

Sikring av vanntunneler

SINTEF Bergteknikk
Juli 1991

N - 7034 Trondheim

Telefon: (07) 59 30 00
Telex: 55 620 SINTEF N
Telefax: (07) 59 24 80

Rapportens tittel SIKRING AV VANNTUNNELER	Dato 1991-07-15
	Antall sider og bilag 88 + 1
Saksbearbeider/forfatter Amund Bruland, Alf Thidemann	Ansv. sign. (faglig) Odd Johannessen
Avdeling Bergteknikk	Prosjektnummer 368006.00
ISBN nr.	Prisgruppe

Oppdragsgiver Vassdragsregulantenenes Forening	Oppdr.givers ref. Gunnar Brox
----------------------------------------------------------	-----------------------------------------

Ekstrakt

Grunnlagsmaterialet er hentet fra befaringer ved ialt 22 tunneler og én sjakt, samt fra tidligere befaringer og rapporter fra 23 tunneler.

Omfanget og årsakene til nedfall og ras er registrert. Videre er bestandighet og skader på fjellsikringsmidlene observert og vurdert.

Forslag til beregning av kapitalisert energitap ved nedfall og ras er utarbeidet. Det anbefales ingen endring i anvendt sikringspraksis, som tillater at spredt blokkfall forekommer i vanntunneler. En oppfølging etter anbefalte retningslinjer for tunnelsikring vil imidlertid gi forbedret langtidstabilitet og totaløkonomi.

	Stikkord på norsk	Indexing Terms: English
Gruppe 1	Bergteknikk	Rock and Mineral Eng.
Gruppe 2	Geologi	Geology
Egenvalgte stikkord	Tunnel	Tunnel
	Sikring	Rock reinforcement

for Odd Johannessen
AVDELINGSSJEF

FORORD

Denne rapport legger frem resultatene fra et forskningsprosjekt, som startet våren 1988, og er gitt tittelen:

SIKRING AV VANNTUNNELER

I hovedsak var forskningsprosjektet - her kalt Hovedprosjekt - beskrevet i rapporten "Sikring av vanntunneler. Forprosjekt", datert 1987-01-16.

Oppdragsgiver for både Forprosjekt og Hovedprosjekt er:

VASSDRAGSREGULANTENES FORENING (VR)

Styringskomitéen for prosjektet har bestått av:

Johannessen, Odd	Institutt for anleggsdrift (IAD), NTH
Thidemann, Alf	SINTEF Bergteknikk (tidl. Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk)
Brox, Gunnar	Vassdragsregulantenes forening.

Einar Broch, Institutt for geologi og bergteknikk, NTH, har deltatt som faglig rådgiver.

Inspeksjoner av tilstanden i kraftverkstunneler, som har vært i ordinær drift noen tid, danner hovedgrunnlaget for prosjektets konklusjoner. Feltarbeider og bearbeidelsen er utført av prosjektdeltagere fra IAD, NTH og SINTEF Bergteknikk. Arbeidet har vært tids- og ressurskrevende.

Hovedprosjektet er i sin helhet finansiert av Vassdragsregulantenes forening gjennom bevilgninger i årene 1988, 1989 og 1990 på tilsammen kr 825.000,-.

Det er styringskomiteens og prosjektdeltagernes oppfatning at prosjektet har svart til forventningene. Befaringenes observasjoner ansees som meget verdifulle, såvel for vurdering av norsk sikringspraksis, som for anbefalte forbedringer av fjellsikringen ved kraftverkstunneler.

Institutt for anleggsdrift og SINTEF Bergteknikk takker kraftverkseierne for meget god service under befaring og feltarbeide.

INNHOLDSFORTEGNELSE

Side

SAMMENDRAG	1
1 INNLEDNING	4
1.1 Bakgrunn	4
2 FORPROSJEKT	5
3 GRUNNLAGSMATERIALE	6
3.1 Oversikt over tunnallengder	6
3.2 Innsamling av data	6
4 STABILITETSKRAV. SIKRINGSFILOSOFI	8
4.1 Innledning. Definisjoner	8
4.2 Arbeidssikring. Permanent sikring	9
4.3 Krav til stabilitet	10
4.4 Sikringsfilosofi	12
5 FAKTORER SOM VIRKER PÅ STABILITETEN	15
5.1 Innledning	15
5.2 Naturgitte forhold	15
5.3 Forhold vedrørende arbeidsutførelse og design	17
5.4 Bruksbetingelser	20
6 SIKRINGSMIDLENES VIRKEMÅTE	23
6.1 Innledning	23
6.2 Rensk	24
6.3 Bolter	24
6.4 Sprøytebetong	29
6.5 Utstøping	35
7 SIKRINGSARBEIDERS KOSTNAD OG TIDSFORBRUK	39
7.1 Innledning	39
7.2 Grunnlag	40
7.3 Sikringskostnader	40
7.4 Kapasiteter og tidsforbruk	44
8 FALLTAP OG FALLTAPSKOSTNADER	46
8.1 Innledning	46
8.2 Energitalp ved ras og blokkfall	47
9 OBSERVERTE ÅRSAKER OG OMFANG AV NEDFALL OG RAS	60
9.1 Innledning	60
9.2 Beskrivelse av tabellene	60

9.3	Sammendrag av observasjonene	71
9.3.1	Nedfall/blokkfall	71
9.3.2	Ras	72
9.3.3	Sikringsnivå	75
9.3.4	Geologi	75
9.3.5	Skader på sikringsmidler	75
9.3.6	Tidspunkt for nedfall eller ras	78
9.4	Observasjoner i vegtunneler	79
9.5	Parallell-tunneler	80
9.6	Falltapsprosjektet 1985	80
10	KRITERIER OG RETNINGSLINJER FOR ANBEFALT TUNNELSIKRING	81
10.1	Innledning	81
10.2	Anbefalte retningslinjer	81
10.3	Arbeidssikring	82
10.4	Ingeniørgeologisk oppfølging	82
10.5	Sluttinspeksjon og ettersikring	83
10.6	Valg av sikringsmidler	83
10.7	Sprengningsteknikk - kontrakt	84
10.8	Kvalitetssikring	85
10.9	Adkomstmuligheter - planløsninger	85
10.10	Sluttord	87
11	LITTERATURREFERANSER	88

SAMMENDRAG

Målsettingen for prosjektet har vært å klarlegge om utført stabilitetssikring i eksisterende kraftverkstunneler er i samsvar med forutsatt sikkerhet og økonomi. Videre har målet vært å komme fram til forbedrede kriterier og retningslinjer for sikring av tunneler ut fra hensynet til driftssikkerhet og økonomi.

Grunnlaget for konklusjonene i prosjektet består av data fra tømte tunneler som er inspisert og rapportert i detalj. Materialet omfatter tunneler med tverrsnitt fra 6 m² til 70 m² og alder fra 1 år til 65 år.

De inspiserte tunnelstrekninger er praktisk talt uten nedfall. Det er i gjennomsnitt observert 3,5 nedfall pr. km tunnel. Midlere størrelse på nedfallene er 0,8 m³. Videre er det observert 1 ras pr. 5,5 km tunnel. Midlere innsnevring ved disse rasene er 20% av opprinnelig tverrsnitt.

I tillegg til befaringsene er alle kjente, større ras i norske vanntunneler tatt med. Samlet lengde av vanntunneler er 3300 km. Det er observert 7 blokkeringsras, hvorav 4 ras ved ett anlegg under spesielle forhold.

Rapporten viser en modell for beregning av falltapskostnader ved ras og nedfall.

På bakgrunn av observasjonene som er gjort og beregnede falltapskostnader, er hovedkonklusjonen:

Stabilitetsproblem med størst falltapsmessig og økonomisk konsekvens skyldes konsentrerte geologiske fenomen som svakhetssoner.

På denne bakgrunn er det anbefalt retningslinjer i 5 punkter med kommentarer. Eksisterende stabilitetskrav og sikringsfilosofi er, når den praktiseres, godt i overensstemmelse med det vi anbefaler.

1 INNLEDNING

Målsettingen med prosjektet er å klarlegge om utført fjellsikring i kraftverkstunneler er i samsvar med forutsatt sikkerhet og økonomi.

Formålet er videre å komme frem til forbedrede kriterier og retningslinjer for tunnelsikring ut fra hensynet til driftssikkerhet, energiøkonomisering og økonomi.

1.1 Bakgrunn

Ved tunnelbefaringer er det registrert at enkelte tunneler eller tunnelstrekninger utvilsomt er prosjektert med for kostbare og omfattende fjellsikringstiltak. Samtidig viser det seg at kraftverkstunneler ikke alltid har den nødvendige langtidstabilitet over hele sin lengde.

Det kan regnes med at det for vanntunneler årlig investeres i størrelsesorden 100 mill kr i tunnelsikring, og at en del av denne sikringen er overdimensjonert. På den annen side vil et blokkeringsras i en kraftverkstunnel gi store direkte og indirekte kostnader. Utbedringskostnader på vel 10 mill kr for et enkelt ras har forekommet (kostnadsnivå 1979). Tilhørende produksjonstap kan komme opp i langt høyere beløp. Også mindre ras og blokkfall kan i sum bety vesentlige singulærfalltap og herved tapt produksjon. Disse tap er vanskelig å kvantifisere, men selv en beskjeden del av de beregnede tap forbundet med produksjon av elkraft vil være av betydning for såvel energiøkonomisering som økonomi. De samlede falltap tilsvarer en årlig energimengde på vel 5 TWh -/1/. (1TWh = 1 milliard kilowatt-timer). Ved utgangen av 1990 var landets årlige produksjonsevne på ca. 110 TWh.

2 FORPROSJEKT

Et forprosjekt kalt "Sikring i vanntunneler" (STF36 F87006) ble etter avtale mellom VR og IAD gjennomført i 1986.

De konklusjoner som kunne trekkes på bakgrunn av befaring i 4 tunneler med samlet lengde ca 25 km var bl a.:

- Utført tunnelsikring er gjennomgående fornuftig med hensyn til sikringstype og -mengde, men det er registrert tildels betydelig oversikring på enkelte strekninger.
- Under fastsetting av permanent sikring har det stedvis vært vanskelig å avsløre slepper og sprekker som under drift har gitt ras og utfall.
- Nedtapping/tømming av tunnelene utløser de fleste blokkfall/nedfall.
- Etter det vi har sett i forprosjektet, er det vår overbevisning at det samtidig er mulig å redusere de gjennomsnittlige sikringskostnader og å øke driftssikkerheten ved å utvikle bedre kriterier for sikring.
- Det er derfor hensiktsmessig å gå videre med et hovedprosjekt. Hovedprosjektet vil få stor nytteverdi.

Som en direkte følge av forprosjektet ble det i mars/april 1988 inngått kontrakt med VR om videreføring av et prosjekt kalt "SIKRING AV VANNTUNNELER".

3 GRUNNLAGSMATERIALE

Den høye aktiviteten innen kraftverksutbygging, med utsprengning/fullprofilboring av vel 3000 km tunnel i løpet av de siste 40 år, utgjør et unikt grunnlagsmateriale - også internasjonalt.

3.1 Oversikt over tunnallengder

Flere forfattere og publikasjoner gir tilsammen en dekkende beskrivelse av norsk vannkraftutbygging i dette århundre. NORSKE KRAFTVERKER, BIND I/2/ og BIND II/3/ står her i en særstilling som kilde for en teknisk oversikt over tunnelarbeidene frem til 1966. For de fleste av de etterfølgende årene er det utarbeidet tunnelstatistikker. Materialet er bearbeidet /4/ og senere ajourført.

Resultatet av bearbeidelsen er vist i Fig. 3.1. Etter dette skal den samlede lengde utsprengte vanntunneler idag ligge på vel 3300 km. Vanntunnelene utgjør fortsatt hoveddelen av de årlige sprengte og fullprofilborede tunnallengder, men i utsprengt volum ligger nå trafikk-tunnelene i samme størrelsesorden. I enkeltår (1986) ligger utsprengt volum for lagerhaller høyest.

Norske vanntunneler med sin lengde på ca 3300 km og store variasjonsbredde i alder, tverrsnitt, geologi og utførelse er et unikt grunnlagsmateriale for anleggstekniske og ingeniør-geologiske studier.

3.2 Innsamling av data

Prosjektet bygger på:

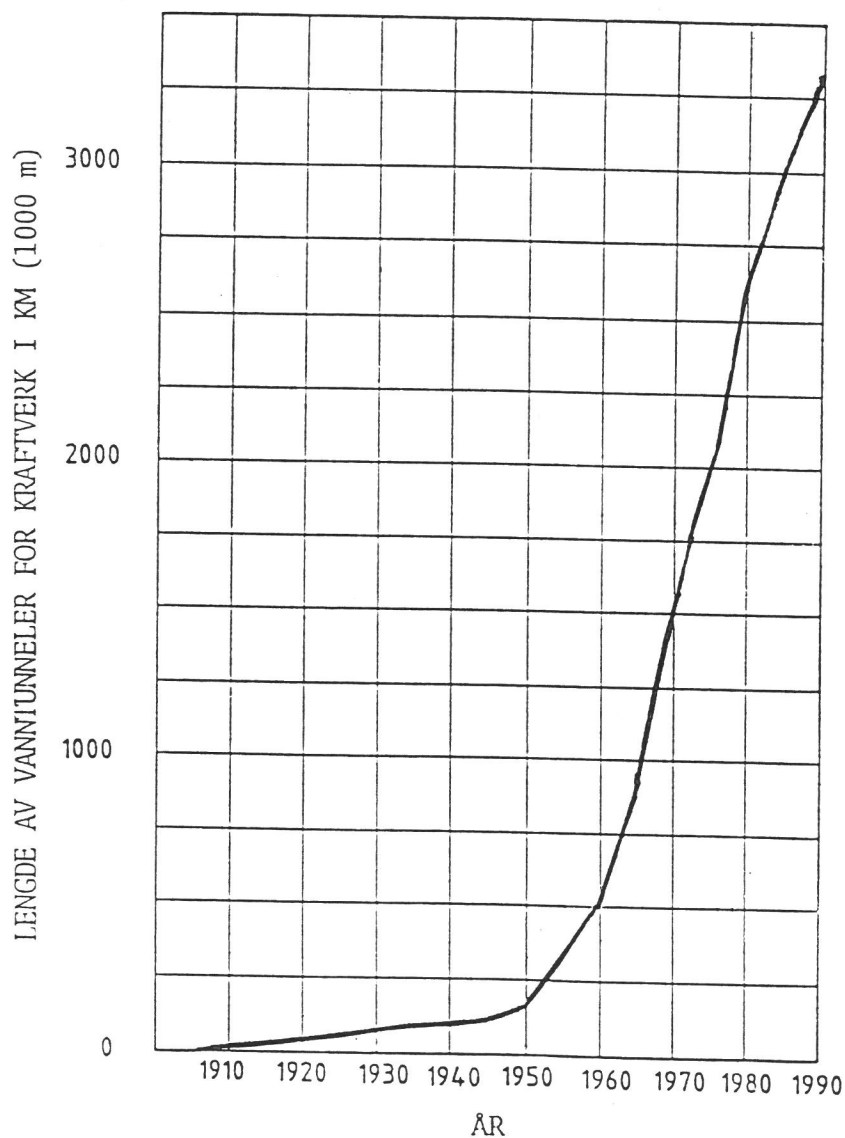
- Innsamlede data fra prosjektperioden, hvor det er foretatt befarings ved ialt 22 forskjellige tunneler og en sjakt med samlet lengde på ca 130 km.
- Data fra avhandlingen LANGTIDSTABILITET I VANNTUNNELER/4/, som bygger på tunnelbefaringer og befaringsrapporter fra ialt 23 tunneler med en samlet lengde på ca 200 km. 28 eksempler på ras og skader på sikringskonstruksjoner er beskrevet i

eget appendiks. Vanlig fjellsikringspraksis er dokumentert på grunnlag av 20 kartlagte tunneler. Dette grunnlagsmateriale er bearbeidet og oversendt som egen rapport: "Sikring av vanntunneler. Delrapport I" (STF36 F90023), datert 1990-04-19.

- Data fra Hovedoppgaver ved IAD, /5/.

Den samlede tunnelstrekningen på ca 330 km har ikke alle steder vært tilgjengelig over hele lengden. På den annen side har enkelte tunneler vært inspisert flere ganger.

Det totale erfaringsmateriale om vanntunnelers faktiske langtidstabilitet må karakteriseres som variert, kvantitativt meget tilfredsstillende og kvalitativt noe ujevnt, men godt anvendelig.



FIGUR 3.1 Samlet lengde vanntunneler for kraftverk. (/4/)

4 STABILITETSKRAV. SIKRINGSFILOSOFI

Det overordnede stabilitetskrav må være at uforutsette nedfall eller skadelige deformasjoner ikke oppstår i tunnelens tekniske levetid. Uforutsett nedfall er her nedfall eller ras i større omfang enn forutsatt og godtatt.

4.1 Innledning. Definisjoner

Det er vel kjent og dokumentert at nedfall og ras forekommer i tunneler. Betegnelsene nedfall eller blokkfall i tunneler brukes når de samlede masser er mindre enn 5 fm³ (fast-kubikkmeter). Ved blokkfall skal enkeltblokkene ha en størrelse over 60 cm. Ved større enn 5 fm³ utfall av masser snakkes det om ras. Ved full blokkering av tunnelen betegnes raset som blokkeringsras. Definerte kvanta for de forskjellige betegnelser er bevisst valgt noe lavere enn anbefalt av Norsk Bergmekanikkgruppe, /6/, spesielt da begrunnet med konsekvensene i tunneler med små tverrsnitt.

Nedfall eller ras kan forekomme såvel under anleggstiden, som etter at tunneler er tatt i bruk.

Anleggstidstabiliteten i en tunnel er bestemt av de endringer i belastning, spenninger og materialegenskaper som skyldes frisprenghingen, det fortsatte sprengningsarbeide og bergmassenes kontakt med luft av varierende fuktighetsinnhold og temperatur.

Langtidstabiliteten i en vanntunnel under vanlig drift er i tillegg påvirket av vanngjennomstrømningen. Vannmassenes hastighet, trykk, temperatur og kjemiske innhold vil variere.

Lovgivning og kontrakter setter et skille mellom arbeidssikring for anleggstidstabiliteten og permanent sikring for langtidstabiliteten. Begge typer sikring kan utføres på stoff eller bak stoff. Det kan her være en betydelig prisforskjell som skyldes de indirekte kostnadene entreprenøren blir påført når sprengningsarbeidene må innstille. Disse kostnadene må innkalkuleres i enhetsprisene for sikringsarbeider på stoff.

4.2 Arbeidssikring. Permanent sikring

Ved arbeidssikring skal tunnelen sikres i et slikt omfang at en unngår skader på mennesker og utstyr i anleggstiden.

Arbeidsmiljøloven /7/ har en ideell målsetting, som bl.a. er formulert slik:

"Å sikre et arbeidsmiljø som gir arbeidstakerne full trygghet mot fysiske og psykiske skadevirkninger ---".

Dette krav kan neppe oppfylles fullt ut ved tunnelarbeider. Eksempelvis skjer det relativt ofte uhell under fjellrensk, hvilket er et sikringsarbeide som utføres primært for å sikre arbeidstakerne.

Loven understreker arbeidsledernes aktsomhetsansvar, og straffebestemmelsene ved overtredelse er skjerpet. Herav følger at:

- Entreprenørens anleggsledelse har ansvaret for arbeidssikringen.

Det finnes kraftverk som idag er i full produksjon etter 60-70 års drift. Den tekniske levealder kan forslagsvis settes til 60 år. En permanent sikring i en vanntunnel bør i utgangspunktet minst ha samme varighet som kraftverkets forutsatte levetid.

Byggherren eller byggherrens konsulent og ingeniørgeolog fører vanligvis opp masseposter for de forskjellige typer sikring i anbudet, og bestemmer senere det endelige valg av type og omfang. Systemet diskuteres nærmere i kap. 4.4.

- Byggherre/konsulent har ansvaret for den permanente sikring.

En arbeidssikring kan utgjøre den permanente sikring eller inngå som en del av denne. Forskjeller i pris og tidsbehov mellom sikring bak stuff og på stuff kan føre til bruk av en lettere arbeidssikring på stuff med senere supplering bak stuff. Samlet kan dette utgjøre en permanent sikring. Partene har med en slik fremgangsmåte et fellesansvar for å komme frem til egnede løsninger.

Uarmert sprøytebetong - og i løpet av siste 10 år - også fiberarmert sprøytebetong ser ut til å overta en økende andel av såvel arbeidssikring som permanent sikring på bekostning av både bolting og utstøpning.

Da sprøytebetong har klare begrensninger når det gjelder anvendelighet ved svakhetssoner med svelleleire, må det advares mot ukritisk bruk. Dette skal behandles nærmere i kap. 6.

Valg av sikring er ikke bare betinget av de økonomiske og tekniske forutsetningene på det aktuelle sted, men er også bl.a. influert av byggherrens og konsulentens generelle krav til langtidstabilitet.

4.3 Krav til stabilitet

Ingen av de utsprengte 3.300.000 tunnelmetere i våre vanntunneler er fullstendig like m.h.t. bergmasse, spenninger, tunnelverrsnitt og anleggsutførelse. Videre må de hjelpemidler som finnes for å bestemme valg av tunnelsikring oftest kombineres med de erfaringer som konsulent, anleggsledelse og -mannskap har ervervet. Herav følger at det må ventes spredning i valg av sikringsmiddel og -omfang fra tunnel til tunnel for likeartede stabilitetsproblemer. Det finnes også klare eksempler på at forskjeller kan ha spesielle årsaker, som:

- Økonomiske partsinteresser. Valg av sikringsmetode kan influeres av "gode" og "dårlige" enhetspriser. Vel kjent er også diskusjoner om behovet for "ekstra rensk" eller annen form for ren arbeidssikring.
- Psykologiske virkninger av arbeidsuhell. Blokkfall, uhell under fjellrensk, for dårlig rensket stuff og påboring av sprengstoffrester, utgjør tilsammen en betydelig andel av arbeidsuhellene i tunneler. Erfaringen viser naturlig nok at slike uhell fører til perioder med økte krav til sikring.
- Vurdering av bergslag eller sprakefjell. De alvorligere former for bergslag eller sprakefjell medfører farlige avskallinger fra de frisprenge flatene og må sikres systematisk. Her er det sjelden tvil. Feilvurdering kan lett oppstå ved at en systematisk sikring svært ofte fortsetter etter at bergslagsaktiviteten har avtatt eller opphørt.

De forskjellige kraftverkseiere synes å ha vurdert stabilitetskravet noe forskjellig. Statkraft står i en særstilling ved at de selv er byggherre, konsulent og utførende entreprenør. Enkelte større elektrisitetsverk ivaretar selv byggherrens og konsulentens funksjoner. Det kan synes som om disse grupper kraftverkseiere har vist en noe dristigere nyansering i krav til stabilitet enn de øvrige som benytter leid konsulentbistand i større grad.

Som eksempel siteres de tre første punktene i Statkrafts "Retningslinjer for tunnelsikring" av desember 1972.

- "1. Tunnelen skal sikres i nødvendig utstrekning for å hindre skader på mennesker og materiell i anleggsperioden. Ansvar for dette påhviler den stedlige anleggsledelse, likeledes valg av sikringsmetode og tidspunkt for arbeidet. Anlegget sørger selv for å skaffe seg eventuell eksperthjelp utenfra om dette anses nødvendig.
2. Tunnelen skal ikke sikres utover det som er nødvendig for anleggsdriften. Dette innebærer at vi ikke detaljsikrer i tunnelen. Det vil være økonomisk uakseptabelt å gardere seg mot blokkfall og mindre ras som etter vår erfaring ikke fører til påviselige ulemper eller økonomisk tap for driften.
3. I de tilfelle hvor anleggssikring ikke anses nødvendig, men hvor det etter anleggsledelsens vurdering kan komme større ras etter at vannet er satt på, skal anlegget kunne utføre permanente sikringsarbeider omgående hvis tidspunktet forøvrig er gunstig for anleggsdriften."

Statkrafts retningslinjer fremhever anleggstidstabiliteten som den viktigste del av tunnelsikringen, men gir samtidig i pkt. 3 et viktig tilleggsopplegg om permanent sikring av rasfarlige partier, selv om disse er stabile i anleggstiden. (Som eksempel kan tørre svelleleiresoner være stabile inntil vannfylling finner sted.) Det legges liten vekt på detaljsikring mot blokkfall, m.v.

Andre utbyggere av kraftverk som vi er kjent med, fokuserer sterkere på at tunnelsikring primært skal hindre ras og større nedfall i driftssituasjoner. Det er også vanlig med retningslinjer som går lengre i detaljsikring mot blokkfall.

Forskjeller i retningslinjer for sikring betyr ikke nødvendigvis at tunnelsikringen i praktisk utførelse er nevneverdig forskjellig. Av foreliggende materiale synes det ikke som om Statkrafts dristigere retningslinjer fører til større eller hyppigere ras og nedfall.

Stabilitetskravet er ikke det samme for alle typer vanntunneler. Investeringskostnadene ved sikring under anleggstiden må veies mot mulige senere kostnader ved utbedringer. Tidsbehovet ved en utbedring er ofte avgjørende for såvel de direkte kostnader som de indirekte i form av produksjonstap. Forskjeller i rigg- og adkomstmuligheter, behov for vannlensing, m.v., kan gi store utslag i kostnadene. Kostnadskalkyler og vurdering gir grunnlaget for valg av sikringsomfang eller "Tunnelklasser". I enkelte tilfeller kan de ikke kvantifiserbare skader og ulemper være så store at dette i seg selv gir grunnlag for valg av største sikringsomfang. Et eksempel her kan være tunneler for vannforsyning.

