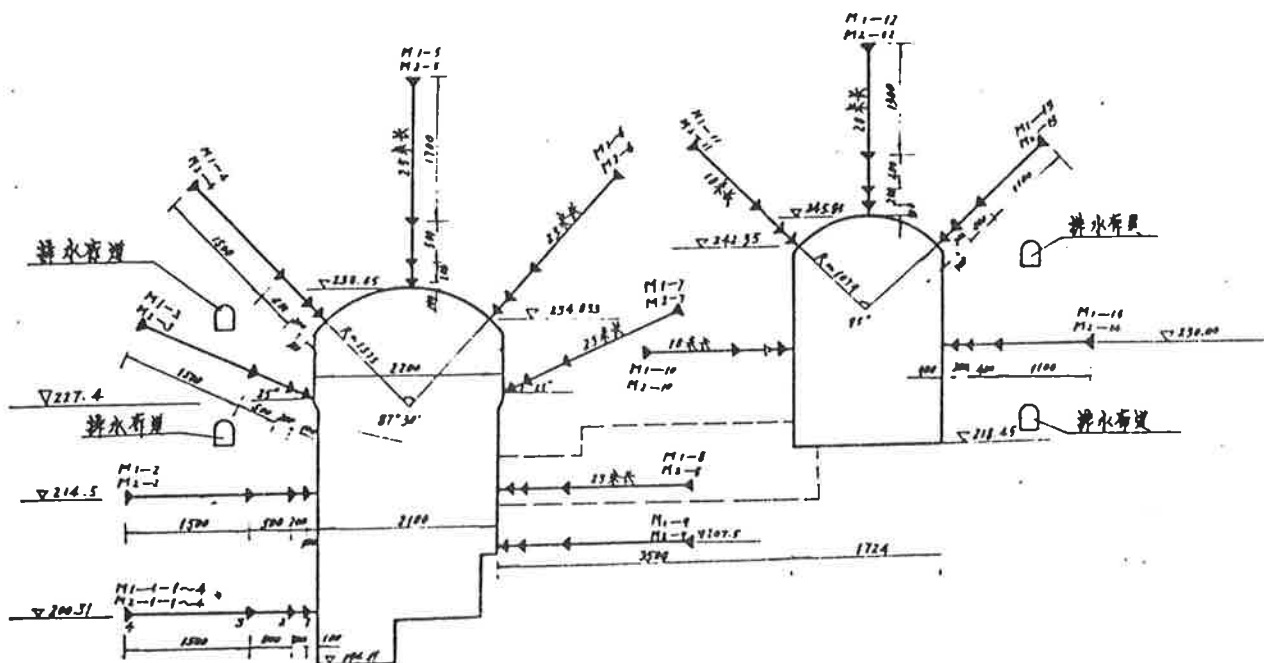


Figure 4-1 Typical measuring section through the Machine and the Transformer halls.

The measured deformations are in the range 0.6 - 5.5 mm for the extensometers and the bolt load is low throughout the powerhouse. Table 4-1 shows the results of the measurement. The sliding micrometer gives a total deformation of about 2 mm, see Figure 4-2.

Table 4-1. Rock mechanics measuring sections and the measured deformations and loads.

Measurement location,	No. & length	Deformation (mm)	Load (kg/cm ²)
Chainage 46.0	M1-4 (23.0)	1.19	
	M1-5 (23.0)	1.59	
	M1-6 (23.0)	0.20	
Chainage 45.0	C1-2 (0.96)		32
	C1-3 (0.61)		95
	C1-4 (0.81)		177
Chainage 89.0	M2-4 (23.29)	0.9	
	M2-5 (22.97)	1.2	
	M2-6 (22.09)	5.5	
Chainage 87.5	C2-2 (0.46)		32
	C2-3 (0.48)		120
	C2-4 (0.48)		105
Chainage 132	M3-2 (22.77)	0.6	
Chainage 131	C3-2 (0.85)		397
Chainage 146.5	MD-1 (14.6)	0.6	

