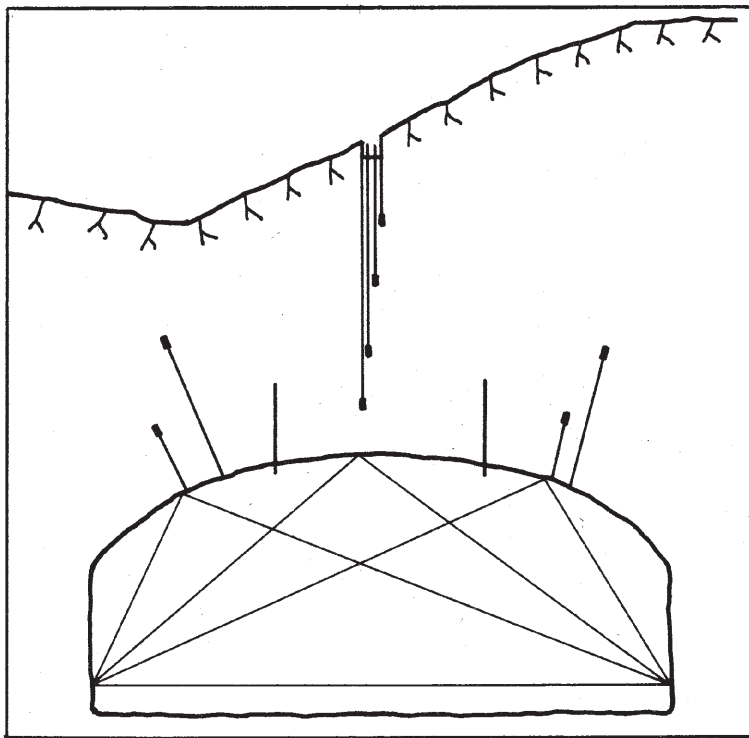


BeFo



Bergmekaniska mätsystem

Deformationsmätningar vid utbyggnad av
tunnelbanestation Huvudsta

Håkan Stille, Lars Olsson och Per Delin

Bergmekaniska mätsystem

**Deformationsmätningar vid utbyggnad av
tunnelbanestation Huvudsta**

**Rock mechanical measurements at the excavation
of an underground station in hard rock**

**Håkan Stille, Lars Olsson och Per Delin
Institutionen för jord- och bergmekanik
Kungliga Tekniska Högskolan**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid. nr
FÖRORD	1
1 INTRODUCTION OCH BAKGRUND	4
2 SAMMANFATTNING AV MÄTNINGARNA OCH DE VIKTIGASTE RESULTATEN	6
2.1 Förutsättningar	6
2.2 Instrumentering	8
2.3 Resultat av mätningarna	9
2.4 Slutsatser och kommentarer	12
3 DEFORMATIONSMÄTNING SOM HJÄLPMEDEL VID BYGGANDE I BERG	15
3.1 Introduktion	15
3.2 Allmänna riktlinjer	17
3.3 Definiering av syfte och problemställning	18
3.4 Allmän inplanering av mätningarna i byggprocessen	20
3.5 Instrumentering	21
3.6 Mätning och rapportering	25
REFERENSLISTA	27
APPENDIX: BERGMKANISKA MÄTNINGAR OCH OBSERVATIONER VID STATION HUVUDSTA	29
A 1 Geologiska och bergmekaniska förutsättningar för objektet	30
A 1.1 Objektet	30
A 1.2 Geologi	30
A 1.3 Problemställning	31
A 1.4 Bergmekaniska data	32
A 2 Beräkningar av deformationer	40

A 3	Mätapparatur och instrumentering	52
A 3.1	Mätsektioner	52
A 3.2	Utrustning och montering	53
A 3.3	Ansvarsfördelning	54
A 4	Mätrapport för mätsektion I	61
A 5	Mätrapport för mätsektion II	69
A 6	Mätrapport för mätsektion III	77

FÖRORD

I berganläggningar med speciell utformning, exempelvis stor spännvidd eller komplicerad geometri, speciella säkerhetskrav eller i berg av dålig eller svårbestämd kvalitet är det ofta nödvändigt att under byggnadstiden följa deformationer och spänningsändringar för att man ska kunna klargöra om anläggningen uppför sig som beräknat. Mer och mindre sofistikerade mätsystem finns utvecklade för detta men har i Sverige använts i liten omfattning. Vid vissa gruvor ingår dock sådana mätningar i den normala rutinen. Vid tunneldrivning i dåligt berg enligt den s k nya österrikiska metoden (NATM) ingår mätningar som ett element i själva drivningen för successiv bedömning av erforderlig förstärkning.

För att samla egna erfarenheter, utveckla och sprida kunskap och kännedom om bergmekaniska mätsystem och särskilt deras användning i direkt samband med byggandet har BeFo organiserat det s k Huvudstaprojektet. I projektet har spännings- och deformationsmätningar utförts i samband med att Storstockholms lokaltrafik (SL) bygger ut Stockholms tunnelbana genom Solna och Sundbyberg. Flera stationer på sträckan får uppgång endast i ena änden. Av olika skäl vill man undvika pelare på plattformarna, och man har därför valt att bygga stationerna som »trumpetformade» öppna berghallar. Detta för med sig att man får fria spännvidder om 20 — 22 m i stationernas bredare ände. För publika anläggningar är en sådan dimension ovanlig, varför man på avsnitt med stor spännvidd och samtidigt liten bergtäckning eller sämre bergkvalitet har krävt en särskilt noggrann kontroll av bergets rörelser under byggets gång.

Vid station Huvudsta, där bergtäckningen är liten i ett avsnitt av den bredare delen av stationen, befarade man dessutom dålig bergkvalitet i samband med en krosszon i samma avsnitt. Efter bergtekniska konsultationer beslöt SL i samråd med Stockholms gatukontor, som genomför utbyggnaden, att vissa mätningar skulle utföras.

Resultaten skulle utnyttjas vid bedömning av förstärkningsinsatser vid såväl Huvudsta som andra stationer med stor spännvidd.

För att ge möjlighet till en mera fullständig, vetenskaplig bearbetning av resultaten, som kunde väntas vara av stort allmänt intresse, beslöts att mätprogrammet skulle vidgas något och utföras i form av ett forskningsprojekt hos BeFo, projekt nr 48 »Deformationsmätningar i berg vid utbyggnad av tunnelbanestation Huvudsta».

Uppdraget att utföra mätningarna och även mera allmänt studera användningen av deformationsregistrerande system för övervakning av berganläggningar lades på Institutionen för jord- och bergmekanik vid Tekniska Högskolan.

Under ledning av tekn dr Håkan Stille har följande personal vid institutionen deltagit: bergsingenjör Per Delin och institutionstekniker Elis Svensson (fältmätningar), civilingenjör Lars Olsson (mätningsteknik) samt tekn lic Tommy Groth (FEM-beräkning).

En rådgivande referensgrupp, utsedd av BeFo, har sammanträtt fem gånger under den knappt tvååriga projektiden. Gruppen har bestått av överingenjör Karl-Arthur Scherman, Statens Vattenfallsverk, ordförande, överingenjör Karl-Henrik Anmark, Stockholms gatukontor, civilingenjör Nils-Erik Bruce, Stockholms gatukontor, civilingenjör Tomas Franzén, BeFo, överingenjör Arne Hellgren, Stockholms gatukontor, bergsingenjör Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, civilingenjör Hans Pilebro, AB Skånska Cementgjuteriet, geolog Heino Rosaar, Tyréns och civilingenjör Per Uddenberg, ABV.

Det förtjänar noteras att ordföranden vid rapportering till BeFos programstyrelse framhållit det goda samarbete som rått mellan samtliga inblandade, såväl vad gäller formaliteter som det praktiska arbetet på byggnadsplatsen.

SL genom gatukontoret har bekostat den del av undersökningarna, som ansetts motsvara åtgärder motiverade av kraven på en säker utbyggnad av stationen, medan BeFo och till viss del Tekniska Högskolan har stått för den rent forskningsbetonade delen av undersökningen.

Som framgår av rapportens kapitel 2.4 har projektet bedömts uppfylla den dubbla målsättningen att dels ge underlag för bedömning av förstärkningsinsatser vid den aktuella

och andra liknande tunnelbanestationer, dels ge allmänna erfarenheter och demonstrera nyttan av deformationsregistrerande system i samband med anläggningsverksamhet. Därmed kan rapporten också ses som ett steg i BeFos strävan att sprida kunskap och kännedom om möjligheterna att utnyttja bergmekaniken i det praktiska bergbyggandet.

Stiftelsen Bergteknisk Forskning i april 1981

Karl-Arthur Scherman

Tomas Franzén

1 INTRODUKTION OCH BAKGRUND

Vid utbyggnaden av den del av Stockholms tunnelbanenät som kallas »Järvabanans södra gren» skall station Huvudsta och ytterligare tre av de fem stationerna utformas på ett nytt sätt. Stationerna skall ha trumpetform helt utan bergpelare och med uppgång endast i den bredaste änden. Lokaliseringen av Järvabanen framgår av fig. 1.

Storstockholms lokaltrafiks motiv för att bygga stationer med så stora spännvidder, 14 — 22 m, är förutom rent estetiska värden att övervakningen blir bättre, inredningen och belysningen blir billigare samt att driftskostnaden blir mindre beroende på bland annat en förenklad renhållning.

Eftersom stationerna med hänsyn till trafikanternas bekvämlighet och kostnaderna för rulltrapporna förläggs så ytligt som möjligt aktualiserar det nya sättet att bygga stationerna en gammal bergmekanisk problemställning om deformationer och stabilitet hos tunneltak vid stor spännvidd och liten bergtäckning.

Speciellt vid station Huvudsta var bergtäckningen vid vissa avsnitt så liten som ca 8 m.

Stockholms gatukontor som ansvarar för konstruktionen och sprängningen konsulterade Bergkonsult AB, numera TYRÉNS, och tekn dr Sten G.A. Bergman för att diskutera den bergmekaniska situationen. Det ansågs att det var fullt möjligt att bygga stationerna på det föreslagna sättet. Vid Station Huvudsta som avsågs byggas först borde dock utbyggnaden övervakas genom deformationsmätningar för att i första hand ge kunskap om bergrörelser vid denna typ av station samt ge underlag för bedömning av förstärknings- och tättningsinsatser.

Genom att utvidga uppgiften att mäta deformationerna till ett mer allmänt forskningsprojekt blev syftet även att studera användningen av deformationsregistrerande system för övervakning av berganläggningar.

Allteftersom projektet fortgick framkom behov av att komplettera deformationsmätningarna med spänningsmätningar och beräkningar för att kunna uppfylla målsättningen att ge underlag för beslut för förstärknings- och tättningsinsatsen.

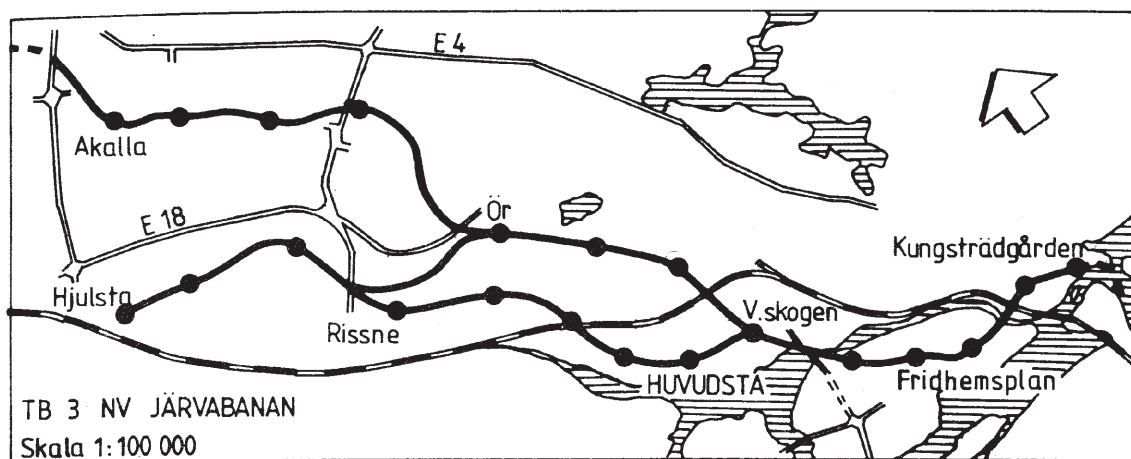


Fig. 1 Karta över Järvabanan

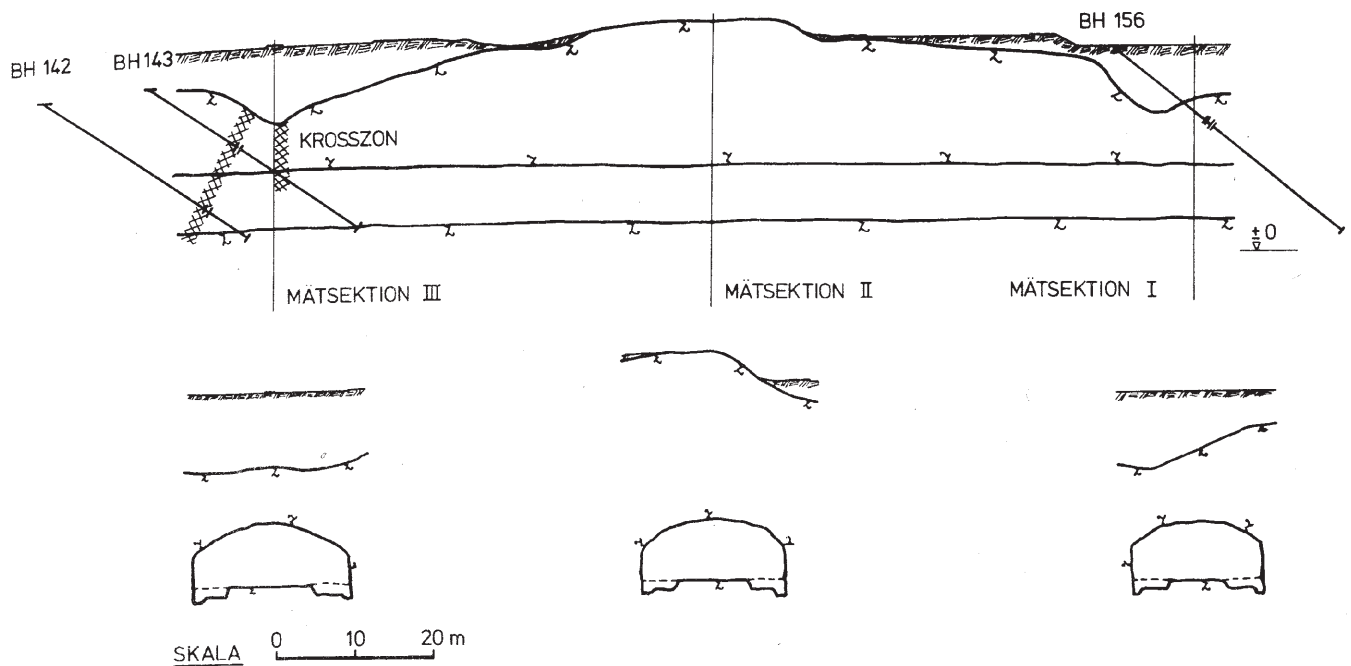


Fig. 3 Bedömning av läget av krosszoner och bergytan på basis av förundersökningar

För att övervaka berggrörelserna beslöts att en mätsektion skulle installeras vid de kritiska avsnitten i vardera änden. För att jämföra mätresultaten ifrån dessa avsnitt med berggrörelser vid mera normala förhållanden (större bergtäckning) installerades en mätsektion i mittpartiet av stationen. Erfarenheter av vilka berggrörelser som kan betraktas som normala för denna typ av berganläggning saknades nästan helt.

Syftet med deformationsmätningarna var i detta skede främst att registrera de uppkomna rörelserna.

Alternativet till en övervakning var en eventuell generell förstärkning av de dåliga partierna med betongbågar.

2.2 Instrumentering

I varje mätsektion skulle i princip följande mätningar utföras

- Konvergensmätning i tunneln med invartråd baserad konvergensmätare (Distometer)
- Mätning med flerstångsextensometer från markytan
- Mätning med enstångsextensometer från tunneln
- Mätning av laster på bergbultarna

Flerstångsextensometern från markytan installerades innan tunnelsprängningen påbörjades. De andra utrustningarna installerades efter utsprängningen av respektive mätsektion, se fig. 4.

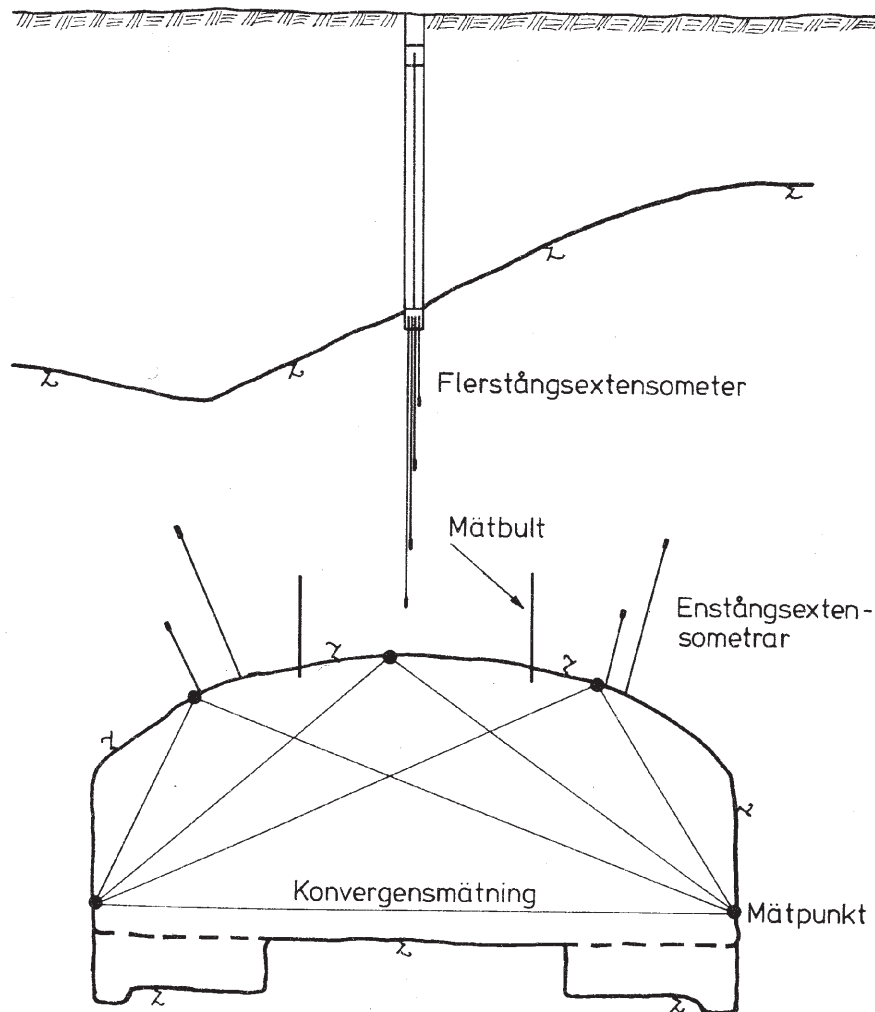


Fig. 4 Principsektion med system för deformationsmätning

2.3 Resultat av mätningarna

Resultatet från mätningarna av första mätsektionen gav att rörelserna var mycket små, mindre än 1 mm, samt att taket höjde sig något och väggarna rörde sig inåt, se fig. 5. Detta tydde på höga horisontaltryck och stor elasticitetsmodul hos bergmassan, dvs mycket bra bergförhållanden och ett stabilt valv trots den låga bergtäckningen.

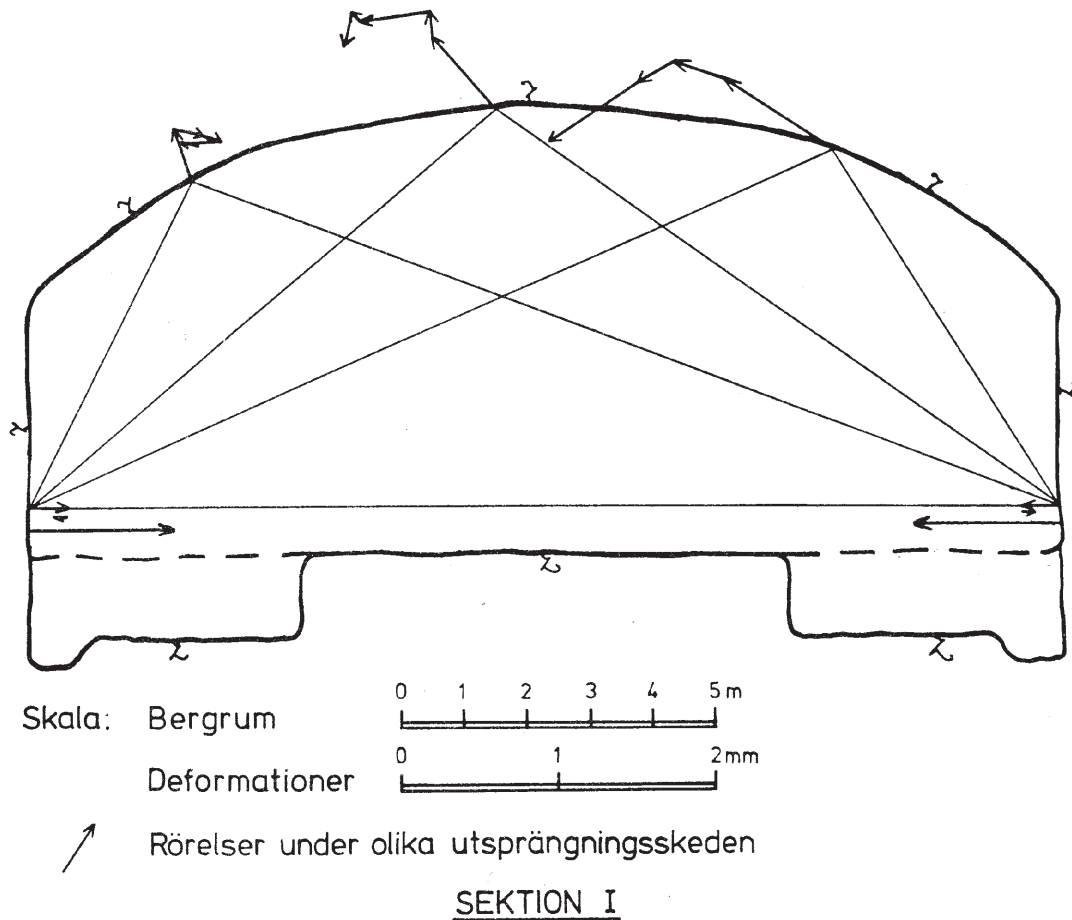


Fig. 5 Resultat av konvergensmätning i sektion I

För att fullständigt tolka mätningarna erfordras dock beräkningar av väntade rörelser. Eftersom en av de faktorer som mest påverkar rörelserna är det initiella bergtrycket måste kompletterande mätningar utföras av initialspänningstillståndet, vilket ej var planerat från början. Projektet omdisponerades något och tilläggsanslag erhöles, varefter mätning av initialspänningarna vid sektion II utfördes av Vattenfall innan utsprängningarna hade kommit så långt att de bedömdes kunna ha påverkat spänningarna. Syftet med projektet ändrades därvid något så att även en viss tolkning av resultatet och diskussion av nyttan skulle ingå.

Mätningarna visade att residualspänningar förekommer i graniten och det verkande horisontaltrycket på ca 18 m djup var ca 4 – 6 MPa, dvs ca 10 ggr större än den gravitationsinducerade vertikallasten.

Resultatet av deformationsmätningarna i den mittersta sektionen gav samma små berg rörelser och i princip samma rörelsemönster. Precisionsavvägning av bergytan utgående från dubb i berget ca 30 m utanför tunneln visade på en hävning av bergytan 20 m ovanför tunneln på 1 – 1,5 mm. Troligtvis har detta resultat påverkats av temperaturrörelse hos fix- och mät dubbarna i bergytan.

Utsprängningen av den västra delen av stationen och sista mätsektionen utfördes försiktigt med pilot i mitten och stross i sidorna på grund av risk för dåligt berg och liten bergtäckning. Kompletterande sonderingsborrning utfördes från tunneln för bestämning av bergytan.

Denna påvisade sprickigt berg men ej de väntade stora krosszonerna som har redovisats, se fig. 3. Kontroll av de redovisade förundersökningarna visade att vissa kärnborrhål var felaktigt angivna på ritningen vad gäller såväl läge som riktning.

De korrigerade borrhålen indikerade att krosszonen var mindre flack och dessutom belägen bortom lågpunkten och därmed mätsektionen. Därför utfördes endast en mindre del av instrumenteringen i den planerade mätsektionen så att delar av utrustningen skulle kunna monteras kring ev krosszoner.

Mätningarna indikerade rörelser av ca 1 mm i form av en uppåtgående rörelse av bergmassan ovan taket. Väggarna rörde sig något inåt.

Kontroll av berget i samband med fortsatt utsprängning visade att de markanta krosszoner som förutsagts av kärnborrningen ej fanns. Ingen ytterligare mätsektion installerades därför. Istället var berget kraftigt uppsprucket på en längre sträcka med nästan vertikala kalkfyllda sprickor vinkelrätt mot tunneln. Denna bergstruktur var betydligt mer gynnsam än de väntade flacka markanta krosszonerna.

