

Bergsikring i norske vegtunneler

Nåværende praksis og fremtidens regelverk

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 1132



Tittel

Bergsikring i norske vegtunneler

Undertittel

Nåværende praksis og fremtidens regelverk

Forfatter

Are Håvard Høyen

Avdeling

Konstruksjoner

Seksjon

Konstruksjonsteknikk

Prosjektnummer

L10439

Rapportnummer

1132

Prosjektleder

Are Håvard Høyen

Godkjent av**Emneord**

Tunneldriving, bergsikring, tunneldriving i hard berg, berggrunnsoppførselstyper

Sammendrag

Sammendrag finnes på side i. Rapporten er publisert på både norsk og engelsk.

Rapporten utgjør det faglige grunnlaget for revisjon av regelverket for bergsikring og tunneldriving for norske vegtunneler, vegnormal N500 Vegtunneler og veiledning N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel, i forbindelse med tilpasningen til andre generasjon eurokoder.

Title

Rock support in Norwegian road tunnelling

Subtitle

Current practice and future regulations

Author

Are Håvard Høyen

Department

Structures

Section

Structural Engineering

Project number

L10439

Report number

1132

Project manager

Are Håvard Høyen

Approved by**Key words**

Tunnel excavation, rock support, hard rock tunnelling, ground behaviour types

Summary

Abstract can be found on page i. The report is published in both Norwegian and English.

This report constitutes the professional basis for revising the regulations for rock support and tunnel excavation for Norwegian road tunnels, specification N500 Road tunnels and guideline N-V521 Geology and rock support in tunnels, as a part of the adaptation of the second generation of the Eurocodes.



Sammendrag

Denne rapporten inneholder en gjennomgang av dagens praksis for bergsikring i norske vegtunneler og skisserer utformingen av et fremtidig regelverk for tunneldriving i hardt berg basert på observasjonsmetoden i Eurokode 7.

Rapporten er delt i to hoveddeler. Del 1 omhandler historiske og ingeniørgeologiske forutsetninger samt utfordringer med dagens praksis. Den presenterer norske grunnforhold, hva som anses som «tunneldriving i hardt berg», og identifiserer mangler og problemer med eksisterende praksis. Del 2 gir en teoretisk bakgrunn for ulike typer brudd og deformasjoner som opptrer i berget, kategorisering av berggrunnens oppførsel, vurdering av metoder og verktøy for bergteknisk prosjektering og går til slutt inn på hvordan observasjonsmetoden kan anvendes til prosjektering og driving av tunneler i hardt berg.

Dagens regelverk for bergsikring i norske vegtunneler bygger i stor grad på empiriske metoder utviklet 30-50 år tilbake. Selv om dette har gitt en standardisert praksis som fungerer under de fleste forhold, viser forskning og erfaring at systemet har svakheter, særlig i komplekse bergforhold og tunnelgeometrier utenom standard. Den teoretiske bakgrunnen for regelverket har en begrenset vitenskapelig bredde og nåværende regelverk oppfyller ikke kravene til verifikasjon av stabilitet gitt i Eurokode 7.

Rapporten presenterer en ny bergsikringsstrategi basert på observasjonsmetoden, med prinsipp om at bergsikringen skal utformes etter berggrunnens oppførsel ved at man tar høyde for bergets forventede brudd- og deformasjonsprosesser i designet av stabilitetssikringen. Den nye strategien innebærer å kategorisere berggrunnen langs tunnellinjen etter ulike typer berggrunnsoppførsel (Ground Behaviour Type, GBT), som vil være styrende for valg av sikringsdesign. Den norske fremgangsmåten med kartlegging og fastsettelse av sikring på stoff videreføres, men samtidig vil prosjekteringsarbeidet, særlig i byggeplanfasen, bli mer omfattende.

GBT er berggrunnens oppførsel som følge av tunneldrivingen uten bergsikring. Systematiseringen av stabilitetsproblemer i rapporten tar utgangspunkt i disse og er videre knyttet til lastbetingelser, berggrunnstype og hvilke brudd-/deformasjonsprosesser som er forventet å oppstå. Basert på dette er det gitt overordnede/prinsipielle forslag til hvordan bergsikringen kan utformes ved at den motvirker og ivaretar de faktiske brudd- og deformasjonsprosesser i berggrunnen.

Sentralt både i prosjektering og gjennomføring for den nye bergsikringsstrategien er også systemets oppførsel (System Behaviour, SB), som er resultatet av samvirket mellom berggrunnen og bergsikringen. I observasjonsmetoden, som beskrevet i eurokode 7, skal stabilitet verifiseres gjennom observasjoner der avvik utløser forhåndsdefinerte tiltak, og det er avvik fra forventet SB som vil utløse disse tiltakene.

Videre er et viktig poeng i rapporten at det for mange typer stabilitetsproblemer mangler pålitelige metoder for dimensjonering av bergsikring og vurdering av stabilitet i det sikrede profilet. Å være bevisst usikkerhetene i metodene er avgjørende, fordi det åpner for kompenserende tiltak gjennom økt prosjekteringsinnsats der behovet er størst. Dette i kontrast til en praksis med bruk av empiriske metoder i berggrunnsforhold hvor metodene ikke har tilfredsstillende dekning.

Den videre planen er å oppdatere regelverket for norske vegtunneler harmonisert med den andre generasjonen eurokoder som forventes utgitt i 2028, basert på innholdet i denne rapporten. Regelverket for driving og bergsikring av vegtunneler består av krav som må følges gitt i *N500 Vegtunneler*. Veiledning *N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel* utdyper metoder og praksis. I en revisjon vil hovedsakelig det som omhandler prosjektering med observasjonsmetoden bli implementert i N500, mens veiledning til det faglige bergmekaniske og bergtekniske vil bli implementert i N-V521.

På publiseringstidspunktet for denne rapporten pågår det en revisjon av N500 som ikke vil være påvirket av innholdet i denne rapporten.

Takk til

Jorge Terron-Almenara for review av GBTer til tunneldriving i hardt berg og gode ideer i hans PhD. Også takk til veilederne til PhDene i prosjektet som har ledet frem til denne rapporten: Bjørn Nilsen, Karl Gunnar Holter, Roger Olsson og Charlie Chunlin Li. Videre en stor takk til Anette Wold Magnussen, Arild Neby, Arild Palmström, Henki Ødegaard, Mari Lie Arntsen, Mona Lindstrøm og Vilde Møllerhaug for gjennomlesing og gode innspill til rapporten.

Innhold

1	Generell innledning	3
<i>Del 1 – Historiske og ingeniørgeologiske forutsetninger samt begrensninger med nåværende bergtekniske praksis</i>		
2	Innledning	4
2.1	Vegtunneler i Norge	4
2.2	Vegtunnelen som konstruksjon	5
2.3	Norske bergforhold.....	5
2.3.1	Norges geologi	7
2.3.2	Svakhetssoners karakter	8
2.3.3	Bergspenninger.....	12
2.3.4	Egenskaper for intakt norsk berg.....	12
2.3.5	Bergmassekvalitet i norske veitunneler.....	13
3	Bergsikringen i norske vegtunneler.....	13
3.1	Historisk bakgrunn	13
3.2	Dagens system.....	14
3.3	Sikring av svakt berg og sprøytebetongbuer	16
4	Kort om bergteknisk prosjektering i Eurokode 7	19
5	Kort om bergsikringsprinsipper	20
6	Begrensninger med dagens system for bergsikring i vegtunneler	21
6.1	Praktiske svakheter	21
6.2	Svakheter i det teoretiske grunnlaget	22
6.3	Q-systemet og dimensjonering av sprøytebetongbuer.....	23
6.3.1	Q-systemets evne til å angi behovet for lastbærende sikring	24
6.3.2	Sikringstrykket P_{arch}	26
6.3.3	Modellens manglende interaksjon med bergmassen	27
6.3.4	Akseptgrense for deformasjon i buen.....	27
6.4	Spesifikke prinsipper og praksiser å være oppmerksom på.....	28
6.4.1	Svelling i svakhetssoner og svakhetssonemateriale	28
6.4.2	Portal/tunnelkryss og multiplisering av Q-systemets J_n	28
6.4.3	Q-systemet, deformasjoner og sikringstrykk.....	28
6.4.4	Forskjellen på fiberarmert og stang-/nettarmert sprøytet betong	29
6.4.5	Måling av bergspenninger	29
6.4.6	Numerisk modellering, sikkerhetsfaktor og grensetilstandsmetoden.....	30
<i>Del 2 – Teoretisk bakgrunn og prinsipper for prosjektering med observasjonsmetoden for tunneldriving i hardt berg</i>		
7	Innledning	32
8	Teoretisk bakgrunn - bruddtyper og deformasjoner.....	33
8.1	Brudd- og deformasjonstyper	33
8.1.1	Øyeblikkelig deformasjon	33
8.1.2	Tidsavhengig deformasjon	33
8.2	Deformasjon og spenninger.....	35
8.3	Sprø brudd og sprø skjærbrudd	39

9	Eksisterende kategorisering av bergmasse og berggrunnens oppførsel.....	40
9.1	Kategorisering av GBT med bakgrunn fra Mellom- og Sør-Europa.....	41
9.2	Generell kategorisering av GBT.....	42
9.3	Kategorisering av GBT med bakgrunn fra Norge/Skandinavia	43
10	Observasjonsmetoden for tunneldriving i harde bergarter	45
10.1	Karakterisering av berggrunn og metoder for vurdering av stabilitet	45
10.1.1	Typer berggrunnsoppførsel (GBT) for tunneldriving i harde bergarter	46
10.1.2	Metoder for vurdering av bergsikring og stabilitet.....	49
10.2	Prosjektering med observasjonsmetoden ved tunneldriving i hardt berg	50
11	Videre arbeid	52
	Referanser	53

Vedlegg 1 Typer berggrunnsoppførsel fra Palmstrom and Stille (2007)

Vedlegg 2 Designprosedyre for hybrid metode for bergsikring av tunneler i svak berggrunn og moderate bergspenninger

Vedlegg 3 Typer berggrunnsoppførsel for tunneldriving i harde bergarter

Vedlegg 4 Kommentarer til foreslått bergforsterkning og lastbærende bergsikring

1 Generell innledning

Denne rapporten har som formål å legge grunnlaget for en ny strategi for bergsikring av vegtunneler i Norge. Som tittelen antyder, vil rapporten belyse dagens praksis, hvordan den har utviklet seg, de ingeniørgeologiske og bergtekniske forutsetningene for tunneldriving i hardt berg, samt skissere hvordan et nytt regelverk kan utformes.

Gjennom de følgende kapitlene vil det fremgå at dagens regelverk – med ingeniørgeologisk kartlegging på stoff, registrering av Q-verdier og bruk av bergsikringstabellen i N500 Vegtunneler – ikke kan anses som «konstruktive tiltak» i henhold til Eurokode 7 for alle bergforhold. Dagens regelverk er derfor ikke i samsvar med Eurokodene, og en revisjon er nødvendig. Videre er dagens regelverk detaljert kun for enkle bergforhold og tunnelgeometrier, og mangler gode beskrivelser for praksis i de mer komplekse tilfellene.

Det nye konseptet bygger på observasjonsmetoden beskrevet i Eurokode 7, og vil prinsipielt være slik at designet av bergsikringen baseres på berggrunnens faktiske oppførsel. Den norske praksisen med kartlegging og bestemmelse av sikring på stoff videreføres, men samtidig vil det bli en større jobb i prosjekteringen og da spesielt i byggeplanfasen.

Et sentralt problem med dagens regelverk er at den vitenskapelige basis er smal og bygger på et fåtall eldre artikler, basert på praksis og design fra 30–50 år tilbake. Siden den gang har det bergmekaniske og bergtekniske grunnlaget utviklet seg, samt at tunnelteknologi og samfunnets krav til sikkerhet har endret seg betydelig. Bergteknisk er det stor forskjell mellom en 40 år gammel skredsikringstunnel på vestlandet og dagens urbane toløpstunneler, og ikke minst avanserte tunnelsystemer med rundkjøringer og viftehallar flere hundre meter under havet. Det nye regelverket vil ha en bred vitenskapelig forankring, som inkluderer moderne forskning og praksis innen bergmekanikk og bergteknikk, og vil samtidig være tilpasset de overordnede europeiske konstruksjonsstandardene.

Rapporten er delt i to hoveddeler:

- **Del 1** omhandler historiske og ingeniørgeologiske forutsetninger samt utfordringer med dagens praksis. Her presenteres norske grunnforhold og hva som defineres som «tunneldriving i hardt berg», samt at det identifiseres mangler og problemer med eksisterende metoder.
- **Del 2** gir en teoretisk bakgrunn for ulike typer brudd og deformasjoner, kategorisering av berggrunnens oppførsel, og hvordan observasjonsmetoden kan anvendes i prosjektering og driving. Et viktig nytt bidrag er å etablere sammenhengen mellom berggrunnens oppførsel, brudd- og deformasjonstyper, og prinsipper for bergsikring.

Denne rapporten danner det faglige grunnlaget for videre revisjon av N500 Vegtunneler og N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel, med sikte på å harmonisere med den kommende generasjonen Eurokoder som forventes publisert i 2028. På publiseringstidspunktet for denne rapporten pågår det en revisjon av N500 som ikke vil være påvirket av innholdet i denne rapporten.

I denne rapporten legges det i begrepet *ingeniørgeologi* den delen av geologifaget som handler om å kartlegge geologi og karakterisere berg og bergmasse for bruk til ingeniørformål. Med *bergmekanikk* menes den teoretiske og anvendte vitenskapen om bergarters og bergmasser sin mekaniske oppførsel. Med *bergteknikk* menes prosjektering og dimensjonering av stabilitetssikring for konstruksjoner i/på bergmasse.

Del 1 – Historiske og ingeniørgeologiske forutsetninger samt begrensninger med nåværende bergtekniske praksis

2 Innledning

Denne delen etablerer konteksten for det nye konseptet for bergsikring som presenteres i del 2. Det innledes med en oversikt over norske vegtunneler, inkludert antall tunneler, totale lengder og åpningsår. Deretter gis en beskrivelse av vegtunnelen som konstruksjon, før norske bergforhold gjennomgås for å definere hvilke geologiske forhold som omfattes og for å sette rammen for tunneldriving i hardt berg. I denne sammenheng presenteres også fakta om bergmassekvaliteten i norske vegtunneler.

Videre følger en gjennomgang av bergsikring i norske vegtunneler, med en historisk oversikt og en beskrivelse av dagens system. Det gis deretter mer detaljer om praksis ved driving og sikring i svakt berg. Deretter kommer en kort innføring i det overordnede europeiske regelverket som gjelder for bergteknisk prosjektering gjennom Eurokode 7, samt en introduksjon til grunnleggende prinsipper for bergsikring.

Avslutningsvis presenteres systematiske begrensninger, svakheter i det teoretiske grunnlaget og spesifikke problemer knyttet til dagens praksis innen bergteknisk prosjektering. Disse forholdene danner argumentasjonsgrunnlaget for behovet for en ny bergsikringsstrategi.

2.1 Vegtunneler i Norge

I Norge finnes det over 1570 vegtunneler med en total lengde på omtrent 1 500 km, der ca. 30 av disse tunnelene er undersjøiske. De siste 15 årene har det blitt åpnet omtrent 200 tunneler med lengde på til sammen 450 km, der ca. 50 av disse har to løp (se Fig. 1). I all hovedsak er vegtunnelene i Norge drevet på konvensjonell måte med boring og sprengning, men det finnes noen få unntak der de er drevet med TBM.

Ved bygging av vegtunneler i Norge benyttes ulike entrepriserformer, og valget avhenger av prosjektets kompleksitet, risikobilde og hvordan byggherren ønsker å organisere arbeidet. Den mest brukte formen har vært utførelsesentreprise der byggherren selv står for prosjekteringen. I slike entrepriser bygger entreprenøren etter ferdige tegninger og beskrivelser, og pris gis som enhetspriser på alt som leveres. Dette gir byggherren stor kontroll, men også mer ansvar for feil i prosjekteringen.

En annen vanlig form er totalentreprise, hvor entreprenøren både prosjekterer og bygger. Her beskriver byggherren i større grad kun funksjonskrav og referer til overordnet regelverk. I slike entrepriser har entreprenøren ansvaret for prosjekteringen og frihet til å finne egne løsninger som oppfyller kravene fra byggherren. Dette gir mindre detaljstyring fra byggherren og en større risiko for entreprenøren.

I en del komplekse tunnelprosjekter brukes ofte samspillsentreprise. Dette innebærer at byggherre og entreprenør samarbeider tett i en tidlig fase for å utvikle prosjektet sammen. Målet er å finne de beste løsningene i fellesskap og fordele risiko på en hensiktsmessig måte. Etter samspillsfasen inngås det vanligvis en totalentreprisekontrakt for gjennomføringen. I noen tilfeller benyttes også OPS-kontrakter (Offentlig-Privat Samarbeid) der utbyggingen gjerne utføres som totalentreprise og entreprenør har ansvar for vedlikehold i en viss tid etter anlegget er ferdigbygd.

Hvordan bergsikringen prises løses på flere forskjellige måter. Det mest vanlige er enhetspriser på de ulike sikringselementene, også i totalentrepriser, men prising pr. sikringsklasse og andre løsninger er også benyttet.

For vegtunneler i Norge er det krav i regelverket til innhold i ingeniørgeologiske rapporter i ulike deler av planleggingen: tidlig planfase, kommunedelfplan, reguleringsplan og byggeplan. Det er imidlertid ikke slik at alle disse rapportene blir utarbeidet for alle tunnelprosjekter. Dette avhenger noe av planleggingshastighet og kontraktsform. Et viktig fastpunkt er reguleringsplanrapporten som alltid produseres, og den skal som hovedregel inneholde all ingeniørgeologisk informasjon man trenger for å bygge tunnelen. For en del kontrakter, f.eks. enhetspriskontrakter, lages en egen byggeplanrapport

som legges ved kontrakten når prosjektet sendes på anbud. For andre kontraktstyper, f.eks. totalentrepriser, lager entreprenøren selv dokumentasjon til byggeplan.

Byggherrene for vegtunneler i Norge er Statens vegvesen og Nye Veier AS (statlig utbyggingsselskap) på riksveg, fylkeskommunene på fylkesveg og kommunene på kommunal veg.

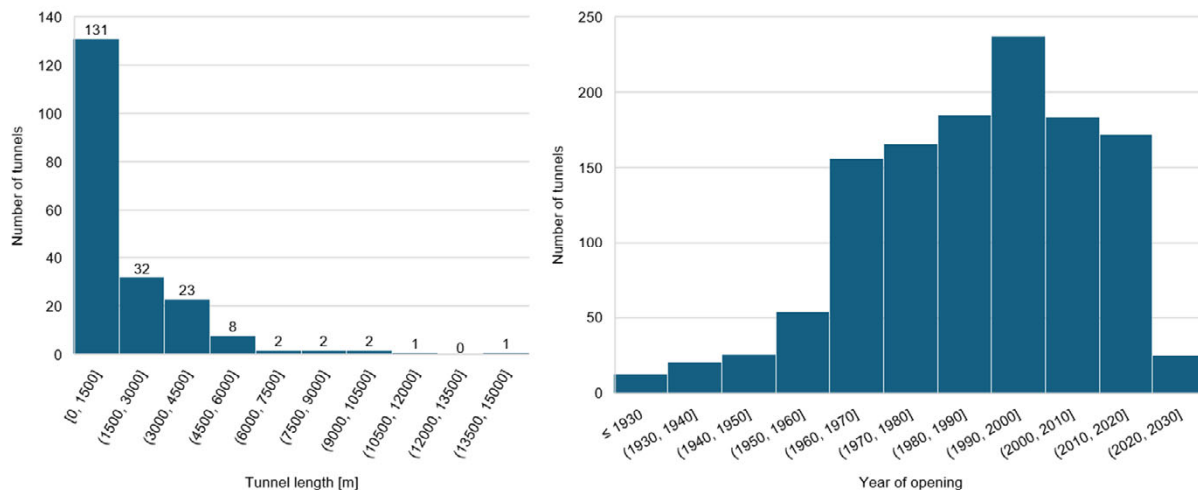


Fig. 1 Venstre: Lengden på tunneler åpnet de siste 15 år. Høyre: Antall vegtunneler åpnet i Norge sortert på tiår

2.2 Vegtunnelen som konstruksjon

Norske vegtunneler blir konstruert slik at all utført sikring er en del av den permanente sikringen, noe som innebærer et relativt lavt forbruk av sikringsmidler. På grunn av behov for å beskytte berget og bergsikringen mot frost, vegen mot vann, samt å lette drift og vedlikehold og å bedre trafikksikkerheten, blir det montert en tunnelkledning. Ulike løsninger blir montert på bakgrunn av trafikkmengder, tunnellengde, frostmengde og prosjektspesifikke krav. Det er i hovedsak tre løsninger som brukes (Fig. 2): a) Frostisolert nettarmert sprøytebetong med føringskant av betong nederst, b) prefabrikkerte betongelementer i veggene og frostisolert nettarmert sprøytebetong i hengen og, c) prefabrikkerte betongelementer i hele buen.

