

Tung bergsikring i undergrunnsanlegg



NFFs håndbøker er utarbeidet av fagpersoner oppnevnt av NFF. Innholdet er i samsvar med kjent viten på det tidspunktet redaksjonen ble avsluttet. Feil eller mangler kan allikevel forekomme.

NFF, forfatter eller Utviklingskomiteen har intet ansvar for feil eller mangler i håndboken og mulige konsekvenser av disse.

Det forutsettes at håndboken benyttes av kompetente, fagkyndige personer med forståelse for begrensingene og forutsetningene som legges til grunn.

© Norsk Forening for Fjellsprenkningsteknikk – NFF

ISBN 978 - 82 - 92641 - 09 – 5

Forsidebilde: Finnfast, foto Anne-Merete Gilje

FORORD

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) har som formål å utvikle og styrke norsk bergteknologi. Dette arbeidet skjer i nært samarbeid med bransjen.

Utviklingsarbeidet i regi av NFF gjøres kjent gjennom utgivelse av håndbøker og tekniske rapporter.

Denne håndboken er utarbeidet av en arbeidsgruppe med følgende sammensetning:

- Roar Sve, Skanska
- Jan Elvøy, Mesta
- Trine Sagen, Mesta
- Lise Backer, egen virksomhet
- Karl Gunnar Holter, BASF
- Per Bollingmo, Multiconsult
- Knut Boge, Geovita
- Knut Borge Pedersen, Vegdirektoratet
- Arnstein Aarset, NGI (Sekretær)

For kvalitetssikring av håndboken har Utviklingskomiteen i NFF lest korrektur og gitt konstruktive innspill. I tillegg har arbeidsgruppen fått nyttige tilbakemeldinger på et tidlig høringsutkast fra Anders Beitnes, Bjørn Nilsen, Arild Palmstrøm, Bjørn Buen, Petter Brandtsæg og Reidar Kompen. En ekstra takk til Aslak Ravlo og Thor Skjeggedal som har gitt gode innspill i slutføring av håndboken.

Vi takker forfattere, bedrifter og andre som har bidratt i arbeidet med håndboken og håper boken vil bidra til bedre forståelse av tung bergsikring.

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk - NFF
Utviklingskomiteen

Januar 2008

INNHold

1. INNLEDNING.....	1
2. UNDERSØKELSER FOR VALG AV SIKRINGSMETODER.....	3
2.1 Undersøkelser i planleggings- og prosjekteringsfasen.....	3
2.2 Undersøkelser under byggefasen	4
2.2.1 Slaghammerboring	5
2.2.2 Kjerneboring	6
2.2.3 Vanntapsmålinger	6
2.2.4 Innlekkasje- og vanntryksmålinger	6
2.2.5 Geofysisk borhullstomografi.....	6
2.2.6 Kartlegging, registrering og observasjoner.....	7
2.2.7 Deformasjonsmålinger	7
2.2.8 Undersøkelser av leirsoner og svakhetsmaterialer.....	8
2.3 Bruk av spesiell referansegruppe	10
3. BESTEMMELSE AV NØDVENDIG STABILITETSSIKRING.....	13
3.1 Bergmassen i forhold til sikringens funksjon.....	13
3.1.1 Tilfelle hvor lokal bergforsterkning gir stabil situasjon.....	14
3.1.2 Tilfelle hvor permanent stabilisering må tåle fullt lastopptak.....	15
3.2 Lastvurderinger	15
3.2.1 Laster knyttet til leirsoner	15
3.2.2 Spenningsrelaterte laster	16
3.2.3 Vanntrykk	18
3.2.4 Sprengningspåkjenning.....	19
3.2.5 Brannlaster	19
3.2.6 Betydning av anleggets geometri	19
3.3 Bruk av numeriske modeller	21
3.4 Bruk av klassifikasjonssystemer	22
3.5 Arbeidssikring og permanent sikring	23
3.6 Levetid og miljøbelastninger	23
3.7 Tid og kostnadsbetraktninger.....	24
4. METODEBESKRIVELSER.....	25
4.1 Innledning	25
4.2 Risikovurdering i forbindelse med "tung sikring".....	25
4.3 Sikring foran stuff	26
4.3.1 Forbolter.....	26
4.3.2 Rørskjerner.....	29
4.3.3 Injeksjon.....	31
4.3.4 Jet Grouting.....	31
4.3.5 Frysing	32
4.4 Korte og oppdelte salver	32
4.5 Tung sikring i profilet.....	33
4.5.1 Armerte sprøytebetongbuer.....	33
4.5.2 Montering av armerte sprøytebetongbuer	34
4.5.3 Sprøytebetongbuer med gitterdragere ("lattice girders")	36
4.5.4 Sikring ved sprakeberg.....	37
4.5.5 Deformerbare sikringssystemer ved høye bergspenninger	37
4.5.6 Sprøytebetong -"hvelv"	38
4.5.7 Sikring ved svelleire.....	38

4.6 Utstøpning	39
4.6.1 Støp på stuff	41
4.6.2 Støp bak stuff	42
4.6.3 Sålestøp (ringkonstruksjon)	42
4.6.4 Gjenstøping av stuffen	43
4.6.5 Sikringsstøp, drenert hvelvstøp	43
4.6.6 Vanntett betonghvelv, udrenert konstruksjon	44
4.6.7 Forhold som innvirker på betongkonstruksjoners vanntetthet	45
4.6.8 Tiltak for å gjøre en hvelvstøp vanntett	46
4.7 Sikring av stufflaten	47
5. SPRØYTEBETONGTEKNOLOGI FOR TUNG BERGSIKRING	49
5.1 Funksjonskrav til sprøytebetong for undergrunnsanlegg	49
5.2 Heft	49
5.3 Fiberarmering	49
5.4 Nettarmering	49
5.5 Tilsetningsstoffer - generelt	50
5.6 Akseleratorer	50
5.6.1 Alkalisilikater og alkali aluminater	50
5.6.2 Alkalifri akselerator	51
5.7 Plastiserende (P)- og superplastiserende (SP) stoffer	51
5.8 Retardere	52
5.9 Pumpeforbedrer	52
5.10 Intern "curing"	52
5.11 Stabilisatorer	53
5.12 Eksempel på blanderesept	53
6. DOKUMENTASJON OG OVERVÅKING	55
6.1 Ingeniørgeologisk dokumentasjon	55
6.2 Registrering av utført sikring	56
6.3 Prøving og kontroll	56
6.4 Opptegning på logg	56
6.5 Deformasjonsmålinger	59
6.5.1 Målebånd og kikkert	59
6.5.2 Ekstensometermålebånd	59
6.5.3 Borehullseksensometer	60
6.5.4 Glidemikrometer	61
6.6 Sprekkeovervåkning	61
6.7 Drifts- og vedlikeholdsplaner	61
7. HVORFOR BLE DET TUNG SIKRING?	63
7.1 Romeriksporten (1994-1999)	63
7.2 Nordkaptunnelen (FATIMA, 1995-99)	64
7.3 Oslofjordforbindelsen (1997-1999)	64
7.4 Nye Nationaltheatret stasjon (1995-1999)	66
7.5 Frøyatunnelen (1997-2000)	67
7.6 Lærdalstunnelen (1997-2000)	69
REFERANSER	71
MEDVIRKENDE I PROSJEKTET	73
NFF PUBLIKASJONER	75

1. INNLEDNING

Håndboken "Tung bergsikring for undergrunnsanlegg" er en del av en serie publikasjoner utgitt av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

Målsetningen med denne håndboken er å samle siste års erfaringer med utførelse av ulike metoder "tung bergsikring" for undergrunnsanlegg. Håndboken skal kunne gi råd og beslutningsstøtte for valg av sikringsløsninger ved krevende stabilitetsproblemer både på planleggingsstadiet og på stuff. Det er også fokusert på kartlegging og undersøkelsesmetoder for å bestemme når det er nødvendig med tung sikring.

Boken bygger på vanlig praksis for tunneldrift i Norge, hvor observasjoner av bergmassekvaliteten legges til grunn for å beslutte hvilken stabilitetssikring som skal utføres. Ofte står man overfor komplekse utfordringer der ulike momenter fra gang til gang vil være avgjørende for valg av sikringsmetoder og utførelse. Boken beskriver muligheter og begrensninger som ligger i de forskjellige metodene, slik at man kan få en oversikt over løsninger som kan være aktuelle ved forskjellige problemstillinger.

Målgruppen for håndboken er alle med tilknytning til sikkerhet for anlegg under jord både i planleggings- og gjennomføringsfasen. Boken er derfor mest mulig praktisk rettet med beskrivelse og illustrasjoner som viser eksempler fra forskjellige situasjoner med krevende stabilitetssikring. Det er også gitt korte beskrivelser av noen aktuelle løsninger som kan benyttes der forholdene ligger utenfor det normale erfaringsgrunnlaget til den "norske ingeniørgeologen".

Boken omhandler også en del forhold som det er viktig å ta hensyn til ved kontraktsutarbeidelse knyttet til "tung sikring".

Håndboken omhandler ikke løsninger som er spesifikt knyttet til TBM drift.

2. UNDERSØKELSER FOR VALG AV SIKRINGSMETODER

Formålet med undersøkelser knyttet til undergrunnsanlegg vil i første rekke være å klarlegge best mulig hvilke bergforhold man kan støte på under drivingen.

2.1 Undersøkelser i planleggings- og prosjekteringsfasen

Vanlige krav til grunnundersøkelser omfatter gjennomgang av eksisterende grunnlagsmateriale i form av litteratur, kart og flyfoto. Ut i fra dette materialet planlegges normalt videre undersøkelser i form av befaringer, geologisk kartlegging i dagen og innledende grunnundersøkelser i form av seismikk, bergkontrollboringer, kjerneboring og øvrig prøvetaking.

Disse undersøkelsene skal avdekke områder som kan være kritisk med tanke på gjennomføring av et underjordsanlegg med spesielt krevende soner som vil kreve tung bergsikring.

Undersøkelsene vil måtte tilpasses følgende viktige elementer:

1. Stedlige grunnforhold angitt som vanskelighetsgrad (geologi, tilgjengelighet til området, topografi, overdekning mm.).
2. Type prosjekt og de krav som skal tilfredsstilles i forhold til sikkerhet/stabilitet, levetid og omgivelser
3. Fase av planleggingen / gjennomføringen for berganlegget
4. Type kontrakt som vil bli benyttet for bygging

1 og 2 er de vesentligste for vurdering av relevant omfang av grunnundersøkelser for anlegget. Når det opptrer uvanlig komplisert geologi i form av vekslende bergarter, tektoniske strukturer, svakhetssoner, høye spenninger, manglende spenninger eller når store deler av anlegget er dekket av forvitret berg, dagberg, vegetasjon, løsmasser eller vann, må det gjøres en større innsats for å innhente nødvendige opplysninger om grunnforholdene.

Krav til berganlegget består både av krav til sikkerhet og stabilitet under bygging og under bruk, og av krav i forhold til omgivelsene.

Omfanget av undersøkelser vil være avhengig av grunnforholdenes vanskelighetsgrad kombinert med krav til berganlegget. For å kunne definere nødvendig undersøkelsesomfang vil det være behov for en forstudie. Dette vil ofte omfatte gjennomgang av tilgjengelig grunnlagsmateriale, kartlegging i dagen og i mange tilfelle enkle sonderinger.

På dette grunnlaget vil det være mulig å definere områder som har behov for ytterligere undersøkelser. Videre undersøkelser vil ofte skje i form av en iterasjon hvor undersøkelsesmetodene blir mer og mer omfattende etter hvert som eventuelle vanskelige bergforhold eller usikkerheter avdekkes.

Ved oversiktlige grunnforhold vil en kunne få nødvendige data umiddelbart, mens en ved vanskelig tilgjengelige forhold ofte må utføre undersøkelser i flere omganger for å få den nødvendige oversikt over grunnforholdene. I den grad det er mulig, vil en i denne fasen forsøke å tilpasse plasseringen av anlegget slik at de vanskelige bergforholdene minimeres eller kan løses med kjente metoder.

Avhengig av skadekonsekvensklasse og vanskelighetsgrad defineres undergrunnsanlegg i henhold til NS3480 i ulike geotekniske prosjektklasser som vist i tabell 1. Geoteknisk prosjektklasse skal være bestemmende for

- Innsatsen ved fremskaffelse av grunnlagsdata
- Prosjektering

og for omfang av

- Kontroll av geotekniske arbeider i byggefasen
- Prosjekteringskontroll

Statens vegvesens håndbok 021 har et kapittel om geologiske forundersøkelser med retningslinjer for utførelse av grunnundersøkelser i de ulike faser av planleggingen.

2.2 Undersøkelser under byggefasen

Dette omfatter de undersøkelsene som utføres på eller foran tunnelstuppen for å kartlegge forholdene i detalj. Resultatene av disse undersøkelsene tjener som grunnlag for detaljbeslutninger om teknisk løsning eller endelig dimensjonering av permanent sikring.

Det er i hovedsak 3 typer beslutninger man trenger underlag for å ta:

- Hvilke tiltak som er nødvendig å utføre foran stoff (forbolting, injeksjon og evt. drenasje)
- Hvilket sikringsnivå som må utføres helt fram til stoff før neste salve kan tas
- Hvilket permanent sikringsnivå som må til for å tilfredsstille kravene til berganlegget

For disse 3 formålene er det i prinsipp to kategorier undersøkelser:

- Undersøkelser og registreringer (evt. målinger) i tunnelprofilen eller på stoff-flaten etter hver salve
- Undersøkelser foran stoff, som grunnlag for å tolke den geologiske situasjonen

I krevende tilfeller vil én eller flere undersøkelsesmetoder foran stoff være aktuelle for å gi tilfredsstillende beslutningsunderlag for valg av teknikker for sikring og driving. Hvis situasjonen er spesielt krevende, og kostnadene forbundet med driving høye, vil grundige undersøkelser foran stoff være en god investering.

Tabell 1. Oversikt over aktuelle undersøkelser på og foran stoff i drivefasen

Type undersøkelse	Kostnad	Hva kan påvises
Slaghammerboring	Lav	- Vannlekkasjer - Indikasjon om svakt berg/svakhetssoner - Forbedret borbarehet etter injeksjon
Kjerneboring	Høy	Direkte prøvetaking av sonemateriale Oppsprekning. Vannlekkasjer
Vanntapsmåling	Lav	- Bergmassens evne til å lede vann - Evt. forbedring etter injeksjon
Seismisk tomografi	Høy	Variasjoner i bergmassen, soner og partier med variabel seismisk hastighet

2.2.1 Slaghammerboring

Boring med vanlig boreutrustning vil kunne gi nyttige opplysninger om bergforholdene foran stoff. Et borhull av denne typen er i prinsippet å betrakte som ett nålestikk, med hovedhensikt å påvise avstanden til et bestemt geologisk fenomen, som f.eks. vannlekkasjer, svakhetssoner eller markerte slepper. Det kan ikke tas prøver, annet enn oppsamling av borkaks eller spylevann.

Under boringen vil man kunne påvise forhold som:

- Slepper med leire
- Tett oppsprukket berg
- Berg med betydelig grad av forvitring
- Avstanden fra stoffen til ovennevnte fenomener
- Løsmassesoner
- Vannførende soner

Sondering ved slaghammerboring er ofte en svært effektiv metode for å verifisere den geologiske tolkningen og detaljbeslutte hvor langt man kan drive før man må iverksette et mer krevende tiltak som f.eks. injeksjon, forbolting eller utføre mer sofistikerte undersøkelser foran stoff.

Etter utførte injeksjonsarbeider vil kontrollboring med denne metoden være rask og effektiv for å vurdere oppnådd resultat av injeksjonsarbeider og beslutte fortsatt injeksjon eller videre driving.

Det er utviklet utstyr (MWD, measuring while drilling) og programvare (Rockma og lignende) som registrerer og sammenstiller ulike data fra boring for grafisk framstilling. Dette utstyret krever at det ved oppstart og overgang til ukjent bergmasse foretas en kalibrering og kvalitetssikring ved hjelp av samtidig ingeniørgeologisk kartlegging. På undergrunnsprosjekter med mye langhullsborings i forbindelse med forinjeksjon vil dette verktøyet kunne gi verdifull informasjon og nyttig dokumentasjon.

2.2.2 Kjerneboring

Prøver av bergmassen fremskaffes ved boring. Det benyttes sylindrisk borhode på sylindriske borstenger(rør). Ved analyse av borkjernene registreres oppsprekking og eventuelle svakhetssoner. Det gir på effektiv måte grunnlag for å angi nødvendige tiltak fra stuff før videre sprengning. Prøvemethoden er moderat kostbar. Dersom slik boring forårsaker hindringer eller stopp av pågående tunneldrift vil imidlertid de indirekte kostnader kunne bli betydelige. Det kan da være hensiktsmessig å utføre boring fra en nisse. Metoden har begrensninger i løst materiale som medfører kjernetap.

2.2.3 Vanntapsmålinger

Vanntapsmålinger foretas ved å pumpe vann inn i bergmassen. Formålet er få opplysninger om bergmassens evne til å lede vann. Metoden sier noe om i hvilken grad vann trenger inn i bergmassen, og derved også i hvilken grad penetrasjon med et injeksjonsmiddel kan forventes. Den kan også brukes etter utført injeksjon for å påvise effekten av de utførte injeksjonsarbeider. Metoden er mest aktuell å benytte ved prosjekter med høye tettekrav.

Vannet pumpes gjennom borhull med bestemt trykk i forhold til statisk vanntrykk. I den grad det er praktisk mulig bør vanntapsmålingene utføres over korte seksjoner av borhullet, helst 1 til 3 meter, slik at verdiene for konduktivitet (angitt i Lugeon) blir mest mulig detaljerte. Erfaringer viser at det er vanskelig å estimere injeksjonsmengder basert på målte Lugeonverdier, men verdiene kan gi en indikasjon på bergmassenes oppsprekningsgrad, og hvor åpne sprekke er.

2.2.4 Innlekkasje- og vanntrykksmålinger

Måling av innlekkasjer ved hjelp av bøtte og stoppeklokke er en enkel og mye benyttet metode for å kartlegge lekkasjer inn i tunneler. Dette er en hensiktsmessig metode ved sonderboring og langhullsboring ved forinjeksjon. For å sikre at alt lekkasjevannet fra hullet blir målt er det en fordel å tre inn en stump av en gummislange med samme diameter som borhullet.

For undersjøiske tunneler eller berganlegg med stor overdekning vil det kunne opptre høye vanntrykk. Måling av vanntrykk kan da gjøres ved å montere et manometer på en injeksjonsstav med pakker innsatt i et borhull.

Kombinasjon av høyt vanntrykk og mektige svakhetssoner vil kreve ekstraordinære tiltak ved driving og sikring.

2.2.5 Geofysisk borhullstomografi

Med geofysisk borhullstomografi menes seismiske, elektriske eller elektromagnetiske (georadar) målemetoder. Metodene kan brukes for å gi et bilde av grunnforholdene i et plant snitt mellom to borhull, eller ett borhull og en linje langs en overflate. Informasjonen om grunnforholdene tolkes fra en gitt materialparameter i det nevnte snittet, et tomogram. Tomogrammet kan være en avbildning av fordelingen av f.eks. seismisk hastighet, seismisk demping, georadarhastighet, georadar-dempning eller elektrisk ledningsevne, avhengig av hvilken metode som er valgt. Tomogrammet gir senere et geologisk innhold (litologi, "bergmassekvalitet" etc.) gjennom en tolkning hvor det endelige resultatet vanligvis presenteres i form av en tegning av snittet. Som grunnlag for tolkningen er det vanlig å inkludere all annen relevant geologisk informasjon som man har for området.

Ofte er formålet med de tomografiske undersøkelser å detaljkartlegge svakhetssoner som tidligere er funnet med andre undersøkelser, f.eks. refraksjonsseismikk, geologiske kartanalyser og befaringer. Da man ofte ikke kan avgjøre hvor dypt og i hvilken retning svakhetssonene strekker seg, kan tomografi kunne gi ytterligere detaljinformasjon om bergforholdene i det aktuelle snittet.

Under driftsfasen kan tomografi benyttes for å klarlegge situasjon foran stoff ved målinger mellom horisontale sonderingshull, eller sonderhull og overflaten. På denne måten kan man skaffe seg et mer detaljert bilde av den geologiske situasjonen før man eventuelt setter i gang stabiliseringstiltak, eller velger å drive videre.

Denne type kartlegging fra stoff vil medføre stopptid for anlegget, og er derfor mest aktuell i tilfeller hvor man har indikasjoner på større stabilitetsproblemer.

2.2.6 Kartlegging, registrering og observasjoner

Flere hendelser med ras i relativt nye tunneler understreker hvor viktig det er å utføre grundig kartlegging av bergmassekvaliteten før det påføres sprøytebetong.

Ingeniørgeologisk kartlegging på stoff skal avdekke:

- Alle forhold som har betydning for stabiliteten
- Spesielt kritiske forhold som krever tung sikring
- Informasjon om geologien foran stoff

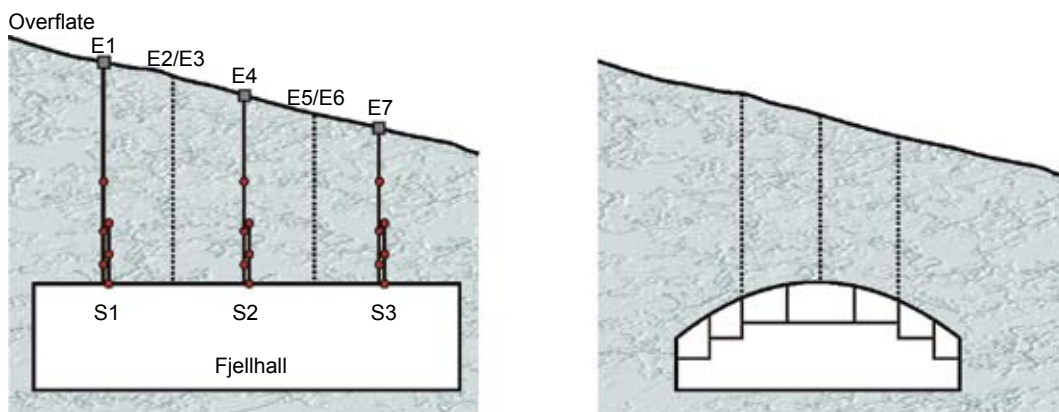
Dette vil i hovedsak omfatte registrering av sprekkeorientering og utbredelse, sprekkemateriale og da spesielt svelleleire og tegn til spenninger. Det er også viktig å registrere endringer i bergmassen som eventuelt kan endre behovet for bergsikring. Resultatene av en slik kartlegging bør konstrueres i plan- og vertikalsnitt, slik at man kan få et mest mulig nøyaktig bilde av hvordan svakt bergmateriale vil berøre tunnelen ved den videre driving.

Kartleggingen bør også omfatte en enkel visuell tilstandsregistrering av allerede utført sikring med tanke på synlige effekter av deformasjoner som f.eks. sprekkedannelse i sprøytebetong eller innklemming av deler av tunnelprofilen.

Det er viktig at den ingeniørgeologiske kartleggingen foregår systematisk og etter gitte retningslinjer. Uavhengig om det skal kartlegges etter Q-metoden vil parametrene som inngår i dette systemet være en nyttig huskeliste ved registrering på stoff. Bruk av forhåndsdefinerte sikringsklasser vil bidra til mer forutsigbar anleggsdrift, men ved stabilitetssituasjoner som krever tung sikring må det normalt foretas spesielle vurderinger.

2.2.7 Deformasjonsmålinger

Deformasjonsmålinger kan utføres med bånd-ekstensometer fra installerte målebolter eller med teodolitt mot installerte målepunkter (målebolter med en reflekterende brikke). Bånd-ekstensometer gir for dette formålet den beste nøyaktigheten (ca 1/10 mm nøyaktighet på målingene). Deformasjonsmålinger kan i tilfeller med liten overdekning også utføres fra utsiden av berganlegget, som det ble gjort ved bygging av Gjovikhallen.



Figur 1. Lengdesnitt og tverrsnitt som viser eksempel på instrumenteringsplassering under utsprenging av Gjøvikhallen

Resultatene fremstilles grafisk med deformasjon og tid. På denne måten kan man påvise om deformasjonene avtar mot en stabil tilstand, eller om deformasjonene fortsetter med et ugunstig forløp.

For tunneldriving i berg som er utsatt for store deformasjoner kan deformasjonsmålinger være nødvendig for å dokumentere at det blir utført tilstrekkelig stabilitetssikring.