Sedan bergspänningar mätts har beräkningar av bergrörelsen utförts med finita elementmetoden för några olika fall, dvs vid olika initialtryck, elasticitetsmoduler och sprickfigurationer.

Resultatet från beräkningen med mest troliga egenskaperna hos berget, initialtryck av 4 MPa och en elasticitetsmodul av 40 GPa gav rörelser mindre än 1 mm och med ett rörelsemönster som det uppmätta dvs en lyftning av taket och en inåtgående rörelse av väggarna.

Detaljerad beskrivning av objektet, mätutrustningen och mätresultatet är sammanställt i appendix.

2.4 Slutsatser och kommentarer

Deformationsmätningar kan i princip användas i följande fyra olika bergmekaniska sammanhang (Franklin, 1977 a)

- 1) Utvärdering av vissa av bergmassans parametrar in situ
- 2) Registrera bergrörelser för att ge kunskap om uppförande hos en viss berganläggning
- 3) Förbättra dimensioneringsunderlaget för bl a förstärkningsinsatsen genom successiva observationer
- 4) Stabilitetsövervakning

För Huvudstaprojektet var syftet från början ren registrering av rörelserna. Under projektets gång blev syftet även att ge underlag för en förbättrad dimensionering av erforderliga förstärkningsåtgärder.

Detta berodde bland annat på att mätresultaten var så intressanta och att en ökad insikt hade erhållits om användbarheten av deformationsmätningar att man valde att fördjupa analysen.

Några värden på deformationerna (tröskelvärden) vid vilkas uppnående man vidtar bestämda åtgärder, i detta fall bultning eller betongbågar, bestämdes ej i förväg. I takt med gjorda erfarenheter om rörelsernas storlek och teoretiska beräkningar diskuterades nivån på tröskelvärdena. Till slut ansågs att rörelser av upp till 1 – 2 mm kan tolkas som normala elastiska rörelser som ej indikerar stabilitetsproblem.

Det bergmekaniskt intressanta var att trots den stora spännvidden och lilla bergtäckningen valvet var stabilt och rörelsernas storlek och mönster kunde beräknas under antagande av elastiska förhållanden i bergmassan.

En stabiliserande orsak är utan tvekan de höga horisontaltryck som rådde i det omgivande berget, trots att stationen är ytligt belägen.

Berget var i stort självbärande så att dyra förstärkningsinsatser ej behövde utföras.

Den allmänna nyttan med projektet ligger dels i att erfarenhet erhållits av uppförande hos en berganläggning med stor spännvidd och liten bergtäckning, dels att de viktiga synpunkter framkommit på deformationsmätningens roll och genomförande vilka sammanställts i nästa kapitel.

För själva objektet station Huvudsta har mätningarna visat att den lilla bergtäckningen ej påverkade stabiliteten negativt vid utsprängningen av stationen och givit underlag till beslutet att speciella förstärkningsinsatser såsom exempelvis betongbågar ej var nödvändiga.

Rörelserna i bergmassan var så små att någon sönderbrytning av det förinjekterade berget ej heller kan ha uppkommit.

Kontakten mellan de berörda parterna, gatukontoret, entreprenören ABV och mätningpersonalen var god. Vissa missförstånd uppkom ändå, exempelvis täcktes några mätpunkter av sprutbetong och ibland uppstod onödigt långa väntetider. Detta understryker vikten av att en övervakning planeras i detalj så att inte resultatet, tekniskt och ekonomiskt, äventyras.

Mätutrustningens toleranser vad gäller hållängder, håldimensioner och detaljplacering måste anpassas till anläggningsentreprenörens normala krav för att monteringen skall gå så problemfritt som möjligt.

På grund av bergets struktur med sprickor och bergblock kan lokalt det elastiska rörelsemönstret för en homogen bergmassa brytas. Detta innebär att en avvikelse från det rörelsemönster som ges av antagandet att homogena förhållanden råder ej behöver innebära stabilitetsproblem. Eftersom man endast kan observera rörelsen i enstaka punkter kan det vara svårt att i detalj tolka vad som är en elastisk rörelse på grund av homogena förhållanden och vad som beror på den lokala blockstrukturen.

Målsättningen med en övervakning blir därför ibland att dels fastställa det elastiska rörelsemönstret och dess variationer som beror på olika förekommande block-strukturer, dels studera avvikelser från detta mönster som indikerar ett stabilitetsproblem.

I en sprickig hård bergmassa kan det vara av speciellt intresse att studera uppförande hos de så kallade låsblocken.

Normalt har vi idag inte tillräcklig kunskap att bestämma det allmänna elastiska rörelsemönstret för en blockig bergmassa utifrån teoretiska beräkningar. Bättre kunskap om normala rörelser ökar möjligheten att i framtiden använda teoretiska beräkningar som bas för dimensionering.

3 DEFORMATIONSMÄTNING SOM HJÄLPMEDEL VID BYGGANDE I BERG

3.1 Introduktion

I berganläggningar med speciell utformning, exempelvis stor spännvidd eller komplicerad geometri, speciella säkerhetskrav eller i berg av dålig eller svårbestämd kvalitet är det ofta nödvändigt att under byggnadstiden följa deformationer och spänningsändringar för att man ska kunna klargöra om anläggningen uppför sig som beräknat.

Observation av deformationerna är det mest använda redskapet för övervakning av berganläggningar. I detta begrepp ingår, förutom okulärbesiktning, flera andra typer av observationer såsom absolutmätning genom exempelvis avvägning eller relativrörelsemätning utförd exempelvis såsom konvergensmätning samt töjningsmätning. Allmänna riktlinjer för övervakning av berganläggningar har beskrivits av bl a Carvalho och Kovari 1977, Cording et al 1975, Franklin 1977 a, Franklin 1977 b och Londe 1977.

Syftet med en övervakning av en berganläggning kan vara olika. Bakgrunden är dock alltid den osäkerhet som finns i varje bergmekanisk parameterbestämning och beräkning, dvs i varje bergmekaniskt beslut.

Förståelsen för dessa osäkerheter samt att kunna bestämma graden av osäkerhet är en viktig förutsättning för ett lyckat genomförande av övervakningen.

Bergmassans egenskaper kan lokalt variera och är svåra att mäta. Bestämningen kompliceras ytterligare av att den av tekniskt-ekonomiska skäl endast kan ske genom stickprov. Beräkningen och analysmetoderna med bergmassans egenskaper som ingående parametrar innehåller också förenklingar. Allt detta sammantaget gör att varje beslut baserat på bergmekaniska analyser är förenat med en osäkerhet. Målsättningen blir därför för en övervakning att minska osäkerheten och/eller konsekvensen av ett felaktigt beslut.

Övervakning används för att

- optimera konstruktionen med hjälp av successiva observationer (observationsmetoden)
- kontrollera stabiliteten

Observationsmetoden innebär en successiv kontroll av beteendet hos anläggningen eller ett pilotprojekt. På basis av dessa »fullskaleförsök» upprättas riktlinjer för olika bergmekaniska beslut såsom tunnelform, förstärkningsinsatser, ändrat drivningsförfarande etc. Beslutsunderlagen blir med den ökande kontrollen mindre osäkra.

Metoden förutsätter att de olika bergmekaniska problemen först har definierats i mätbara egenskaper, t ex rörelser. Man gör alltså en förutsägelse om hur berget kommer att bete sig. Vidare krävs en uppskattning av tänkbara åtgärder för att ett kontrakt skall kunna skrivas mellan byggherren och entreprenören. Beslut om olika åtgärder sker sedan i takt med gjorda observationer. Detta ställer krav på en flexibel organisation och metoder samt på utformningen av kontraktet.

Exempel på en »stringent» tillämpning av observationsmetoden är den nya österrikiska tunneldrivningsmetoden, NATM, som utvecklats i samband med tunnelbyggen i dåligt berg där stora deformationer och stabilitetsproblem har varit vanliga.

Vid vissa bergmekaniska problem kan man ej efter hand ändra åtgärderna men däremot vill man minska risken, vilket sker genom övervakning av deformationerna (säkerhetskontroll).

Exempel på detta är övervakning av befintliga bergslänter. Åtgärder för att höja stabiliteten är oftast ekonomiskt omöjliga att utföra liksom att beräkningsmässigt påvisa en stabilitetsförbättring. Däremot kan ett rätt utfört och använt övervakningssystem varna för ras i tid så att stora personella skador kan undvikas, dvs konsekvensen av ett ras minskas. Det gäller även här att problemet först måste definieras och kvantifieras och tröskelvärden fastställas. Med tröskelvärde menas mätvärden vid vilkas uppnående man vidtar i förväg bestämda åtgärder.

3.2 Allmänna riktlinjer

Det är viktigt att i detta sammanhang definiera använda begrepp. Vi har använt följande.

Observation: Ett registrerande (med eller utan instrument) av egenskaper eller beteenden hos det observerade föremålet.

Övervakning: en metodik, där observation ligger till grund för förutsägelser om kommande egenskaper eller beteende och dessa jämförs med specificerade sådana och åtgärder vid behov vidtas utifrån denna jämförelse.

Kontroll: en speciell typ av övervakning där en observation på ett i förväg specificerat sätt utförs och jämförs med specificerade gränser för egenskaper eller beteende för godkännande eller förkastande.

Oavsett om övervakningen är avsedd enbart som säkerhetskontroll eller som ett led i en fortgående dimensioneringsprocess (observationsmetoden) måste man vid planering och utförande genomgå fyra steg i den givna ordningen:

- Definiering av syfte och problemställning
Förutsäg beteendet hos objektet
- Allmän inplanering av mätningarna i byggprocessen
Var, när, hur och av vem skall observationen göras?
- Planering av instrumentering
Vilka instrument? Var och hur montera och av vem? Hur tolka och rapportera?
- Mätning och rapportering
Tolka och redovisa resultatet
Konsekvensen av övervakningen

Inget av stegen kan överhoppas och ordningen bör inte ändras om mätsystemet skall fungera.

Om problemställningen inte är definierad kommer troligen systemet att mäta på fel plats och inte kunna ge larm.

Om den allmänna planeringen av övervakningssystemet inte är gjord kommer troligtvis vissa bakgrundsdata att saknas, ansvarsfördelning och kontaktkanaler att vara osäkra med risk att mätningen »kommer bort» etc.

Om detaljerna inte är klara före utförandet, kommer rapportering att försenas, onödigt krångel uppstå på arbetsplatsen osv.

Nedan följer en genomgång av de olika stegen baserad på litteraturstudier och egen praktisk erfarenhet från bl a Huvudstaprojektet.

3.3 Definiering av syfte och problemställning

Basen för alla övervakningssystem är att man förutsäger uppförandet hos en anläggning samt kartlägger osäkerheten i förutsägelsen. Även övervakning med mycket noga instrumenterade och kontrollerade objekt kan bli värdelös om den ej baseras på en sådan förutsägelse. Vidare bör i förutsägelsen ingå redovisning av olika tröskelvärden med tillhörande åtgärder.

Första momentet är att fastställa de geologiska och bergmekaniska data som är relevanta för projektet. Exempelvis för en tunnel är det frågor såsom bergart, bergtryck, sprickriktningar, krosszoner, vattentryck, hållfasthets- och deformations-egenskaper som måste besvaras. Genom användandet av modern tillämpning av statistisk teori kan även sannolikheten för olika förhållanden anges, vilket ligger till grund för riskbedömning och tolkning av mätresultat. Man kan då ange förutsägelsens osäkerhet i sannolikhetstermer i stället för att »dölja» den i säkerhetsfaktorer och liknande (Olsson och Stille 1979).

Det andra momentet är att förutsäga rörelserna. En bra metod att beräkna väntade rörelser är finita elementmetoden. Beräkningarna bör utföras så att förutom »normalt» även ges ett »optimistiskt» och »pessimistiskt» uppförande hos anläggningen samtidigt som subjektiva sannolikheter för respektive uppförande anges.

Tyvärr ger de bergmekaniska förundersökningarna en begränsad relevant information om bergmassan. Man kan därför även behöva beakta förhållanden som ej framgår av undersökningen men däremot kan förväntas på vasis av ren erfarenhet (induktivt tänkande).

Det fordras här en fantasi och stor erfarenhet för att inte missa vissa problemställningar.

Det tredje momentet är att definiera tröskelvärden med åtgärdsschema. En välplanerad och snabbt utförd åtgärd kan förhindra allvarliga tillbud medan motsatsen ofta leder till att åtgärder ej hinner beslutas om och vidtas i tid innan ett ras uppkommer.

Tyvärr saknas idag tillräcklig erfarenhet vad som är en normal deformation för ett visst objekt och geologi. När skall rörelsen tolkas såsom allvarlig risk för ras?

Vid vilken deformation uppkommer stabilitetsproblem för en tunnel med 20 m spännvidd, är det vid ihoptryckning av rummet på 0.1, 1, 10 eller 100 mm?

Denna osäkerhet vid fastställande av tröskelvärden leder ofta till att man utför ett pilotprojekt eller särskilda undersökningstunnlar eller i samband med projektet utför mätningar så att man successivt förbättrar, uppdaterar, sitt vetande om vad som är normalt uppförande och därmed också lämpliga tröskelvärden.

Denna uppdatering sker normalt intuitivt baserat på erfarenhet, mer stringent kan uppdatering utföras med sannolikheteorier baserade på Bayes teorem.

Tröskelvärdet kan antingen vara ett absolut värde eller en viss avvikelse i rörelsemönster, t ex accelererande rörelser.

Åtgärderna kan vara allt ifrån att intensifiera mätningarna eller göra vissa förstärkningar till att omedelbart tillkalla experter eller utrymma anläggningen.

3.4 Allmän inplanering av mätningarna i byggprocessen

I detta steg fattas de mer övergripande besluten om mätsystemets utformning.

För att ett mätsystem skall vara meningsfullt måste det kunna påverka byggandets beslutsprocess.

Om upphandlingen är sådan, att ändringar i utförandet ej kan göras eller om mätresultat kommer för sent eller är tvetydiga är de ointressanta. Väsentligt är därför att:

- Mätsystemet har en ekonomisk-juridisk status
- Alla berörda är väl informerade om mätningarna och deras roll samt införstådda med användning av tröskelvärden och därmed kopplade åtgärder.

I princip finns det tre tänkbara parter som kan hålla i utförandet av mätningarna: Beställarens platsombud, dvs kontrollanten, entreprenören eller en konsult.

Mycket talar för att arbetet bör utföras av beställaren genom en specialkonsult, i enlighet med ett program som alla parter är överens om. Däremot är det lämpligt att upphandla sådant som ställningar, håltagning, skydd etc av entreprenören.

Skälen är flera:

- Montering, avläsning och tolkning kräver specialträning
- Entreprenören kan ha svårt att avdela personal i rätt tidpunkt
- Viss mätning behöver ofta göras i förväg (bakgrundsdata)
- Ibland skall mätningen följas upp efter det objektet är färdigbyggt
- Beställaren betalar för ändringar

Frågan om var man skall mäta är svår att besvara. Generellt kan man tänka sig att antingen sprida mätningarna över anläggningen eller också koncentrera insatsen till speciella avsnitt, exempelvis speciella mätsektioner. Vilket man väljer beror givetvis dels på förutsägelsen (och därigenom på geologin), dels på ekonomiska och arbets-tekniska synpunkter.

Sektionerna skall antingen vara representativa för en större sträcka eller väljas där berget lokalt avviker så att speciell mätsektion behövs, t ex vid en krosszon eller där man har extra stor spännvidd på tunneln.

För- och nackdelar med att koncentrera mätningarna till sektioner istället för att sprida ut dem är

Fördelar:

Man kan göra tillräckligt många samhörande observationer för att få en klar bild av rörelsemönstret.

Den erforderliga mätinsatsen blir normalt mindre om den utförs i en representativ sektion än om den sprids ut.

Nackdelar:

Om mätsektionen är olämpligt vald kan mätinsatsen vara förspild.

Det kan vara svårt att hinna med att installera eftersom många instrument skall monteras samtidigt. Störningar i ordinarie arbeten kan inträffa.

För att mätsystemet skall fylla sin roll i beslutsprocessen måste *tolkade* resultat komma fram mycket snabbt. Ansvarsförhållanden och kontaktvägar måste göras klara. Samtidigt är det viktigt att iakttagelser som kan påverka kommande mätinsatser (t ex val av sektion) lämnas från entreprenören. Mätningarna måste ses som en del i byggprocessen av alla parter!

3.5 Instrumentering

Valet av instrument är helt avhängigt av förutsägelseerna. Dessa kan ställa krav på noggrannhet och precision.

Bestämning av absoluta deformationer kräver hög noggrannhet medan det för bestämning av ändring i rörelsehastighet räcker med god precision och måttligare noggrannhet.

Precision = en mätmetods förmåga att vid upprepade mätningar av en obekant storhet få samma resultat

Noggrannhet = en mätmetods förmåga att vid mätning av en obekant storhet bestämma dess rätta värde.

(Observera alltså att precision är ett nödvändigt, men inte tillräckligt, villkor för noggrannhet.)

Generellt kan sägas

- Avläsningsanordningar som kan kalibreras (till exempel löstagbara) är att föredra.
- Mätpersonalen skall vara förtrogen med instrumenten. Träna före montering!
- Det får inte finnas svaga länkar i instrumentsystemet. Om ett avläsningsdon används till många avläsningar, skall det kunna repareras på plats eller dupliceras.
- Instrumenten bör anpassas till arbetsmetoden och tillgängliga borrhutrustningar etc, så att monteringen förenklas.

I valet mellan att mäta relativa rörelser och absoluta rörelser bör man om möjligt undvika att vara beroende av absolutrörelsemätning.

Orsaken är att det oftast är mycket svårt att definiera ett koordinatsystem, t ex att anordna fix-punkter som dels verkligen är fasta, dels kan inmätas med önskad noggrannhet.

I de allra flesta bergmekaniska sammanhang är det tillräckligt att mäta den *relativa* rörelsen vid övervakningen. Det är enklare att nå hög noggrannhet genom att direkt mäta den relativa rörelsen (med t ex konvergensmätare eller extensometer) än att beräkna den som skillnaden mellan två absolutbestämda lägen.

Beskrivning av olika mätmetoder och instrument finns bl a hos Cording et al 1975, Dunnicliff 1971, Kovari et al 1974 och Franklin 1977 a, Hanna 1973.

Inplaceringen av instrument måste göras med hänsyn till flera faktorer. De skall monteras så att de samtidigt

- mäter känsligaste parameter
- inte stör byggnadsarbetet för mycket
- är lättåtkomliga så att mätpersonalens arbete underlättas och ej medför onödiga risker
- är placerade skyddat, så att de ej skadas av fordon etc
- ger möjlighet att insamla bakgrundsinformation (= naturliga rörelser). Detta betyder installation från markytan, speciella undersökningstunnlar etc.

Om möjligt skall man eftersträva att mätsystemet har en viss redundans, dvs att det är överbestämt så att exempelvis bortfall av en mätsträcka inte innebär att rörelsemönstret för mätsektionen ej kan bestämmas. Tidsskäl och åtkomlighet kan ibland hindra detta. Om så är fallet, måste extra noggrannhet iakttas med skyddsanordningar, mätlinor osv, osv.

Monteringsarbetet kan utföras antingen av entreprenören eller av mätpersonalen. Den bästa lösningen är oftast att entreprenören ordnar håltagning, ställningar, skydd för mätpunkter etc medan själva monteringen görs av mätpersonalen. På detta vis utnyttjas tillgängliga resurser på bästa sätt, eftersom var och en arbetar inom sin specialitet.

Vid monteringen beaktas

- att man kontrollerar att geologin överensstämmer med den som använts för förutsägelsen så att mätningarna får avsedd verkan
- att närgeologin karteras vid monterad utrustning, gärna med fototeknik
- att alla instrument, mätpunkter etc markeras mycket noga, numreras och markeras på ritning, förses med skydd och inmäts
- att instrumenteringsplan finns tillgänglig på arbetsplatsen så att påborrning etc av utrustning undviks
- att alla förhållanden noteras som kan störa instrumentfunktionen.

Tolkning och rapportering måste ske så snabbt och resultatet delges rätta personer att mätningssprocessen kan inlemmas i den totala byggprocessen.

Det krävs alltså

- att protokollsformulär upprättas i förväg och att de verkligen underlättar fältarbetet
- att tidplanen för mätningarna konstant revideras så att varje mätning sker vid avsedd fas i bygget
- att alla är informerade om val av mätsektioner och orsaker till valet så att alla relevanta iakttagelser, t ex visuella observationer av entreprenören, under bygget återförs till mättningsplaneringen
- att speciella tolkningsscheman är uppgjorda, så att tolkning kan ske omgående
- att det tolkade resultatet omedelbart presenteras i en form som direkt möjliggör jämförelse med förutsägelsen.

Detta betyder i praktiken en grafisk presentation där förutsägelsen, tröskelvärden och tidigare mätdata kan jämföras. Orsaken till att en grafisk representation skall väljas, är att människan lättare ser trender på en sådan.

- att tröskelvärden är klart definierade och om möjligt uttryckta direkt i instrumentutslag för att möjliggöra en snabb tolkning
- att rapporteringsvägar är klara, speciellt för allvarligare larm och att åtgärdsschema finns.

En viktig del av tolkningen vid tillämpningar av observationsmetoden ligger i en successiv korrigering av förutsägelsen (uppdatering). Vad vi vill göra är att efterhand modifiera vår modell så att den alltmer överensstämmer med verkligheten, dvs minska osäkerheten.

Statistiska och beslutsteoretiska metoder har härvid stora utvecklingsmöjligheter men ytterligare arbete krävs för att de skall bli praktiskt tillämpbara.

3.6 Mätning och rapportering

För att säkerställa att övervakning planeras och utförs korrekt måste skriftlig rapportering ske vid vissa speciella skeden i planeringen och utförandet av övervakningen.

Genom att kräva skriftlig rapportering tvingas de ansvariga för övervakningen att i detalj redogöra för övervakningen samtidigt som missförstånd på grund av brister i informationen undviks.

Följande rapporter skall skrivas

- Förutsägelse av anläggningens bergmekaniska beteende och förslag till mätprinciper
- Beskrivning av mätapparatur och riktlinjer för instrumenteringen samt mätinstruktion
- Mätrapporter

I den första rapporten som tillhör projekteringsskedet skall ett väntat normalt beteende med troliga variationer anges. Vidare skall om möjligt tröskelvärden och åtgärder beskrivas samt allmänna råd ges för att säkerställa att övervakningen passar in i utförandeskedet. Med andra ord skall övervakningens olika faser och roller beskrivas.

Den andra rapporten som också ingår i projekteringen vänder sig till mätpersonalen och byggnadsentreprenören och innehåller en beskrivning över mätsystemet med detaljerade anvisningar för installation av utrustningen och mätinstruktioner. I rapporten skall även anges förslag till mätsektioner, lägen och utrustning samt vem som är ansvarig för olika faser i installationen, dvs vem som ansvarar för rätt placering, vem som borrar hål, vem som utför själva monteringen osv.

Rapporten under byggskedet innehåller först en beskrivning över förhållandena vid installationen. Exempelvis kan borrhål för extensometrar ge information om de geologiska förhållandena. Därefter sker rapportering av utförda mätningar, som där så är lämpligt kan ske i etapper. I de flesta fall är en grafisk presentation av mätdata att

föredra framför värden angivna i tabellform, eftersom trender då lättare går att utläsa.

Kompletterande rapporter kan bli aktuella om resultat av en successiv övervakning innebär en ändring av förutsägelseerna. De kan då innehålla eventuella nya råd och regler för kommande instrumentering och ändrade tröskelvärden.

REFERENSLISTA

- BIENIAWSKI, Z.I., Rock mass classification in rock engineering. Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, Volume 1 (1976).
- BIENIAWSKI, Z.I., Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories, J. Rock Mech. Mining Sc, Pergamon Press, Vol. 15, No. 5 (1978).
- CARVALHO, I.S. and KOVÁRI, K., Displacement Measurements as a mean for safe and economical tunnel design. Proc. Intl. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, A.A. Balkema Rotterdam, Vol. 2 (1977).
- CORDING, E.J. et al., Methods for Geotechnical observations and instrumentation in Tunneling. Dept of Civil Eng, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Vol. 1 and 2, 1975.
- DEERE, D.U., Geological considerations. In: Rock Mechanics in Engineering Practice. Editors K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz. Published by John Wiley & Sons, London (1968).
- DUNNICLIFF, C.J., Equipment for Field Deformation Measurements. Proc. 4th Panamerican Conf. on Soil Mech. a. Found. Engng, San Juan, Vol. 2 (1971).
- FRANKLIN, J.A., The Monitoring of Structures in Rock. J. Rock Mech. Mining Sc. Pergamon Press, Vol. 14, No. 4 (1977 a).
- FRANKLIN, J.A., Some Practical Considerations in the Planning of Field Instrumentation. Proc. Intl. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics. A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 1 (1977 b).
- GROTH, T., Stabilitet hos stora berggrum, Datorprogram BEFEM-78, BeFo Nr 21:4, Stockholm (1979).
- HANNA, T.H., Foundation Instrumentation Series on Rock and Soil Mechanics. Vol. 1 (1971/73). No. 3. Trans. Tech. Publications, Clausthal (1973).
- HEUZE, F.E., Scale Effects in the Determination of Rock Mass Strength and Deformability, Rock Mechanics 12, 167-192, Springer-Verlag (1980).

KOVÁRI, K., AMSTAD, CH., GROB, H., Displacement Measurements of High Accuracy in Underground Openings, Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mechanics, Denver Colorado (1974).