For alle tre løsninger er det luftrom mellom bergsikringen og tunnelkledningen. For den første løsningen er dette lukket og i de fleste tilfeller umulig for en person å komme bak. For de to andre løsningene er mellomrommet mellom bergsikring og kledning så stort at det i mange tilfeller vil være mulig å inspisere. Det er imidlertid vanskelig å sørge for god HMS ved slike inspeksjoner, og for nye tunneler er det lagt opp til at inspeksjon kun skal utføres unntaksvis. Tunnelene inspiseres periodisk hvert femte år der man kommer til. Hvelvene er designet for å kunne tåle nedfall av mindre blokker.

2.3 Norske bergforhold

Norske bergforhold representerer det man internasjonalt kaller «hard rock», eller «tunneldriving i hardt berg» på norsk. En entydig og klar definisjon av hva «tunneldriving i hardt berg» finnes ikke, men det er som regel innforstått at det er bergmasse som er tilstrekkelig sterk til at den ved driving krever sprengning eller bruk av tunnelboremaskiner tilpasset hardt berg. Disse forholdene er preget av høy fasthet i det intakte berget, hvilket samsvarer med de generelle bergmasseforholdene i Norge, hvor harde bergarter dominerer. Videre er en sentral egenskap ved den norske geologien også at bergmassen gjennomskjæres av svakere soner bestående av omdannede og/eller mer oppsprukket berg.

Selv om sterke og meget sterke bergarter dominerer finnes det også områder med svakere bergarter med intakt-egenskaper som vil være karakterisert som moderat sterke, og heller ikke uvanlig, *svake* etter ISRM's klassifisering (ISRM 1978). Dette gjelder f.eks. en del kalkskifere, marmor, fyllitt, grønnstein og kleberstein rundt om i landet.

I de følgende underkapitlene beskrives den norske geologien, inklusive mekaniske egenskaper på intakt berg, samt fordeling av bergmassekvalitet kartlagt i norske tunneler.

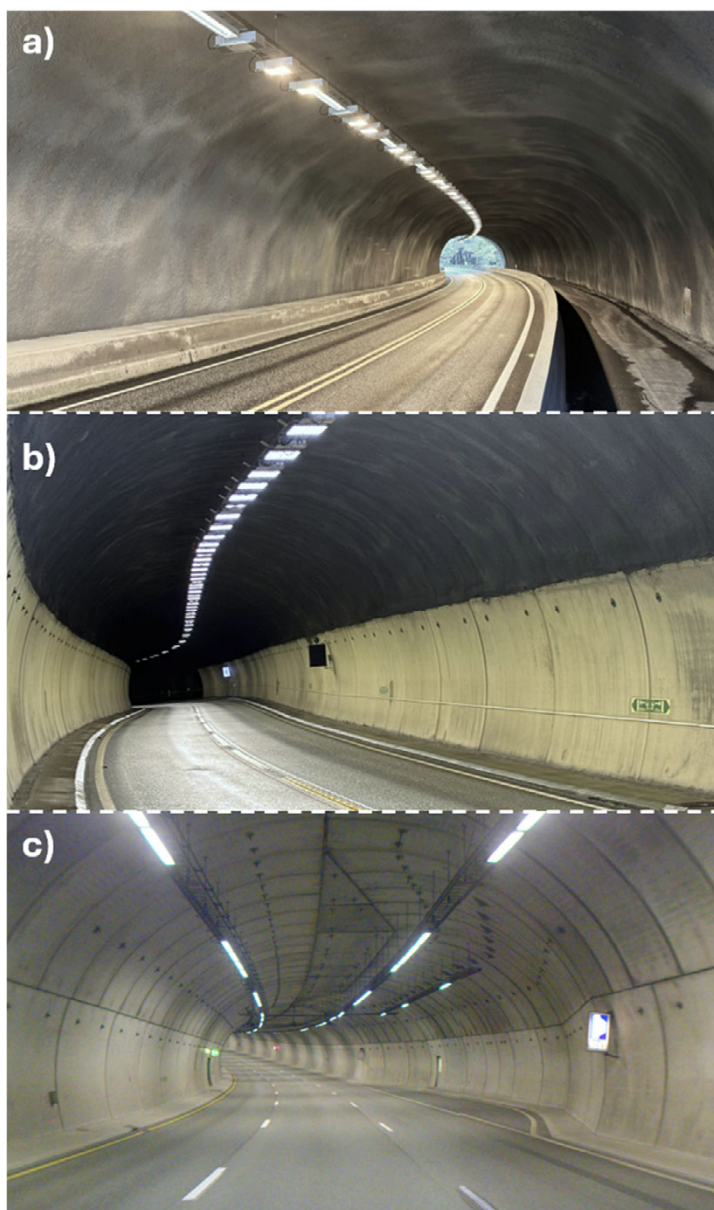


Fig. 2 Ulike typer tunnelkledninger. a) PE-skum dekket med sprøytebetong og føringskant (gangfelt til høyre) b) Betongelementer i veggene. PE-skum dekket med sprøytebetong i hengen c) Betongelementer med membran for vanntetting og ev. XPS for frostsikring

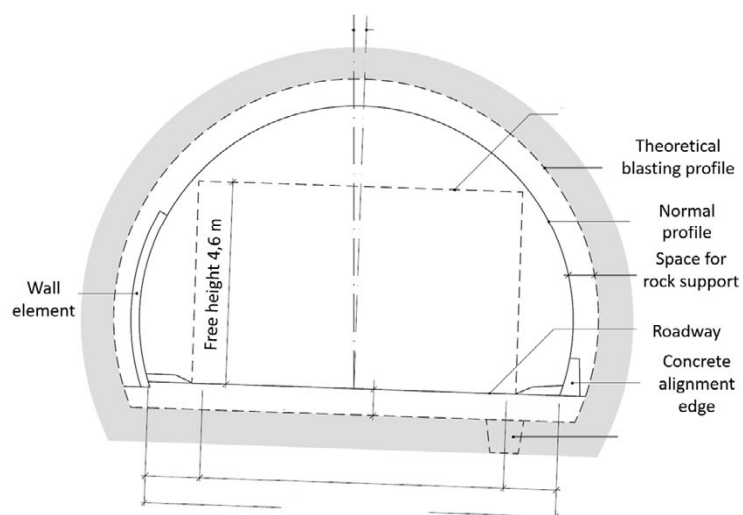
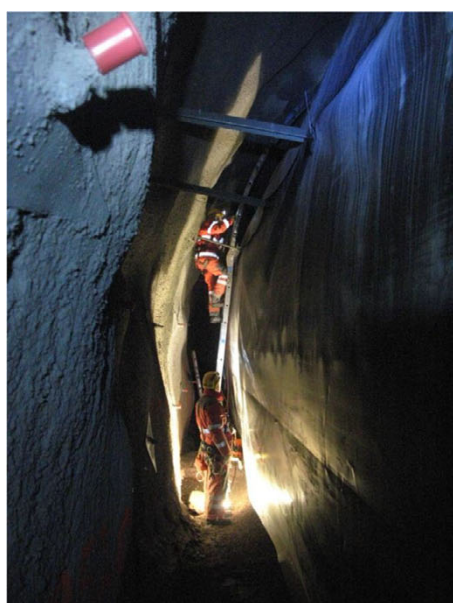


Fig. 3 Inspeksjon i rommet mellom bergsikring og tunnelkledning (venstre) (Lindstrøm, Magnussen og Langelid 2013). Standard tunnelprofil for to filer (høyre)

2.3.1 Norges geologi

Berggrunnen i Norge består hovedsakelig av prekambriske og kambro-siluriske (kaledonske) bergarter, se Fig. 4. De prekambriske bergartene utgjør i hovedsak gneis og ulike intrusivbergarter, som f.eks. granitt og gabbro, mens de kaledonske bergartene primært er omdannede sedimentære og vulkanske bergarter. Disse bergartene skjøvet inn over landet under den kaledonske fjellkjededannelsen. I Sørøst-Norge finnes det også vulkanske og magmatiske bergarter fra karbon til perm tilhørende Oslofjorden. På vestlandet, og noe i Trøndelag, finnes det også bergarter med opprinnelse fra Devon. I kvartær formet isbreene landskapet gjennom erosjon. Denne glasiære erosjonen skurte vekk løst og forvitret berg og på grunn av denne består dagens berggrunn hovedsakelig av uforvitret hardt berg, som gjennomskjæres av svakhetssoner av ulik utstrekning og karakter. Disse svakhetssonene er dannet av tektonisk aktivitet og i noen tilfeller mesozoisk dyppforvitring.

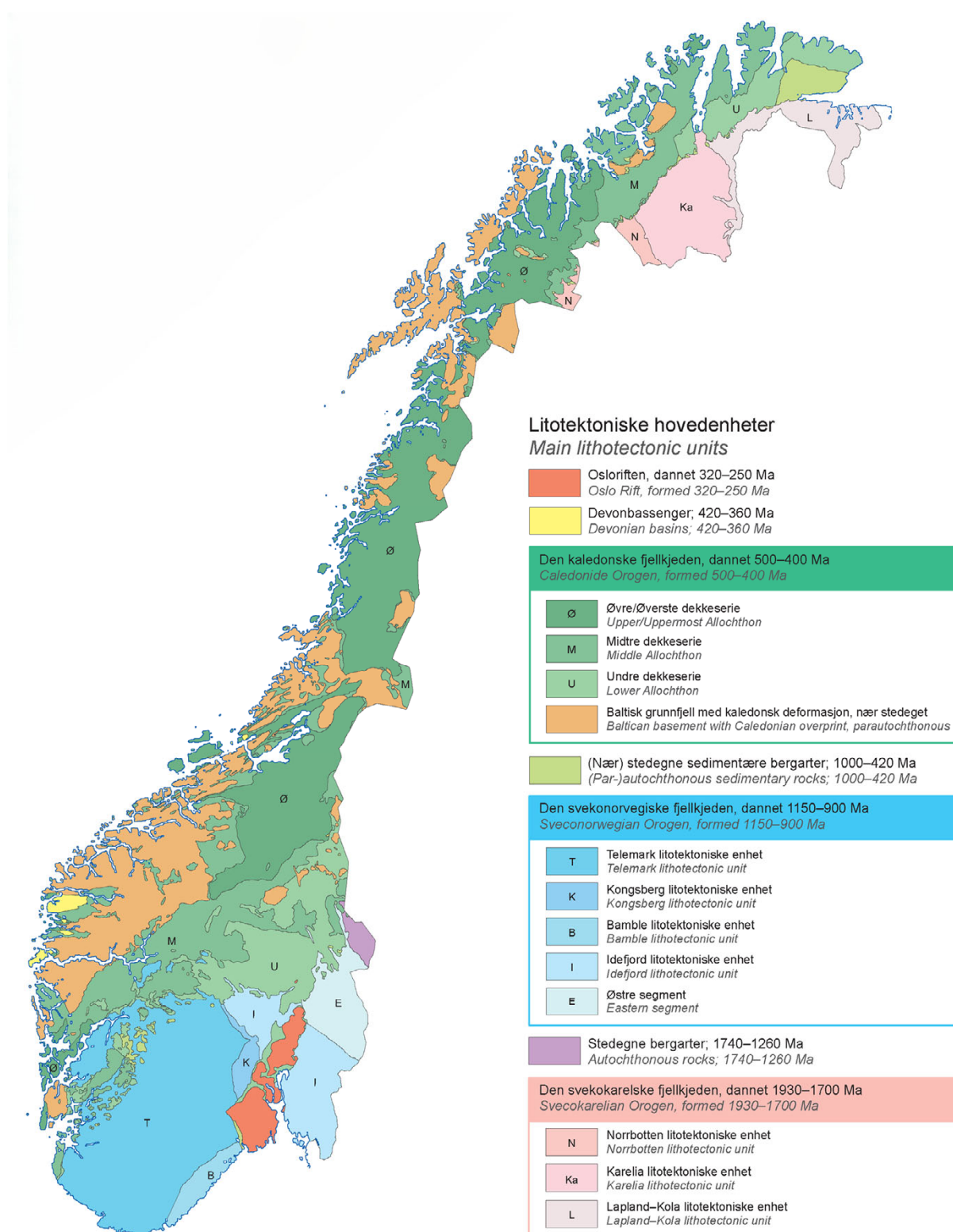


Fig. 4 Litotektoniske hovedenheter. Utsnitt fra NGU (2021)

2.3.2 Svakhetssoners karakter

Svakhetssonenes egenskaper kan variere innenfor store spenn. Hensikten her er ikke å gi en fullstendig beskrivelse av en svakhetszone, men heller å gi noen eksempler for å illustrere enkelte av de mulige variasjonene som kan påtreffes under tunneldriving i hardt berg. For en mer omfattende beskrivelse vises det til f.eks. Hoek, Kaiser og Bawden (1997) eller Nilsen og Palmström (2000), og mer spesifikt for norske forhold til Braathen og Gabrielsen (2000).

Fig. 5 viser et nettverk av svakhetssoner slik de framtrer sett fra luften. Illustrasjonen er hentet fra et fjellområde i Sørøst-Norge, der kvartære løsmasser og vegetasjon ikke skjuler berggrunnsstrukturene, slik de ofte gjør i de lavereliggende delene av landet.



Fig. 5 Nettverk av svakhetssoner i et fjellområde i Sørvest-Norge. Potensielle svakhetssoner kan sees som linjer i landskapet som følge av glasial erosjon. Dybden av forsenkningene er i hovedsak et resultat av bergkvalitet, sonetykkelse og isbevegelsens retning. Veien som krysser bildet er 10 km fra kant til kant (Google Maps 2018)

I noen tilfeller, dvs. som vist i Fig. 6 og Fig. 7, er en svakhetszone karakterisert av intensiv oppsprekking/knusing, med begrenset innhold av leirmateriale eller sprekkefylling. I andre tilfeller inneholder svakhetssonen større mengder leirholdig materiale. Fig. 8 og Fig. 9 viser eksempler fra E39-tunnelen Svegatjørn–Rådal i Bergen. Fig. 8 viser svak bergmasse over hele stuffen, men med høyest leirinnhold på høyre side. Bergmassen kunne her pigges ut med bruk av hydraulisk hammer. I Fig. 9 vises en mer avgrenset sone med høyt leirinnhold, som var så løs at den enkelt kunne graves ut ved bruk av baksiden av en geologhammer.

I Fig. 10 vises en sone i nærheten av Martineåstunnelen på E18 ved Larvik. Strukturen som går diagonalt midt i bildet er en svært leirrik sone med materiale som lett kan skrapes løs ved bruk av baksiden av en geologhammer. Enkelte steder finnes det hardere bergfragmenter adskilt av fylte sprekker. Disse bergfragmentene kan også enkelt løsnes ved bruk av baksiden av geologhammeren og slås i flere biter med et fast slag.

Sonen som vises i Fig. 11 er lokalisert i nærheten av Kleivenetunnelen på E18 ved Drammen. Venstre side av sonen er svært leirrik, og spissen på en geologhammer kan lett presses inn i materialet. På høyre side kan små biter slås løs ved bruk av geologhammer og videre brytes for hånd til små fragmenter.

Eksempelene som vises i dette avsnittet representerer relativt smale svakhetssoner. Soner som danner store daler og fjorder kan være av langt større omfang, med bredder på flere titalls meter eller mer, noe som gjør undersjøiske tunneler som krysser fjorder særlig utsatt for stabilitetsproblemer.



Fig. 6 Svakhetszone i rombeporfyr på E16 Sandvika-Skaret-prosjektet.



Fig. 7 Detalj av svakhetssonen i Fig. 6.



Fig. 8 Profilnummer 13251 i løp T52 på E39 Svevatjørn–Rådal-prosjektet



Fig. 9 Profilnummer 13616 in løp T52 på E39 Svevatjørn–Rådal-prosjektet



Fig. 10 Veiskjæring rett utenfor Martineåstunnelen på E18
Bommestad–Sky-prosjektet nært Larvik



Fig. 11 Veiskjæring rett utenfor Drammen. Svakhetssonen krysser Kleivenetunnelen på E18

2.3.3 Bergspenninger

Som i mange andre regioner i verden varierer *in-situ*-spenningene i Norge betydelig både i størrelse og orientering. Myrvang (2001) påpeker at når spenninger måles, er de horisontale spenningene vanligvis langt høyere enn det den vertikale komponenten alene skulle tilsi. Han angir også at den vertikale spenningen i de fleste tilfeller samsvarer godt med overdekningen og normalt er den minste hovedspenningen, i hvert fall ned til om lag 500 m dyp. Et oversiktskart over norsk geologi og horisontale spenninger er vist i Fig. 12. Ifølge Myrvang (1993) er den overordnede tendensen at hovedspenningene synes å være orientert parallelt med og normalt på den kaledonske fjellkjeden.

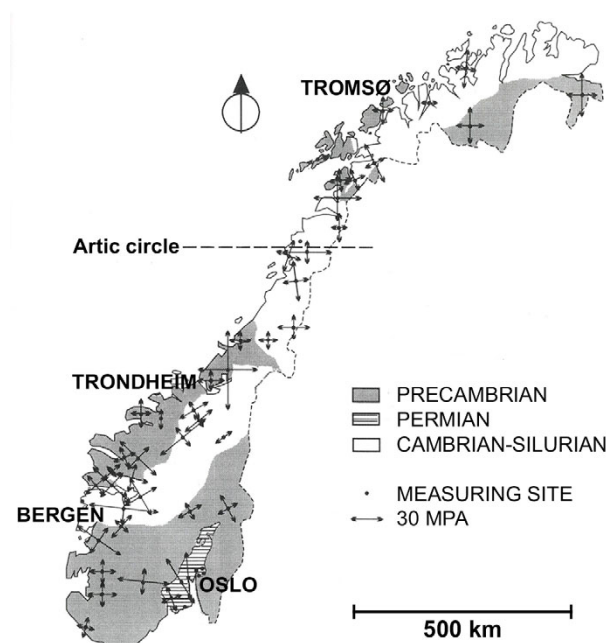


Fig. 12 Retninger på horisontalspenninger i Norge (Myrvang 1993).

2.3.4 Egenskaper for intakt norsk berg

Boksplott av enaksial trykkfasthet (UCS) og E-modul basert på SINTEFs database for bergmekaniske egenskaper (SINTEF 2016) er vist i henholdsvis Fig. 13 og Fig. 14. Sirklene og stjernene representerer utliggere og er ikke inkludert i beregningen av fordelingene. Datasettet er basert på testing av om lag 3300 prøver, og det fremkommer at det er betydelig variasjon både i UCS og E-modul. I henhold til ISRM (1978) beskrives UCS-verdiene hovedsakelig som sterk eller meget sterk, men det finnes også testresultater innen kategoriene medium sterk berg (25–50 MPa) og svakt berg (5–25 MPa).