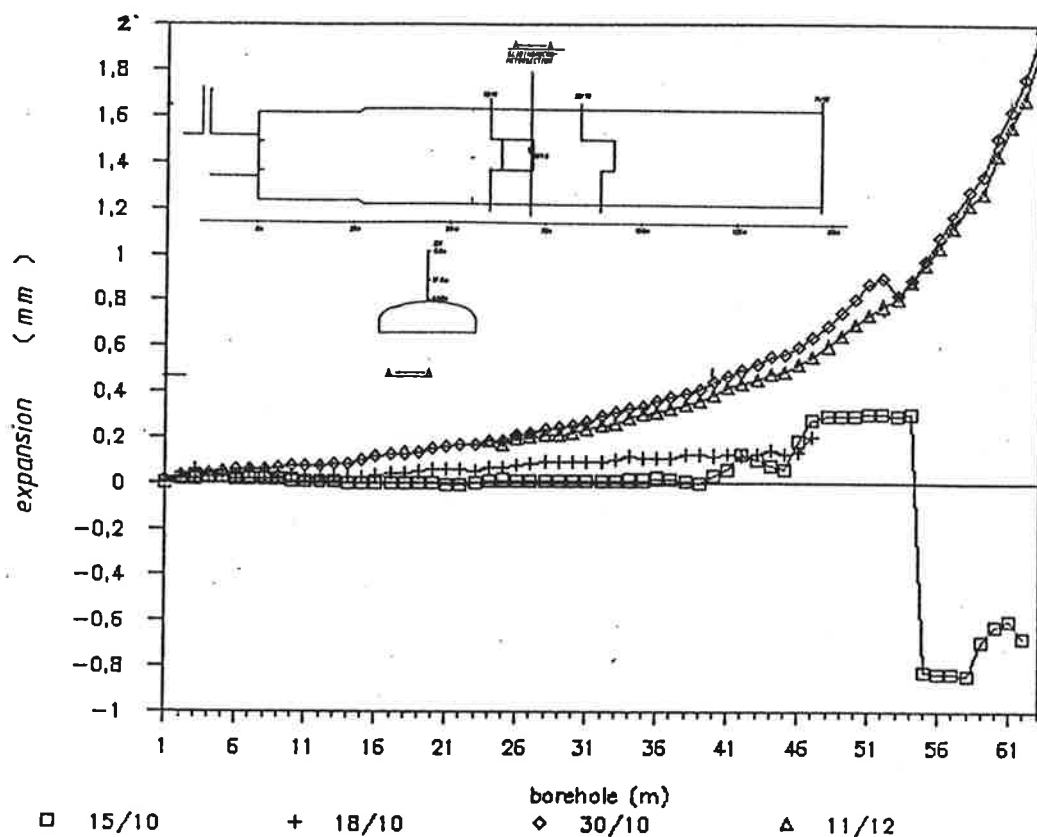


Figure 4-2 Measurement results for the sliding micrometer and the excavation advance for the corresponding measurements.

4.2 Rock mechanics calculations.

Calculation of the Machine and the Transformer Halls was done with the FLAC software, studies were made concerning the excavation sequences, stress field sensitivity and of deformations in order to serve as a guide line for instrumentation (Figure 4-3).

The measured and the calculated rock displacement was found to show good correlation for the good rock at the powerhouse. It is possible that most deformations can be regarded as elastic, see Figure 4-4. A similar good correlation between the rock bolt load cells and the FLAC calculations was obtained.