LONDE, P., Field measurements in tunnels. Proc. Intl. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, K. Kovari, ed., A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 2 (1977).

OLSSON, L., STILLE, H., Geoteknisk Riskbedömning, Etapp 1. Statistiska metoder tillämpat på svensk geoteknik R 126:1979, Byggforskningen, Stockholm (1979).

SCHERMAN, K-A., HILTSCHER, R., MARTNA, J., Erfarenheter från 15 års bergspänningsmätningar vid Vattenfall. BeFo:s Bergmekanikdag (1980).

STRINDELL, L., Huvudsta tunnelbanestation, spänningsmätningar, Vattenfall rapport BTH—LS/SK—3710 (1980).

**BERGMEKANISKA MÄTNINGAR OCH OBSERVATIONER VID
STATION HUVUDSTA**

A 1 Geologiska och bergmekaniska förutsättningar för objektet

A 1.1 Objektet

Den färdiga stationen, av typ trumpetstation, har en längd av ca 180 m och en spännvidd mellan 14 och 22 m, avsmalnande mot öster. Takhöjden är 6 m i östra änden och stiger till 7 m i den västra. I spårlägena fördjupas tunneln ca 1,5 m. Tunnelbanans läge i plan är redovisad på fig. 1.

Utsprängning av stationen skedde från öster mot väster. Vid spännvidder upp till 16 m utsprängdes hela arean med hjälp av pilot och stross. Därefter hade två sidoorter palnerats drivas. Därefter skulle pelaren bortsprängas som släpande stross med minst 20 m eftersläning, se fig. 2. Detta förfarande ändrades sedan till en centrumort med släpande utstrossning av sidorna. Utsprängningssekvensen beskrivs närmare för varje mätsektion.

A 1.2 Geologi

De geologiska förhållandena vid platsen för rubricerad station har på uppdrag av Stockholms gatukontor beskrivits av Bergkonsult AB (numera TYRÉNS) på följande sätt i förundersökningen, daterad 1976–04–06:

»Berggrunden består till helt övervägande del av grå eller gråröd finkornig granit. Såväl i bergskärningar som diamantborrkärnor observeras att i anslutning till sprickor förekommer ofta kalkbeläggningar. Vissa sprickplan är vittrade med sandiga vittringsrester. Vid bergsondering har flerstädes konstaterats smala zoner med snabb borrhjullning som kan indikera vittrat berg kring sprickor eller jordfyllda slag.»

Bergtäckningen över enkelspårtunnlarna på ömse sidor om Station Huvudsta är tillfredsställande. Däremot framgår av undersökningarna att man vid utsprängningen av stationstunneln för Huvudsta bör räkna med att bergtäckningen över vissa avsnitt mellan sektion 5/850 – 5/900 och 5/970 – 6/050 kommer att understiga 10 m. Inom sistnämnda avsnitt uppges förekommande viadukt över Huvudsta allé som lägst vara grundlagd ca 10 m över blivande bergtak i stationstunneln. Över den mellersta delen av

stationen (sekt 5/910 – 5/980) är däremot bergtäckningen omkring 15 m eller mera.

En undersökning av borrhälen från de tre kärnborrhålen visade att sprickfrekvensen är låg (se fig. 3 a, b och c). Bestämning av RQD, Deere 1968, för kärnorna gav ett värde på 67% för borrhälen BH 156 och 51% för BH 143. I sprickorna förekommer ofta kalkbeläggningar. Vissa sprickplan är vittrade med sandiga vittringsrester. Det sämsta berget påträffades i borrhål 143. Drygt 2 m ovanför tunneltaket ligger en ca 5 m bred sprickrik zon. RQD-värdet var där 43%. Kärnförlusten i borrhålet var ca 60 cm. Här befarades en svaghetszon vara belägen.

De geologiska förhållandena som väntades utifrån förundersökningen samt tunnelns geometri har sammanställts på fig. 4.

Observationer i form av borrhälen och kartering inifrån tunneln medförde att beskrivningen av geologin här som överallt annars behövde korrigeras. Den slutgiltigt fastställda geologin redovisas tillsammans med varje mätsektion.

Borrhälen för stängextensometrarna ifrån markytan TV-granskades före monteringen av stängerna.

- Den vid TV-granskningen observerade sprickfrekvensen och fördelningen visar på ett bra berg i alla sektionerna, se fig. 5; måttlig sprickfrekvens, 1,5 – 4,2 sprickor/m, liten sprickvidd, oftast < 2 mm och kalcitläkta sprickor. Förekomsten av eventuella krosszoner i sektion III kunde ej verifieras av TV-granskningen.

A 1.3 Problemställning

Vid såväl den östra som västra delen av stationen är bergtäckningen liten, ca 8 m, i förhållande till den stora spännvidden, 14 – 22 m. Problemet kompliceras ytterligare av att i avsnitt 1 (östra delen) finns en sättningskänslig bensinstation med underjordscisterner rakt ovanför tunneln. I avsnitt 3 (västra delen) bedömdes det existera

Precision = en mätmetods förmåga att vid upprepade mätningar av en obekant storhet få samma resultat

Noggrannhet = en mätmetods förmåga att vid mätning av en obekant storhet bestämma dess rätta värde.

(Observera alltså att precision är ett nödvändigt, men inte tillräckligt, villkor för noggrannhet.)

Generellt kan sägas

- Avläsningsanordningar som kan kalibreras (till exempel löstagbara) är att föredra.
- Mätpersonalen skall vara förtrogen med instrumenten. Träna före montering!
- Det får inte finnas svaga länkar i instrumentsystemet. Om ett avläsningsdon används till många avläsningar, skall det kunna repareras på plats eller dupliceras.
- Instrumenten bör anpassas till arbetsmetoden och tillgängliga borrhutrustningar etc, så att monteringen förenklas.

I valet mellan att mäta relativa rörelser och absoluta rörelser bör man om möjligt undvika att vara beroende av absolutrörelsemätning.

Orsaken är att det oftast är mycket svårt att definiera ett koordinatsystem, t ex att anordna fix-punkter som dels verkligen är fasta, dels kan inmätas med önskad noggrannhet.

I de allra flesta bergmekaniska sammanhang är det tillräckligt att mäta den *relativa* rörelsen vid övervakningen. Det är enklare att nå hög noggrannhet genom att direkt mäta den relativa rörelsen (med t ex konvergensmätare eller extensometer) än att beräkna den som skillnaden mellan två absolutbestämda lägen.

Beskrivning av olika mätmetoder och instrument finns bl a hos Cording et al 1975, Dunnicliff 1971, Kovari et al 1974 och Franklin 1977 a, Hanna 1973.

Det troligaste initialspänningstillståndet uttryckt som en medelspänning i hela strukturen är i vertikalled den av gravitation inducerade spänningen och i horisontalled en spänning inom intervallet 4 – 6,5 MPa vinkelrät mot tunneln.

Bergartens, granitens, deformations- och hållfasthetsegenskaper bestämdes genom tre enaxiella tryckförsök på bergprover med diametern 32 mm.

Följande värden erhöles:

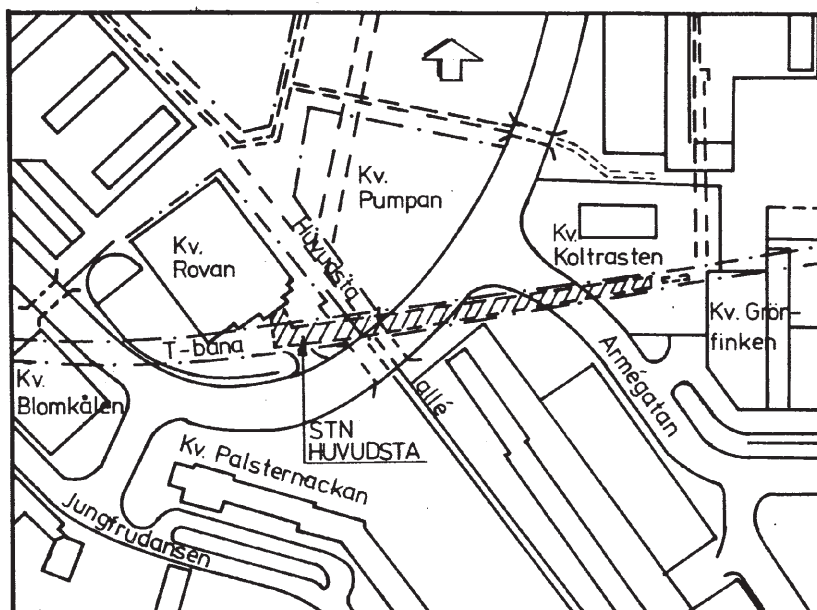
	(MPa) σ_c	(GPa) E	ν
Prov 1	124	84	0.18
Prov 2	91	65	
Prov 3	115	58	
Medelvärde	110	69	

På basis av bedömd bergkvalitet kan bergmassans deformationsmodul (E-modul) uppskattas (Heuze, 1980). Empiriska relationer har framtagits mellan RQD-värdet och modulen samt mellan RMR (Rock mass rating) och modulen (Bieniawski 1976 och 1978). Dessa relationer är dock behäftade med stor osäkerhet.

RQD-värden på 51 till 67% skulle ge ett förhållande mellan bergmassans modul och elasticitetsmodulen för ett litet prov på ca 0,1 – 0,4, vilket motsvaras av en modul på 7 – 40 GPa. En klassificering enligt RMR-systemet skulle ge ett RMR-värde på ca 70 förutom krosszonen vid västra delen där värdet är ca 35.

Detta skulle ge ett värde på deformationsmodulen på ca 40 GPa resp. 0 GPa.

Sammanfattningsvis kan en deformationsmodul på ca 40 GPa väntas utom vid västra delen där modulen bör vara betydligt lägre, ca 10 GPa.



Situationsplan 1:4000

Fig. 1 Situationsplan över station Huvudsta

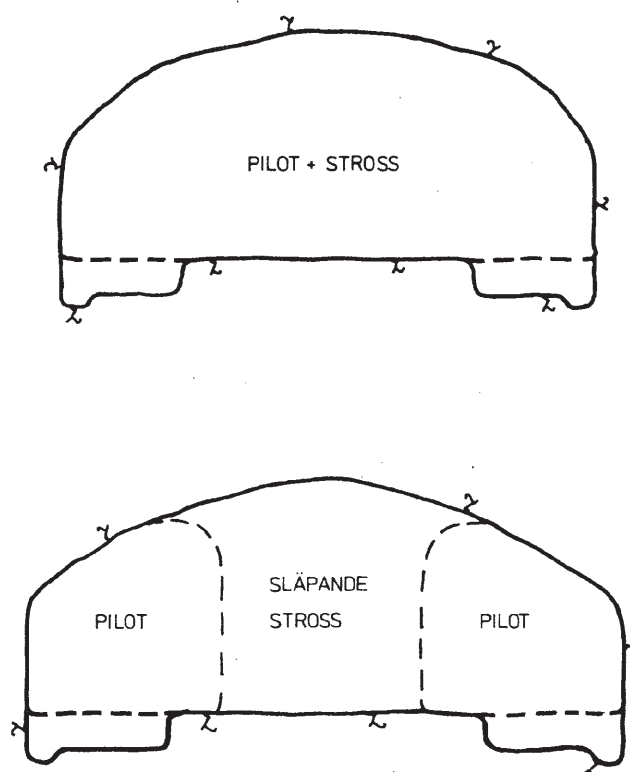


Fig. 2 Planerad utsprängningsordning. Till en början pilot och stross med övergång till drivning med två pilottunnlar när spännvidden översteg 16 m

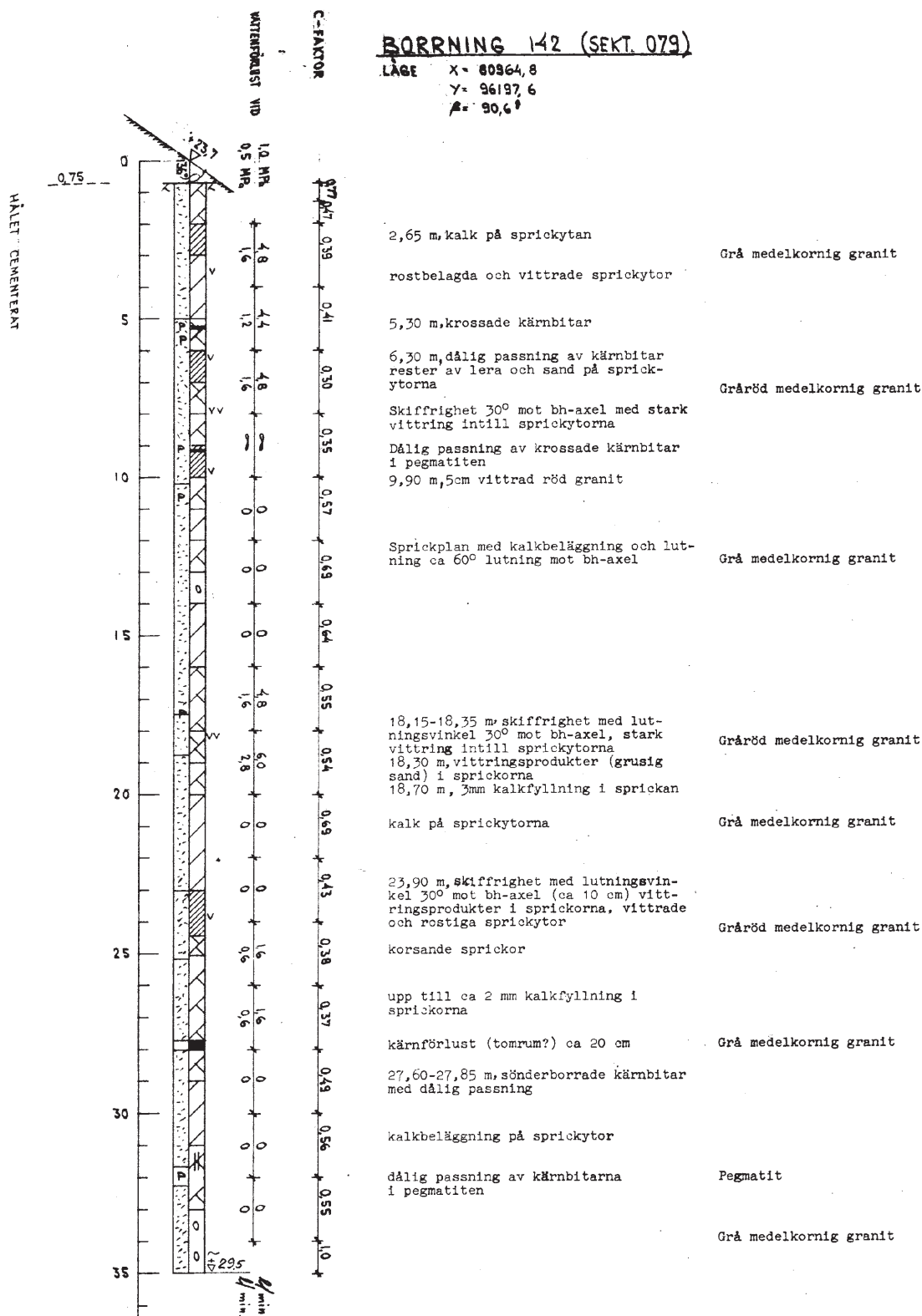


Fig. 3 a Kärnborrhål 142

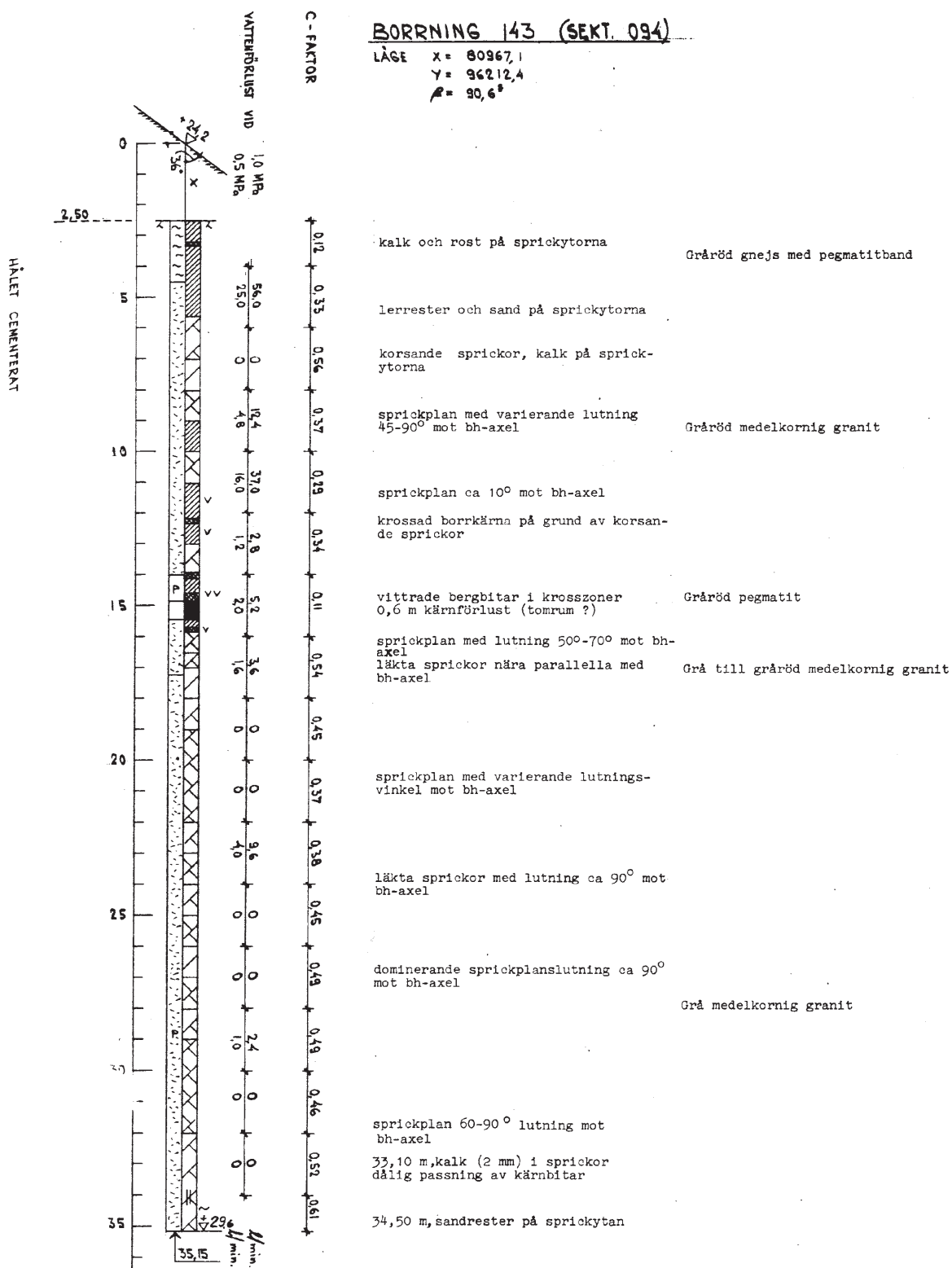


Fig. 3 b Kärnborrhål 143

BORRNING 156

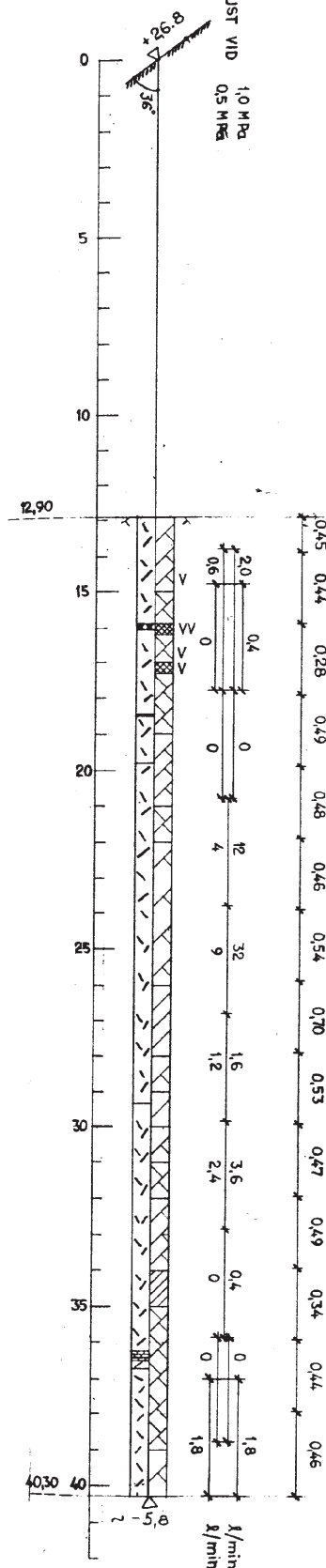
LAGE X= 80983.96

$$Y = 96.339.71$$

$B = 89.67^\circ$

C-FAKTOR

VATTENFÖRLUST VID
1,0 MPa
0,5 MPa



Mellan 0,00 - 12,90 m jord och bergblock.

12,90 - 17,10 m dålig passning av kärn-
bitar.
Kämbeläggning och rost på de flesta
sprickytorna.
Krossade kärnbitar på grund av hög
sprickfrekvens, intensiv vittring.
17,0 m kalkavlagring 3 mm.
Krossade kärnrotar på grund av hög
sprickfrekvens, djupgående vittring,
hälligheter i berg.
18,40 m ca 0,5 cm kalk.
Sprickplan mellan 30° och 60° mot borrhälsaxel i den röda graniten.

Gråröd till röd medelkornig granit
med kalk, läkta sprickor.

Amfibolit

Kalk 0,5 cm

Sprickplan ca 90^0 mot borrhålsaxel

Ljusgrå medelkornig granit.

Kalkläkta sprickor.

Dominerande sprickplanslutning
20° - 40° mot borrhålsaxel.

28,70 m spricka med 10° lutning mot bh-axel.

Kalk på sprickytorna.

30,20 m tre parallella sprickor
med vittrade ytor och kalk, 40° lut-
ning mot borrhålsaxel.

Ljus rödaktig grå medel- till fin-
kornig granit.

Kalkbeläggning på de flesta sprick-
orna.

Övergår i gråröd granit.

36,20 - 36,60 m kalkband i graniten
0,5 - 0,8 cm.

Kalk 8 cm

Kalkläkta sprickor.

Grå något rödaktig medelkornig granit
med spår av gnejsstruktur.

Fig. 3 c Kärnborrhål 156

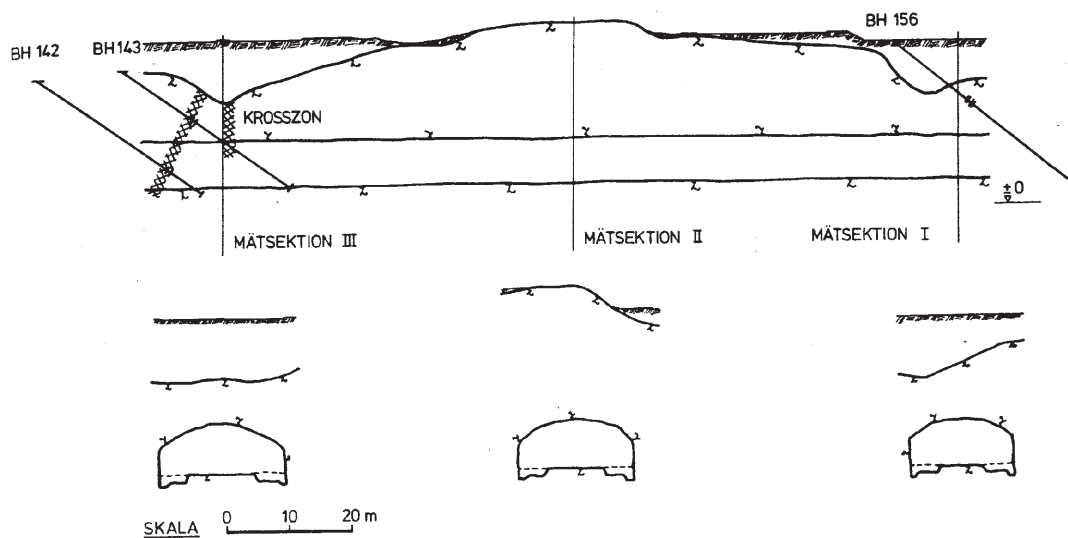


Fig. 4 Förväntade geologiska förhållanden samt stationstunnelns läge och geometri

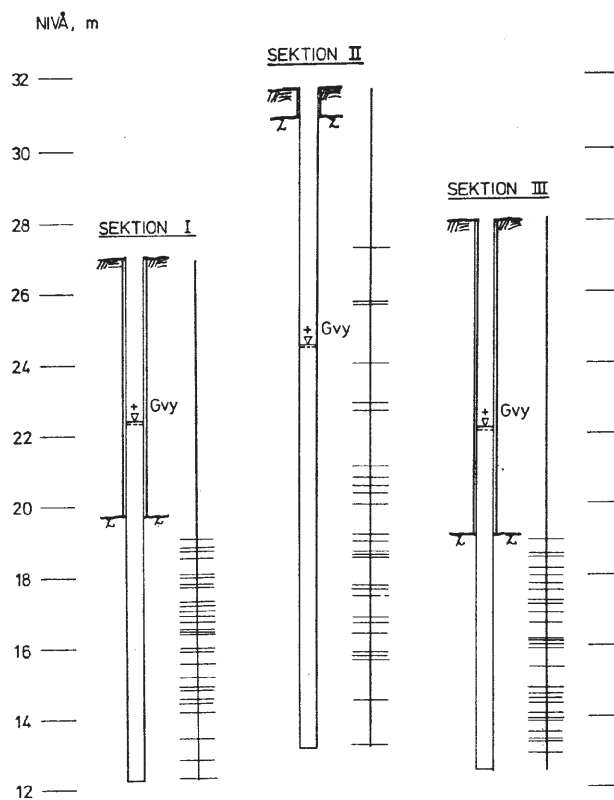


Fig. 5 Resultat av TV-granskning av borrhålen för stångextensometrar från markytan.