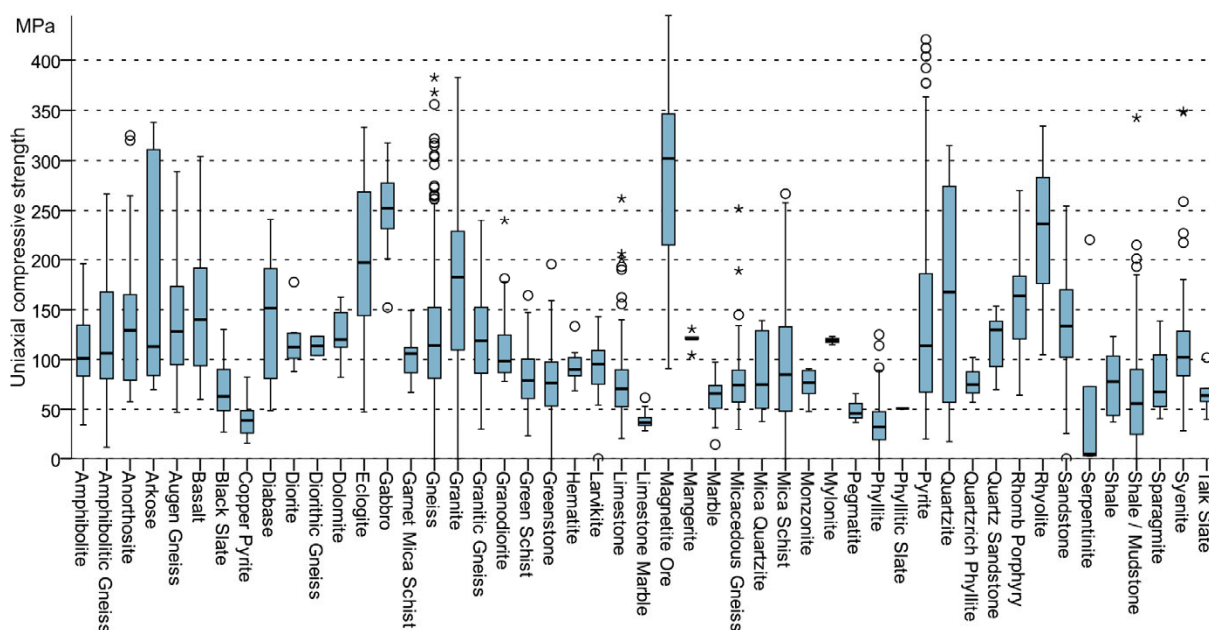


Fig. 13 Enaksial trykkfasthet, (Uniaxial compressive strength) i MPa for norske bergarter fra SINTEFs database med bergmekaniske parametere (SINTEF 2016; Høien, Nilsen og Olsson 2019a).

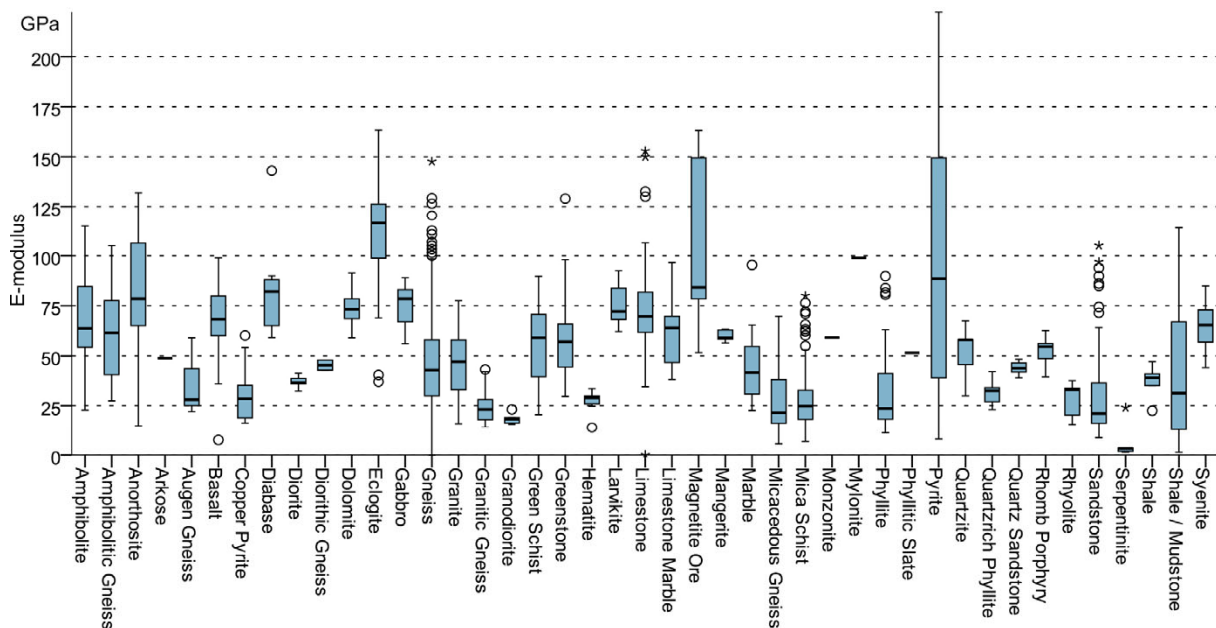


Fig. 14 E-modul i GPa for norske bergarter fra SINTEFs database med bergmekaniske parametere (SINTEF 2016; Høien, Nilsen og Olsson 2019a).

2.3.5 Bergmassekvalitet i norske veitunneler

Kartlegging med Q-verdi er obligatorisk ved driving av vegtunneler i Norge siden 2010, og i Fig. 15 er fordelingen av bergmassekvaliteten fra driving av 215 kilometer tunnel utført de siste 15 årene presentert. GSI er omregnet fra Q-verdi ved å benytte en formel som baserer seg på RQD og Q-parameterne J_r og J_a (Hoek, Carter og Diederichs 2013). Overgangen til det som kalles en svakhetsone for tunneldriving i hardt berg ligger i området GSI 30-40.

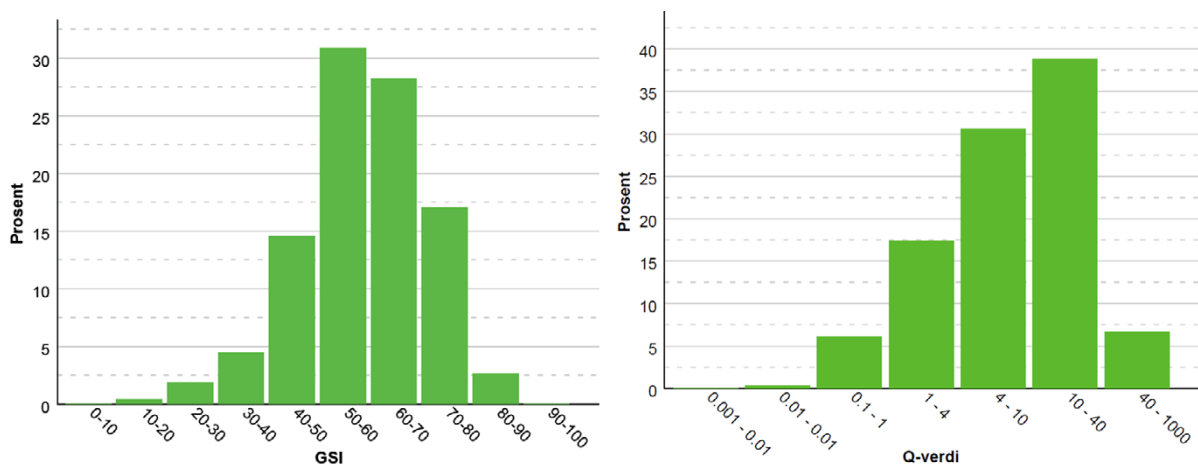


Fig. 15 Fordeling av bergmassekvalitet i norske veitunneler drevet etter 2011

3 Bergsikringen i norske veitunneler

3.1 Historisk bakgrunn

Historisk kommer måten vegtunneler i Norge blir drevet og stabilitetssikret på, fra vannkraftindustrien og tradisjonen med uforede tilløps- og trykktunneler. I tiårene etter andre verdenskrig var det en massiv utbygging av vannkraft i Norge og erfaringene fra vannkraftutbyggingen ble tatt med til utbyggingen av infrastruktur når andelen vannkraftutbygging sank og andelen infrastrukturutbygging steg utover åttitallet. I løpet av denne perioden ble det utviklet teknologi og erfaringer som vi drar nytte av enda i dag. En vegtunnel fra disse årene kan sees i Fig. 16. Kanskje noe av det viktigste videreført fra denne perioden er tradisjonen med at beslutninger om sikring og videre driving blir tatt på stuff. Sammen med dette er en annen vesentlig faktor i utviklingen i norsk tunnelindustri at det har vært, og er, meget godt kvalifiserte og løsningsorienterte mannskaper som utfører jobben på stuff.



Fig. 16 Kleinslåtntunnelen på E16 i Vaksdal kommune mellom Bergen og Voss. 55 meter lang og åpnet i 1970. Typisk eksempel på vegtunnel drevet etter prinsipper fra vannkraftutbyggingen. Bergsikret med bolter og noe sprøytebetong. Over: Sett fra sør. Under: Sett fra nord.

3.2 Dagens system

Bergsikringen i norske vegtunneler ble frem til 2010 i hovedsak bestemt subjektivt på stedet for hver salve. Fra 2010 ble det innført kartlegging med Q-systemet (Barton, Lien og Lunde 1974) for å registrere bergmassenes kvalitet, samt ingeniørgeologisk kartlegging av salvene. I tillegg ble en egen bergsikringstabell innført for å bestemme sikringen (se Fig. 17).

I kompetent berg blir stabiliteten ivaretatt med bergsikringsbolter og sprøytebetong. I svake bergmasser ble det på 1990-tallet mer og mer vanlig å bruke forbolter og sprøytebetongbuer (Holmøy og Aagaard 2002). Dette kom som et resultat av utviklingen av sprøytebetongteknologien og bruk av alkalifri akselerator, noe som muliggjorde påføring av tykkere sprøytebetonglag. Bergsikring basert på sprøytebetongbuer har siden da erstattet bruk av betongutstøpning som tidligere var den mest vanlige bergsikringen i svak bergmasse. En hovedårsak til dette er at sprøytebetongbuer kombinert med forbolter muliggjør mye raskere fremdrift, samt at sikkerheten ved arbeidene også er vesentlig bedre, der spesielt monteringen av støpeskoldet var en utfordring.. Detaljer ved den kombinerte drive- og sikreprosessen basert på bruk av sprøytebetongbuer er beskrevet i NFF (2008) og Pedersen, Kompen og Kveen (2010).

Pedersen, Kompen og Kveen (2010) lagde også en sikringstabell som ble innført som en del av Statens vegvesens regelverk i 2010 (Statens vegvesen 2010). De baserte anbefalingene på Q-systemets sikringsdiagram, med enkelte justeringer basert på egne erfaringer. Tabellen har hatt flere mindre revisjoner, inklusiv en endring av minste sprøytebetongtykkelse for å sikre krav til brukstid, og er vist i 2024-versjon i Fig. 17. Sikringsklassene brukes for bestemmelse av permanent sikring ved registrering av Q-verdi, samt en helhetsvurdering, og suppleres om nødvendig med annen sikring. I

Fig. 18 er prosentvis fordeling av de ulike bergsikringsklassene vist basert på et datasett som inneholder kartlegging fra 215 km vegtunnel.

Statens vegvesens bergsikringstabell har et klart skille ved $Q = 0,2$ der høyere verdier har angitt *bergforsterkning* ved bruk av bolter og sprøytebetong, mens ved lavere verdier bruker man en *lastbærende konstruksjon* i form av symmetriske sprøytebetongbuer. Prinsipielt i bergforsterkning med bolter og sprøytebetong er det boltene som sikrer totalstabiliteten i bergmassen rundt tunnelen og sprøytebetongen holder overflaten på plass ved å lage kiler som hindrer glidning langs sprekker samt limer sammen bergmassens overflate. Prinsipielt for symmetriske sprøytebetongbuer med sitt lastbærende design er at de skal skape et ekvilibrium med lastene fra berget og slik skaper en stabil tunnel. Bergsikring med sprøytebetongbuer blir beskrevet i kapittelet under og videre diskutert senere i rapporten.

Statens vegvesens regelverk er i utgangspunktet laget slik at om du følger dette, skal du også følge Eurokode 7 (Standard Norge 2020). Q-systemet er i så måte ansett å være en *prescriptive measure* eller et *konstruktivt tiltak* (NBG 2011) i Norsk Bergmekanikkgruppe sin oversettelse av uttrykket. I de senere årene er det i Norge blitt vanligere enn tidligere å utføre deformasjonsmålinger som stabilitetskontroll, men da ikke systematisert på en slik måte at det kan falle inn under *observasjonsmetoden* slik den er beskrevet i Eurokode 7.

Bergmasse-klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m $Q = 100-10$	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3-1 m $Q = 10-4$	Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm - Systematisk bolting c/c 2 m
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m $Q = 4-1$	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	Svært dårlig bergmasse $Q = 1-0,2$	Sikringsklasse IVa - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m
	$Q = 0,2-0,1$	Sikringsklasse IVb - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2-3 m, ev. gitterbuer - Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4 m - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse $Q = 0,1-0,01$	Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150-250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0-1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5-2 m, ev. gitterbuer - Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3-6 m - Sålestøp vurderes
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse $Q < 0,01$	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

Fig. 17 Sikringstabell brukt i norske vegtunneler oppgitt i N500 Vegtunneler (Statens vegvesen 2024)

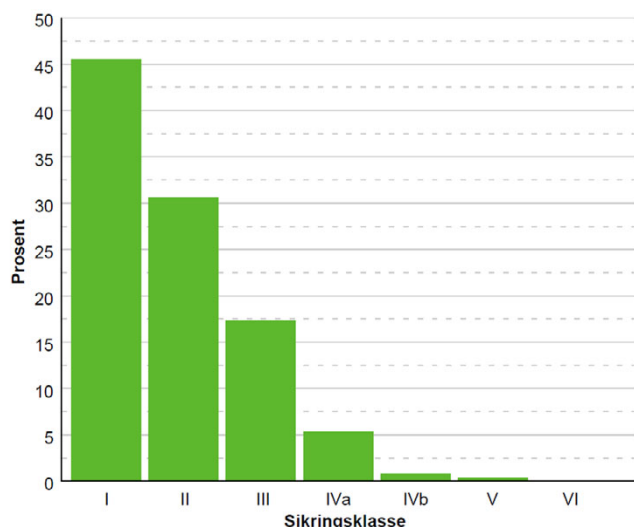


Fig. 18 Fordeling av sikringsklasser basert på 36 500 kartlegginger på stoff og 215 km tunneldriving.

3.3 Sikring av svakt berg og sprøytebetongbuer

Dagens praksis i svakt berg er at det blir sikret med sprøytebetongbuer. En av de første gangene sprøytebetongbuer ble anvendt systematisk var i byggingen av Fjellinjen under Akershus festning, nå en del av Operatunnelen, for å passere en svakhetssone med lav overdekning (Berge og Fromreide 1989; Garshol og Blindheim 1989). Sprøytebetongbuene ble brukt sammen med forbolter, en teknikk som fortsatt er vanlig i dag.

I Norge har sprøytebetongbuer helt erstattet bruken av betongutstøpning som bergsikring i svak bergmasse og blir brukt som en integrert del av tunneldrivingen. Fig. 19 illustrerer prosessen med å konstruere en sprøytebetongbue. For å holde berget på plass etter sprengning av kommende salve blir det lengst mot stoffen installert forbolter (spiling) i hull boret rett utenfor teoretisk heng med en liten vinkel utover. Forbolter er vanligvis gyste Ø32 armeringsjern som er festet med bergbånd og radielle bergbolter i bakenden for å holde dem på plass når de blir belastet. Indre forankring er også viktig og lengden på boltene må være minst to meter lengre enn salven. Etter sprengning påføres et første lag med sprøytebetong som arbeidssikring. Deretter installeres radielle bergbolter som sikring og for montering av buenes armeringsjern. Slik det er utført i Fig. 19 er et gjengeforlengende stykke montert på bergsikringsboltene for å ha ender lange nok for armeringsbrakettene som jernene festes i. Deretter sprøytes et utjevningsslag med sprøytebetong før armeringsbrakettene og selve armeringsjernene monteres. For å sikre en sirkulær form, brukes en totalstasjon for å markere plasseringen av brakettene. Armeringsjernene sprøytes så inn med betong og om nødvendig plasseres radielle fjellbolter mellom ribbene. For flere detaljer om bygging av sprøytebetongbuer, se Holmøy og Aagaard (2002) og Statens vegvesen (2023).

I begynnelsen ved sikring med sprøytebetongbuer, ble det påført et så tynt utjevningsslag som mulig. Deretter ble bergsikringsbolter montert, og armeringsjern Ø16 mm ble festet til tverrjern på fjellboltene og som så fulgte tunneloverflaten. Disse asymmetriske sprøytebetongbuene, eller kanskje heller stangarmert sprøytebetong, kan betraktes som bergsikring som hjelper selve fjellet med å ta opp lastene ved å holde det på plass, og er en av to hovedkonstruksjoner vist i Fig. 20 a).

Den andre hoveddesignen, symmetriske sprøytebetongbuer (Fig. 20 b), som er vist i Fig. 19 er den mest brukte metoden i dag. Det regnes som en last-bærende konstruksjon. Tanken er at når sprøytebetongbuen er buet, blir belastningen på konstruksjonen en trykkraft tangentielt på buen, i likhet med andre ringformede bergsikringstiltak.

Overgangen fra asymmetriske til symmetriske sprøytebetongbuer ble introdusert av Grimstad et al. (2002) i deres artikkel, der symmetriske sprøytebetongbuer var analytisk og numerisk dimensjonert og knyttet til Q-systemets sikringstabell. Disse beregningene er kommentert i kapittel 6.3. I Norge skjedde den reelle overgangen i 2010, da Statens vegvesen gjorde det obligatorisk å bruke Q-systemet som bergmasseklassifisering og innførte sin egen bergsikringstabell.

Grimstad et al. (2008) instrumenterte symmetriske sprøytebetongbuer i to tunneler og målte deformasjoner, og konkluderte med at de hadde en betydelig overkapasitet. Senere analyserte Høien og Nilsen (2018) den stabiliserende effekten av symmetriske sprøytebetongbuer i Lørentunnelen i Oslo, basert på instrumenterte sprøytebetongbuer, deformasjons- og spenningsmålinger og bergmassekvalitet. Hovedresultatet fra deres analyse var at sprøytebetongbuene ikke hadde en bærende funksjon, men snarere en bergforsterkende funksjon, da det var minimalt med deformasjoner i bergmassen som overførte laster til bergsikringssystemet. Likevel var det nødvendig i disse bergmasseforholdene med mer bergsikring enn fiberarmert sprøytebetong og bolter som stabilitetssikring. Det ble videre foreslått at man kan bruke en løsning som ikke er lastbærende, men er kraftigere enn sprøytebetong og bolter som et alternativ til lastbærende stabilitetssikring. Denne forskningen ble fulgt opp av Høien, Nilsen og Olsson (2019a), som undersøkte deformasjoner og bergsikring i norske veitunneler. De evaluerte et stort datasett på 85 km norske vegtunneler bergsikret med Statens vegvesens bergsikringstabell. For de 14 000 tilfellene i datasettet, hvor hvert tilfelle representerer kartlegging av én salve, var bergmassekvalitetsparametere, bergsikring og overdekning lagt inn. Dataene ble evaluert ved bruk av parametrisk numerisk analyse, konseptet med kritisk tøyning av Sakurai (1981) og tøyning-bergsikrings-forhold (Hoek 1999; Hoek 2001; Hoek og Marinos 2000; Sakurai 1983). Den numeriske parameterstudien som var en del av analysen er presentert i kapittel 8.2. Funnene viste at man bare for en meget liten del av den drevne tunnellengden som var sikret med lastbærende sprøytebetongbuer hadde bergmasseoppførsel der bærende bergsikring antageligvis var nødvendig. Deformasjonsmålinger fra en rekke tunneler, samt case-studie av Frøyatunnelen nevnt i neste avsnitt, støttet resultatene fra den parametriske studien. Det ble konkludert med at bruken av symmetriske sprøytebetongbuer for alle bergforhold med en Q -verdi under 0,2 sannsynligvis ikke er nødvendig, og at man heller bør bruke et system som er mer tilpasset de faktiske deformasjonsforholdene.

Holmøy og Aagaard (2002) beskriver bergsikringen av svakhetssoner i den undersjøiske Frøya-tunnelen (overdekning = 37–155 m), et case som også er studert av Høien, Nilsen og Olsson (2019a). I Frøyatunnelen, som hadde en stor del ekstremt dårlig bergkvalitet ($Q = 0,1–0,01$), ble både asymmetriske sprøytebetongbuer (Fig. 20 a) og bare forbolter med oppheng, sammen med bolter og sprøytebetong, brukt som permanent bergsikring. Under drivingen ble et omfattende måleprogram for å overvåke deformasjonene gjennomført for å sikre stabil permanent bergsikring. Endelige deformasjoner på opptil 2–3 cm ble registrert.