En generell anbefaling for klassifisering etter tunnelenes betydning og eventuelle reparasjonskostnader ved større ras er vist i Tabell 4.1. Det er her valgt å knytte de forskjellige tunnelklasser til en "sikkerhetsfaktor" (F). Her forutsettes at last og lastkoeffisient ved bruddgrensestilstanden er kjent og lik 1,0, samt at materialkoeffisienten minst skal være 1,3. Ved lavere grad av pålitelighet må sikkerhetsfaktoren økes. Det vises til NS 3480./8/.

4.4 Sikringsfilosofi

Norsk sikringsfilosofi har funnet sin nåværende form etter lang tids praktisk erfaring.

Det teoretiske grunnlag må sies å ha vært mangelfullt inntil slutten av 1950-årene. I takt med utviklingen av fagene Ingeniørgeologi og Bergmekanikk, samt ved anvendelse av hjelpemidler som flyfotografier, seismiske målinger, m.v, økte mulighetene for å kunne prognosere omfanget av fjellsikringsarbeider for tunneler og bergrom.

I løpet av 1960-årene var betydningen av ingeniørgeologiske undersøkelser og oppfølging alment akseptert, og inngikk som en naturlig del av anbuds- og kontraktsdokumenter ved underjordsanlegg.

TABELL 4.1 Klassifisering av vanntunneler etter grad av ulemper og kostnader ved utbedring av eventuelle større ras.

KLASSE	TUNNELTYPE	SIKKERHETS-FAKTOR F
TUNNELKLASSE 1.	Vannforsyning drikkevann Vannforsyning industri Vanntunneler ved kraftverk med behov for lensing v.h.a pumper før utbedring. Vanntunneler og -sjakter med vanskelig adkomst.	2,0
TUNNELKLASSE 2.	Vanntunneler og -sjakter med gode adkomst- og lensemogigheter. Overføringstunneler med begrensede muligheter for magasinering av vann.	1,5
TUNNELKLASSE 3.	Overføringstunneler med liten risiko for vanntap.	1,3

Målsettingen for de ingeniørgeologiske forundersøkelser er å identifisere alle egenskaper ved bergmassene som kan påvirke anleggsdriften, omfang og type av fjellsikring, samt tunnelens eller bergrommets langtidsstabilitet og praktiske bruk. Spesielt legges det vekt på å avklare:

- Bergartens styrkeparametere
- Svakhetssoner
- Oppsprekning
- Bergtrykk
- Vannproblemer

De ingeniørgeologiske undersøkelsene vil omfatte to hoveddeler:

- Forundersøkelser for utarbeidelse av anbudsdokumenter inkl. prognosert fjellsikring.
- Etterundersøkelse under anleggstiden.

Norsk sikringsfilosofi bygger på den erkjennelse at bergmassenes varierende egenskaper ikke lar seg bestemme gjennom forundersøkelser alene, uansett disse undersøkelsenes omfang og kostnad. Spesielt vanskelig er det å bestemme materialeegenskapene i svakhetssoner og sprekker, retning og mektighet av komplekse svakhetssoner, samt problemer knyttet til bergtrykk og vann på store dyp.

Generelt kan oftest kostbare forundersøkelser erstattes med rimelige og nøyaktigere etterundersøkelser. Det er særlig viktig å analysere leirmineralene i svakhetssoner så snart disse er frisprenget, da eventuelt innhold av svelleleire vil være bestemmende ved stabilitetsvurderingen. Systematisk tunnelkartlegging er videre et meget nyttig hjelpemiddel for endelig valg av fjellsikring.

Det vil normalt være avvik mellom de prognoserte og de endelige fjellsikringsarbeider. Etter norsk praksis vil entreprenørens godtgjørelse bygge på de utførte, oppmålte masser og kontraktens enhetspriser. Justering av tidsfrister skjer ved at kontrakten inneholder avtalte kapasiteter for de forskjellige fjellsikringsarbeider. (Eksempelvis: Antall bolter montert pr skift, m.v.)

Norsk sikringsfilosofi kan herved sies å bygge på tradisjonelle krav til kostnadseffektivitet og fleksibilitet.

Internasjonalt har ofte følgende retningslinjer vært forutsetningen: Alle fjellsikringsarbeider skal være bestemt i detalj i kontrakten. Den norske praktiseringen med "Design as you go" godtas ikke.

Internasjonal Tunnel Association (ITA) har imidlertid nå gitt ut anbefalinger vedrørende "Contractual Sharing of Risks" /9/, som i grove trekk er i samsvar med norsk praksis.

5 FAKTORER SOM VIRKER PÅ STABILITETEN

Ved vurdering av tunnelstabilitet står en ovenfor en rekke geologiske og andre naturgitte forhold, design- og anleggstekniske forhold, samt bruksbetingede forhold. Det er samspillet mellom alle disse faktorer som er avgjørende for bergmassenes stabilitet.

5.1 Innledning

I kapitlene vedrørende stabilitet og sikringsmidler (kap. 5 og 6) legges det liten vekt på generelle informasjon. Spesielt interesserte henvises til en rikholdig litteratur, eksempelvis i form av håndbok /6/, kompendier /9/, eller NIF-kurs /10/.

Her er det lagt vekt på en beskrivelse av de faktorer som er påvist å ha betydning ved observasjoner under befaringsene. Dette er forhold knyttet til:

- Naturgitte forhold som bergmassenes egenskaper, bergtrykk og vann.
- Arbeidsutførelse og design som sprengningsteknikk, overfjell og tunnelutforming.
- Bruksbetingelser med varierende vannhastighet, trykk og temperatur.

5.2 Naturgitte forhold

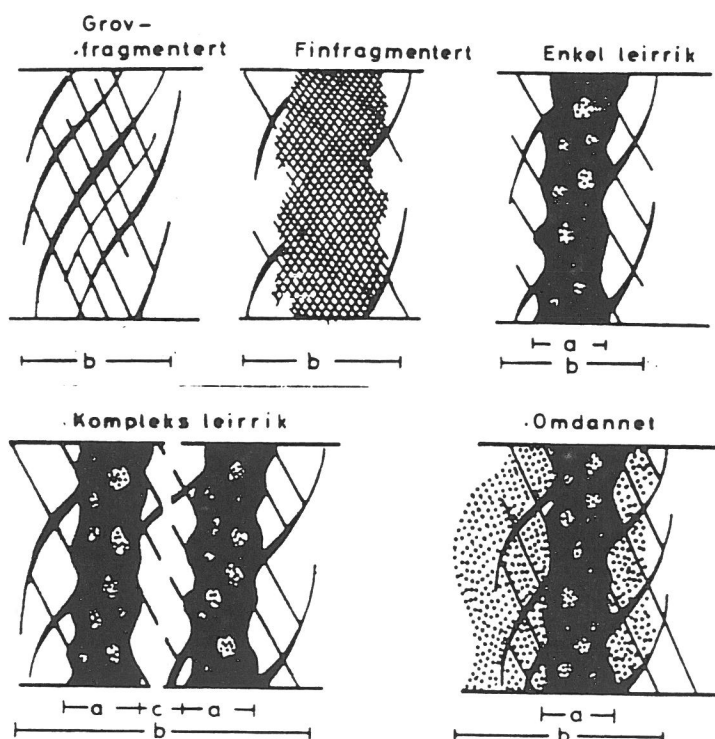
Bergartens forskjellige mineralsammensetning, kornstørrelse og struktur gir store variasjoner i mekaniske og fysiske egenskaper: Bergartsegenskapene er viktige å bestemme for den anleggstekniske virksomheten, men er nødvendigvis ikke spesielt viktige for tunnelstabiliteten. Bergartenes trykkstyrke vil eksempelvis i de aller fleste tilfeller ligge høyt over de spenninger som opptrer langs tunnelkonturen. Induserte strekkspenninger kan derimot føre til brudd (bergslag, sprakefjell). Bergarter med store og retningsbestemte forskjeller i materialegenskaper (anisotropi) kan forsterke problemene.

Bergmassene består av bergartene med tilhørende diskontinuiteter i form av oppsprekning og andre svakhetsflater og -soner. I stabilitetssammenheng er det viktig å merke seg at et sprekkeplan kan overføre trykkspenninger og normalt også skjærspenninger, men ikke strekkspenninger.

Bergmassenes sprekker danner sprekkemønstre med forskjellig oppsprekningsgrad og -form (blokk-/steinstørrelse) og ruhet, eventuelt også med materialbelegg eller omvandling. Behovet og omfanget av detaljsikring er vanligvis en følge av bergmassenes oppsprekning.

Bergmassenes svakhetssoner gir erfaringsmessig de mest omfattende stabilitetsproblemer. Svakhetssoner er kjennetegnet ved lav fasthet i forhold til sideberget, og med mektighet fra få cm til hundretalls meter. Svakhetssonene kan være dannet av svake bergartslag, men oftest som en tektonisk bruddsone dannet ved jordskorpebevegelser, eller som en omvandling hvor eksempelvis bergartens feltspat helt eller delvis er omvandlet til leire.

Soner med svelleleire har gitt de største problemer for langtidsstabiliteten. En svelleleiresone kan være stabil i tørr tilstand, men er hovedårsaken til de fleste ras ved sin evne til svelling, når det finnes tilgang på vann. Mengde av svellende mineraler og potensielt svelletrykk ved vannopptak kan måles i laboratorium. Fig. 5.1 viser eksempler på svakhetssoner.



FIGUR 5.1 Forskjellige typer svakhetssoner (etter Selmer-Olsen 1966).

Bergtrykk er betegnelsen på de spenninger som bergmassene står under, og er satt sammen av gravitasjonsspenninger og tektoniske spenninger. Spenningsbildet kompliseres av topografi og svakhetssoner. Hovedspenningene (σ_1 , σ_2 og σ_3) er orientert vinkelrett på hverandre og vil under en jevn overflate bestå av to tilnærmet horisontale hovedspenninger og én tilnærmet vertikal spenning.

Vertikalspenningen under en jevn overflate er i regelen tilnærmet lik vekten av overliggende bergmasse. De horisontale spenningene skulle etter klassisk elastisitetsteori være vesentlig mindre enn den vertikale. Dette er sjelden tilfelle og skyldes oftest tektoniske horisontalspenninger. I vanlig norsk terreng vil topografien endre hovedspenningenes retning og størrelse, samt spenningsanisotropien. Bergslags- og sprakefjellproblemer som følge av høyt bergtrykk har vært hovedproblemet ved flere av de observerte tunnelstrekninger.

Vannforhold i form av grunnvann har ved enkelte anlegg vært så ugunstige at det i seg selv har gitt store lense- og stabilitetsproblemer under anleggstiden. Det er rapportert om vannlekkasjer under tunneldrift ved Ulla-Førre-anleggene på 12.000 l/min og vanntrykk tilsvarende tunneldybden på 500 m eller 5 MPa (Mega-Pascal) ved Kjela-anlegget.

En tunnel under grunnvann vil ha alle hulrom mettet med vann. Det kan derfor virke overraskende at en tunnel under anleggstiden kan ha en tørr kontur over lengre strekninger, og fuktighet og lekkasje begrenset til få partier med markerte diskontinuiteter. De fleste norske bergarter kan i praktisk forstand betraktes som tette. Fritt bevegelig grunnvann finnes bare i bergmassenes diskontinuiteter. Det er ikke observert eksempler på sviktende langtidstabilitet som klart kan tilskrives grunnvannlekkasjer eller -trykk.

5.3 Forhold vedrørende arbeidsutførelse og design

Sprengningsteknikken påvirker tunnelkonturen og herved stabiliteten. Kort forklart vil en detonasjon i et borhull først gi en støtbølge som danner radielle riss langs borhull og i den frie fjellflate nær borhullet, deretter tangentielle riss ved refleksjon av støtbølgen. Så følger en gasstrykkfase hvor strekkspenninger og gass åpner rissene og danner nye riss, etterfulgt av en bevegelse og brytning av bergmassene mot den frie fjellflaten. Ved bruk av spesialsprengstoff for konturhull med relativt lavt gassvolum og -temperatur, samt reduserte ladningsmengder og

konturhullavstand, kan sprengningsriss og knusning langs borhull reduseres sterkt i gjenstående bergmasser.

Ved observasjoner og beregning av rystelser er det kjent at ladningsmengde, m.v, i nest ytterste rad har betydning for konturen, idet skadesonen kan nå inntil 1-2 m fra borhullet. "Dobbelt slettsprengning", det vil si reduserte ladninger i de to ytterste hullradene, ville her være et stabilitetsforbedrende tiltak.

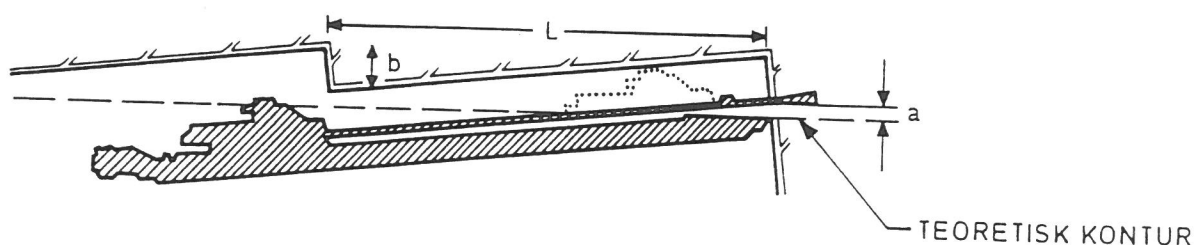
Beregninger og erfaring viser at en ferdig sprengt tunnelkontur blir utsatt for så store rystelser at nye sprengningsriss kan dannes av de 2-3 etterfølgende salver.

Observasjoner og målinger viser at unøyaktig boring, kombinert med dagens lange salver og overladning er årsak til unødige stabilitetsproblemer i mange tunneler. De beste resultatene ble oppnådd for 20-30 år siden før innføring av de tunge bormaskinene montert på rigg.

Datastyrte borrygger og instrumenter for retningskontroll av borebommer, gjør det idag mulig å fjerne det meste av unøyaktighetene.

Fullprofilborede tunneler oppnår en jevn, sirkulær overflate, vanligvis med små behov for detaljsikring. (Enkelte unntak for høye bergtrykk).

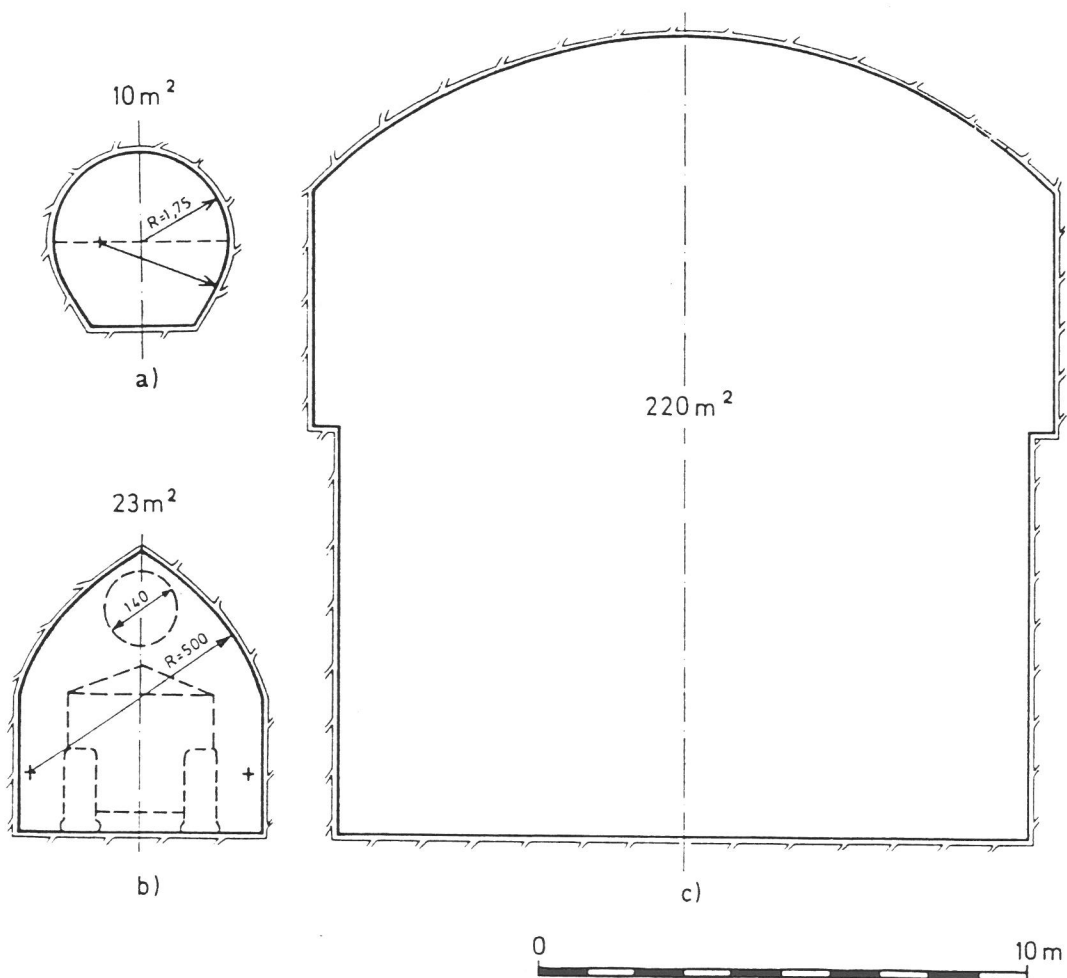
Overfjell kan defineres som det faste volum av frisprenge bergmasser utenfor prosjektert profil. Som vist i Fig. 5.2 vil boring av konturhull normalt gi overfjell pga ansett og stikningsvinkel.



FIGUR 5.2 Overfjell ved tunnelkontur pga ansett (a) og stikningsvinkel (b). (/4/)

Overfjellet er videre sterkt påvirket av sprekkeflatens orientering i forhold til tunnelkontur. Målingen viser at overfjellsmassene øker vesentlig når vinkelen mellom sprekkeplan og tunnelakse danner en vinkel på 30° eller mindre. Tynne leirbelegg eller vann øker overfjell ytterligere.

Tunnelutformingen skulle ideelt sett vært sirkulært rent falltapsmessig i en vanntunnel, da dette gir størst hydraulisk radius, det vil si tverrsnitt i forhold til omkrets. De fleste tunnelkonturer vil bli satt sammen av sirkelbuer og rette linjer: Fig. 5.3 viser hesteskoform for små tverrsnitt (a), gotisk form (b) eller hvelvform og rette vegger for middels tverrsnitt og hvelvform med rette vegger - eventuell tilpasset stenderboring ved pallsprengning (c) for store tverrsnitt. Bore- og lasteutstyret bestemmer altså tverrsnittsform for de fleste tunneler. Ved store tverrsnitt har det vært vanlig å begrense spennvidden på bekostning av høyden.



FIGUR 5.3 Eksempler på tunneltverrsnitt. (/4/)

De induerte spenningene i tunnelkonturen er bestemt av hovedspenningenes størrelse og retning, samt tunnelutformingen, men ikke av tverrsnittsareal. Rent teoretisk skulle hydrostatisk trykk ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) gi trykk rundt hele konturen lik det dobbelte av trykket med sirkulært tverrsnitt. Likedan skulle anisotropi ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) gi gunstigst spenningsfordeling ved et elipseformet tverrsnitt. Høye horisontalspenninger begunstiger brede tverrsnitt, og lave horisontalspenninger høye tverrsnitt, når spenningsnivået er moderat. Her finnes praktiske og erfaringsmessige forbehold. Spenningene vil for det første variere langs en tunnel. Det viktigste forbehold gjelder for høye bergtrykk. Her er det fordelaktig at de partier hvor høye induerte spenninger kan opptre, rent arealmessig blir minst mulig. Prinsippet om at de økte induerte spenninger kompenseres med redusert påkjent areal har vært praktisert med godt resultat.

De problemer som oppstår ved store tverrsnitt er for det første bestemt av økt antall og lengde av frisprenge sprekkplan og andre diskontinuiteter, dernest av størrelsen på de bergmasser som får høye trykkspenninger eller induerte strekkspenninger.

5.4 Bruksbetingelser

Bruksbetingelsene i en vanntunnel er først og fremst bestemt av vannstrømmen med dens varierende hastighet, trykk og temperatur.

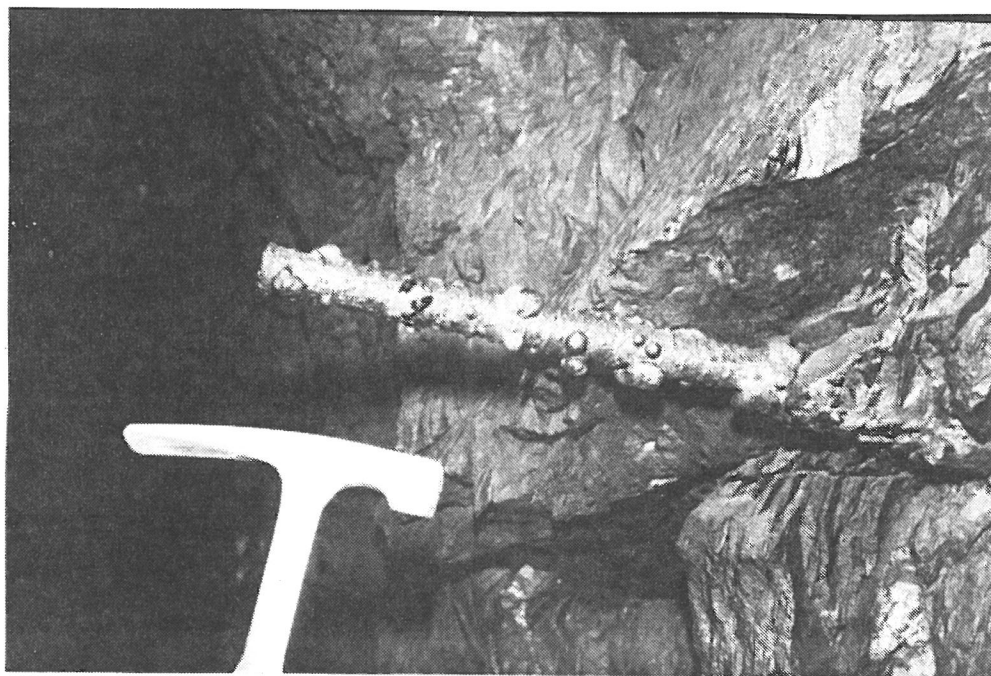
I en vanlig kraftverkstunnel er friksjonstapet eller falltapet så beskjedent at det ofte kan dannes et belegg på fjellflatene. Ved vanlige hastigheter vil det ordinære falltap eller det sekundære falltap som skyldes tverrsnittsendringer, m.v, ha liten innvirkning på det faste fjell. Unntak kan være tappetunneler med høy vannhastighet.

Utvasking av svakhetssoner viser seg å være svært avhengig av sonens fall og sidebergets styrke. Ved Bogna kraftverk var utvaskingen ved en 20 cm flattliggende sone med innhold av svelleleire og forvitret biotitt på 30-40 cm dybde etter 3 måneders kraftverksdrift. Etter 8 års drift hadde utvaskingen stabilisert seg på ca 60 cm eller ca tre ganger sonebredden. Steiltstående soner derimot med innhold av svelleleire er observert å ha utfall i flere 10-tall meters høyde over tunnelen. Totalstabiliteten er her helt avhengig av sidebergets kvalitet.

Kjemisk oppløsning i en vanntunnel er særlig knyttet til kalkspat. En sleppe med bladig kalkspat og åpne kanaler kan lokalt oppløses slik at det på få år dannes fri flater på flere m². Observasjoner fra Tunnsjø kraftverk viser at kalkspat på mindre sprekker og i god kontakt med sidefjellet har en oppløsning på ca 0,5 mm pr år, og er uten betydning for stabiliteten.

Korrosjon har etter hvert blitt et betydelig problem i vassdrag med surt vann. Korrosjonsforløpet er sterkt påvirket av vannets pH-verdi, men også av innholdet av oppløste gasser, metall-ioner, organisk materiale, m.v. Korrosjon har indirekte betydning for stabiliteten ved sin virkning på sikringsmidler som bolter, bånd, netting og armeringsnett.

Stål i strømmende vann - som eksempelvis innstikkende bolter - blir etter noen tid dekket av rustknuter som vist i Fig. 5.4.



FIGUR 5.4 Rustknuter på kamstål etter 13 års drift av vanntunnel. (/4/)

Under en rustknute ser det ut til at stålet er groptæret i en dybde av ca 1/3-del av knutens høyde, eller inntil 2-3 mm. Det er ikke observert sviktende bæreevne som følge av denne type korrosjon. Derimot er det observert blokkfall ved bruk av gyste kamstålbolter grunnet

svikt i heftfasthet mellom blokk og bolt ved Tunnsjødal kraftverk, samt ras ved Tunnsjø kraftverk pga korrosjon av de perforerte tyne rørene ved bruk av perfobolter. Skadene hadde funnet sted etter 14 og 15 års drift. (Boltetyperne er beskrevet i neste kap.)

Det er bemerkelsesverdig at det etter inntil 25 års kraftverksdrift ikke finnes eksempler på brudd som skyldes korrosjon av ubeskyttede forspente bolter. Lavt innhold av oppløst gass, m.v, i det stillestående vannet i borhullet rundt boltene kan være en forklaring på at boltens levetid er vesentlig lengre enn antatt. Her foreligger ingen direkte observasjoner.