Figuren visar sprickfrekvensen i respektive borrhål

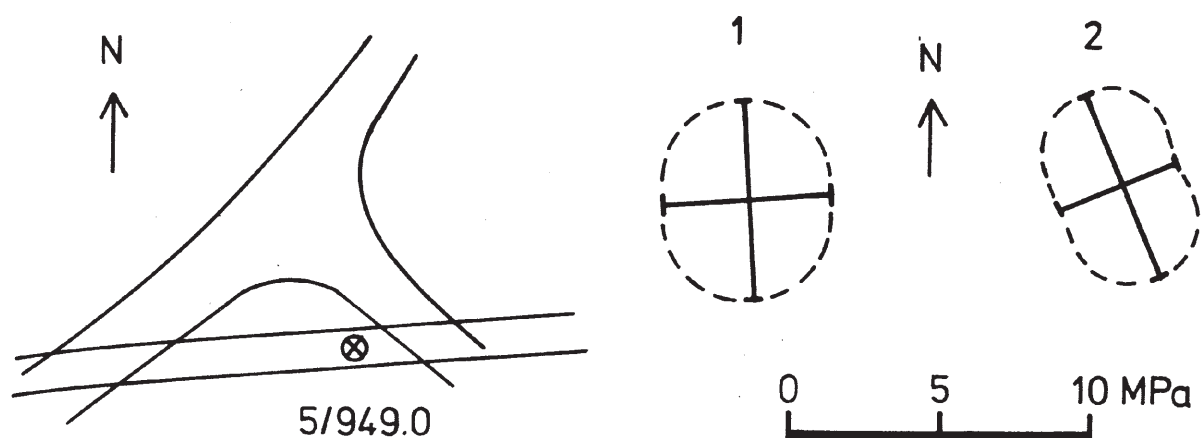


Fig. 6 Mäthållets läge i plan samt medelvärden av uppmätta huvudspänningar i horisontalplanet

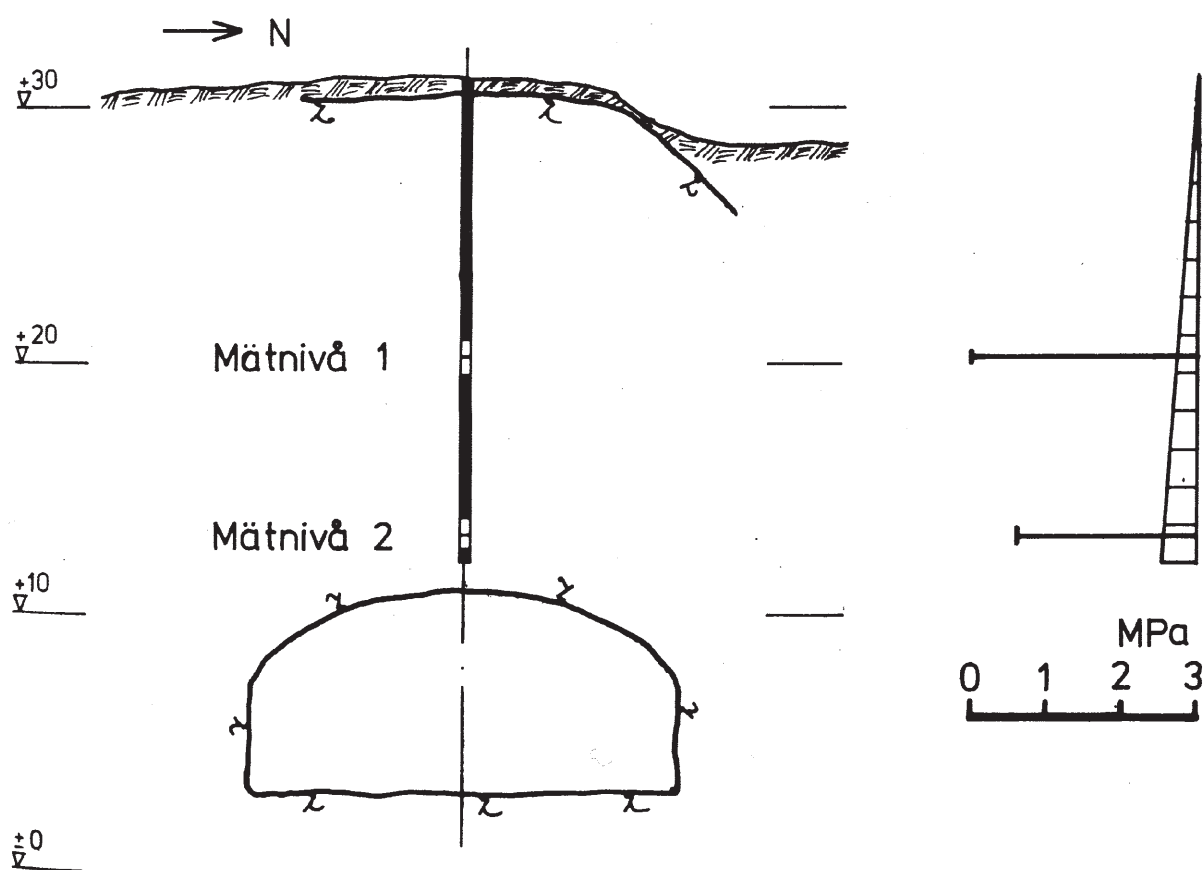


Fig. 7 Mäthållets och mätnivåernas läge i sektion samt teoretiskt och medelvärden av uppmätt vertikaltryck

A 2 Beräkningar av deformationer

Beräkningarna utfördes med hjälp av finita elementmetoden, program BEFEM (Groth 1979), dels under antagande av elastiska förhållanden, dels vid ett ogynnsamt sprickförhållande.

Syftet var att i första hand studera gränser för elastiskt uppträdande och i andra hand att ge ett exempel på hur en blockstruktur kan ge en lokal avvikelse ifrån det allmänna mönstret.

Fyra olika beräkningar utfördes med följande ingångsparametrar.

Antagande	Fall I	Fall II	Fall III	Fall IV
Struktur	Elastisk homogen bergmassa			Blockstruktur
Elasticitetsmodul, GPa	60	10	40	40
Horisontaltryck, MPa	6,5	6,5	4,0	4,0
Spricka, friktionsvinkel	—	—	—	30°
<u>Beräknade deformationer</u>				
Vertikalrörelse i takmitt (+ uppåt), mm	0,3	2,0	0,5	— 1,0
Horisontalrörelse i väggarna (+ inåt), mm	1,0	6,2	0,8	1,0

Elementnäten till beräkningarna framgår av fig. 8 a och b.

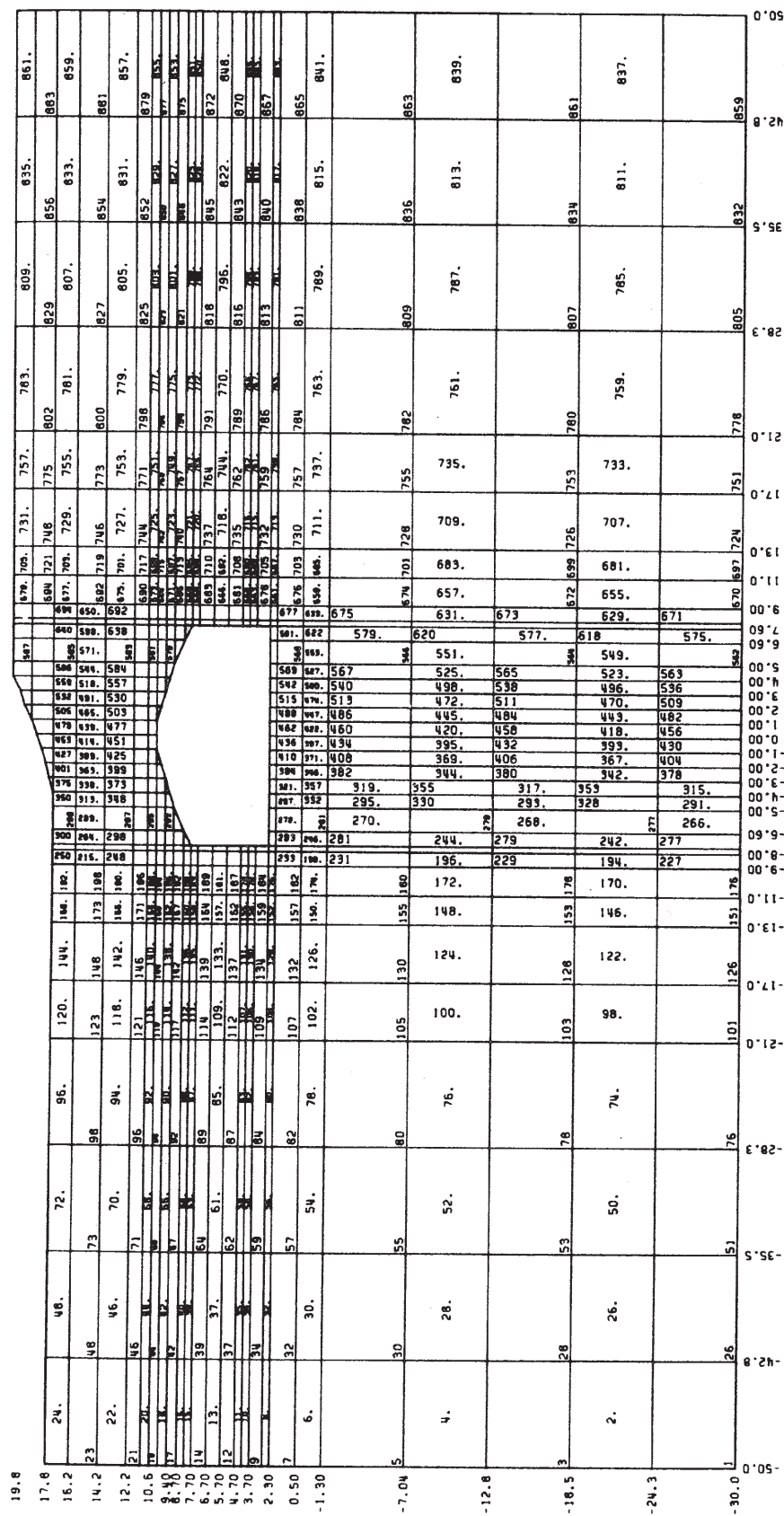
De beräknade rörelsemönstren och spänningssituationerna framgår av fig. 9 – 12 a och b.

I tabellen ovan har även maximalt beräknade rörelser i taket och väggarna angivits.

Det beräknade elastiska rörelsemönstret för de förhållanden som troligast råder vid station Huvudsta, bra berg, är en uppåtgående rörelse av taket på ca 0,5 mm och

inåtgående rörelse i väggarna ca 1 mm. På grund av bergmassans blockstruktur kan också förväntas en lokal rörelse på ca 1 mm som helt avviker från det elastiska rörelsemönstret utan att stabilitetsproblem behöver befaras.

ROCK MECHANICS - RIT - SEP 26.1980
PLOT: 438-TCUARNAT

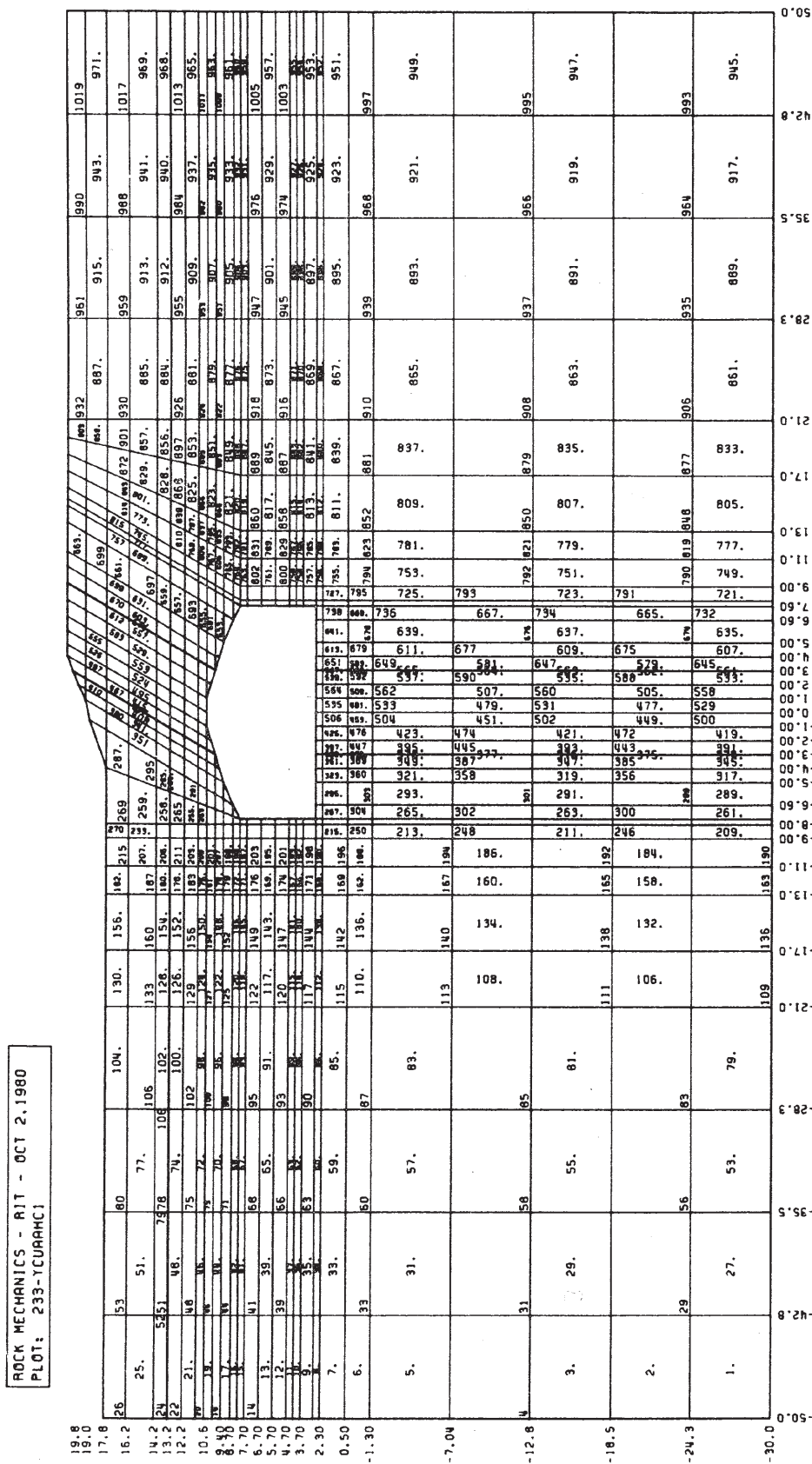


ELEMENTMESH OF THE STRUCTURE

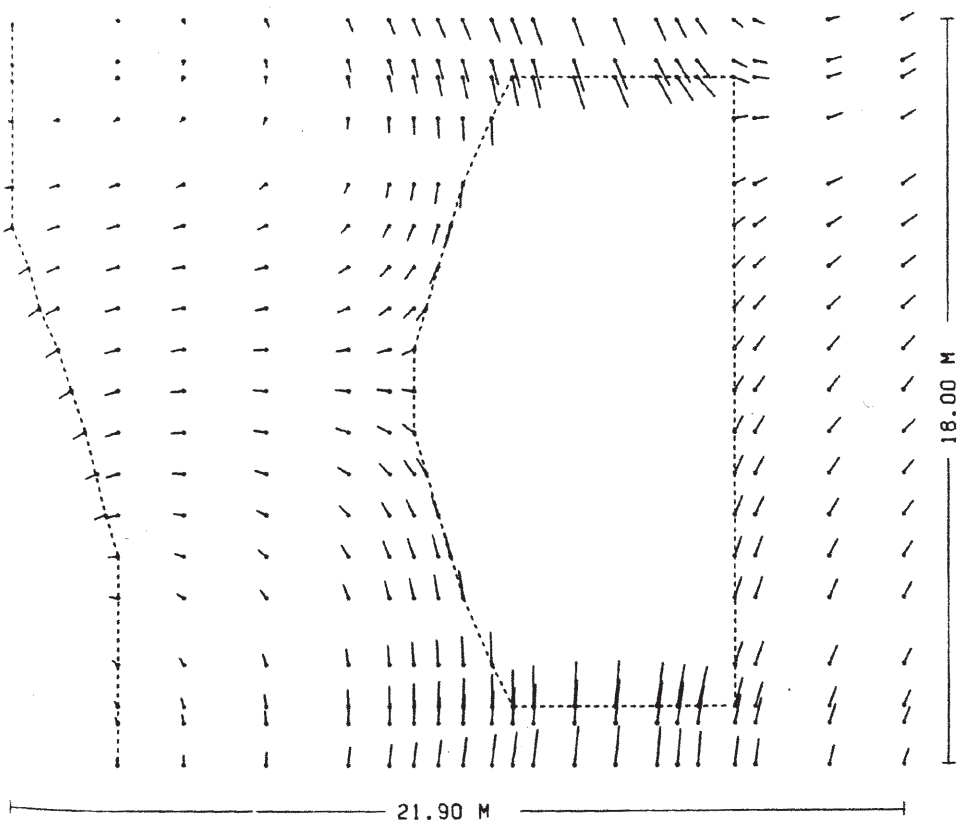
OBJECT: HUVUDSTA-TUNNELN -- CASE B1: EXCAVATION WITH E=60 GPa AND CONFINED BOUND.

NOTE: NUMBERS WITH A POINT ARE ELEMENTNUMBERS. NUMBERS WITHOUT A POINT ARE NODE POINT NUMBERS

Fig. 8 a Elementnät till FEM-beräkningar för fall I – III, elastisk homogen bergmassa



ROCK MECHANICS - RIT - SEP 25, 1980
FEM: 970-YCUAAMB1 PLOT: 970-YCUAAMB1



DISP. SYMBOL: BEG. OF DISP. END OF DISP.

ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

HUVUDSTA-TUNNELN -- CASE B1: EXCAVATION WITH E=60 GPa AND CONFINED BOUND.

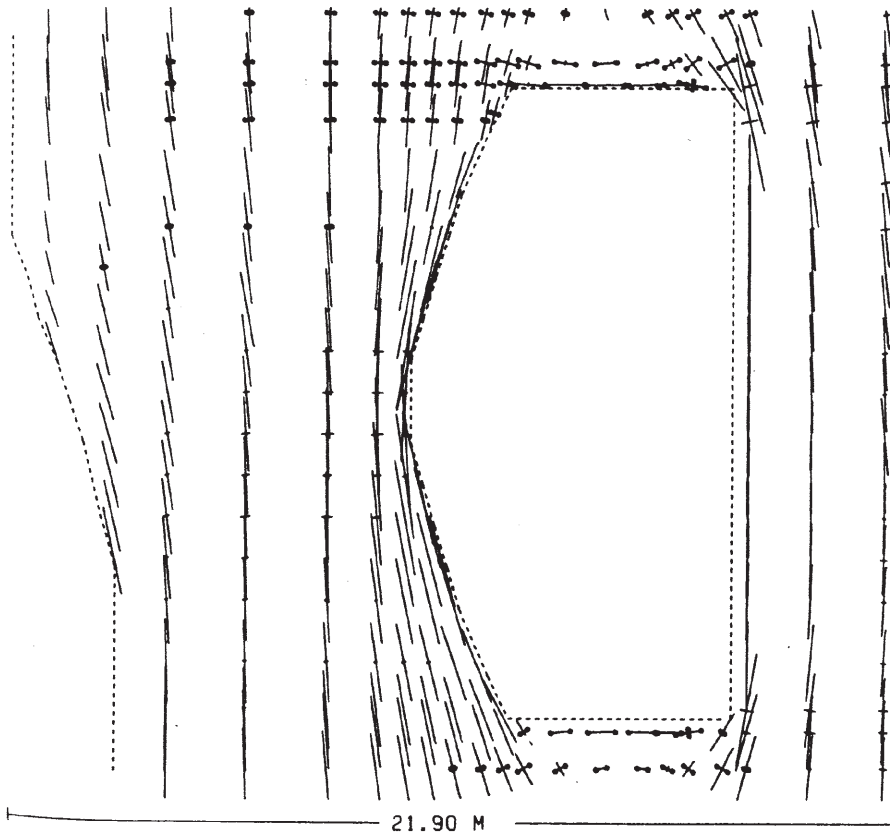
SEQUENCE NO. 2 -- LOADSTEP NO. 1 -- ITER. NO. 1 -- PART NO. 1

DISP. SCALE 0 1.0 MM

GEOM. SCALE 0 1.0 M PLOTTED DISP.: 0.07 - 1.05 MM

Fig. 9 a Rörelsemönster enligt FEM-beräkningar för fall I

ROCK MECHANICS - RIT - SEP 25, 1980
FEM: 970-YCUAAMB1 PLOT: 970-YCUAAMB1



21.90 M

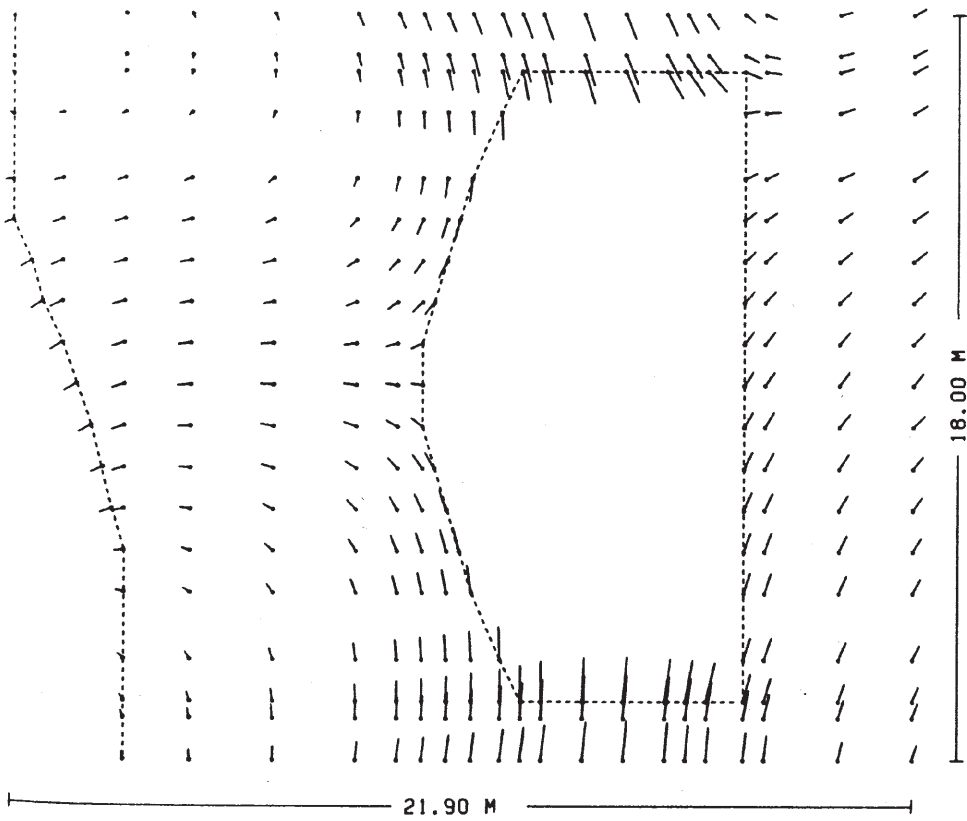
STRESSES IN THE STRUCTURE

HUVUDSTA-TUNNELN -- CASE B1: EXCAVATION WITH E=60 GPa AND CONFINED BOUND.
SEQUENCE NO. 2 -- LOADSTEP NO. 1 -- ITER. NO. 1 -- PART NO. 1
STRESS SCALE 0 10.0 MPA
GEOM. SCALE 0 1.0 M
PLOTTED STRESSES (MPa)
-15.57 - -0.40 / 0.40 - 4.95
TENSILE STRESSES ARE POSITIVE

STRESS-
SYMBOL:
COMPRESSION
TENSION

Fig. 9 b Spänningsituation enligt FEM-beräkningar för fall I

ROCK MECHANICS - RIT - SEP 29, 1980
FEM: 451-YCUAAB2 PLOT: 265-YCUAAB2



ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

HUVUDSTA-TUNNELN -- CASE 82: EXCAVATION WITH $E=10$ GPa AND CONFINED BOUND.

SEQUENCE NO. 2 -- LOADSTEP NO. 1 -- ITER. NO. 1 -- PART NO. 1

DISP. SCALE 0 --- 5.0 MM PLOTTED DISP.: 0.39 - 6.30 MM

GEOM. SCALE 0 --- 1.0 M

DISP.
SYMBOL: ————
BEG. OF DISP.
END OF DISP.