En annen interessant utvikling i bruken av sprøytebetongbuer i vegtunneler i Norge er bruken av deformasjonsmålinger for bekreftelse av stabilt design. I både Fjellinjen-tunnelen (Garshol og Blindheim 1989) og i den nevnte undersjøiske Frøya-tunnelen som ble åpnet i 2000, ble deformasjonsmålinger brukt for å evaluere stabiliteten under byggingen. Etter dette er inntrykket at deformasjonsmålinger sjelden ble brukt for designbekreftelse ved sikring med sprøytebetongbuer før inntil de siste årene, da totalstasjoner og reflektorer i økende grad har blitt brukt for å bekrefte stabiliteten av konstruksjonen. Nylig er den mest omfattende bruken av deformasjonsmålinger og sikring med sprøytebetongbuer gjort i et område med hard morene og omvandlet berg i Bergsåstunnelen, der det sammen med målingene ble utført numerisk modellering for å sikre stabiliteten (Jakobsen, Nilsen og Lund 2024).



Fig. 19 a) Forbolter for sikring av neste salve med bergbånd og radielle bergbolter. Radielle bergbolter for tre sprøytebetongbuer er montert med gjengebeskyttere (gule). b) Det påføres et lag sprøytebetong for å utjevne overflaten. Innfestingen av forboltene dekkes også med sprøytebetong for å hindre bevegelse mellom bolter og bånd. På forhånd bøyde armeringsjern monteres i braketter festet til bergboltene. c) Sprøytebetongbuen sprøytes med betong slik at ribbene dannes (Høien 2018)

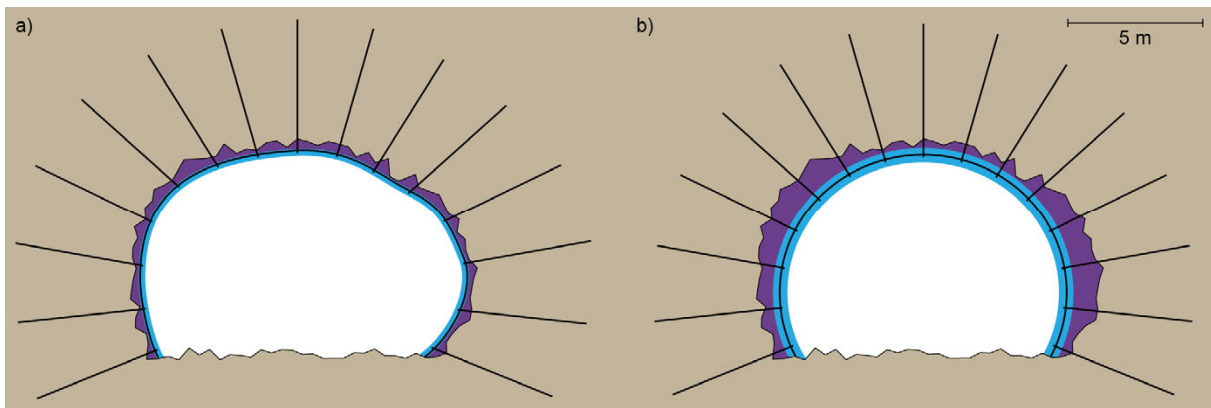


Fig. 20 Prinsipp for a) asymmetrisk sprøytebetongbue og b) symmetrisk sprøytebetongbue. I disse diagrammene illustrerer svarte linjer armeringsjern og bergbolter, det lilla området viser utjevninglaget av sprøytebetong, og det lyseblå området representerer det endelige laget som dekker armeringen. Den ru overflaten i diagrammet tilsvarer det sprengte profilet. (Høien, Nilsen og Olsson 2019a)

4 Kort om bergteknisk prosjektering i Eurokode 7

Eurokodene er et felles europeisk sett med standarder for prosjektering av byggverk og konstruksjoner. De gir retningslinjer for dimensjonering og sikkerhet, og skal sikre enhetlig praksis på tvers av land. Eurokode 7 (Standard Norge 2020), som omhandler geoteknisk prosjektering, gjelder vurdering av stabilitet i både løsmasser og berg, inkludert stabilitetssikring av tunneler. Den gir rammer for hvordan man skal dokumentere sikkerhet mot brudd og deformasjoner, og beskriver ulike metoder for prosjektering og verifikasjon av stabilitet.

I Eurokode 7 er det gitt fire hovedmetoder for prosjektering og verifikasjon av stabilitet. Disse metodene er beskrevet i kapittel 2.4 til 2.7 i standarden, og brukes for å sikre at konstruksjonen er stabil under ulike forhold. Under er de fire typene verifikasjon kort beskrevet og det refereres til Norsk bergmekanikkgruppe sin veileder for Eurokode 7 (NBG 2011) for en mer detaljert beskrivelse.

Geoteknisk prosjektering ved beregning innebærer å bruke analytiske eller numeriske beregninger for å dokumentere stabilitet. For å utføre slike beregninger krever det at man har meget god kunnskap om materialparametere, grunnforhold, spenninger osv.

Geoteknisk prosjektering ved konstruktive tiltak skal gi tilfredsstillende stabilitet basert på erfaring og normal praksis. I den engelske originalversjonen er dette kalt *prescriptive measures*, noe som kan oversettes til de mer generelle uttrykket *foreskrevne tiltak* eller *standardiserte tiltak*. Disse metodene/tiltakene kan brukes når beregningsmodeller ikke er tilgjengelige eller nødvendige, og de baserer seg på konvensjonelle og forsiktige prosjekteringsregler. NBGs veileder til Eurokode 7 sier at slike tiltak basert på denne metoden kan brukes til «eksempelvis driving og sikring av tunneler i enkle bergforhold».

Prøvebelastning og modellprøving går ut på at stabiliteten verifiseres ved å utføre belastningstester på stedet, eller ved hjelp av fysiske modeller, og anses som lite relevant for stabilitetsvurdering av tunneler og bergrom.

Observasjonsmetoden går i prinsipp ut på at forutsetninger og utført prosjektering verifiseres med målinger og iakttagelser under bygging. Det skal i prosjekteringen utarbeides planer som inkluderer effektive mottiltak dersom en på forhånd bestemt akseptabel stabilitet ikke er tilfredsstillt under byggingen. Dokumentasjon av forholdene ved hjelp av målinger av deformasjoner kan være aktuelt for dokumentasjon av totalstabilitet, mens det for detaljstabilitet vanligvis vil være akseptabelt med normale visuelle inspeksjoner i forbindelse med oppfølging av byggingen.

Ifølge NBGs veileder er ikke observasjonsmetoden en selvstendig prosjekteringsmetode, men en systematisk metode for å dokumentere at kriterier i prosjekteringen overholdes. Den brukes som et system for dokumentasjon av prosjektering etter en av de øvrige tre metodene. Se også kapittel 2.7 i Eurokode 7 (Standard Norge 2020).

Prosjekteringen skal sikre at konstruksjonen oppfyller krav til sikkerhet, funksjon og holdbarhet gjennom hele brukstiden. I Eurokodene blir dette knyttet til grensetilstander, der en grensetilstand er en tilstand der konstruksjonen ikke lenger tilfredsstiller ett eller flere av kravene nevnt over. Eurokode 0 deler grensetilstandene inn i to grupper:

- Bruddgrensetilstander (Ultimate limit state, ULS): Når konstruksjonen mister bæreevne eller stabilitet, og det kan føre til kollaps eller alvorlig skade.
- Bruksgrensetilstander (Serviceability limit state, SLS): Når konstruksjonen fortsatt står, men ikke fungerer som tiltenkt, for eksempel på grunn av for store deformasjoner.

I prosjekteringen skal hver dimensjonerende situasjon kontrolleres for at de ikke overskrider grensetilstandene. I en tunnel vil det være ulike dimensjonerende situasjoner langs aksene, samtidig som det er vanskelig å forutse nøyaktig hvordan grunnforholdene er på et gitt sted på forhånd. Dette krever en kontinuerlig prosjektering og oppfølging for å sikre at man opprettholder kravet til grensetilstander. Se kapittel 2.1 i Eurokode 7 (Standard Norge 2020) og kapittel 3 i Eurokode 0 (Standard Norge 2016).

5 Kort om bergsikringsprinsipper

Type og omfang av bergsikring som er nødvendig for å oppnå en stabil tunnel varierer betydelig, fra minimal bergsikring i kompetente bergmasser med gunstige spenninger til omfattende sikring i svake og deformerbare bergmasser med ugunstige spenninger.

I kompetente bergmasser med relativt høy styrke, lav deformasjonsevne, begrenset antall sprekker og forvitring, og fravær av tidsavhengige deformasjoner, er *bergforsterkning* ofte tilstrekkelig for å oppnå stabile forhold. Dette kan innebære bruk av sprøytebetong som overflatesikring ved at den binder fragmenter og mindre blokker sammen, danner betongkiler som holder berget på plass, og at man slik opprettholder en stabil bergoverflate (NB 2022). Siden deformasjonene i bergmassen er ubetydelige, blir ikke overflatesikringen utsatt for belastninger fra bergspenningen, men heller for lokale krefter som hovedsakelig kommer av gravitasjonskrefter på grunn av lokal oppsprekking. I tillegg installeres bergbolter for å forsterke bergmassen og holde større ustabile volum på plass. Boltesikring utføres gjerne som spredt bolting der hver bolt plasseres for å holde et volum på plass eller for å sikre en nøkkelblokk, eller systematisk bolting. Ved systematisk bolting settes boltene i et fast mønster med lik avstand mellom boltene og man regner med at disse treffer volumene og nøkkelblokkene man ønsker å sikre. Ved tettere oppsprukket bergmasse, og bruk av forspente bolter, kan systematisk bolting skape en trykkbue i berget som er gunstig for stabiliteten. Se også NFF (2020).

I motsetning til dette, i svært svake bergmasser med relativt lav styrke, høy deformasjonsevne og eventuelle tidsavhengige deformasjoner, kan spenningene i bergmassen føre til store deformasjoner. For å etablere en stabil tunnel er det avgjørende å kontrollere og til slutt stoppe deformasjonen forårsaket av bergspenningene. Dette oppnås ved å installere en bergsikring som blir utsatt for belastning fra den deformerte bergmassen. Disse last-bærende systemene samvirker med berggrunnen og balanserer kreftene mellom dem for å skape en stabil situasjon, et ekvilibrium. I slike tilfeller finnes det både numeriske og analytiske metoder for å vurdere nødvendig sikringsomfang. En analytisk metode er *convergence-confinement* metoden (CCM). Ifølge Hoek (2001) og Carranza-Torres og Fairhurst (2000) kan denne ideen om sammenhengen mellom bergmasse og bergsikring spores tilbake til 1930-tallet, og ble videreutviklet på 1960- og 70-tallet. Den grunnleggende ideen bak CCM er at bergmassens oppførsel beskrives gjennom en reaksjonskurve for berggrunnen (GRC) som viser konvergensen i forhold til tunnelens fremdrift. Tilsvarende beskrives sikringens oppførsel som en reaksjonskurve, hvor sikringstrykket øker fra installasjonstidspunktet etter hvert som bergmassen deformeres, inntil likevekt oppnås (se Fig. 21).

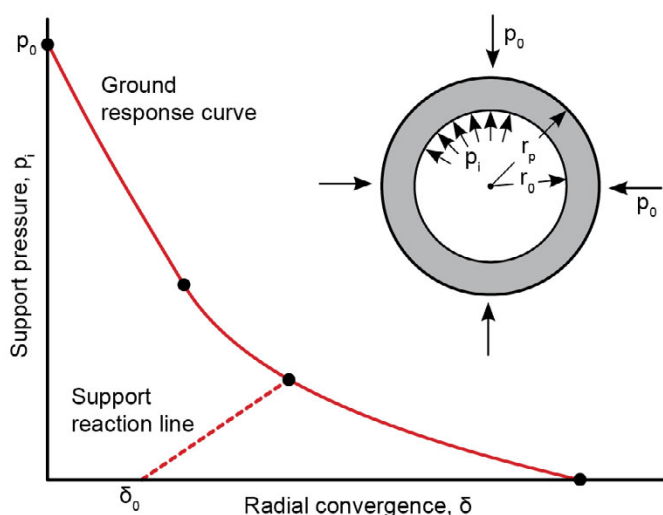


Fig. 21 Prinsippet ved CCM med et ekvilibrium mellom berggrunnen og bergsikringen. Basert på (Hoek 2001)

Mellom ytterpunktene med de to prinsippene om bergforsterkning (sprøytebetong og bolter), og bergsikring basert på likevekt mellom berg og bergsikring, finnes det et bredt spekter med ulike stabilitetsproblemer. Disse berggrunnsforholdene har i Norge tradisjonelt blitt drevet med forbolting opphengt med bergbånd og bergbolter, og etterpå sikret med sprøytebetong og bolter, gjerne supplert med sprøytebetongbuer som enten følger berget eller er symmetriske.

I disse berggrunnsforholdene er lastbildet på bergsikringen meget spredt, fra gravitativ last i hengen ved tett oppsprukket berg til forskyvninger langs slepper forårsaket av de totale bergspenningene, og

skvisning i leirholdig materiale i svakhetssoner. Hvordan man vurderer stabiliteten i slike berggrunnsforhold er meget sammensatt. Det anbefales å sette seg inn i den *hybride metoden* presentert i Terron-Almenara, Holter og Høien (2023) og Terron-Almenara (2025).

6 Begrensninger med dagens system for bergsikring i vegtunneler

Obligatorisk geologisk kartlegging på stuff, bergmasseklassifisering med bruk av Q-systemet, samt en egen bergsikringstabell for vegtunneler var et stort steg framover for bedre bestemmelse av bergsikringen og økning av konstruksjonssikkerheten da dette ble innført i 2010. Dette har fungert relativt godt siden den gang, men det har gjennom årene kommet frem en del både praktiske og teoretiske svakheter med fremgangsmåten, samt uoverensstemmelser med det europeiske regelverket for å sikre konstruksjonssikkerheten, Eurokodene.

I Alejano (2024) blir det vurdert generelt hvordan bergmasseklassifiseringssystemer benyttes og det blir påpekt at disse systemene har mange gode egenskaper, men at de også i mange tilfeller blir misbrukt. Han sier de ble utviklet på 70-tallet som en respons på behovet for å etablere veiledende forslag til bergsikring. Som en vei til dette ble ulike ingeniørgeologiske egenskaper tildelt numeriske verdier som ble brukt til å beskrive en total bergmassekvalitet. For å kunne brukes som designverktøy til bergsikring ble det inkludert parametere som ikke direkte gjelder bergmassen, som f.eks. orientering på geologisk geometri til tunnelretningen og spenningsforhold. Denne brede tilnærmingen, kombinert med iboende begrensninger, har ført til noe forvirring i bruken. Videre mener Alejano (2024) at systemene har vist seg å være nyttige verktøy for å systematisere karakterisering av berget og gi en første vurdering av bergmassens oppførsel, planlegge og vurdere mulige typer bergsikring og drivemetoder, og ikke minst lette kommunikasjonen mellom fagpersoner. Han sier også at bergmasseklassifiseringssystemer uten tvil er et nyttig verktøy for å komme nærmere gode løsninger for det bergtekniske designet og i beslutningstakingen, men at de ikke fungerer tilstrekkelig i alle tilfeller. For å komme frem til gode løsninger mener han at man er avhengig av vurderinger basert på en kombinasjon av ulike designmetoder, samt riktig kontroll av designet gjennom observasjoner, målinger og overvåking av drive- og sikringsprosessen.

6.1 Praktiske svakheter

Selv om regelverk og systemer for bestemmelse av bergsikring tilsynelatende er tilfredsstillende er de avhengige av at det er mulig å gjennomføre disse i praksis ute på anleggene, og at fremgangsmåten som er spesifisert faktisk *kan* gi det resultatet man vil ha. For å undersøke hvordan stabiliteten til tunnelene er vurdert over tid gjorde Høien, Andersen og Glenjen (2024) en systematisk gjennomgang av inspeksjonsrapporter for tunneler bergsikret etter det nye regelverket fra 2010. Dette for å undersøke hvordan stabiliteten ev. har utviklet seg over tid og hvilke tiltak som er iverksatt for å utbedre stabilitetssikringen. Tiltakene ble for hver tunnel plassert i en tiltaksgrad som besto av fire kategorier: ingen, enkle, betydelige og omfattende tiltak. Der *enkle tiltak* innebærer typisk installering av opptil noen titalls bolter, plassert der det er bom eller sprekker i sprøytebetongen. *Betydelige tiltak* omfatter typisk installering av over 100 bolter, systematisk bolting ved undersikring, eksponert leirholdig berg og/eller fare for utvikling av stabilitetsproblemer over tid. *Omfattende tiltak* innebærer mangler med bergsikring som medfører fare for totalstabiliteten og som krever ny prosjektering av bergsikringen.

Av tunnelene i datasettet hadde 18 % enkle tiltak, 10 % betydelige tiltak og ingen omfattende tiltak. Etter publiseringen av denne rapporten er det i forbindelse med en periodisk inspeksjon funnet ett tilfelle som havner i kategorien omfattende tiltak der man har problemer med totalstabiliteten til tunnelen, og som krever omfattende ettersikringstiltak. I rapporten konkluderes det med at selv om systemene fungerer i de fleste tilfeller er disse tallene for høye og at man med nåværende system i for mange tilfeller ikke oppnår 100 års brukstid på bergsikringen som forutsatt i regelverket. Det at det etter publisering av rapporten er oppdaget totalstabilitetsproblemer, gjør at man må vurdere den noe moderate konklusjonen fra rapporten på nytt. Oppdagelsen fører til at konsekvensen ved bruk av bergsikringssystemet går fra å være noe som må repareres til et stabilitetsproblem som kan føre til en alvorlig ulykke. Dette må også vurderes i sammenheng med at store deler av tunnelene har kledning som gjør inspeksjon umulig. Dermed kjenner man ikke tilstanden for stabilitet og sikring, noe som er ekstra problematisk fordi det nå er kjent at bruk av systemet kan føre til alvorlige stabilitetsproblemer.

Måten tunnelene bergsikres på kan ikke sees på uavhengig av driveopplegget. Spesielt i svake bergmasser er forbolting, annen supplerende bergsikring, justert salvelengde og vurdering av videre fremdrift en integrert prosess. Det er gitt tilbakemeldinger på at man i mange tilfeller justerer Q-verdien for å få de opplevde forholdene og bergsikringsnivå basert på sin egen subjektive erfaring, og anbefalingene i bergsikringstabellen i N500 Vegtunneler, til å stemme overens. Man kan godt si at en slik fremgangsmåte er «feil», men dette er også et signal om at Q-verdiene man får etter kartlegging ikke alltid anbefaler det fagfolkene anser som riktig bergsikring. Om dette kan kalles feil bruk av Q-systemet eller feil i Q-systemet er egentlig underordnet. Når det foregår slik fremgangsmåte i praksis, rapportert av erfarne fagfolk, er det uansett problematisk at rammene rundt drive- og sikringsopplegget ikke fungerer som forutsatt.

En viktig del av prosessen for å bekrefte at man har en stabil tunnel, er kravet i N500 Vegtunneler om at det skal utføres en kontroll av stabilitetssikringen før man etablerer tunnelkledningen. Tunnelene blir stort sett permanentsikret ferdig ved stoff, men det er ikke uvanlig at man oppdager svakheter ved bergsikringen underveis i drivefasen bak stoff og at det utføres supplerende tiltak. Slike tilfeller kan ha bakgrunn i mange ulike forhold, og kan også i mange tilfeller være forutsett ved at supplerende tiltak skjer i et område man har bestemt på forhånd at skal følges med på. Men det illustrerer også en begrensning i systemet for bergsikring da det har utfordringer med å forutse en del tidsavhengige faktorer, og man er avhengig at disse viser seg i tidsrommet mellom sprengning og ferdigstilling av anlegget. På case-nivå sett noen tilfeller der relativt svake bergarter, slik som leirskifer og kleberstein, blir overbelastet selv ved ganske lave spenninger/overdekning, der kleberstein kan ha deformasjon som utvikler seg over mange år.

Det er heller ikke uvanlig at det skjer uforutsette hendelser under tunneldrivingen med ras på stoff der bergsikringen gir etter. Slike tilfeller er ofte et resultat av at berget har en annen karakteristikk enn forutsatt og sånn sett i mange tilfeller ikke nødvendigvis et resultat av for lite bergsikring, men at vurderingen av berget foran stoff, før salven, ikke stemte. Stort sett blir ikke slike tilfeller dokumentert allment tilgjengelig, men et slikt dokumentert tilfelle der stabilitetsproblemet ikke blir fanget opp av systemet for bergsikring er beskrevet i Bøgeberg og Skretting (2021) og Terron-Almenara et al. (2024). I dette tilfellet fra Skarvberg-tunnelen i Finnmark ble sprøytebetongbuer bøyd ned i hengen bak stoff i en bergart med markant gjennomgående horisontal oppsprekking. Det er som nevnt over få tilfeller av totalstabilitetsproblemer, og i tillegg ikke noe system for rapportering, så en statistisk tilnærming for å finne sammenhenger er ikke mulig.