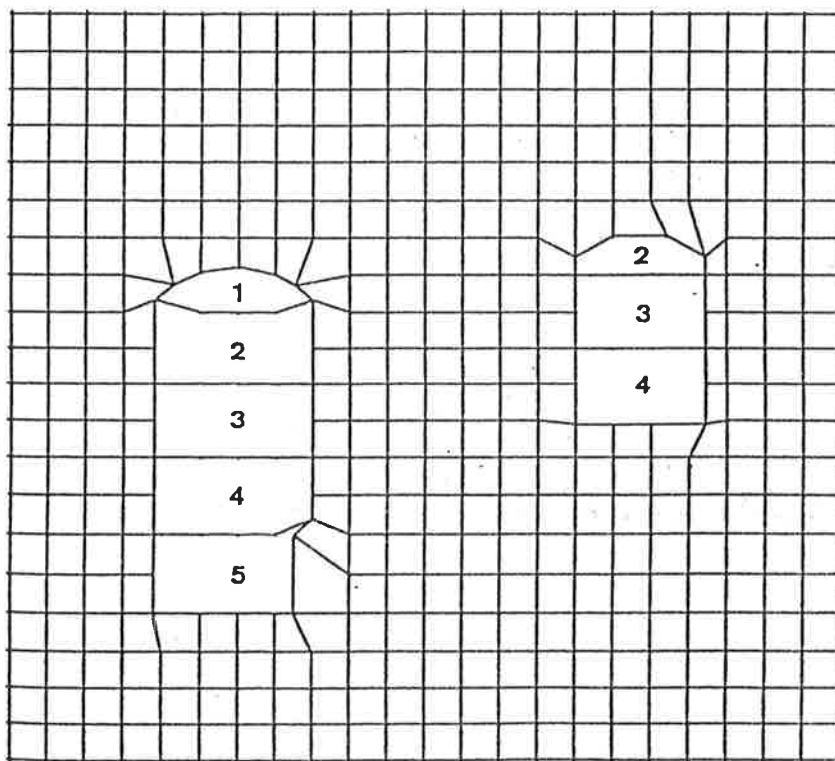


Figure 4-3 FLAC grid, excavation steps indicated.

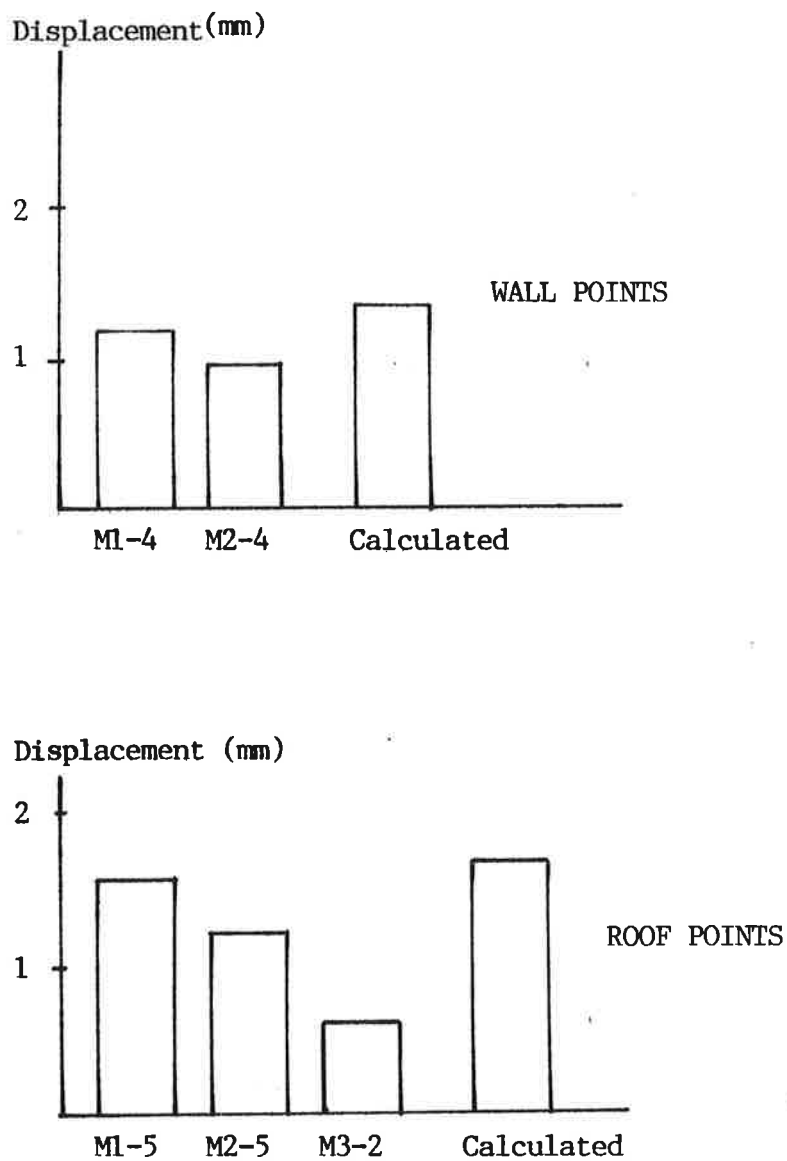


Figure 4-4 Extensometer measurements for M1-4, M1-5, M1-6, M2-4, M2-5 and MD-1 compared with calculated displacements.

5 DESIGN CONSIDERATIONS

The main design considerations have been the excavation sequencing, design of rock support and design of a dowel anchored crane beam in the Machine Hall for a crane load of 430 tons.