Fig. 10 a Rörelsemönster enligt FEM-beräkningar för fall II

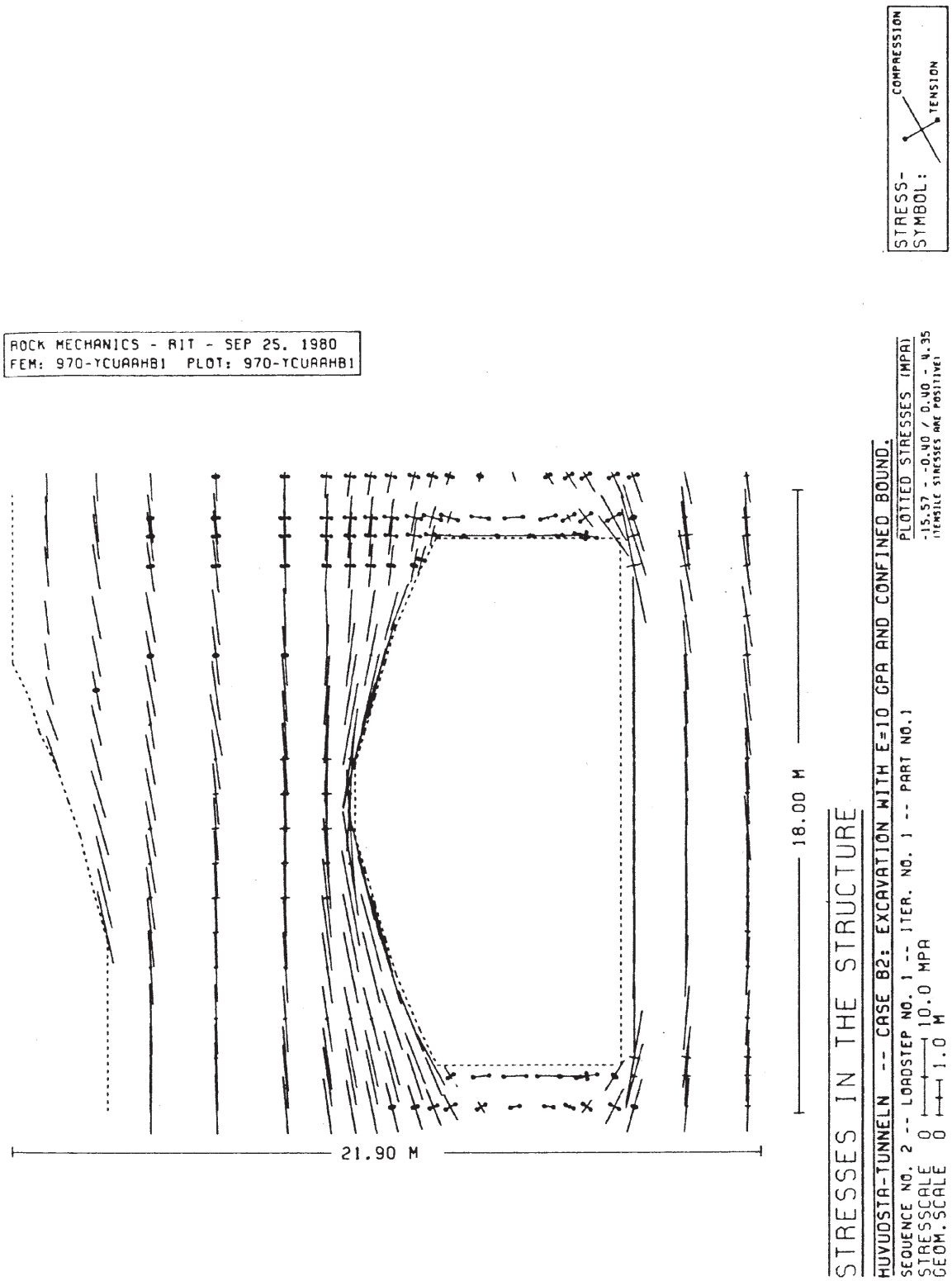
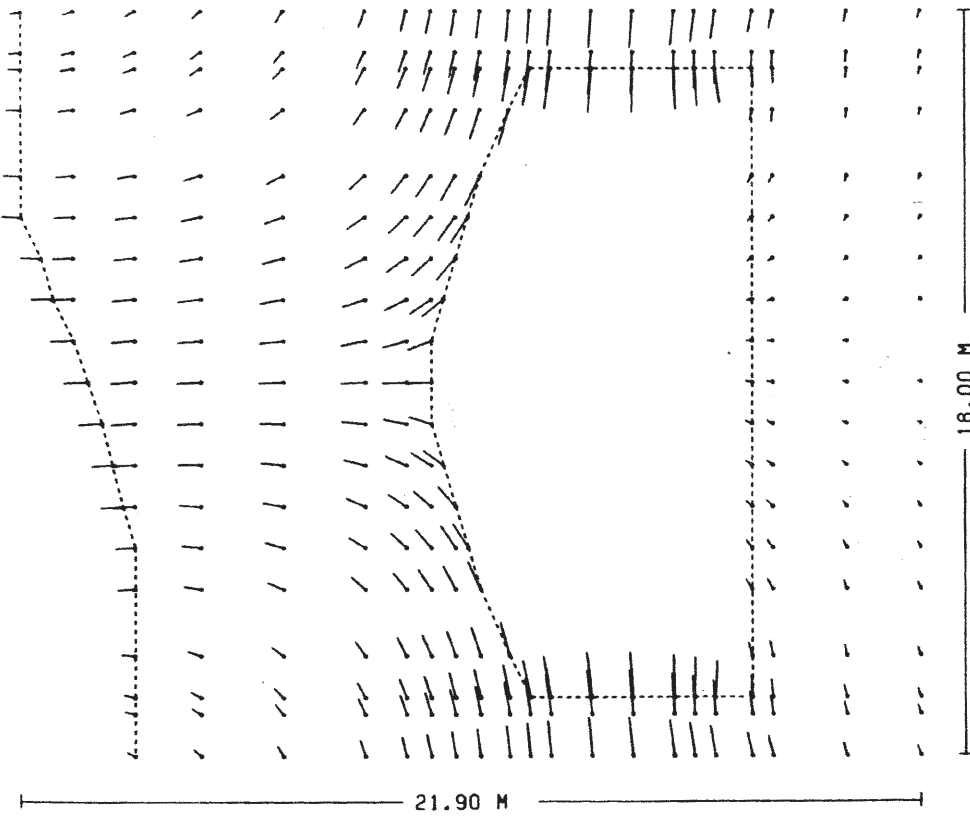


Fig. 10 b Spänningsituation enligt FEM-beräkningar för fall II

ROCK MECHANICS - RIT - OCT 30, 1980
FEM: 039-YCUAAB3 PLOT: 725-YCUAAB3



ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

HUVUDSTA-TUNNELN -- CASE B3: EXCAVATION WITH $E=40$ GPa AND HOR.SP. = 4MPa
SEQUENCE NO. 2 -- LOADSTEP NO. 1 -- ITER. NO. 1 -- PART NO. 1
DISP. SCALE 0 -- 0.5 MM PLOTTED DISP.: 0.05 - 0.63 MM
GEOM. SCALE 0 -- 1.0 M

DISP. SYMBOL: / BEG. OF DISP. / END OF DISP.

Fig. 11 a Rörelsemönster enligt FEM-beräkningar för fall III

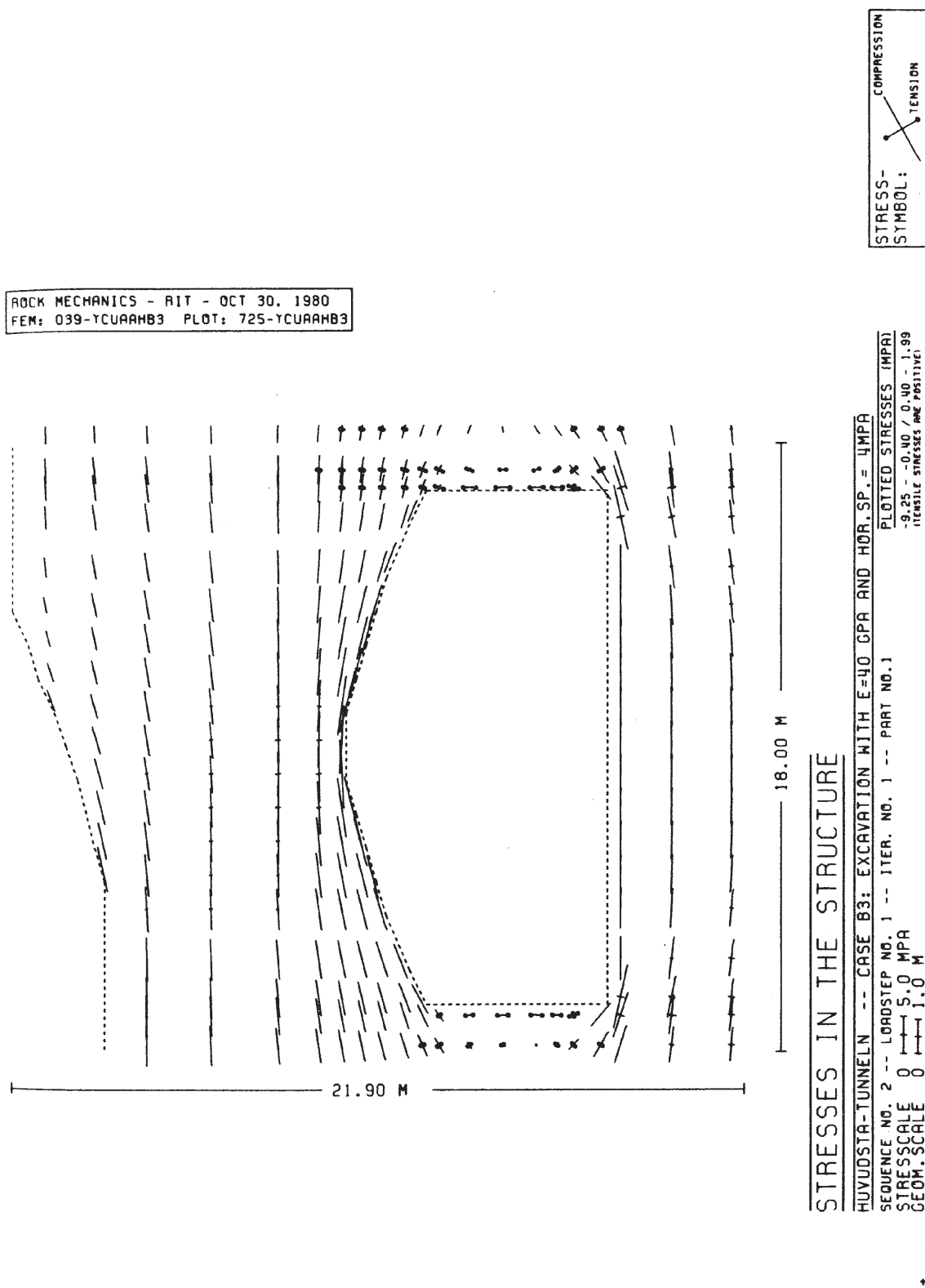
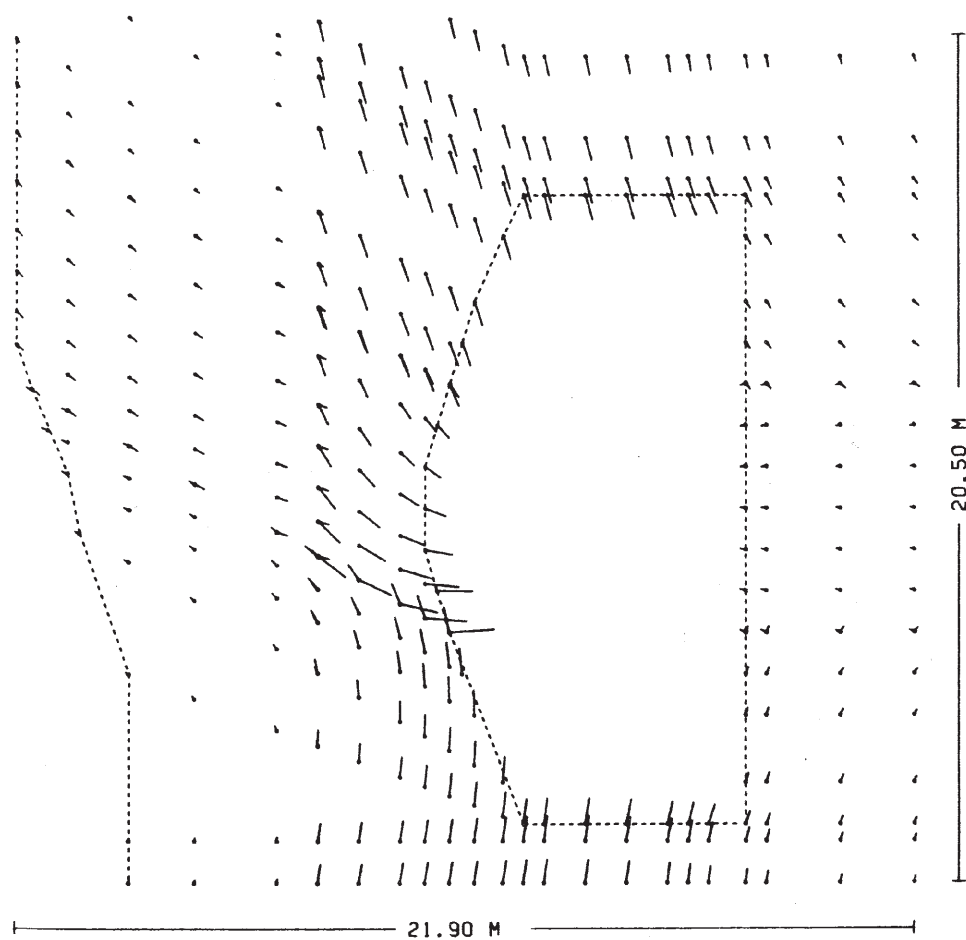


Fig. 11 b Spänningsituation enligt FEM-beräkningar för fall III

ROCK MECHANICS - RIT - OCT 22, 1980
FEM: 378-YCUAAMC2 PLOT: 378-YCUAAMC2



DISP. SYMBOL: / BEG. OF DISP. / END OF DISP.

ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

HUVUDSTA-TUNNELN -- CASE C1: EXCAVATION IN JOINTED ROCK
SEQUENCE NO. 2 -- LOADSTEP NO. 1 -- ITER. NO. 5 -- PART NO. 1
DISP. SCALE 0 2.0 MM PLOTTED DISP.: 0.12 - 2.05 MM
GEOM. SCALE 0 2.0 M

Fig. 12 a Rörelsemönster enligt FEM-beräkningar för fall IV

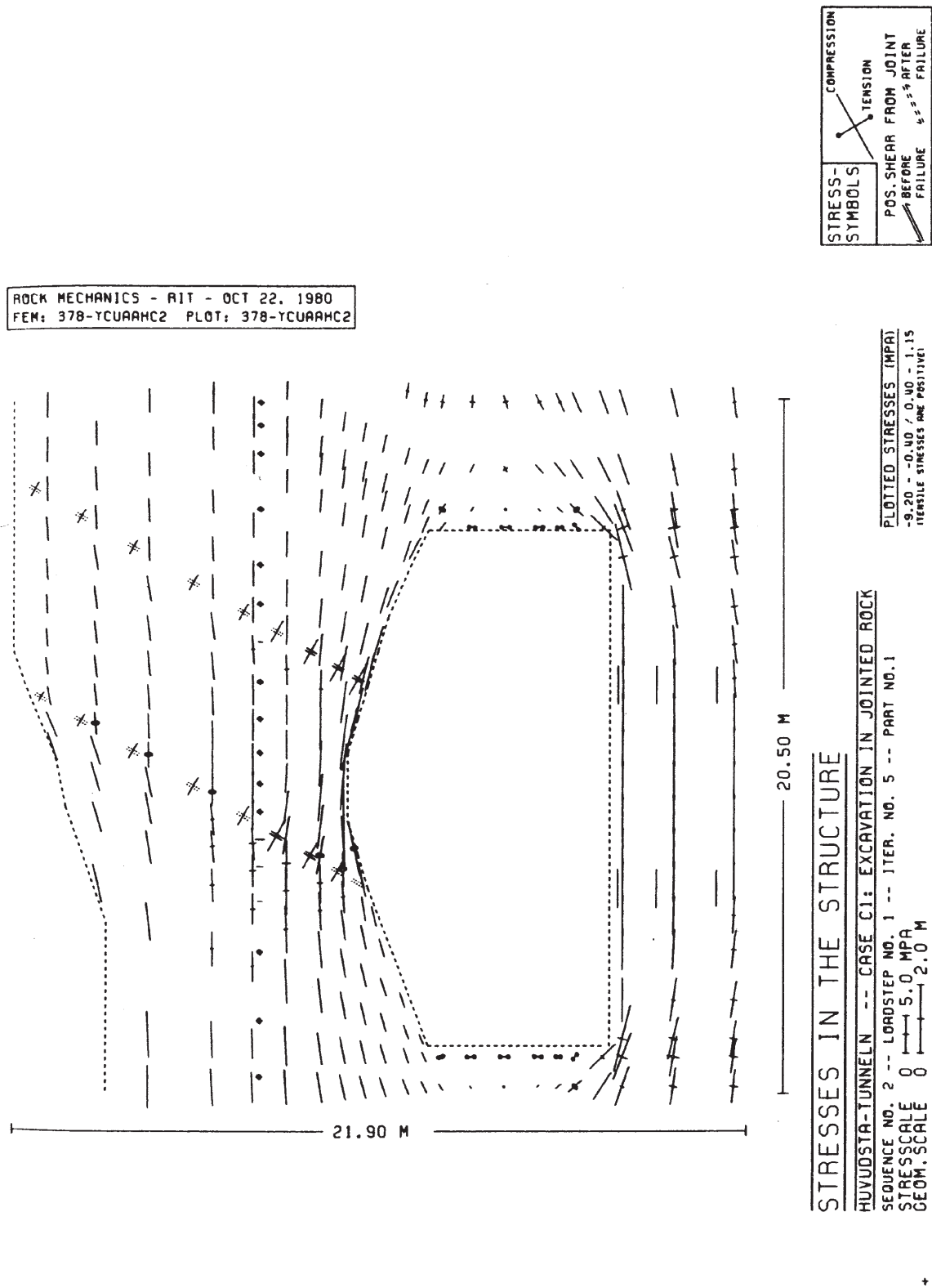


Fig. 12 b Spänningsituation enligt FEM-beräkningar för fall IV

A 3 Mätapparatur och instrumentering

A 3.1 Mätsektioner

Vid tre sektioner av stationen installerades ett observationssystem för registrering av uppkomna deformationer av tak och väggar.

Mätsektionerna uppfördes dels i vardera änden av stationen där bergtäckningen är liten, dels i mitten med en betydligt större bergtäckning. Sektionerna är belägna enligt följande:

Sektion I	5/882,0
Sektion II	5/945,0
Sektion III	6/003,5

I varje sektion skulle följande instrument monteras:

- a) Stångextensometer från markytan med fyra mätnivåer placerad i tunnelns symmetrilinje
- b) Precisionsavvägning av bergytans rörelse. I sektion I och III monterades därför ett extra mät huvud till stångextensometern på åtkomligt djup under markytan. Det övre mät huvudet kunde avvägas och genom att en mätstång löpte mellan mät huvudena kunde även nedre huvudets nivå bestämmas
- c) Stångextensometrar i taket med två mätnivåer
- d) Fyra mätbultar för att studera bultarnas belastning
- e) Konvergensmätningssystem med fem observationspunkter och sju mätsträckor.

Stångextensometern från markytan installerades och avlästes innan utsprängningarna påbörjades. De övriga systemen installerades i direkt anslutning till utsprängningen.

Den principiella utformningen av en mätsektion framgår av fig. 13.

A 3.2 Utrustning och montering

a) Stångextensometrar

De använda stångextensometrarna har utvecklats av ETHi Zürich och säljs av Sol-Expert AG. Dessa benämns följande

- 1) Stångextensometer från markytan
Typ: Uni-rod ISETH, 4 stänger per håll
Hållstorlek: $\varnothing$ 76 mm
- 2) Stångextensometer från tunnel
Typ: Mono-rod ISETH 1 stång per håll
Hållstorlek: $\varnothing$ 36 – 40 mm

Stångextensometrarna används för att mäta den axiella deformationen i ett borrhål mellan olika nivåer.

Mätningen sker mellan ett referensplan i ett fastgjutet mät huvud och änden på en stång vars andra ände är fästad i ett fastgjutet bergankare. Stången löper i ett skyddsrör, varför ankarets rörelser oförhindrade överförs till mät huvudet, se fig. och foto (14 a och b).

Avläsningsnoggrannheten är ca 0,01 mm.

1) Stångextensometer från markytan

I samband med borrhning av hålen infodrades hålen genom jorden ned till bergytan. Stångerna monterades härefter hängande i en vajer för att slutgiltigt injekteras fast när stångerna och mät huvudena var färdigmonterade, se fig. 14 b.

2) Stångextensometer från tunnel

Mät huvudet och andra änden på stången monterades enligt system Perfo. Cementbruket var försett med accelerator för att möjliggöra en snabb härdning, se fig. 14 c och d.

b) Konvergensmätning

Utrustningen har utvecklats vid ETH i Zürich och saluförs av Kern.

Konvergensmätning används för att bestämma den relativa rörelsen hos en tunnel.

Avståndsändringen mellan punkterna A och B mäts som avståndsändringen mellan punkt A och änden hos en längdkonstant invartråd, vilken tillverkats speciellt för mätsträckan, se fig. och foto (15 a och b).

Av tillverkaren uppges en precision av ca 0,02 mm. Till detta kommer vissa små åldringseffekter hos invartråden, varför den fältmässiga mätnoggrannheten är något sämre.

Mätpunkterna för konvergensmätningen monterades som perfobult med en 0,5 m lång stålbulst $\varnothing$ 20 Ks 40. Bulten var försedd med speciell gänga för att passa kopp-
lingarna på mätutrustningen. Cementbruk med accelerator, Sika 4, användes vid montering så att nollmätning kunde ske någon timme efter monteringen.

c) Mätbultar

Mätbultarna har utvecklats och saluförs av Interfels. I ett stålrör med samma tvärsnittsarea och stålprestanda som de vanliga bergbultarna har en miniextensometer monterats. Detta innebär att den relativa rörelsen mellan mät huvudet och fyra olika mät punkter kan uppmätas.

Medeltöjning och medelbelastning mellan mät punkterna kan därefter beräknas.

Avläsningen sker med mätklocka, se fig. 16. De använda bultarna hade beteckningen MA, $\varnothing$ 30 x 6,5 mm St 52 och motsvaras av $\varnothing$ 25 Ks 40. Längden var 3,0 m.

Bultarna monterades i samband med systembultning av taket och med patroner av typ Cembolt.

A 3.3 Ansvarsfördelning

Ansvarsfördelningen enligt en i förväg gjord överenskommelse var följande mellan de inblandade parterna:

Beställaren	—	svarar för inköp av alla fast monterade instrument
	—	svarar för borrning och injektering av stångextensometern från markytan

- Beställaren (forts.)** — svarar för att i förfrågningsunderlaget framgår entreprenörens åligganden vad gäller övervakningssystemet
- svarar för geologisk kartering av tunneln och mätsektionerna
- beslutar om åtgärder med anledning av mätresultaten i samråd med bergmekaniska konsulter, mätkonsult och entreprenör
- Entreprenören** — åvilar att utföra all håltagning inifrån tunneln
- tillhandahåller material för fastgjutning av utrustning samt ställningar eller motsvarande och erforderliga transporter inom byggnadsområdet
- förser instrument och mätpunkter med nödvändiga skyddsanordningar
- skall i tid, ca 1 vecka före, underrätta mätpersonalen, när tunneln närmar sig en mätsektion
- skall planera sin indrift så att instrumentering och mätning kan ske enligt mätprogrammet
- skall, i takt med gjorda iakttagelser från injekteringsborrning – sonderingsborrning eller borrning för sprängning meddela avvikelser från de geologiska förutsättningarna som de angivits i anbudshandlingarna
- Forskargruppen** — svarar för montering och avläsning av mätutrustning
- ansvarar för att mätresultat tolkas och att tolkat mätresultat meddelas byggherre och entreprenör
- skall efter erfarenheter vunnits göra de ändringar av mät-systemets utformning som bedöms erforderliga
- upprättar slutrapport över utförda mätningar.