Varmforsinkede stålkonstruksjoner i vanntunneler (varegrinder, etc), synes ikke å være spesielt godt beskyttet mot korrosjon. Rustangrepene blir minst like intense som ved ubehandlet stål, spesielt dersom sinkskiktet er påført selv en liten skade. Fra svenske vassdrag rapporteres at den varmforsinkede beskyttelsen er nedtært etter 2-10 år. Varmforsinkede bolter kan herved antas å gi en forlengelse av korrosjonsforløpet på ca 5 år.

Sveiset armeringsnett (3 mm) var ved Bogna kraftverk gjennomrustet i sveisepunktene etter 9 års drift. Ved samme kraftverk var vanlig gjerdenetting gjennomrustet i alle knekkpunkter og falt ned ved berøring etter 9 års drift. Nettingen var brukt for å fange opp mindre nedfall mellom bolter og bånd.

Vanntrykket vil i en trykktunnel kunne bli vesentlig høyere enn det naturlige grunnvannstrykk. Det må antas at det finnes åpne kanaler i bergmassene rundt tunnelen slik at trykkendringer her utjevnes momentant. Observasjonene gir heller ikke grunnlag for å anta at høye destabiliserende trykkforskjeller kan bygges opp i bergmassene rundt en trykktunnel. Derimot vil deformasjoner i bergmassene finne sted, slik at hyppige trykkavlastninger og -pålastninger over tid vil svekke detaljstabiliteten. Dette i tillegg til bergmassenes generelt svekkede styrke ved vannmetting, lavere skjærfasthet langs sprekkeplan, m.v, vil normalt kunne gi noe blokkfall over tid. Det er videre mange og klare eksempler på økt blokkfall ved tømning. Dette skyldes trolig i hovedsak det forhold at blokker som har løsnet over tid, vil falle ned når vannets oppdrift forsvinner.

6 SIKRINGSMIDLENES VIRKEMÅTE

Hovedforutsetningen for riktig valg av sikring er kjennskap til sikringsmidlenes virkemåte og deres samvirke med bergmassenes egen bære-evne. Det skal her redegjøres for de vanligst brukte sikringsmidler. Størst vekt legges på sprøytebetong, hvor det finnes mange eksempler på feilaktig anvendelse.

6.1 Innledning

Det finnes mang typer sikringsmidler og -metoder. For oversiktens skyld tas her med Tabell 6.1, som viser både nye og eldre varianter.

TABELL 6.1 Oversikt over sikringsmidler.

Spyling med vannkanon	
Rensk	Spettrensk Kilerensk Klinkrensk Arbeidsrensk på stuff for hver salve Periodisk tilbakerensk Ekstrarensk eller etterrensk av svake partier
Nedstrossing av ustabile partier	
Stempling	Tømmerstempling Stålbuestempling Full stålpansring
Bolting - Forspente - Innstøpte - Friksjonsbolter	Polyesterforankrede bolter Ekspansjonsbolter Rørbolter (forspente og innstøpte) Perfobolter Kamstålbolter Swelllex-bolter Split-set-bolter
Sprøytebetong	Uarmert Nettarmert Fiberarmert
Utstøping	Veggstøp Støp i heng Full utstøping
Injisering	Sementinjisering Kjemisk injisering

Her skal omfanget begrenses til de mest anvendte i inspiserte tunneler:

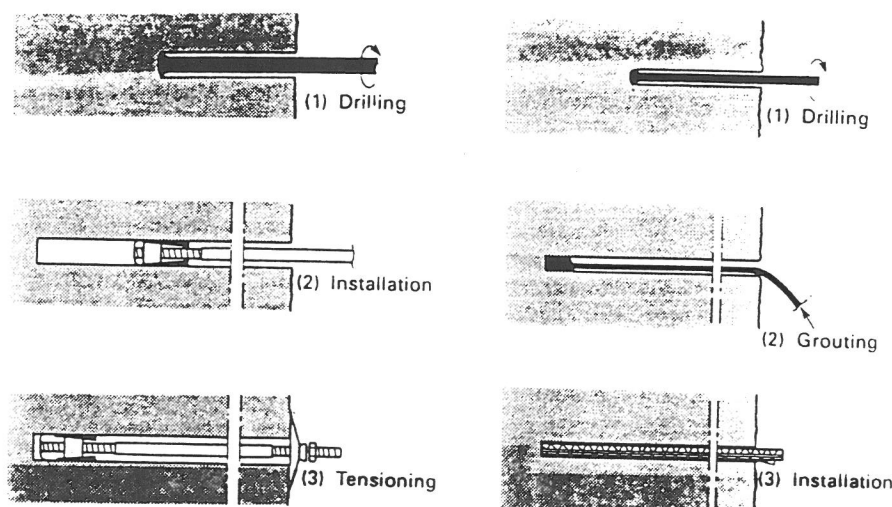
- Rensk : Sluttrensk
- Bolter : Ekspansjonsbolter, perfobolter, innstøpte bolter
- Sprøytebetong : Uarmert, armert, fiberarmert
- Utstøping : Veggstøp, utstøping av heng og vegger.

6.2 Rensk

Nedfall og blokkfall under drift må antas å være påvirket av sluttrenskens kvalitet. Samtidig med eventuell fjerning av vegbane er det vanlig at en sluttrensk av tunnelens heng og vegger utføres før overlevering. Oftest finnes relativt store partier med "bomfjell", og det er overraskende hvor store masser som eksempelvis kan renskes ned av to "samvirkende renskespett" håndtert av vante tunnelarbeidere. Mye av de nedrenskede massene ville ellers trolig falt ned under kraftverkets drift. Ved mange av de inspiserte tunnelene er det ikke kjent om sluttrensk er utført.

6.3 Bolter

Etter virkemåten skiller det mellom tre typer bolter. Ekspansjonsbolter (eller endeforankrede bolter) med forspenning, innstøpte bolter uten forspenning og friksjonsbolter. Prinsippene for montasje av de to første typene er vist i Fig. 6.1.



FIGUR 6.1 Montasje av ekspansjonsbolter og innstøpte bolter.

Ekspansjonsboltene skiller seg fra de øvrige boltene ved at den stabiliserende kraft ved forspenningen overføres via underlagsplate til bergmassene. Spenningen er konstant over hele boltelengden. Så snart bolten er montert og forspent er den virksom. Den er herved den eneste praktisk anvendelige boltetypen for øyeblikkelig sikring på stuff ved sprakefjell eller fare for blokkfall.

Hittil har forskjellen på permanent og provisorisk bolting vært et spørsmål om korrosjonsbeskyttelse og/eller innstøping. Etter foreliggende observasjoner synes en oppmykning av dette syn å være riktig. Erfaringene idag - etter ca 30 års bruk av ekspansjonsbolter - synes å klassifisere denne boltetypen som en brukbar sikring av langtidsstabiliteten i vanntunnel. Erfaringene dekker også relativt sure miljøer, som f.eks ved Brokke Kraftverk. Bolten bør ikke utsettes for større skjærpåkjenninger. En effektiv sikring forutsetter riktig plassering og orientering av bolt, korrekt forspenning og senere etterstramming etter behov. Dette går på kvalitet av arbeidsutførelse. Her finnes eksempler på mangelfull utførelse. Der er selvsagt også en forutsetning at bergmassene ved endeforankringen og ved underlagsplaten har tilstrekkelig styrke.

En 20 mm ekspansjonsbolt har en flytegrense på ca 12 tonn. Begynnende deformasjon av sfærisk underlagsskive skjer ved 3-5 tonn. Pris for eksempelvis boltelengde 3,1 m er ca kr 300,- pr stk montert ved stuff. Basis for alle enhetspriser er 1991-01-01.

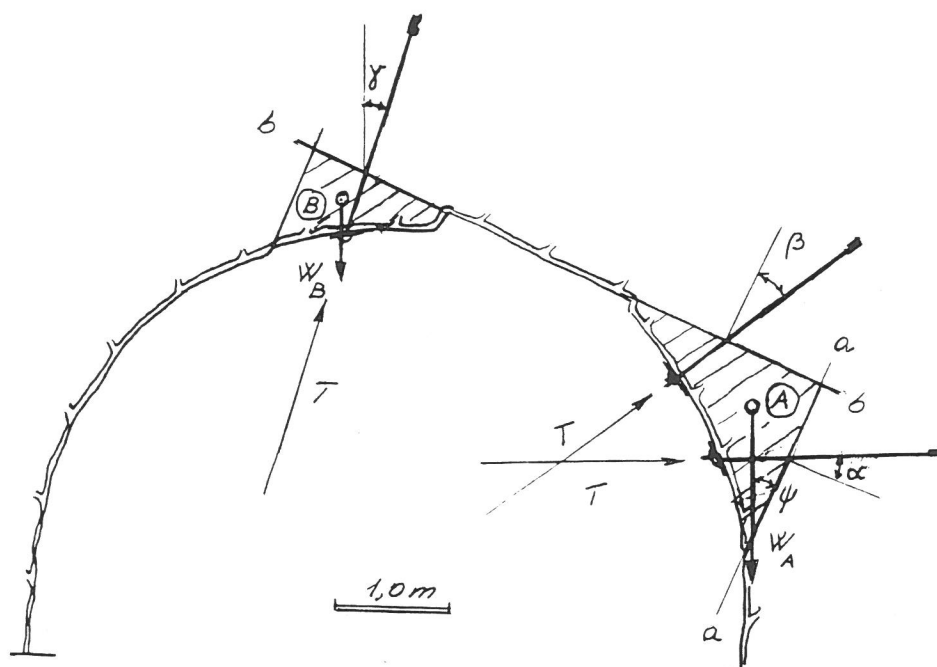
Perfobolter ble brukt en del i 1950-60 årene, og har navnet etter to halve perforerte blikkrør som ble fylt med mørtel, surret i sammen og plassert i borhull. Deretter ble kamstålbolt presset inn i perforøret slik at mørtelen fylte opp hulrommet mellom borhullsvegg og perforør. Flere ras og blokkfall er observert som en følge av dårlig mørtelfylling mellom rør og borhullsvegg og korrosjon av perforør. Boltetypen brukes ikke idag i norske vanntunneler.

Innstøpte bolter monteres ved at borhull fylles delvis med mørtel før kamstålbolt presses inn. Bolten er først virksom etter at mørtelen er herdet. Når bergmassene beveger seg innover mot tunnelen vil bevegelsen være størst nær konturen. Relative bevegelser mellom bergmassene i overflaten (eksempelvis en blokk) og bolten induserer spenninger i bolten. Innenfor et nøytralt punkt med samme deformasjon i bolt og bergmasse, vil bolten kunne forankres i bergmassene med tilhørende overføring fra bolt til berg. En effektiv sikring forutsetter tilstrekkelig heftfasthet mellom berg og mørtel, samt mørtel og bolt. I praksis betyr dette god fylling av injeksjonsmasse - særlig nær overflaten - og minst 1 m

forankringslengde i stabile bergmasser. Flere eksempler finnes på at blokker har glidd av bolt grunnet dårlig injeksjon og etterfølgende korrosjon. Gjengede bolter med underlagsskiver ville forhindre en del av de mindre nedfall som er observert.

En 25 mm kamstålbolt vil kunne tåle en belastning på ca 22 tonn før flytning. Prisen er idag høyere enn for en ekspansjonsbolt. Pris for 3,1 m innstøpt bolt uten forspenning, montert ved stoff: ca kr 360,- pr stk.

En analyse av boltesikring mot blokkfall og -glidning er vist i Fig. 6.2.



FIGUR 6.2 Snitt av tunnelkontur. Bolting av blokker avgrenset av markerte sprekker.

Etter NS 3480 finnes bruddgrensetilstandens dimensjonerende last (L_D) ved at lasten (L) multipliseres med en lastfaktor (k_L). Ved vekt av bergmasser settes $k_L = 1,0$.

Videre finnes dimensjonerende motstand ved bruddgrensetilstanden (M_D) ved at motstanden (M) divideres med en materialkoeffisient (k_M). Ved en motstand mot glidning lik stålets flytegrense og eksempelvis Tunnelklasse 1 (se Tabell 4.1), settes $k_M = 2,0$.

Dimensjonerende motstand skal være lik eller større enn dimensjonerende last.

$$\frac{M}{k_M} \geq L \cdot k_L \quad (6.1)$$

Bolting mot blokkfall ved glidning er vist i Fig. 6.2, blokk A. Kontrollberegning ved bruk av 2 stk endeforankrede bolter 20 x 2000 mm, for øyeblikkelig sikring på stoff:

Motstand mot glidning består av friksjonskraft langs glideplan a-a og boltekraft parallelt glideplanet. Som en forenkling nyttes samme materialkoeffisient for begge typer krefter:

$$M_D = \frac{M}{k_M} = \frac{cA + (W_A \sin \psi + T \cos \alpha + T \sin \beta) \tan \phi + T \sin \alpha + T \cos \beta}{k_M} \quad (6.2)$$

Lasten er her blokkvektens kraftkomponent langs glideplanet. Dimensjonerende last blir:

$$L_D = L \cdot k_L = W_A \cdot \cos \psi \cdot k_L \quad (6.3)$$

Her er:

		(I regne-eks.)
T	Boltekraft ved stålets flytegrense	12 tonn
c	kohesjon glideplan	0
A	Areal glideplan	
ψ	Glideplanets vinkel med vertikalplan	28°
α	Vinkel bolt - normal til glideplan a-a	28°
β	" " - normal til plan b-b (vinkelrett glidepl.)	30°
γ	" " vertikalplan	20°
ϕ	Friksjonsvinkel glideplan	20° (kloritt)
W_A	Vekt av blokk A	4,5 tonn
W_B	" " " B	2,0 tonn

I vannmettet tilstand kan friksjonsvinklene variere med sprekkekarakter og -material.

<u>Sprekkekarakter</u>	Tilnærmet antatt <u>Friksjonsvinkel ϕ</u>
Stor ruhet - ujevn	> 70°
Middels " - plan	70° - 40°
Liten " - polert	40° - 30°
Sprekkemateriale: glimmer, grafitt, leire	35° - 20°
- " - : kloritt, talk, aktiv leire	25° - 8°

Forutsetter videre:

Blokkene er spenningsavlastet og uten ensidig vanntrykk. De sprekkeplan som avgrensner blokkene i tunnelens lengderetning regnes ikke å ha noen stabiliserende virkning.

Verdiene i eksemplet innsatt i (6.2) gir:

$$\frac{M}{k_M} = \frac{5,8 + 15,9}{2} = \underline{10,85 \text{ tonn}}$$

Verdier i regneeksempel innsatt i (6.3)

$$L \cdot k_L = (4,5 \cdot 0,9)1,0 = \underline{4,1 \text{ tonn}}$$

Dimensjonerende motstand er vesentlig større enn dimensjonerende last. Det kunne her vært tilstrekkelig med 1 bolt, men blokker av denne størrelsen bør erfaringsmessig boltes med begrenset bolteavstand (≤ 1 m). Et praktisk valg ville derfor være 2 bolter med avstand ca 1 m.

En teoretisk optimalisering av bolteretning i forhold til sprekkeplan og friksjonsvinkel ville som resultat gi en vinkel mellom bolter og glideplan av størrelsesorden lik planets friksjonsvinkel ved en sikkerhetsfaktor lik 1,0. Det er imidlertid i praksis å anbefale at bolteretningen ikke bør avvike for meget fra den rette vinkel gjennom sprekkeplan - og heller ikke i forhold til tunnelkonturen.

En innstøpt bolt (uten forspenning) vil ikke bidra til økt friksjonskraft langs glideplan. Innstøpte bolter kan ta opp belastninger som skjærkraft. Forspente bolter vil ta skjærkraft først etter en deformasjon. For permanent sikring av blokk A anbefales derfor at nedre bolt suppleres med 1 stk. innstøpt kamstålbolt.

Bolting mot blokkfall ved fritt fall er vist i Fig. 6.2, blokk B. 1 stk endeforankret bolt 20 x 2000 mm.

Her er dimensjonerende motstand:

$$\frac{M}{k_M} = \frac{T \cdot \cos \gamma}{k_M} = \frac{12 \cdot 0,95}{2,0} = \underline{5,7 \text{ tonn}}$$

og dimensjonerende last:

$$L \cdot k_L = W_B \cdot k_L = 2,0 \cdot 1,0 = \underline{2,0 \text{ tonn}}$$

Dimensjonerende motstand er vesentlig større enn dimensjonerende last.

Dersom blokken kan falle ved en roterende bevegelse, kontrolleres kreftenes moment om rotasjonspunktet. I mange tilfeller vil det være tilstrekkelig å beregne blokkvekt tilnærmet og vurdere denne i forhold til en "tillatt" boltebelastning på eksempelvis ca 6 tonn for 20 mm bolt av material K500S (Flytegrense 120 kN, materialkoeffisient valgt lik 2,0).

6.4 Sprøytebetong

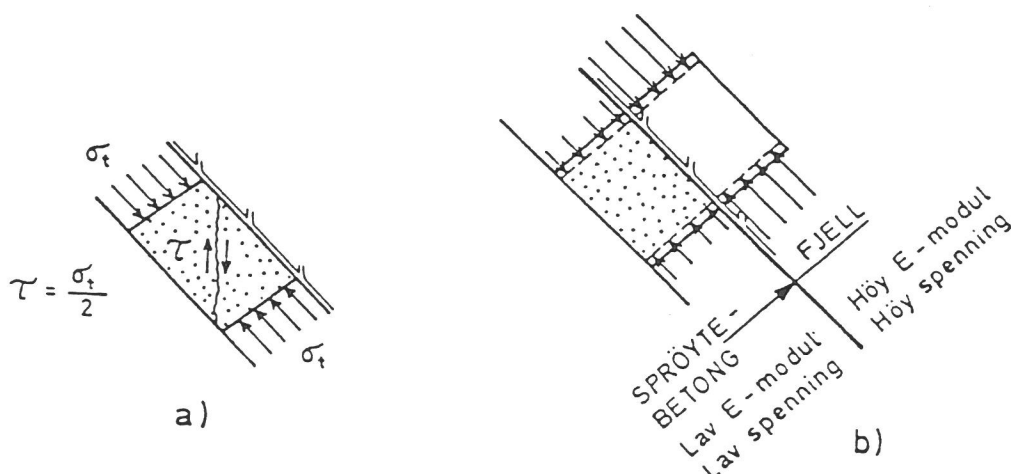
Sikring med sprøytebetong har hatt en økende anvendelse, spesielt etter at robotsprøyting og deretter fiberarmert sprøytebetong ble allment tatt i bruk. Våtsprøyting er idag enerådende ved norske anlegg, spesielt grunnet redusert fibertap og økt kapasitet, samt godtagbart arbeidsmiljø i forhold til tørrsprøyting.

For sikring både på og bak stuff har sprøytebetong i lengre tid vært anvendt ved sterkt oppsprukket berg, ved svakhetssoner og ved intenst bergslag - i siste tilfelle supplert med bolting.

Sprøytebetong er et utmerket sikringsmiddel både som midlertidig og permanent sikring, når man er klar over sikringsmidlets virkemåte og begrensninger.

Uarmert sprøytebetong skiller seg lite fra armert og fiberarmert sprøytebetong, når det gjelder samvirke mellom berg og sikringsmiddel.

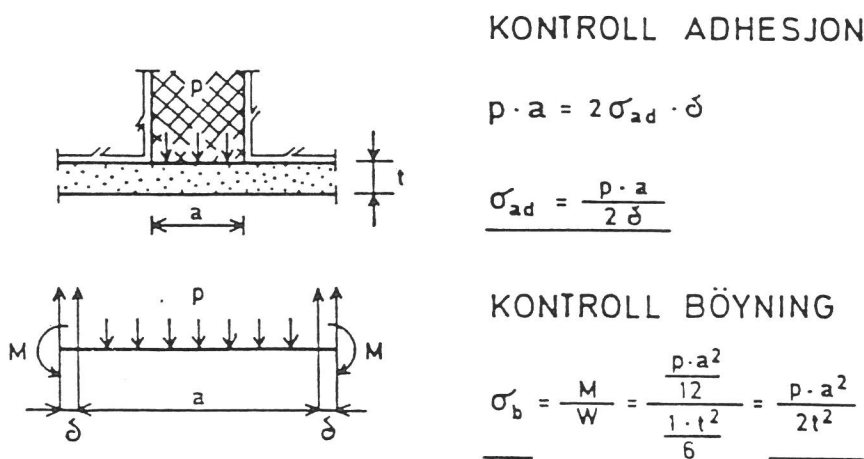
Sprøytebetong vil forsegle fjellflatene og beskytte mot de strømmende vannmassenes virkning. De svakeste partiene langs tunnelkonturen blir holdt på plass slik at bergmassenes egen bæreevne forblir intakt, altså et godt eksempel på et aktivt sikringsmiddel. De induserte tangentialspenninger σ_t i tunnelkonturen er bestemt av hovedspenningene og spenningenes orientering i forhold til tunnelen, samt av tverrsnittsform. Fig. 6.3 viser prinsippet for samvirket berg/sprøytebetong. Ved at sprøytebetongens posisjon helt er bestemt av fjellflaten og det kan forutsettes at radielle spenninger ikke opptrer ($\sigma_r=0$), blir skjærspenningen $\tau = \sigma_t/2$. Brudd kan kun oppstå som skjærbrudd. Den nødvendige heftfasthet må finnes mellom fjell og betong. Figuren forklarer videre hvorfor relativt små spenninger oppstår i sprøytebetongen ut i fra forskjellen i elastisitetsmodul for normale berg- og betongkvaliteter. Måling av induserte spenninger i sprøytebetongsikrede sprakefjellspartier viser dette. Ved eksempelvis en svakhetszone med lavere E-modul i sonematerialet enn i betongen, vil forholdet være motsatt, altså høyest spenning i sprøytebetongen. Spenninger er selvsagt induisert i bergmassene før sikringen finner sted.



FIGUR 6.3 Spenningstilstand i sentrisk trykt sprøytebetong (a) og spenningsanomali ved forskjellige E-modul (b). (/4/)

Ved sprøytebetongsikring av svakhetssoner regnet en med inntil for få år siden at et brudd utviklet seg som ren gjennomlokning og at betongens skjærfasthet og tykkelse bestemte sikringens bæreevne. Svenske forsøk har vist at ved en primær bruddlast skjer det et heftfasthetsbrudd mellom berg og betong /11/. Det er en smal stripe med bredde ca 3 cm som overfører last fra sprøytebetong til fjell før brudd inntreffer. Bruddet forplanter seg videre ved en vesentlig lavere belastning inntil bøyingsbrudd skjer i betongen. Andre forsøk viser at adhesjonsspenningen (σ_{ad}) ved brudd varierer med ruhet og bergartens mineralogi innen vide grenser fra ca 0,2 MPa til ca 2,0 Mpa. Adhesjonen berg - betong kan måles på utborede prøver eller tilnærmet antas på grunnlag av tidligere utførte prøver og sidefjellets kvalitet og mineralogi.

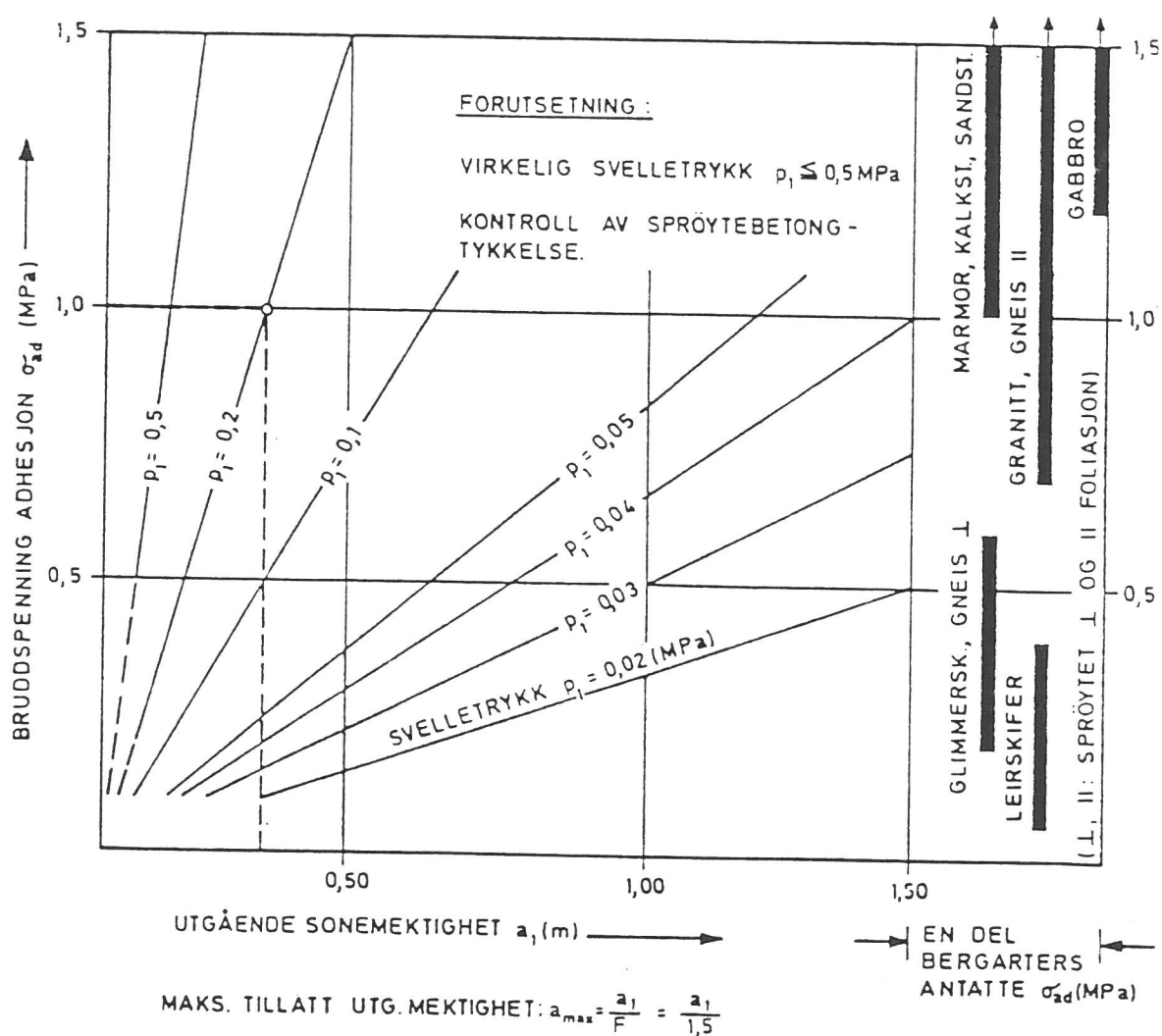
En analyse av stabiliteten ved en knusningsone med innhold av svelleleire er vist i Fig. 6.4. Adhesjonsspenningen virker over en stripe med bredde δ . Alle faktorer unntatt det aktive trykk (p) kan måles med rimelig nøyaktighet. Svelletrykkmålinger utført i ødometer gir den relative, potensielle svelleevne for sonematerialets finstoffinnhold. Laboratorieforsøkene gir en god reproduksjon av in situforholdene. Det må innføres en korreksjonsfaktor for det grove, inaktive sonemateriale ($>0,02$ mm) som siktes fra før prøving. Forskjeller i konsolideringstrykk, spenningsomlagring, svelling før sikring, m.v, resulterer i at det virkelige svelletrykk bak en sikring bare kan finnes ved empiriske tilnærmelser.