6.2 Svakheter i det teoretiske grunnlaget

Bergsikringen fastsettes gjennom en helhetlig vurdering av den ingeniørgeologiske kartleggingen, bestemmelsen av parameterne i Q-systemet og den resulterende Q-verdien. Sikringsnivået angis deretter av bergsikringstabellen i N500 Vegtunneler, vist i Fig. 17. For at systemet skal fungere etter hensikten, er det avgjørende at den beregnede Q-verdien fører til riktig valg av sikring for den aktuelle bergmassen.

Palmstrom og Broch (2006) gjorde en nøye gjennomgang av inngangsparameterne i Q-systemet, og systemet som helhet. De konkluderte med at systemet, dersom det brukes med bevissthet om dets begrensninger, er egnet til klassifisering av stabilitet og til estimering av bergsikring i oppsprukket berg i planleggingsfasen. Derimot er det mindre egnet som grunnlag for valg av bergsikring i selve drivefasen i hele dets oppgitte virkeområde. De oppga et intervall der de mener Q-systemets bergsikringsdiagram fungerer best, som er Q-verdier mellom 0,1 – 40. Også senere forskning har påpekt problemer med bergsikringsanbefalingen i nedre del av Q-systemet. Høien, Nilsen og Olsson (2019a) konkluderte med at det for norske vegtunneler i de fleste tilfeller ikke er behov for lastbærende bergsikring som sprøytebetongbuene beskrevet i Q-systemets sikringsdiagram og vegvesenets sikringstabell for Q-verdier under 0,2. Videre sier de at det kan være mulig å benytte lettere bergsikringsløsninger enn i dag sammen med systematiske deformasjonsmålinger for å sikre at tunnelen er stabil.

Q-systemet, og vegvesenets sikringstabell, har en økende mengde bergsikring med synkende Q-verdi. Fra Q-verdi 1000 blir det foreskrevet en økende mengde bolter og sprøytebetong med lavere Q-verdi ned til 0,2-0,4. Her er det et skille og bergsikringen går over til å være sprøytebetongbuer med økende dimensjoner etter hvert som Q-verdien synker. Noe som både er styrken og svakheten til Q-systemet er at alle typer stabilitetsproblemer får tildelt disse bergsikrings-typene. Som Palmstrom og Broch

(2006) påpeker fungerer sikringsanbefalingene greit i området der det er anbefalt sprøytebetong og bolter, mens for lavere Q-verdier er stabilitetsproblemene for sammensatte til å bli vurdert på denne måten. Dette er også påpekt av Terron-Almenara (2025) og Terron-Almenara, Holter og Høien (2023), som blant annet viste at sprøytebetongbuer i stor grad er overdimensjonert ved å gjøre et stort antall numeriske beregninger basert på bergmasseklassifisering og deformasjonsmålinger. Et viktig poeng i så måte er at de også kan være underdimensjonert ved at de i noen tilfeller har kollapset (Brende, Lia og Nilsen 2018; Terron-Almenara et al. 2024).

I Fig. 22 vises områder i et tunnelsystem som avviker fra vanlig tunnelgeometri med bare ett eller to parallelle løp. Datagrunnlaget for den empiriske sammenhengen mellom Q-verdi og bergsikring er i hovedsak basert på de vanligste tunnelgeometriene fra vannkrafts- og vegtunneler (Grimstad og Barton 1993), og blir svakere med økende tunneltverrsnitt. I vegvesenets regelverk er det satt en begrensning på tunnelbredde på 12,5 meter for bruk av bergsikringstabellen i N500 Vegtunneler (Fig. 17). Palmstrom og Broch (2006) har satt en begrensning på 30 meter i selve diagrammet og sier samtidig at Q-systemet ikke bør benyttes ved Q-verdier under 0,1. Områdene som er vist i Fig. 22 er utenfor det som geometrisk dekkes empirisk av Q-systemet og anses å ikke oppfylle det som beskrives *geoteknisk prosjektering ved konstruktive tiltak* i Eurokode 7.

Følgelig oppfyller man ikke kravene til konstruksjonssikkerhet i Eurokodene ved å bruke Q-systemet i driveforhold som tilsvarer Q-verdier under området 0,1 – 0,4 og/eller uvanlige geometrier som vist i Fig. 22, inklusiv lav overdekning. I tillegg vil også andre forhold påvirke om man oppfyller kravene i Eurokodene ved bruk av *konstruktive tiltak* og Q-metoden, slik som f.eks. personelletts kvalifikasjoner og oppfølgingen av stabiliteten i driveperioden.



Fig. 22 Områder der geometrien gjør at kartlegging med Q-verdier og bergsikring med vegvesenets eller Q-systemets sikringsanbefalinger ikke er tilstrekkelig. Eksempel fra Ringveg vest i Bergen

6.3 Q-systemet og dimensjonering av sprøytebetongbuer

En viktig del av vegvesenets sikringsdiagram (se Fig. 17) er dimensjoneringen av sprøytebetongbuer for Q-verdier mindre enn 0,2. Disse anbefalingene av Pedersen, Kompen og Kveen (2010) er en forenkling av de første forslagene til dimensjonering, gitt av Grimstad et al. (2002), se Fig. 23 (venstre). Senere, ved NGIs utgivelse av den første versjonen av håndboken Bruk av Q-systemet (NGI 2013) ble det gjort noen tilpasninger av dimensjoneringen, delvis basert på anbefalingene og forenklingene gjort av Pedersen, Kompen og Kveen (2010). Den nyeste versjonen fra NGIs håndbok er vist i Fig. 23 (høyre).

I Høien (2024) går det kritisk gjennom anbefalingene til dimensjonering av sprøytebetongbuer i Q-systemets bergsikringsdiagram som ble gitt av Grimstad et al. (2002). Statens vegvesens bergsikringstabell er basert på Grimstad et al. (2002) og kritikken gjelder derfor også Statens

vegvesens anbefalinger. Høien (2024) nevner fire forskjellige grunner som hver anses å utgjøre en så stor feilkilde at dimensjoneringen ikke er anvendbar fra et bergteknisk perspektiv.

- Q-systemets manglende evne til å angi behovet for lastbærende bergsikring
- Dimensjonering med last-input fra P_{arch} -formelen
- Modellering med frittstående sprøytebetongbuer uten interaksjon med bergmassen
- Bruk av en «akseptgrense» for deformasjon i sprøytebetongbuer

Argumentasjonen fra Høien (2024) for punktene over er oppsummert de kommende underkapitlene.

I konklusjonen i Høien (2024) påpekes det at dimensjoneringsberegningene er teknisk utformet på en slik måte at sprøytebetongbuer er en lastbærende bergsikring, dimensjonert basert på en kartlagt Q-verdi. Videre påpekes det at en Q-verdi ikke i tilstrekkelig grad forutsi deformasjoner til dimensjonering av denne type bergsikring. En «akseptgrense» for tillatt deformasjon på buene er også lagt inn i beregningene. Denne akseptgrensen er satt med *ingeniørmessig skjønn* og overstyrer alle andre beregninger på en slik måte at dimensjonene i diagrammet kommer på et nivå Grimstad et al. (2002) mener er rimelige. Dette gjør de tidligere beregningene irrelevante, og det vil senere vises at også disse har sine begrensninger. Videre påpekes det at rekken av argumenter, fra Terzaghis teori til fastsetting av sprøytebetongbue-dimensjoner for alle typer bergmasseoppførsel, mangler en logisk og konsistent oppbygning. En generell bekymring i Høien (2024) er at stabilitetsproblemene i den nedre delen av Q-systemet er svært varierte, og at én enkelt bergsikringsløsning – slik det foreskrives i dag – ikke passer godt til alle situasjoner. Stabilitetsproblemene – som spenner fra sterkt oppsprukket berg og gravitasjonsproblemer ved lave spenninger, til skviseberg og bergslag i kompetent berg ved høye spenninger – er for varierte til at én enkelt løsning kan være tilstrekkelig.

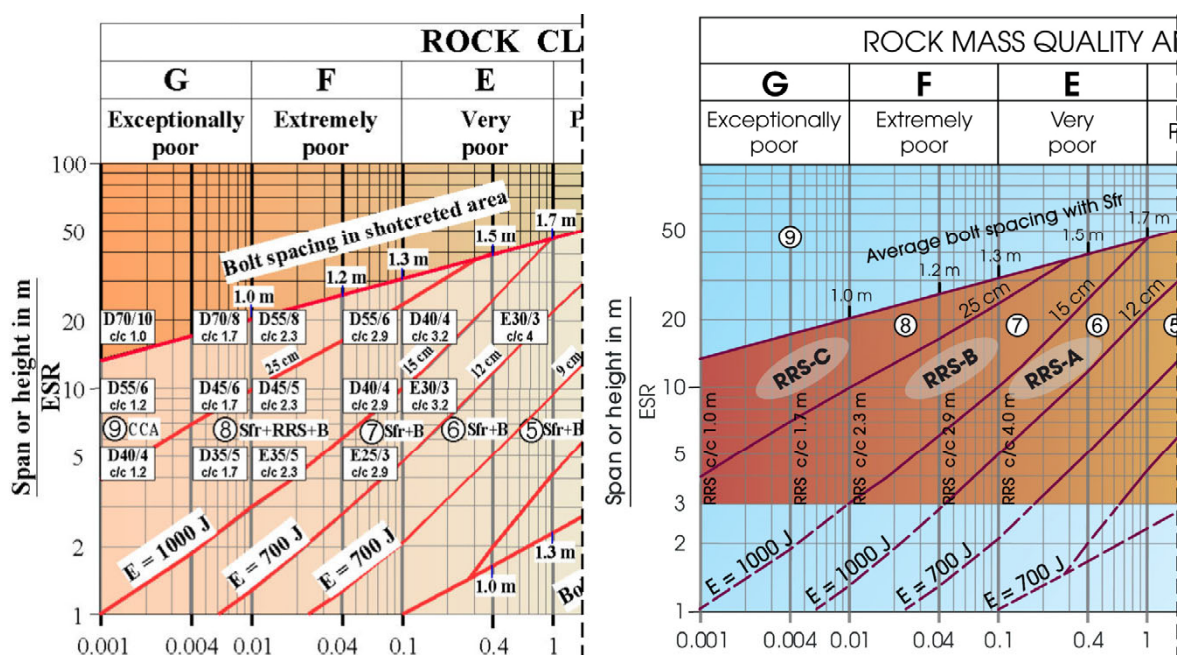


Fig. 23 Utsnitt av bergsikringsdiagrammene fra Grimstad et al. (2002) (venstre) og NGI (2025) (høyre). Venstre: I "flaggene" betyr E/D enkelt-/dobbel lag med armeringsjern, etterfulgt av tykkelsen på ribben i cm og deretter antall armeringsjern. c/c angir senter-til-senter-avstanden mellom buene i tunnelretningen. Høyre: I det nyeste diagrammet er dimensjonene angitt i sikringskategoriene som RRS-A, B og C. Dimensjoneringsdetaljene for hver kategori er gitt i egen tabell med ulike dimensjoner for tunnelbreddene 5, 10 og 20 m.

6.3.1 Q-systemets evne til å angi behovet for lastbærende sikring

Prinsipielt må en Q-verdi kunne predikere deformasjonen og lastene fra berggrunnen som følge av tunneldrivingen for å kunne benyttes til å dimensjonere lastbærende bergsikring. Prinsippet er at man må kunne beregne et ekvilibrium mellom berggrunn og bergsikring og er kort forklart i kapittel 5.

Ligningen for Q-verdien er delt inn i tre hovedfaktorer: oppsprekingsgrad (RQD/J_n), sprekkenes friksjon (J_r/J_a) og aktiv spenning (J_w/SRF) (NGI 2025). To nøkkelfaktorer som bestemmer bæreevnen til bergsikringen er *bergmassens kvalitet* og *spenningsforhold*. I Q-systemet er disse representert av henholdsvis de to første og den siste hovedfaktoren. De to første faktorene som beskriver bergmassens

kvalitet vil ikke bli kommentert her, men den siste – aktiv spenning – vil bli diskutert mer i detalj nedenfor.

Faktoren for aktiv spenning består av to parametere: Sprekkevanntall, J_w , og spenningsfaktor, SRF. J_w vil ikke bli gått grundig inn i videre, men hvorvidt det faktisk kan anses som en «aktiv spenning» kan diskuteres, ettersom beskrivelsene i tabellen hovedsakelig omhandler praktiske utfordringer knyttet til vanninntrenging, snarere enn spenninger forårsaket av vanntrykk. Tabell for å finne SRF-verdien er vist i Fig. 24 og er delt inn i fire kategorier: (a) svakhetssoner som krysser tunnelen eller bergrommet, som kan føre til at bergmasse løsner, (b) kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer, (c) Skviseberg: plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk, og (d) Svellende berg: kjemisk svelleaktivitet ved tilgang på vann.

Beskrivelsene i (a) består hovedsakelig av geologiske forhold snarere enn spenningsrelaterte, med unntak av noen differensieringer under/over 50 meter overdekning og spenningsomfordeling knyttet til fylte sprekker og svake soner. Etter Høien (2024) er imidlertid ikke denne informasjonen egnet til å differensiere lastbærende sikring. I mange tilfeller er stabilitetsproblemene i denne kategorien geologiske og geometriske, og mer gravitasjonsstyrte enn spenningsrelaterte. Kategori (b) omfatter kompetent berg som fører til sprakeberg og bergslag. Dette er forhold som ikke nødvendigvis krever lastbærende sikring, men som likevel krever omfattende sikringstiltak.

Skvising-kategorien (c) beskriver bergmassens reaksjon på spenning, og er i så måte en spenningsparameter. Men bergmassens respons på spenning avhenger også av bergkvaliteten, og er derfor ikke en ren spenningsparameter, men også geologisk betinget. Dette underbygges av forholdet σ_θ/σ_c (tangentiell spenning/intakt bergfasthet) som vises i SRF-tabellen (Fig. 24), hvor note iv) viser til Singh et al. (1992) for korrelasjoner mellom Q-verdi og skvising. Et viktig poeng er at Singh et al. (1992) selv påpeker at deres konklusjoner er foreløpige, og at det kan være "forhastet å trekke endelige konklusjoner" fra disse korrelasjonene. Grimstad og Barton (1993) brukte arbeidet til Singh et al. (1992) for å komme frem til verdiene for σ_θ/σ_c -forholdet i Fig. 24. Selv om metoden kan diskuteres, blir det ikke utdypet videre her. Palmstrom og Broch (2006) er svært kritiske til skvising-parameteren og stiller spørsmål ved hvordan én enkelt Q-verdi effektivt kan beregne bergsikring for så komplekse bergforhold. De peker også på at New Austrian Tunnelling Method (NATM) i stor grad er utviklet for å håndtere slike komplekse bergforhold ved å bruke en helhetlig metodikk som kombinerer analyser og drivemetoder. Videre påpeker NGI (2025) i siste utgave av Q-håndboken at det er viktig ved driving i skviseberg å kombinere Q-systemet med deformasjonsmålinger og numeriske modelleringer, og tilpasse tidspunkt for installasjon av sikring til deformasjonsforløpet, mye likt prinsippene bak CCM som gjerne blir brukt i NATM. Forholdet mellom σ_θ/σ_c for skviseberg er også fjernet i 2025-utgaven av Q-håndboken.

Kategori (d), kjemisk svelling, omfatter moderat og intens svelling, og er i så måte en spenningsparameter. Likevel mener Høien (2024) at underkategoriene er svært vage, og at beskrivelsene i litteratur og retningslinjer er utilstrekkelige sett i lys av hvor stor innvirkning dette har på Q-verdi og tilhørende sikring. Palmstrom og Broch (2006) påpeker at spesialundersøkelser og målinger må gjennomføres i slike grunnforhold, sammen med grundige analyser for å vurdere virkningen av driving og bergsikring. Det er også et spørsmål om kjemisk svelling i leirholdige materialer er en relevant parameter for å bestemme bergsikring (Høien 2022; Høien, Nilsen og Olsson 2019b), og om det i det hele tatt er mulig å skille mellom kryp, mekanisk/kjemisk svelling, konsolidering og skvising (Einstein 1996; Høien et al. 2019).

Som tidligere nevnt er sprøytebetongbue-beregningene basert på en last kalkulert ut fra en Q-verdi. Derfor må Q-verdien kunne predikere deformasjonene i bergmassen (lastene) for at forutsetningen som ligger til grunn for beregningen skal være oppfylt. Ser man på kategoriene i SRF-tabellen beskrevet over er det ifølge Høien (2024) sin oppfatning at inngangsparameteren for spenninger i Q-systemet, i form av SRF, ikke har den tilstrekkelige kvaliteten til å predikere deformasjoner med den nøyaktigheten som kreves for å kunne brukes som input i dimensjoneringen av bærende bergsikring.

6 Stress Reduction Factor			SRF	
a) Weak zones intersecting the underground opening, which may cause loosening of rock mass				
A	Multiple occurrences of weak zones within a short section containing clay or chemically disintegrated, very loose surrounding rock (any depth), or long sections with incompetent (weak) rock (any depth). For squeezing, see 6L and 6M		10	
B	Multiple shear zones within a short section in competent clay-free rock with loose surrounding rock (any depth)		7.5	
C	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth ≤ 50m)		5	
D	Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)		5	
E	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth > 50m)		2.5	
Note: i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the weak zones only influence but do not intersect the underground opening				
b) Competent, mainly massive rock, stress problems		σ_c / σ_1	σ_3 / σ_c	SRF
F	Low stress, near surface, open joints	>200	<0.01	2.5
G	Medium stress, favourable stress condition	200-10	0.01-0.3	1
H	High stress, very tight structure. Usually favourable to stability. May also be unfavourable to stability dependent on the orientation of stresses compared to jointing/weakness planes*	10-5	0.3-0.4	0.5-2 2-5*
J	Moderate spalling and/or slabbing after > 1 hour in massive rock	5-3	0.5-0.65	5-50
K	Spalling or rock burst after a few minutes in massive rock	3-2	0.65-1	50-200
L	Heavy rock burst and immediate dynamic deformation in massive rock	<2	>1	200-400
Note: ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to $0.75 \sigma_c$. When $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduce σ_c to $0.5 \sigma_c$, where σ_c = unconfined compression strength, σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses, and σ_3 = maximum tangential stress (estimated from elastic theory) iii) When the depth of the crown below the surface is less than the span: suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see F)				
c) Squeezing rock: plastic deformation in incompetent rock under the influence of high pressure		σ_3 / σ_c	SRF	
M	Mild squeezing rock pressure	1-5	5-10	
N	Heavy squeezing rock pressure	>5	10-20	
Note: iv) Determination of squeezing rock conditions must be made according to relevant literature (i.e. Singh et al., 1992 and Bhasin and Grimstad, 1996)				
d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on the presence of water				SRF
O	Mild swelling rock pressure	5-10		
P	Heavy swelling rock pressure	10-15		

Fig. 24 Tabell for valg av SRF i Q-systemet (NGI 2022)

6.3.2 Sikringstrykket P_{arch}

Inngangsverdiene for lasten i dimensjonerings-beregningene inkluderer en ligning for sikringstrykk (Eq. 1) og et diagram som viser sikringstrykk basert på bergmassekvalitet fra den opprinnelige Q-systempublikasjonen av Barton, Lien og Lunde (1974). Både diagrammet og ligningen er basert på Terzaghis kriterie for sikringstrykk fra 1946 (Terzaghi 1946), prosjekterte sikringstrykk for enkelte bergrom fra 1972, samt noen målte data.

$$P_{arch} = \frac{2J_n^{\frac{1}{2}} Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r} \quad (1)$$

I Grimstad et al. (2002) bestemmes netto sikringstrykk som virker på en sprøytebetongbue for en gitt Q-verdi ved å trekke fra et «grunnleggende» sikringstrykk fra P_{arch} . Dette netto sikringstrykket er den lasten som en sprøytebetongbue må dimensjoneres for å tåle. Det grunnleggende sikringstrykket er satt til 0,3 MPa, og skal representere sikringstrykket for en Q-verdi på 0,3 dersom det settes inn i Eq. 1. Det grunnleggende sikringstrykket på 0,3 MPa er det samme for alle Q-verdier, og skal representere sikringstrykket fra bolter og sprøytebetong som brukes til umiddelbar sikring.