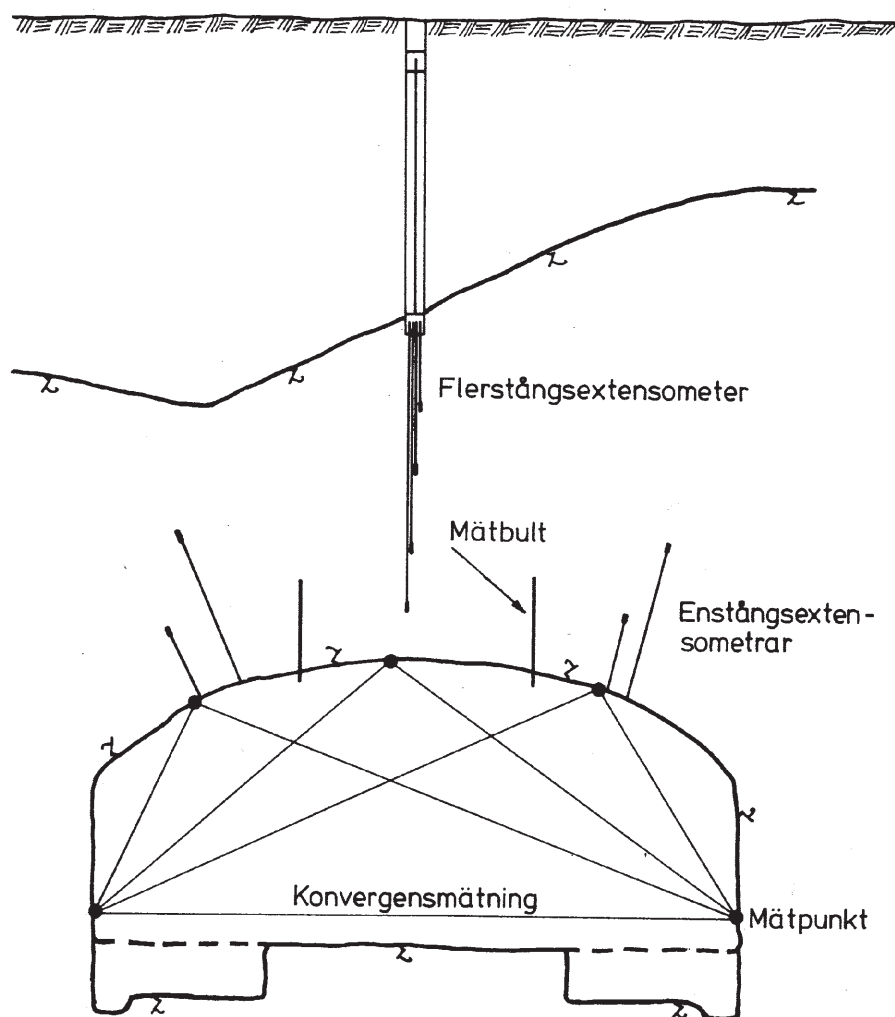
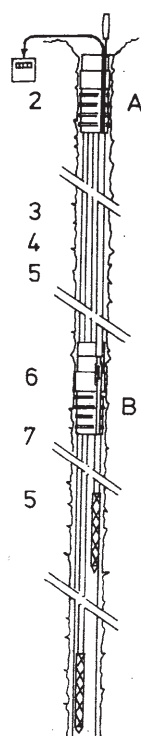


Fig. 13 Principsektion med system för deformationsmätning



- 1 Mätinstrument för digital avläsning
- 2 Mät huvud för mätning av rörelsen mellan A och B
- 3 Plaströr för nedsänkning av elektronisk givare
- 4 Fastgjuten stånggäde
- 5 Injekteringsbruk. Utrymme utanför plaströren är fyllt med injekteringsbruk i hela hålets längd
- 6 Mät huvud för mätning med elektronisk givare
- 7 Plaströr i vilka stången kan löpa fritt

Fig. 14 a Principskiss av Unirod extensometer



Fig. 14 b Montering av Unirod extensometer

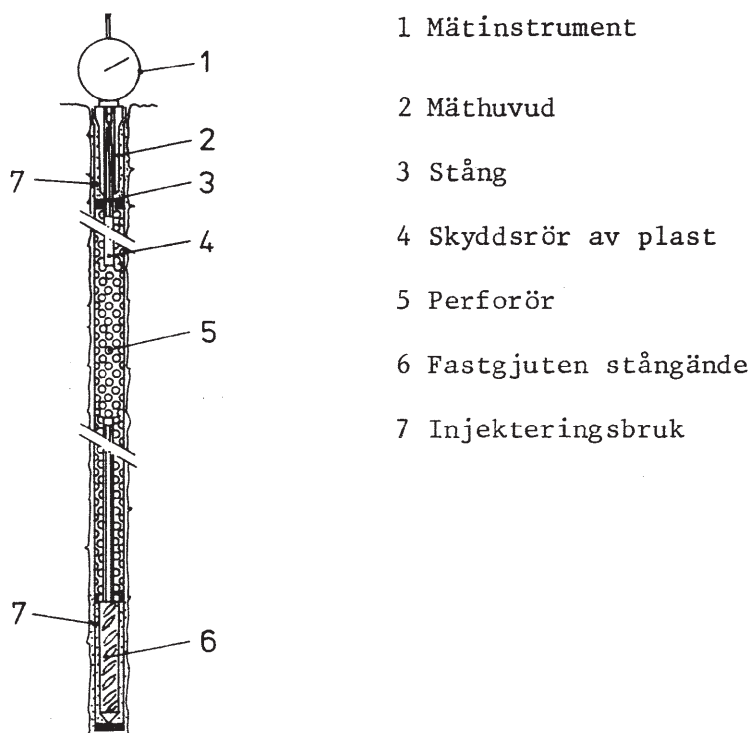


Fig. 14 c Principskiss av Monorod extensometer

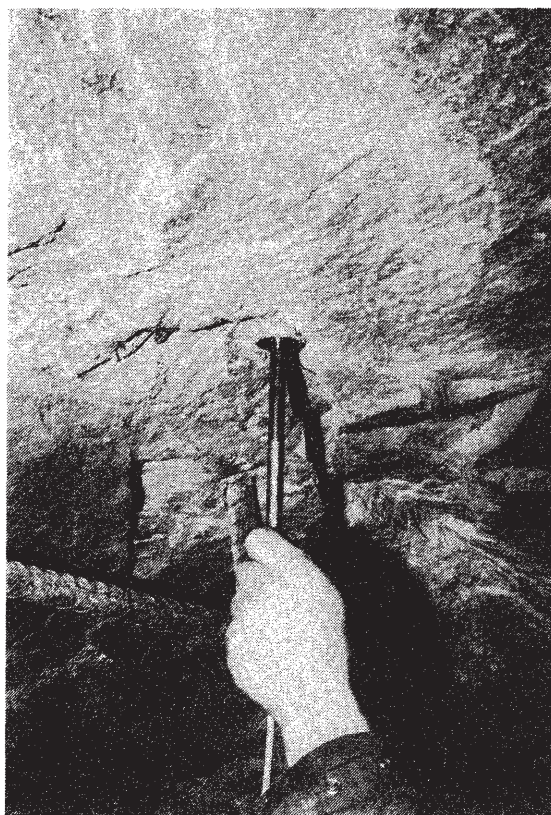
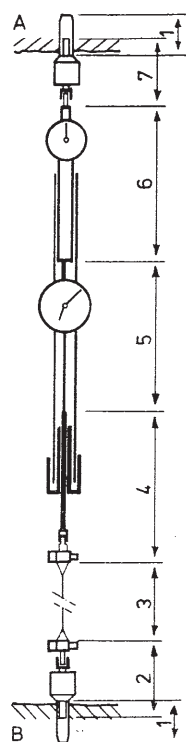


Fig. 14 d Mätning med Monorod extensometer och elektriska givare för digital avläsning



- 1 Fastgjuten mätpunkt
- 2 Skruvkoppling med adapter
- 3 Invartråd med koppling
- 4 Rörlig stång med adapter.
Inställes med hjälp av
gängad hylsa.
- 5 Mätklocka
- 6 Kraftmätare
- 7 Skruvkoppling på instrumentet

Fig. 15 a Principskiss av Distometer



Fig. 15 b Mätning med Distometer

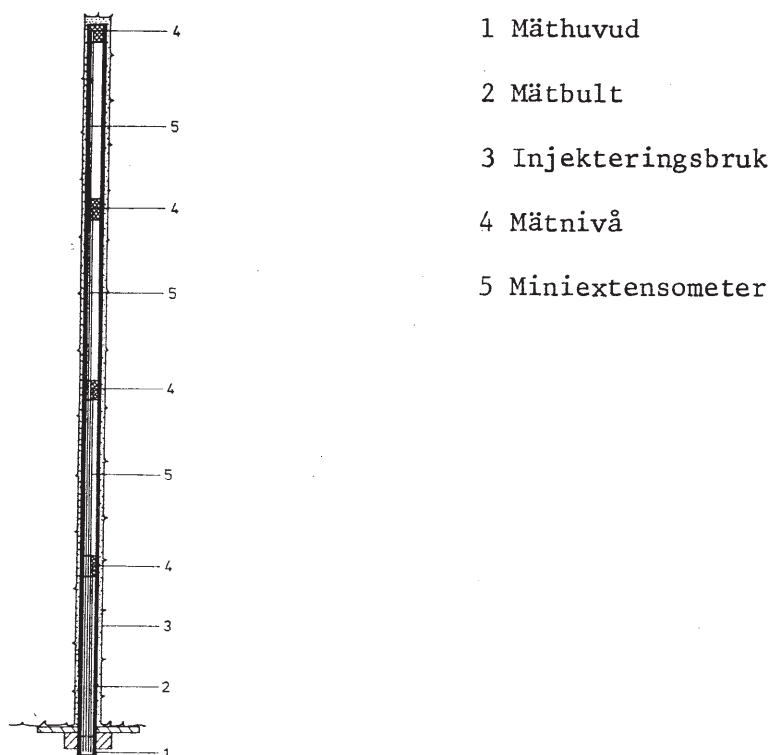


Fig. 16 a Principskiss av Interfels mätbult

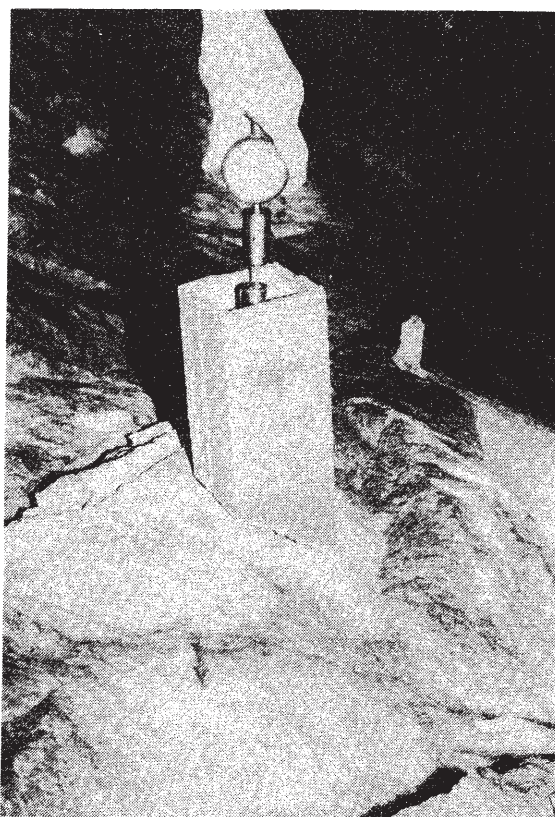


Fig. 16 b Avläsning av mätklocka vid mätning med mätbult
(OBS Fyrkantig skyddsanordning monterad kring mätbult)

A 4 Mätrapport för mätsektion I

Tunnelfronten nådde mätsektion I den 5 november 1979. I sektion I installerades då fem mätpunkter för konvergensmätning, 2 st 2 m monorodextensometrar och 2 st 3 m långa mätbultar för bestämning av bultlasten, se fig. 17.

Problem uppstod när enstångsextensometrarna skulle installeras inifrån tunneln. De långa 4 meters extensometrarna kunde inte installeras i mätsektion I. Borrhålen visade sig vara för trånga och extensometrarna gick ej att trycka i botten. Borrhålen var borrade med handhållen maskin och med 12:ans serie av borrstål $\varnothing 40-36$ enligt rekommendationer från tillverkaren. Extensometern får ej tryckas in med hjälp av själva stålstången utan måste tryckas in med hjälp av det omgivande perforöret för att undvika att mätankaret för tidigt pressas in i bruket. Större kraft kan ej användas eftersom perforhylsorna då stukas.

Det är viktigt att hålen är minst $\varnothing 40$ så att extensometern kan tryckas in utan motstånd. Borrningen bör också utföras med borrarregat för att minska tiden för monteringen.

Mätbultarna installerades av entreprenören i samband med systembultning av taket. På grund av missförstånd sattes bultarna bredvid varandra och ej i vardera tredjedelspunkten i taket.

Precisionsavvägning av bergytan startade med en nollmätning den 12 november omedelbart före sprängning av den första ortsalvan efter mätsektionen.

Mätsektionen karterades i samband med monteringen och efter utsprängning av stationen. Resultatet framgår av fig. 18.

Karteringen visar att berget i tunneln är bra men något mer uppsprucket i högra delen av taket.

Resultatet från mätningarna framgår av fig. 20–23. Utsprängningsföljden framgår av fig. 19. I en av mätpunkterna för konvergensmätning uppmättes rörelser större än 1 mm. Kontrollmätningar visade att rörelserna ej var accelererande. Därför vidtogs inga ytterligare åtgärder.

Totalrörelser enligt konvergensmätningen finns uppritat på fig. 23.

Den osymmetriska rörelsen åt vänster kan förklaras av att berget var något mer uppsprucket i takets högra del.

I samband med sprutbetongförstärkning av tunneln blev den högra mätpunkten i taket för konvergensmätning övertäckt och kunde ej återfinnas. Detta trots att skyddsanordningar satt kvar och en frigolitskiva placerades över berget närmast punkten.

Mätbultarna indikerar att bergbultarna är både tryckta och dragna men att dessa laster är så små, 1 kN (0,1 ton), och att de är av samma storlek som mätnoggrannheten.

Mätningarna med enstångsextensometrarna gav mycket små rörelser. Fram till sista mättilfället hade rörelser mindre än 0,1 mm uppmätts för att vid sista mätningen ge en största rörelse på 0,4 mm.

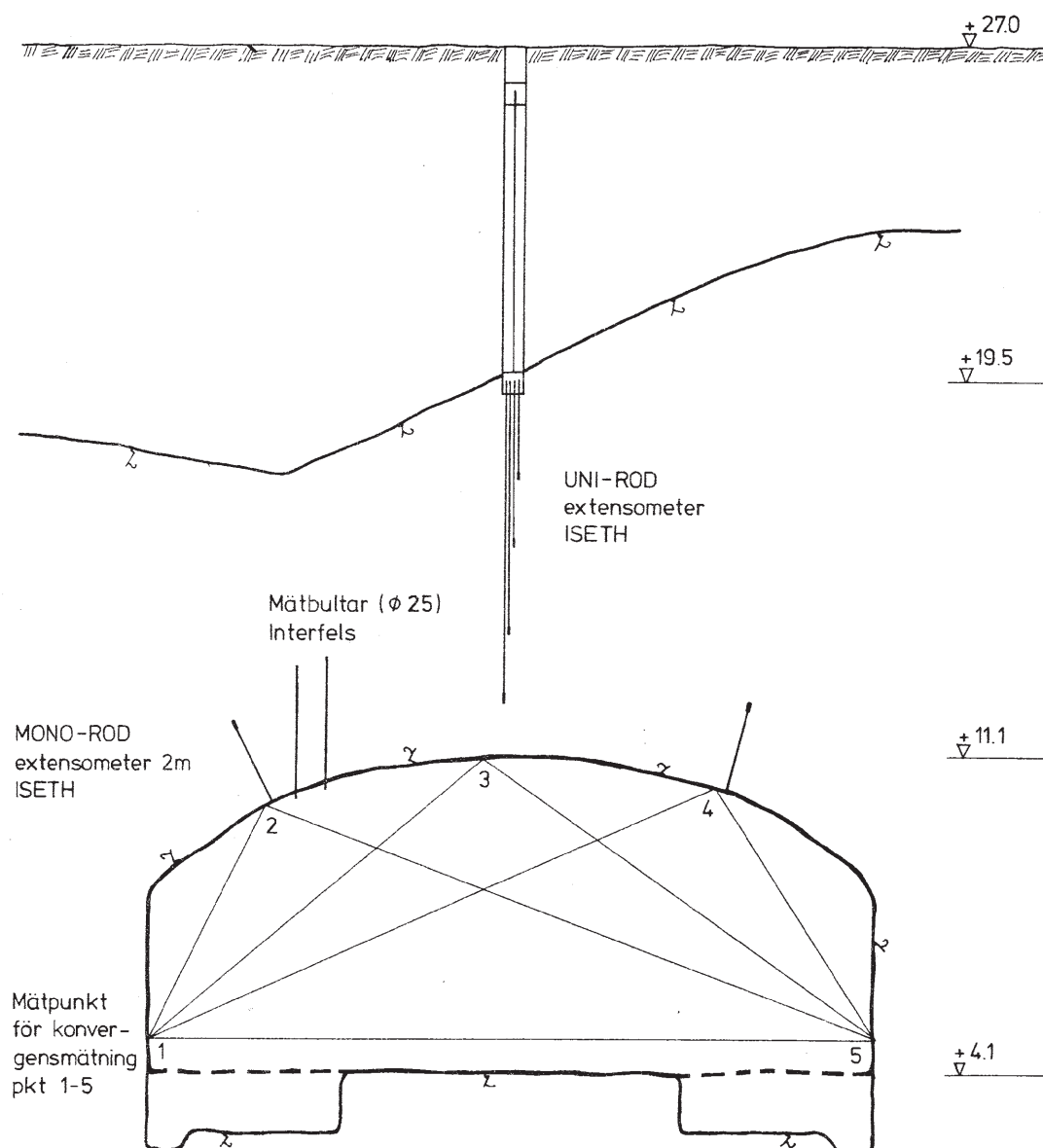


Fig. 17 Instrumentering av mätsektion I

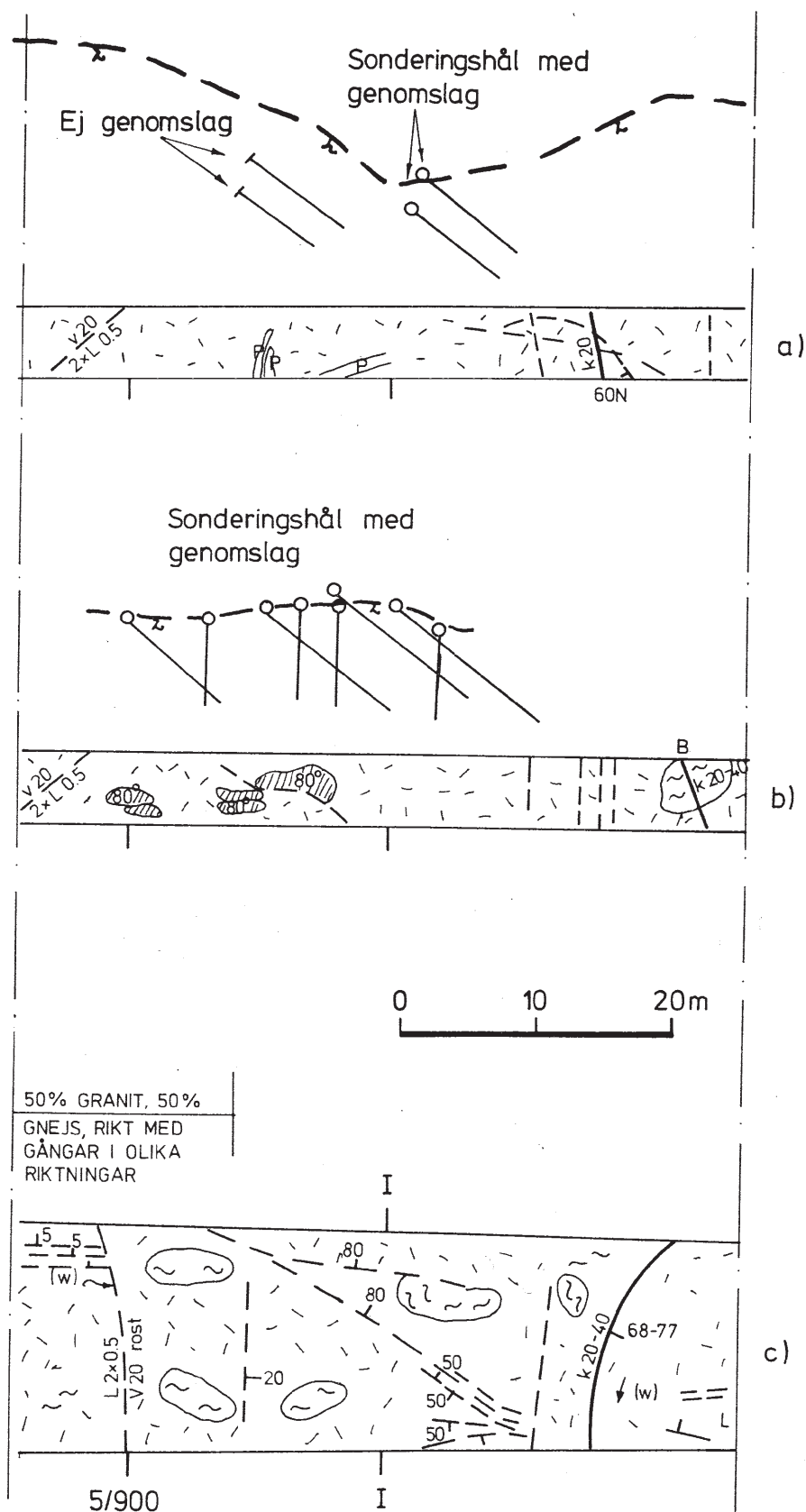


Fig. 18 Fastställd geologi vid sektion I

- a) Profil, södra väggen
- b) Profil, norra väggen
- c) Plan. Taket

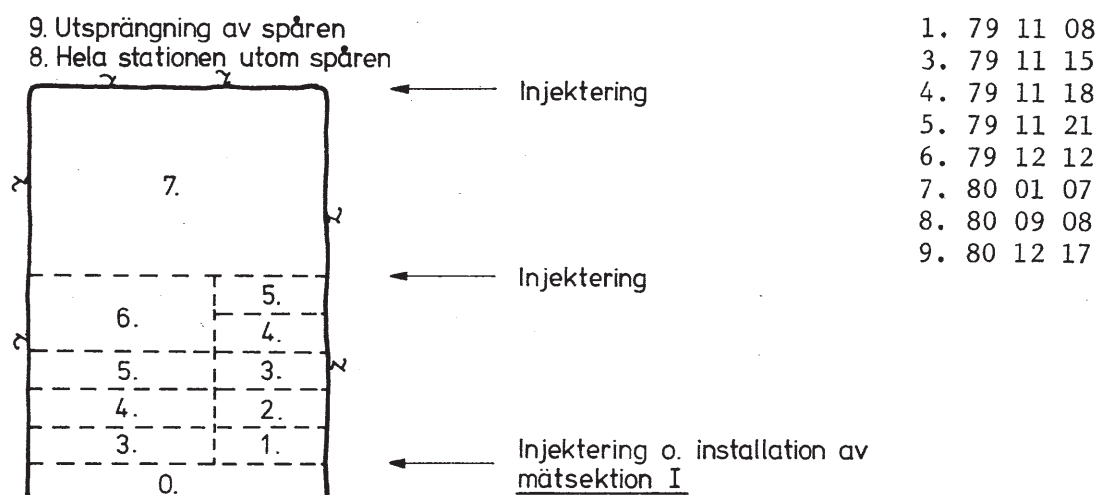


Fig. 19 Utsprängningsordning från och med mätsektion I. Siffrorna anger vad som var utsprängt vid respektive mättillfälle

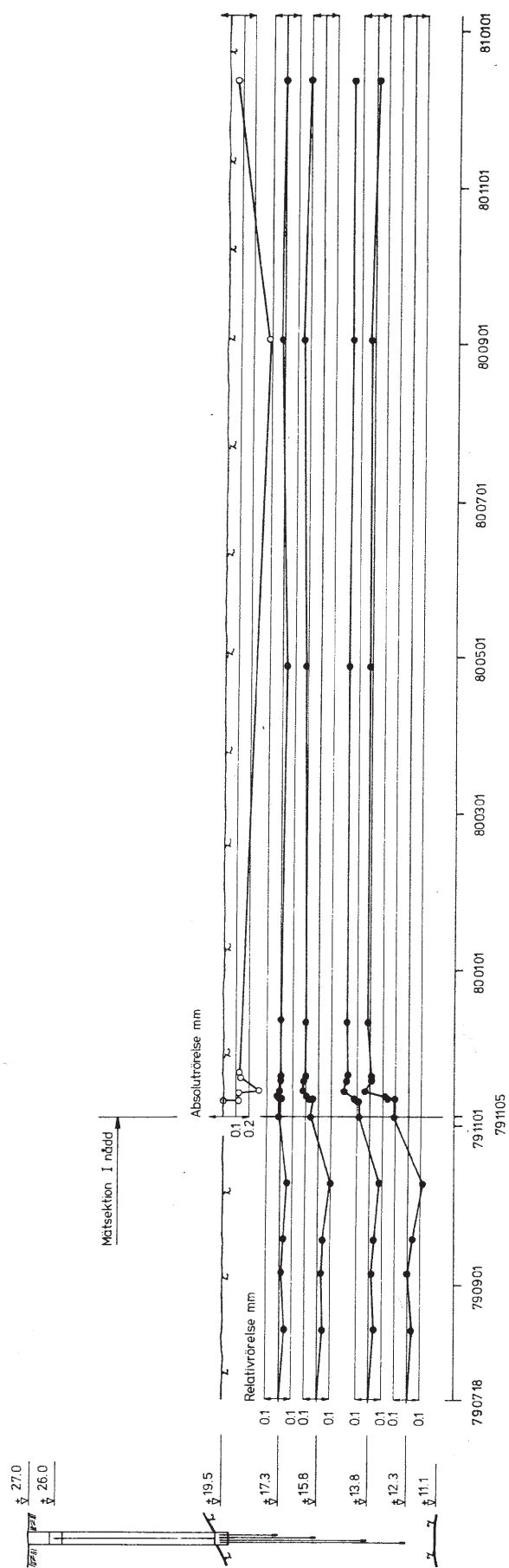


Fig. 20 Rörelser enligt mätningar med extensometer från markytan

- Rörelser relativt bergytan
- Bergytans absolutrörelser

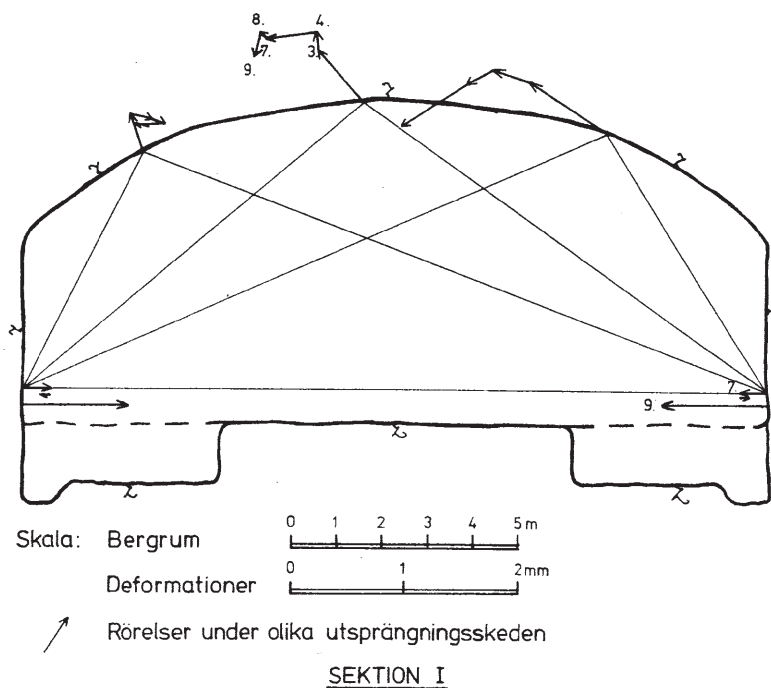


Fig. 21 Rörelser enligt konvergensmätningar. Mätpunkterna i väggarna antas röra sig endast horisontellt och lika mycket