2.2.8 Undersøkelser av leirsoner og svakhetsmaterialer

Under driving av tunneler og bergrom vil forekomst av leirsoner og svakhetsmaterialer ha stor betydning for hvilken stabilitetssikring som er nødvendig å installere. Det er derfor viktig at mengde og utbredelse av slike soner blir kartlagt nøye. Ved observasjon av ugunstig orienterte leirsoner eller ved mistanke om svelleleire kan en bruke fire indikatorer for testing av en prøve:

- Fargetest for påvisning
- Røntgendiffraksjon for mineralbestemmelse
- Måling av svelletrykk
- Frisvellingstest

Fargetest er en kvalitativ metode basert på fargereaksjoner for å skille ulike type leirer. Dette er en rask og enkel metode for å avdekke om det forekommer svellende mineraler. Det er i første rekke smektitgrupps mineraler som har svellende egenskaper, f.eks montmorillonitt som gir rød til rødfiolett farge ved tilsetning av litt malakittgrønt, se for øvrig Vegvesenets håndbok 014.

Røntgendiffraksjonsundersøkelse av bergmaterialet kan utføres for å påvise om det er mineraler som kan ha spesiell innflytelse på valgt drivings- og sikringsmetoder, samt om svakhetssonematerialet i seg selv kan si noe om sonens dannelse og karakter (og derved forventet utbredelse). Analysemetoden er tidkrevende.

Eksempler på bergarts- og svakhetssonemateriale som kan ha spesiell interesse og betydning i denne sammenhengen kan være:

- Svellende leirminerale, der vannopptak medfører nedsatt skjærstyrke
- Andre svellende mineraler (f.eks. anhydritt)
- Svellende bergarter (alunskifer)
- Leirminerale og bergarter som kan gi spesielt dårlige heftegenskaper for sprøytebetong
- Mineraler og bergarter som er spesielt glatte eller svake og som dermed kan påvirke stabiliteten

Avhengig av sonenes geologiske historie kan mektighet, utforming og konsistens variere sterkt. Sentrale partier kan vise ulikt mineralinnhold samt ulike mengder og størrelser av sidebergartsfragmenter. De finfragmenterte sonene med sitt finpukkige materiale kan inneholde leire i tynne lag på de utallige stikk og glideflater.

Enkle eller komplekse leirsoner har henholdsvis ett eller flere atskilte sentrale leirrike partier og mer spredte leirslepper i det oppknuste sideberget. Spaltesoner eller strekkbruddsoner er som regel en klart definert sprekk med tilført materiale eventuelt med spredte fliser fra sideberget.

I omvandlingssoner kan sirkulerende vann i ulik grad ha omvandlet sidebergarten. Hydrotermalt omvandlet sideberg har vært påvirket av høyere temperaturer eller svært ionerike løsninger. Når det gjelder sikring av leirsoner og leirholdig omvandlet berg er det viktig at man tar prøver og analyserer sonenes leirinnhold samt potensielle svelleevne.

Hvis man har påvist svelleleire (montmorillonitt) er det vanlig at man foretar en frisvellingstest. For å måle materialets svelletrykk direkte benyttes et ødometer med trinnløs belastningsvariasjon. Trykket blir målt over en bestemt flate av et konstant prøvevolum over tid (1 døgn). Det må understrekes at det målte svelletrykket ikke er det samme trykket som materialet kan sette opp mot sikringskonstruksjonen.

Fritt svellevolum (FSV) er volum av vannet som prøven opptar ved sedimentasjonsprosessen (V_1) uttrykt i prosent av volumet av tørt materiale nedsenket i vann, V_2 :

$$\frac{V_1 - V_2}{V_2} \times 100 = FSV\%$$

Diverse eksperimenter har vist at det er en sammenheng mellom fri svelling (FS) og oppnådd svelletrykk. Sammenheng kan grovt uttrykkes slik:

FS > 150 %	Meget aktiv
FS 120 – 150	Middels aktiv
FS 80 – 120	Lite aktiv
FS < 80	Ikke aktiv

Norsk Bergmekanikkgruppe har foreslått følgende klassifisering basert på leirens svelletrykk ved konstant volum:

Lite aktiv	< 0,1 MPa
Middels aktiv	0,1 – 0,3 MPa
Stor aktivitet	0,3 – 0,75 MPa
Meget aktiv	> 0,75 MPa

Tabell 2. Eksempler på målte verdier på leirsoner fra noen utvalgte anlegg

Prosjekt	Materiale < 20 µm %	Fri svelling %	Svelletrykk MPa
Rana kraftstasjon	-	200	1,04
Rafsnes vanntunnel	23	232	1,05
Sira-Kvina kraftstasjon	2	170	1,76
Nye Osa kraftstasjon	12	140	0,30
Åbjøra kraftstasjon	13	210	0,89
Øvre Otra kraftstasjon	5	195	0,95
Hjartøy undersjøisk tunnel	10	450	0,95
Ormsetfoss kraftstasjon	10	167	0,62
Ormsetfoss tilførseltunnel	46	125	0,34
Baneheia- tunnel E-18, Kristiansand	-	133	0,18
Stallogargo- tunnel Rv94, Finnmark	-	135	0,20
Hanekleiva	-	140 - 150	0,16 – 0,19

Kilde: Statens vegvesen/NTNU

2.3 Bruk av spesiell referansegruppe

For enkelte prosjekter der geologiske forhold er av stor betydning, kan det være hensiktsmessig å etablere en referansegruppe som et supplerende verktøy for håndtering av ekstraordinære forhold. En referansegruppe bør bestå av 3 personer med bred erfaring og teknisk kompetanse innenfor de problemområder som forventes å kunne oppstå.

Referansegruppen skal gi tekniske vurderinger og faglige råd, spesielt når det er knyttet usikkerhet til de tekniske forholdene og det er behov for vanskelige beslutninger av faglig karakter. Tvistesaker og uklarheter om økonomiske forhold vil normalt ikke være del av gruppens arbeidsområde.

Det er viktig å klargjøre hvilket mandat gruppen skal ha, gruppens faglige sammensetning og hvordan den er organisert (rapporteringslinjer). En hensiktsmessig måte å etablere en referansegruppe på, kan være at både byggherre og entreprenør hver for seg oppnevner en faglig ekspert. Disse to ekspertene blir da enige seg i mellom om en tredje person som skal være leder for referansegruppen.

Situasjoner der referansegruppen aktiveres vil være avhengig av kontraktsform. I en byggherrestyrt enhetspriskontrakt vil referansegruppen ha en funksjon som uavhengig beslutningsstøtte for byggherrens organisasjon og rådgivere, samt en verifisering av byggherrens foreslåtte tekniske løsninger. Tilsvarende vil referansegruppen i en totalentreprise være beslutningsstøtte for totalentreprenøren og gi mulighet til faglig verifisering av foreslåtte tekniske løsninger.

Tabell 3. Aktuelle situasjoner hvor en referansegruppe vil være nyttig

Hovedtype av situasjon (tenkt bruksområde for referansegruppen)	Rolle / mandat	
	Fastpris / Totalentreprise	Enhetspriskontrakt Byggherrestyrt kontrakt
Oppfølging av planlagt driving under vanskelige forhold	Teknisk prosjekteringskontroll	Teknisk prosjekteringskontroll
Overraskende ekstraordinære forhold	Beslutningsstøtte for entreprenøren, verifiserende organ for byggherren	Part i planleggingen av tekniske løsninger
Kvalitetsrevisjon	Rutinemessig bruk av referansegruppen for å verifisere entreprenørens kompetanse	Brukes kun ved behov, beslutningsstøtte

3. BESTEMMELSE AV NØDVENDIG STABILITETSSIKRING

Nødvendig omfang av stabilitetssikring kan bestemmes ut fra statikkberegninger, numeriske modeller eller erfaringsbaserte metoder. Det må alltid foreligge en vurdering av hvordan stedlige geometriske forhold påvirker situasjonen, og endelig omfang av permanentsikring bestemmes ut fra en ingeniørgeologisk kartlegging og vurdering på stoff. Bruksområdet for undergrunnsanlegget vil være avgjørende for sikringsutførelsen.

Ved driving gjennom spesielt krevende bergforhold vil det være nødvendig med fortløpende prosjektering og verifisering av denne for å gi personell på anlegget nødvendig beslutningsstøtte.

3.1 Bergmassen i forhold til sikringens funksjon

En riktig prosjektering og dimensjonering av tung sikring må baseres på en grunnleggende riktig forståelse av bergforholdene og hvordan sikringen fungerer. Man kan prinsipielt plassere en situasjon med svakt bergmateriale i en av to følgende hovedkategorier:

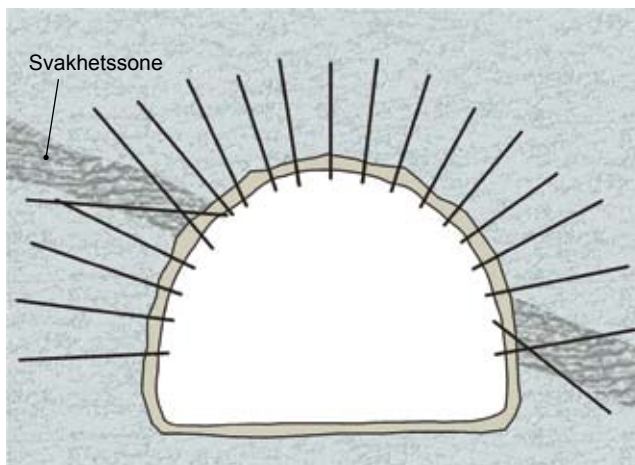
- a. Bergforhold der en lokal forsterkning av bergmassen rundt tunnelkonturen vil kunne produsere en stabil situasjon
- b. Bergforhold der det ikke er mulig å oppnå tilstrekkelig bergforsterkning med selve bergmassen som en del av den permanente sikringskonstruksjonen

Disse to hovedkategoriene refererer seg i praksis til mekanisk stivhet av bergmassen sammenliknet med den mekaniske stivheten av sikringskonstruksjonen. En hensiktsmessig praktisk "grense" mellom disse to hovedtilfellene er bergmassens E-modul sammenliknet med E-modulen til sikringskonstruksjonen (f.eks. betong). I tillegg har bergspenningene betydning for hvilken kategori man befinner seg i.

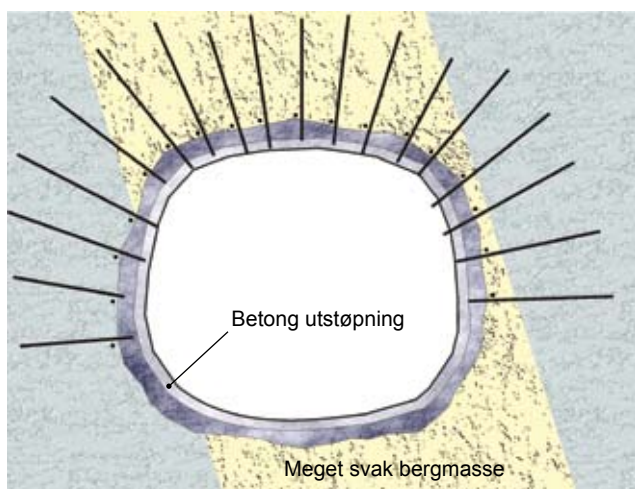
Dersom den dominerende bergmassen har lav stivhet (lav E-modul), vil over tid bergspenningene føre til deformasjoner. Derved vil bergsikringen globalt bli påkjent av spenningene fra berget slik at sikringen blir en ren lastbærende konstruksjon.

Dersom den dominerende bergmassen har en høy stivhet, vil berget kunne ta opp spenninger uten at betydelige deformasjoner finner sted. Bergsikringen vil i slike tilfeller kun lokalt bli påkjent av laster.

De to spesialtilfellene man må betrakte i tillegg er svært lave bergspenning (ved f.eks. svært lav fjelloverdekning, eller spenningsavlastede soner) og svært høye spenninger (f.eks. ved svært stor fjelloverdekning eller stor spenningsanisotropi).



Figur 2. Tilfelle a), svakhetssone i en hard oppsprukket bergmasse der en lokal bergforsterkning er mulig som permanent sikring



Figur 3. Tilfelle b), midlertidig sikring med forbolter, radielle bolter og sprøytebetong. Permanent sikring med plasstøpt hvelv

3.1.1 Tilfelle hvor lokal bergforsterkning gir stabil situasjon

En langtidstabil forsterkning av bergmassen forutsetter at bergmassen i seg selv er stivere enn sikringskonstruksjonen. Bergsikringen er som oftest en overflatesikring (i form av sprøytebetong) i kombinasjon med en armering eller detaljforankring av lokale svakhetsfenomener (bolting). Derved oppnås forsterkning av bergmassen i ordets rette forstand, der berget er stivt nok til å påkjennes av bergspenningene uten at deformasjoner finner sted.

Bergforhold under denne kategorien utgjør de aller fleste tilfellene som betegnes som "svakhetssoner". Praksis i slike situasjoner har vært å forsterke berget på en måte som gjør at berget inngår i den endelige konstruksjonen og sikringsmidlene (bolter og sprøytebetong) har den nødvendige langtidsholdbarhet til å fungere som sikring i hele anleggets prosjekterte levetid.

Bergsikringen er begrenset til vegger og heng i tunnelkonturen. Bergforhold under denne kategorien er i hovedsak hardt berg med oppsprekking, der det opptrer svakhetsfenomener som svært tett oppsprekking, knusning, betydelig forvitring og opptreden av leirmateriale har mektigheter som er relativt små. Så lenge disse svakhetsfenomenene har en mektighet i en størrelsesorden som er mindre enn radien av bergrommet, vil sidebergets mekaniske egenskaper være bestemmende for den globale stabilitetssituasjonen. En lokal forsterkning (sikring) av svakhetssonen er mulig når tangentialspenningene i bergrommets kontur er lavere enn den enaksiale bruddspenningen til det intakte bergmaterialet.

3.1.2 Tilfelle hvor permanent stabilisering må tåle fullt lastopptak

Langtidsstabil forsterkning av bergmaterialet (der berget skal være det viktigste lastbærende element) er ikke mulig når det dominerende bergmaterialet har en lavere E-modul enn sikringen som installeres. Når mektigheten av svakt bergmaterial (bergmaterial med lav E-modul) overstiger ca 1 diameter av bergrommet, vil man få deformasjoner som fører til et globalt lastopptak i sikringskonstruksjonen. En langtidsholdbar sikring må derfor dimensjoneres for et slikt lastopptak. Dette vil i praksis si en kontinuerlig sikringskonstruksjon som omfatter hele konturen inkludert sålen. Sikringskonstruksjonen må ha en geometri som gjør det mulig å oppnå jevnfordelte trykkspenninger. Derfor vil man søke å etablere et mest mulig sirkulært, eller semisirkulært tverrsnitt.

Bergsikring under slike forhold må dimensjoneres spesielt ut i fra en ren mekanisk betraktning, der også de geometriske forholdene er bestemmende. Bruk av empiriske modeller med bergmasseklassifisering er ikke egnet, og vil føre til at kritiske og bestemmende forhold for stabilitetssituasjonen kan bli oversett.

Hardt (stivt) bergartsmateriale som er påkjent av svært høye bergspenninger vil kunne komme i denne kategorien.

3.2 Lastvurderinger

3.2.1 Laster knyttet til leirsoner

Ved stabilitetsvurderinger i undergrunnsanlegg representerer leirsoner i hovedsak to typer problemstillinger. Den ene og mest vanlige er at sonene medfører redusert skjærfasthet og den andre er svelletrykk.

Leirinfisert bergmasse kan reagere på luft og fuktighet slik at skjærfastheten reduseres over tid. I tilfeller der sonene har ugunstig orientering kan det da medføre "kalving" og blokknedfall.

Trykket fra svelleleiresoner kan bryte ut blokker og ødelegge sprøytebetongen. Svelletrykket faller raskt hvis leira gis anledning til å svelle noe. Bredden og orienteringen på slike soner vil være avgjørende for om det er behov for spesielle sikringstiltak.

Det er ikke mulig å se på en leirsone om leira er svellende. Svelleaktiviteten kan variere mye, og i tillegg må man vurdere bredden på sonen og sonens orientering.

Eksempel på sikringsutførelse ved svelleleire er vist i kap. 4.5.7.

3.2.2 Spenningsrelaterte laster

Spenningsrelaterte laster forekommer spesielt i "sprakeberg" men også ved ugunstige utforming av gjenstående berg, som pilarer, utspring etc. i et komplekst anlegg. Den spenningen som oppstår rundt et bergrom er i første rekke avhengig av den opprinnelige spenningstilstanden i bergmassen og bergrommets utforming. Stive bergarter kan ta opp store spenninger, mens myke bergarter raskere vil deformeres. Generelt opptrer bergtrykkproblemer når spenningsrelaterte laster overstiger bergmassens lastkapasitet, spesielt når høye spenninger står tangentielt til overflaten.

Ulike lasttyper forårsaket av bergspenninger kan være:

- Sprøbrudd/sprakeberg
- Kombinasjon av plastisk og sprøtt brudd over tid
- Innpressing (squeezing)

Bergrom som etableres i spenningsutsatte områder bør derfor ha en enkel/ideell geometrisk utforming uten utspring.

Utsprengningen av et bergrom vil påvirke de opprinnelige spenningsforholdene. Spenningene som genereres rundt en åpning avhenger av størrelsen og retningen på hovedspenningene ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) samt bergrommets geometri. Normalt er de opprinnelige spenningene rundt et berganlegg anisotrope, dvs. det er forskjell på største og minste hovedspenning. Derfor vil tangentialspenningene variere rundt periferien på bergrommet. Ved store forskjeller mellom største og minste hovedspenning kan en få problemer med bergtrykk ved selv moderate spenninger i bergmassen.

I følge Kirch's ligning, vil tangentialspenningen nå et maksimum ($\sigma_{t \text{ maks}}$) når største hovedspenning σ_1 er tangent til konturen. Tilsvarende vil den bli et minimum ($\sigma_{t \text{ min}}$) når σ_3 er tangent.

$$\begin{aligned}\sigma_{t \text{ maks}} &= 3 \cdot \sigma_1 - \sigma_3 \\ \sigma_{t \text{ min}} &= 3 \cdot \sigma_3 - \sigma_1\end{aligned}$$

Usymmetrisk geometri vil influere sterkt på tangentialspenningenes størrelse. Dette betyr at ved skarpe hjørner kan disse spenningene bli meget store, i ekstreme tilfeller opptil ti ganger størrelsen på hovedspenningen.

Bergmassens deformasjonsmodul (E-modul) vil influere på tangentialspenningen. I bergrom hvor man har sprengt forsiktig, eller boret ut med TBM, blir ofte spenningskomponenten nær konturen

høy. I mykere bergmasse eller mer oppsprukket berg ligger den maksimale spenningskomponenten vanligvis noe lenger innenfor konturen (ut i bergmassen). For nærmere detaljer vises det til Norsk Bergmekanikkgruppe, håndbok nr. 2 Engineering Geology and Rock Engineering.

Tabell 4. Stabilitetsproblemer for ulike spenningsnivå

Oppsprukket berg og lavt spenningsnivå	Middels spenningsnivå	Høyt spenningsnivå
Utfall av blokker Dårlig buevirkning og fare for kollaps Typisk for gruntliggende anlegg	Høy nok spenning til at en beholder buevirkningen. Mulige bergtrykksproblemer ved anisotrope spenninger	Spenningsinduserte brudd, avskalling og sprak ved sprø bergarter. Tidsavhengige deformasjoner ved bergarter med plastiske egenskaper

I spesielle situasjoner med enten liten bergoverdekning og manglende innspenning eller høye bergspenninger og store deformasjoner må en se på drivemetode og midlertidig sikring samtidig med permanent sikring. Dette medfører at all sikring inklusive permanent sikring må utføres på stuff. Elementer som må vurderes i denne sammenheng er forbolter eller rørbolter, salvelengde, oppdeling av tverrsnitt, midlertidig sikring før driving i form av frysing og åpentid for utdrevet bergrom før permanent sikring kan etableres.

Permanent sikring av tverrsnittet vil ikke være i samvirke med berget, men en ren understøttelse av overliggende masser. Ved beregning må det derfor tas hensyn til alle overliggende masser samt sikringskonstruksjonens egenvekt. En må også ta hensyn til om lastene opptrer symmetrisk slik at installert sikring kan dimensjoneres som en trykkbue, eller om lastene opptrer usymmetrisk slik at sikringskonstruksjonen også må dimensjoneres for strekk, moment, skjær og knekking.

Muligheten for å gjøre tiltak fra overflaten kan også være aktuell. Ved kryssing av partier med minimal fjelloverdekning kan det være aktuelt å avdekke løsmassene og støpe en betongplate hvor det kan drives ut berg under. Dimensjonering av støp utføres etter NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler.

En praktisk metode for å estimere størrelsen på tangentialspenningen for ulike berganlegg i massiv bergmasse, er utviklet av Hoek og Brown, se figuren under.

Tangentialspenningen i taket: $\sigma_{tr} = (A \cdot k - 1) \sigma_z$

Tangentialspenningen i veggen: $\sigma_{tw} = (B - k) \sigma_z$

A og B = tak- og veggfaktor for ulike profiler

k = forholdet mellom horisontal/ vertikal spenning

σ_z = vertikalspenning

Tabell 5. Formfaktorer for A: tak og B: vegger for berganlegg

	Tunnelform								
									
A	5,0	4,0	3,9	3,2	3,1	3,0	2,0	1,9	1,8
B	2,0	1,5	1,8	2,3	2,7	3,0	5,0	1,9	3,9

Her i Norge varierer ofte verdien på k mellom 2 og 3. For et hesteskoformet profil vil tangentialspenningen i taket variere mellom:

$$\sigma_{tr} = 5,5 \sigma_z \text{ og } 8,6 \sigma_z$$

Tangentialspenningen i veggen kan uttrykkes som:

$$\sigma_{tw} = \sigma_z (2,3 - k)$$

I massivt berg som f.eks. granitter, granittiske gneiser, kvartsitter vil man få sprak når tangentialspenningene overskrider bergmassens styrke. Graden av dette kan variere fra tungt sprak til lett avskalling. Ved høye spenninger er det derfor viktig at riktig bergsikring installeres på riktig tidspunkt.

Utførelse av sikring ved høye spenninger er beskrevet i kap 4.5.4

3.2.3 Vanntrykk

Vannforholdene i bergmassen påvirker stabiliteten i et berganlegg. Vannstrømning gjennom sprekker og slepper vil normalt nedsette bergmassens styrke og skjærfasthet. Dette gjelder særlig hvor en har kloritt og smektitt (svelleleire).

I sterkt vannførende svakhetssoner, eller soner som krysses av en sprekk med høyt sprekkevannstrykk kan utvasking av masser gi store stabilitetsproblemer og framfor alt svært vanskelig forhold for utførelse av sikringsarbeid.

Under boring kan vannlommer under stort trykk punkteres. Dette kan føre til store bore- og ladeproblemer. En kan også under sprengning få slaminnbrudd i hele stoffen fra svakt konsoliderte leirsoner som er rike på vann. Et tiltak kan da være å bore dreneringshull rundt profilet med ansett fra området lenger bak der tunnelen er ferdig sikret.

3.2.4 Sprengningspåkjenning

Stabilitetssikring som er utført på eller foran stuff vil være utsatt for påkjenningen ved etterfølgende sprengningsarbeider. Det kan føre til oppsprekking av sprøytebetong.

Sprengningsvibrasjoner har vist seg å ha liten eller ingen påvirkning på gysemasse for bolter.

3.2.5 Brannlaster

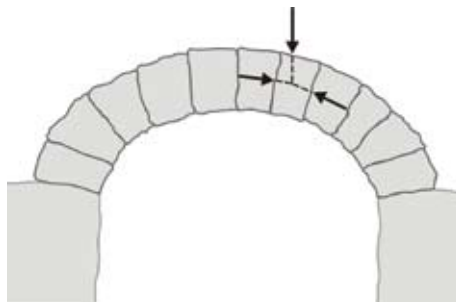
Det må tas hensyn til brannlaster i de tilfeller der sammenbrudd av tyngre sikringskonstruksjoner (kontaktstøp) kan medføre kollaps av bergrommet. I slike tilfeller må løsningen prosjekteres for å tåle dimensjonerende brannbelastning. Erfaringer fra store tunnelbranner har medført at det stilles krav til bestandighet av materialer og konstruksjoner i forhold til brannbelastning.