Sikringstrykket i Eq. 1 er som nevnt basert på Terzaghis kriterie. Dette kriteriet er ifølge Høien (2024) ikke egnet til å dekke det spekteret av bergmasseforhold, tunnelbredde og overdekninger som Q-systemet hevder å dekke, ettersom det er ment for grunne tunneler med aktiv gravitasjonsbasert kollaps. Datagrunnlaget er også begrenset, og Høien (2024) mener at det vitenskapelige grunnlaget for Eq. 1 ikke er tilstrekkelig for å foreskrive sikring basert på et sikringstrykk.

Det påpekes også i Høien (2024) en annen alvorlig feil ved bruk av denne ligningen. Et sikringstrykk, som vist i kapittel 5, avhenger av bergmassens deformasjon, stivheten til sikringen og tidspunktet for installasjon av sikringen, med påfølgende likevekt mellom berg og sikring. P_{arch} tar ikke hensyn til annet enn berggrunnen. I tillegg, som beskrevet i kapittel 6.3.1, har ikke Q-systemet inngangsverdier for spenninger i SRF-parameteren som er gode nok til å forutsi deformasjon i bergmassen. Det finnes også en beregningsmessig inkonsekvens, der Eq. 1 i tillegg til total Q-verdi krever input av individuelle Q-parametere J_r og J_n .

6.3.3 Modellens manglende interaksjon med bergmassen

Modellering av sprøytebetongbuer ble i Grimstad et al. (2002) utført i et program som er spesialisert på statiske analyser av betongkonstruksjoner kalt STAAD. Sprøytebetongbuene i STAAD-modellen var en frittstående bue som var festet med fjærer ved foten. Fjærenes styrke kontrollerte buens evne til å bevege seg (rotare rundt endepunktet). Bergmassen var ikke en del av modellen. Tre spennvidder ble modellert: 5, 10 og 20 meter, alle med samme høyde. Belastningen varierte fra 0,1 MN til 2 MN, der 0,88 MN antas å tilsvare en vertikal spenning på 1,3 MPa (overdekning på 50 meter).

Ettersom STAAD-modellen var en frittstående bue med påførte krefter, i stedet for en modell der bergmassen er inkludert, betyr det at deformasjonen i den modellerte buen kun vil være basert på egenskapene til betong og stål. Videre har stivheten i fjæren ved endene av buen, som styrer veggens evne til å rotere i dette punktet, stor innvirkning på sprøytebetongbuens evne til å deformeres. Denne parameteren er svært vanskelig å fastsette, ettersom modellens «virkelighet» er svært forskjellig fra faktiske forhold, og dermed introduseres også en ukjent usikkerhet.

6.3.4 Akseptgrense for deformasjon i buen

Et av hovedresultatene som presenteres i Grimstad et al. (2002) er diagram med deformasjonen i buene for hver spennvidde med ulike tykkelser og laster (se eksempel i Fig. 25). Deformasjonen skjer i "papirplanet", nedover i hengen og utover i veggene. En "akseptgrense" for buedeformasjon introduseres for hver spennvidde. Akseptgrensene er satt til henholdsvis 1, 5 og 30 mm for spennviddene 5, 10 og 20 meter og er ekstremt små sett fra et praktisk ståsted, og må anses som høyst teoretiske. Det finnes ingen referanser eller begrunnelser for fastsettelsen av disse grensene, bortsett fra uttalelsen: "Disse akseptgrensenelinjene er basert på praktisk erfaring fra ulike spennvidder".

Beregningen av avstanden mellom buene er ikke beskrevet i artikkelen. "Netto sikringstrykk" ble sannsynligvis brukt til å beregne hvilken last en gitt sprøytebetongbue-konfigurasjon kan motstå. Empiriske data kan også ha blitt brukt. Avstanden varierer fra 1 meter til 4 meter. For praktiske formål betyr 1 meter at sprøytebetongbuene er kontinuerlig, og 4 meter betyr at en 30 cm tykk sprøytebetongbue med 3 armeringsjern skal støtte opp bergmassen 2 meter på hver side.

"Akseptgrensen" med tillatte deformasjoner i sprøytebetongbuen styrer dimensjoneringen i svært stor grad, og ser ut til å bli brukt for å finjustere sprøytebetongbue-dimensjonene til å være rimelige. Som nevnt over er grensene fastsatt "basert på praktisk erfaring" noe som betyr at dimensjoneringen av buene i praksis er basert på udokumentert ingeniørmessig skjønn.

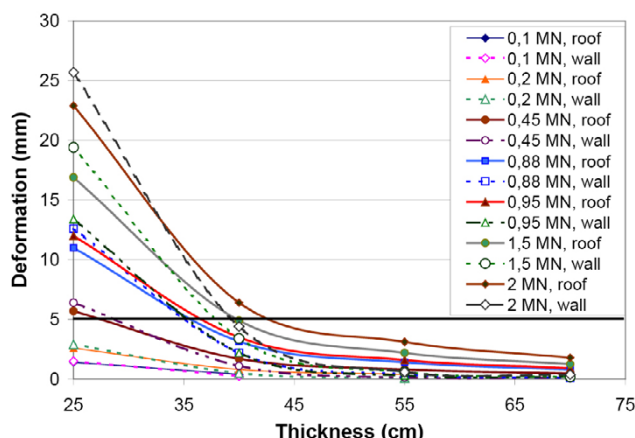


Fig. 25 Eksempel på en deformasjon/buetykkelse-graf for en tunnelbredde på 10 meter fra Grimstad et al. (2002). Den svarte horisontale linjen viser deformasjonens "akseptgrense" for sprøytebetongribben ved spennvidden 10 meter.

6.4 Spesifikke prinsipper og praksiser å være oppmerksom på

De følgende underkapitlene tar for seg sentrale prinsipper og praksiser som krever særskilt oppmerksomhet ved dimensjonering og vurdering av bergsikring. Her diskuteres både utfordringer knyttet til materialegenskaper, modelleringsmetoder, og empiriske tilnærminger, samt usikkerheter som kan oppstå i ulike situasjoner. Dette for å belyse hvordan ulike faktorer påvirker stabilitet og valg av sikring, og å gi en oversikt over relevante problemstillinger som bør vurderes for å oppnå robuste og trygge løsninger.

6.4.1 Svelling i svakhetssoner og svakhetssonemateriale

I Høien (2022) diskuteres mineralsk svelling og sammenhengen med stabilitetsproblemer. Det påpekes at det ikke er vist en årsakssammenheng mellom at materialet viser svelleegenskaper i lab på testing av tørt materiale og at det er mer stabilitetsproblemer i soner som inneholder denne type leire i praksis. Det er heller ikke vist at leiren i praksis sveller på grunn av mineralsk svelling ute i naturen.

Videre konkluderes det med at: «Det ser ut til at den mineralske svellingen allerede har skjedd ute i naturen og det er andre tidsavhengige deformasjoner, slik som konsolidering, mekanisk svelling, kryp og skvising som da sannsynligvis er de dominerende deformasjonsprosessene i et svakhetssonemateriale.», og videre: «Dette innebærer at man kan slutte med å teste svelletrykk og heller konsentrere seg om andre vurderinger når man skal bestemme sikringsomfanget. Testing av svelletrykk kan gi en «falsk trygghet» med at man har undersøkt dette, og overser andre og mer prekære stabilitetsproblemer som senere kan gi ras. I tillegg er disse testene preget av stor usikkerhet og er lite anvendbare i praksis.»

Poenget her er at man ikke kan si om en svakhetszone med eller uten svellende mineraler i leiren gir mer eller mindre stabilitetsproblemer, og at det sannsynligvis er andre egenskaper ved leiren og forholdene rundt (tunnelens geometri, svakhetssonens bredde og bergspenningene, osv.) som er hovedårsakene til stabilitetsproblemer.

Det finnes heller ingen etablert sammenheng for hvordan man skal sikre en bergmasse som inneholder disse svellende mineralene kontra en bergmasse av tilsvarende kvalitet som ikke gjør det. Verdiene man får ut har en svært stor usikkerhet og er i stor grad avhengige av hvordan man preparerer prøven før testing. Med andre ord er testene upålitelige, har ingen anvendelse og viser sannsynligvis en effekt man ikke finner ute i naturen. En effekt som i tillegg, om den skulle være til stede, er umulig å skille fra mer sannsynlige deformasjons- og bruddforløp.

Ved omtale av svelling i internasjonal litteratur er man opptatt av at dette er noe som skjer ved spenningsavlastning, negativt poretrykk (mekanisk svelling) og tilgang på vann, ikke noe som vil swelle og utøve trykk på sikringen alene (se f.eks. Einstein (1996)). Teorien bak denne problemstillingen blir sett nærmere på i Del 2 kapittel 8.1.2.

Leirholdige slepper og svakhetssonemateriale gir stabilitetsproblemer uavhengig om de inneholder svellende mineraler eller ikke ved at de har lav trykkfasthet og lav skjærstyrke. Tilgang til vann forsterker problemene, særlig hvis materialet ikke er lukket inn med sprøytebetong, da oppbløting ytterligere kan redusere fasthet og skjærstyrke. Dette er spesielt kritisk i vanntunneler, hvor det er god tilgang til vann som kan trenge inn i bergmassen over tid og forverre stabilitetsforholdene.

6.4.2 Portal/tunnelkryss og multiplisering av Q-systemets J_n

I Q-systemet (Barton, Lien og Lunde 1974; NGI 2025) er det ved portaler og tunnelkryss anbefalt å gange sprekkesettnummeret, J_n , med henholdsvis 2 og 3. Dette gir en reduksjon i Q-verdien som vil føre til et økt sikringsomfang. Sammenhengen mellom Q-verdi og sikringsanbefalinger er empiriske, men erfaringsdataene for bergsikring i portaler og tunnelkryss basert på denne reduksjonsfaktoren ser ikke ut til å finnes, i alle fall ikke i tilstrekkelig grad. Andre måter å vurdere stabilitet/sikringsomfang på må følgelig brukes. I tillegg forutsettes det prinsipielt at det er antall sprekkesett (J_n) som er hovedgrunnen til stabilitetsproblemet, noe som ikke trenger å være tilfellet.

6.4.3 Q-systemet, deformasjoner og sikringstrykk

I kapittel 6.3.1, 6.3.2 og Høien (2024) er det argumentert for at Q-systemet ikke kan forutsi deformasjoner i tilstrekkelig grad og at sikringstrykket gitt av formelen P_{roof} (Barton, Lien og Lunde 1974) hverken er logisk eller gir pålitelige verdier. Følgelig må man unngå å bruke formler og figurer

som bruker/viser disse sammenhengene når man dimensjonerer bergsikring eller vurderer stabilitet. Dette kan eksempelvis være å finne, eller beregne, inngangsverdier til analytiske eller numeriske metoder.

6.4.4 Forskjellen på fiberarmert og stang-/nettarmert sprøytet betong

Ulike typer armering i sprøytebetong er svært forskjellige i hvordan de påvirker betongens/sikringskonstruksjonens kapasitet. I Fig. 26 vises prinsippene for armeringen i overbelastning av fiberarmert og stang-/nettarmert sprøytebetong, der fiberarmert betong er avhengig av friksjonen mellom fiber og betong, mens stang-/nettarmert er avhengig av stålets strekkstyrke.

Denne forskjellen er viktig når en vurderer hvilken type sikring man velger å bruke ved ulike stabilitetsproblemer slik at måten den armerte konstruksjonen virker på er tilpasset stabilitetsproblemet.

Et annet poeng er ved numerisk modellering, og spesielt ved presentasjon av resultater i kapasitetsplott med sikkerhetsfaktorer. Her er det vanskeligheter med å få fiberarmert sprøytebetong til å fylle forutsetningene i beregningene på en god måte, selv om en legger inn relevante verdier og tykkelsen er slik at man kan forvente at hovedvirkemåten er lastbærende. Fiberarmert sprøytebetong vil ofte være benyttet i områder der hovedeffekten er at den binder fragmenter og mindre blokker sammen og lager kiler i sprekkehjørner, noe de numeriske modellene heller ikke klarer å hensynta på en tilfredsstillende måte.

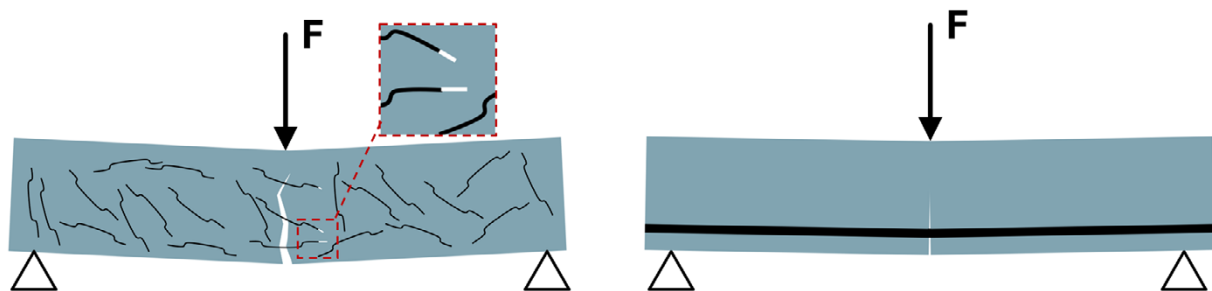


Fig. 26 Forskjellen på virkningen av fiberarmering og stangarmering. Ved overbelastning av fiberarmering (venstre) sklir fibre i betongen og styrken er derfor avhengig av friksjonen mellom stål og betong. Ved overbelastning av stangarmering (høyre) er styrken avhengig av stålets strekkstyrke og ev. betongens trykkstyrke ved knusning.

6.4.5 Måling av bergspenninger

Bergspenningsmålinger brukes bla. som grunnlag i numeriske modelleringer til vurdering av stabilitet og bergsikring. Det er avgjørende at man har kunnskap om usikkerheter og begrensninger ved målemetodene ved implementering i modellene slik at man kan ta høyde for disse i vurderingene som gjøres.

En sammenstilling av resultater fra spenningsmålinger gjort med 3D overboring-metode har vist at det ser ut til at borehullet som målingene er tatt i påvirker resultatene. Dataene er vist i Tabell 1 og sammenstilt grafisk i Fig. 27. Tabellen viser 19 utførte målinger fra 12 ulike lokasjoner/anlegg med samme type målecelle.

I kolonnen helt til høyre er retningen på største hovedspenning endret fra å være i forhold til nord til i stedet å være i forhold til målehullets retning. I figuren viser de oransje stiplede linjene $\pm 15^\circ$ for borehullets retning og 13 av de 19 målingene ligger innenfor denne avgrensningen, med én til så vidt utenfor. To par målinger er vist med rød stiplet linje. I disse parene er målingen utført med 90° vinkel i forhold til hverandre, med ca. 100 meters avstand i det ene tilfellet og 400 i det andre.

Fremstillingen viser en klar overvekt med målinger der største hovedspenning har retning orientert i borehullets retning. Dette antyder at omregningen fra målte verdier til spenninger og retninger på disse ikke klarer å kompensere for borehullets påvirkning på en tilfredsstillende måte. Fire av de resterende fem målingene ligger vinkelrett på borehullets retning, noe som også kan tyde på en påvirkning fra borehullet da retningen på hovedspenningene er vinkelrett på hverandre og det totale beregnede spenningsbildet er orientert etter borehullets retning.

Siden det ser ut til at de målte hovedspenningsretningene er påvirket av borehullet, må man også anta at spenningsnivået er påvirket, og dermed usikre.

Tabell 1 Resultater fra 3D overboring spenningsmålinger.

Lokasjon	Hole dir. [°]	Hole dip [°]	σ_1 [MPa]	σ_1 dir. [°]	σ_1 dip [°]	σ_1 dir. to hole [°]
Location 1	21	5	29	213	37	192
Location 2	0	5	25	166	23	166
Location 3 - 1	0		24	169	3	169
Location 3 - 2	258		25	90	7	192
Location 4	32		17	213	51	181
Location 5	40	5	14	216	2	176
Location 6	69	4	32	154	20	85
Location 7	110	5	15	298	12	188
Location 8 -1	335	5	1	247	50	272
Location 8 -2	58	5	5	11	52	313
Location 8 -3	43	5	5	30	26	347
Location 8 -4	113	5	3	99	2	346
Location 9	185	6	18	263	71	78
Location 10	2	6	20	165	54	163
Location 11 -1	300		18	120	28	180
Location 11 -2	30		17	205	30	175
Location 11 -3	30		22	21	10	351
Location 12 -1	240	5	11	56	15	176
Location 12 -2	238	5	-4	327	65	89

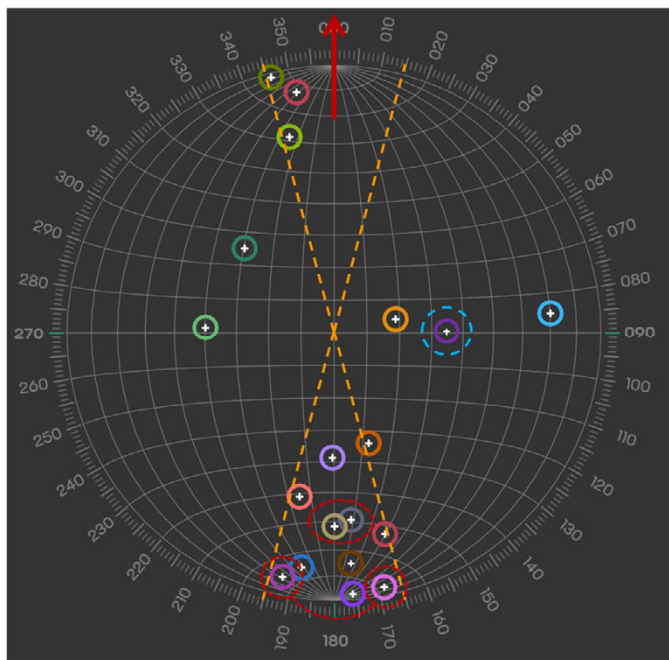


Fig. 27 Fall og fallretning for 3D bergspenningsmålinger der målingene er endret til å være relatert til borehullets retning (rød pil) og nedre hemisfære. Rød stiptet linje omslutter målinger gjort nært og 90° i forhold til hverandre på samme lokasjon. Oransje stiptet linje er +/- 15° i forhold til borehullets retning. Blå stiptet linje har negativ største hovedspenning.

6.4.6 Numerisk modellering, sikkerhetsfaktor og grensetilstandsmetoden

Ved vurdering av stabilitet og bruk av numeriske modeller er det viktig at man benytter en programvare som klarer å gjengi det aktuelle stabilitetsproblemet og bergsikringens funksjon på en tilfredsstillende måte.

Inngangsparametere til numeriske modeller har meget store usikkerheter og om man har én modell kan man aldri forutsette at man har truffet riktig og at oppførselen vil bli som resultatene viser. Man kan derimot utføre parameteranalyser der man endrer ulike verdier og gjør en analyse av hvilke forhold som kan skape stabilitetsproblemer og hvordan man potensielt kan løse disse.

Men også i parametriske analyser må man være forsiktig ved tolkning av resultatene og være sikker på at prosessene som finnes i praksis også er de man analyserer i modellen. Bruddkriterier, som f.eks. Mohr-Coulomb og Hoek-Brown er elastiske og plastiske og har derfor problemer med å analysere tidsavhengig deformasjon som kryp og skvisning som foregår i svakhetssonematerialer. Videre er det som påpekt i 6.4.4 forskjell på den stabiliserende effekten av fiber- og stang-/nettarmert sprøytebetong, og denne forskjellen er det vanskelig å vise i numeriske modeller da lime- og kileeffekten av fiberarmert sprøytebetong ikke enkelt kan implementeres. Å prøve å kalibrere inn mulige korreksjonsfaktorer på verdiene man legger inn i modellen er også et tveegget sverd da enhver ny faktor legger til ny usikkerhet. I mange tilfeller vil en overordnet enkel modell være bedre enn en som prøver å ta høyde for alle mulige eventualiteter.

Man skal også være forsiktig ved tilbake-analyser, mot f.eks. deformasjonsdata. Som regel vil målte deformasjoner ved tunneldriving i harde bergarter være små. Det blir da spesielt vanskelig å finne de «riktige» parameterne som gir en gitt deformasjon, da det er utallige mulige kombinasjoner av inndata som kan få modellen til å stemme med den observerte deformasjonen. Det er heller ikke sikkert at stabilitetsproblemet man har er noe som gir deformasjoner hverken i praksis eller i modellen, som f.eks. avløste kiler eller parallelle strukturer i hardt berg.