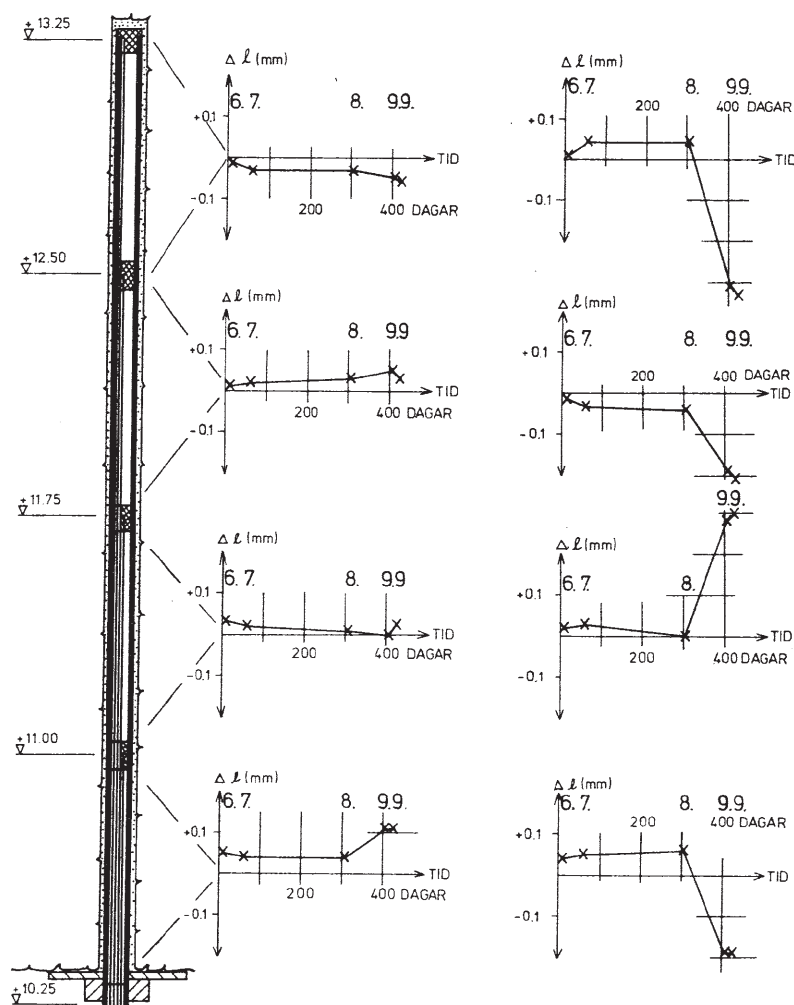


Fig. 22 Resultat av mätningar med mätbultar. Diagrammen visar uppmätta deformationer mellan respektive mätnivåer enligt figuren. (0.1 mm deformation motsvaras av en bultlast på 13 kN (1.3 MP).)

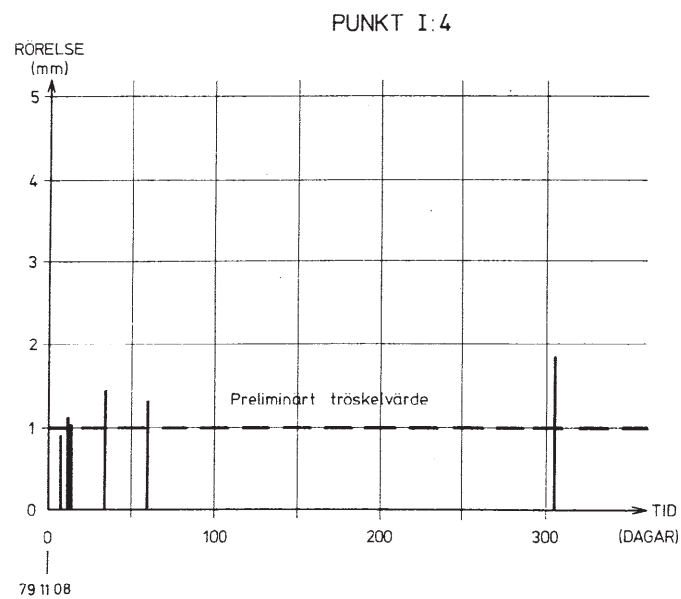
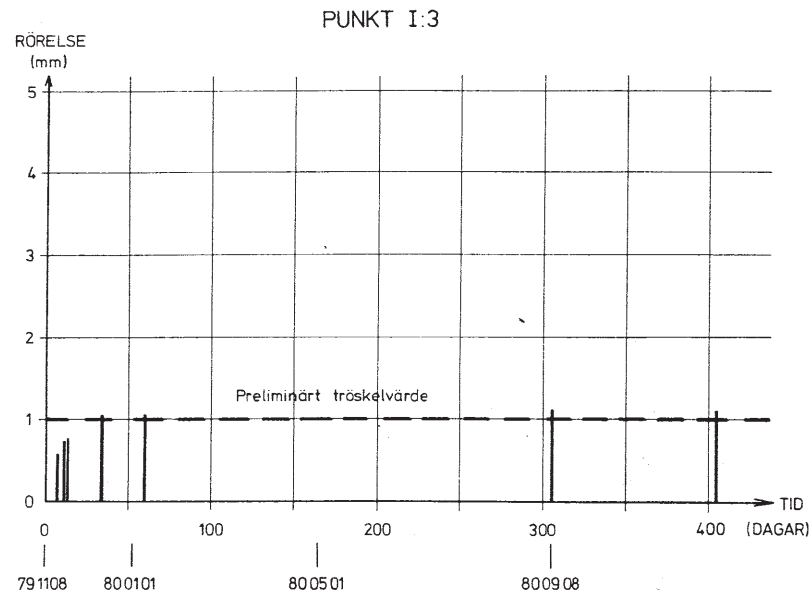
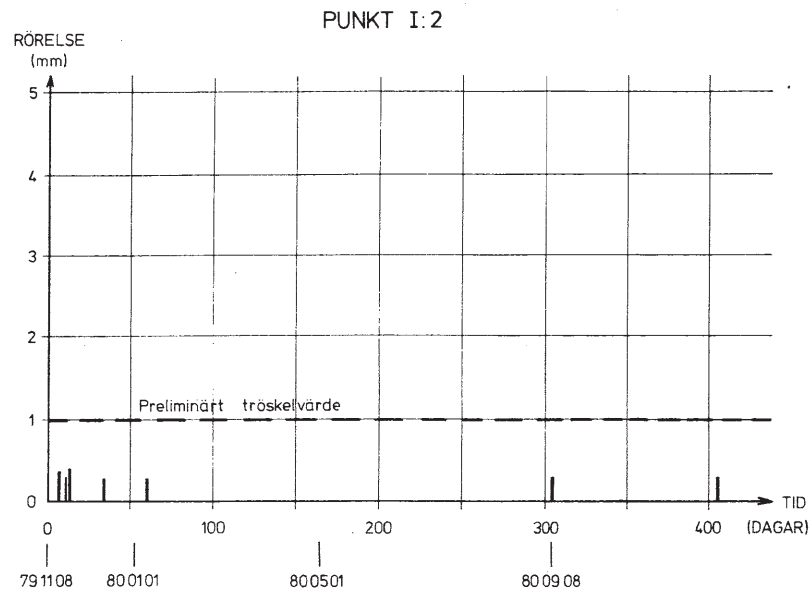


Fig. 23 Totalrörelser enligt konvergensmätningar

A 5 Mätrapport för mätsektion II

Den 24 januari 1980 nådde tunnelfronten mätsektion II. Här installerades fem mät-punkter för konvergensmätning, 2 st 2 m och 2 st 3.5 m monorodextensometrar.

För precisionsavvägning av tunneltaket tillverkades ett med stålskalor försett lod som hängdes i en invartråd från mätpunkterna 2 och 4 i taket. Fixpunkter göts fast i tunnelväggen ca 30 m bakåt. Instrumentering visas i fig. 24.

Inga mätbultar installerades. De obetydliga deformationer av bultarna, som uppmättes i sektion I, motiverade inte någon fortsatt användning. Borrningar för extensometrarna utfördes med borrhvagnen och med en håldiameter $\varnothing$ 40 mm. Vid borrning för en av 3.5 m extensometrarna missbedömdes håldjupet pga ojämnheter i taket. Hålet blev 20 – 30 cm för kort och eftersom borrarpersonalen gick hem innan vi monterade extensometern ifråga kunde inget nytt hål borraras. Problemet kunde dock lösas genom att mätankaret kapades ca 20 cm.

Precisionsavvägning av markytan gjordes första gången den 14 januari, knappt en injekteringsomgång före mätsektionen, dvs injekteringen utfördes ca 13 m före själva mätsektionen. Liksom i föregående mätsektion utfördes en kartering i samband med monteringen och en efter utsprängning av hela stationen. Resultatet framgår av fig. 25.

Här visar karteringen på mycket bra berg. Sprickfrekvensen är låg och det förekommer endast en nästan vertikal 0,5 m bred sprickzon längs med tunneln i takets högra tredjedelspunkt.

Karteringen gav ingen anledning till ändrade förväntningar vare sig det gäller rörelsemönster eller rörelsernas storlek.

Mätresultaten framgår av fig. 27 – 29 och utsprängningsföljden av fig. 26. Avvägning av tunneltaket kunde ej ske efter läge 3 enligt fig. 26. Fixpunkten gick ej att finna då den blivit övertäckt.

De med konvergensmätning uppmätta rörelserna var i samtliga fall mindre än 1 mm.

I denna sektion monterades även 2 st 3.5 m långa enstångsextensometrar. De uppkomna rörelserna var även här mycket små och uppgick maximalt till 0,6 mm.

Mäthuvudet till flerstångsextensometern ifrån markytan uppvisar en stor rörelse relativt översta mätankaret även lång tid före utsprängningen av tunneln. Detta tyder på att icke obetydliga säsongrörelser kan förekomma hos bergytan. Det övre mäthuvudet avvägdes och därmed fastställdes det övre mätankarets rörelse relativt en fix belägen i bergytan ca 30 m utanför tunneln. Ett oväntat resultat erhöles, det övre ankaret beläget ca 6,6 m över tunneltaket skulle ha höjt sig först ca 1,5 mm för att därefter sjunka något, ca 0,6 mm. Vi måste därför ifrågasätta riktigheten av den uppmätta rörelsen, eftersom fixen kan påverkas av bergytans eventuella säsongrörelser.

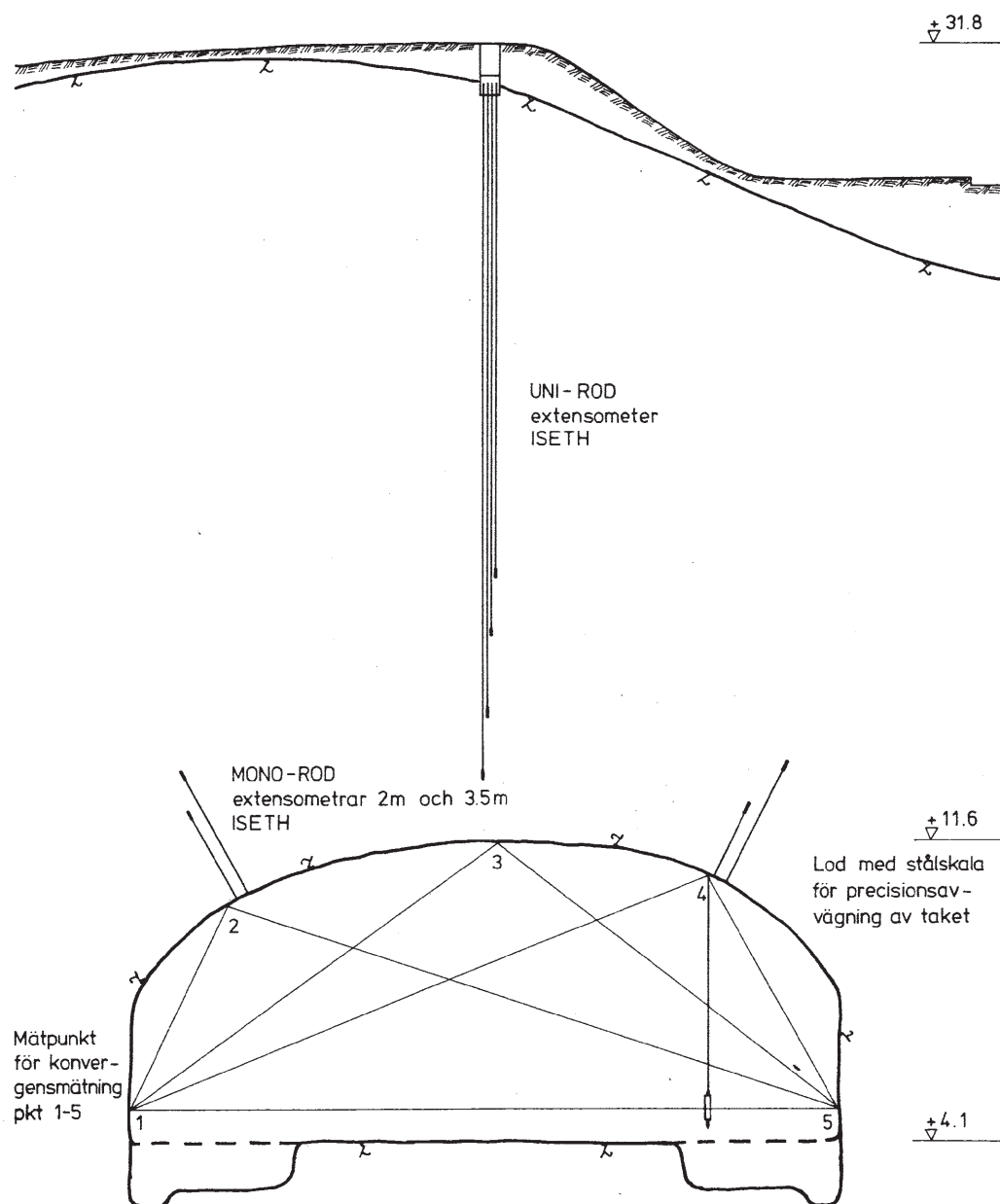


Fig. 24 Instrumentering av mätsektion II

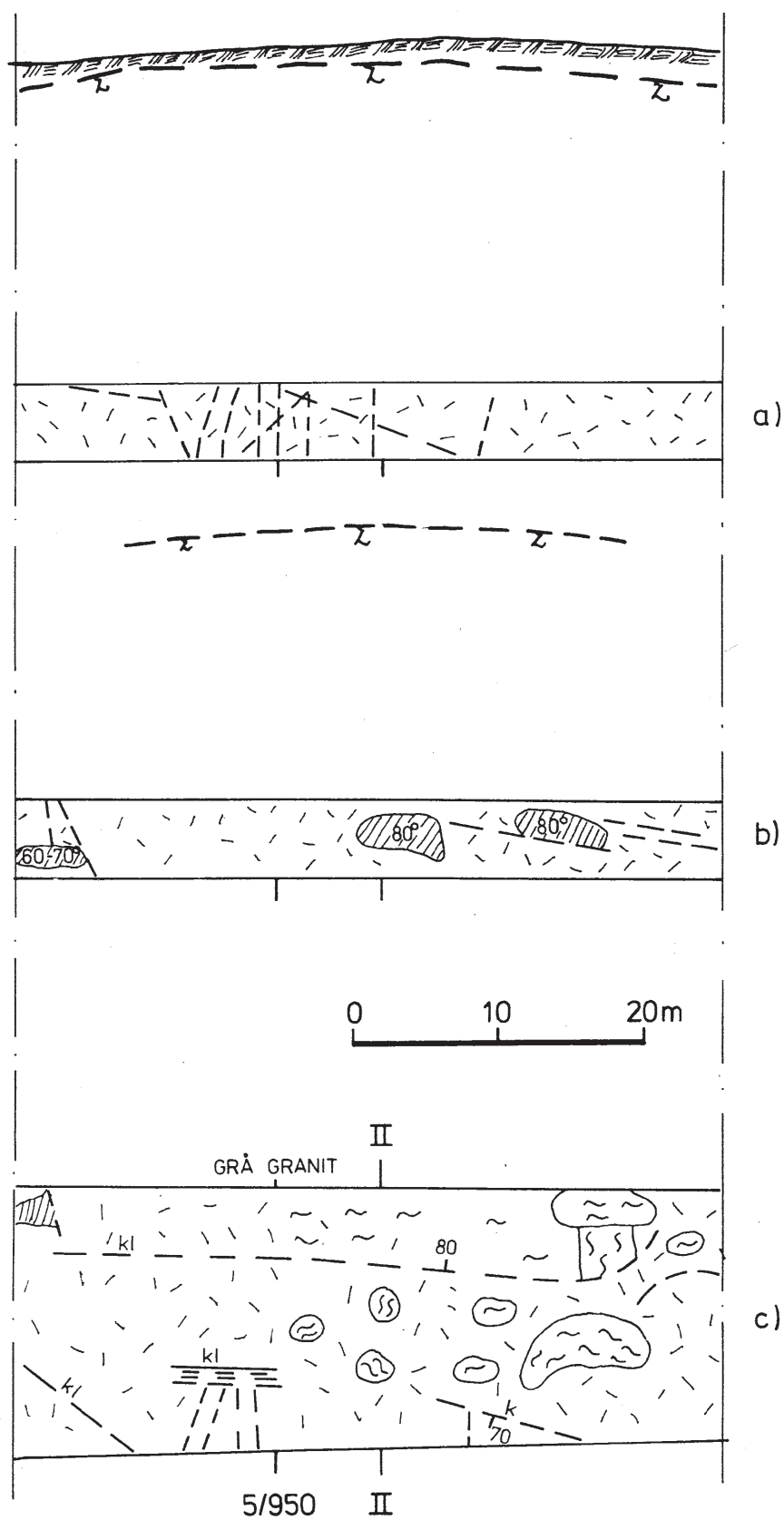


Fig. 25 Fastställd geologi vid sektion II

- a) Profil, södra väggen
- b) Profil, norra väggen
- c) Plan. Taket

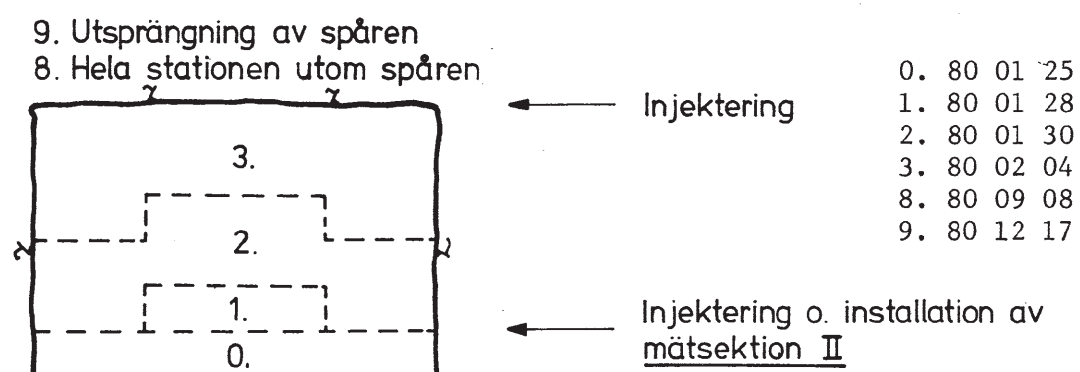


Fig. 26 Utsprängningsordning från och med mätsektion II. Siffrorna anger vad som var utsprängt vid respektive måttillfälle

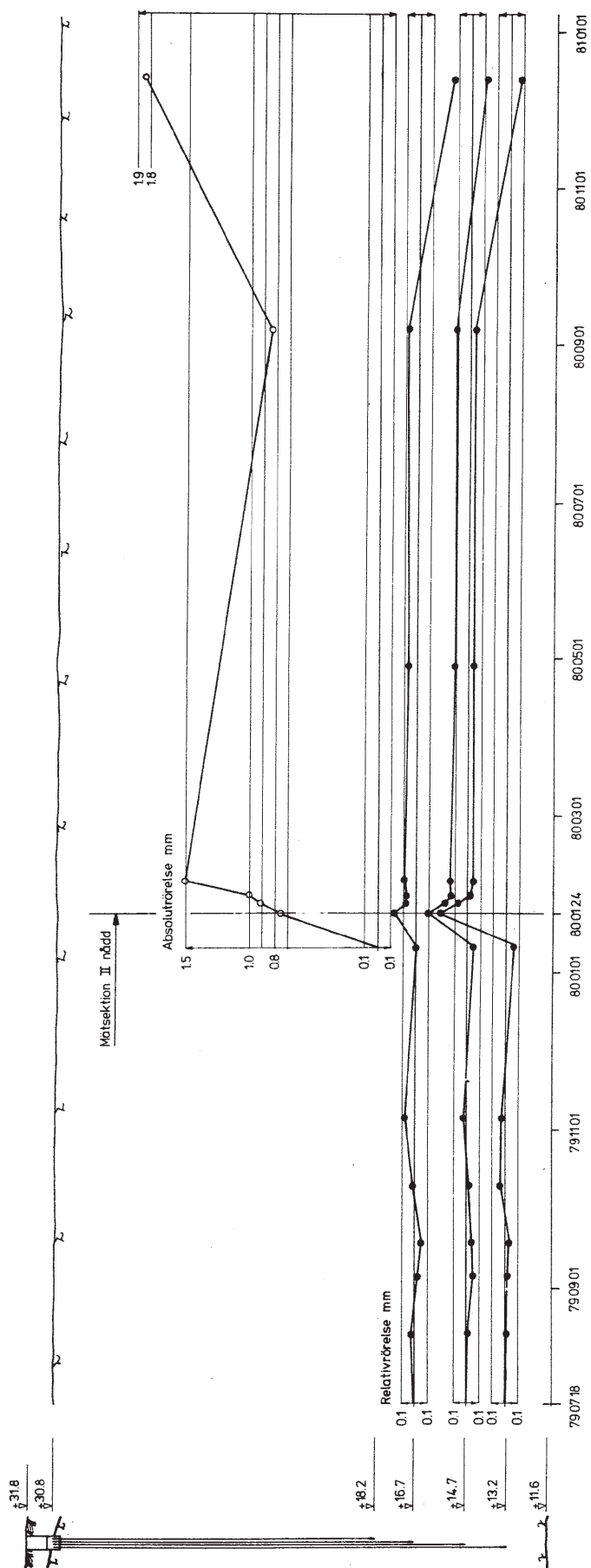
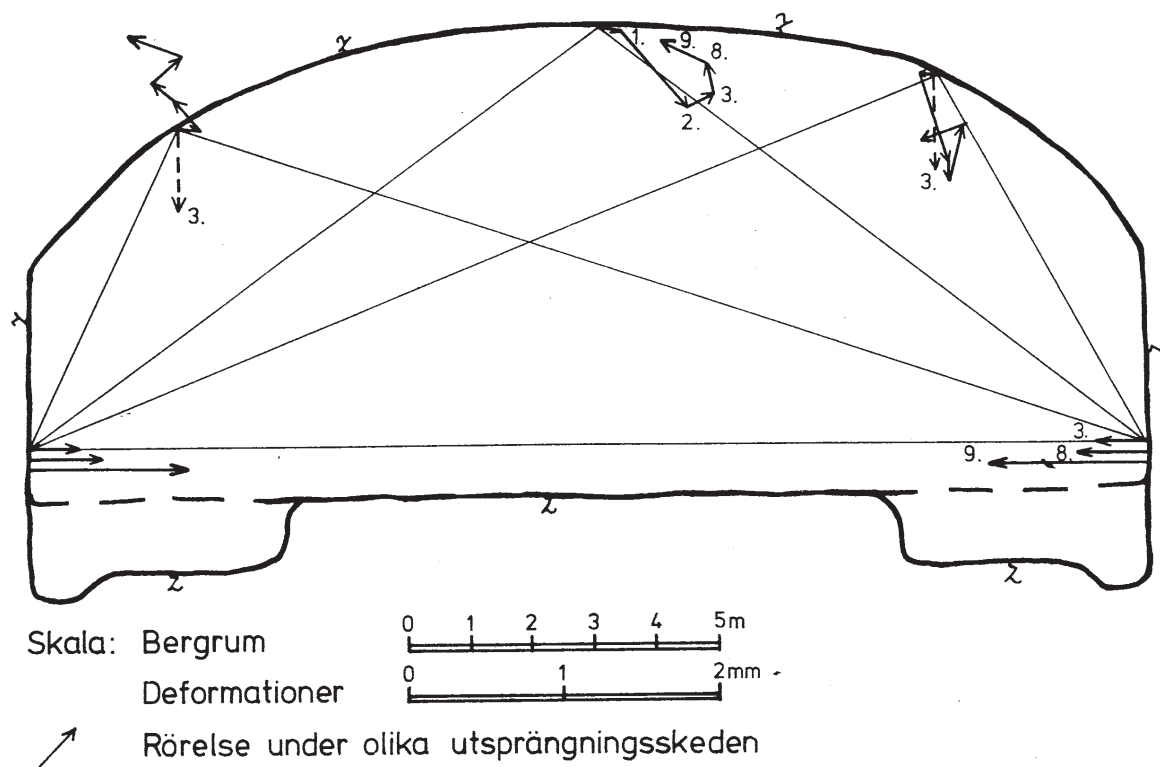