Ved brannpåkjenning på betong kan man få avskalling eller nærmest en "eksplosjon" og sammenbrudd i konstruksjonen. Årsaken er fuktighet i betongen som gir høye damptrykk ved varmpåvirkning. Trykket kan bli så stort at betongen "sprenges". Ved tilsetning av monofilamentfiber av polypropylen (PP-fiber) får man den effekten at fiberne smelter ved varmpåvirkning (ca. 140°C). Dermed åpnes porer i betongen som slipper vannet/dampen ut, og det reduserer avskalling. Vanligvis tilsettes PP-fiber med ca. 2 kg/m³ betong. Tilsetning av PP-fiber i sprøytebetong har vist god effekt som brannsikring av PE-skum. Det er også registrert mindre svinnriss i sprøytebetong hvor slike fibre er tilsatt.

3.2.6 Betydning av anleggets geometri

Et hovedprinsipp med utforming av bergrom er å tilstrebe jevnt fordelte trykkspenninger tangentielt til bergrommet langs periferien. Dette er et viktig moment for planlegging av bergromsprofilen. Ved å tilstrebe mest mulig buevirkning vil belastningen overføres ved trykkrefter på de ulike blokkene. I den klassiske buen er derfor bergblokker arrangert slik at sprekkene bare overfører trykkrefter

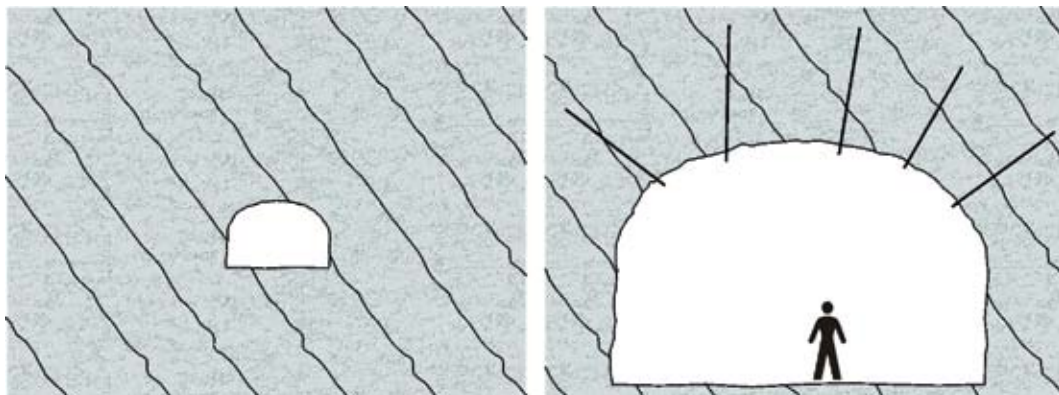
Spennvidden på en tunnel eller bergrom har avgjørende betydning for valg av sikring, særlig boltedimensjoner og boltelengder. Økende spennvidde gir større risiko for blokkutfall i form av "kirkespir, og det kreves derfor lengre og grovere bolter. For eventuell utstøping må behovet for armering vurderes.



Figur 4. Eksempel på hva geometrisk utforming har av betydning for stabilitet i et bergrom

Ved bygging av kompliserte undergrunnsanlegg som for eksempel kryssområder med ugunstige tverrsnitt med overheng, utstikkende hjørner, gjenstående stabber osv stilles det spesielt store krav

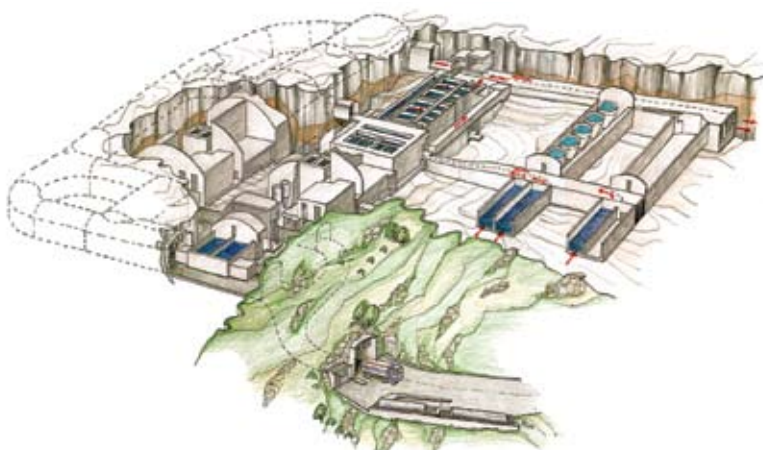
både til driving og dimensjonering av stabilitetssikring. Normalt er spenningsnivået ved grunne berganlegg relativt lavt. Stabiliteten i disse anleggene avgjøres derfor av muligheten for at blokker og kiler kan falle ut.



Figur 5. Eksempel på hva tverrsnittets størrelse har av betydning for stabilitet i et bergrom

Plassering av flere tunneler eller berghaller nært inntil hverandre vil ha innvirkning på stabilitetsforholdene. Spenningsbildet i bergmassene endres ved uttak av et bergrom. Ved flere bergrom i ulike retninger blir spenningsbildet mer komplisert. Spenningsomlagring og spenningskonsentrasjon kan føre til behov for betydelig sikring i pilarer, stabber, hjørner og kryss. Det kan oppstå sprakefjell selv ved moderate bergspenninger.

Ved sammenkobling av flere underjordsanlegg eller plassering av anlegg i nærheten av hverandre er det spesielt viktig å kartlegge utbredelse og orientering av dårligere soner og dominerende sprekkeplan. Det er viktig å unngå kritiske svakhetssoner i forbindelse med kryss, frittstående stabber eller utsikende neser.



Figur 6. Eksempel på et komplekst underjordsanlegg med lokalt behov for tung sikring, Nye Oset Vannrenseanlegg i Oslo

3.3 Bruk av numeriske modeller

I forbindelse med prosjektering og dimensjonering av undergrunnsanlegg i berg brukes numeriske metoder hovedsakelig til analyser av spenningssituasjoner og deformasjoner. Utfordringen er ofte oppbyggingen av en geologisk modell for den aktuelle lokaliteten. Kvaliteten på inngangsparametrene er avgjørende for hvor realistisk "modellen" av problemstillingen blir. Ofte er det knyttet usikkerhet til hvilke inngangsparametre som er mest riktig. Numeriske analyser vil da i større grad fungere som parameterstudier enn direkte kalkulasjon med definerte svar.

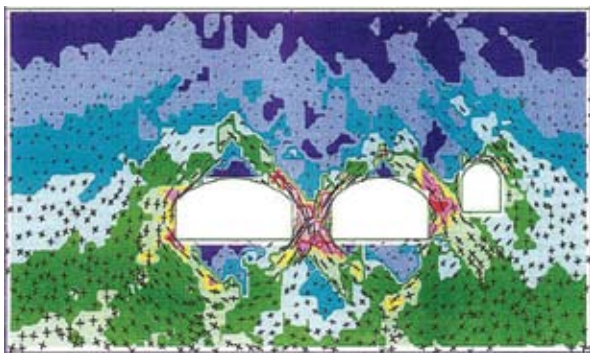
Bergmassens deformasjon med og uten installert sikring kan modelleres ved hjelp av numeriske analyser. Det er mulig å simulere påførte lag med sprøytebetong i tillegg til bolter. Ved modellering og samtidig utførelse av praktiske forsøk i bergrom har det vist seg at modellering kan komme meget nær virkeligheten.

Ved driving av undergrunnsanlegg under vanskelige forhold eller store spennvidder, hvor det er lite erfaringsmateriale, kan numeriske analyser være til hjelp ved både utforming av anlegget og dimensjonering av stabilitetssikring.

Det kan benyttes numeriske analyser for å vurdere konsekvensen av flere underjordsanlegg i umiddelbar nærhet. Analysene kan brukes som et verktøy for å optimalisere utformingen og vurdere behovet for sikringsomfanget. Gode modeller krever imidlertid grundig kartlegging og innsamling av gode inngangsparametre. Parameterstudier kan vise hvilke parametre som er kritiske og hvor det bør legges størst vekt på å innhente pålitelige verdier.

Det er flere programvarer som er egnet for modellering av undergrunnsanlegg. Phase2 er et todimensjonalt elasto-plastisk endelig element program som kan benyttes for å beregne spenninger og deformasjoner i underjordsanlegg. Programmet kan lage komplekse modeller hvor stabilitetssikring i form av bolter og sprøytebetong kan legges inn.

For prosjektering av komplekse og spesielt krevende undergrunnsanlegg er modellering og bruk av numeriske analyser aktuelle hjelpemidler. Her er det viktig å betrakte det tredimensjonale bildet av situasjonen selv om man bruker forenklede 2-D modeller.

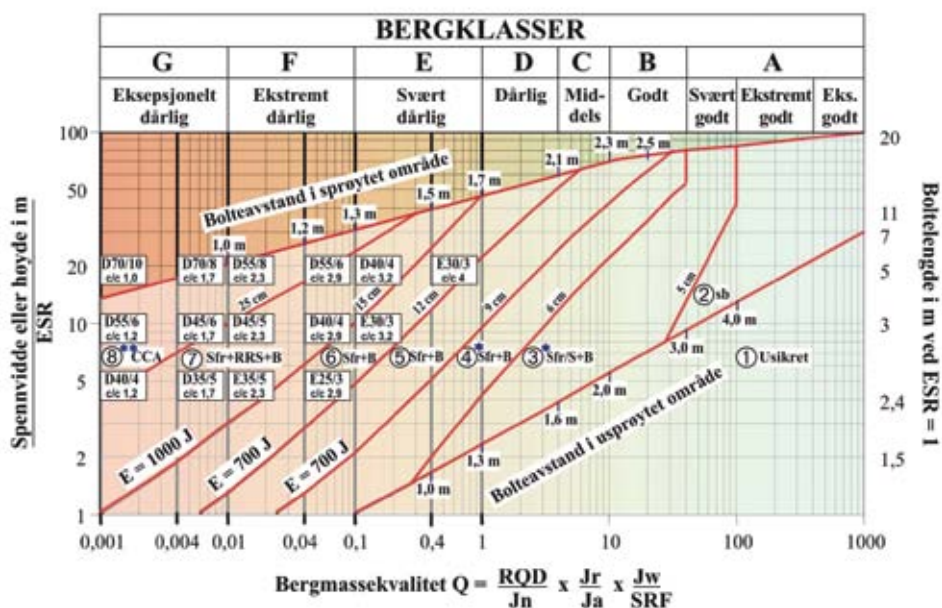


Figur 7. Modellert spenningsbilde som viser økte spenninger i pilaren mellom berghallene. Modellen benyttes til å vurdere den optimale pilarbredden

3.4 Bruk av klassifikasjonssystemer

Forskjellige klassifiseringssystemer kan benyttes for å angi bergmassekvalitet og være en støtte for å vurdere sikringsbehov. I krevende situasjoner vil det ofte være en eller to kritiske parametere som må analyseres grundig for å bestemme nødvendig stabilitetssikring. Den gjennomsnittlige bergmassekvaliteten for hele stoffen vil i slike tilfeller ikke være representativ for stabilitetssituasjonen. Sikring etter klassifikasjonssystemer må derfor ikke brukes ukritisk, men det kan være en rettesnor for vurderinger av sikringsnivå.

I Norge er Q-systemet mest brukt. For systemet er det samlet inn en stor mengde erfaringsdata fra utførte tunnelanlegg med sammenstilling av bergmassekvalitet og utført stabilitetssikring. Bruk av Q-systemet for å dokumentere bergkvaliteten er beskrevet i kapittel 7.1.



SIKRINGSKATEGORIER

- 1) Usikret
- 2) Spredt bolting, sb
- 3) Systematisk bolting og uarmert eller fiberarmert sprøytebetong, 5-6 cm, Sfr/B+S
- 4) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, Sfr+B
- 5) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, Sfr (E700) +B
- 6) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12-15 cm, Sfr (E700) +B
- 7) Fiberarmert sprøytebetong > 15 cm + armerte ribber av sprøytebetong og bolting, Sfr (E1000) +RRS+B
- 8) Betongutstopning, CCA eller Sfr (E1000) +RRS+B

Boltene er 20 eller 25 mm i diameter

E) Energiabsorpsjon i fiberarmert sprøytebetong ved 25 mm nedbøyning i platetest

$\frac{D_{RS}/6}{ele 1.7}$ = RRS (sprøytede buer) med 6 armeringsjern i dobbelt lag, i 45 cm tykke buer med senter/senter-avstand 1,7 m. Hvert rektangel er relatert til Q-verdien i venstre sidekant av rektangelet.
(Se tekst for nærmere forklaring)

★ Opp til 10 cm ved store spennvidder

★★ Eller Sfr+RRS+B

Figur 8. Sikringstabell fra Q-systemet

Klassifikasjonssystemer bygger på et antall parametere som må vurderes på stedet. Det finnes flere forskjellige systemer som kan brukes. Disse omhandles i Norsk Bergmekanikkgruppes håndbok nr. 2 Engineering Geology and Rock Engineering.

3.5 Arbeidssikring og permanent sikring

I en vanlig byggherrestyrt entreprise har byggherren ansvar for prosjektering og bestemmelse av metode og endelig sikringsomfang, permanentsikring. Permanentsikringen skal ut fra ingeniør-geologisk kartlegging dimensjoneres slik at den ivaretar anleggets funksjonskrav.

Entreprenøren har ansvaret for å etablere en arbeidssikring med tilstrekkelig sikringsnivå til å kunne arbeide trygt.

Arbeidssikring skal utføres slik at den ivaretar sikkerheten til mannskap som jobber i anleggsfasen. Den skal normalt utføres slik at den kan inngå som en del av den permanente sikringen. Utførelse av arbeidssikring skal koordineres slik at nødvendig ingeniørgeologisk kartlegging kan utføres. I spesielt krevende tilfeller hvor det er nødvendig med tung sikring og stabiliserende tiltak foran stuff har byggherren normalt ansvar for detaljprosjekteringen.

3.6 Levetid og miljøbelastninger

Levetidsbetraktninger er viktig for utformingen av sikringskonstruksjoner. Her vil det være forskjellige vurderinger avhengig av om det er midlertidig eller permanent stabilitetssikring. Normalt skal den midlertidige sikringen utføres slik at den gir bidrag ved dimensjonering av den permanente sikringen. I så fall er det viktig å bruke bestandige komponenter også i den midlertidige sikringen. Ved utførelse av sikringskomponenter som normalt ikke regnes inn i den permanente stabilitetsbetraktningen (f.eks forbolter) stilles det normalt ikke krav til korrosjonsbeskyttelse.

Et viktig forhold ved valg av permanentsikringsløsninger er også hensynet til sikringskonstruksjonens bestandighet over tid, samt vedlikeholdsbehov. Av hensyn til miljøbelastninger kommer det inn krav til minimumstykkelse på sprøytebetong og krav til armeringsoverdekning på betongkonstruksjoner. Betong kan bli utsatt for forskjellige miljøpåvirkninger som frost, klorider fra sjøvann og andre kilder, og kjemiske angrep. I standarden NS-EN206-1 med nasjonalt tillegg, er det gitt eksponeringsklasser for forskjellig påvirkning på betong, og hvilke krav som gjelder for betongens sammensetning og andre egenskaper.

I Oslofeltet er alunskifer den mest kjente bergarten i forhold til nedbrytingsreaksjoner i betong. Undersjøiske tunneler og enkelte kisholdige bergarter kan gi svært aggressive forhold for stål og betong.

3.7 Tid og kostnadsbetraktninger

Ekstraordinære aktiviteter som hindrer rasjonell bruk av produksjonsutstyr vil medføre økonomiske konsekvenser. For underjordsanlegg vil slike aktiviteter kunne medføre hel eller delvis driftsstans for tunnelrigg med laste- og transportutstyr. Timekostnadene løper og kan fort utgjøre betydelige beløp.

På anlegg hvor forundersøkelsene viser at det kan forventes bergmekanisk krevende forhold bør derfor beredskap for tynge sikringstiltak forberedes. I noen grad kan forholdsregler og alternativer avklares i anbuds- og kontraktsmaterialet.

I byggefasen vil tidspress og økonomiske rammer ofte vanskeliggjøre beslutningsprosesser. Dersom det er tvil om stabilitetssituasjonen på stuff, eksempelvis indikasjoner på at stabilitetsproblemer ikke kan utelukkes, må sprengningsarbeid stoppes inntil forholdene er undersøkt og nødvendige tiltak gjennomført.

4. METODEBESKRIVELSER

4.1 Innledning

Dette kapitlet beskriver aktuelle metoder for tung bergsikring ved driving av undergrunnsanlegg under vanskelige forhold. Kapitlet gir en del råd om i hvilke situasjoner de ulike metodene er best egnet og noen praktiske råd om selve utførelsen.

Først omtales forskjellig tiltak for å stabilisere bergmassen foran stoff nok til å drive ut et bergrom, hovedsakelig forskjellige varianter av forbolting og injisering.

Deretter beskrives ulike metoder for stabilitetssikring av bergromsprofilet. Dette er ulike løsninger for armerte sprøytebetongbuer, sikringssystemer som kan ta opp store deformasjoner, sprøytebetonghvelv og full utstøping på stoff.

Følgende former for tung sikring er omtalt:

- Forbolter
- Rørskjermer
- Injeksjon
- Jet-grouting
- Frysing
- Armerte sprøytebetongbuer
- Sprøytebetong "hvelv"
- Gitterdragere
- Deformerbare sikringssystemer
- Ulike former for sikringsstøp

4.2 Risikovurdering i forbindelse med "tung sikring"

Alle arbeidsprosedyrer må beskrives i kvalitetsplan, gjerne med flytskjema som illustrerer gangen i arbeidsoperasjonen før risikovurdering utarbeides.

Det skal være stor oppmerksomhet knyttet til HMS ved undergrunnsanlegg. Under § 7 i "Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø ved bergarbeid, FOR 2005-06-30 nr 794" legges det føringer for HMS-arbeid på undergrunnsprosjekter. I tillegg skal entreprenørene ha egne standardprosedyrer for forskjellige arbeidsoppgaver.

Det bør foretas en identifisering av risikofylte arbeidsoperasjoner tidlig i prosjekteringsfasen. Risikoanalyser for kritiske aktiviteter bør inngå allerede i prosjektets prosjekteringsfase og fortsette gjennom hele byggefasen i form av sikker jobb analyser (SJA). SJA innebærer en spesiell gjennomgang med både de som er ansvarlig for planleggingen og de som skal utføre sikringsarbeidene fordi risikobildet ofte vil være forskjellig i hvert enkelt tilfelle. Dette er spesielt

viktig i forbindelse med forsering av vanskelige svakhetssoner eller andre kompliserte forhold ved driving av undergrunnsanlegg der det er behov for tung sikring.

4.3 Sikring foran stuff

For undergrunnsanlegg i dårlig berg er det spesielt viktig å utføre tiltak slik at det teoretiske profilet i størst mulig grad beholdes når bergrommet drives ut. De mest aktuelle metodene er:

- Forbolting
- Rørskjerm
- Injeksjon
- Jet-grouting
- Frysing

Nedenfor er det gitt noen retningslinjer for hvilke metoder som kan være aktuelle som forsterkning av bergmassen ved ulike tilfeller.

Tabell 6. Aktuelle tilfeller hvor bergmassen bør forsterkes før sprenging

Q-verdi (veiledende)	Sikring foran stuff
0,001-0,02	Rørskjerm/jet-grouting/frysing
0,02-0,2	Forbolting
> 0,2	Forbolter ved grovblokking nesten horisontal lagdeling, lav innspenning og ved påhugg

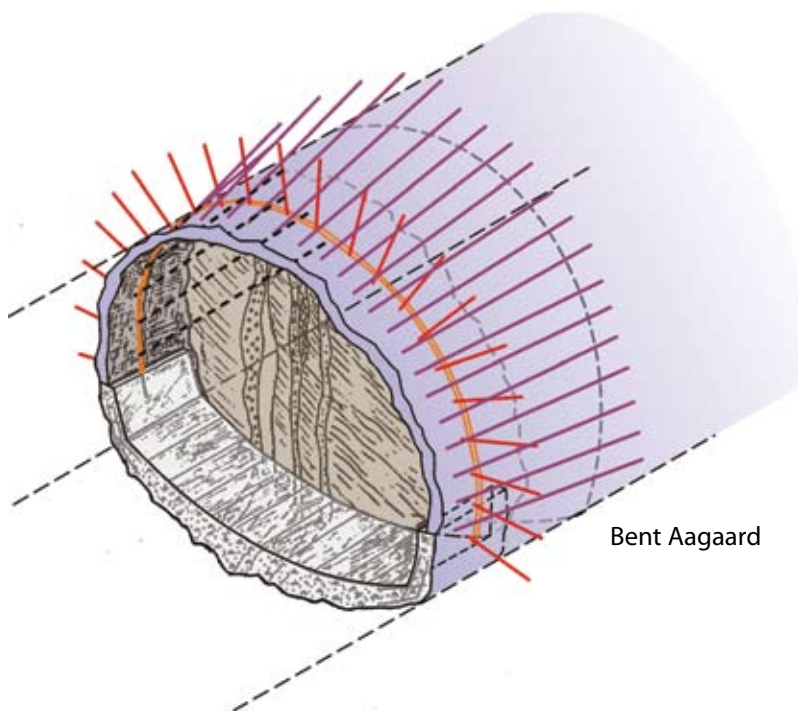
4.3.1 Forbolter

Hovedhensikten med forbolting er å i størst mulig grad bevare det teoretiske tverrsnittet til man får etablert permanent stabilitetssikring. Permanent sikring kan være sprøytebetong og radiell bolting, sprøytebetongbuer eller full utstøpning av profilet. Forbolting betraktes normalt som en midlertidig anordning som ikke regnes inn i den permanente sikringen. Det er derfor normalt ikke krav til korrosjonsbeskyttelse.

Dersom forboltene benyttes i kombinasjon med sprøytebetongbuer vil de armere berget/sprøytebetongen mellom buene. Forboltene bidrar dermed til å fordele lasten på buene i lengderetningen, og inngår dermed som en del av den permanente sikringskonstruksjonen. I slike tilfeller må det benyttes forbolter med korrosjonsbeskyttelse.

Normalt benyttes ordinære kamstålbolter som gyses for å gi samvirke mellom bolten og bergmassen.

Ved spesielt vanskelige bergforhold der en kan få sammenrasing av hull kan selvborende bolter (f.eks Ischebeck stag) som gyses være hensiktsmessige.



Figur 9. Eksempel på bruk av forbolter i kombinasjon med sprøytebetonggribber og sålestøp (eksempel fra Bjorøytunnelen)

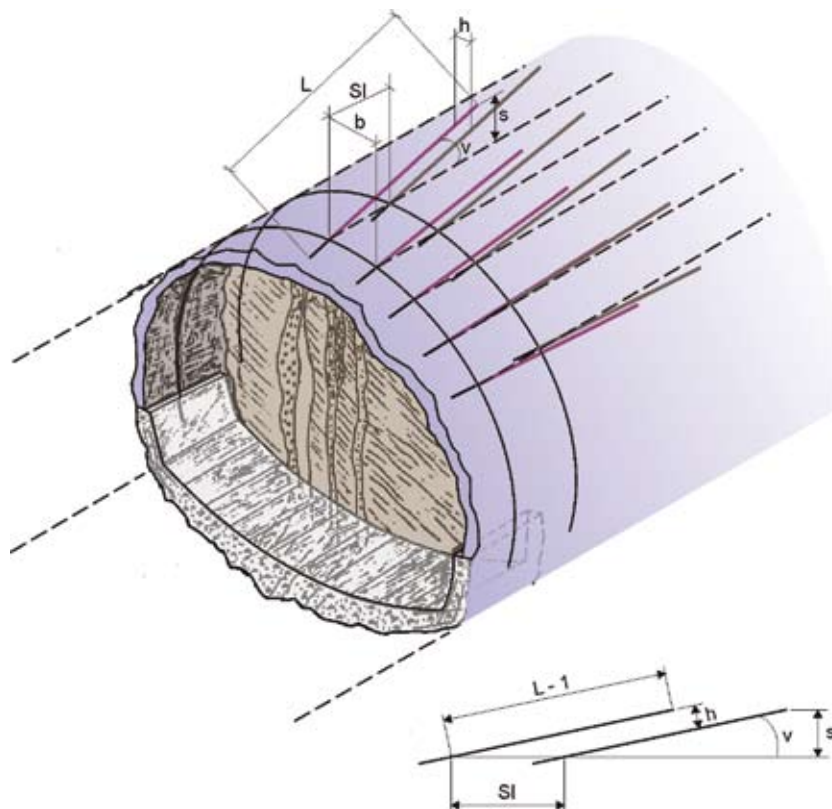
For å sikre tilstrekkelig styrke er det en fordel å benytte Ø32 mm kamstålbolter. Disse boltene gir mindre nedbøyning enn Ø25 mm, og reduserer faren for utfall. Boltediameter Ø25 mm blir allikevel benyttet en del fordi disse er lettere å håndtere.