FIGUR 6.4 Snitt av enkel leirrik sone og kontroll av det bærende system. (/4/)

En har forsøkt å finne en korrelasjonsfaktor mellom adhesjonskraft pr lengdeenhet av sonens utgående ved brudd ($2 \delta \sigma_{ad}$) og relativt svelletrykk målt i ødometer (p_o) justert for sonematerialets finstoffinnhold i prosent (f). For sonebredden (a) skulle da svelletrykket pr lengdeenhet være $p = (f \times p_o) a$.

Ved befaringer er det tidligere funnet 20 eksempler på bompartier eller riss ved sprøytebetongsikrede soner. En har her antatt at sikkerhetsfaktoren har vært tilnærmet lik 1,0. Det har til dels vært vanskelig å bestemme de forskjellige faktorer som inngår i formlene. Det må likedan regnes med spredning i tallverdiene på korrelasjonsfaktoren pga forskjeller i miljø og tid mellom frisprenkning og sikring, m.v. Resultatene av analysen tas med i form av et veiledende kontrollidiagram vist i Fig. 6.5.



FIGUR 6.5 Veiledende kontrollidiagram for sprøytebetongsikring av knusningssoner. (/4/)

Da grunnlagsmateriale foreløpig er svakt kvantitativt er korrelasjonsfaktoren satt tilnærmet lik høyeste beregnede verdi på $k=1,6$. Virkelig svulletrykk (p_1) i diagrammet blir herved.

$$p_1 = k(f \times p_0) = 1,6 (f \times p_0)$$

hvor f er sonens andel av finstoff $< 0,02$ mm og p_0 er laboratoriemålt svelletrykk ved ødometerforsøk.

Diagrammet viser hvilken betydning sidefjellet har for bæreevnen, og videre med hvilken forsiktighet sprøytebetong bør brukes ved meget aktivt og leirrikt sonemateriale. Som eksempel viser Fig. 6.5 at sprøytebetong på en granitt med heftfasthet berg/betong på 1,0 MPa vil holde likevekt med belastningen fra en sone med målt og beregnet svelletrykk på 0,2 MPa over en sonemektighet på ca 30 cm. Bruk av sprøytebetong kan anbefales av denne typen svakhetszone, for eksempelvis Tunnelklasse 2 ($F = 1,5$), når mektigheten er lik eller mindre enn

$$\frac{a_1}{F} = \frac{30 \text{ cm}}{1,5} = \underline{20 \text{ cm}}$$

Sprøytebetongsikring av svakhetssoner har også den praktiske ulempe at kvaliteten av sikringen er svært avhengig av mannskapets erfaring og dyktighet. God rengjøring av sidefjellet med vann og trykkluft er den første betingelsen for et godt resultat. Dernest kan en si at hele sikringen ikke er bedre enn det svakeste parti, idet erfaringer viser at et lite lokalt brudd raskt vil utvikles videre.

Selv ved en forbedring av dagens anbefalte retningslinjer er samspillet mellom bergmasser og sikring så varierte og komplekse, at de bare kan bli et hjelpemiddel i tillegg til ingeniør-geologens egen bedømmelse og erfaring.

En oppsummering av prosedyren før valg av sikring ved svelleleirsoner i vanntunneler vil omfatte:

- måling av sonens og av eventuelt svakt sidefjells mektighet
- måling av sonens orientering
- registrering av sidefjellets sprekkekarakter og vannforhold
- vurdering/måling av heftfasthet sidefjell/betong
- analyse av sonematerialet

Følgende faktorer betinger som regel individuelle vurderinger: Omdannet sidefjell, meget høye eller meget lave spenninger, større vannproblemer, meget aktiv svelleleire.

For å unngå det primære heftfasthetsbruddet er altså heftfastheten mellom betong og sidefjell den helt avgjørende materialegenskap.

Enhetsprisen for uarmert sprøytebetong (C35), når det betales også for prelletap, er på ca kr 2.200,- pr m³ for sprøyting ved stuff.

Ved sprøyting bak stuff reduseres prisen med ca 15%. Tykkelse på 7-10 cm er vanlig.

Armert sprøytebetong med armeringsstål eller armeringsnett er idag lite brukt grunnet det arbeidskrevende og risikofylte armeringsarbeidet. Små hulrom bak stengene etter sprøyting reduserte også korrosjonsbeskyttelsen. Virkemåten er forøvrig tilnærmet den samme ved fiberarmert utførelse.

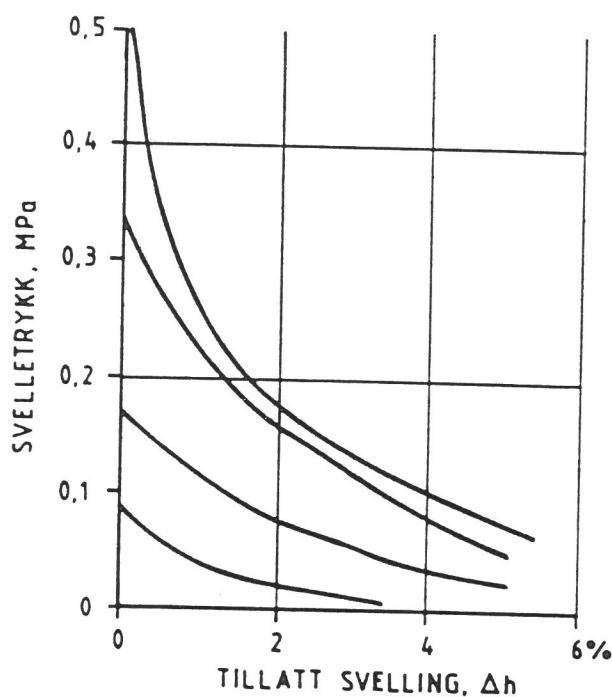
Forsøk på å bygge opp en "hvelvirkning" ved bruk av 20-30 cm sprøytebetong og armering har ikke falt heldig ut på partier med aktiv svelleleire. (Flere brudd og blokkeringsras ved N.N.-vanntunnel i Sør-Norge. /4/)

Fiberarmert sprøytebetong

Slik det er vist på Fig. 6.4 vil ikke sprøytebetongtykkelsen (t) ha betydning ved kontroll av adhesjon eller kunne hindre det primære adhesjonsbrudd langs en svelleleirsoner. Derimot har tykkelsen stor betydning ved det videre bruddforløp. Belastningen på sprøytebetong fra sonen vil utvide adhesjonsbruddet inntil et bøyingsbrudd finner sted i betongen. Først etter at et slikt brudd har oppstått, kan et eventuelt ras fra sonen utvikle seg videre.

Det fremgår av formel for kontroll i Fig. 6.4 at spenninger i betongen er omvendt proporsjonal med kvadratet av betongtykkelsen. Her kommer også bruk av høyere fasthetsklasser på betongen og bruk av fiberarmering inn som effektive faktorer for å øke sprøytebetongens bæreevne før brudd.

Et annet viktig moment er knyttet til det forhold at svelletrykket vil reduseres dersom en mindre volumutvidelse kan finne sted. Selv de små deformasjoner som oppstår ved adhesjonsbrudd kan gi en reduksjon av svelletrykket. Fig. 6.6 viser svelletrykkets reduksjon ved tillatt svelling i %, målt for fire forskjellige prøver av sonemateriale.



FIGUR 6.6 Eksempler på svelletrykk målt som funksjon av tillatt svelling for fire norske leirprøver.

Enhetspriser for fiberarmert sprøytebetong på stoff ligger i størrelsesorden kr 3.100,- pr m^3 , altså økning på vel 40% i forhold til uarmert sprøytebetong. Det er derfor bare økonomisk forsvarlig å bruke fiberarmert sprøytebetong der hvor den økte bøyestrekfastheten kan utnyttes.

6.5 Utstøping

Utstøping velges som sikringsmiddel ved de stabilitetsmessig vanskeligste tunnelpartier, spesielt da i tilknytning til svakhetssoner. I vanntunneler brukes kun kontaktstøp utført på stedet.

Veggstøp brukes oftest på partier hvor en svakhetszone danner en liten vinkel med tunnelaksen og herved skjærer tunnelkonturen over en større lengde. Der hvor sonen bare har sitt utgående i tunnelvegg, og bergmassene i hengen er av god kvalitet, kan det være teknisk/

økonomisk riktig å redusere utstøpingen til en veggstøp. Ved veggstøp brukes normalt forankringsbolter, samt tradisjonell forskaling. Ved svelleleirsoner finnes eksempler på oppsprekning og/eller deformasjon av veggstøp uten at dette har hatt betydning for totalstabiliteten.

Utstøping av heng og vegger er den vanligste utformingen, i sjeldne tilfeller støpes også sålen. Den tradisjonelle forskalingen ble i 1950-årene erstattet først med stålbuer, dernest med støpeskjold. De fleste tunnelkontrakter forutsetter nå anskaffelse av stålskjold.

Erfaringene har vist at en enkel konstruksjon er den beste. Et stålskjold bygges da opp av vanlige stålprofiler og stålplater. Profilene sveises sammen med en form tilpasset tunnelprofilen. En støpeseksjon kan være i størrelsesorden ca 5 m, gjerne med muligheter for forlengelse.

Det er kun endeavsteng og utforingene mellom tunnelsåle og skjoldets bunnbjelke som utgjør det egentlige forskalingsarbeide, når skjoldet er jekket på plass og avstivet. Årsaken til at det enkle skjold foretrekkes, er det forhold at etter en utstøpning må det kunne skytes salve med skjoldet stående tett mot stoff. Dette går forbausende bra med små og få skader på skjoldet.

Forskaling med stålskjold gir en meget god og nødvendig arbeidsbeskyttelse mot blokkfall m.v under mesteparten av arbeidsoperasjonen. I de fleste tilfeller med utstøping på stoff er det uforsvarlig å arbeide med armering i forskalingsformen.

Teoretisk betongtykkelse velges i størrelsesorden 25-30 cm. Overmassene i betong ut over teoretisk tykkelse er sjelden mindre enn 100%.

Hvor det har rast ut bergmasser i hengen, lar rasgropen seg vanskelig fylle. Dette er heller ikke nødvendig dersom minste hvelvtykkelse kan motstå eventuelt blokkfall og rasmasselastning. Ved utstøping av svelleleirsoner er det ikke ønskelig med god kontakt i selve sonen, da det aktive svelletrykk vil avta raskt når sonen gis anledning til svelling. Resultatet er ofte en redusert vertikalbelastning på hengen, men relativt større horisontalbelastning på veggene fra samme sone.

Det som foran er sagt om samvirket mellom sprøytebetong og bergmasser, gjelder også for betong og bergmasser. En betongutstøping vil imidlertid være mer monolittisk og således

kunne overta en større del av totallasten. Nettopp fordi utstøpning brukes ved de vanskeligste partiene, kan en ikke regne med at betongen har lavere E-modul enn bergmassene. Utstøping på stuff i oppknuste bergmasser kan herved bety relativt store belastninger på sikringen. En god utstøping ser ut til å tåle store belastninger, men kan ved lokale, konsentrerte belastninger deformeres og sprekke. Dette skjer lettest i veggene dersom svelleleirsoner har høy svelleevne og ugunstig orientering. Det er få eksempler på at dette har hatt betydning for totalstabiliteten. Heller ikke utvasking under betongen ved sålen, slik at betongkonstruksjonen "henger på veggene", ser ut til å ha ført til stabilitetsproblemer. De få eksemplene på ras ved utstøping skyldes svekkede betongpartier, enten ved ras i betongen under utstøpingen, tynn betong eller støpesår. Skadene vil oftest oppstå ved partivis utvasking med etterfølgende blokkfall på betongkonstruksjonen.

Utsøping av heng og vegger på stuff koster idag ca 4 ganger sprengningsprisen. I enkelte ekstreme svelleleirsoner har det vært nødvendig med utstøping av hele tverrsnitt med en etterfølgende innvendig armert tilleggsutstøping.

En analyse av belastning på en plass-støpt betongkonstruksjon kan, som en grov tilnærming, utføres for svakhetssoner. Dette vil omfatte de fleste og vanskeligste partier hvor utstøping er nødvendig.

Belastning fra svakhetssone kan tilnærmet beregnes på grunnlag av laboratoriemålt svelletrykk, finstoffinnholdet i sonemateriale, m.v, slik som beskrevet for sprøytebetong. Når svelletrykk, heftfasthet, vannlekkasjer eller sonebredde ikke gjør det tilrådelig å bruke sprøytebetong, er utstøping av heng og vegger det nærliggende alternativ. Her kan det regnes med en reduksjon i svelletrykk over tunnelhengen, da hulrom som nevnt foran tillater noen fri svelling fra sonen (kfr. Fig. 6.6).

Betongkonstruksjonens motstandsevne ved belastning er meget vanskelig å beregne, idet samvirket mellom innstøpte bergmasser og betong er høyst variabelt. Her kan kun generelle anbefalinger gis for partier som blir utstøpt på stuff.

- Dersom sonematerialet ved laboratoriemåling har høyt eller meget høyt svelletrykk ($> 0,3$ MPa), og/eller er meget leirrik, holdes utstøpingen under observasjon.

- Ved deformasjoner eller dannelse av større sprekker, vurderes forsterkninger utført ved én eller flere av følgende tiltak:

Bolting av betong til sonens sidefjell ved veggene.

Støp av tunneltverrsnittets såle i tillegg.

Armert utstøpning innvendig og rundt hele tverrsnittet.

Denne prosedyren forutsetter at partiet kan holdes under observasjon noen tid, helst også med måling av deformasjoner.

Også i de tilfeller hvor observasjoner over lengre tid vanskelig lar seg gjøre, foretas en nærmere vurdering av tiltak ved soner med høyt potensielt svelletrykk. Forankring av betongveggene til sidefjellet med innstøpte bolter er en relativt beskjeden tilleggs kostnad og anbefales når målt svelletrykk er høyt (over 0,3 MPa). Ved høyere målt svelletrykk (f.eks over 0,5 MPa) anbefales også sålestøp. Dette er basert på skjønn og må vurderes nærmere i hvert enkelt tilfelle.

7 SIKRINGSARBEIDERS KOSTNAD OG TIDSFORBRUK

Ved valg av sikringsmidler må i første rekke anvendeligheten og dimensjoneringen ved det aktuelle stabilitetsproblem bestemmes. Dersom det foreligger alternative løsninger, eller muligheter for provisorisk arbeidssikring på stuff med etterfølgende permanent sikring bak stuff, må forholdene beregnes og vurderes teknisk-økonomisk. Spesielt for de tidsbestemte tunnelpartier kan også forskjeller i fremdrift påvirke endelig valg av sikringsmiddel. Kapitlet analyserer kostnad og fremdrift ved de vanligste typer fjellsikring.

7.1 Innledning

NS 3420 "Beskrivelsestekster for bygg og anlegg" inneholder ca 40 poster for forskjellige typer sikring av tunneler og bergrom. Da sikring i praktisk utførelse ofte kombinerer flere typer sikringsmidler, vil antall sikringsposter i en tunnelkontrakt være betydelig.

De forskjellige entreprenører vil ha forskjellig erfaring og disponibelt utstyr for gjennomføring av sikringsarbeidet, hvilket slår ut i til dels vesentlige forskjeller i enhetspriser for én og samme tunnel. Likedan kan det være forskjeller mellom tunnelanleggene med hensyn til de utslagsgivende delkostnadene som produksjon av betong, transport, lønn, m.v. Eksempelvis vil videre større investeringer som innkjøp av stålskjold for utstøping måtte avskrives på den aktuelle tunnel med høyst varierende utslag pr utstøpt meter. Enhetspriser vil endres over tid, hvilket har vist seg å kunne endre forskjeller i pris mellom typer sikringsmidler, samt forholdet mellom sikrings- og sprengningskostnad.

Sikringsmidlenes kostnader m.v i etterfølgende redegjørelse må betraktes som veiledende for valg av sikring. Det anbefales at kostnadene brukes med forsiktighet ved konkrete kostnads-overslag.

Basis for prisnivå: 1991-01-01

7.2 Grunnlag

Grunnlagsmaterialet er hentet fra:

- Anbud levert i 1980-årene og frem til og med 1990. Det er lagt størst vekt på anbud levert i 1990, som her er gitt et påslag på 10%. Dette av hensyn til det unormalt lave aktivitetsnivå for tunnelanlegg i 1990.
- Materiale fra IAD's omfattende tidsstudier og andre registreringer ved tunnelanlegg.

Alle priser er justert for lønns- og prisendringer frem til 1991-01-01.

Det er en rimelig god overensstemmelse mellom anbudspriser og IAD's materiale. Prisforskjeller, m.v, er ikke større enn hva som må ventes ved bruk av forskjellige typer grunnlagsmateriale. Anvendelse av grunnlagsmateriale skal her gis en kortfattet beskrivelse.

7.3 Sikringskostnader

En analyse av de mest brukte sikringsarbeider viser at sikringskostnad i forhold til sprengningspris pr lm tunnel er redusert i løpet av 1980-årene. Dette kan forklares ved at det i denne perioden er oppnådd en større rasjonaliserings- og effektiviseringsgevinst ved sikringsarbeider enn ved sprengningsarbeider.

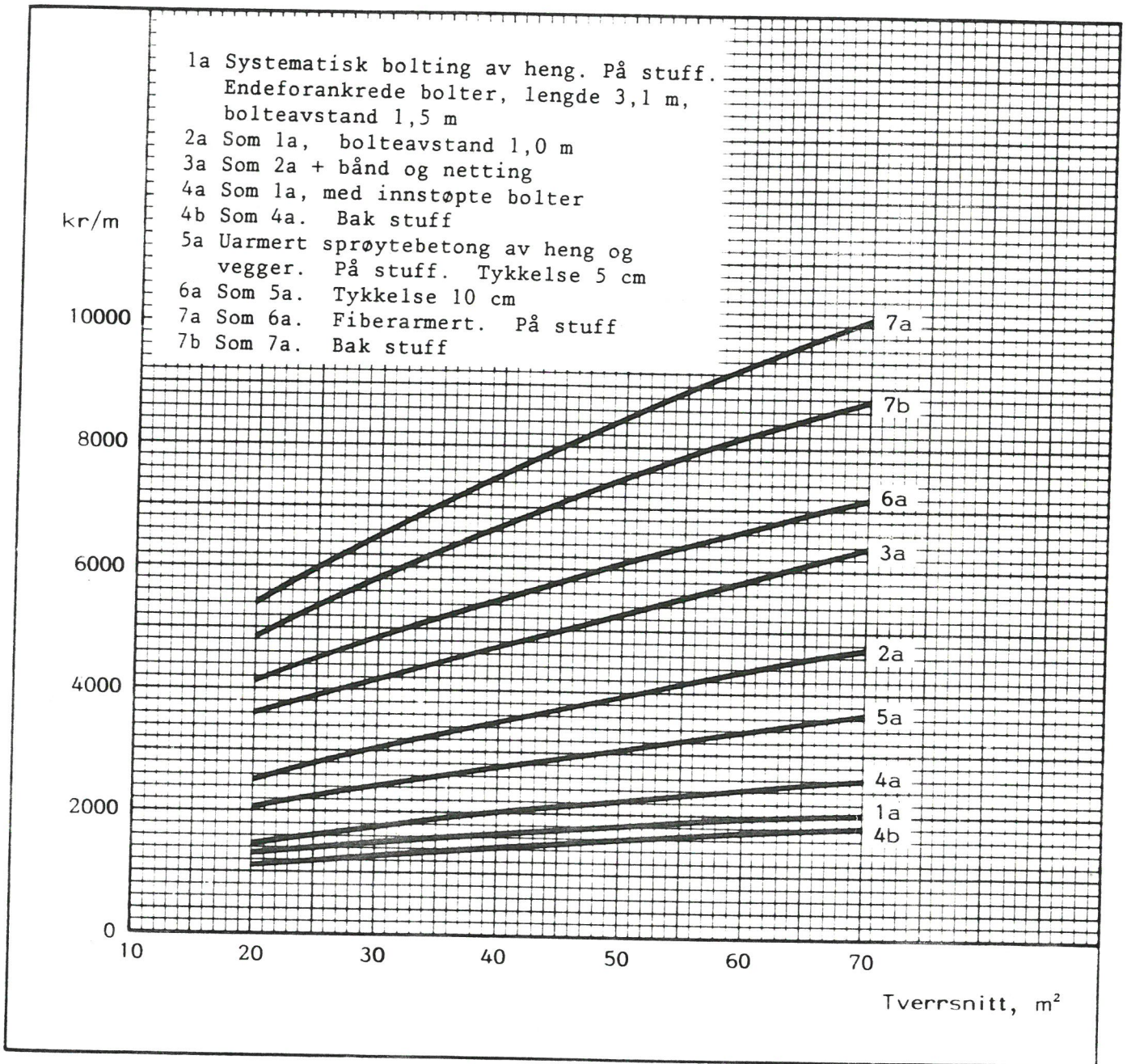
Det har videre blitt mindre prisforskjeller mellom sikringsarbeider utført på stoff og bak stoff. Mest markert gjelder dette for utstøping. Endringene her innebærer at det vil bli mindre lønnsomt å foreta en sikring i to omganger: Først en lettere og rimeligere sikring på stoff, deretter en tyngre og dyrere sikring bak stoff.

Forholdet mellom sikringskostnad og sprengningspris pr lm tunnel er vist i Tabell 7.1. Tunneler med tverrsnitt 20-70 m² er valgt som referanse.

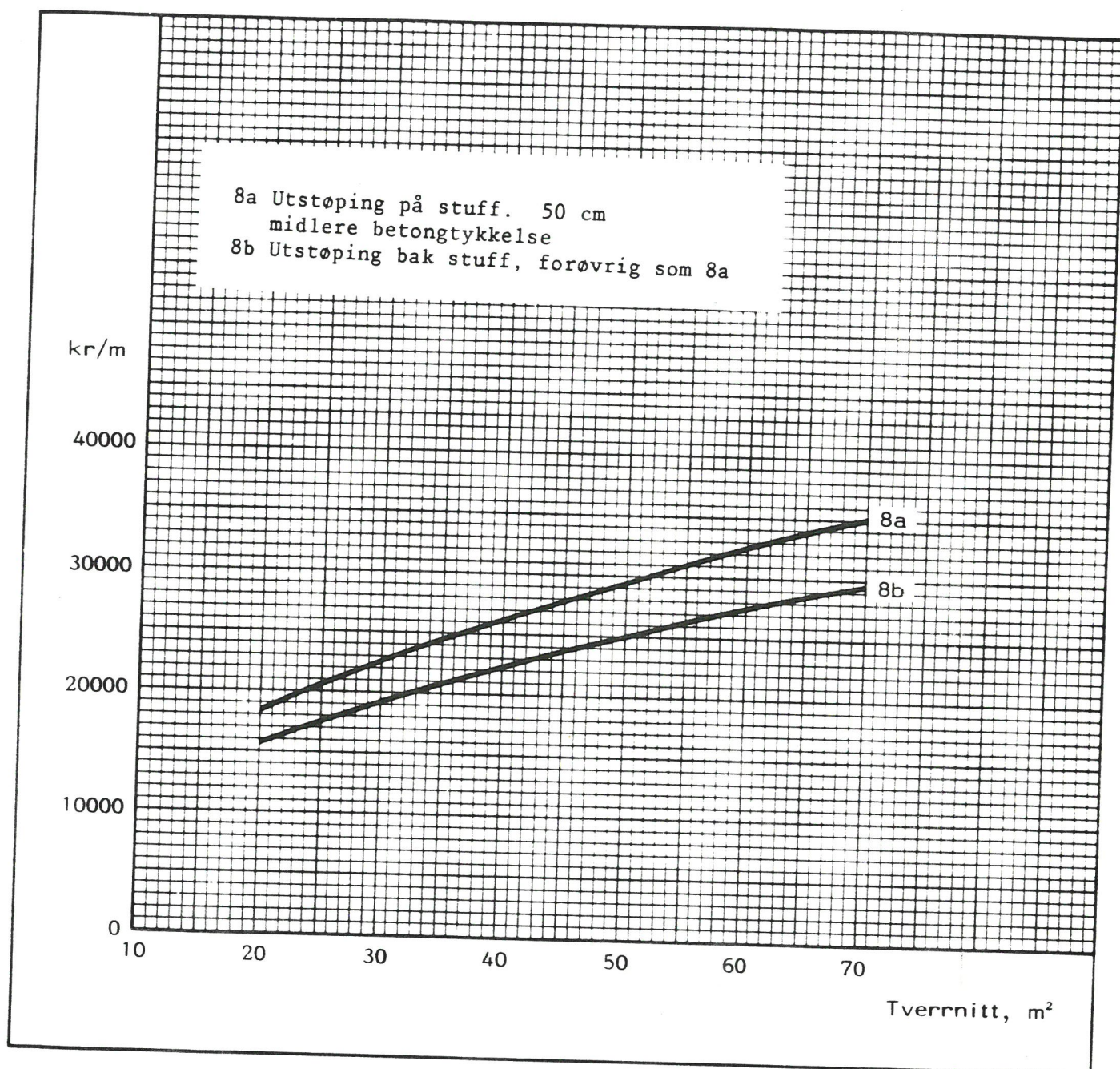
TABELL 7.1 Sikringskostnad i forhold til sprengningspris pr lm tunnel.