Fig. 27 Rörelser enligt mätningar med extensometer från markytan

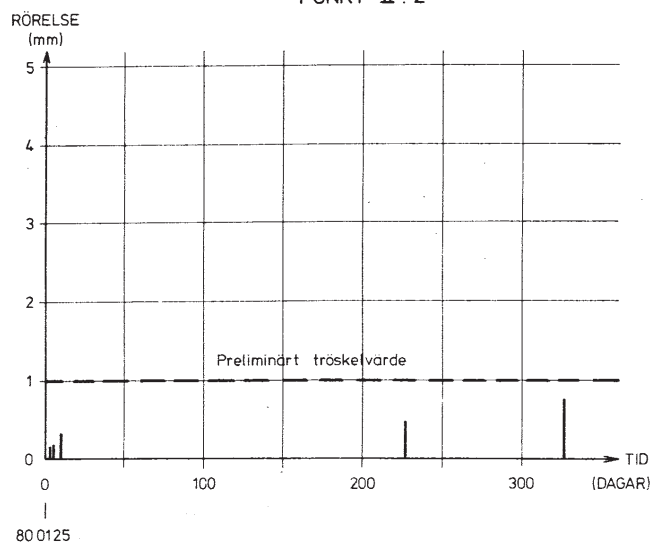
- Rörelser relativt bergytan
- Bergytans absolutrörelser



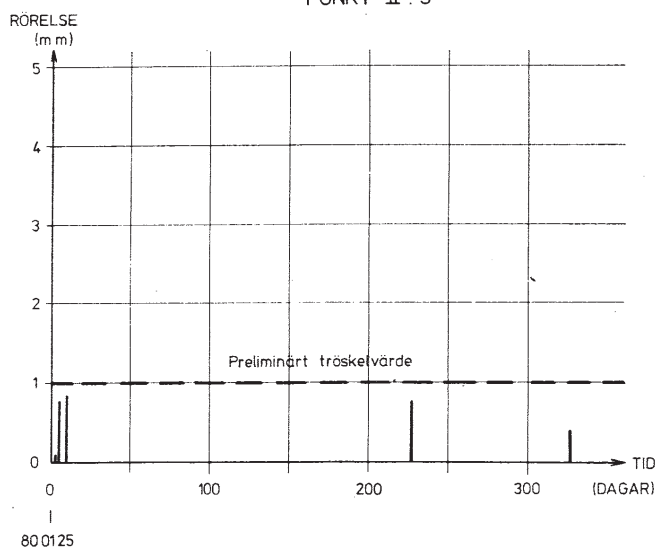
SEKTION II

Fig. 28 Rörelser enligt konvergensmätningar. Mätpunkterna i väggarna antas röra sig endast horisontellt och lika mycket

PUNKT II : 2



PUNKT II : 3



PUNKT II : 4

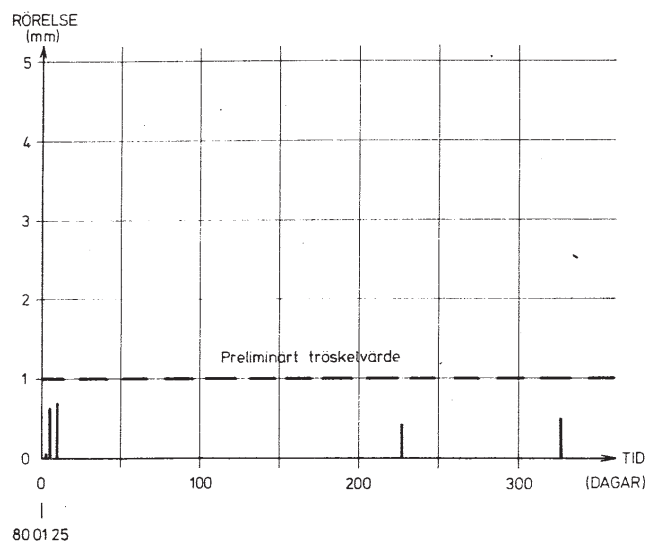


Fig. 29 Totalrörelser enligt konvergensmätningar

A 6 Mätrapport för mätsektion III

Vid mätsektion III sköts full area ut den 13 mars 1980. I sektionen installerades tre mätpunkter för konvergensmätning. Även här placerades en fixpunkt, för precisionsavvägning i taket, bakåt i tunneln. Inga monorodextensometrar eller mätbultar installerades. Dock placerades ca 8 m framför mätsektionen en 6 m lång extensometer av egen tillverkning. Den sattes med 20° lutning framåt i pilottunneln. Instrumenteringen framgår av fig. 30.

Den utförda karteringen visar att mätsektionen befinner sig i ett sprickrikt område, dominerad av brant stående ($70 - 90^{\circ}$) kalkläkta sprickor tvärs tunneln med ett sprickavstånd 0.1 – 1.0 m. Strax bortom sektionen skärs tunneln med 30° mot drivningsriktningen av två kloritfyllda sprickor som stupar ca 15° . Spricktätheten är störst i tunnelns högra del. Se fig. 31.

När sektion III nåddes hade den väntade krosszonen inte kunnat upptäckas genom sonderingsborrningarna. Därför valdes en enklare instrumentering, med endast tre punkter för konvergensmätning.

Två salvor efter mätsektion stod man med full area och utförde injektering. Sonderingsborrningar som utfördes i samband härmed visade på en zon med dåligt berg framför fronten och ovanför tunneltaket. Efter utsprängning till läge 4 enligt fig. 34 installerades i pilotorten en 6 m extensometer enligt ovan, i förhoppning att den skulle korsa zonen med det dåliga berget.

Precisionsavvägning av bergytan inleddes med en nollmätning den 4 mars och utfördes sedan i samband med avläsning av extensometrarna.

Mätresultaten framgår av fig. 33 – 35. Utsprängningsföljden beskrivs i fig. 32.

Avvägning av tunneltaket avbröts efter tredje mätningen då tråden gick av.

Under utskjutningen av tunneln rörde sig taket enligt konvergensmätningarna som mest 2.6 mm uppåt, varefter det sjönk tillbaka ca 2 mm när fronten avlägsnade sig

ytterligare från mätsektionen. Motsvarande rörelser kunde ej avläsas med hjälp av stångextensometern från markytan.

Extensometermätningarna angav små rörelser i berget. Bergytans absolutrörelser bestämdes genom precisionsavvägning av markytan och extensometermätning av relativrörelsen markyta – bergyta. Som mest rörde sig bergytan 1.1 mm uppåt. Efter att ha rört sig knappt 1 mm uppåt, när mätsektionen passerades, stabiliserade sig bergytans rörelser och slog ett par tiondelar uppåt och nedåt vid följande mätningar.

Den inifrån tunneln installerade enstångsextensometern visade inga tydliga tecken på att skära en krosszon. De uppmätta rörelserna är som mest 0.25 mm.

Både extensometern och mätpunkten i taket täcktes av misstag av sprutbetong, varför några mätningar efter utsprängning av hela tunneln ej kunnat göras.

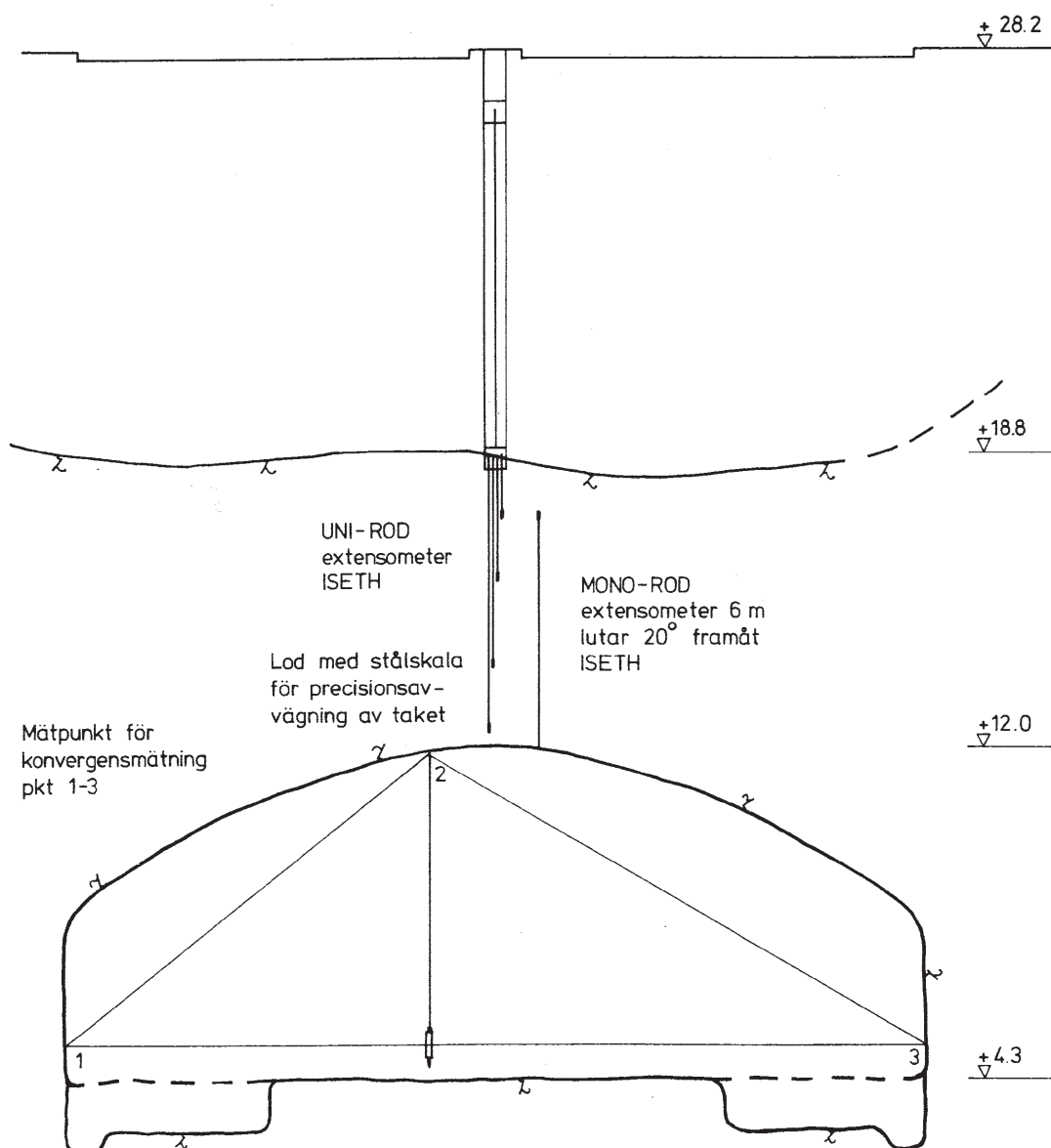


Fig. 30 Instrumentering av mätsektion III. Enstångsextensometern inifrån tunneln ligger cirka 8 m bortom mätsektionen och lutar 20° framåt

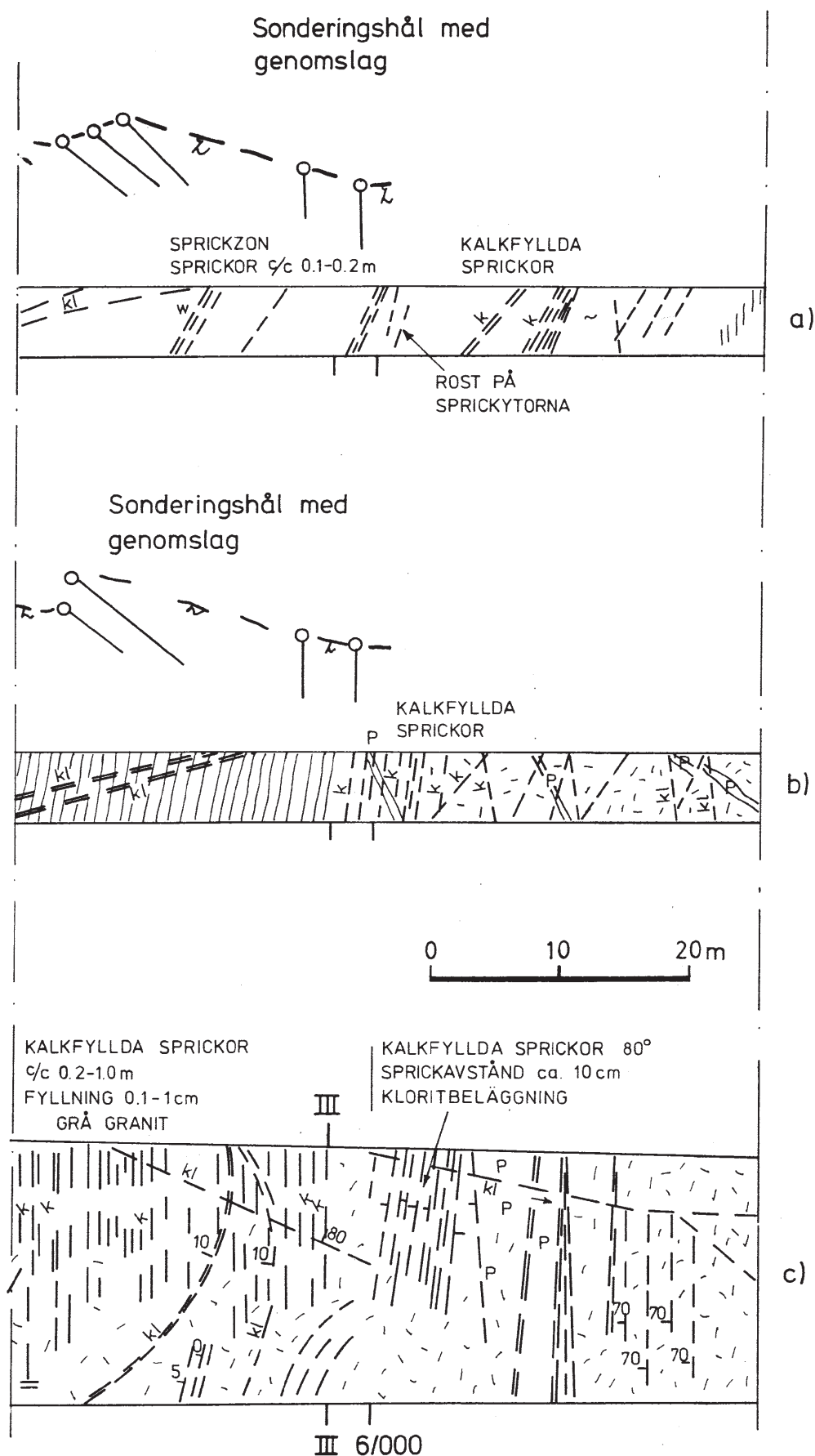


Fig. 31 Fastställd geologi vid sektion III

- a) Profil, södra väggen
- b) Profil, norra väggen
- c) Plan. Taket

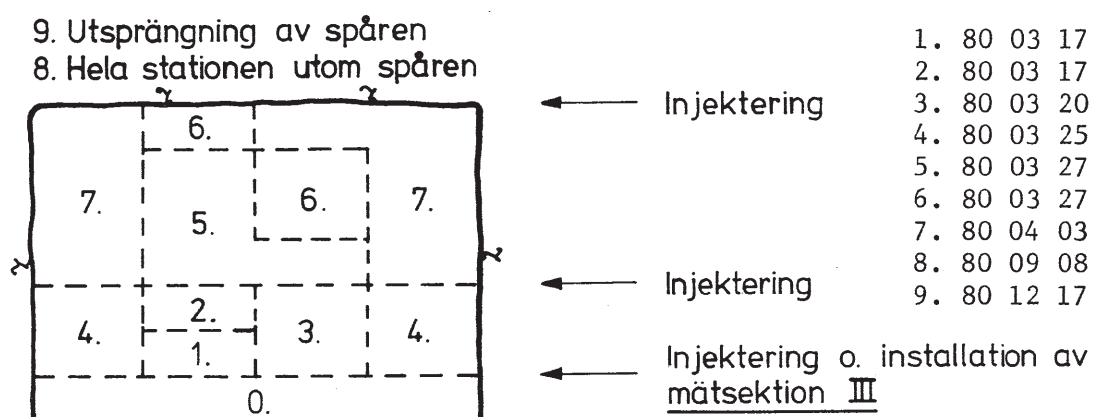


Fig. 32 Utsprängningsordning från och med mätsektion III. Siffrorna anger vad som var utsprängt vid respektive måttillfälle

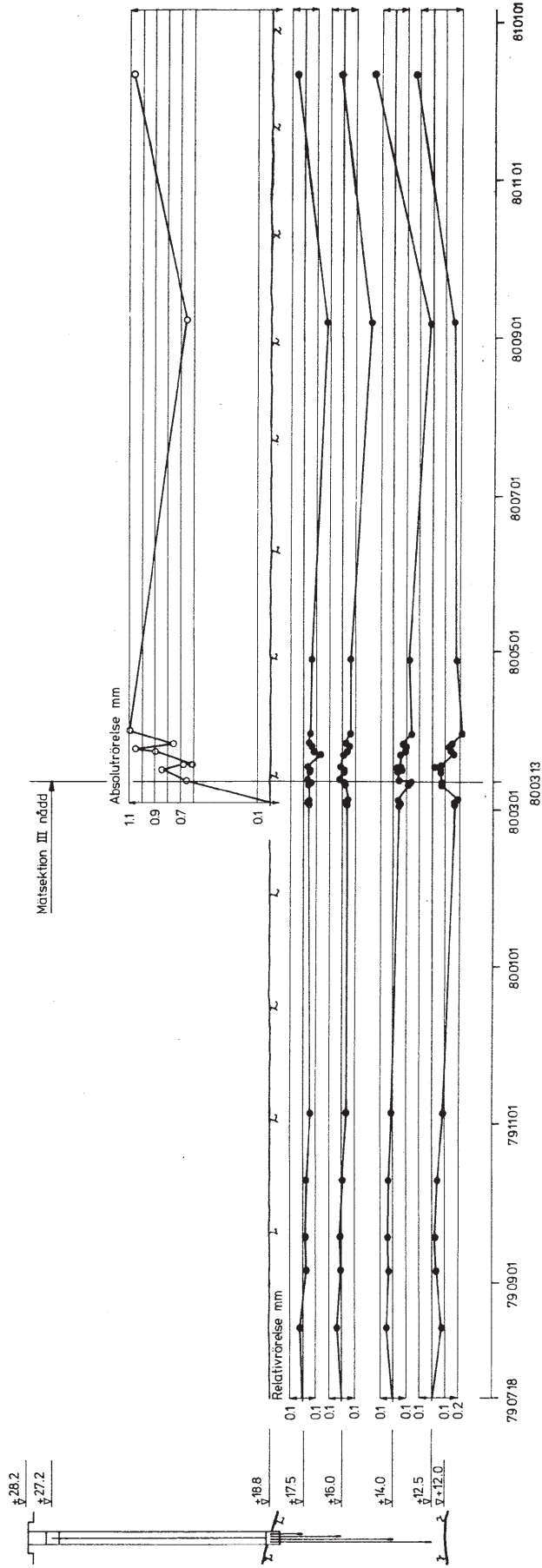
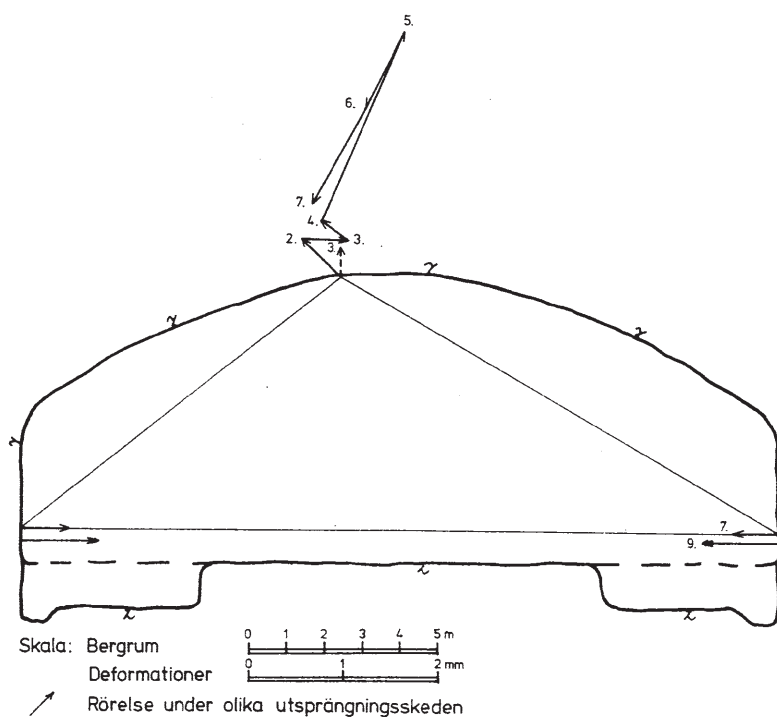


Fig. 33 Rörelser enligt mätningar med extensometer från markytan



SEKTION III

Fig. 34 Rörelser enligt konvergensmätningar. Mätpunkterna i väggarna antas röra sig endast horisontellt och lika mycket

PUNKT III : 2

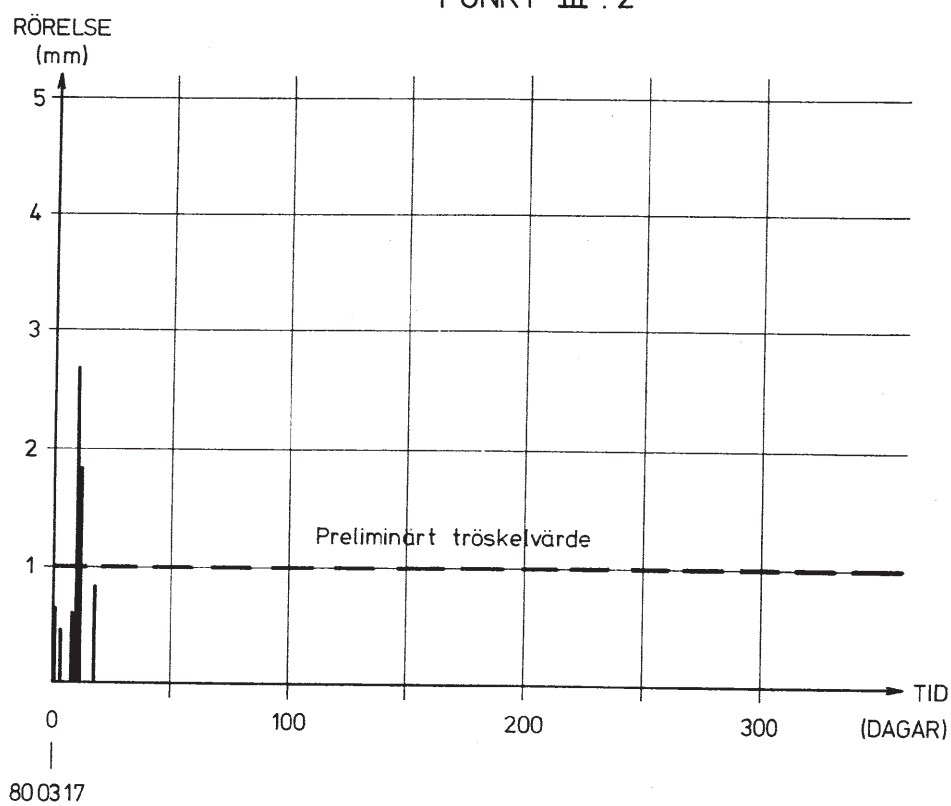


Fig. 35 Totalrörelser enligt konvergensmätningar