En populær måte å vise nivået av stabiliteten i en modell på, er å bruke kapasitetsplot-plot med sikkerhetsfaktorer f.eks. av en armert betongkonstruksjon (se eks. Fig 24 i Høien og Nilsen (2018)). For det første må det som vises være representativt for det stabilitetsproblemet man i praksis står overfor. Oppsprukket bergmasse er et tilfelle der boltesikringen sørger for totalstabiliteten og sprøytebetongen kun er overflatesikring, der stabiliteten i modellen ikke vil være representativ. For det andre representerer plottene problemet med vurdering av stabilitet i modeller sammen med prinsippene for vurdering av stabilitet med grensetilstandsmetoden man må følge i Eurokode 0 (Standard Norge 2016).

I grensetilstandsmetoden skiller man på akseptabel og ikke akseptabel oppførsel, basert på en viss sannsynlighet for at noe skal skje (Harrison 2020). Plottene bruker sikkerhetsfaktor og tar ikke i bruk partialfaktorer som forutsatt Eurokodene, noe som uansett ville vært en vanskelig øvelse å innarbeide. Mer generelt er det vanskelig å avgjøre hva som er «akseptabel oppførsel» i en modell, altså hva man skal vurdere opp mot. Som beskrevet over er det også mange begrensninger, som f.eks. usikkerhet i inngangsparameterne, hvordan man skal vurdere dette sammen med svakhetene i modellene og begrensninger i bruddkriteriene. Dette gjør det så god som umulig å bruke numerisk modellering alene. Det er derfor svært vanskelig å bestemme om et sikringsdesign er akseptabelt kun ved hjelp av slike modeller og de må inngå i en større vurdering som tar i bruk flere av de relevante vurderingsmetodene for problemstillingen man står ovenfor.

Del 2 – Teoretisk bakgrunn og prinsipper for prosjektering med observasjonsmetoden for tunneldriving i hardt berg

7 Innledning

Prinsippet for den nye strategien er å utforme stabilitetstiltakene basert på berggrunnens oppførsel. Kjernen i denne oppførselen ligger i hvordan bergmassen går til brudd og deformerer seg og et sentralt poeng er derfor hvilke typer brudd- og deformasjonsprosesser som styrer denne oppførselen. Når stabilitetstiltakene skal utformes, må de motvirke eller håndtere disse prosessene. Samvirket mellom berggrunn og bergsikring, systemoppførselen, vil utgjøre et sentralt prinsipp i prosjektering og gjennomføring. Dette innebærer bergsikringen har en forventet oppførsel som kan observeres for kontrollere at den fungerer som planlagt, og som suppleres med ytterligere stabilitetstiltak dersom det er nødvendig.

Denne delen innledes derfor med en gjennomgang av aktuelle brudd- og deformasjonstyper. Deretter oppsummeres det publisert litteratur på ulike kategoriseringer av berggrunnsoppførsel, som videre brukes som bakgrunn for å fastsette de ulike typene berggrunnsoppførsel for tunneldriving i hardt berg. Disse kategoriene deles inn etter tre typer spenningsforhold og knyttes til berggrunnstyper, brudd- og deformasjonsprosesser, samt forslag til tilhørende stabilitetstiltak. Systematikken som presenteres er tilpasset driving i regioner med hardt berg, men gitt mangfoldet og kompleksiteten av geologi, må man likevel være aktsom på at svake bergarter kan forekomme i vesentlig omfang også i slike regioner. Avgrensningen for systemet i slike tilfeller er ikke definert spesifikt da det er mange forhold som spiller inn, men grensetilfellene vil som hovedregel ligge i den senere definerte GBTen «Skvisning, kryp og/eller konsolidering/mekanisk svelling».

Et sentralt poeng som tas opp i senere er at det finnes situasjoner man kan komme ut for som mangler gode metoder for dimensjonering av bergsikring og vurdering av faktisk stabilitet i det sikrede profilet. Bevissthet om denne usikkerheten er viktig, da den muliggjør kompenserende tiltak gjennom økt prosjekteringsinnsats i slike tilfeller. Dette i motsetning til en praksis med ukritisk anvendelse av empiriske metoder i berggrunnsforhold utenfor der de fungerer godt.

I de følgende kapitlene blir det brukt noen begreper som er definert som følger:

- **Bergart**
Det intakte berget bestående av ulike mineraler.
- **Bergmasse**
Består av de ulike bergartene i et område og inkluderer sprekker, slepper og svakhetssoner
- **Berggrunn**
Bergmassen inkludert bergspenninger og spenninger fra vann
- **Berggrunnstype (Ground type, GT)**
Berggrunn med lignende egenskaper
- **Berggrunnens oppførsel/Berggrunnsoppførsel-type (Ground Behaviour Type, GBT)**
Berggrunnens reaksjon på tunneldrivingen uten stabiliserende tiltak
- **Systemoppførsel (System behaviour, SB)**
Oppførselen som følge av interaksjon mellom grunnen, drivingen (fjerning av masse) og bergsikringen. SB deles i tre:
 - SB (1) drivområdet/stuff
 - SB (2) bergsikret område
 - SB (3) permanent tilstand (hele brukstiden)

Videre blir begrepet **bergsikring** brukt slik at det omfatter både **bergforsterkning** og **lastbærende, samvirkende bergsikring**, se kapittel 5. Begrepet *bergforsterkning* omfatter bergsikring med bolter og sprøytebetong for å oppnå tilstrekkelig detalj- og totalstabilitet. Inkluderer også bruk av armeringsnett og stangarmert sprøytebetong, inklusive forbolter med oppheng, som brukes til å forsterke overflaten slik at berget holder seg på plass, samt forhindrer lokal deformasjon. Begrepet *lastbærende, samvirkende bergsikring*, kortform *lastbærende bergsikring*, benyttes for last-bærende systemer som samvirker med berggrunnen og balanserer kreftene mellom dem for å skape en stabil situasjon.

8 Teoretisk bakgrunn - bruddtyper og deformasjoner

Når man driver tunnel, er det to hovedtyper av deformasjoner man kan komme ut for: umiddelbare og tidsavhengige (Barla 1999). De umiddelbare deformasjonene er sammen med spenningene avhengig av de elastiske og plastiske materialegenskapene til bergmassen (se Fig. 28). I leirholdig svakhetssonemateriale, som er mettet med vann, vil umiddelbare og tidsavhengige deformasjoner være forbundet med henholdsvis en udrenert og en drenert fase. De umiddelbare deformasjonene skjer uten/før bevegelse av porevann forårsaket av poretrykksendringer, og de drenerte, eller tidsavhengige, deformasjonene oppstår med forflytning av porevann. Rent drenert og udrenert oppførsel er noe som sjelden forekommer i praksis, men siden de representerer prinsipielle typer er de likevel verdifulle i tolkning og forståelsen av den faktiske oppførselen (Terzaghi og Peck 1967). For ytterligere informasjon om de følgende temaene refereres det til Høien (2018), Høien et al. (2019), Høien, Nilsen og Olsson (2019b) og Høien (2022).

8.1 Brudd- og deformasjonstyper

8.1.1 Øyeblikkelig deformasjon

De umiddelbare deformasjonene kommer av spenningsendringene i den gjenværende bergmassen som følge av uttak av bergmasse ved tunneldrivingen. Se Fig. 28. Deformasjonene er avhengig av *in-situ* bergspenning og de elastiske og plastiske egenskapene til bergmassen. De elastiske egenskapene er den reversible deformasjonene til bergmassen før det har skjedd et brudd, og de plastiske egenskapene etter at bergmassen har gitt etter ved at spenningene overstiger dens styrke. Egenskapene etter brudd, de plastiske egenskapene, til en bergmasse har som regel lavere verdier enn de elastiske, men for svært svak bergmasse kan de være like som de elastiske egenskapene (Crowder og Bawden 2004).

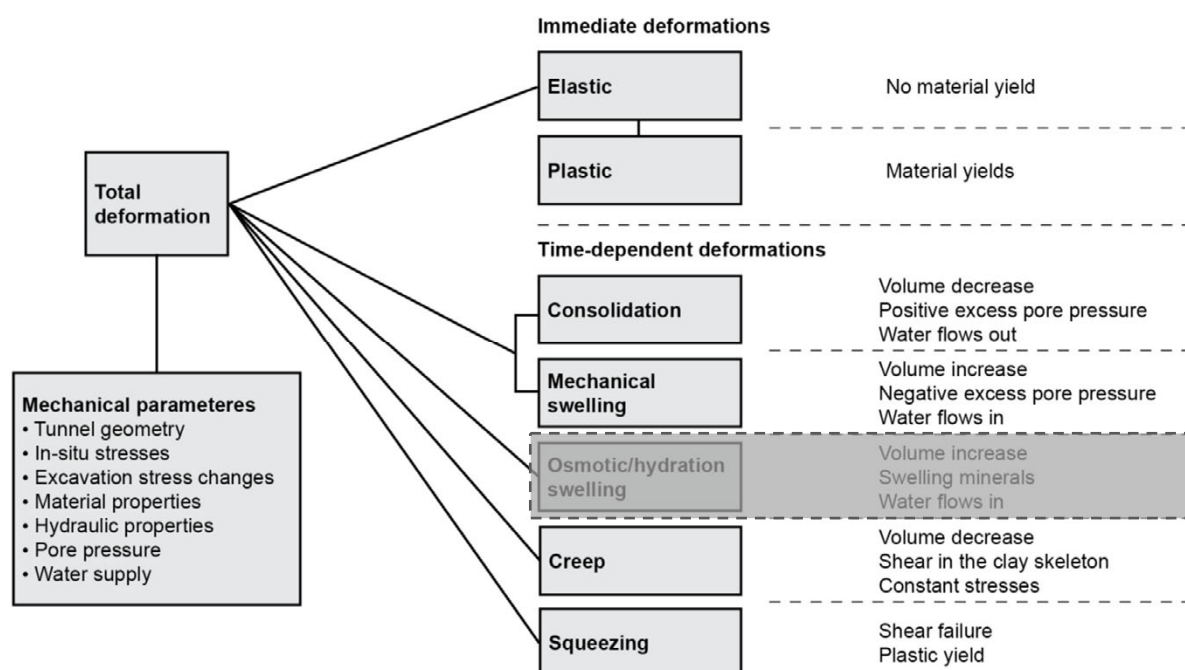


Fig. 28 Brudd- og deformasjonstyper i bergmassen. På grunn av manglende vitenskapelig evidens er mineralsk svelling (osmotisk/hydratisering av mineraler) grået ut i figuren, se kapittel 6.4.1. Basert på Høien (2018)

8.1.2 Tidsavhengig deformasjon

De tidsavhengige deformasjonene er mer komplekse enn den øyeblikkelige og har mange mulige prosesser som forårsaker dem. Som vist i Fig. 28 er de viktigste prosessene skvising, kryp, konsolidering og mekanisk svelling, som alle fører til konvergens av tunnelveggene. Hvilke prosesser som finner sted er avhengig av egenskapene til bergmassen og spenningene, og mer enn én kan forekomme samtidig.

Når det gjelder mekanisk svelling og skvising, påpekte Einstein (1996) at disse fenomenene ofte er forbundet med hverandre og at den ene kan føre til det andre. Han ga også noen korte definisjoner for de to, hvor svelling er definert som "Tidsavhengig volumøkning av grunnen, som fører til en bevegelse av tunnelperimeteren innover" og skvising definert som "Tidsavhengig skjærbrudd i

grunnen, som fører til en bevegelse tunnelperimeteren innover.". Videre påpeker Einstein (1996) at svelling kun kan komme etter at materialet har fått en spenningsavlastning. Skvising kommer av en kombinasjon spenningsendringer og tap av omslutning/innspenning som følge fjerning av bergmasse. Enkelte svake bergarter, slik som kleberstein, kan også utvise skvising-egenskaper ved at de ved overbelastning kan ha et tidsavhengig plastisk brudd og deformasjon.

Når tunnelen avanserer oppstår det spenningsendringer som i svake masser med porevann tilstede kan resultere i en negativ eller positiv poretrykksendring. Hvis poretrykksendringen er positiv, vil vannet strømme bort fra området og det svake materialet vil konsolidere. Videre, hvis det er en negativ poretrykksendring, vil vannet kunne strømme mot dette området og det vil kunne mekanisk svelle. Disse prosessene refereres også til som den første konsolideringsfasen (Bellwald 1990) og er illustrert i Fig. 29. Ser man på poretrykksendringene i Fig. 29 c) vil de røde områdene kunne få presset bort vannet og konsolidere. I de blå områdene med negativt poretrykk vil vanninnholdet kunne øke, og Einstein (1996) viser at brudd i materialet kan komme som et resultat av en slik oppbløtning.

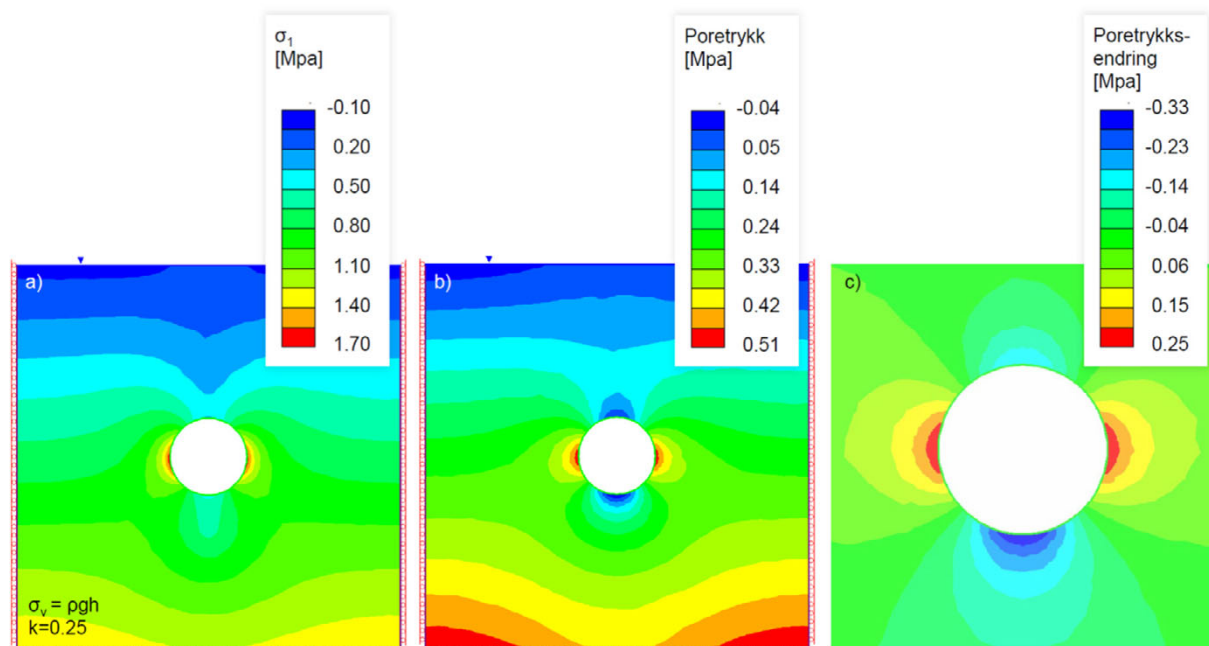


Fig. 29 Spenninger, poretrykk og poretrykksendring som følge av tunneldrivingen for en tunnel med diameter 10 m i leirholdige masser (Høien 2022)

Kryp er definert som deformasjon ved skjærbrudd over tid, ved konstante spenninger. Det kan skje samtidig med mekanisk svelling/konsolidering, men det trenger ikke å gjøre det, og det refereres også til som den andre konsolideringsfasen. Kryp er avhengig av de tidsavhengige egenskapene til kornskjelettet og er en seriell endring med reorganisering av kornkontaktene, og skjer vanligvis ved drenerte forhold der porevannet har mulighet til å bevege på seg.

Ved tidsavhengige deformasjoner vil det være en kontinuerlig omfordeling av spenninger rundt tunnelprofilen. Det nye spenningsregimet kan starte nye deformasjonsprosesser på steder som tidligere var stabile. Prosessene som forårsaker deformasjonene er, som beskrevet ovenfor, vanskelige å fastslå, og mer enn én prosess kan forekomme samtidig. Ulike typer deformasjoner kan også gi ulik belastning av bergsikringen. F.eks. kan skvising i en smal sone på tvers av tunnelen kunne gi et press utover på sikringen, mens kryp kan gi kompresjonskrefter langs tunnelretningen.

I Norge har deformasjon på grunn av tilstedeværelse av leirmineraler i smekttittgruppen vært ansett som en faktor til stabilitetsproblemer som følge av at disse sveller som følge av opptak av vann. (Se også kapittel 6.4.1.) Ved en gjennomgang av litteraturen på området (Høien 2022) er det ikke funnet grunnlag for å kunne fremsi en årsakssammenheng mellom innhold av svellende mineraler i svakhetssonematerialer og stabilitetsproblemer. Allerede på 60-tallet ble denne sammenhengen påstått, men ble ikke da, og er heller ikke senere påvist med metoder av tilstrekkelige vitenskapelig kvalitet. Det som er vist er at man i laboratoriet med ved hjelp av manipulering av materialet og testing i, sett fra et praktisk ståsted, urealistiske forhold, kan få et svelletrykk fra leir-mineraler hentet fra et svakhetssonemateriale, men ikke at denne svellingen faktisk foregår i praksis i tunnelen. I følge Høien

(2022) er det mest sannsynlig at det er den intrakrystalline svelleprosessen som står bak svelletrykket man kan fremprovosere i laboratorietester og at denne allerede har skjedd ute i naturen på grunn av naturlig tilstedeværende fuktighet. Ut fra det som er skrevet og anbefalt som sikring av svakhetssoner med svelleleire, gjengitt bla. i NFF (2008), er det mest sannsynlig at det som er blitt oppfattet som mineralsk svelling egentlig er en deformasjonsprosess dominert av skvising.

For svellende bergarter er deformasjonsprosessene annerledes enn nevnt over, selv om noen av disse også inneholder svellende mineraler i smekktittgruppen. Svellemekanismene for slike bergarter kan også skje ved omdannelse av anhydritt til gips eller at pyritt oksiderer og produserer sulfater (Einstein 1996). De kan også gjerne være svakere enn omliggende bergarter og lettere være utsatt for andre bruddtyper enn svelling.

8.2 Deformasjon og spenninger

For å se prinsipielt på hvordan overdekning og bergmassekvalitet påvirker deformasjoner i en toløpstunnel gjorde Høien, Nilsen og Olsson (2019a) to parameterstudier i FEM-programvarene RS2 og RS3. En slik generell parameterstudie er selvsagt sterkt påvirket av de begrensninger og valg gjort i utviklingen av metoden som er brukt, og de absolutte tallene på deformasjon må derfor sees på som et bilde på en trend og prinsipper, og ikke at det vil være slik i praksis på et tunnelanlegg. Den første parameterstudien var 2-dimensjonal (RS2) og så på hvordan deformasjonene ville være ved ulike bergmassekvaliteter (uendelig utstrekning) og overdekninger, mens den andre var 3-dimensjonal og så på to av tilfellene fra den første studien hvordan deformasjonen ville være om den svake bergarten var i en sone med ulike bredder.

Det ble som utgangspunkt parametere som representerer en ganske sterk bergart med intakt trykkfasthet, $\sigma_{ci} = 125$ MPa og intakt elastisitetsmodul, $E_i = 20$ GPa, som ble justert for GSI-verdier mellom 80 og 10, i intervaller på 10, ved bruk Generalized Hoek-Diederichs (2006). De vertikale spenningene var basert på vekten av bergmassen og overdekningen. De horisontale spenningene var fire ganger høyere enn de vertikale ved overflaten og ble like ved ca 300 meters dybde. I Fig. 30 er et eksempel med resultatene fra RS2 med utsnitt av modellen med 500 meters overdekning og GSI 20.

Analysene ble gjort med et ideelt elastisk-plastisk materiale, noe som vil si at materialet vil gå til brudd, men har like deformasjonsegenskaper før og etter bruddet. Relatert til de ulike deformasjonstypene i kapitlene over er dette i prinsippet kun de øyeblikkelige deformasjonene. Per definisjon er skvising et plastisk brudd, men det er uvisst i hvilken grad skvising blir beskrevet i en FEM-modell med bruk av et elastisk-plastisk bruddkriterium.