Sikringsmetode	Sikringskostnad (T = sprengningspris pr lm tunnel)		Anmerkning
	på stuff (a)	bak stuff (b)	
0. Ekspansjonsbolter Tilfeldig bolting	0,06 T	0,05 T	Bolte­lengde 3,1 m Pris pr bolt
1. Ekspansjonsbolter Systematisk bolting av heng	0,25 T	0,2 T	Bolteavstand 1,5 m
2. Som pkt 1	0,5 T	0,4 T	Bolteavstand 1,0 m
3. Ekspansjonsbolter som pkt 2 inkl fjellbånd og nett	1,0 T	0,7 T	
4. Innstøpte bolter Systematisk bolting av heng, som pkt 1	0,3 T	0,25 T	
5. Uarmert sprøyte- betong av heng og vegger, 5 cm tykkelse	0,4 T	0,35 T	
6. Som pkt 5 10 cm tykkelse	0,8 T	0,7 T	
7. Fiberarmert sprøyte- betong 10 cm tykkelse	1,2 T	1,0 T	ca. 50 kg fiber/m ³ betong
8. Utstøping. 50 cm gjennomsnittlig tykkelse	4,0 T	3,5 T	Rigg kr 200,- pr m ² Skjold kr 200 " "

Veiledende sikringskostnader er beregnet for de vanligst brukte sikringsmidler og kombinasjon av sikringsmidler for tverrsnitt på ca. 40 m². Massene er beregnet på grunnlag av et hesteskoformet tverrsnitt med høyde lik bredde og halvsirkelformet heng. Sikringskostnadene er fremstilt som funksjon av tverrsnitt i Fig. 7.1 og Fig. 7.2.



FIGUR 7.1 Veiledende sikringskostnader for bolting og sprøytebetong som funksjon av tverrsnitt. (Prisnivå 1991-01-10)



FIGUR 7.2 Veiledende sikringskostnader for utstøping som funksjon av tverrsnitt.
(Prisnivå 1991-01-01)

Av figurene vises blant annet følgende ved f.eks sikring på stoff:

- Systematisk bolting har en kostnad som er svært avhengig av valgt bolteavstand. Ved reduksjon av senteravstanden fra 1,5 m til 1,0 m fordobles kostnadene (1a og 2a) og overskrider kostnadene for 5 cm uarmert sprøytebetong.
- Systematisk bolting med bånd og nett er en relativt kostbar sikring og vil - med bolteavstand på 1,0 m - nærme seg prisen for 10 cm uarmert sprøytebetong (3a og 6a).
- Det er relativt stor prisforskjell mellom uarmert og fiberarmert sprøytebetong.
- Utstøping på stoff har ca 3,3 ganger så høy pris som 10 cm fiberarmert sprøytebetong av tunnelhengen og ca 5 ganger så høy pris som 10 cm uarmert sprøytebetong.

7.4 Kapasiteter og tidsforbruk

Her viser materialet vel så stor spredning som for priser. I mange kontrakter er det nå oppgitt ekvivalenttider, enten utarbeidet av entreprenør eller av entreprenør og konsulent i fellesskap. Ekvivalenttiden oppgir kapasiteter for de forskjellige aktivitetene. Dersom de endelige masser - f.eks for sikringsarbeider - endres mer enn forutsatt kan kontraktens tidsfrister justeres i samsvar med ekvivalenttidene.

Et eksempel på oppgitte kapasiteter er vist i Tabell 7.2. Verdiene er hentet fra kraftverks-
anbud gitt i 1985. (Koden er i samsvar med NS 3420).

TABELL 7.2 Eksempel på oppgitte kapasiteter for sikring av sjakt, samt tunneler med midlere tverrsnitt (20-40 m²). (Rensk er oppgitt i arbeidstid pr uke).

Kode	Tekst	Kapasitet	
			Enhet
G6	Sikring		
G61	Ekstra rensk		
G61-01	Alle tunneler og bergrom	112,5	tv/uke
-02	I sjakter	75	tv/uke
G62	Bolter		
G62-01	Enkeltbolter, alle tunneler og bergrom	500	stk/uke
-02	Systematisk bolting, alle tunneler og bergrom	650	stk/uke
-03	Bolter i sjakter	350	stk/uke
G62.62	Nett	650	m ² /uke
G63	Sprøytebetong på fjell		
G63-01	Tilrigging for sprøyting pr gang	0,015	uker
-02	Uarmert på stuff i tunneler	300	m ³ /uke
-03	Sprøytebetong i sjakter	75	m ³ /uke
G63.2	Armering for sprøytebetong inkl bolter	300	m ² /uke
G65	Utstøping ved stuff		
G65-01	Tilrigging for støping pr gang	0,026	uker
-02	Adkomsttunnel	16	m/uke
-03	Utløpstunnel	16	m/uke
-04	Tilløpstunnel	16	m/uke
G66	Utstøping bak stuff		
G66-01	Tilrigging for støping pr gang	0,026	uker
-02	Alle tunneler		m/uke

Et vesentlig moment for å velge sprøytebetong eller systematisk bolting som arbeidssikring på stuff er den betydelige forskjell i tidsforbruk i forhold til utstøping. Det kan regnes med:

- Tunnelfremdrift med vekselvis sprengning og systematisk bolting på stuff : 60% av normal fremdrift
- Tunnelfremdrift med vekselvis sprengning og uarmert sprøytebetong på stuff : 60% av normal fremdrift
- Tunnelfremdrift med vekselvis sprengning og utstøping på stuff : 20% av normal fremdrift

8 FALLTAP OG FALLTAPSKOSTNADER

I kapitlet er det utviklet to forenklede grunnlag for beregning av produksjonstap ved henholdsvis nedfall/blokkfall og ras i kraftverkstunnel. Beregningsgrunnlaget kan nyttes ved vurdering av et anbefalt sikringsnivå, samt ved vurdering av energiøkonomiserende tiltak - som fjerning av registrerte blokker, m.v.

8.1 Innledning

Det falltap (h) som oppstår ved vannets bevegelse i en tunnel er bestemt av vannets hastighet (v), tunnelens lengde (L), tunneloverflatens ruhet gitt ved en ruhefaktor (f.eks M) og den hydrauliske radius eller forhold mellom tunnelens tverrsnittsareal og periferi (R). Her er Mannings formel valgt, som lyder:

$$h = \frac{v^2 \cdot L}{M^2 \cdot R^{4/3}}$$

Falltapskoeffisienten M ligger vanligvis i området 30-35 for råsprengte tunneler. Det fremgår av formelen at falltap kan reduseres enten ved å investere i økt tverrsnitt for å redusere vannets hastighet, eller ved å redusere ruheten - som gir høyere M-verdier.

I tillegg kommer de singulærfalltap som skyldes tverrsnittsreduksjoner -utvidelser, retningsforandringer, m.v.

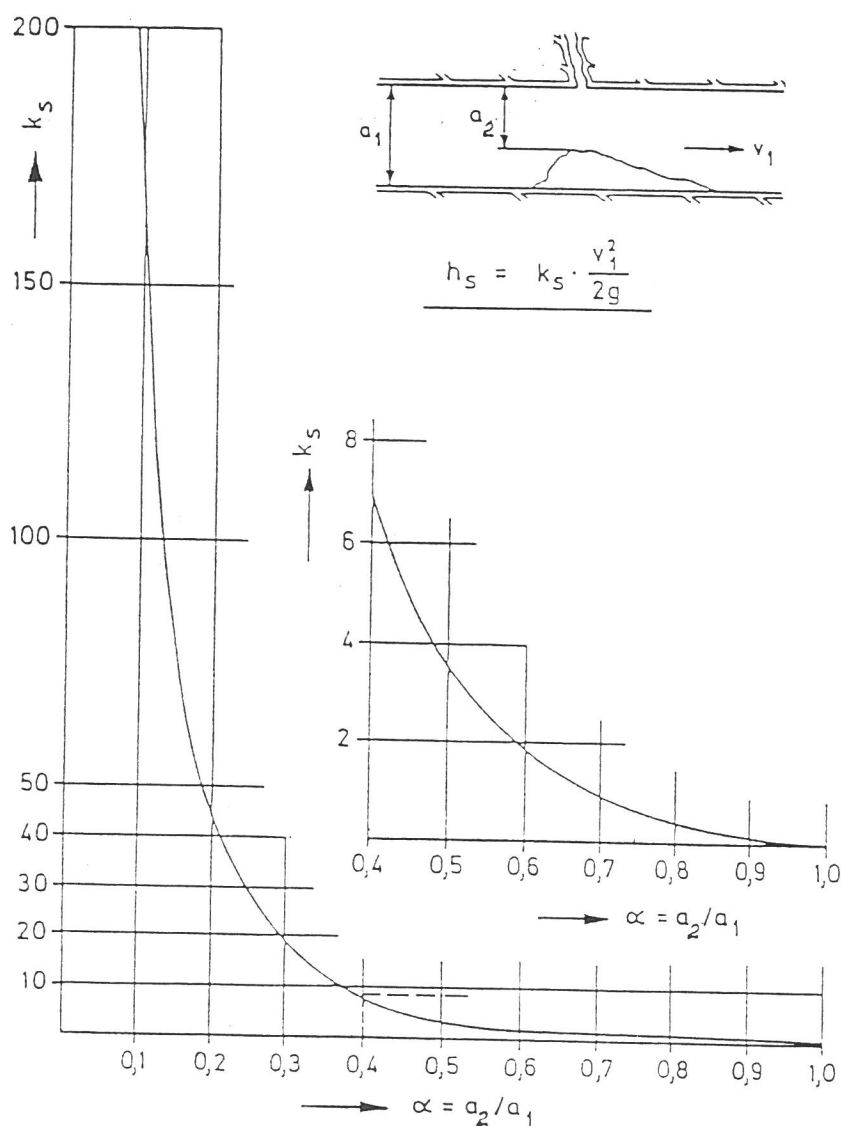
Falltap eller energitap ved nedfall/blokkfall og ras kan i hovedsak betraktes som singulærfalltap.

Som en forenkling velges grenseverdiprinsippet som det generelle dimensjoneringsprinsipp. Grensen for verdi av energi, her som følge av singulærfalltap, settes lik verdien av ny vannkraft. Energiverdien er da en øvre kostnadsgrense og et dimensjoneringskriterium ved optimalisering.

8.2 Energitap ved ras og blokkfall

Det foreligger i dag ikke noe beregningsgrunnlag for "tillatt" nedfall i kraftverkstunneler. I det følgende er det utviklet to forenklete formler for tilnærmet beregning av kostnader pga produksjonstap ved ras og nedfall. Grunnlaget for beregning er generelle falltapsformler og formler for beregning av produksjon.

I Fig. 8.1 er falltapskoeffisienten k_s for singulærtap pga ras gitt som en funksjon av forholdet mellom fri høyde over rasstedet og tunnelhøyden, her kalt $\alpha = a_2/a_1$. Ved tverrsnitt som ikke har rektangulær form, vil en tillate seg å definere α som forholdet mellom fritt tverrsnitt over rasstedet og tunneltverrsnittet. Herved settes $\alpha = A_2/A_1$, hvor A_2 er fritt tverrsnitt over ras og A_1 er tunneltverrsnitt.



FIGUR 8.1 Falltapskoeffisient k_s ved ras i vanntunnel. (NHL, 1972)

Singulærfalltapet for ras med liten lengdeutstrekning kan beregnes etter formelen:

$$h_s = k_s \frac{v_1^2}{2g} \quad (8.1)$$

hvor h_s = singulærfalltap pga raset

v_1 = vannhastighet i tunnel

Ved langstrakte ras kommer et friksjonstap på rasstrekningen i tillegg. Dette er ikke tatt med her.

En vanlig brukt formel for beregning av årlig produksjon i et kraftverk er:

$$E = 8,4 (Q \cdot H_{br} \cdot T + Q_{max} \cdot \Delta H \cdot T_k) \quad (8.2)$$

hvor E = årsproduksjon i kWh (kilowattimer)

Q = midlere vannføring (m³/sek)

H_{br} = midlere brutto fallhøyde (m)

T = antall timer i året = 8760 h (timer)

Q_{max} = maksimal vannføring (m³/sek)

ΔH = sum av falltap

T_k = brukstid som svarer til belastningens kubiske middelvei (vanligvis 2000-3000 timer, her valgt = 2500 timer).

Formelens annet ledd uttrykker årlig produksjonstap i kWh pga falltap. Ved å sette inn $h_s = \Delta H$ og videre $Q_{max} = v_1 \cdot A_1$, hvor A_1 er tunnelverrsnittet, og forenkle formelen videre ved at vannhastigheten velges, f.eks $v_1 = 1,4$ m/sek, får en:

$$\Delta E = 8,4 \cdot Q_{max} \cdot \Delta H \cdot T_k$$

$$\Delta E = 8,4 \cdot v_1 \cdot A_1 \cdot h_s \cdot T_k$$

Ved innsetting av h_s etter formel (8.1):

$$\Delta E = 8,4 \cdot v_1 \cdot A_1 \cdot k_s \frac{v_1^2}{2g} \cdot T_k$$

$$\Delta E \sim 8,4 \cdot 1,4 \cdot A_1 \cdot k_s \frac{1,4^2}{2g} \cdot 2500$$

$$\Delta E \sim 3000 \cdot k_s \cdot A_1 \quad (8.3)$$

hvor ΔE = årlig produksjonstap pga ras (kWh).

Grenseverdien for ny vannkraft er ikke en entydig bestemt verdi. NVE Vassdragsdirektoratet klassifiserer idag nye anlegg etter "Økonomiklasse". Klassene som er oppgitt i øre/kWh, datert 1991-01-01, er følgende:

Økonomiklasse 1	:	< 185
- " - 2	:	185 - 247
- " - 3	:	247 - 309
- " - 4	:	309 - 371
- " - 5	:	371 - 433
- " - 6	:	> 433

Hva som idag ansees som grense er diskutabelt. Etter beste skjønn velges en investering nær øvre grense for klasse 4. Valgt grenseverdi 350 øre/kWh. Dette tilsvarer en kraftpris på ca. 26 øre/kWh ved 40 år avskrivningstid og 7% kalkulasjonsrente.

Kapitalisert energitap pga tunnelras ΔK blir, ved å velge en grenseverdi på kr 3,50 pr kWh:

$$\Delta K \sim 10500 \cdot k_s \cdot A_1 \quad (8.4)$$

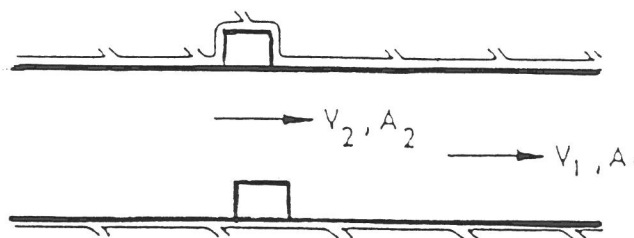
Det er foran innført de forenklinger at maksimal vannhastighet (v_1) og belastningsfordeling (T_k) er valgt som konstante verdier. En korreksjonsfaktor (k_1) for avvikende hastighet (v) i forhold til $v_1 = 1,4$ m/sek kan være nødvendig, spesielt ved store tverrsnitt.

$$k_1 = \left(\frac{v}{v_1}\right)^3 = \left(\frac{v}{1,4}\right)^3 \quad (8.5)$$

Justeringer for korrekt belastningsfordeling og grenseverdi kan enkelt utføres ved lineære forholdstall, dersom nøyaktigere vurderingsgrunnlag er ønskelig.

Singulærtap ved blokkfall kan beregnes tilnærmet lik summen av innstrømningstap og utvidelsestap ved en tverrsnittsreduksjon. De uregelmessige strømningsforhold rundt en fjellblokk vil være av en slik karakter at en tillater seg å øke beregnet falltap med 100%. Korreksjonsfaktor pga uregelmessig form i strømningsretningen blir da $k_a = 2,0$.

Situasjonen ved blokkfall er vist i Fig. 8.2.



FIGUR 8.2 Blokkfall i vanntunnel. (/4/)

Falltap ved tverrsnittsreduksjon (h_i) beregnes etter formelen:

$$h_i = k_i \frac{v_2^2}{2g} \quad (8.6)$$

Her er v_2 = vannhastighet ved det reduserte tverrsnitt.

Falltapskoeffisienten ved tverrsnittsreduksjon (k_i) er avhengig av opprinnelig og redusert tunneltverrsnitt, på Fig. 8.2 kalt henholdsvis A_1 og A_2 . Hullet etter blokka regnes ikke med til det reduserte tverrsnittet. Sammenhengen mellom k_i og tverrsnittsreduksjonen ved bruk av formel (8.6) er for $\alpha = A_2/A_1$

$$k_i = 0,5(1 - \alpha) \quad (8.7)$$

Falltapet ved brå tverrsnittsutvidelse beregnes på tilsvarende måte:

$$h_u = k_u \frac{v_2^2}{2g} \quad (8.8)$$

Falltapskoeffisienten varierer med tverrsnittsinnsvringingen α :

$$k_u = (1 - \alpha)^2 \quad (8.9)$$

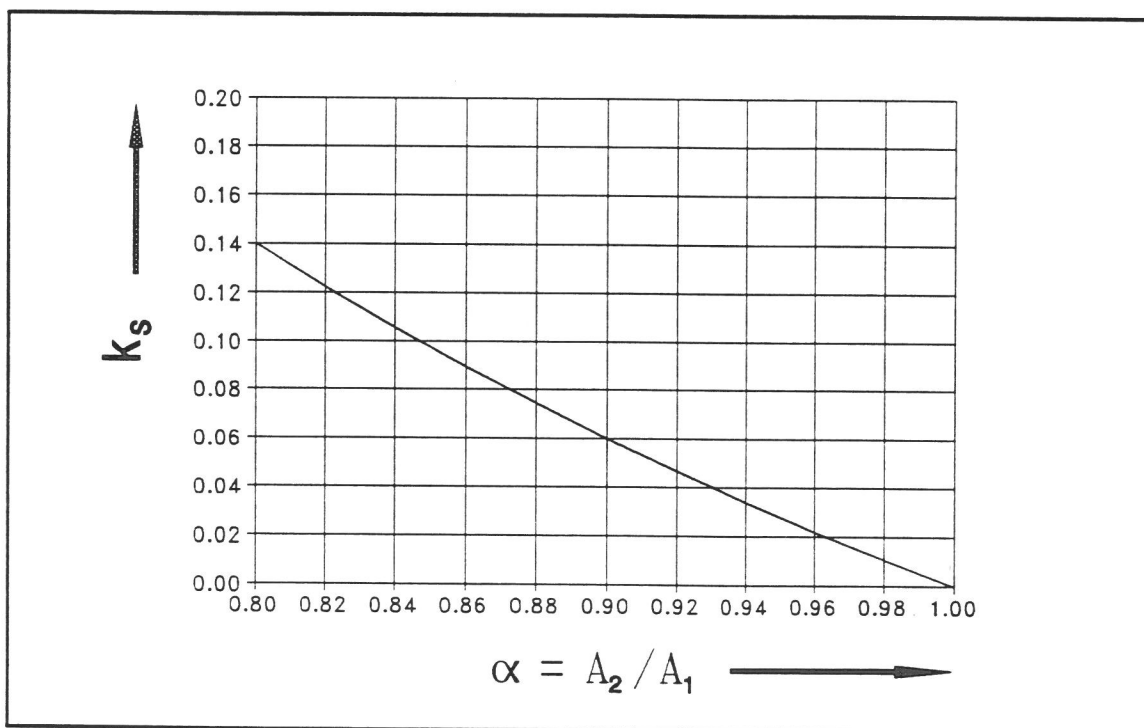
Summeres disse to falltap h_i og h_u , får en følgende uttrykk for singulærfalltapet ved blokkfall, her beregnet med hastigheten v_2 i redusert tverrsnitt

$$h_s = k_a (k_i + k_u) \frac{v_2^2}{2g} = k_a \cdot k_s \frac{v_2^2}{2g} \quad (8.10)$$

Innsatt for $v_2 = v_1/\alpha$, blir singulærfalltapet beregnet etter hastighet i fritt tverrsnitt,

$$h_s = k_a \cdot k_s \frac{v_1^2}{\alpha^2 2g} \quad (8.11)$$

Fig. 8.3 viser hvordan falltapskoeffisienten k_s ved blokkfall varierer med forholdet $\alpha = A_2/A_1$ i området $\alpha = 0,8$ til $\alpha = 1,0$. (Ved lavere verdier enn $\alpha = 0,8$ finnes ikke eksempler på observerte blokkfall.)



FIGUR 8.3 Falltapskoeffisient k_s ved blokkfall og varierende fritt tverrsnittsforhold A_2/A_1 .

Energitalpet ΔE finnes ved bruk av kontinuitetsligningen $v_2 \cdot A_2 = v_1 \cdot A_1$ og $\alpha = A_2/A_1$.

Her er $v_2 = v_1 \cdot A_1/A_2 = v_1/\alpha$. Innsatt i formelen:

$$\begin{aligned}\Delta E &= 8,4 \cdot Q_{\max} \cdot \Delta H \cdot T_k \\ \Delta E &= 8,4 \cdot v_1 \cdot A_1 \cdot h_s \cdot T_k \\ \Delta E &= 8,4 \cdot v_1 \cdot A_1 \cdot (k_a \cdot k_s \cdot \frac{v_2^2}{2g}) T_k \\ \Delta E &= 8,4 \cdot v_1 \cdot A_1 \cdot k_a \cdot k_s \cdot \frac{v_1^2}{\alpha^2 \cdot 2g} \cdot T_k\end{aligned}\tag{8.12}$$

Ved å velge $v_1 = 1,4$ m/sek og $T_k = 2500$ h:

$$\begin{aligned}\Delta E &= 8,4 \cdot 1,4 \cdot A_1 \cdot 2,0 \cdot k_s \cdot \frac{1,4^2}{\alpha^2 \cdot 2g} \cdot 2500 \\ \Delta E &\sim 5900 \cdot \alpha^{-2} \cdot k_s \cdot A_1\end{aligned}\tag{8.13}$$

Videre blir kapitalisert energitalpet etter kr 3,50 pr kWh

$$\Delta K \sim 20700 \cdot \alpha^{-2} \cdot k_s \cdot A_1\tag{8.14}$$

Det vises til Fig. 8.4.

Justering for hastighet kan innføres etter formel (8.5).

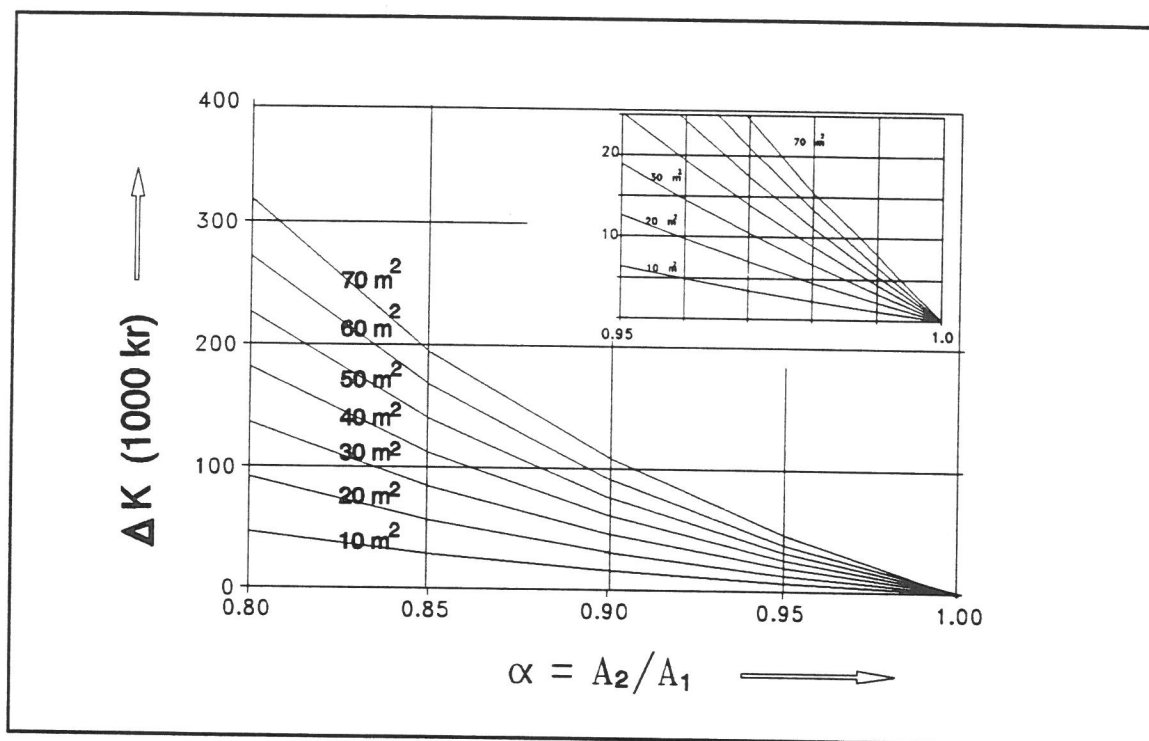
For avvikende verdier for kubisk brukstid i forhold til $T_k = 2500$ h og for grenseverdi i forhold til kr 3,50 pr kWh, brukes lineære forholdstall ved justering.