Ved montering fylles boltehullet med ekspanderende mørtel og boltene presses inn ved hjelp av bormaskinen på boreriggen. Boltelengden er normalt 6 meter, slik at 1 meter av bolten brukes til oppheng i bakkant. Forbolter på 8 meter har vært benyttet, men salvelengdene må her uansett begrenses for å unngå for stor nedbøyning.

Ved bruk av 6 meter lange forbolter bør salvelengden ligge mellom 2,5 – 3 meter. Da vil man å få etablert en ny serie med forbolting mens det fortsatt er opplegg for forrige runde.

Det er svært viktig å etablere en sikker forankring i bakkant av forboltene før neste salve skytes. Det er mest vanlig å benytte en kombinasjon av fjellbånd, radielle bolter og fiberarmert sprøytebetong som bakforankring. Det må være én radiell bolt for hver forbolt.

Hvis boring for radielle bolter eller boring for neste salve indikerer at det ligger en svakhetssone tett over hengen eller rett foran stuff bør forboltene settes et par meter bak stuff slik at man får tilstrekkelig bakforankring.



Figur 10. Eksempel på montering av forbolter for et typisk veitunnelprofil

Vanlige bolteavstander er:

- b** bolteavstanden ligger normalt omkring 0,3 meter (0,2-0,6)
- sl** avstand mellom bolterast 1 og 2 er normalt ca 2,5-3,0 meter
- v** anbefalt bolteinkel i forhold til tunnelakse, 10-15°
- h** avstanden mellom boltene blir da ca 0,5 meter
- l** boltelengde, 6 meter

Tett bolting etablerer rissanvisning. I soner med svært dårlig bergmassestabilitet oppstår gjerne utfall opp til boltene. Dette kan være ønskelig og bidra til å sikre berget over slik det ble observert ved driving av Frøyatunnelen. Bolteinkelen bør da reduseres slik at rissanvisningen kommer så nær planlagt tunnelprofil som mulig. Avstanden mellom boltene bør samtidig reduseres ned mot 0,2 meter.

På påhuggsflater med dårlig stabilitet, hvor det ikke vil være noe innspenning i lengderetningen, kan det være nødvendig med to raster forbolter for å unngå utfall.



Figur 11. Eksempel på "oppheng" av forbolter fra Bærumstunnelen, foto Jernbaneverket

I partier hvor bergmassekvaliteten tilsier at forbolting er nødvendig, er det særlig viktig at innlekkasjer i størst mulig grad er injisert på forhånd. Vann i hull fra forboltene kan føre til utvasking av gysemasse før herding.

Forbolter kan benyttes i hele profilet eller i deler av profilet. Et forboltsett bør aldri bestå av færre enn 5 bolter for å få en god overgang/forankring i bedre berg. Dersom hele eller store deler av hengen forboltes, bør en vurdere å bruke sprøytebetongbuer som forankring i bakkant.

4.3.2 Rørskjermer

Forsterkning med stålrør har tradisjonelt vært en teknikk for tunneldriving i løsmasser. Denne metoden for sikring foran stuff kan likevel være aktuell innen tunneldriving i berg med mektige svakhetssoner med løsmassekarakter. Denne metoden vil være spesielt godt egnet der normale teknikker for boring og installasjon av bolter ikke fungerer på grunn av manglende stabilitet av borhull.

Metoden har hittil ikke vært brukt på tunnelanlegg i Norge, men er svært vanlig i bruk i mellom- og sørlige Europa ved tunneldriving i forvitret dagberg i forbindelse med påhugg, løsmasser og svakt berg. Det har de senere år skjedd tekniske forbedringer av denne metoden som gjør den vesentlig enklere å benytte for tunneldriving i hardt berg.

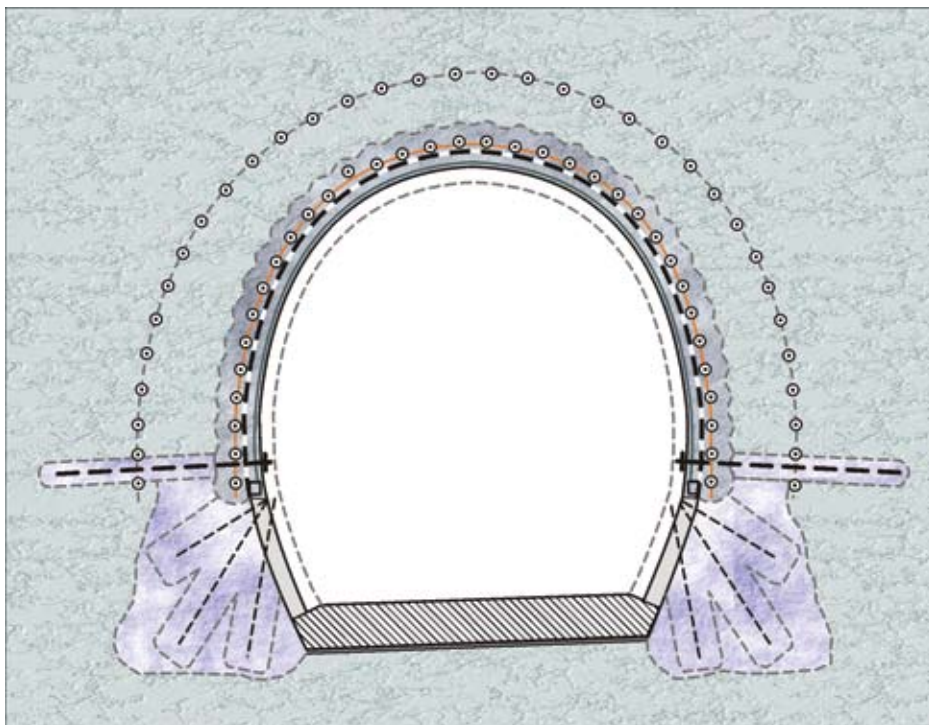
Ved etablering av stålrørskjermer har man som oftest hatt en egen rigg for boring og installasjon av stålrørene. Dette er imidlertid svært kostbart og omstendelig når utgangspunktet er hardt berg og man har behov for å løse et problem i en vanskelig svakhetssone med begrenset utstrekning. For norske forhold omtales derfor en relativt ny og enklere metode for stålrørskjermer her.

Metoden går ut på å installere en skjerm av stålrør foran stuff i hele eller deler av hengen i tunnelprofilen. Stålrørdimensjonene som benyttes er gjerne Ø75-120 mm diameter. Godstykkelsen til stålet i rørene er 5-7 mm.

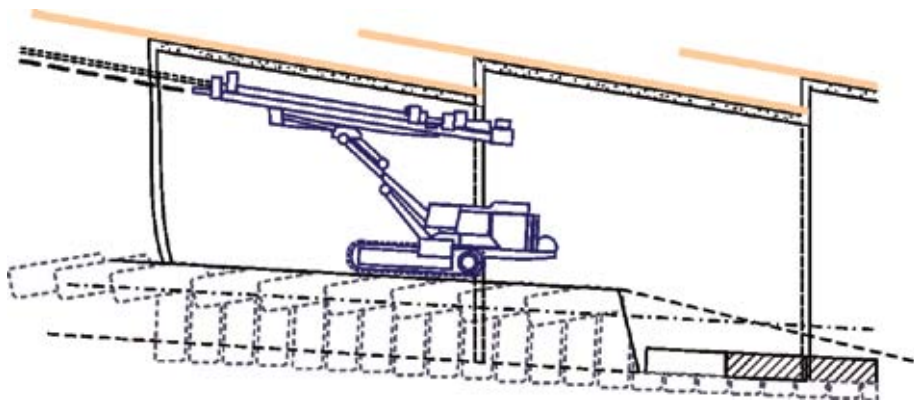
Ved driving gjennom svakhetssoner med behov for en omfattende forbedring av grunnforholdene, vil sikring foran stuff med stålrør kunne være kostnadseffektivt. Under krevende forhold vil denne metoden ha følgende viktige fordeler i forhold til forbolting med kamstålbolter:

- Borevansker, spesielt sammenrasning av borhull, under boring vil ikke være et problem
- Stålrørene kan bores praktisk talt uten boreavvik til 15-20 m lengde, derved kan det oppnås en meget presis plassering av stålrørene
- Den relativt store diameteren på rørene (sammenliknet med kamstål) gjør forsterkningen stivere. Sikring mot innrasning av svakhetssonemateriale er derfor bedre.
- Stålrørene kan injiseres,
 - enten ved en enkel pumping av injeksjonsmasse gjennom røret som derved også fyller hulrommet mellom rør og berg, samt trenger inn i bergmassen langs røret, eller
 - seksjonsvis injeksjon av rørene i ulike avstander foran stuff (ventilrør eller perforerte rør) for en mer kontrollert penetrasjon av injeksjonsmasse langs hvert enkelt rør

Forsterkningseffekten som kan oppnås vil være betydelig.



Figur 12. Eksempel på normalprofil ved bruk av rørskjerm i et lite tunnelverrsnitt



Figur 13. Lengdesnitt som viser eksempel på bruk av rørbolter

Det finnes forskjellige varianter av aktuelle rørbolter på markedet, og de kan leveres med ulike dimensjoner og med engangsborkrone for fjell eller løsmasser.

4.3.3 Injeksjon

I mektige svakhetssoner, tett oppsprukket berg, dyprenner med løsmasser og tilsvarende problemstillinger er forinjeksjon en aktuell teknikk som kan benyttes for å stabilisere grunnen før driving.

Normalt er bergforsterkningseffekten ved injeksjonen en positiv bieffekt siden injeksjon først og fremst utføres for å tette bergmassen for å hindre innlekkasjer. Som bergmasseforbedring er metoden aktuell ved grunnforhold med svært dårlig stabilitet og i kombinasjon med vanntrykk. I forhold til bergmassens Q -verdi vil en vellykket forinjeksjon i første rekke forbedre parameteren J_w , men også andre Q -parametre som RQD kan bli forbedret.

En systematisk utført forinjeksjon vil kunne bidra til at "oppetiden" blir lang nok til å drive ut tunnelmassen og deretter installere permanent stabilitetssikring, (Bjørøytunnelen, 1995). Injeksjonsopplegget må tilpasses bergmassenes vanskelighetsgrad, men generelt bør det bores mange hull fordelt over hele stoffen, med typisk 1-1,5 meter hullavstand. Hensiktsmessig lengde på slike skjermes blir gjerne noe kortere enn normale injeksjonsskjemmer på grunn av vanskelig borbarhet.

Erfaringer fra driving i skifrig og tett oppsprukket bergmasse har vist at systematisk forinjeksjon med sementbaserte injeksjonsmidler har bidratt til å gi et bedre utsprengt profil, dvs mindre utfall, som igjen har gitt en bedret stabilitetssituasjon.

4.3.4 Jet Grouting

Jet-grouting er i utgangspunktet en metode for å forbedre løsmassers mekaniske egenskaper. Metoden går i hovedsak ut på at løsmassene erstattes med sementbasert mørtel ved bruk av utspyling i kombinasjon med injeksjon ved høyt trykk.

Under spesielle forhold kan det være aktuelt å vurdere denne metoden for grunnforbedring i tunnelsammenheng. Dette kan f.eks. være løsmasseavsetninger i forbindelse med påhugg eller svært lav eller manglende fjelloverdekning, samt svakhetssoner i berg med svært stor mektighet der svakhetssonematerialet har løsmassekarakter.

Hovedpoenget med metoden er at man borer et spesielt rør inn til ønsket lengde i løsmassene. Borrøret er utstyrt med radielle dyser hvor en sementmørtel blir spylt ut med svært høyt trykk (ca 400 bar) samtidig som borrøret roteres og trekkes tilbake. Når løsmassene blir påkjent av disse roterende jetstrålene av mørtel, blir løsmassene fragmentert ned. Det blir dermed en kombinasjon av blanding og erstatning av løsmassene med sementmørtelen. Resultatet blir et avlangt tilnærmet sylindrisk volum med en viss diameter (40-80 cm) av mørtel blandet in-situ med løsmassene der røret har vært boret inn.

Jet-grouting forutsetter at man har løsmasser som lar seg fragmentere ned og vaske ut med en hydraulisk prosess. Det vil si at metoden er spesielt egnet for leir-, silt- og sandfraksjon av løsmasser med lav til moderat grad av konsolidering. Overkonsoliderte løsmasseavsetninger som f.eks. bunnmorene eller løsmasseavsetninger med betydelig innhold av store fragmenter vil ikke være godt egnet til jet-grouting (det vil normalt ikke være behov for forbedring av slike løsmasser).

Jet-grouting benyttes ofte som metode for forbedring av fundamenter i løsmasser i form av vertikale borer fra terrengoverflaten. Horisontal jet-grouting i tunneldriving vurderes sammen med eller som alternativ til metoder som rørskjermdriving og frysing. Jet-grouting har ikke vært benyttet ved tunneldriving i Norge, men er relativt vanlig ellers i Europa.

4.3.5 Frysing

I tilfeller der tunneler skal drives gjennom soner som består av løsmasser eller i bergmasse med løsmassekarakter, kan midlertidig frysestabilisering være en aktuell metode. Metoden kan kombineres med sementinjeksjon for å stabilisere massene slik at det blir lettere å bore frysehullene. For å dimensjonere en frostkonstruksjon må følgende grunnlag bestemmes:

- Ytre belastning i form av jordtrykk og vanntrykk
- Materialelegenskaper for massene som skal fryses ned
- Plassbehov for permanent sikringskonstruksjon
- Opplegg for driving gjennom frostsonene
- Åpningslengde og tid i frosset materiale før permanent sikring etableres

Ved frysing av undersjøiske tunneler, må det tas spesielle hensyn med tanke på at massene inneholder en saltløsning.

4.4 Korte og oppdelte salver

Ved driving av tunneler og bergrom i forhold som krever tung stabilitetssikring er det vanligvis nødvendig å benytte korte salver, og av og til også salver med oppdelt tverrsnitt. Ved å spreng ut berget i mindre seksjoner vil det bli mindre rystelser, og man får raskere etablert nødvendig stabilitetssikring.

Bruk av forbolter forutsetter at salvelengden ikke er lenger enn maks 3 meter for å sikre nødvendig opplag for enden av bolten. I de fleste tilfeller må en i tillegg foreta skånsom sprengning. Dette kan innebære bruk av pilot eller oppdelte salver. Hensikten med dette er å belaste de svakere delene av profilet minimalt.

4.5 Tung sikring i profilet

4.5.1 Armerte sprøytebetongbuer

Stabilitetssikring med armerte sprøytebetongbuer benyttes ved stadig flere tilfeller hvor man tradisjonelt har benyttet full utstøping. Denne løsningen er både tids- og kostnadsbesparende, men den har sine begrensninger ved mektige svelleleiresoner og i tilfeller der profilet skal gjenoppbygges etter ras.

Sprøytebetongbuer må alltid kombineres med bolter som er fordelt gjennom hele buen. Normalt bør avstanden mellom monteringsboltene i buen være ca 1,5 meter. Monteringsboltene bør være lange nok til å inngå som en del av boltesikringen.



Figur 14. Armerte sprøytebetongbuer fra Tanumtunnelen og Nationaltheatret stasjon

Avstanden mellom buene må tilpasses bergrommets geometri, bergmasseforholdene og kravet til maksimal deformasjon. Normalt mellom 1,0 og 3,0 meter.

Ved dimensjonering skal også lasten av mellomliggende bergmasse bæres av buene. Både praktiske eksempler og de utførte beregningene viser at med dagens teknologi kan armerte

sprøytebetongbuer i enkelte tilfeller erstatte full utstøping. En viktig forutsetning er riktig utførelse og god kvalitetskontroll.

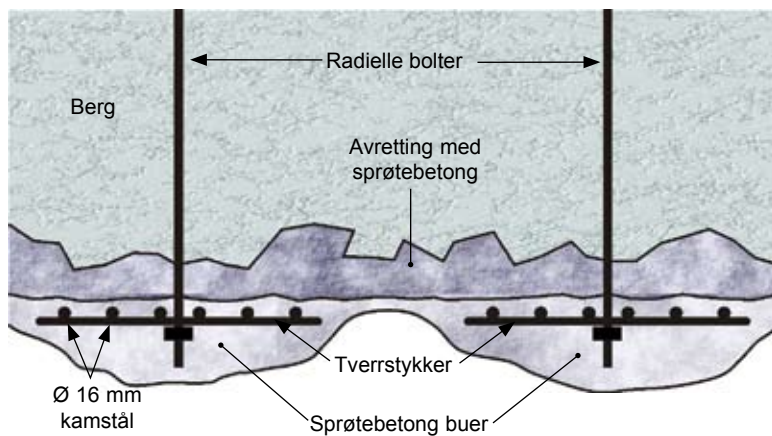
Når sprøytebetongbuene utsettes for store laster vil armeringen begynne å virke gradvis etter hvert som deformasjonene tilar. Armeringen i buene skal hindre videre deformasjon. Det er derfor viktig at antall jern i hver bue, tykkelsen og bredden på buene dimensjoneres i forhold til antatt belastning. Normalt benyttes Ø16 mm kamstål da disse armeringsjernene kan formes etter tunnelprofilen. For å kunne ta opp deformasjoner må sprøytebetongen tilfredsstille energiabsorpsjonsklasse E700.

Ved dårlig samvirke mellom sprøytebetong og berg vil det være nødvendig å etablere såle eller veggfundamenter for å ta opp kreftene fra buene. Tilstrekkelig fundamentering må utføres før buene etableres. Også i tilfeller hvor det forventes store deformasjoner nederst i veggene bør det utføres sålestøp. Et alternativ kan være å settes inn ekstra lange og kraftige bolter gjennom nedre del av buene for å hindre uønskede deformasjoner eller sammenbrudd.

4.5.2 Montering av armerte sprøytebetongbuer

For å sikre best mulig buevirkning bør profilet utjevnes med sprøytebetong. Ved å montere de radielle boltene (gjengestål) før utjevning av profilet, kan en måle inn teoretisk profil og markere på boltene hvor det skal sprøytes. Eventuelt kan det monteres skiver i riktig profil for å sikre at markeringen ikke forsvinner under sprøyting. Bolteendene utenfor markeringen påføres plast eller lignende for å beskytte gjengene.

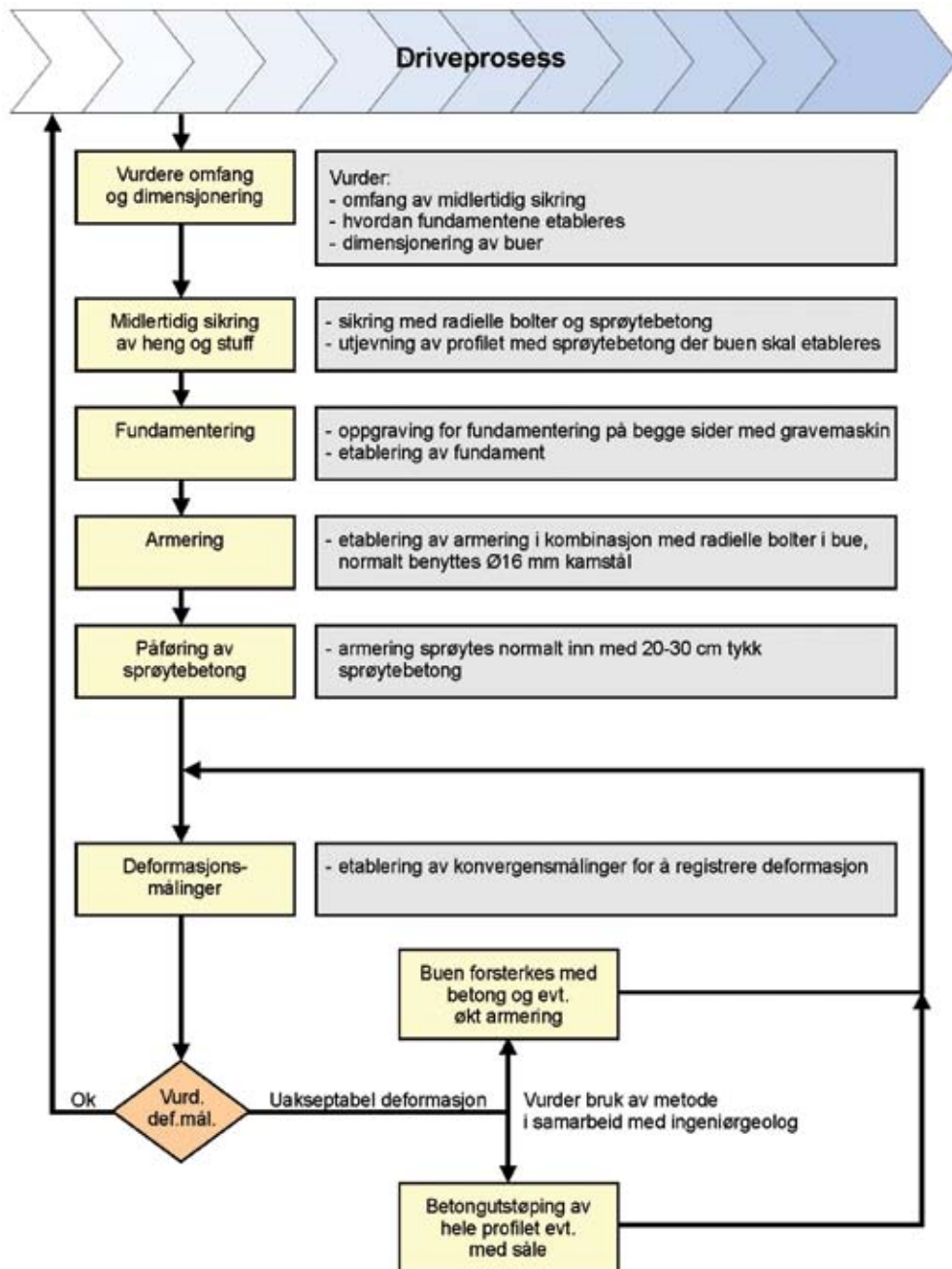
Det har i Norge vært mest vanlig å benytte 6 stk. Ø16 mm kamstål i hver bue, montert med tverrstykker på 40 cm til 60 cm (figur 15). Tverrstykket festes til de radielle boltene, for eksempel ved at det bores hull i tverrstykket som tres inn på boltene og festes med skrue og mutter. Armeringen klemmes dermed fast bak tverrstykket, som med fordel kan ha hakk eller spor for armeringsjernene. Skjøting av armeringsjernene bør utføres med overlapp bak tverrjernene.



Figur 15. Snitt igjennom stangarmert sprøytebetongbue

En sikringskonstruksjon av sprøytebetongbuer kan forsterkes ved å montere flere armeringsjern i flere lag, øke tykkelsen på buene og redusere avstanden mellom buene.

Flytskjema for vurdering og etablering av buer:



4.5.3 Sprøytebetongbuer med gitterdragere ("lattice girders")

Dette er en sikringstype som består av ferdigvalsedde kamståldragere. I sin enkleste form er tre kamstålprofiler montert sammen i et avlangt gitter med triangulært tverrsnitt. Radien på profilene er tilpasset tunneltverrsnittet slik at gitterdragere følger den teoretiske konturen i tunnelen.

Når de enkelte elementene av drageren er montert sammen, får man en kontinuerlig bue av kamstålgitter med perfekt bueform fra såle til såle. Gitterdragere bygges i sin helhet inn i sprøytebetong.

Denne sikringsformen forutsetter at gitterdragere settes ut nøyaktig i forhold til teoretisk tunnelkontur. Derved kan det forkomme store gap bak drageren. Normalt fylles disse rommene med sprøytebetong. Det kan også benyttes "Bullflex" som er sementholdige sekker som plasseres i hulrommene og blåses opp.

Fordelen med gitterdragere er at det er raske å montere og man oppnår en jevnere trykkbue. Gitterdragerne må prefabrikeres i forhold til teoretiske mål, slik at utførelsen i mindre grad kan tilpasses det utsprengte tverrsnittet hvis det har vært mye utfall. Gitterdragere er en ikke-deformerbar sikring, og er derfor ikke egnet ved høye bergspenninger der betydelige deformasjoner forventes.