5.1 Rock support

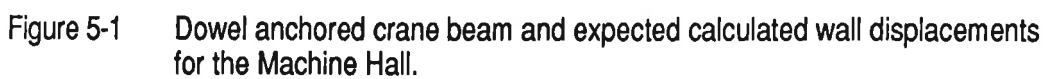
Rock support has been designed and installed based mainly on structural mapping, due to the good quality of the granite. The rock support comprises both pattern bolting and shotcrete. Due to the high rock quality, a high level of support is not required as it is merely necessary to provide support to local rock blocks, possible blast-loosened zones and to prevent superficial revelling. Heavier support consisting of long bolts are placed in structures such as large blocks or wedges, identified by site mapping, stereographic and dynamic analyses.

The support of the top heading consists of spot bolting, a regular 1.5 m grid of 3 - 3.7 m dowels and a mesh-reinforced shotcrete lining with a total minimum thickness of 120 mm.

5.2 Crane beam

A crane beam for the Machine Hall with a design load of 430 tons consisting of a dowel anchored concrete beam was studied with regard to rock movements and loading of the dowels due to "rock displacement load" and crane load.

The expected dowel load emanating from rock displacements was calculated with FLAC and found to reduce the dowel spacing with 15 to 20 % compared to crane load only. The rock load on the crane beam dowels will depend on installation timing for the crane beam. A late installation gives lower load, since most of the rock deformation have already occurred. In Figure 5-1, the crane beam dimensions and the wall displacement for the Machine Hall are shown.



6 GROUNDWATER CONDITIONS

The rock mass in the area of the power house complex has very low permeability as indicated by the minor amount of inflow to date into the underground works (about 30 l/min for the current excavations).

Granitic rocks, affected by tectonic disturbance, are generally characterized by a well-developed and interconnected fracture network. However, in the present case, there is a low degree of interconnection between the fractures. Although open fractures with significant water-carrying ability exist, these are usually drained by the excavations in a relatively short period and this is indicative of fractures of limited extent with few intersections. The zones of low-conductivity altered rock cross-cut the joint network and act as impervious barriers within the rock mass and block the flows from water-bearing fissures. This gives rise to a groundwater system of isolated water reservoirs which will yield water for only a short time after being tapped. A schematic drawing of this type of fracture system is shown in Figure 6-1.

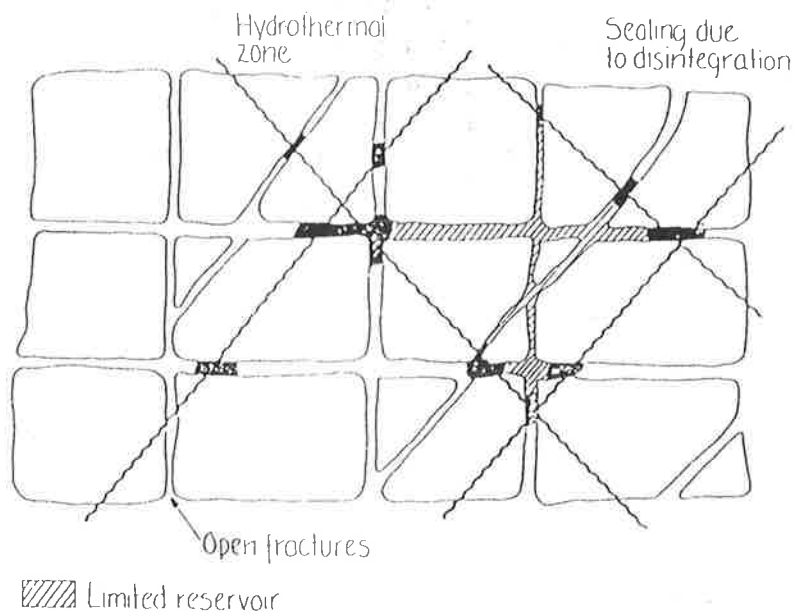


Figure 6-1 Schematic characterization of a fractured system partially blocked by disintegrated rock, thus yielding fracture reservoirs of limited extent and a low degree of interconnection.

References

- Cundall, P. & Board, M., 1988. A microcomputer program for modelling large-strain plasticity problems. Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria.
- Yang, Z., Cheng, Y. & Wang, H., 1986. The geology of China, 1-303. Oxford Science Publications, Clarendon Press, Oxford.