Alternativt kan falltapskostnader beregnes for blokkfall og ras ved kapitalisering med valgte eller varierende verdier for kraftpris, kalkulasjonsrente og avskrivningstid.

De utviklede forenklede formler må ansees som godt anvendelige til sitt formål:

- Teknisk-økonomisk vurdering av utførte sikringsarbeider.

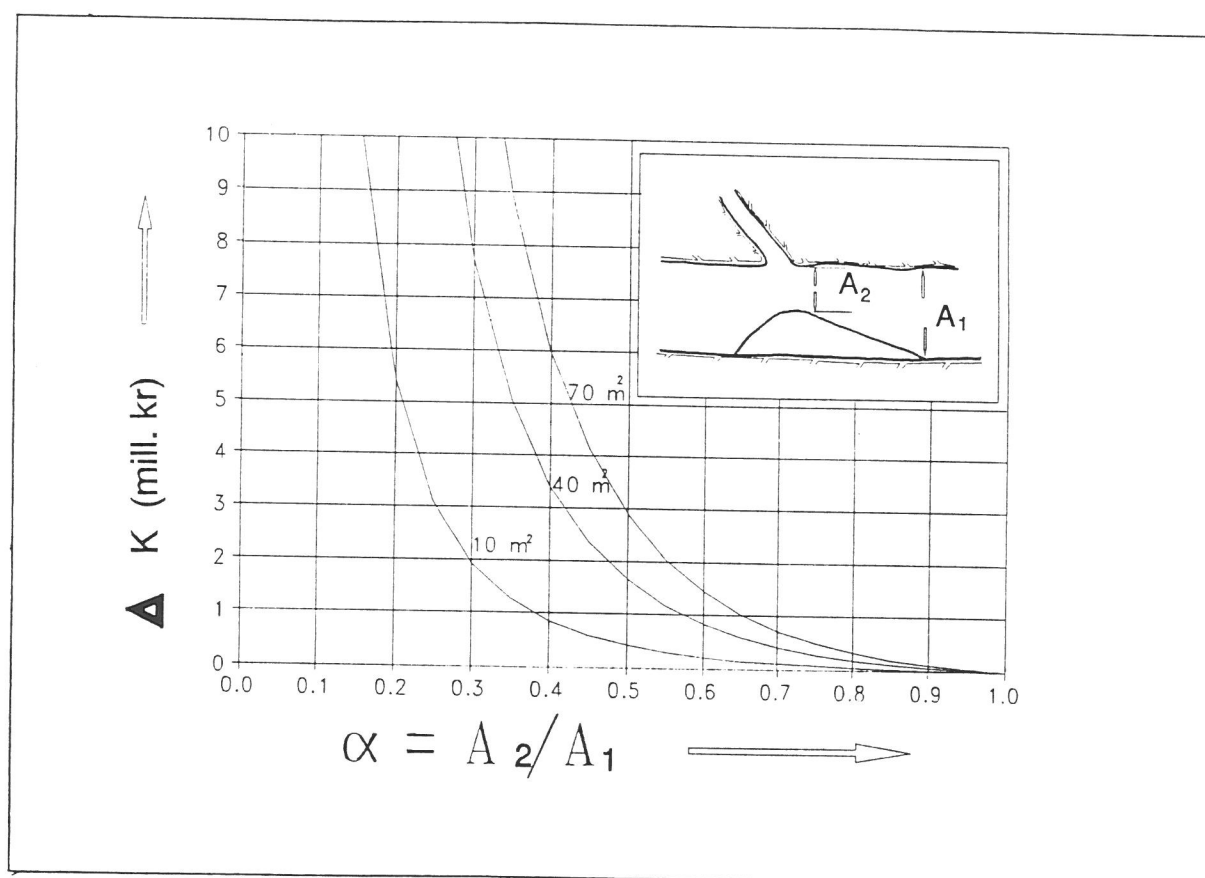
- Beregning av økonomisk riktig nivå for eventuelle utbedringsarbeider etter at blokkfall og ras er registrert i en vanntunnel.



FIGUR 8.4 Kapitalisert energitap ved blokkfall i forhold til varierende fritt tverrsnittforhold (α) og tunneltverrsnitt.

Ved en sammenligning mellom singulærfalltapene for ras i tunnel og for blokkfall, slik disse er beregnet ved henholdsvis formel (8.1) og formel (8.11), er det her en rimelig bra korrelasjon.

Kapitalisert energitap ved ras i tunnel kan derfor beregnes tilnærmet etter formlene for blokkfall. En første tilnærmelse av energitapets kostnad ved ras er fremstilt i fig. 8.5. Figuren bygger på formel (8.14) med de tilhørende valgte forutsetninger med hensyn til vannhastighet ($v_1 = 1.4$ m/sek), verdi av energitap (kr 3,50 pr kWh) og kubiske brukstid ($T_k = 2500$ h).



FIGUR 8.5 Kapitalisert energitap (Δk) ved ras i forhold til varierende fritt tverrsnittsförhold (α) og tunneltverrsnitt.

For å illustrer de kapitaliserte energitap er fire eksempler beregnet i det etterfølgende.

Eksempel 1 Et ras fra svakhetssone i 40 m² (A₁) tilløpstunnel reduserer effektivt tverrsnitt til 32 m² (A₂). Dette tilsvarer midlere observerte innsnevring ved ras. Det forutsettes videre at raset blir liggende i tunnelens levetid.

Av Fig. 8.1 finnes falltapskoeffisienten k_s ved

$$\alpha = A_2/A_1 = 32/40 = 0,80 \qquad k_s = 0,4$$

Innsatt i (8.4) gir dette et kapitalisert energitap på:

$$\Delta K = 10500 \cdot k_s \cdot A_1 = 10500 \cdot 0,4 \cdot 40 \qquad = \underline{\text{kr } 168.000,-}$$

Dersom raset hadde utviklet seg videre og fylt halve tverrsnittet ($\alpha = 0,5$), ville energitapet tilsvart:

Av Fig. 8.1 er falltapskoeffisienten $k_s = 3,6$

Innsatt i (8.4) gir dette et kapitalisert energitap på:

$$\Delta K = 10500 \cdot k_s \cdot A_1 = 10500 \cdot 3,6 \cdot 40 \qquad = \underline{\text{kr } 1.512.000,-}$$

Ved ytterligere reduksjon av tverrsnittet ville kapitalisert energitap økt sterkt. Det finnes eksempler på at slike soner er oversett under anleggstiden p.g.a. tørt miljø, god konsolidering og gunstig orientering. Eventuell utstøping bak stuff i ca. 8 m lengde ville gitt en kostnad på ca. kr 170.000,-.

Eksempel 2 Blokkfall i form av 4 blokker á $0,8 \text{ m}^3$ over en strekning på 1 km i en 40 m^2 (A_1) tunnel. Dette tilsvarer midlere observerte blokkstørrelse og frekvens for nedfall. Blokkene representerer en midlere tverrsnittsreduksjon på $0,5 \text{ m}^2$ ($A_2 = 39,5 \text{ m}^2$). Det forutsettes videre at blokkene blir liggende i tunnelens levetid.

Av Fig. 8.3 finnes falltapskoeffisienten k_s pr. blokk ved

$$\alpha = A_2/A_1 = 39,5/40 = 0,988 \qquad k_s = 0,006$$

Innsatt i (8.14) gir dette et kapitalisert energitap på:

$$\Delta K = 20700 \cdot \alpha^{-2} \cdot k_s \cdot A_1$$

$$\Delta K = 20700 \cdot 1,025 \cdot 0,006 \cdot 40 \qquad = \underline{\text{kr } 5.100,-}$$

$$\text{For 4 blokker: } 4 \cdot \Delta K \qquad = \underline{\text{kr } 20.400,-}$$

Eksempel 3 Et ras fra svakhetszone i 40 m^2 (A_1) tilløpstunnel reduserer effektivt tverrsnitt til 32 m^2 (A_2). Dette tilsvarer midlere observerte innsnevring ved ras. Det forutsettes videre at raset blir fjernet ved inspeksjon etter henholdsvis 3 år eller 10 år.

Av Fig. 8.1 finnes falltapskoeffisienten k_s ved

$$\alpha = A_2/A_1 = 32/40 = 0,80 \qquad k_s = 0,4$$

Innsatt i (8.3) gir dette et årlig energitap på:

$$\Delta E = 3000 \cdot k_s \cdot A_1 = 3000 \cdot 0,4 \cdot 40 \qquad = \underline{48.000 \text{ kWh}}$$

Ved en kraftpris på ca. 26 øre/kWh og kalkulasjonsrente på 7% p.a., er nåverdien av tapt produksjon i 3 år:

kr 33.000,-

Fra Eksempel 1 har vi at tapet over kraftverkets levetid ville være kr 168.000,-. Etter 3 år vil disponibelt beløp til fjerning eller utjevning av rasmassene være (nåverdi):

$$\text{kr } 168.000 - \text{kr } 33.000 = \underline{\text{kr } 135.000,-}$$

Dersom raset blir liggende i 10 år før det fjernes, er nåverdien av tapt produksjon:

kr 88.500,-

Etter 10 år vil disponibelt beløp til fjerning eller utjevning av rasmassene være (nåverdi):

$$\text{kr } 168.000 - \text{kr } 88.500 = \underline{\text{kr } 79.500,-}$$

Eksempel 4 Blokkfall i form av 4 blokker á 0,8 m³ over en strekning på 1 km i en 40 m² (A₁) tunnel. Dette tilsvarer midlere observerte blokkstørrelse og frekvens for nedfall. Blokkene representerer en midlere tverrsnittsreduksjon på 0,5 m² (A₂ = 39,5 m²). Det forutsettes videre at blokkene blir fjernet ved inspeksjon etter henholdsvis 3 år eller 10 år.

Av Fig. 8.3 finnes falltapskoeffisienten k_s pr. blokk ved

$$\alpha = A_2/A_1 = 39,5/40 = 0,988$$

$$k_s = 0,006$$

Innsatt i (8.13) gir dette et årlig energitap på:

$$\Delta E = 5900 \cdot \alpha^{-2} \cdot k_s \cdot A_1$$

$$\Delta E = 5900 \cdot 1,025 \cdot 0,006 \cdot 40 = \underline{1.450 \text{ kWh}}$$

$$\text{For 4 blokker: } 4 \cdot \Delta E = \underline{5.800 \text{ kWh}}$$

Ved en kraftpris på ca. 26 øre/kWh og kalkulasjonsrente på 7% p.a., er nåverdien av tapt produksjon i 3 år:

$$\underline{\text{kr 4.000,-}}$$

Fra Eksempel 2 har vi at tapet over kraftverkets levetid ville være kr 20.400,-. Etter 3 år vil disponibelt beløp til fjerning eller utjevning av nedfallene være (nåverdi):

$$\text{kr 20.400} - \text{kr 4.000} = \underline{\text{kr 16.400,-}}$$

Dersom nedfallene blir liggende i 10 år før de fjernes, er nåverdien av tapt produksjon:

$$\underline{\text{kr 10.700,-}}$$

Etter 10 år vil disponibelt beløp til fjerning eller utjevning av nedfallene være (nåverdi):

$$\text{kr 20.400} - \text{kr 10.700} = \underline{\text{kr 9.700,-}}$$

Ved å sette avskrivningstiden til 60 år og kalkulasjonsrenten til 4% (som er mer riktig for en ressurs som allerede er tatt i bruk), blir resultatet av beregningseksempelene over som vist i tabell 8.1.

TABELL 8.1 Kapitalisert energitap i kroner for to kombinasjoner av avskrivningstid og kalkulasjonsrente.

Eks.	Ras/nedf. fjernes	40 år og 7%		60 år og 4%	
		Tap	Disponibelt til utbedr.	Tap	Disponibelt til utbedr.
1	ikke	168000	0	285000	0
2	ikke	20400	0	34500	0
3	etter 3 år	33000	135000	35000	250000
3	etter 10 år	88500	79500	102000	183000
4	etter 3 år	4000	16400	4200	30300
4	etter 10 år	10700	9700	12300	22200

Beregningseksempel 1 og 2 viser hvilke beløp som er disponible i byggetiden for å sikre mot ras og nedfall av midlere størrelse observert ved befaringsene. De tilhørende energitapene kan ha betydning i energiøkonomisk sammenheng, men påvirker ikke i særlig grad totaløkonomien. Tapskostnaden for ras tilsvarer ca. 8 m utstøping på en strekning på 5,5 km (se kapittel 9.3). Tapskostnaden for blokkfall representerer 40 - 60 bolter pr. km tunnel (se kapittel 9.3).

Derimot kan ras fra svakhetszone utvikle seg slik at kraftverkseieren påføres betydelige tap. Eksemplet foran hvor ras har fylt halve tunnelverrsnittet (40 m²) med tap på ca. 1,5 millioner kroner er forårsaket av et singulærfalltap på ca 0,35 m. Så små singulærfalltap vil normalt ikke bli registrert i en vanlig driftssituasjon ved høytrykksanlegg.

9 OBSERVERTE ÅRSAKER OG OMFANG AV NEDFALL OG RAS

Prosjektets grunnleggende filosofi er at befaringer i et representativt utvalg av norske tunneler skal danne grunnlaget for konklusjonene som trekkes.

9.1 Innledning

Tabellene i det etterfølgende viser et sammendrag av observasjoner fra tunnelbefaringene. Det må her bemerkes at en del av tunnelene er befart for å undersøke ras og rassteder, ikke gjennomgående befart for detaljert å finne alle nedfall osv. Befaringsrapportene inneholder likevel mye verdifullt materiale for bruk i dette prosjektet.

Et utdrag av befaringslogg fra Mår kraftverk er vist under.

Pel

0	Start i kryss ved tverrslag.
80	Bekkeinntak Løkjen, venstre side.
100	Blokk 30 liter fra venstre vegg.
180	Blokk 100 liter fra venstre vegg.
220	Noen småblokker fra høyre og venstre vegg. Kryssende, vertikale sprekker.
260	Noen småblokker fra høyre og venstre vegg. Kryssende, vertikale sprekker.
280 - 1140	Vannspeil, største vanddyp 0,3 m.
560	Noen småblokker fra høyre vegg. Kryssende sprekker.
720	Blokk 30 liter fra hengen.
1020	Lite nedfall 0,5 m ³ fra venstre vegg. Kryssende, vertikale sprekker.
1145 - 1176	Utstøping 31 m. God utførelse og tilstand.

9.2 Beskrivelse av tabellene

Tabellen er vist på sidene 63 til 70.

Generelt kan sies at grunnlagsmaterialet er av varierende detaljeringsgrad. Noen av feltene er derfor blanke eller det er satt et spørsmålstegn.

Blanke felt betyr at feltet ikke er relevant for denne tunnelen, f.eks. er feltet "Årsak" under "Sikring/Utstøping" blankt når feltet "% av lengde" viser 0.

Spørsmålsteget viser til manglende eller usikre opplysninger.

Fullført år	Angir årstall for idriftssettelse av kraftverket.
Inspisert år	71 - 81 (Bogna) betyr at tunnelen er inspisert flere ganger fra 1971 til 1981 og at rapporter fra disse befaringsene er brukt som grunnlagsmateriale. 75 og 86 (Driva) betyr at befaringer i 1975 og 1986 er rapportert og brukt som grunnlagsmateriale.
Tverrsnitt	Teoretisk tverrsnitt er hentet fra tegninger o.l. Virkelig tverrsnitt vil derfor avvike noe fra det oppgitte tall i tabellen.
Lengde	Representerer inspisert lengde, ikke nødvendigvis hele tunnel-lengden. Dette kan f.eks. skyldes at det ifølge kraftverkseieren "ikke har skjedd noe" på resterende strekning. Videre kunne det være vanskelig adkomst p.g.a. vann. Dette betyr at samlet lengde representert i materialet, er anslagsvis 20 km lenger enn direkte befart av oss.
Hovedbergart	Her må det nødvendigvis bli generelle beskrivelser, slik at lokale variasjoner i bergarten ikke vises.
Lab.analyser	For flere av tunnelene er det i byggetiden utført laboratorieforsøk for å finne mineralsammensetning og svelleegenskaper for prøver fra leirsoner. Svelleegenskapene er delt i to grupper (se også "Sikring Årsak"): 4 = svakhetssoner med lite aktivt materiale (svelletrykk < 0,1 MPa ~ 10 tonn/m ²) 5 = svakhetssoner med aktivt materiale (svelletrykk > 0,1 MPa ~ 10 tonn/m ²)

Bolting	Omfatter bare systematisk bolting som er beskrevet i byggetiden eller observert under befaring. Spredt bolting er ikke tatt med her, slik at for noen tunneler viser denne posten et for lavt sikringsnivå. Dette forholdet gjelder særlig for nyere tunneler.
Sikring Årsak	<p>0 = svak bergart</p> <p>1 = oppsprekking</p> <p>2 = bergtrykk</p> <p>3 = vann</p> <p>4 = svakhetssoner med lite aktivt materiale (svelletrykk < 0,1 MPa ~ 10 tonn/m²)</p> <p>5 = svakhetssoner med aktivt materiale (svelletrykk > 0,1 MPa ~ 10 tonn/m²)</p>
Nedfall/blokkfall	
Antall	Tallet angir antall steder det er observert mindre nedfall. Blokkfall består oftest av flere mindre blokker.
Midlere volum	Angir midlere volum for samlet nedfall på stedet.
Årsak	Samme betydning som under "Sikring Årsak".
Ras (> 5 m ³)	
Volum	Dette er i de aller fleste tilfeller grove anslag av rasmassenes volum.
Årsak	Samme betydning som under "Sikring Årsak".
Fritt areal	Beskriver det minste, frie tunneltverrsnittet ved rasstedet. Dette tverrsnittet vil være bestemmende for falltapet raset medfører.
Skader (sikring)	<p>1 = boltebrudd pga. overbelastning</p> <p>2 = boltebrudd pga. dårlig utførelse</p> <p>3 = boltebrudd pga. korrosjon</p>

- 4 = sprøytebetongskade, mindre avskalling og sprekker
- 5 = sprøytebetongskade, overbelastning
- 6 = sprøytebetongskade, utførelse (rengjøring, tykkelse, betongkvalitet)

- 7 = utstøping, mindre sprekker og svakheter
- 8 = utstøping, brudd

Tabellen er delt i to. De tre første sidene gir opplysninger om den enkelte tunnel fra byggetiden. De fire siste sidene viser de observasjoner og hendelser som er registrert ved befaringene.

Verk	Parsell	Fullført år	Inspisert år	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Hovedbergart	Lab-anal.	Sikring							
								Systematisk bolting		Sprøytebetong		Veggstøp		Utstøping	
								% av lengde	Arsak	% av lengde	Arsak	% av lengde	Arsak	% av lengde	Arsak
Bogna	Tilløp	1970	71 - 81	15	3670	Gran. gneis	5	4,6	1+2	8,1	1+5	0,5	5	4,3	5
Brokke	Hiså H	1964	1979	70	2500	Granittisk	4+5	0		0		0		0,6	
	Hiså V							0,5	2	0,9	?	0		7,6	
	Sollid H							0,3	2	0		0		2,1	?
	Løyland H							7,9	2	0		0,2	?	2,6	?
	Amli H							1,5	2	0		0,2	?	2,4	?
	Uppstad H			70	1350	Granittisk	Mei	0		0		0			
Driiva	Fale	1973	75 og 86	22	5575	Gl.sk.+gr.gn.	Ja	90	2+1	0,3	?	0		1,2	?
	Storli			20	9632	Gr.gn.+gl.sk.	Ja	5,2	2+1	0,2	?	0		1,5	?
	Vassli			20	4741	Gr.gn.+gl.sk.	5	9,9	2+1	0,3	?	0		8,9	5
Fjone	Tilløp	1970	74 og 75	17,5	9030	Granittisk	5	15,0	2+1	?			3,5	5	
Follafooss	Gammel t.	1923	50 - 83	12 - 24	5884	Gneis+div.sed.	Mei	0		0		0		0	
	Ny tunnel	1976	1983	15	2500	Gneis+div.sed.	5	1,2	1	2,2	4+5	0		0	
Hegsetfoss	Øråsv. V	1963	76 - 80	34	1800	Glimmergneis	4	0		0		0		0	
	Øråsv. H	1963	76 - 80	34	3500	Glimmerskifer	4	0		0		0		0	
Kagefoss	Tvsl. II	1951	55 - 75	50	1500	Glimmerskifer	?	4	0	0		0		?	4
	Østre par.	1951	55 - 75	31	900	Glimmerskifer	?	4	0	0		0		?	4
	Vestre par.	1951	55 - 75	31	900	Glimmerskifer	?	4	0	0		0		?	4
Kolsvik	Tilløp	1979	1980	23	9550	Gl.gn.+ gran.	5	9,8	2+1	1,1	4	0		0,9	5
	Ringvatn	1979	1980	8,6	3710	Monzonitt	5	2,3	2+1	4,4	4	0		0,8	5
	Milsinetj.	1979	80 - 82	21	2300	Monzonitt	5	11,0	2	1,3	4+5	0		2,8	5
	Kalvatn	1979	1981	17	540	Granitt	Mei	8,0	1	4,6	1+4	0		0	
	Storelv	1979	1980	9	2100	Granitt	Mei	0,7	1	0,5	?	0		0	

Verk	Parsell	Fullført år	Inspisert år	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Hovedbergart	Lab-anal.	Sikring											
								Systematisk bolting		Sprøytebetong		Veggstøp		Utstøping					
								% av lengde	Årsak	% av lengde	Årsak	% av lengde	Årsak	% av lengde	Årsak				
Leirdøla	Tilløp	1979	1986	18	3445	Gneis	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	
	Overføring	1979	1986	14 og 6	1780	Gneis	?	?	0	0	0	0	0	0	4,7	?			
Mosvik	Tilløp	1984	84 og 86	20	770	Glimmergneis	5	1,0	1	1,3	5	0	0	0	0				
	Tilløp	1984	84 og 86	9,6	5420	Glimmerskifer	4+5	0,2	1	2,8	5	0	0	0	0				
N.N.	Del I	1976	1976	16	8800	Granittisk gn.	5	0,3	1	8,7	5	0	0	0	0				
	Del II	1976	1976	8	2800	Granittisk gn.	5	0,9	1	17,5	5	0	0	0	0				
Nea	Avløp	1960	69 og 73	34	5900	Gl.-gn.+gl.sk.	Nei	0		0		0	0	0,5	?				
Rendalen	Barkald V	1971	85 og 89	43	3302	Sparagmitt	? Ja	1,3	?	0,8	1+4	1,4	?	5,9	?	1+4			
	Barkald H	1971	85 og 89	43	5608	Sparagmitt	? Ja	0,3	?	1,1	1+4	1,1	?	19,5	?	1+4			
	Tysla H	1971	85 og 89	43	2752	Sparagmitt	? Ja	2,0	?	18,4	1+4	2,1	?	51,5	?	1+4			
	Tysla V	1971	1985	43	2220	Sparagmitt	? Ja	2,2	?	16,4	1+4	2,6	?	53,5	?	1+4			
	Elvål H	1971	1985	43	2197	Sparagmitt	? Ja	0,7	?	13,2	1+4	1,0	?	55,3	?	1+4			
	Elvål V	1971	1985	43	2556	Sparagmitt	? Ja	0,6	?	25,3	1+4	0,8	?	49,6	?	1+4			
	Groven H	1971	1985	43	1862	Sparagmitt	? Ja	0,4	?	80,1	1+4	5,3	?	14,2	?	1+4			
	Groven V	1971	1985	43	1210	Sparagmitt	? Ja	0,7	?	47,9	1+4	1,2	?	2,7	?	1+4			
	Sandb. H	1971	1985	43	2131	Sparagmitt	? Ja	0		37,2	1+4	0,6	?	25,8	?	1+4			
	Sandb. V	1971	85 og 89	43	2942	Sparagmitt	? Ja	0,6	?	34,1	1+4	1,6	?	29,2	?	1+4			
	Ford.bass.		1971	85 og 89	43	2206	Sparagmitt	? Ja	0,6	?	79,0	1+4	1,2	?	19,2	?	1+4		
	Tunnsjø	Tilløp	1963	63 - 88	37	2700	Fyll.+skifer	4	0,7	1	0,7	4	1,2	4	2,4	4			
	Tunnsjødal	Tilløp	1963	77 - 88	45	7500	Glimmergneis	4+5	1,6	1+2	1,7	4+5	0,5	4	5,0	4	4+5		
	Ulset	Tilløp	1985	1986	22	1634	Gl.gn.+gl.sk.	?	?	8	2,4	?	0	?	1,2	?	4+1		
Tilløp		1985	1986	16	4877	Gl.gn.+Trondhj.	?	5,4	2+1	0,7	?	0	?	0	0				
Litjofossen	Tilløp	1982	1986	26	7000	Gl.sk.+Trondhj.	?	?	0,5	1,9	?	0	?	0,5	?	4			