Figur 16. Eksempel på bruk av gitterdragere fra bygging av T-baneringen (foto deNeef)

4.5.4 Sikring ved sprakeberg

For sikring i sprakeberg er tidspunkt for utførelse avgjørende for resultatet. Rask påføring av fiberarmert sprøytebetong fungerer som brems på uheldig utvikling av sprak og bidrar på gunstig måte til å opprettholde sprengningsprofilen.

I områder med sprak er det vanlig å påføre fiberarmert sprøytebetong etter hver salve, gjerne i tykkelse 5 – 6 cm før bolting utføres. Det benyttes bolter med endeforankring og plater som skrur til anlegg mot betong uten forspenning av bolten. Deformasjoner i berget kan medføre betydelige belastninger på bergsikringen, delvis med oppsprekking i sprøytebetonglaget. Etter påfølgende salve er det ofte gunstig med et ekstra lag sprøytebetong slik at godt samvirke mellom betong og bolt opprettholdes.

Hensiktsmessige tiltak varierer avhengig av spenningsforhold i bergmassen:

- Ved høye spenninger, der forholdet mellom bergartens trykkstyrke σ_c og største hovedspenning σ_1 (σ_c / σ_1) ligger mellom 10-5, kan det bli problemer med veggene. Da kan fiberarmert sprøytebetong med energiabsorpsjonsklasse $E \geq 700$ være en god løsning. Fortsatt bør det brukes bolter med endeforankring, for eksempel bolter med polyesterforankring.
- Ved spenninger i området $\sigma_c / \sigma_1 = 5-3$ kan det oppstå avskalling i massivt berg etter ca en time. Da bør det brukes fiberarmert sprøytebetong i energiabsorpsjonsklasse E1000 og endeforankrede bolter med skiver utenpå sprøytebetongen.
- Ved spenninger i området $\sigma_c / \sigma_1 = 3-2$ kan det oppstå avskalling etter få minutter. Da anbefales et noe tynnere lag (ca 5 cm) sprøytebetong med høy energiabsorpsjonsklasse før bolting. Vanligvis påføres et nytt lag sprøytebetong etter påfølgende salve.
- Ved intenst sprak med spenninger i området $\sigma_c / \sigma_1 < 2$ vil det være nødvendig med sprøyting og bolting i flere omganger. Det må brukes sprøytebetong med stor energiabsorpsjonsevne og det må sprøytes helt ned i sålen for å oppnå varig stabilitet. Under slike forhold kan det bli nødvendig med bolting av stoff.

4.5.5 Deformerbare sikringssystemer ved høye bergspenninger

Dette er en sikringstype som består av flere elementer. Hovedpoenget er at sikringen er i stand til å ta opp store deformasjoner uten at selve sikringen kollapser. Ved svært høye spenninger kan flere deformasjonsmekanismer oppstå. I harde bergarter vil det ofte være en kombinasjon av plastisk deformasjon og sprøbrudd. Dette vil arte seg som en langsom innklemming av tunnelkonturen i kombinasjon med kraftige sprakebergsfenomener.

Tunnelkonturens geometri er viktig i slike situasjoner. Den bør være tilnærmet sirkulær for å muliggjøre en sikring som kan fungere som en trykkbue i hele tunnelprofilen inkludert sålen. I slike tilfeller har det vist seg å være hensiktsmessig å installere en sikring som kan fungere som en teleskopisk deformerbar sirkel.

Sikringssystemet bygges opp med sirkulære stålbuer med elementer som kan gli inn i hverandre i skjotene, slik at hele sirkeltverrsnittet kan tilnærmet deformeres (forminskes) homogent. Stålbuekonstruksjonen forsterkes med sprøytebetong med stor tykkelse (>40 cm). Det legges inn

slisser i sprøytebetongen jevnt i fordelt i det sirkulære profilet slik at sikringskonstruksjonen kan tåle en betydelig radiell deformasjon uten at det kommer til brudd.

Et eksempel på en effektiv sikring for slike forhold er vist i figuren nedenfor.



Figur 17. Deformerbart sikringssystem for høye bergspenninger og store deformasjoner. Fra ny St. Gotthard jernbanetunnel, foto Amberg Engineering

4.5.6 Sprøytebetong -"hvelv"

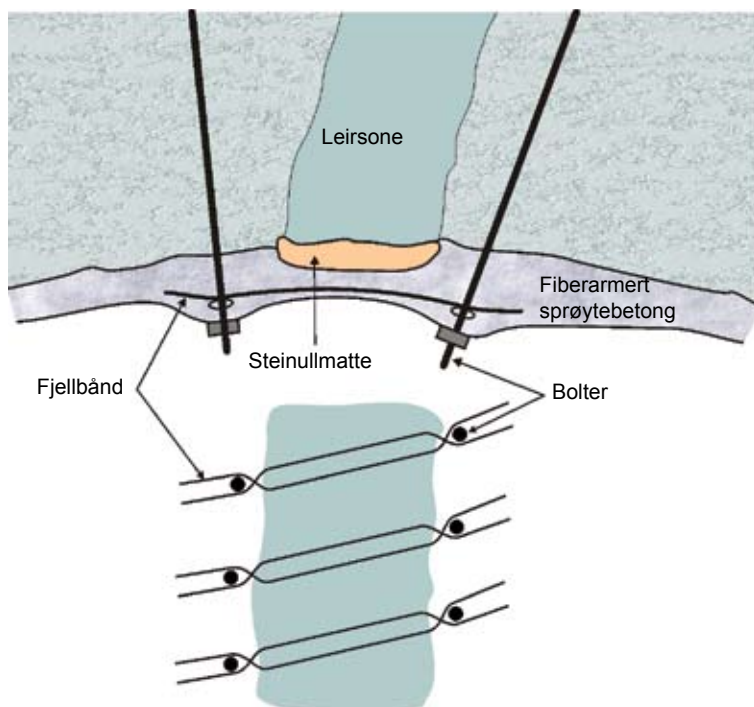
Sprøytebetong bygd opp som hvelv kan være et alternativ til plasstøpt betonghvelv, særlig etter at man begynte å benytte alkalifri akselerator. Dette tillater kontinuerlig oppbygging av tykke fiberarmerte sprøytebetonglag slik at man kan oppnå samme betongtykkelse som vanlige plasstøpte betonghvelv (30-50 cm).

Det er en forutsetning at hvelvet bygges opp slik at overflaten blir jevnt buetformet og at hvelvet blir etablert helt ned til sålen.

4.5.7 Sikring ved svelleleire

Der man kan risikere at et svelletrykk virker mot veggene er det nødvendig å sikre mot en innpressing av veggene. Dette kan gjøres ved å boltesikre, og da gjerne i kombinasjon med armering, eller ved en sålestøp. Man kan også legge en form for elastisk materiale før man påfører sprøytebetong slik at svelletrykket ikke får virke direkte mot sprøytebetongen eller utstøpingen, se figur 18.

Hvis svelleleiresonen har ugunstig orientering eller har en mektighet som tilsvarende kategori b i kapittel 3.1 vil hovedregelen være full utstøping.



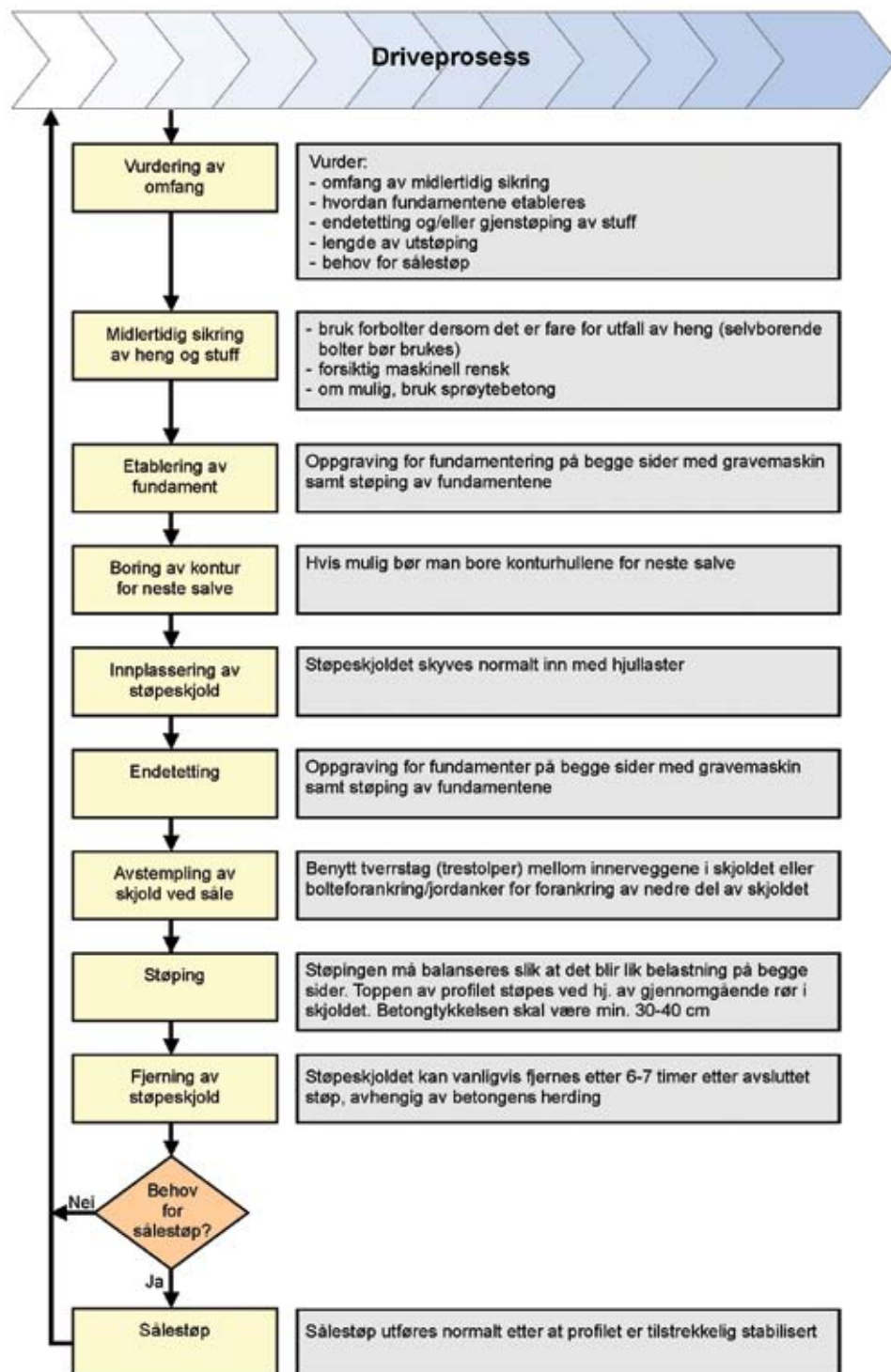
Figur 18. Eksempel på bruk av fendrende sikring ved leirsoner i snitt og plan

4.6 Utstøpning

Sikring med full utstøpning er mest aktuelt ved ras eller store utfall, ved passering av mektige svelleleiresoner og knusningssoner med mye vann og i påhuggsområder. Ved full utstøpning av profilet etableres det en bue for å ta opp trykkspenninger fra bergmassen.

Behov for armering, forankring, eventuelt utstøpning av såle, må vurderes i hvert enkelt tilfelle avhengig av geometri og belastning. Det er viktig at det etableres fundamenter for å få en god overgang mellom såle og vegg.

Forslag til flytskjema i forbindelse med utstøpning er vist på neste side.



I Norge er det benyttet forskjellige typer støpeskjold. Den enkleste typen består av "en hud" som bæres inn ved hjelp av hjullaster. Det finnes mobile støpeskjold med hydraulisk "kjøring" av ramme og hud. Flexi-skjoldet er bygd for å kunne benyttes i varierende tunneltverrsnitt.

På alle typer skjold er det viktig med tilstrekkelig støpeluker, for å kunne kontrollere/ komprimere betongen. Alternativt kan det benyttes selvkomprimerende betong (SKB).



Figur 19. Bildet viser eksempel på Flexiskjold som ble benyttet i adkomsttunnelen til Melkøya

4.6.1 Støp på stuff

Før en utstøpning kan foretas, må det utføres en nødvendig arbeidssikring ved hjelp av bolting og sprøytebetong. Alle løsmasser må renskes ut langs veggene, og sålen planeres slik at man kan arbeide sikkert. Gravemaskin er best egnet for denne aktiviteten.

Ved tunneldrift i "ekstremt dårlige masser" (f.eks. Frøyatunnelen) er det gode erfaringer med å benytte Brøyt forgraver som lastemaskin. Den kan benyttes til flere operasjoner som rensking, pigging og i forbindelse med betongutstøpning av krummet såle.

Når støpeskjoldet er kjørt inn og plassert riktig i forhold til teoretisk sprengningsprofil må det først etableres forskalingssteng langs sålen slik at støpeprosessen kan begynne så raskt som mulig. Videre må arbeidet med endesteng langs konturen fullføres.

I starten på støpearbeidet bør det benyttes varm betong for å påskynde herdeprosessen. Erfaringer viser at det er vanskelig å unngå åpne lommer mot bergmassene i hengen. Det er uansett viktig å få pumpet inn tilstrekkelig betong slik at det minimum oppnås en betongtykkelse på 40cm.

Avforming og utkjøring av støpeskjold kan normalt iverksettes 6-7 timer etter avsluttet støp. Dette er selvfølgelig avhengig av betongens herdeforløp.



Figur 20. Eksempel på støpeskjold montert på dumper som ble benyttet på Frøyatunnelen

4.6.2 Støp bak stuff

Støp bak stuff kan være en aktuell sikringsform der man får etablert tilstrekkelig arbeidssikring ved hjelp av sprøytebetong og bolter. Denne aktiviteten har samme hendelsesforløp som støp på stuff.

Tidskostnadene er normalt betydelig mindre enn støp på stuff. I de tilfeller det vurderes at det kan bli behov for full utstøping bak stuff er det viktig at det sprenges ut stort nok tverrsnitt, siden full utstøping krever et større tverrsnitt enn sikring med sprøytebetong og bolter.

4.6.3 Sålestøp (ringkonstruksjon)

Ved kryssing av mektige svakhetssoner kan støping av såle være nødvendig for å etablere "en ekstra støtte" for veggene både i forbindelse med utstøping og sprøytebetongbuer. Ved ekstremt ustabile forhold må det støpes såle for å hindre bunnoppressing. I slike tilfeller er armering, samt forbolter i sålen, nødvendig.

Sålestøp utføres normalt etter at profilet er tilstrekkelig stabilitetssikret. Ved utgraving må massene som sålen skal støpes på "rundes" slik at det oppnås buevirkning.

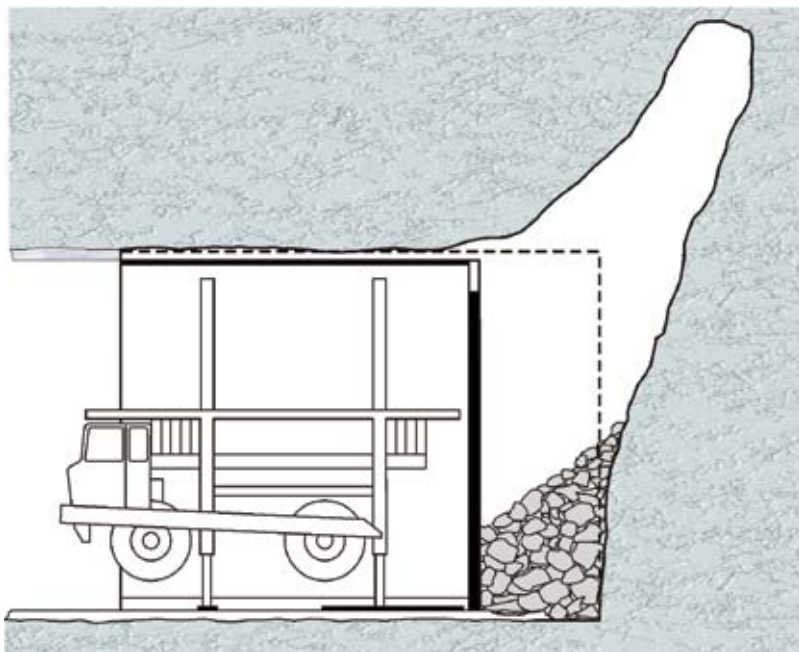
Forankringsbolter i vegger samt armering bør vurderes.

4.6.4 Gjenstøping av stuffen

Gjenstøping av stuff utføres når man har mistet, eller er i ferd med å miste kontroll på stabilitetssituasjonen, og det oppstår små ras eller "kalving" på stuff. Slike situasjoner kan oppstå ved kombinasjon av oppknuste masser og vanninntrenging. Når alle kjente sikringsmetoder med bruk av sprøytebetong, forbolter og boring av drenshull har mislyktes vil dette være en aktuell løsning.

Beslutning om gjenstøping blir gjerne tatt allerede under utlasting av salven. Støpeskjold (stuffskjold) må monteres så nært stuffen som mulig. Etablering av forskaling mot bergprofilet, "lusing", utføres parallelt med at betong pumpes inn. Hvis det er mulig monteres et lufterør opp i rasgroppen, slik at man får presset inn maksimalt med betong.

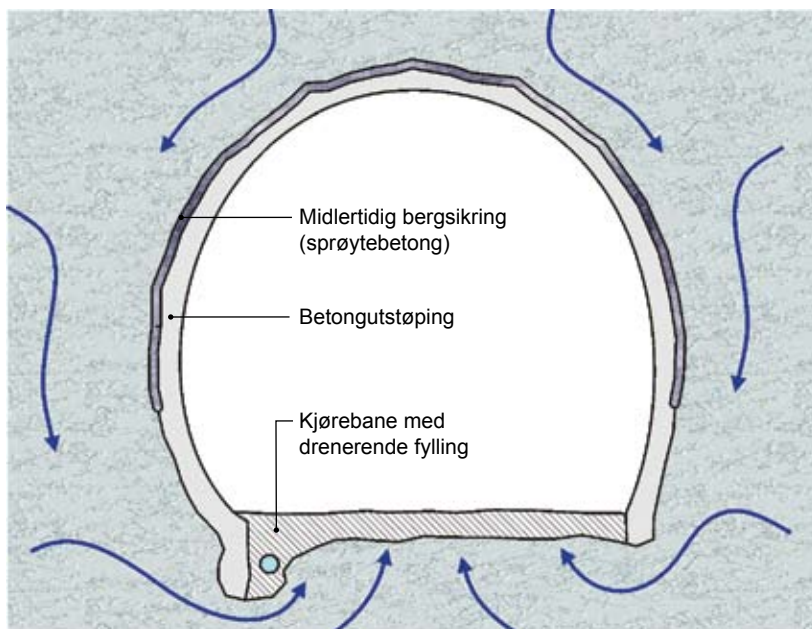
Tidsfaktoren er viktig, og i slike tilfeller må maksimal leveransekapasitet på betong utnyttes. Det er derfor nyttig å ha en avtale om beredskap med betongleverandøren.



Figur 21. Prinsippskisse som viser løsning for blokkering av ras på stuff i Ellingsøytunnelen

4.6.5 Sikringsstøp, drenert hvelvstøp

I norske tunneler har sikringsstøp vært utført på eller rett bak stuff som en drenert sikringskonstruksjon i form av kontaktstøp i vegger og heng med åpen såle. Vann kan lekke inn i tunnelen. Derfor vil det ikke oppstå fullt statisk vanntrykk utenfor utstøpningen. En lokal vanntrykksoppbygning kan oppstå mot betongutstøpningen dersom bergmassens konduktivitet er lav eller svært innhomogen.



Figur 22. Prinsippskisse av drenert betongutstøpning

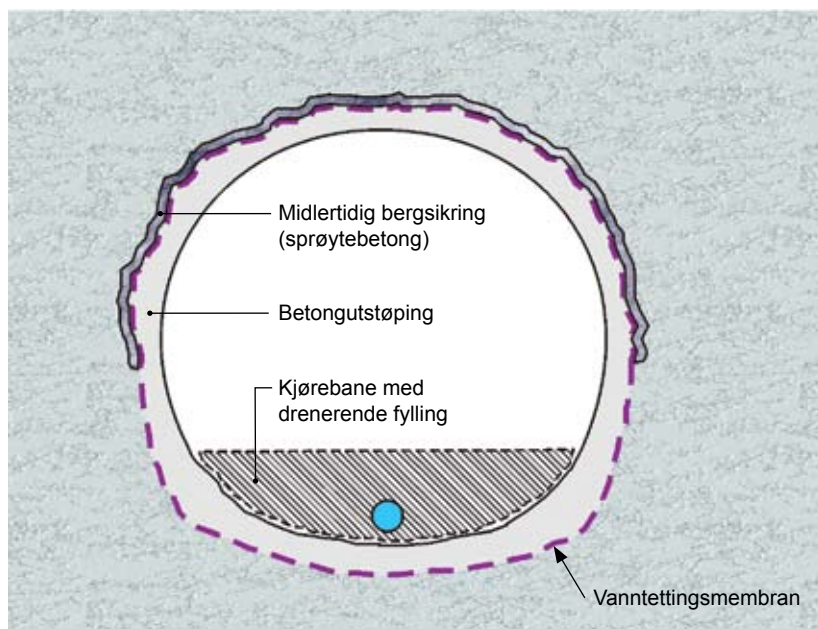
Eksempel på denne type konstruksjon er kontaktstøp mot berget med åpen såle, uten innlagt drenasje i vegger og heng. Dette er den vanligste typen betongutstøpning som har vært utført på tunnelanlegg i Norge.

4.6.6 Vanntett betonghvelv, udrenert konstruksjon

Denne konstruksjonsløsningen forutsetter støp rundt hele tunnelprofilen, dvs hvelv, vegger og såle. Betong og armering dimensjoneres for fullt statisk vanntrykk og for belastninger fra omkringliggende bergmasse. Svinnriss i betongen tillates ikke. Ved dimensjonering må armering derfor tilpasses betongens strekkstyrke. Støpeskjøter utføres forskriftsmessig med fugeblikk eller annen godkjent metode. Dersom det likevel skulle oppstå riss må etterinjeksjon vurderes.

For å sikre tetthet bør det legges en heldekkende og helsveist membran på bergsiden av betongen.

Denne konstruksjonsløsningen er aktuell i områder der det er et ufravikelig krav om at anlegget ikke skal influere på grunnvannsstanden. Konstruksjonsløsningen innebærer følgelig at det ikke etableres permanente drenasjetiltak (drenshull, drensrør eller drenskanaler) i kontakt med grunnvannet rundt tunnelen.



Figur 23. Prinsippkisse av vanntett udrenert betongutstøpning

Det er vanlig å prosjektere en udrenert betongutstøpning som en dobbel konstruksjon. Sprøytebetongsikringen er dimensjonert som bergmekanisk sikring mens den indre betongutstøpningen er dimensjonert for statisk vanntrykk. (Som nevnt ovenfor må, avhengig av bergmassen, eventuell tilleggsbelastning utløst av deformasjoner i bergmassen vurderes som del av lastantagelsene).

Det prosjekteres med en vanntett heldekkende membran som ligger mellom sprøytebetongen og betongutstøpningen. Membranen må dekke både såle, vegger og heng. Muligheten for mekanisk skade på membraner kan ikke utelukkes. Det må derfor påses at betongarbeidet blir fagmessig utført. Konstruksjonen er krevende og utførelsen forutsetter adekvat kompetanse.

4.6.7 Forhold som innvirker på betongkonstruksjoners vanntetthet

De viktigste forhold er:

- Svinnriss
- Fuger mellom støpeavsnitt
- Støpesår

Svinnriss oppstår i betongens herdefase og skyldes sammentrekking (kontraksjon). Omfanget av svinnriss vil være avhengig av sammensetning av ferskbetong (cementmengde mm), betongmengde (tykkelse) og herdebetingelser. Ulike fasthetsklasser krever ulike blanderesept. Høyere fasthetsklasse og/eller økt tykkelse fører til økt svinn.

Svinnriss reduseres ved hensiktsmessig armering. Dette vil som oftest være en tilleggsarmering som dimensjoneres for svinn i tillegg til annen konstruksjonsarmering. Svinnriss reduseres også ved hensiktsmessige herdetiltak. Det er fuktig miljø, vanning, forsegling som hindrer uttørring, lav temperatur eller i enkelte tilfelle nedkjøling.

Seksjonering av betongstøp i tunnel forgår vertikalt. Ettersom den enkelte støp utvikler seg horisontalt kan dette på grunn av herdeforløpet medføre vanskeligheter i fugene.

Eksempelvis vil en 6 m lang og 30 cm tykk støpeseksjon få 2-4 mm deformasjon (åpning og lukking) over fugene dersom temperatursvingningene over året antas til ca 40 °C. Fugene bør derfor prosjekteres som dilatasjonsfuger med konstruktive tiltak som ivaretar deformasjoner og vanntetthet.

Seksjoneringen av betonghvelvet ved utstøpningsetapper reduserer bevegelse i støpeskjøtene (fugene). Det oppstår mindre termisk tøying over en kortere seksjon enn i en lengre seksjon. Risiko for lekkasje gjennom den enkelte fuge vil derfor reduseres.

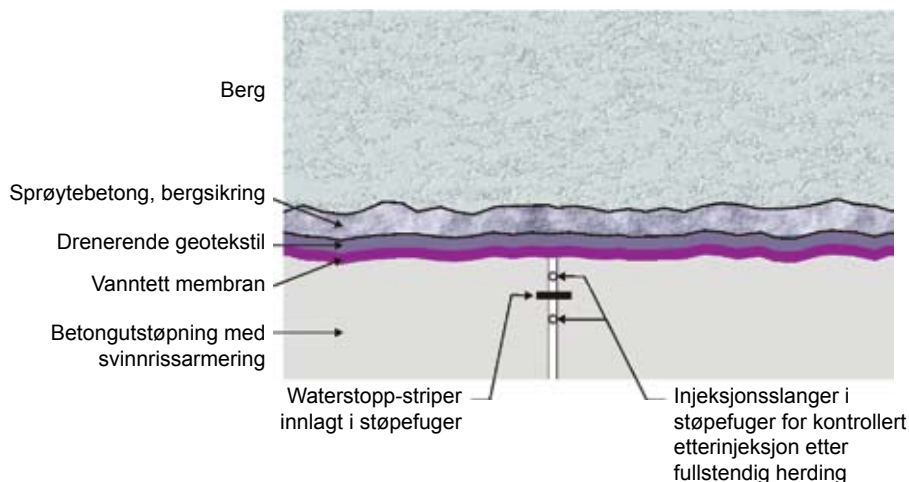
Støpesår kan gi utett betong. Dette unngås ved nøye kvalitetskontroll under utførelsen. Kontinuerlig fylling av betong i støpeform kombinert med jevnt fordelte fyllepunkter og tilpasset vibrering gir godt resultat. De ulike punkter for ifylling av betong må anordnes slik at korrekt vibrering av betongen kan utføres. Bruk av selvkomprimerende betong (SKB) er et alternativ som i mange tilfeller forbedrer støperesultatet.

4.6.8 Tiltak for å gjøre en hvelvstøp vanntett

I prosjekter der det kan forventes behov for udrenert utstøping over betydelige tunnellengder kombinert med behov for bergsikring som angitt bør det vurderes bruk av dobbeltskjold TBM som er en løsning med mindre usikkerhet. Det innebærer bruk av prefabrikkerte betongelementer med doble vanntetningspakninger.

For hvelvstøp vil følgende tiltak være aktuelle:

- Armering for reduksjon av svinnriss (stålfiber og/eller tett tilleggsarmering)
- Svellbånd i form av striper med ekspanderende materiale. Det kan være svellende leirmineraler som legges inn i hver støpeskjøt før selve støpingen i både horisontale og vertikale skjøter.
- Bruk av Waterstop-slanger. Det er injeksjonsslanger som legges inn langs hver støpeskjøt før selve støpingen. Dette sikrer effektiv etterinjeksjon av fugene i støpeskjøter.
- Prosjektering av fugene mellom hver enkelt støpeseksjon som dilatasjonsfuger med tiltak som nevnt ovenfor i et omfang som sikrer vanntetthet ved forventet vanntrykk



Figur 24. Prinsippskisse av teknisk løsning for vanntett støp

4.7 Sikring av stufflaten

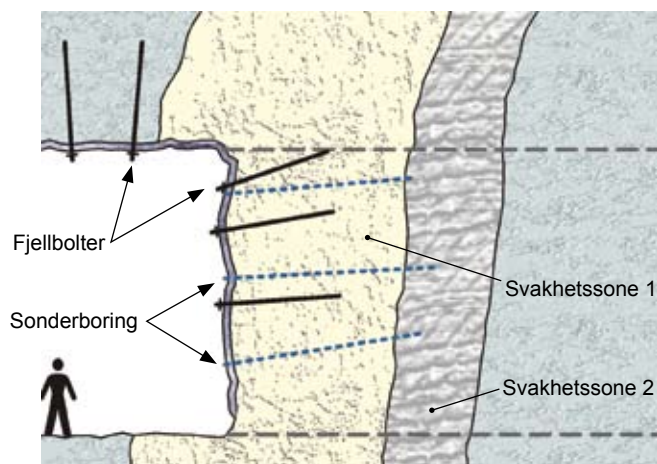
Sikring av stufflaten kan være nødvendig i situasjoner der arbeidssikkerheten ikke er godt nok ivarettatt med en åpen usikret stuff. Hvis det er fare for at en rasutvikling kan utvikle seg fra stufflaten og fremover vil en sikring av selve stufflaten også være nødvendig

I hovedsak vil stuffsikring kunne utføres på følgende måter:

- Overflatesikring med for eksempel sprøytebetong
- Bergforsterkning i form av bolting (f.eks. glassfiberbolter eller friksjonsbolter)
- Drenasjehull (gjennom sprøytebetong) i tilfeller med svakt berg i kombinasjon med lekkasjer
- Forinjeksjon av bergmassen som skal drives ut for å forbedre de geomekaniske egenskapene (og derved stabiliteten)

Bergforhold som kan gjøre en sikring av stufflaten nødvendig:

- Sprakeberg
- Svakhetssoner med ustabil materiale der en utrasning av stufflaten kan utvikle seg videre foran stuff
- Svakhetssoner i kombinasjon med vannlekkasjer der det er en fare for erosjon av svakhetssonematerialet og en derved forverring av stabiliteten



Figur 25. Eksempel på sikringsmidler som kan utføres på stufflaten for økt arbeidssikkerhet og reduksjon av fare for en rasutvikling foran stuff

Sprakeberg som gir utfall på selve stufflaten vil gjøre arbeidssikkerheten i nærheten av stufflaten uakseptabel. Spesielt arbeid med salvelading og opprensk vil kunne være farlig.

Spesielle svakhetssoner med materiale med svært lav detaljstabilitet eller materiale som vil være utsatt for tidsavhengig stabilitetsreduksjon (f.eks. mineraler som sveller under økt fuktighet) vil kunne utløse en rasutvikling som kan forplante seg foran stufflaten og oppover i bergmassen over profilet som skal drives. En slik utvikling vil lett kunne komme ut av kontroll og gjenfylling med masser mot selve stuffområdet er gjerne "nødløsningen" i en slik situasjon.

Vann vil i kombinasjon med spesielle svakhetssoner kunne gi problemer med stuffstabilitet. Dette er spesielt tilfelle dersom det ikke utføres systematisk sonderboring med forinjeksjon (som sterkt vil redusere denne risikoen) og man påtreffer svakhetssoner med eroderbart materiale i kombinasjon med vann og betydelig permeabilitet. Man bør derfor vurdere risikoen for at vannlekkasjer gjennom svakhetssonemateriale skal kunne utvikle seg til en ukontrollert erosjon med stabilitetsreduksjon og rasutvikling som konsekvens.

Sikringstiltak som kan være aktuelle for å øke stabiliteten av selve stufflaten kan være:

- Sprøytebetong for overflatesikring av stufflaten
- Bolting, evt bruk av glassfiberbolter eller friksjonsbolter (f.eks. Swellex) for en tyngre forsterkning av bergmassen umiddelbart foran stufflaten
- Drenasjehull gjennom overflatesikringen (sprøytebetongen) for en vanntrykksavlastning samt forebygging av erosjon
- Injeksjon for grunnforbedring i tilfeller der detaljstabiliteten vurderes å være så dårlig at stuffen med det aktuelle drivetverrsnittet ikke vil være stabil

5. SPRØYTEBETONGTEKNOLOGI FOR TUNG BERGSIKRING

5.1 Funksjonskrav til sprøytebetong for undergrunnsanlegg

Sprøytebetong er i dag et av de viktigste elementene ved bygging av undergrunnsanlegg.

Det viktigste funksjonskravet til sprøytebetong for bergsikring er høy tidligfasthet. Deretter skal den tilfredsstillende krav til seighet og styrke, og den skal være langtidsbestandig.

Nedenfor er det derfor gjengitt en del nyttige erfaringer om muligheter og begrensninger ved bruk av sprøytebetong.

5.2 Heft

Heften er en av de viktigste egenskapene for en god sprøytebetongsikring. Rengjøring av overflaten er svært viktig for å oppnå god heft. I enkelte tilfeller kan påføring av vann føre til ytterligere bergutfall og forverret stabilitet. En aktuell løsning kan være å benytte trykkluft.

Ved betydelige vannlekkasjer er det vanskelig å få sprøytebetongen til "å henge". En løsning kan da være å bore dreneringshull (avlastningshull) rundt profilet med ansett fra området lenger bak der tunnelen er ferdig sikret.

Sprøytebetong har sin største begrensning på mektige leirsoner eller andre forhold som gir dårlig heft. I slike tilfeller må alternative sikringsmidler vurderes.

5.3 Fiberarmering

Stålfiberarmering er i dag standard i omtrent all sprøytebetong som benyttes til bergsikring. Normal dosering av stålfiber ligger rundt 20 - 40 kg/m³ med fiberlengder 30-40 mm. Det er stor kvalitetsforskjell på ulike typer fiber på markedet, slik at fibertyper med dårligere egenskaper krever høyere dosering for å tilfredsstillende funksjonskravene i de ulike reseptene.

Makroplastfiber er i ferd med å bli introdusert i markedet. Med dosering 5-7 kg/m³ er dette et aktuelt alternativ der det forventes store deformasjoner. Disse fibre har også bestandighet i aggressive miljøer som f. eks undersjøiske tunneler. For de høyeste energiabsorpsjonsklassene stilles det strenge krav til fibertyper.

5.4 Nettarmering

Armeringsnett kan være et alternativ der sprøytebetong benyttes til sikring av leirsoner. Nettet forankres godt med bolter på hver side av sonen før det sprøytes inn. Standard armeringsnett for sprøytebetong er K-131. Nettet har ruter på 150 x 150 mm og ståltykkelse 5 mm. Den vanlige stålqualität som er brukt i Norge er B500NA, men det oppnås et bedre resultat ved å bruke en

stål kvalitet som er mer duktil (B500NB). Det er viktig at nettet ikke har for liten åpning, da det ellers lett vil klabbe på betong slik at det blir vanskelig å få full kontakt mellom betong og bergoverflaten.

Stangarmering blir vanligvis ikke benyttet i rene hvelvkonstruksjoner, men er en del av sprøytebetongbuer som kan inngå som en del av en hvelvkonstruksjon. (Se kapittel 4.5.1)

5.5 Tilsetningsstoffer - generelt

Vanlige tilsetningsstoffer i sprøytebetong:

- Akselerator
- Plastiserende og superplastiserende stoff
- Retarder
- Stabilisator
- Pumpeforbedrende tilsetning
- Intern herdetilsetning

5.6 Akseleratorer

Ved spøytebetongarbeider er det to egenskaper som er viktige i starten:

- Få betongen til å henge på bergoverflaten, og bli der
- Herdingen bør starte så snart som mulig etter påføring for å få høy tidligfasthet

For å oppnå dette tilsettes en akselerator i sprøytemunnstykket. Denne skal blande seg med betongen i munnstykket og starte størkningen umiddelbart etter at betongen treffer berget. Med en strålehastighet på 30 til 35 m/sek og avstand mellom munnstykke og bergflate på 3 meter tar dette 0,1 sekund.

5.6.1 Alkalisilikater og alkali aluminater

Flytende løsninger av alkalisilikater og alkali aluminater har vært de mest vanlige akseleratorer brukt, men utgjør i dag mindre enn 20 % av markedet.

- Natriumsilikat (vannglass) var tidligere mest vanlig brukt
- Alkalialuminat

Det er blitt satt spørsmålsteget ved egenskapene til disse i de senere år pga:

- Spesielt ugunstige helsemessige forhold ved bruk av aluminater
- Alkali - reaksjoner med tilslaget
- Lav tidligfasthet ved bruk av natriumsilikat
- Redusert sluttfasthet, spesielt ved overdosering

- Helserisiko med så sterkt basiske stoffer
- Sikkerheten for stuffmannskapet bør bedres med høyere tidligfasthet og bedre heft

I de fleste land i Mellom-Europa brukes aluminat eller alkalifri akselerator

5.6.2 Alkalifri akselerator

Alkalifri akselerator inneholder ikke alkali-grunnstoffer (Na, K, Li, Cs, Fr, Rb). Egenskaper hos alkalifri akseleratorer:

- Høy tidligfasthet, > 1 MPa etter 1 time
- Ingen negativ effekt på sluttfastheten
- Ingen ekstra alkalier tilføres, gunstig med tanke på mulige alkali-reaksjoner
- Kan legges på i tykke lag (40-50 cm)
- Redusert prelltap og nedfäll
- Redusert støvmengde
- Bedret komprimering av betongen
- Bygger seg ikke opp på armeringsjern, bedre utfylling bak armeringsjern
- Stoffene er kostbare, men gunstig for totaløkonomien

Ettersom alkalifri akselerator er en viktig forutsetning når det benyttes sprøytebetong for oppbygging av hvelv, kan det være nyttig å ha oppmerksomheten på enkelte forhold som gjelder for dette tilsetningsstoffet:

- Utstyr må tilpasses
- Stoffer basert på lignosulfonat (P-stoffer) bør ikke brukes grunnet retardering og redusert tidligfasthet
- Enkelte superplastiserende stoffer kan influere på tidligfastheten, men ikke så mye som lignosulfonat
- Sementtypen kan innvirke på resultatet
- Selv om heften på vått berg er bedret virker vannet negativt på tidligfastheten, og kan stoppe fasthetsutviklingen
- Temperaturen på betongen er viktig, og skal minst være 20°C. Lavere temperaturer krever høyere dosering
- Lav temperatur på luften og bergflatene reduserer raskt temperaturen på tynne betonglag, og tidligfastheten reduseres
- Doseringen av akselerator er viktig. Prøvesprøyting bør utføres
- De forskjellige leverandørene har stoffer med forskjellige egenskaper

5.7 Plastiserende (P)- og superplastiserende (SP) stoffer

Plastiserende- og superplastiserende stoffer tilsettes for å øke evnen til å dispergere sement og silikastøv i vann. Disse stoffene er en nødvendighet for å få nytte av silikastøvet. Flyteegenskapene og trykkfastheten i herdet betong bedres, og man kan redusere vanninnholdet uten at det går ut over bearbeidbarheten.

Generelt gjelder at P-stoffer ikke skal brukes sammen med alkalifri akselerator, da det reduserer tidligfastheten, mens SP-stoffene gir liten grad av retardasjon både ved vannglass og alkalifri akselerator.

I dag benyttes mest syntetiske, vannløselige polymerer, med følgende egenskaper:

- Øker tidligfastheten
- Ingen effekt på sluttfastheten

5.8 Retardere

Den langtidsretarderen som benyttes i sprøytebetong er en annen type enn den som benyttes i vanlig betong. Man kan oppnå en kontrollert forsinkelse av betongens herding, fra timer til dager. Så snart det tilsettes akselerator forsvinner effekten av langtidsretarderen. Dette medfører at:

- Betongen kan produseres på et egnet tidspunkt
- Sprøyting kan utføres når det passer på stuff
- Tidligfastheten kan bli redusert
- Behovet for akselerator øker

5.9 Pumpeforbedrer

Betongens pumpbarhet kan forbedres ved tilsetning av små mengder flytestoffer. Dette betyr at betongen lettere beveger seg i slanger og rør. De stoffene som benyttes er cellulosederivater og polyethylenoksyder (Kalko flytestoffer). Egenskaper ved disse stoffene medfører:

- Lavere pumpetrykk som gir mindre slitasje
- Øket kohesivitet som motvirker separasjon av vann fra de faste partiklene i betongen

Disse produktene leveres som en del av de superplastiserende stoffene. L-stoffer (luftinnførende tilsetningsstoffer) er et godt og billig alternativ som pumpeforbedrer.

5.10 Intern "curing"

Tradisjonelt har "eksterne" herdestoffer i form av påsprøytede membraner vært benyttet. Disse består av parafinvoks-suspensjoner. De reduserer uttørring og hindrer derved krymping og krakelering, men kan ødelegge heften hvis man legger på lag i flere omganger.

Interne herdestoffer tilbys som en erstatning for sprøytemembraner. Effekten er ikke godt dokumentert, men det fungerer. Spesielt gunstig der det skal sprøytes flere sjikt.

5.11 Stabilisatorer

Stabilisatorer virker som en retarder som forlenger herdetiden uten å påvirke slumpen.

5.12 Eksempel på blanderesept

En vanlig blanderesept kan se slik ut:

Tabell 7. Eksempel på blanderesept for fiberarmert sprøytebetong

Materialtype	kg/m ³
Portland sement	430 - 485
Silikastøv	15 - 25
Vann, (v/c+s) = 0,4	210
Tilslag, 0-8 mm	1530
Superplastiserende stoff	4,5 - 6,5
Retarder eller stabilisator	1,0 - 2,0
Internherder	7,0
Flytestoffer	-
Alkalifri akselerator	30 - 38
Stålfiber	20 - 40
PP-fiber (brannsikring)	2
Slump	18 - 22
L-stoff (1:9)	0 - 1,5

6. DOKUMENTASJON OG OVERVÅKING

For å forhindre uønskede hendelser er det svært viktig at det blir foretatt en detaljert registrering, beskrivelse og opptegning av svakhetssoner og leirsoner før innsprøyting. Slike soner må overvåkes. Inspeksjon av sprøytebetongen kan avdekke sprekker som tyder på at trykket overstiger det betongen tåler.

Det kan derfor bli behov for supplerende sikring, enten ved at sprøytebetongen pigges ned og det legges steinull, nettarmoring og ny sprøytebetong og bolter, eller at det suppleres utenpå den gamle betongen med armering, bolter og sprøytebetong. Utstøpning kan også være nødvendig. Det er altså viktig å passe på at slike soner får en skikkelig beskrivelse og opptegning før sprøyting, at det foretas inspeksjon med noen uker eller måneders mellomrom for å se etter oppsprekning, og at det eventuelt utføres supplerende sikring.

6.1 Ingeniørgeologisk dokumentasjon

Kartlegging på stuff må foregå i perioden fra salven er skutt til sprøytebetong påføres. Det er vesentlig at det settes av tilstrekkelig tid for slik kartlegging og at det er bergkyndig personell som kan utføre denne kartleggingen.

Den som skal kartlegge tunnelen må ha mulighet til å komme opp og inntil bergflatene for å kunne utføre en detaljert kartlegging, og eventuelt ta prøver av leirmaterialet. Dette må foregå fra en godkjent arbeidsplattform, og helst sammen med en av tunneldriverne til entreprenøren. Det kan være hensiktsmessig å samtidig utføre en kontroll av utført rensk, og også avmerking for bolting. Godt lys er viktig, og renskespett et nyttig redskap.

Et annet tidspunkt hvor det kan være gunstig å gjøre observasjoner av utsprengt tunnel er ved mekanisk rensk av salven. Her vil man få et inntrykk av hvor løst berget er og av blokkstørrelsen på materialet som kommer løst ved pigging.

Ved kartlegging på stuff er det hensiktsmessig å benytte tilsvarende kartleggingsskjema som vist på figur 26. En kopi av skjema fra forrige salve bør medbringes, slik at man kan fortsette å tegne inn geologien på dette. Observasjoner tegnes inn på tegningen som representerer tak og vegger, brettet ut i plan.

Den ingeniørgeologiske dokumentasjon bør beskrive følgende:

- Bergartstype
- Sprekkesett, orientering og avstand mellom sprekker
- Sprekkefyllingsmateriale
- Eventuelle vannlekkasjer
- Sprekkeruhet
- Spenningsforhold

Observasjonen bør snarest mulig overføres til en rentegnet logg som vist på figur 27.

6.2 Registrering av utført sikring

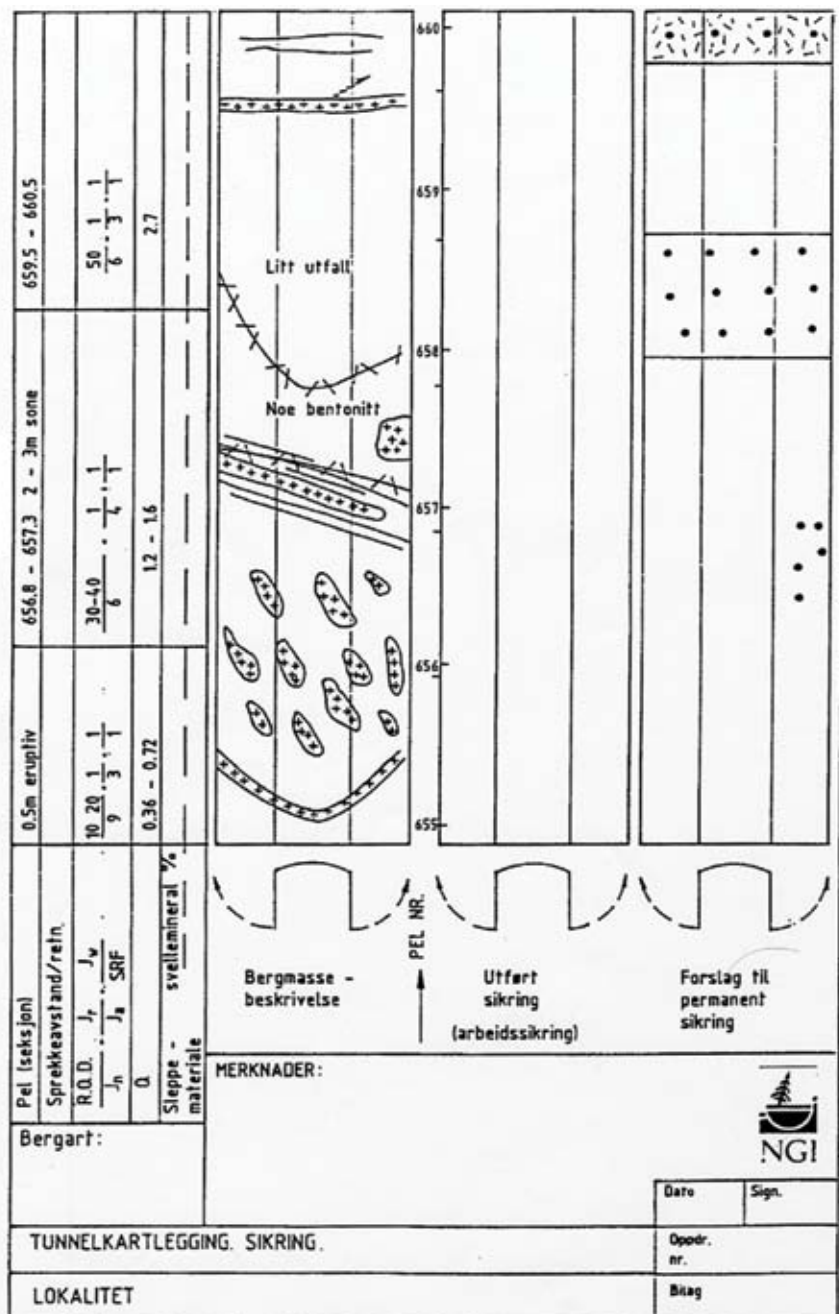
Utført sikring må legges inn på en egen logg for utført sikring, utformet slik at både informasjon om de geologiske forholdene og utført sikring kan sammenlignes. En slik registrering må vise omtrentlig plassering av bolter, boltelengde, sprøytebetong tykkelse etc. Alternativt kan bolteplassering registreres i boreriggens datasystem og overføres til egnet dataprogram.