Verk	Pansell	Fullført år	Inspisert år	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Hovedbergart	Lab-anal.	Sikring							
								Systematisk bolting		Sprøytebetong		Veggstøp		Utstøping	
								% av lengde	Arsak	% av lengde	Arsak	% av lengde	Arsak	% av lengde	Arsak
Skibotn	Tilløp	1980	1986	18	4000	Glimmerskifer	?	0,2	2+1	7,0	4+1	0	0,3	4	
Brattset	Tilløp	1982	1986	26	800	Fyllitt	?	0		0		0	7,5	?	
Reyrvikfoss	Tilløp	1965	1986	40	800	Gl.sk.+fyllitt	?	?		0		0	? 12,5	4	
Mingen	Tilløp	1954	1988	6	2170	Gl.sk.+kv.sitt	Nei	0		0		0	0		
Forså	Tilløp	1963	1988	6,5	3345	Gneismarmor	?	0		0		0,4	9,1	4+5	
Kvænangen	Overføring	1964	1988	13	1800	Glimmergneis	?	1,7	1	0		0,7	3,8	4+5	
Sjona	Overføring	1973	1989	7	1950	Granitt	Nei	0		0		0	0		
Nedre Vinstra	Olstappen	1952	52 - 89	30	2520	Fyllitt	?	0		0		1,4	2,1	4+5	
	Tvsl I-III	1952	52 - 89	30	4520	Fyllitt	?	0		0		0,2	4,7	4+5	
	Tvsl III-IV	1952	52 - 89	30	4850	Fyll.+sandst.	?	0		0		0,3	1,5	4+5	
	Tvsl IV-V	1952	52 - 89	30	4600	Fyll.+sandst.	?	0		0		1,8	6,0	4+5	
	Tvsl V-VI	1952	52 - 89	30	4200	Fyll.+sandst.	?	0		0		0,8	7,8	4+5	
	Tvsl VI-T3	1952	52 - 89	30	1800	Fyllitt	?	0		0		0,9	6,1	4+5	
	Mår	Løkjen H	1948	85 og 89	23	2500	Gneis	?	0		0		0,4	0,6	4
	Løkjen V	1948	85 og 89	23	3590	Gneis	?	0		0		0	0,9	?	
	Bøensås V	1948	85 og 89	23	4840	Gneis	?	0		0		0	1,9	4	
	Bøensås H	1948	85 og 89	23	1600	Gneis	?	0		0		0	4,0	4	
Songa	Kvikkevatn	1964	1989	7	1620	Gneis	Ja	0		0		0	0,4	4	
	Vå V	1964	77 og 89	10	6290	Gneis	Ja	0		0		0	0,6	4	
	Songavatn	1964	1989	43	5500	Gneis	Ja	0		0		0	0,4	4	
Mesna	Tilløp	1983	1989	16	800	Sparagmitt	?	?		?		0	0		
Jørundland	Tilløp	1970	1990	23	10930	Gneis	?	0,3	1	2,1	4+1	0,5	2,1	4	

Verk	Parsell	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Medfall/blokkfall (< 5m ³)			Ras (> 5 m ³)			Skader						Merknad		
				Antall	Midlere volum m ³	Årsak	Volum	Årsak	Fritt areal (A2), m ²	Fritt areal %	Bolting	Sprøytebetong		Utstøping				
									Antall	Type	Antall	Type	Antall	Type	Antall	Type		
Bogna	Tilløp	15	3670	21	0,9	1+2			0		8	4	0					
Brokke	Hiså H	70	2500	2	1,8	1			1	1	0		1	7				
	Hiså V	70	5140	5	1,6	1+4	35	1	60	85			0					
	Sollid H	70	5890	20	1,0	1	7,5	1	69	98			0					
	Løyland H	70	5680	97	0,5	2+1	15	1	62	88			2	1	7			
	Amlid H	70	5540	21	0,9	1	15	1	60	85								
	Oppstad H	70	1350	0			55	1	60	85								
								10	1	66	94			0				
Driva	Fale	22	5575	58	1,1	2+1	10	4	17,5	80			2	2	1	6	1	7
	Storli	20	9632	?	?		20	4	20	90			0		0		0	
	Vassli	20	4741	?	?		6	4	21	95			0		0		0	
Fjone	Tilløp	17,5	9030	?	?		10	5	19	95			0		0		1	8
							90	5	9	50			0		0		0	
Follafoss	Gammel t.	12 - 24	5884	14	1,5	1	25	4	12	67								
	Ny tunnel	15	2500	2	0,4	4+1	?	40	7,5	52			0		0		0	
Hegsetfoss	Øråsv. V	34	1800	spredt	< 0,5	1												
	Øråsv. H	34	3500	spredt	< 0,5	1	10	1	30	88								
Kaggfoss	Tvsl. II	50	1500	3	0,9	1+4	25	1	25	75								
	Østre par.	31	900	1	0,5	1+4	24	1	? 25	? 75								
	Vestre par.	31	900	2	0,6	1+4	500	1+4	27	87					0		0	Ras i anleggstiden
Kolsvik	Tilløp	23	9550	9	1,7	1+2	30	5	18	80			0		2	6+5	1	7

Verk	Parsell	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Medfall/blokkfall (< 5m ³)			Ras (> 5 m ³)			Skader						Merknad	
				Antall	Midlere volum m ³	Årsak	Volum	Årsak	Fritt areal (A2), m ²	Fritt areal %	Bolting		Sprøytebetong		Utstøping		
											Antall	Type	Antall	Type	Antall		Type
Kolsvik	Ringvatn	8,6	3710	1	0,9	2			0			1	4	0		Skade fra anl.tid Ras 80 - 82	
	Nilsinetj.	21	2300	13	1,7	4+2	200	5	0	0	0	1	5	0			
	Kalvatn	17	540	spredt	< 0,5	1			0	0	0	0					
	Storelv	9	2100	spredt	< 0,5	1			0	0	0	0					
Leirdøla	Tilløp	18	3445	6	0,9	1+2			1	2	1	4	0				
	Overføring	14 og 6	1780	1	2,0	1	70	1	8	55	0			0			
Mosvik	Tilløp	20	770	0					0		0						
	Tilløp	9,6	5420	5	0,4	1	50	4+1	8	83	0	2	4		Fullprofilboret		
N.N.	Del I	16	8800	?	?		?	5	0	0	0	?	40	5			
	Del II	8	2800	?	?		?	5	0	0	0	?	5				
Nea	Avløp	34	5900	?	?	1	500	4+1	20	59				0	Befart med båt !		
							1000	4+1	17	50							
Rendalen	Barkald V	43	3302	1	0,5	1			0		0			0			
	Barkald H	43	5608	8	1,1	1	15	1	40	93	0	0	0	0			
	Tysla H	43	2752	4	0,8	1	80	4+1	35	81	1	2	5+4	0			
							15	1+4	40	93							
	Tysla V	43	2220	?	3,5						0	0	0	0	Befart av Geoteam		
	Elvål H	43	2197	1	1,0	4+1					0	0	0	0	Befart av Geoteam		
	Elvål V	43	2556	1	4	1					0	0	0	0	Befart av Geoteam		
	Groven H	43	1862	spredt	< 0,5	1					0	1	4	0	Befart av Geoteam		
	Groven V	43	1210	spredt	< 0,5	1					0	0	0	0	Befart av Geoteam		
	Sandb. H	43	2131	0							0	0	0	0	Befart av Geoteam		
	Sandb. V	43	2942	8	1,6	1	100	8	28	65	1	2+1	4	4	1	8	
	Ford.bass.		43	2206	6	2,5	1					1	2+1	?	?	0	

Verk	Parsell	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Medfall/blokkfall (< 5m ³)		Ras (> 5 m ³)		Skader				Merknad						
				Antall	Midlere volum m ³	Årsak	Volum	Årsak	Fritt areal (A2), m ²	Fritt areal %	Bolting		Sprøytebetong	Utstøping				
								Antall	Type	Antall	Type	Antall	Type					
Tunnsjø	Tilløp	37	2700	28	1,3	1+4	10	4+1	35	95	? 3	2+1	2	4	1	7		
							50	4+1	30	81								
							55	4+1	28	76								
							25	4+1	33	89								
							40	4+1	30	81								
20	4+1	33	89															
Tunnsjødal	Tilløp	45	7500	35	1,1	1+4	150	2+1	32	71	1	2+1	0	0				
Ulset	Tilløp	22	1634	13	0,7	2+1					1	2	1	4	1	7		
	Tilløp	16	4877	24	0,3	2+1					0		1	4		Fullprofilboret		
Litjefossen	Tilløp	26	7000	10	0,4	2+1	15	2+1	25	96	1	1+2	1	4	0			
Skibotn	Tilløp	18	4000	61	1,1	2+1					1	1	4	4	0	Trykktunnel 1:10		
Brattset	Tilløp	26	800	0											0			
Reyrvikfoss	Tilløp	40	800	3	0,4	1									1	7		
Niingen	Tilløp	6	2170	13	0,1	1												
Forså	Tilløp	6,5	3345	9	0,1	2												
Kvanangen	Overføring	13	1800	? 0			1300	5	0	0	0	flere	2	flere	7+8			
Sjona	Overføring	7	1950	14	0,25	2												
Nedre Vinstra	Olstøppen	30	2520	9	1,4	1+2									0			
	Tvsl I-III	30	4520	49	1,3	1+2	6	1	29	97					0			
	Tvsl III-IV	30	4850	27	0,3	1+2									0			
	Tvsl IV-V	30	4600	25	0,6	1+2	9	1	26	87					0			
	Tvsl V-VI	30	4200	34	0,5	1+2	8	1	28	93					0			
Mår	Tvsl VI-T3	30	1800	7	0,1	1	6	1	29	97					0	0		
	Løkjen H	23	2500	12	0,2	1	7	1	21	91					0			
	Løkjen V	23	3590	14	0,4	1	15	1	20	87					0			

Blokk.ras i bygget.

Verk	Parsell	Tverrsn. (A1) m ²	Lengde m	Nedfall/blokkfall (< 5m ³)			Ras (> 5 m ³)			Skader						Merknad
				Antall	Midlere volum m ³	Arsak	Volum	Arsak	Fritt areal (A2), m ²	Fritt areal %	Bolting		Sprøytebetong		Utstøping	
										Antall	Type	Antall	Type	Antall	Type	
Mår	Beensåsen V	23	4840	19	0,5	1								0		
	Beensåsen H	23	1600	15	0,4	1	10	4	20	87				1	7	Skade pga utførelse
Songa	Kvikkevatn	7	1620	1	0,1	1	2000	4+1	0	0				0		
	Vå V	10	6290	9	0,1	1	350	5+1	2	20				0		
	Songavatn	43	5500	6	0,4	1	20	4+1	38	88				0		
Mesna	Tilløp	16	800	3	0,1	1							2	4		Trykktunnel
Jørundland	Tilløp	23	10930	22	0,6	1							0	0		2500 m trykktunnel

9.3 Sammendrag av observasjonene

Det er inspisert tunneler ved 29 verk. Materialet omfatter tunneltverrsnitt fra 6 m² til 70 m². Tid for idriftsettelse spenner fra 1923 til 1985. Gjennomsnittlig tid mellom idriftsettelse og siste inspeksjon av tunnelene er 18 år.

Ut fra bakgrunns materialet er det en overrepresentasjon av skifrige og folierte bergarter.

Bakgrunns materialet omfatter i meget liten grad fullprofilborede tunneler.

Det er inspisert 250,5 km tunnel som er rapportert i detalj. Det aller meste av tunnelstrekningene er uten nedfall når en ser bort fra småblokker mindre enn ca. 50 liter, dvs. at den gjennomgående stabiliteten er meget god. Disse tunnelstrekningene har også i stor grad vært usikret.

Observerte stabilitetsproblem knytter seg til soner og konsentrerte områder.

På de befarte strekningene har følgende skjedd:

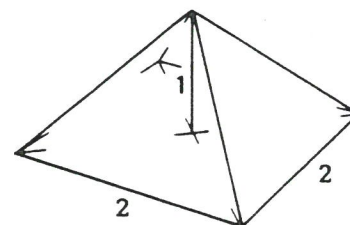
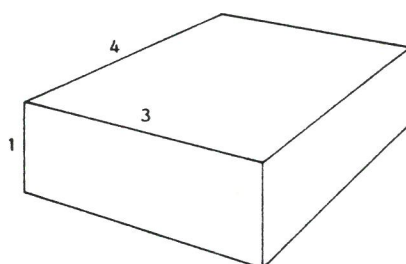
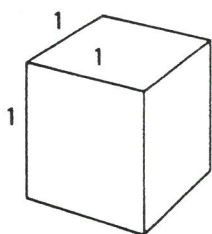
9.3.1 Nedfall/blokkfall

Nedfall/Blokkfall	869 stk. eller 3,5 stk. pr. km tunnel.
Midlere volum	Frekvensen for nedfall varierer mellom 0 pr. km og 17 pr. km. 0,8 m ³ pr. nedfall. Variasjonsområdet er her 0,1 til 3,5 m ³ pr. nedfall. Ved store midlere volum for nedfallene, er antallet pr. km lavt.
Viktigste årsaker	Oppsprekking, bergtrykk og svakhetssoner med lite aktivt materiale.

For å kunne beregne falltapet for disse nedfallene, er det nødvendig å kjenne form og tverrsnitt for nedfallet. Den enkleste formen, vil være en kubisk blokk. 0,8 m³ vil da representere 0,92 m² tverrsnitt. Svært få av de observerte nedfallene har kubisk form.

Det store flertall av små og middels store nedfall kommer fra foliasjonsparallel oppsprekking. Blokkene er da lange og flate og ligger orientert langs tunnelaksen (vannstrømmen). Ved forhold mellom tykkelse, bredde og lengde som 1:3:4, blir effektivt tverrsnitt for en blokk på $0,8 \text{ m}^3$ i størrelsesorden $0,5 \text{ m}^2$.

Nedfall opp mot 5 m^3 er ofte pyramideformede. Ved kvadratisk grunnflate og høyde lik halvparten av lengde av sidekant, blir effektivt tverrsnitt for et nedfall på 4 m^3 i størrelsesorden 2 m^2 .

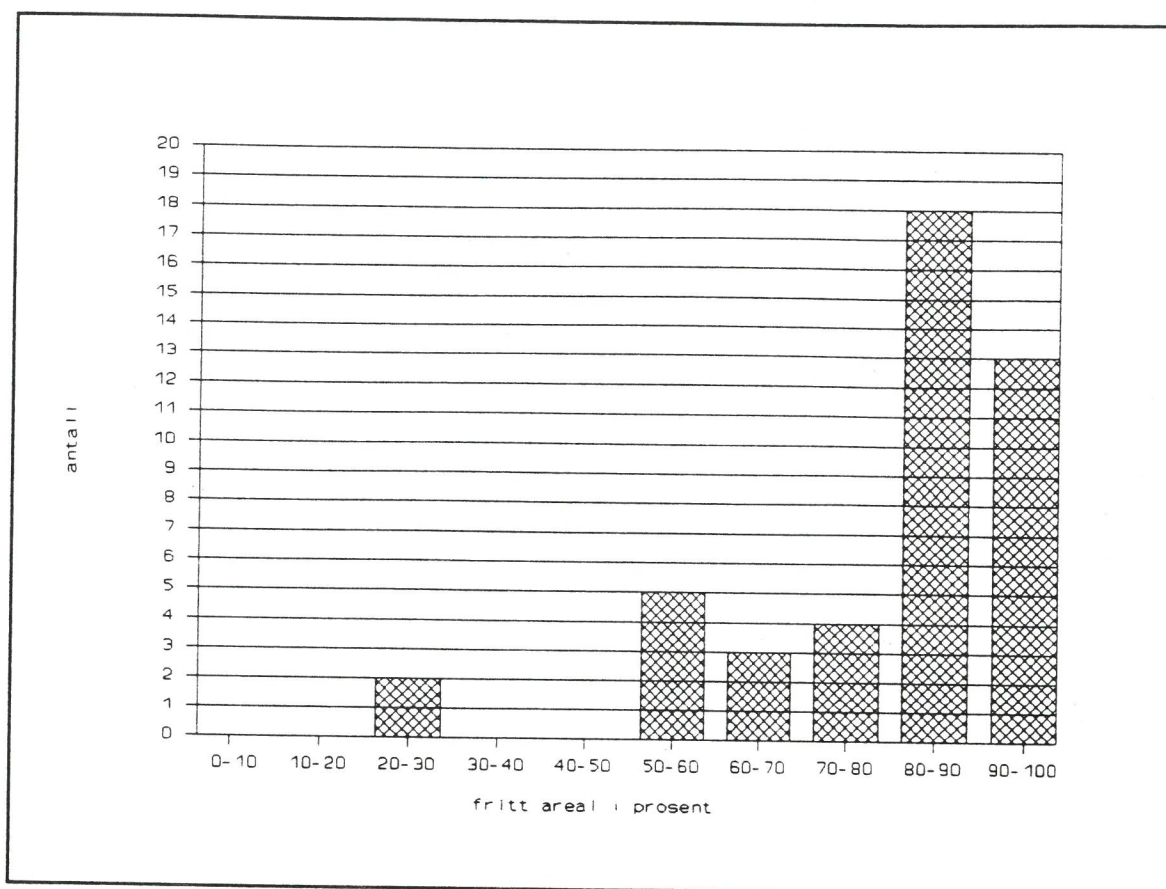


9.3.2 Ras

Ras ($> 5 \text{ m}^3$)	45 stk. (unntatt blokkeringsras) eller ett ras pr. 5,5 km tunnel.
Midlere innsnevring	20% av opprinnelig tverrsnitt.
Viktigste årsak	Soner/sprekker med aktivt materiale samt oppsprekking.

I tillegg er det registrert 7 blokkeringsras, hvorav 4 ved ett anlegg under det som må karakteriseres som spesielle forhold. De 3 andre blokkeringsrasene er i overføringstunneler.

Det er observert flere blokkfall og ras av stort volum, men pga. at massene er spredd utover sålen, er betydningen i falltapssammenheng begrenset. For noen av disse rasene er det likevel nødvendig med utlasting og ettersikring for å unngå videre rasutvikling.

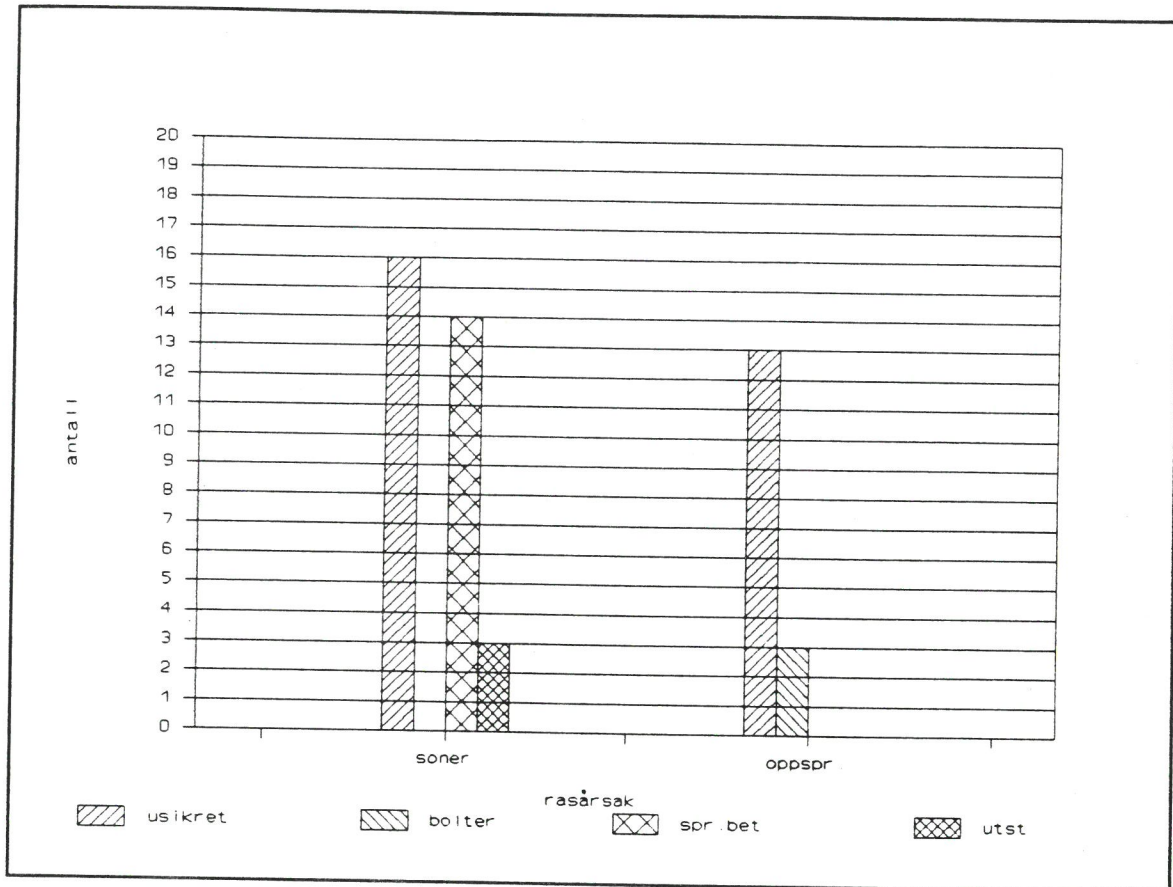


FIGUR 9.1 Antall observerte ras fordelt etter prosentvis fritt areal av opprinnelig tunnel-tverrsnittet.

Det aller meste av mindre ras kommer fra usikrede områder. Ved større ras er det tilnærmet lik fordeling mellom sikrede og usikrede områder. I sikrede områder hvor det har forekommet ras, er det i overveiende grad brukt sprøytebetong som sikringsmiddel.

I referanse /4/ er det utover det som er vist i figur 9.1 og i tabellen foran, beskrevet 10 ras i driftssituasjon; 9 i tilløpstunneler og 1 i avløpstunnel. Disse 10 rasene har skjedd i tunneler med tverrsnitt fra 7 m² til 75 m² og samlet lengde på 87 km. Av rasene er 2 blokkeringsras, resten har fritt areal som varierer mellom 15% og 90%. Felles for de 10 rasene er at de er utløst av middels til meget aktiv svelleleire. Rasene kommer fra usikrede og sprøytebetong-sikrede områder.

For ras med sikre data, kan det settes opp en fordeling mellom hovedårsaken til raset og anvendt sikring i rasområdet.



FIGUR 9.2 Forekomst av ras etter hovedårsak og anvendt sikring.

Antall blokkeringsras og større ras er ikke representativt som grunnlag for statistiske betraktninger. Vi tror at alle ras som har satt tunnelen ut av funksjon (hindret kraftproduksjon) er med i grunnlagsmaterialet og representerer en samlet tunnallengde på 3300 km. I vårt materiale er det i kraftverkstunneler registrert 6 blokkeringsras og 2 ras med mer enn 80% innsnevring av tverrsnittet.

9.3.3 Sikringsnivå

Materialet gir ikke grunnlag for å si at tunneler med høyt sikringsnivå har mindre nedfall og ras enn tunneler med lavt sikringsnivå. Dette vises tydelig i noen eldre tunneler med meget lavt sikringsnivå.

9.3.4 Geologi

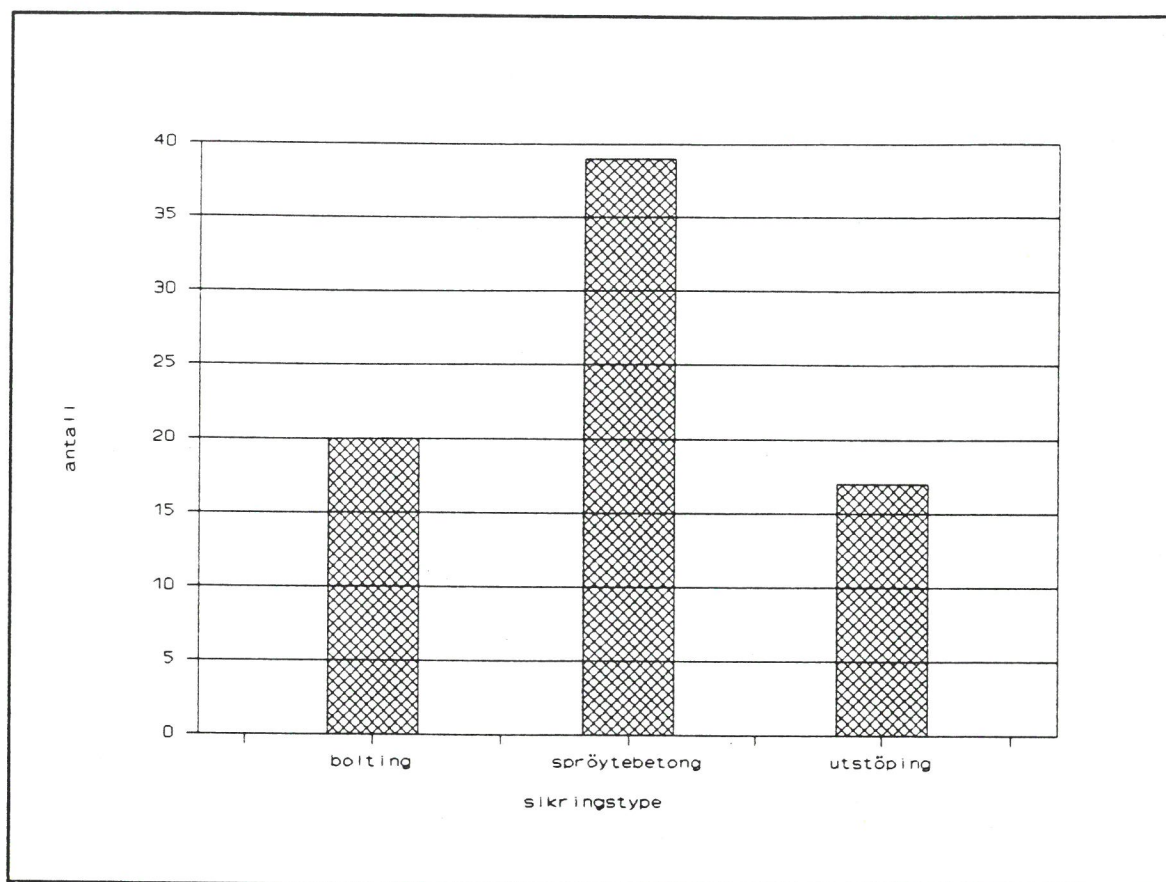
Materialet gir ikke grunnlag for å skille ut spesielt utsatte eller fordelaktige bergarter eller geologiske områder mht. forekomst av nedfall og ras.