6.3 Prøving og kontroll

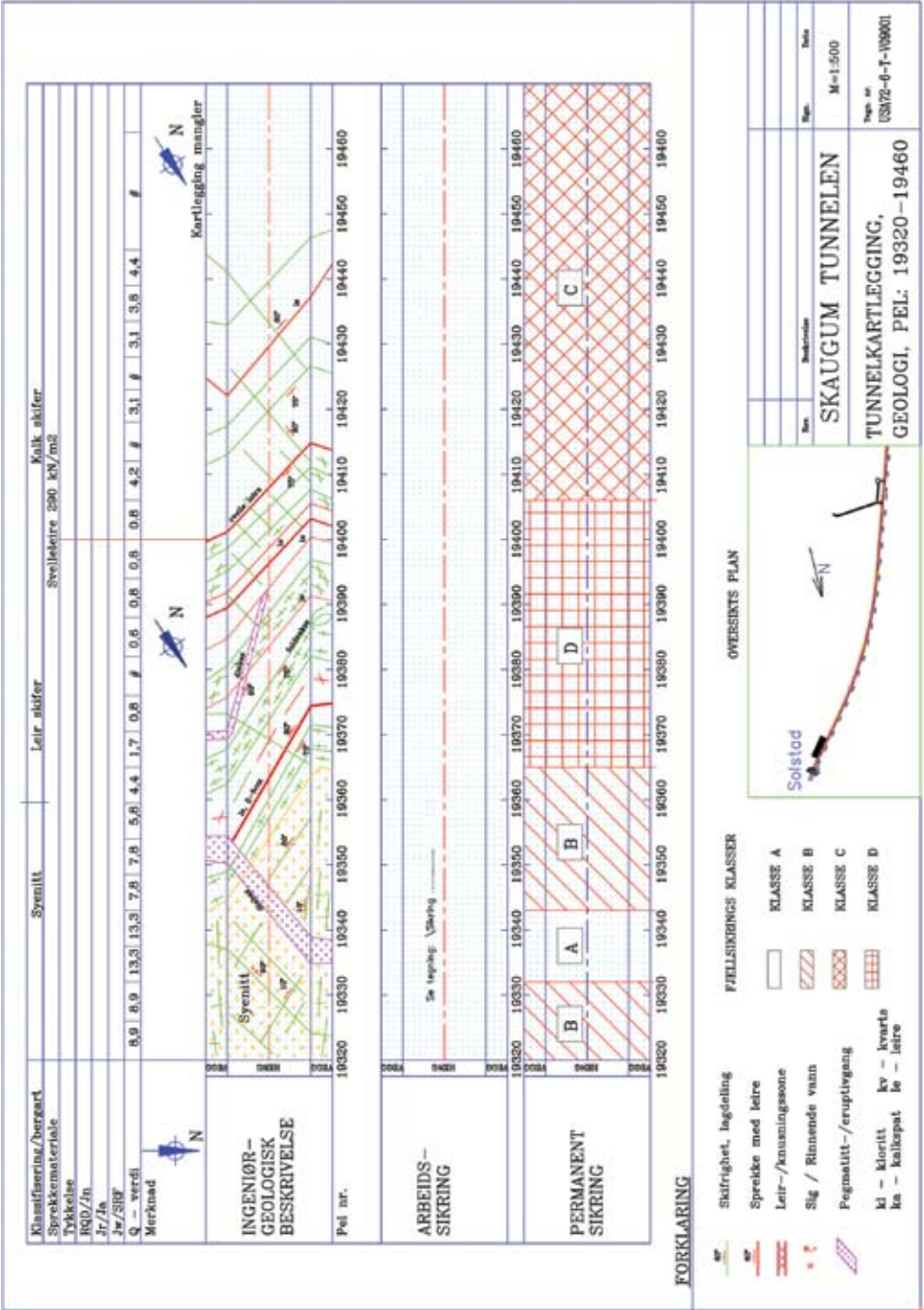
Testresultater skal med som en del av dokumentasjonen for tunnelen. Eventuelle prøver tatt av berg, leire, vann, betong, eller for eksempel prøvetrekking av bolter skal dokumenteres både med sted og prøveresultater. Prøvested bør markeres på tegningene.

6.4 Opptegning på logg

Rentegnet logg med geologi og utført sikring skal inngå i "som bygget" dokumentasjon. Det er viktig at byggherren har arkiveringsrutiner både for elektronisk- og papirutgave som gjør det lett å gjenfinne for ettertiden.



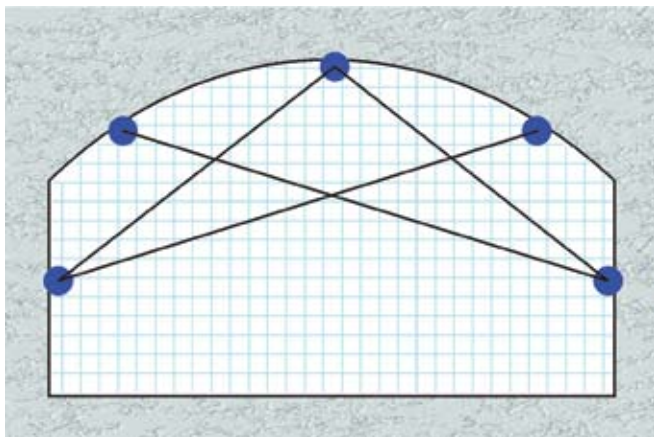
Figur 26. Eksempel på ferdig utfylt kartleggingsskjema



6.5 Deformasjonsmålinger

Måling av deformasjoner i et bergrom kan utføres med flere ulike metoder. Valg av målemetode avhenger av tidsaspekt, hvor kritiske deformasjonene er for anlegget, og om måleopplegget kan planlegges i forkant av behovet.

Det er gunstig å plassere målepunktene slik at en måler både i hengen, vederlag og veggene. Ved valg av metode som måler endring i avstand mellom målepunktene, er det viktig å ha tilstrekkelig målepunkter fordelt over profilet. Et eksempel på plassering er vist i figur 28.



Figur 28. Eksempel på plassering av målepunkter

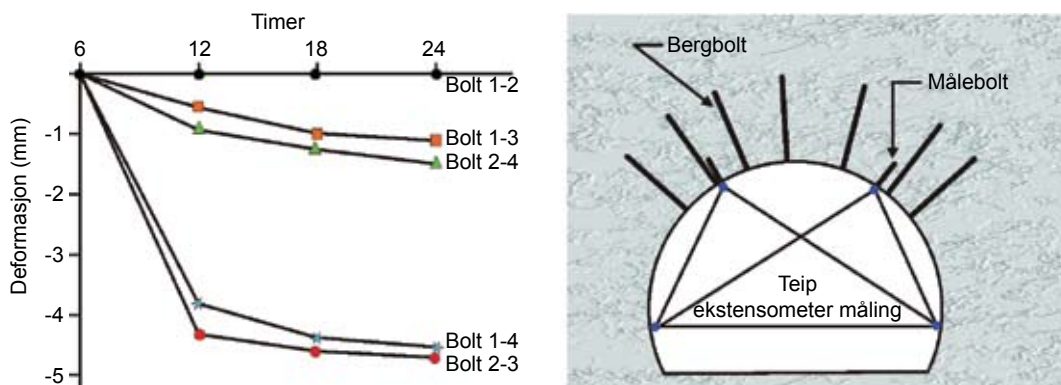
Ved valg av målemetode og utarbeidelse av måleopplegget er det viktig at det også fastsettes kriterier for ved hvilke deformasjoner det skal iverksettes ytterligere sikringstiltak, og hva slags sikring som da må benyttes. På den måten kan en raskt komme i gang med tiltak dersom det avdekkes at bergmassen er ustabil.

6.5.1 Målebånd og kikkert

Måling med målebånd eller innmåling med kikkert er raske metoder som krever lite planlegging men som har relativt liten målenøyaktighet. Det er viktig at det etableres faste og godt synlige målepunkter ved at det for eksempel skytes fast målespikre i sprøytebetongen som merkes med spraymaling. Målebånd måler kun den relative avstanden mellom målepunktene og eventuell endring i denne, mens innmåling med kikkert viser endringer i absolutt plassering av målepunktene i forhold til fastpunkter. Metodene kan anvendes for å dokumentere at bergmassene har oppnådd stabil tilstand over tid, etter uttak av et underjordsanlegg.

6.5.2 Ekstensometermålebånd

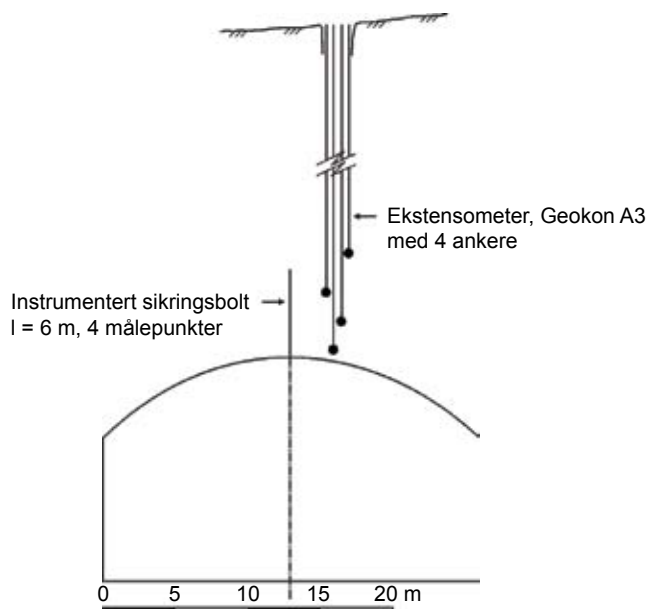
Bruk av ekstensometermålebånd som spennes opp mellom målepunktene gir en langt mer nøyaktig avstandsmåling enn vanlig målebånd. I stedet for målespikre monteres det øyeskruer i målepunktene som det måles mellom. Metoden krever at en har tilgang til måleutstyret på anlegget slik at målinger kan gjøres fortløpende under driving.



Figur 29. Eksempel på oppsett og resultater fra konvergensmåling i vegtunnel

6.5.3 Borehullsekstensometer

Et borehullsekstensometer måler i prinsipp avstanden fra ett eller flere ankere montert i et borehull til en fast ramme montert i åpningen av borehullet. Avstanden kan måles mekanisk ved hjelp av et måleor, eller elektronisk ved bruk av induktive givere dvs svingende streng (LVDT). Målenøyaktigheten kan være opp til 0,001 mm. Dersom ekstensometeret monteres i borehull fra bergrommet må borehullet være langt nok til at innerste anker monteres i antatt uberørt berg. En vil da ikke måle deformasjonene som oppstår umiddelbart etter uttak av bergrommet og frem til monteringen kan utføres. Monteres ekstensometeret fra overflaten må innerste anker monteres så nært mulig bergrommet, uten å bli ødelagt av utsprenningen.



Figur 30. Eksempler på borehullsekstensometer

6.5.4 Glidemikrometer

Et glidemikrometer måler relativ forskyvning mellom punkter med innbyrdes avstand 1m. Det kan benyttes til stabilitetskontroll og overvåkning av deformasjoner i berg, for eksempel kontroll av hengen i haller, forankringssoner og kontakt mellom fundament og berg, overvåkning av svelling i berg.

Mikrometersonden består av to hoder i en viss avstand og en induktiv avstandsmåler. Den har også innebygd en temperaturføler. Et plastrør (Ø60 mm) og stål koblingselementer injiseres fast i et borehull med Ø75-100 mm. Måling skjer trinnvis mellom to og to målemerker, og signalene fra sonden overføres via kabel til avleserinstrumentet. Målenøyaktigheten angis til 0,002 mm.

Til forskjell fra et ekstensometer får man her deformasjonene i 1 m trinn over hele hullets lengde. Maksimal målelengde er 100 m.

6.6 Sprekkeovervåkning

Gipsplomber kan installeres over sprekker, for å observere om det er deformasjoner for eksempel i sprøytebetong eller betongutstøpning. Har man en sprekke i betongen hogges det ut et 1-2 cm dypt område med diameter 5-10 cm der sprekken går midt gjennom. Området fylles med gipsmasse som etter herding vil sprekke hvis det er deformasjoner i sprekken.

6.7 Drifts- og vedlikeholdsplaner

Allerede under prosjektering bør man planlegge hvordan anlegget skal driftes og vedlikeholdes. Inspeksjon og tilstandskontroll må planlegges slik at anlegget prosjekteres og bygges på en måte som gjør det mulig å utføre slik kontroll. Utboring og testing av betongkjerner fra sprøytebetong har standard prosedyrer, og dette er beskrevet bl.a. i Prosesskode 1 fra Statens vegvesen. Behovet for dokumentasjon vil være spesielt viktig i kritiske sikringskonstruksjoner.

Prinsippet må være at permanent stabilitetssikring skal dimensjoneres og utføres slik at den tilfredsstiller krav til levetid. Det kan allikevel være aktuelt å komme seg bak eller over et hvelv for å se på bergsikringens tilstand. Da må det bygges med adkomstmuligheter som luker, stiger eller lignende, og plass for å bevege seg. PE-skum lagt direkte på bergoverflaten gir liten mulighet til inspeksjon.

Slik inspeksjon må planlegges med en frekvens som kan variere i prosjektets levetid. En vanlig hyppighet kan være:

- Første gang 1 år etter ferdigstillelse
- Deretter 2 og 4 år etter ferdigstillelse
- Senere inspeksjoner med 5 års mellomrom

Dette må tilpasses etter hva man finner av eventuelle endringer ved inspeksjonene.

Inspeksjonen vil vanligvis være visuell, kombinert med banking for å kontrollere for eksempel bom i sprøytebetong. Det kan også være aktuelt å ta ut prøver og foreta testing av betong.

På spesielle anlegg hvor det har vært registrert store deformasjoner under byggeperioden kan det være rasjonelt og installere automatisk overvåkning med bruk av konvergensbolter.

7. HVORFOR BLE DET TUNG SIKRING?

Ras og alvorlige hendelser forekommer meget sjelden i norske tunneler. Det finnes allikevel eksempler på at slike hendelser har forekommet, og en kan da i prinsippet skille disse i 3 kategorier, utrasing på stoff under driving, ras ved oppfylling av vanntunneler og utrasing i ferdigstilte "tørre" tunneler (veg- og jernbanetunneler). De fleste rasene i den siste kategorien er knyttet til leirsoner.

7.1 Romeriksporten (1994-1999)

Romeriksporten går mellom Oslo og Lillestrøm, og er med sine ca 14,5 km Norges lengste jernbanetunnel. Den er mest kjent for de store vannproblemene under drivingen, men det var stedvis også stabilitetsproblemer som førte til tung sikring. Første sted var den såkalte Brynsonen, som er hovedforkastningen mellom kambrosilurbergartene i Oslofeltet, og grunnfjellsgneisene i Østmarka. Forkastningen krysser tunnelen der Ring 3 går på bru og rett inn i Brynstunnelen.

På forhånd ble det utført grundige undersøkelser med kjerneboringer og omfattende bergkontrollboringer. Minste overdekning var ca. 2,5 meter, og med antatt svært dårlig bergmassekvalitet ble flere alternativer for passering av sonen vurdert, bl.a. frysing.

Konsekvensene av å mislykkes, ved at man mistet bergoverdekningen ville vært formidable. Over tunnelen var det ca. 15 meter løsmasse, i hovedsak leire. Der går både Alnaelva, og Ring 3 på bru, og ved eventuelt ras ville man kunne fått elva inn i tunnelen, med påfølgende erosjon oppover mot Alna, utrasing av veier og kollaps av brua på Ringveien.

Metoden som ble valgt var basert på 2 meter salver, delte tverrsnitt, og sikring med sprøytebetong og bolter før utstøpning. Det skulle m.a.o. aldri være mer enn 2 meter av tunnelen som ikke var utstøpt.

Bergmassen var som forutsatt, med sterkt oppsprukket og oppknust gneis i blanding med alunskifer som kunne graves ut med hendene.

På det mest kritiske raste det ut ca. 1 meter alunskifer i hengen slik at overdekningen i realiteten bare var ca. 1,5 meter. Dette ble stoppet med sprøytebetong, og passering og sikring gikk som forutsatt.

Andre steder i tunnelen med markerte svakhetssoner hvor bergmassen var oppknust og leirinfisert, og det i tillegg var mye vann, ble det sikret med full utstøpning. Begrunnelsen var at det var vanskelig å få utført sprøytebetong på en god måte, og at det dermed var vanskelig å oppnå en solid nok konstruksjonen i det store profilet (110 m² sprengningsprofil).

7.2 Nordkapptunnelen (FATIMA, 1995-99)

Nordkapptunnelen ligger på E 69, starter ved Vesterpollen nær Kåfjord og kommer opp på Magerøya vest for Honningsvåg. Tunnelen er 6,8 km lang, er en T8 med tverrsnitt ca. 50 m², og går ned til kote -221.

Omtrent halve tunnellengden fra fastlandet og ut i sundet gikk i glimmerskifer og var forholdsvis uproblematisk. Fra Magerøysiden med påhugg ved Veidnes var det en skiferbergart som var meget tett oppsprukket og med flattliggende skiffrighet. Sprekkeflatene hadde et meget glatt klorittbelegg som gjorde at bergarten ved påkjenning fra sprengning, pigging og lasting gikk mer eller mindre i oppløsning. Røysa var nærmest i form av en pukkl med middels kornstørrelse 2-3 cm, og hvor hver stein hadde blanke, glatte flater ("slickensided"). Gikk man i røysa var den glatt og sleip. Det var stort sett tørt.

Vanligvis var overmassen i hengen på 1-3 meter, men opptil 6 meter på det meste, og med pigging var det enkelt å "drive" en ekstra halvmeter.

Forsøksvis ble det sikret med sprøytebetong og bolter, men stabiliteten ble for dårlig, og man gikk over til støp på stoff. Etter hvert fikk entreprenøren sving på dette arbeidet og man var oppe i inndrifter på 25 meter/uke inklusive støp.

Tunneldriften startet i juni 1995, og i oktober 1996 var det drevet 635 meter, hvorav bare 49 meter ikke var utstøpt. Betongforbruket ble svært høyt, noe som medførte behov for et ekstra blandeverk. Totalt ble det utført 2255 meter utstøping på stoff.

Så kom alkalifri sprøytebetong opp som et alternativ. Ved at man kunne legge på 20-40 cm sprøytebetong med høy tidligfastet, avløste dette støp på stoff, og tunnelen ble sikret videre med bolter og sprøytebetong. Dette ble den virkelige introduksjonen av alkalifri sprøytebetong på det norske markedet. Det ble foretatt 1165 meter permanentsikring med tykk alkalifri sprøytebetong innkludert noen partier med armerte buer i tunnelen

7.3 Oslofjordforbindelsen (1997-1999)

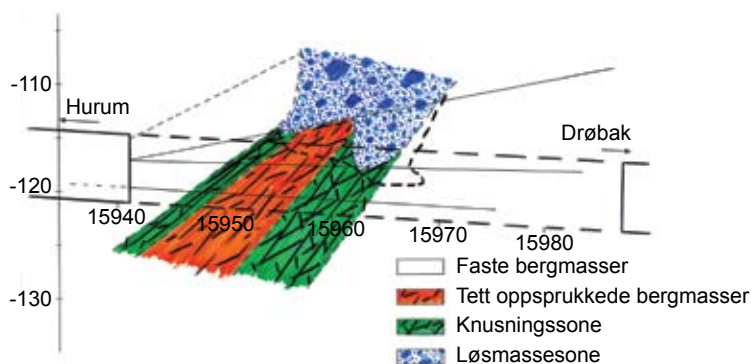
Under byggingen av den 7,2 km lange undersjøiske Oslofjordtunnelen oppstod det problemer med driving gjennom en svakhetssone under fjorden. Sonen var godt kjent fra forundersøkelsene, men hadde en annen sammensetning i tunnelnivået enn det som var forventet. Ved hjelp av systematisk sonderboring foran stoffen ble det avdekket at sonen bestod av løsmasser som stod under fullt vanntrykk helt ned i tunnelprofilen. I nedre del av tunnelprofilen bestod sonen av oppkjust og leirholdig berg med lite vannlekkasjer.

Tunneldriving gjennom denne sonen ville bli tidkrevende og vanskelig. Kjerneboring viste at forholdene ikke var bedre ut til sidene, og tunnelen var drevet med maksimalt fall. For å sikre fremdriften på prosjektet og gi arbeidsro for å løse passeringen av sonen, ble det besluttet å drive en "omløpstunnel" som gikk i en bratt og krapp sving, passerte sonen i et dypere nivå, før den gikk opp igjen og hekket seg inn på hovedløpet ca 150 meter lengre fremme. Dette ga også tilgang til sonen fra begge sider.

Entreprenøren og byggherren ble enige om å danne en samarbeidsgruppe hvor begge parter skulle stille med sine fagfolk. Gruppas mandat var å beskrive et undersøkelsesprogram og vurdere ulike alternativer for stabilitetssikring og driving gjennom sonen.

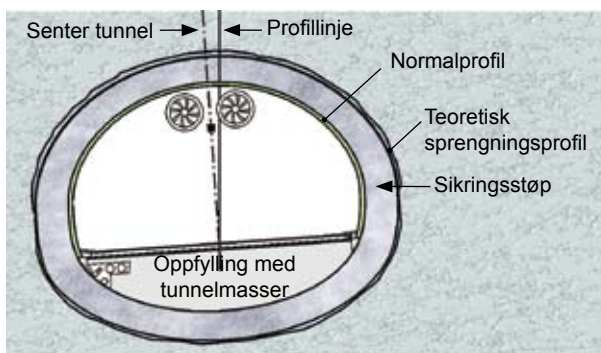
Sonen ble undersøkt med kjerneboring hvor det måtte benyttes føringrør i flere trinn. Injeksjon av sonen var vanskelig og ca 700 tonn med injeksjonsmasse gikk med uten at en hadde oppnådd tilstrekkelig stabilisering og kontroll med vannet. På dette grunnlaget ble det besluttet å fryse sonen for å stabilisere massene før driving.

Det ble boret over 115 frysehull fra den ene siden for å fryse ned massene til -28°C . Sprengningen ble foretatt fra motsatt side. Der ble det etablert en slusekonstruksjon ca 30 m bak stuffen, som kunne lukkes dersom det skulle oppstå fare for vanninnbrudd.



Figur 31. Lengdesnitt gjennom frysesonen

Selve sprengningen gjennom sonen ble foretatt i seksjoner på 0,5 til 3 meter. Den frosne frisprengete flaten ble påført sprøytebetong med alkalifri akselerator etter utlastering. Hele tverrsnittet inklusiv sålen ble fortløpende støpt ut med en armert betongutstøpning med sirkulært tverrsnitt og betongtykkelse varierende fra 1,0 til 1,2 meter. Utstøpningen ble dimensjonert for fullt vanntrykk på 120 meter. Etter at hele sonen var sprengt ut og sikret ble frysingens slått av, og betongutstøpningen fungerer som permanent sikring.



Figur 32. Betongutstøpning i frysesonen

7.4 Nye Nationaltheatret stasjon (1995-1999)

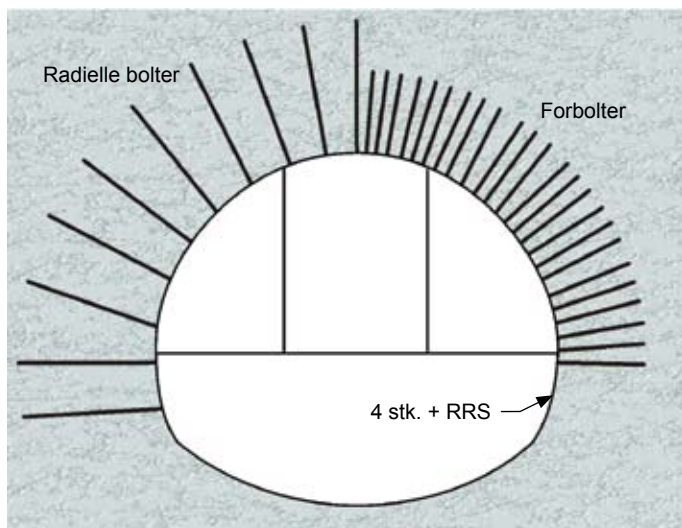
Nye Nationaltheatret stasjon har en total lengde på 966 meter, derav 829 meter i berg. Tunneltverrsnittene, inkludert sjakter, adkomsttunneler og nødutganger, varierer fra 20 til 300 m². Bergartene består av skifer og knollekalk, og typiske Q-verdier varierer mellom 1-10. Svakhetssoner og de partiene med kun noen få meter bergoverdekning har lavere Q-verdier.