Materialet viser at når tunnelaksen og strøkretningen i en foliert/skifrig bergart er tilnærmet parallelle ($< 10^\circ - 15^\circ$), og svakhetsflatenes fall er mellom 0° og 45° , vil det over tid falle ut en del flate blokker fra heng og vederlag i tunnelen. Fenomenet er mest framtrødende når det i tillegg opptrer bergspenninger tilnærmet parallelt svakhetsflatene. Blokker og nedfall fra slike områder er flate og medfører generelt sett mindre tverrsnittsreduksjoner.

9.3.5 Skader på sikringsmidler

Sikringsmidlenes tilstand og funksjon er generelt sett meget god. Ugalvaniserte ekspansjonsbolter som har stått i 20 år og mer, er gjennomgående lite angrepet av rust. Uarmert, tørrsprøytet betong har etter 15-25 år god kvalitet og har fungert godt som sikring.

I de befarte tunnelene er det registrert 76 skader på sikringsmidler. I de tilfeller det er observert svikt og feil ved sikringsmidlene, skyldes dette i stor grad dårlig utførelse. Skadene fordeler seg som vist under.



FIGUR 9.3 Antall registrerte skader på sikringsmidler i kraftverkstunneler (eksklusive vanntunnel N.N. i /4/).

Bolting

Det er observert tre skadetyper på boltesikring. Disse er i prioritert rekkefølge:

- utførelse innstøping (spesielt perfobolter) og manglende endeforankring i svakhetssoner.
 Blokker er falt av innstøpte bolter pga. manglende innstøping eller heft mellom betong og fjell. Mangelfull utførelse er hovedårsak til ca. 80% av skadene.
- boltebrudd strekkbrudd pga. overbelastning. Overbelastning er hovedårsak til ca. 20% av skadene.

Det er ikke observert boltebrudd som skyldes korrosjon. Det er heller ikke funnet alvorlige korrosjonsskader på bolter. Observasjoner av korrosjon av annet stål i tunnelene tyder på at rustbeskyttelse (f.eks. varmforsinking) bare utsetter korrosjonen i et kort tidsrom.

Sprøytebetong

Skadene som er observert kan deles i tre typer i prioritert rekkefølge:

- mindre sprekker og avskallinger uten stabilitetsproblem.
Utgjør ca. 85% av skadene.
- overbelastning som skyldes svelleleire.
Utgjør ca. 8% av skadene.
- utførelse (dårlig rengjøring, vann osv.).
Utgjør ca. 7% av skadene.

En del av de mindre sprekke og avskallingene skyldes nok dårlig utførelse. Det har vært vanskelig å avgjøre dette under befaringene. Det antas at andel av skader p.g.a. dårlig utførelse er betydelig høyere enn 7%.

Det synes desverre ikke å ha vært noen kvalitetsforbedring i løpet av de siste 20 år.

Utstøping

Registrerte skadetyper er:

- mindre sprekker og svakheter, som i stor grad kan føres tilbake til utførelsen og/eller svelletrykk fra svakhets soner. Skadetyperne er dominerende, og omfatter ca. 70% av tilfellene.
- brudd pga. overbelastning (3 tilfeller) utgjør ca. 30% av skadene. Ved to av rasene har primærbruddet skjedd på grunn av mangelfull kvalitet ved betongutstøping.

Det finnes ikke klare indikasjoner på at forskriftsmessig utført betongutstøping er skadet.

9.3.6 Tidspunkt for nedfall eller ras

I tunneler som har vært inspisert like etter idriftssettelse (mindre enn 2 år etter), er antallet nedfall og ras av samme størrelsesorden som i tunneler med betydelig lenger tid mellom idriftssettelse og første inspeksjon. Det meste av slike nedfall og ras skjer som følge av at vannfyllingen av tunnelen endrer styrkeegenskapene til bergart, oppsprekking og sone-materiale:

- våt bergart er svakere enn tørr bergart
- skjærfasthet for sprekke blir lavere ved tilførsel av vann
- aktivt sonemateriale mobiliserer svelletrykk ved tilførsel av vann

Dette forholdet bekreftes også av befaringer i tunneler som er inspisert flere ganger i løpet driftstiden. En observasjon som gjentas i rapporter fra slike befaringer, er: "Lite (eller intet) nytt nedfall siden forrige inspeksjon".

Det må vises til to viktige unntak fra dette mønsteret:

1. Soner med sprekkefylling som må oppløses eller vaskes ut før det vil oppstå stabilitetsproblem. Nødvendig tid for utvasking vil variere mye, avhengig av mange faktorer.
2. Områder der sikringsmidlene har liten sikkerhetsfaktor og samtidig svekkes over tid. Eksempler på dette kan være:
 - blokk med for lite bolter
 - for kort utstøping som dermed ikke dekker hele sonen
 - dårlig utførte sikringsarbeider hvor sikringsmidlene i utgangspunktet var tilstrekkelig dimensjonert.

Observasjonene kan tolkes som at en stor andel av nedfall og ras kan unngås ved enkle tiltak i byggetiden, som grundig sluttrensk og god ingeniørgeologisk oppfølging.

Antallet blokkfall er overraskende lavt i tunneler som under driving hadde tildels betydelige bergslag- og sprakproblem. Dette kan trolig forklares med en lavere spenningspåkjenning

over tid enn forutsatt ved usikrede partier, og muligens effektiv sluttrensk og sikring (evt. oversikring) ved sikrede partier.

Friske bruddflater vise at en del nedfall og ras utløses eller videreutvikles ved tømning av tunnelene. Det har vært vanskelig å kvantifisere slike tilfeller. Forklaringen til disse nedfallene kan være at kraftkomponenten fra oppdriften forsvinner ved nedtapping, slik at friksjon og innspenning på sprekker ikke er stor nok til å holde blokka på plass (se også kap. 5.4).

9.4 Observasjoner i vegtunneler

I tilknytning til prosjektet er det gjennomført inspeksjon og etterkartlegging av vegtunneler av varierende alder. Begrunnelsen for inspeksjon av vegtunneler er:

1. Strengt krav til sprengningsteknikk og kvalitet av kontur, spesielt i nyere tunneler.
2. Høyt sikkerhetsnivå pga. trafikk.

De viktigste resultatene av disse befaringsene er:

1. Under tilnærmet like geologiske forhold, blir det i vegtunneler i dag benyttet et betydelig høyere sikringsnivå enn for 10-30 år tilbake. Nivået er høyere både for arbeidssikring og permanent sikring, uten at dette gjenspeiler seg i markert forskjellig langtidsstabilitet.
2. Sprøytebetong brukes i stor utstrekning hvor det tidligere ville vært benyttet bolting som sikringsmiddel. Sprøytebetong brukes til en viss grad også som erstatning for utstøping.
3. Sprengningsteknikken påvirker i betydelig grad det gjenstående fjell og dermed behovet for rensk og sikring. Uten at vi har sikre tall, ser det ut til at mengden av arbeidssikring er mindre i vegtunneler enn i tilsvarende kraftverkstunneler.

9.5 Parallell-tunneler

Gjennom noen hovedoppgaver ved Institutt for anleggsdrift er det bl.a. vist at ved sikring av tunneler som drives parallelt eller i tilknytning til eksisterende tunneler, benyttes det i dag et betydelig høyere sikringsnivå enn tidligere. Dette skyldes flere forhold, hvorav følgende ser ut til å ha størst innflytelse:

1. Sprengningsteknikk - lange salver, unøyaktig boring og kraftig lading.
2. Enklere å utføre sikringsarbeidene. Spesielt for bolting og sprøytebetong er mekaniseringsgrad og kapasitet høy.
3. Systematisk sikring benyttes over lenger strekning enn nødvendig.

I tillegg kommer forhold som økte krav til sikkerhet under driving og taktisk prissetting av sikringsarbeider.

9.6 Falltapsprosjektet 1985

I den anleggstekniske delen av rapporten fra 1985 /4/ og i kap. 5.3 er det vist at sprengningsteknikken i stor grad påvirker ruhet og sikringskostnader. I tverrsnitt over 30-40 m² vil det ha god virkning å redusere salvelengden samt redusere hullavstand, forsetning og ladningskonsentrasjon i konturen.

10 KRITERIER OG RETNINGSLINJER FOR ANBEFALT TUNNELSIKRING

Et av prosjektets hovedmål er å gi et grunnlag for å velge økonomisk riktig sikring ved driving av vanntunneler.

10.1 Innledning

Anvisningene i dette kapitlet er i all hovedsak basert på de observasjoner som er vist i kapittel 9. Anvisningene er av generell art, og må selvsagt tilpasses det enkelte tunnelanlegg. Etter vår mening er stabilitetskrav og sikringsfilosofi pr. i dag (se kapittel 4) godt i overensstemmelse med det vi vil anbefale.

Eksisterende stabilitetskrav og sikringsfilosofi har ikke alltid vært praktisert. Ved enkelte tunnelanlegg har prosjektledelsen i stor grad unnlatt å underkaste de foreslåtte sikringstiltak en samlet økonomisk vurdering og styring (utover de rent stabilitetsmessige hensyn), med oversikring som resultat.

10.2 Anbefalte retningslinjer

På bakgrunn av kapitlene 8 og 9, som kan sammenfattes som følger:

"stabilitetsproblem med størst falltapsmessig og økonomisk konsekvens skyldes konsentrerte geologiske fenomen som svakhetssoner"

anbefaler vi følgende overordnede retningslinjer for sikring i vanntunneler:

1. Tunnelene må sikres i nødvendig utstrekning for å unngå skader på mennesker og materiell i anleggsperioden.
2. Det gjennomføres en grundig sluttinspeksjon av tunnelen for å avdekke (og eventuelt rense og sikre) mulige områder for nedfall og ras med falltapsmessig konsekvens. Inspeksjonen gjennomføres av personell med ingeniørgeologisk kompetanse.

3. Systematisk og ukritisk ettersikring over lengre tunnelpartier i form av erstatning og komplettering av arbeidssikring utføres ikke. Tilleggssikring vurderes dersom det ved sluttinspeksjonen registreres skader på arbeidssikringen, eller dersom bergmassens stabilitet vil bli vesentlig redusert av vannstrømmen under drift.
4. Ingeniørgeologisk oppfølging under driving av tunnelene må spesielt konsentreres om å avsløre enkeltfenomen (svakhetssoner), slik at disse kan sikres i tilstrekkelig grad.
5. Inspeksjon etter 1 - 2 års drift for å fjerne eventuelt nedfall av betydning for falltapet.

For å gjennomføre punkt 3 og 4 med best mulig resultat, er det nødvendig med en ingeniørgeologisk oppfølging som redegjort for i kap. 10.4. Det er viktig å øke kunnskapen om stabilitetsegenskapene (dvs. mulig rasfare) for svakhetssoner, og om valg og dimensjonering av sikring i svakhetssoner.

10.3 Arbeidssikring

Arbeidssikringen skal sørge for trygge arbeidsforhold under driving av en tunnel. Det er derfor viktig at kontraktsforhold, akkordavtaler, ingeniørgeologisk oppfølging, kommunikasjon med stufflaget osv., sørger for at det er de reelle stabilitetsproblemene som blir tatt vare på gjennom arbeidssikringen.

10.4 Ingeniørgeologisk oppfølging

Det må tilstrebes at alle sikringsarbeider utføres i samråd med ingeniørgeolog. Det er spesielt viktig at det foretas en fortløpnde ingeniørgeologisk kartlegging, og spesielt før det blir brukt sprøytebetong på stuff. Eksempler på metoder for tunnelkartlegging er vist i Bilag 1.

Videre bør det ved all tunneldrift gjennomføres en kontinuerlig innsamling og bearbeiding av anleggstekniske data (f.eks. bore- og ladeplan, sprengningsresultat, fragmentering, medgått rensketid, driftsforstyrrelser) og sammenholde disse med den ingeniørgeologiske kartleggingen. Dette vil være nyttig informasjon både for valg og dimensjonering av arbeids- og ettersikring.

10.5 Sluttinspeksjon og ettersikring

Nedfall og ras skjer i meget stor grad innen 1-2 år etter idriftsettelse. Grunnlagsmaterialet tyder på at de fleste nedfall og ras med falltapsmessig konsekvens ville bli tatt vare på ved en grundig sluttinspeksjon. Hovedhensikten med en slik inspeksjon må være å finne og eventuelt sikre:

1. Store, ustabile blokker.
2. Oppsprukket, leirinfisert fjell.
3. Mindre leirsoner som ikke er avslørt tidligere.
4. Kontrollere kvaliteten av sikring som er utført som arbeidssikring.
5. Registrering av sprekker og deformasjoner ved sikrede svakhetssoner.

Systematisk ettersikring for å unngå mindre nedfall av mer tilfeldig karakter vil etter det som er observert under tunnelinspeksjonene ikke være lønnsomt. For hvert nedfall vil falltapskostnaden bestemme hvor mye sikring som ville vært økonomisk forsvarlig å installere i byggetiden. En grundig sluttinspeksjon antas å kunne redusere omfanget av nedfall og blokkfall i forhold til våre observasjoner. Ved en antatt halvering viser beregningene i eksempel 2 i kapittel 8 at disponibelt beløp for tilleggssikring er ca. kr 10.000 pr. km. Det er lite sannsynlig at dette beløpet dekker en fullstendig sikring mot ethvert blokkfall over en strekning på 1 km. Derimot kan fjerning av blokker ved en tidlig tunnelinspeksjon være meget lønnsomt.

10.6 Valg av sikringsmidler

Vi vil ikke gi detaljerte retningslinjer for valg av sikringsmidler, men våre observasjoner viser at det generelt kan oppnås god langtidsstabilitet ved å bruke lettere sikringsmidler enn dagens praksis.

1. Ekspansjonsbolter (eventuelt varmforsinkede) kan ofte erstatte innstøpte bolter.
2. Bruk av fiber i sprøytebetong kan reduseres betydelig der sprøytebetongens bøyestrekfasthet er av underordnet betydning (spesielt på partier med inaktivt sprekke- eller sonemateriale og/eller oppsprukket fjell).

3. Fiberarmert sprøytebetong kan i en viss grad erstatte full utstøping. Dette forutsetter god kvalitetssikring, god heftfasthet til sidefjellet og lavt aktivt svelletrykk i knusningssonen (kontrolleres ved laboratoriemåling).
4. Full utstøping anbefales for sikring av knusningssoner med meget aktiv svelleleire og mektighet over 20-30 cm. Leirens egenskaper kontrolleres ved laboratoriemålinger.

Enkle dimensjoneringsmodeller for bolting, sprøytebetong og utstøping er vist i kapitlene 6.3, 6.4 og 6.5.

Det kan være tvil om hvilken type sikring som skal velges. Alternativene må da utredes med hensyn til mengde, kostnad og risiko for ras før sikringstype velges.

Det er viktig at alle enhetspriser for ulike sikringsmidler i en kontrakt viser de innbyrdes reelle kostnadsforskjeller, slik at valg og dimensjonering av sikring kan gjøres på en teknisk og økonomisk riktig bakgrunn.

10.7 Sprengningsteknikk - kontrakt

Tendensen til økt sikringsnivå i dagens tunneldrift skyldes i hovedsak sprengningsteknikken og andre forhold utover de geologiske betingelsene. Det må derfor stilles strengere krav til utførelse av sprengningsarbeidene gjennom kontrakten, eventuelt må det forsøkes andre kontraktsformer.

Entreprenøren må gjennom kontrakten få et større ansvar for kvaliteten av det ferdige produktet, i hovedsak falltapsforhold og rensk og sikring. Det er viktig at man ikke gjennom uheldige avtaleformer mister kontrollen med sikringsomfanget.

Ved noen anlegg er det i det siste forsøkt en delvis omlegging av kontraktsvilkårene mht. økonomisk motivasjon knyttet til kvalitet av kontur. Resultatene av disse forsøkene er så langt lovende, både med hensyn til ruhet og sikringsmengde.

10.8 Kvalitetssikring

Valg, dimensjonering og utførelse av sikringsarbeider må være underlagt god kvalitetssikring. Observasjonene viser at sikring med sprøytebetong er spesielt utsatt for skader som skyldes utførelsen. De viktigste feilkildene er dårlig rengjøring, vannlekkasjer og for tynt betonglag.

Sikring i form av tilfeldig bolting er også beheftet med en del feil i utførelse. De viktigste feilkildene er her feil satt bolt (plassering, retning og lengde) og dårlig forankring (spesielt i eller nær soner).

Bedre fagopplæring og motivasjon vil være enkle og effektive tiltak.

10.9 Adkomstmuligheter - planløsninger

Kapittel 10.2 anviser en dristig sikringsfilosofi. En viktig forutsetning for at denne skal kunne praktiseres med godt totaløkonomisk resultat, er at tunnelen har gode adkomstmuligheter i driftsfasen, både for inspeksjon og eventuelle etterarbeider.

Observasjonene viser at mye av nedfallene skjer innen 1-2 år etter idriftssettelse av tunnelene. Det anbefales derfor å gjennomføre tømning og inspeksjon av en tunnel få år etter idriftssettelse.

Utenom blokkeringsras og ras med lite fritt areal, vil falltapsvirkningen av nedfall og ras kunne reduseres til det ubetydelige ved enkle tiltak, f.eks. ved å sprengte blokker og jevne restene ut over sålen, plassere massene i nisjer, etc.

Befaringene viser at tilnærmet horisontale tunneler med største vannhastighet 1,5-2 m/s, vil ha en såle som er godt kjørbare for lettere maskiner. For slike tunneler er det tre forhold som må ivaretas gjennom planløsningen:

1. Om mulig unngå lavbrekk uten tappemulighet.
2. Tilstrekkelig stor port i et eller flere tverrslag (forutsetter lavt trykk mot porten).
3. Gode ventilasjonsmuligheter langs hele tunnelen ved eventuelle arbeider etter idriftssettelse.

Beregningseksemplene i kapittel 8.3, viser at det (under den forutsatte driftspraksis), er økonomisk riktig å velge et dristig sikringsnivå kombinert med investering i tilstrekkelig stor port.

Befarte, nyere trykktunneler (stigningsforhold omkring 1:10) er tildels ikke kjørbare for mindre maskiner. Dette skyldes i hovedsak kombinasjonen av unødvendig stor stikning ved salveboring i sålen, og at sålen er spylersket før idriftsettelse. Det kan her være aktuelt å velge en mindre dristig sikringspraksis pga. vanskelig adkomst.

Dykkede avløpstunneler har tradisjonelt vært sikret etter et høyt sikringsnivå. Sikringsnivået må ved hver enkelt tunnel vurderes opp mot kostnadene for installasjoner og planløsninger som kan forbedre adkomstmulighetene. Tømming av dykkede avløpstunneler vil medføre kostnader av en helt annen størrelsesorden enn for tilløpstunneler.

10.10 Sluttord

Gjennomføringen av prosjektet og de foreliggende observasjoner er så langt vi kjenner til enestående, også sett i internasjonal sammenheng. På grunn av den store andel feltarbeid, har det vært et kostbart prosjekt å gjennomføre. Vassdragsregulantenens Forening skal ha honnør for å ha støttet en slik prosjektgjennomføring.

Prosjektet har i tillegg til de konklusjoner som er trukket, også gitt økt innsikt i betydningen av systematisk kvalitetssikring innen bygging og drift av vanntunneler.

Det foreliggende observasjonsmateriale vil etter vår oppfatning også være nyttig i videre forskning innen ingeniørgeologi, stabilitetssikring og anleggsteknikk.

Vi ser slike inspeksjoner som meget interessante i flere sammenhenger. Vi vil derfor benytte anledningen til å gjøre kraftverkseierne oppmerksomme på at vi også i framtiden ønsker å delta i befaringer av tømte tunneler dersom tidspunkt og økonomi tillater dette.

Etter vår mening vil det framover være viktig å prioritere følgende områder mht. forskning og utvikling:

- Sprengningsteknikk - kvalitet av kontur og belastninger på gjenstående fjell.
- Ingeniørgeologi - økt kunnskap om stabilitetsegenskapene for ulike svakhetssoner.
- Kvalitetssikring.
- Kontraktsforhold.

11 LITTERATURREFERANSER

- /1/ STORTINGSMELDING NR 37 (1984-85): Handlingsplan for energiøkonomisering, kap. 10.4.1.
- /2/ NORSKE KRAFTVERKER, BIND I (1954): Teknisk Ukeblads forlag, Oslo, 440 s.
- /3/ NORSKE KRAFTVERKER, BIND II (1966): Teknisk Ukeblads forlag, Oslo, 303 s.
- /4/ THIDEMANN, A. (1981): Langtidsstabilitet i vanntunneler. Dr.ing.-avhandling, NTH, 315 s.
- /5/ MOE, H.L. (1988): Sikring av vanntunneler. Hovedoppgave, NTH, 70 s.
- /6/ NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE (1985): Ingeniørgeologi Berg, Håndbok, Oslo, 140 s.
- /7/ DIREKTORATET FOR ARBEIDSTILSYNET (1983): Arbeidsmiljøloven, 1977, 55 s.
- /8/ NORGES BYGGSTANDARDISERINGSRÅD (1988): Geoteknisk prosjektering, Norsk Standard NS3480, 11 s.
- /9/ NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK (1990): ITA Recommendations on Constructural Sharing of Risks. (Reprint), 51 s.
- /10/ BROCH, E., NILSEN, B., SELMER-OLSEN, R. (1988): Ingeniørgeologi fjell. Geol. Inst., NTH, 325 s.
- /11/ NIF (1991): Valg av sikring ved drift av tunneler og bergrom. Kursdagene på NTH, Trondheim.
- /12/ HOLMGREN, J. (1976): Punch-loaded shotcrete linings on hard rock. Stockholm, 96 s.
- /13/ VASSDRAGSREGULANTENES FORENING (1985): Falltap i kraftverkstunneler. Rapport 1985, Asker, 127 s.

BILAG 1

Forskjellige metoder er tatt i bruk for å registrere viktige parametre for tunnelstabiliteten.

Fig. B.1 viser et skjema for ingeniørgeologisk kartlegging, første gang brukt i 1970.

		300	350	400
Pel nr.				
Tunnelretning		155°		160°
STABILITETSPROBLEM	Svakhets-sone			
	Strøk/fall	275/55	315/85	
	Bredde (cm)	10	1 - 7	
	Sleppematr.	Knust bergart	Leire	
	Farge	Sort	Hvit/rød	
	Sideberg	Sterkt, uoppsprukket	Noe oppknust	
	Prøve nr.	7		
	Bergtrykk	1+ 0 - 1	1+	1- 2
	Vannlekkasje	← 00 →	← 000 →	← →
	BERGMASSE	Bergartstype (nr.)	Biotitt gneis (3)	Båndet gneis (2)
Sprekkesett med strøk og fall		I : 325/55	315/80	300/80
		II : 385/90	075/75	
		III:	245/100	
Avstand (cm)		55 100	90 100 140	60
Ruhet	M M	M L* M	M	
SIKRING	Type sikring			
	Ekstrarensk (manntimer pr. salve)			
	Antall bolter pr. salve			
Merknader			*Kalsitt på sprekkflatene	

FIG. B.1 Skjema for ingeniørgeologisk tunnelkartlegging.

Flere typer skjema brukes, ofte med inntegning på horisontal- og vertikalprojeksjon av henholdsvis tunnelheng og -vegger.

I tillegg til kartleggingsskjemaet er det en fordel med en systematisk oppstilling av anbefalt sikring, hvor bergmassene ved hvert sikret parti beskrives så kortfattet og presist som mulig. Et eksempel på slik beskrivelse er vist i Fig. B.2.

ÅBJØRAKRAFT KOLSVIK KRAFTVERK		Bilag: 1
Sted: Overføringstunnel T2. Stuff fra øvre Kalvvatn.		Side: 1
SAMMENSTILLING AV FJELLFORHOLD OG – SIKRING		Sign: A.T.
Pel nr.	Type fjellmasser PERMANENT SIKRING	Utført arbeids- sikring
38 - 55	Leirrik knusningssone med mektighet ca. 100 cm på skrå over hengen. Sidefjellet har leir- og kalkspatbelegg på sprekkene. (Målt svelletrykk = 35 t/m ² , se rapport 77179.) ----- VEGGSTØP VENSTRE SIDE PEL 38 - 43 (SETT MOTSTRØMS). FULL UTSTØPING PEL 43 - 55.	Farexbolter, bånd og netting
55 - 60	Merkerte sprekker med liten ruhet. ----- 4 STK. GYSTE KANSTÅLBOLTER 2,5 M VID HØYRE SIDEHENG PEL 59 - 60	Farexbolter
62,5 - 83	Som sone pel 38 - 55. ----- UTSTØPING PEL 62,5 - 83.	Farexbolter, bånd og netting

FIGUR B.2 Beskrivelse av bergmasser med utført arbeidssikring og anbefalt permanent sikring.