I dyprennen under Arbins gate ble det benyttet armerte sprøytebetongbuer som permanent stabilitetssikring der spennvidden var 22 meter og bergoverdekningen var ned mot 3 meter. I utgangspunktet var det planlagt vanntett sikringsstøp på stuff for å tilfredsstille de strenge kravene til å opprettholde grunnvannsstanden.

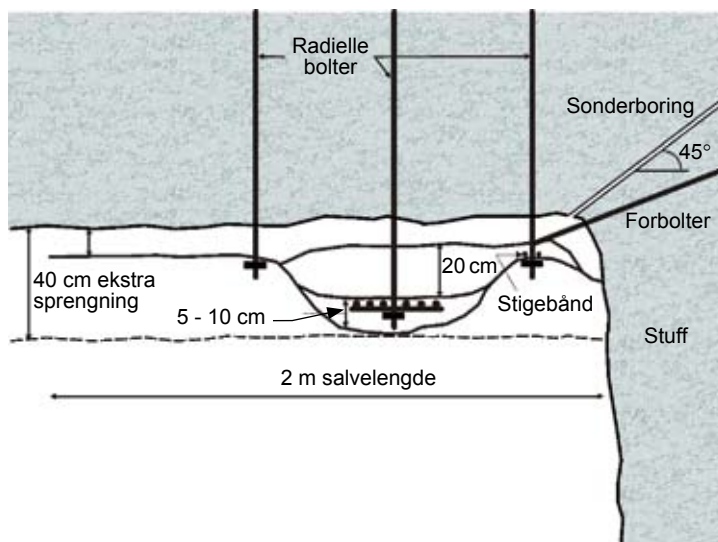
Det var lite erfaringer med bruk av buer slik at det ble foretatt omfattende instrumentering for kontroll og dokumentasjon av deformasjoner og sikringstrykk. Disse dataene har i ettertid blitt benyttet for å etterberegne dimensjonerende kapasitet på sprøytebetongbuer.

Tunnelen på 200 m² ble drevet ut ved å dele tverrsnittet i 4 deler, se figur 33. For takskiven ble det satt igjen en stabbe i midten av profilet og drevet "pilot" på hver side.

Det ble benyttet 6 meter lange Ø32mm forbolter c/c 0,3 meter og overlapp med 4 meter. Etter sprenging og maskinell rensk ble det påført fiberarmert sprøytebetong, avrette groper + 10 cm tykkelse. Det ble montert radielle bolter med c/c 1,5 meter som tverrjernene ble festet på med vanlige boltemutterer. Deretter ble 6 stk Ø16mm armeringsjern bøyd inn og festet til tverrjernene slik at profilet ble fulgt. Avstanden mellom armeringsstengene var mellom 5 og 10 cm, og det hele ble sprøytet inn med sprøytebetong. Ved uttak av midtstabben ble buene i pilotene montert sammen i til en bue over hele tunneltverrsnittet.



Figur 33. Driving med delt tverrsnitt og sikring med forbolter og sprøytebetongbuer



Figur 34. Montering av forbolter, sonderboring for kontroll av fjelloverdekning og sikring med armerte sprøytebetongbuer.

For å unngå setninger på bygningene over tunnelen ble det under anleggsperioden utført omfattende grunnvannskontroll og systematisk forinjeksjon supplert med vanninfiltrasjon.

Det ble benyttet kontaktstøp som permanent vanntetting.

7.5 Frøyatunnelen (1997-2000)

Frøyatunnelen var et meget krevende tunnelanlegg. Den 5,3 km lange tunnelen mellom Dolmøy på Hitra og Frøya utgjør tredje og siste del av fastlandsforbindelsen for Hitra-/Frøya, etter bygging av bruer og fyllinger til Bergværøya 1991-1992 og Hitratunnelen mellom Hemnskjel og Jøstenøya (5,6 km) i 1992-94.

Berggrunnen langs tunneltraseen består av kambriske eller prekambriske høymetamorfe gneisbergarter. På Hitrasiden er det hovedsakelig en mørk glimmergneis med opptil 30 % glimmer. Stedvis har bergarten migmatittisk karakter og forekommer da i veksel med grovkornige granodiorittiske partier med parallellstruktur. På Frøya er det en relativt massiv migmatitt med en hovedkomponent av grovkornig, stedvis pegmatittisk, granodioritt. En annen komponent er grå, middelskornig og kvartsrik gneis med relativt lavt glimmerinnhold.

Hitra/Frøya ligger i et område av landet som har det mest markerte mønster av forkastninger og svakhetssoner. En av hovedforkastingene som krysses av tunneltraseen, er Tarvaforkastningen som kan følges mer enn 150 km mot ØNØ. Denne er antatt å være en normalforkastning fra Jura/Kritt. Assosierte bruddsoner i retning NØ-SV og NV-SØ kan være dannet samtidig med strøkforkastning i hovedsonene. Disse kan ha gjennomgått en strekkbruddfase slik at de kan være dårlig innspenne og derved utsatt for lekkasje.

Omlag 80% av alle salver i tunnelen ble kartlagt og Q-klassifisert av byggherrens ingeniørgeologer. På strekningene med dårligst bergmasse/stabilitet, var det absolutt ikke forsvarlig å oppholde seg fremme ved stoffen før siste salve var sikret med sprøytebetong (og bolter). Under driving av tunnelen ble det rutinemessig tatt prøver fra stoff i svakhetssoner for bedømmelse av svelleegenskaper.

Under hele anleggsperioden er det foretatt konvergensmålinger (deformasjonsmålinger) i svakhetssoner for kontroll av stabiliteten og som grunnlag for vurdering av permanentsikring. Montering av målebolter kunne ikke gjøres for nært opp til stoffen da det var stor fare for at måleboltene skulle skades av lastemaskinen, og derfor ble ikke hele deformasjonsutviklingen registrert. Den informasjonen konvergensmålingene likevel ga, var et viktig beslutningsgrunnlag for å bestemme permanentsikringen.

Mellom svakhetssonene er det generelt utført sikring av heng og vederlag med min. 5-6 cm fiberarmert sprøytebetong og bolting med varierende boltetetthet. På noen korte strekninger er sprøytebetong utelatt og sikring utført kun med spredt bolting. Det er for det meste benyttet CT-bolt som vanligvis ble gyst på stoff. På partier med lite behov for bolting er det brukt enkelte polyesterforankrede bolter.

I svakhetssoner ble det i tillegg til forbolter som et minimum sikret med 12 cm sprøytebetong, systematisk bolting samt raster av innsprutet bergbånd c/c 1,5 m. Denne metoden ble benyttet ved varierende forhold med sprøytebetongtykkelse nær opptil 30 cm, og maksimalt er det brukt 13 bolter/lm (gjennomsnittlig bolteavstand 1,2 m). På flere strekninger er sprøytebetongen forsterket med ribber av armeringsjern eller gitterdragere som er sprutet inn.

Underveis ble det tatt i bruk alkalifri sprøytebetong hvor det var behov for å legge på tykke lag i en omgang. En fordel med denne sprøytebetongen er at groper og hakk etter utfall i stor grad kan fylles igjen slik at et jevnt (avrundet) og stabilitetsmessig gunstig profil kan etableres.

Full utstøping er utført i de vanskeligste sonene hvor det var stabilitetsproblemer under driving. Før man kunne stille opp støpeskjold sikret man hele tunnelprofilet med 10-20 cm fiberarmert sprøytebetong og dessuten min. 6 cm på stoff-flaten. Videre er det også benyttet en del bolter og bergbånd som oppheng for forboltene.

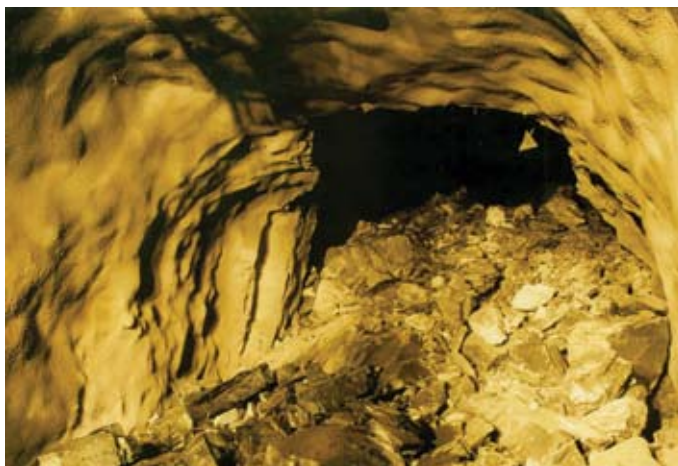
I de dårligste sonene er det utført sålestøp, dels som følge av problemer med å bygge vegbane og dels som statisk sikring mot innpressing av såle og vegger ved at sålestøpen sammen med øvrig betongsikring i tunnelprofilet danner en hel betongring.

All breddeutvidelse av profil for å gi plass for tung sikring ble utført samtidig med salve. Med unntak av forbolter inngår all sikring utført i drivefasen i den permanent sikringen.

7.6 Lærdalstunnelen (1997-2000)

I Lærdaltunnelen (24,5 km) var høye bergtrykk i relativt hard bergmasse hovedutfordringen med hensyn til stabilitet og sikringsbehov. Med bergoverdekning opp til 1450 m og teoretiske vertikalspenninger opp til 39 MPa, var avskalling og bergslag en hyppig forekommende situasjon. Normal sikringsmengde i de ulike spenningsnivåer var på stuff fra 20 til 45 polyesterforankrede bolter med varierende lengde fra 2,4 til 5 m avhengig av avskallingsdyp, og stålfiberarmert sprøytebetong i tykkelse fra 5 til 15 cm.

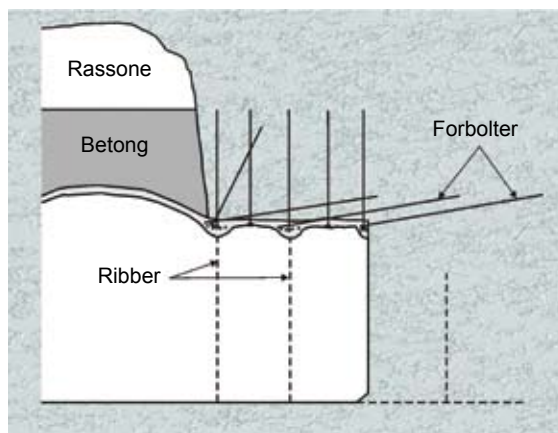
Ca. 11 km inn fra Aurlandsiden går tunnelen gjennom en markert forkastningssone, som foruten en ca. 60 m bred hovedsone består av flere små svakhetssoner i 1-5 m bredde i forvitret og oppsprukket bergmasse med svelleleir på sprekkene. Under boring for bolter inn mot hovedsonen ble det boret fast. Da boret ble forsøkt trukket ut fra hullet med slag, kom det ned ca. 10 m³ stein fra hengen. Raset slo midtbommen av boreriggen og under arbeidet med å få bommen ut fra rasmassene kom det ned ytterligere to ras med omkring 10 m³ stein i hvert. Etter dette ble sprøyteriggen kjørt inn og sprøyting påbegynt. Under dette arbeidet kom det ned ytterligere ca. 100 m³ stein, som slo ned enden av bommen på sprøyteriggen.



Figur 35. Ras i Lærdalstunnelen

Mens raset utviklet seg ble det foretatt forsterkning av sikringen fra ca. 20 m bak raskanten med innsetting av 4 og 5 m lange bolter, påsprøyting av ekstra lag fiberarmert sprøytebetong til en totaltykkelse på 15-20 cm, og sprøyting av to stangarmerte ribber henholdsvis 10 og 5 m fra endelig raskant.

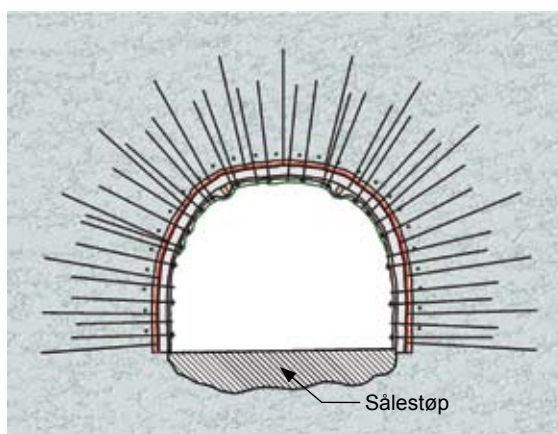
Etter at forsterkningen var fullført ble det kjørt inn tunnelstein som ble plassert så høyt oppunder hengen som mulig. Deretter ble oppbygging av en betongvegg mellom steinmassene og hengen ca. 2-3 m bak raskanten utført med sprøyteriggen. Det ble brukt sprøytebetong med alkalifri akselerator til dette arbeidet. Gjennom denne vegg ble det lagt inn et Ø100 mm stålrør for pumping av betong inn over rasmassene. Det ble brukt et relativt høy v/c tall for å ha god pumbarhet i betongen. For å hindre herding i området bak stålrøret ble det pumpet kontinuerlig. Det var bestemt at betongen skulle ligge minst 3 meter over øverste nivå på rasmassene, og dermed 5-6 m over teoretisk heng. Når dette kriteriet var oppnådd, var det gått inn ca. 700 m³ betong.



Figur 36. Stabilitetssikring under og etter raset

Det ble sikret gradvis under utlastingen med 5 m lange gyste bolter fra betonglokket og på skrå ut i veggene. Fordi det utraste rommet over veggene var bredere enn tunnelen, særlig på ene siden, var det liten mulighet for at betonglokket skulle kunne sige ned i tunnelen. Under utlastingen av rasmassene under betonglokket ble mange gjensittende blokker i bunnen av betongen pigget ned. Etter endt utlasting og pigging ble undersiden av betonglokket jevnet av med sprøytebetong. Etter 10 dager var mannskapene kommet tilbake til den gamle stuffen i enden av raset.

Ved videre driving ble det satt inn 6 m lange forbolter som var bundet opp i bakenden med bergbånd til radielle bolter og sprøytet inn før det ble sprengt reduserte salver i 2,5 m lengde. Etter salve ble det sprøytet med fiberarmert sprøytebetong til ca. 25 cm tykkelse og boltet med 5 m lange gyste bolter med ca. 1,5 m senteravstand pluss én armerte ribbe for hver salve på 2,5 m.



Figur 37. Permanent stabilitetssikring med sprøytebetong og sprøytebetongbuer

REFERANSER

- Selmer- Olsen, R (1985)
Metode for bestemmelse av dimensjonerende svelletrykk. Bergmekanikk/Geoteknikk,
Fjellsprenningskonferansen
- Nilsen, B; Broch, E (1991)
Ingeniørgeologi – Berg. NTH
- Barton, N et. al. (1994)
Predicted and Measured Performance of the 62 m Span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern
at Gjøvik
International Journal of Rock Mechanics and Mining Science
- Stjern, G (1994)
Fullskalatesting av bolter. NTH
- Dahl Johansen, E (1995)
Passering av sandsone Bjorøy, hvordan gikk det?
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk
- Holter, K. G; Aagaard, B; Blindheim O. T (1995)
Undersjøisk tunnel til Bjorøy – bergmekaniske vurderinger og teknikker for injeksjon ved
kryssing av sandsone. Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk
- Kocheise, R.C (1995)
Svelleleire i undersjøiske tunneler. Institutt for geologi og bergteknikk,
NTH, Trondheim
- Barton, N (1996)
Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy. Taylor & Francis, London
- Mykland, J (1997)
Driving og sikring med lav fjelloverdekning – Nye Nasjonalteateret stasjon
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk
- Dahl Hovland, I (1998)
Kan alkalifri sprøytebetong erstatte sikringsstøp?
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk
- Lillevik, S (1998)
Frøyatunnelen - passering av problemsoner - erfaringer av kartlegging og faktiske forhold
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk

Andreassen, F (1999)

Oslofjordtunnelen - erfaringer fra frysing og driving gjennom fryseseonen
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk

Kveldsvik, V (1999)

Proceedings of the world tunnel congress '99
Balkema

Norsk Bergmekanikkgruppe (2000)

Handbook No 2, Engineering Geology and Rock Engineering

Grimstad, E (2000)

Skvissefjell overrasket spesialistene på sprakefjell
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk

Westerdahl, H (2001)

Veiledning for geofysiske grunnundersøkelser
Geofysisk borehullstomografi, NGI rapport 995023-1

Grimstad, E (2002)

Bergmassekvalitet Q brukt for dimensjonering av armerte sprøytede buer og energiabsorpsjon
Bergsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk

Publikasjon nr 7 (2003)

Sprøytebetong til bergsikring, Norsk betongforening, Oslo

Statens vegvesens publikasjonsserie (2003-2004)

"Miljø- og samfunnstjenlige tunneler"

De Neef Norge Tunnelsikring (2006)

Produktbeskrivelse

Arbeidstilsynet (2006)

Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø ved bergarbeid

Norsk standard NS-EN206-1 med nasjonalt tillegg

Norsk standard NS-3480

Norsk standard NS-3473

Statens vegvesen håndbøker 014, 021 og 025

Info om ekstensometer er hentet fra www.geonor.no.

MEDVIRKENDE I PROSJEKTET

Redaksjonskomité

AARSET, Arnstein. Sivilingeniør, rådgiver innen bergteknologi, bl.a. prosjektering og oppfølging av underjordsanlegg. Aarset har dessuten arbeidet med Håndbok om tung bergsikring som sekretær for prosjektet.

Adresse: Norges Geotekniske Institutt, Postboks 3930 Ullevål Stadion, 0806 Oslo

Tlf.: 22 02 30 00, Fax: 22 02 04 48, E-post: arnstein.aarset@ngi.no

BACKER, Lise. Sivilingeniør, rådgiver innen bergteknologi med erfaring fra planlegging og oppfølging av underjordsprosjekter både for byggherre og for entreprenør. Nå selvstendig virksomhet.

Adresse: Siviling. Lise Backer, Grenadervn.17, 1396 Billingstad

Tlf.: 905 54 403, E-post: l.backer@online.no

BOGE, Knut. Bergingeniør, ingeniørgeolog. Rådgiver for prosjektering og oppfølging av anlegg over og under jord. Bred erfaring fra store samferdselsprosjekter i Oslo-regionen.

Adresse: Geovita as, Lilleakervn.4, 0281 Oslo

Tlf.: 22 51 31 80. Mbl. 906 78 284, E-post: knut.boge@geovita.no

BOLLINGMO, Per. Bergingeniør. Rådgiver med erfaring innen design og oppfølging av underjordsanlegg. Forfatter av artikler om bergsikring, oppnevnt i flere utvalg for behandling av bergtekniske forhold.

Adresse: Multiconsult, Hoffsvn.1, Postboks 265 Skøyen, 0213 Oslo

Tlf. 22 51 54 00, Fax 22 51 50 01, E-post: per.bollingmo@multiconsult.no

ELVØY, Jan. Fagsjef for området underjordsanlegg i Mesta. Tidligere fagsjef og seksjonsleder for tunnelarbeid i Vegdirektoratet. Bred erfaring fra samferdselsprosjekter, spesielt bergarbeid.

Adresse: Mesta AS, Nordåsdalen 26, 5864 Bergen

Tlf.: 05 200, direkte 950 86 783, E-post: jan.elvoy@mesta.no

HOLTER, Karl Gunnar. Bergingeniør. Erfaring fra rådgivning innen ingeniørgeologi i Norge, fra entreprenørbransjen i Norge, Italia og Singapore. Nå ansatt i BASF UGC Europa som teknisk leder for injeksjon og vanntetting.

Adresse: BASF Construction Chemicals Europe AG, Vulkanstr. 110, CH-8048 Zürich

Tlf.+41 58 958 2211, Fax: +41 58 958 2246, E-post: karl-gunnar.holter@basf.com

PEDERSEN, Knut Borge. Geolog. Vid erfaring fra forundersøkelser, planarbeid og oppfølging av bergarbeid, spesielt innen samferdselssektoren.

Adresse: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Brynsengfare 6A, Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo

Tlf.: 02030, Fax.: 22 07 37 68, E-post: knut.borge.pedersen@vegvesen.no

SAGEN, Trine. Siviling, Ingeniørgeolog med erfaring fra anleggsmessig gjennomføring av tunnelprosjekter med driving, bergsikring og miljø.

Adresse: Mesta AS, Nordåsvn. 26, 5864 Bergen

Tlf.: 05 200, direkte 958 40 565, E-post: trine.sagen@mesta.no

SVE, Roar. Prosjektsjef Skanska Norge. Bred erfaring fra gjennomføring av tunnelprosjekter og andre typer berganlegg. Det innbefatter bl.a. mange undersjøiske veitunneler.

Adresse: Skanska Norge AS, Anlegg, Drammensvn. 20, 0271 Oslo

Tlf.: 40 00 64 00 , Fax.: 23 27 17 30, E-post: roar.sve@skanska.no

Grafisk design

GREGORY, Tim. Grafiker/designer med designansvar for NGI's produksjon av grafiske produkter.

Adresse: Norges Geotekniske Institutt, Postboks 3930 Ullevål Stadion, 0806 Oslo

Tlf.: 22 02 30 00, Fax: 22 02 04 48, E-post: tim.gregory@ngi.no

Gjennomgang og tilretteleggelse for produksjon

RAVLO, Aslak. Sivilingeniør bygg og anlegg. Tidligere faglig sekretær NFF. Bred erfaring fra entreprenørvirksomhet og rådgivning i Norge og utlandet.

Adresse: Siviling. A.Ravlo, Postboks 245, 1319 Bekkestua

Tlf.: 67 14 13 34, Fax 67 14 86 03, E-post: a-ravlo@online.no

SKJEGGEDAL, Thor. Siviling med erfaring fra entreprenørvirksomhet og rådgivning, spesielt innen mekanisk driving av underjordsanlegg. Er også NFF's Faglige sekretær.

Adresse: Skjeggedal Construction Services AS, Utsiktsvn.18A, 1369 Stabekk.

Tlf.: 67 10 57 66, Fax.: 67 10 57 67, E-post: thor@skjeggedal.com

Trykking:

Helli Grafisk AS

Brobekkvn.115B, 0582 Oslo

Tlf.: 23 06 78 40, Fax: 23 06 78 48, E-post: firmapost@helligrafisk.no

Bilder og grafer

Der ikke annet angitt er illustrasjoner stilt til disposisjon av medlemmer i foreningen.

NFF PUBLIKASJONER

Håndbøker

- Nr. 1: Fjellinjeksjon. Praktisk veiledning i valg av tettestrategi og injeksjonsopplegg (kr. 200,-)
- Nr. 2: Engineering Geology and Rock Engineering (kr. 500,-)[NBG]
- Nr. 3: Arbeidsmiljø under jord (kr. 150,-)
- Nr. 4: Håndbok for skytebas (kr. 150,-)
- Nr. 5: Tung bergsikring i undergrunnsanlegg (kr. 200,-)

Tekniske rapporter (kr. 100,- pr. stk)

- 01: Redningskammer for underjordsdrift
- 02: Diesel under jord. Sluttrapport fra forprosjektet
- 02E: Diesel Underground – a project report
- 03: Sikker sprengning i dagen
- 04: Plastmaterialer i tunneler og bergrom – sikker håndtering i anleggsfasen
- 05: Informasjon, takk! Råd og tips om kommunikasjon i en anleggshverdag
- 06: Sikker boring gjennom sylte
- 07: Dieseldrift under jord

Norwegian Tunnelling Technology

- No. 1: Hard Rock Tunneling
- No. 2: Tunnelling Technology
- No. 3: Hydropower Tunnelling
- No. 4: Road Tunnelling
- No. 5: Tunnelling Today
- No. 6: Geology of Norway (a map)
- No. 7: Tunnelling Reviewed in the International Press
- No. 8: Subsea Tunnelling
- No. 9: Underground Storage
- No. 10: Urban Tunnelling
- No. 11: Hard Rock TBM Tunnelling
- No. 12: Water Control Tunneling
- No. 13: Health and Safety in Norwegian Tunnelling
- No. 14: Norwegian Tunnelling
- No. 15: Sustainable Underground Concepts
- No. 16: Underground Constructions for the Norwegian Oil and Gas Industry

Fjellsprengningsdagen (Høstkonferansen)

En årlig konferansebok fortløpende siden 1963. (Flere årganger er utsolgt)

Rapporter kan bestilles hos:

NFF

Postboks 34 Grefsen

0401 OSLO

E-post: nff@nff.no

Fax: 22 89 11 01