Fig. 31 viser resultatene fra parameterstudien. Tallene beskriver tunnelkonturens største deformasjon, i mm, i modellen. Fargene i figuren representerer ulike klasser definert av Hoek (2001) (se også Hoek og Marinos (2000)) der:

- A Grønt område representerer < 1% deformasjon, ingen skvising, med sprøytebetong og bergbolter beskrevet som bergsikring
- B Oransje representerer, 1-2,5 % deformasjon, lite skvising, hvor du kan trenge å bruke lette gitterdragere
- C Rødt representerer, 2,5 – 5 % deformasjon, betydelig skvising, hvor det anbefales stålbjelker og du må begynne å sikre stoffen
- D Lilla representerer 5-10 % deformasjon, svært alvorlig skvising, hvor forbolting, stuffsikring og ståldragere vanligvis er nødvendig

Som en ser av de foreslåtte stabilitetstiltakene over går skillet mellom bergforsterkning og lastbærende sikring i grensen A/B. Både resultatene fra parameterstudien vist i Fig. 31 og skvising-klassene representerer usikret bergmasse.

Det vi i norske forhold vil kalle svakhetssonemateriale, har en GSI-verdi på 30-40 og lavere, og resultatene fra parameterstudien viser at selv svært svake bergmasser kan være selvbærende ved bruk av bolter og sprøytebetong for forsterkning, hvis spenningene ikke er for høye. Et annet viktig poeng fra denne studien er at ved store deformasjoner i tunnelkonturen er også deformasjonene store langt innover i bergmassen. For kombinasjonen overdekning 500 m og GSI 20 (se Fig. 30) er deformasjonen i tunnelkonturen 170 mm, mens i bergmassen 50 m over tunnelen er deformasjonen 40 mm, noe som viser at det svake materialet må ha stor utstrekning for å kunne gi store deformasjoner.

Fra parameterstudien som ser på sonebredde, vist senere i kapittelet, ser man dette med en markant reduksjon i deformasjoner når utstrekningen på det svake materialet reduseres fra uendelig utstrekning i papirplanet i 2D-studien til begrenset utstrekning i 3D-studien.

Basarir (2008) har gjort en lignende studie basert på bergmasseklassifiseringssystemet Rock Mass Rating (RMR) for en sirkulær tunnel med overdekninger fra 100 til 500 meter og studerte hvordan ulike mottrykk fra bergspenningen påvirker deformasjonene. Resultatene fra denne studien er generelt sammenlignbare med resultatene vist i Fig. 31.

Som nevnt over så Høien, Nilsen og Olsson (2019a) også på hvordan bredden på en svakhetssone innvirker på deformasjonen. 3D-modellene som ble brukt var 150 m i tunnellengderetningen og 500 m brede og med to ulike overdekninger, 100 og 500m. I midten av modellene ble det lagt inn et materiale med svakere bergmasseegenskaper enn den omkringliggende bergmassen for å representere en svakhetssone. Svakhetssonen ble lagt vinkelrett på tunnellengderetningen, og det ble laget seks ulike modeller med sonebredder på 50, 25, 10, 5, 2,5 og 1 m. Se Fig. 32 a) for et eksempel på modellen. Materialparameterne var de samme som i 2D-studien der den omkringliggende bergarten hadde en GSI på 80 mens svakhetssonen hadde GSI 20.

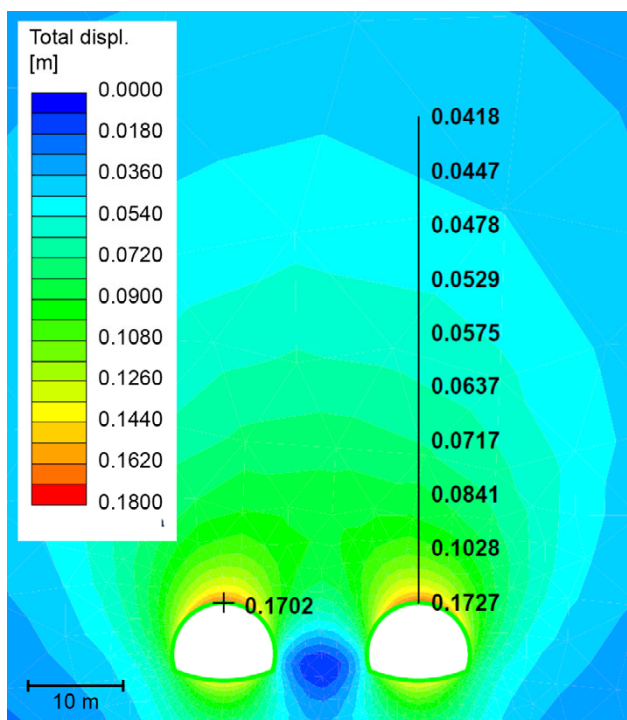


Fig. 30 Resultatplot fra den 2-dimensionale parameterstudien. Plotet viser modellen med 500 m overdekning og GSI 20. Verdt å merke seg er utstrekningen på deformasjonene, og med det hvor langt unna berggrunnen påvirker deformasjonene i tunnelen (Høien, Nilsen og Olsson 2019a)

		GSI							
		80	70	60	50	40	30	20	10
Overburden [m]	35	2	2	3	6	11	23	43	74
	100	2	2	3	6	11	22	40	69
	200	3	3	5	8	15	31	60	106
	300	4	5	7	12	23	48	92	170
	400	6	7	9	16	32	66	131	249
	500	7	8	12	21	40	85	170	340
	600	8	10	14	25	50	106	227	451
	700	10	12	17	30	60	130	271	585
	800	11	13	19	34	69	148	315	696
	900	13	15	22	39	80	174	370	857
	1000	14	17	25	43	90	200	422	1030

Fig. 31 Resultatene fra parameterstudien viser en tendens til at selv svært svak bergmasse kan være selv bærende (grønn farge) ved bruk av bolter og sprøytebetong til forsterkning, hvis belastningene ikke er for høye (Høien, Nilsen og Olsson 2019a)

For å illustrere fordelingen av deformasjoner, vises en profilseksjon av midten av sonen og en lengdeseksjon langs et tunnelløp for 100-m overdekning og 25-m sonebredde i Fig. 32 b) og c). Resultatene (se Fig. 33 og Fig. 34) viser at deformasjonene er sterkt påvirket av sonebredden. Målingene er gjort høyt i venstre vegg (maks. deformasjon) for modellen med 100 m overdekning og i hengen for modellen med 500-m overdekning. Som en ser fra figurene ser det ut til at sonebredden har meget stor påvirkning av hvilke deformasjoner man kan forvente seg, med påfølgende problemer med stabiliteten.

Andresen (2022) utførte en parameteranalyse med ca. 4000 modeller i RS2 for å undersøke hvordan sonebredde, plassering i tverrsnittet og overdekning for en langsgående sone påvirket deformasjonen. Et vesentlig funn fra denne studien var at deformasjonene var størst når sonen tangerte tunnelveggen og at den påvirket deformasjonen også når den var utenfor tunnelen. Langsgående svakhetssoner kan altså påvirke stabiliteten i tunnelen før man faktisk kan observere dem i tunnelrommet. Disse sonene kan ha vesentlig større påvirkning siden de ikke har sideberg til å støtte opp på samme måte som for de på tvers. Deformasjonene kan derfor oppstå i større deler av bergmassen.

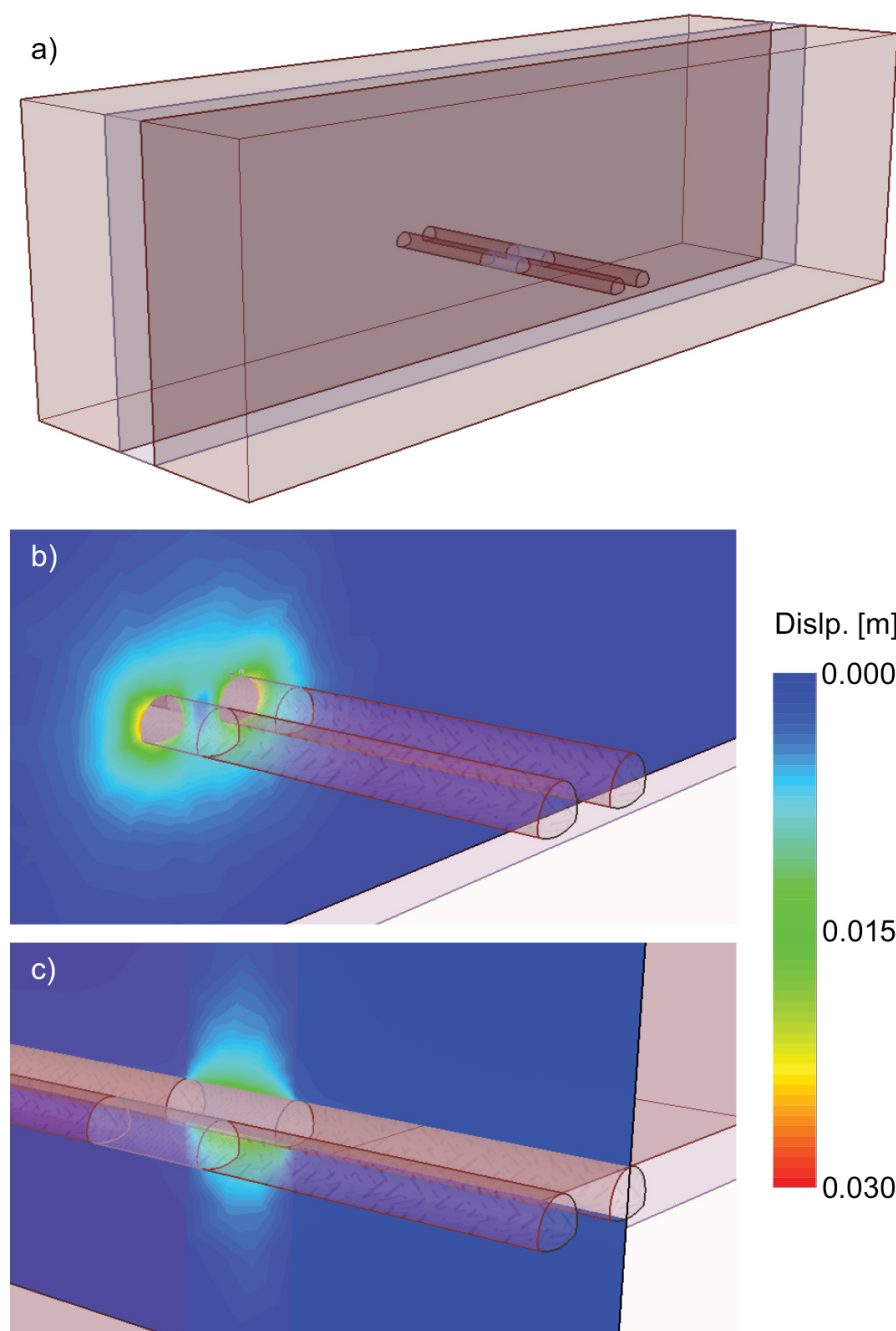


Fig. 32 3D-modell med en overdekning på 100 m og en svakhetssonebredde på 25 m. a) Modelloversikt, b) Profilseksjon i midten av sonen, og c) Lengdeseksjon i midten av høyre løp (Høien, Nilsen og Olsson 2019a)

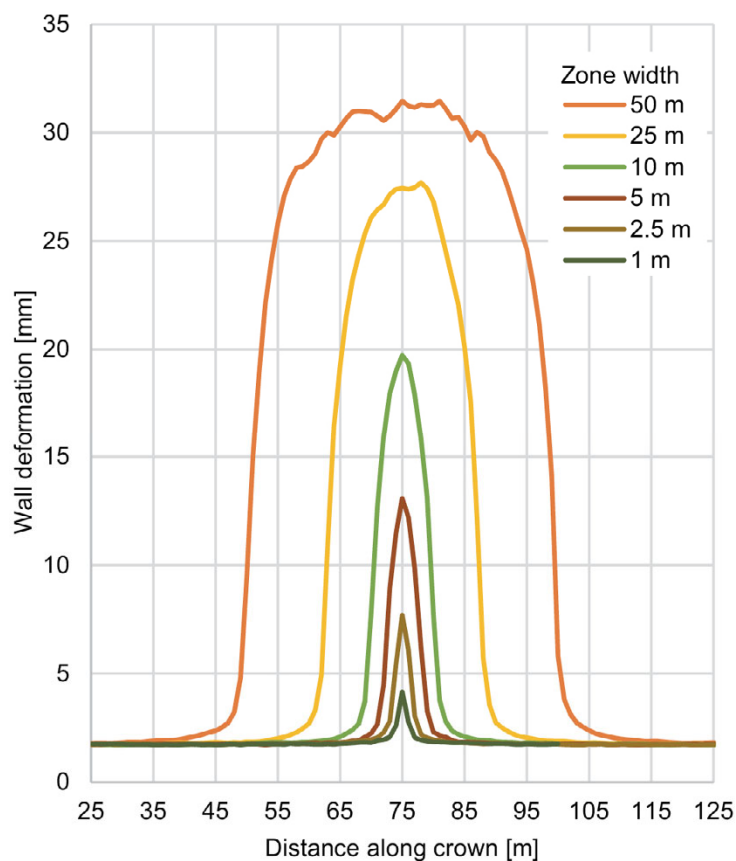


Fig. 33 Maksimal deformasjon langs en 150 m lang tunnelseksjon med forskjellige sonebredder, for en overdekning på 100 m. Senteret av sonen er ved 75 m (Høien, Nilsen og Olsson 2019a)

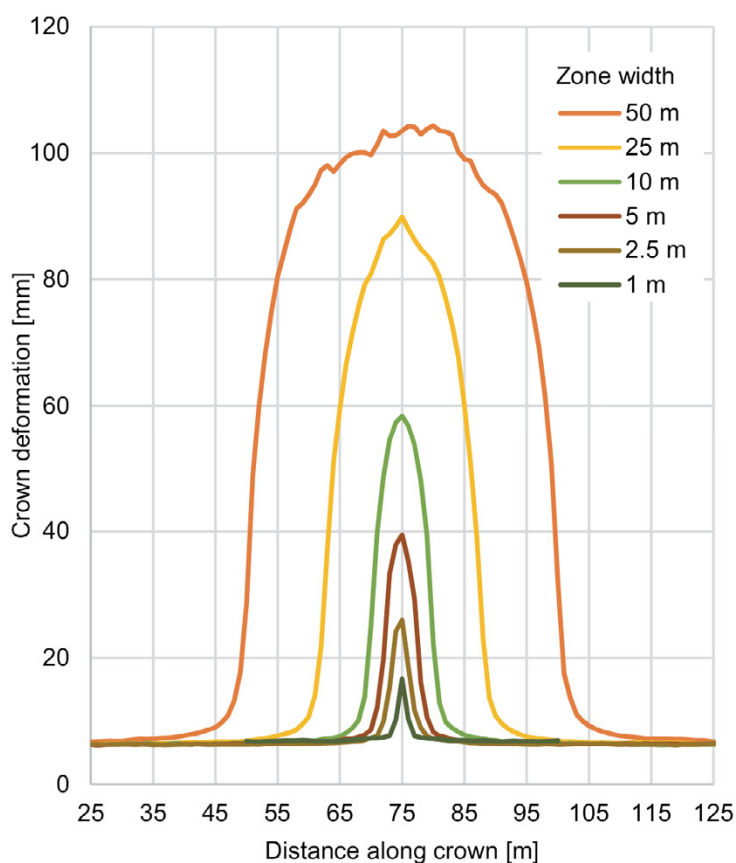


Fig. 34 Maksimal deformasjon langs en 150 m lang tunnelseksjon med forskjellige sonebredder, for en overdekning på 500 m. Senteret av sonen er ved 75 m (Høien, Nilsen og Olsson 2019a)

8.3 Sprø brudd og sprø skjærbrudd

Sprø brudd blir hovedsakelig brukt som begrep for initiering og propagering av nye sprekker i hardt berg. Videre blir *sprø skjærbrudd* gjerne brukt om bevegelser langs eksisterende lite omvandlede sprekker eller i f.eks. foliasjonslag. Ved driving av tunneler i hardt berg oppstår det ulike typer sprø brudd og sprø skjærbrudd avhengig av sprekkenes geometri, oppsprekkingsgrad og spenningsforhold. I Martin, Kaiser og McCreath (1999) og Kaiser et al. (2000) er bruddtyper for driving i hardt berg kategorisert i ni klasser, som vist i Fig. 35, basert på RMR og forholdet mellom største hovedspenning og enakset trykkfasthet. Som en kan se i figuren er skjærbrudd ved lav spenning gjerne assosiert med bevegelser av blokker, mens sprø brudd i kompetent berg skjer ved høyere bergspenninger. Generelt vil moderate bergspenninger gi økt stabilitet langs sprekkeplan, særlig på grunn av økt normalspenning på sprekkeplanet, men avhengig av geometri på sprekker og bergspenninger kan de også skape ustabile partier ved at skjærspenningen øker på sprekkeplanet.

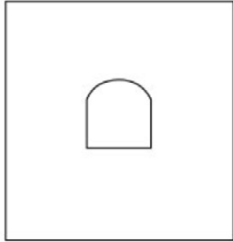
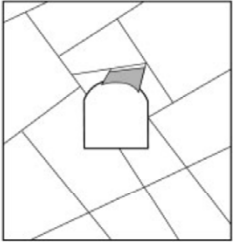
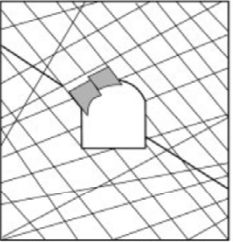
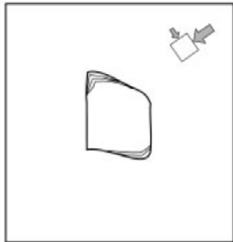
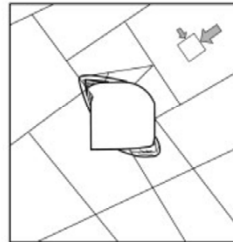
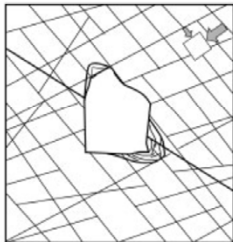
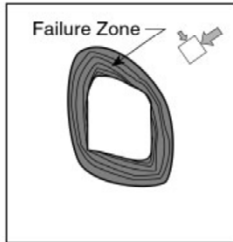
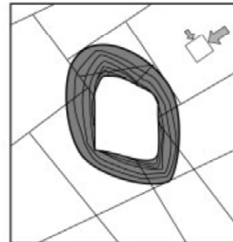
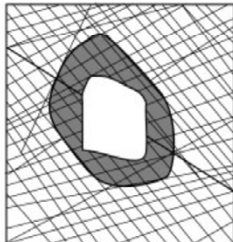
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 > RMR > 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Brittle failure adjacent to excavation boundary.	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Failure Zone Brittle failure around the excavation.	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	 Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.

Fig. 35 Ustabilitet og sprø brudd for driving av tunneler i hardt berg. (Kaiser et al. 2000; Martin, Kaiser og McCreath 1999)

Blir spenningsene store sammenlignet med styrken på bergmassen kan det føre til sprø brudd i berget. Dette kalles gjerne sprakeberg og bergslag ut ifra alvorlighetsgraden. Driving av tunnel i slike bergforhold stiller høye krav til både prosjektering og utførelse, da oppførselen av berget kan være uforutsigbar. I Diederichs (2025) går han gjennom den historiske utviklingen av teori for å vurdere sprakeberg og bergslag fra tidlig teoriutvikling for sprø brudd, til hvordan man kan vurdere omfanget in-situ og hvordan man numerisk kan modellere fenomenet. To viktige begreper som kan brukes for å beskrive fare for og omfang av sprakeberg/bergsalg er sprekkeinitiering, CI (Crack Initiation), og

sprekkeskade, CD (Crack Damage). CI er det spenningsnivået hvor mikrosprekker begynner å dannes i bergarten, uten at den mister sin bæreevne og oppstår vanligvis ved 40-50 % av enakset trykkfasthet. CD er punktet der sprekkene kobles sammen og fører til irreversibel skade og redusert stivhet i bergarten ved å propagere forbi korngrensene, interagere med hverandre og bli til synlige sprekker. Dette skjer ved 70-80 % av enakset trykkfasthet (Diederichs 2025).

Diederichs (2025) viser typer stabilitetsproblemer som følge av sprø brudd og i Fig. 36 er det vist en S-formet kurve basert på CI og CD under ulike spenningsforhold. Ved høyt omslutningstrykk begrenses sprekkvekst og skader på kornnivå akkumuleres slik at det kan oppstå skjærbrudd. Nær tunnelen, der sidetrykket er lavt, sprer sprekkene seg umiddelbart etter initiering ved CI. Dette resulterer i at bergmassestyrken reduseres til CI nær tunnelen. I overgangssonen mellom høyt og lavt sidetrykk kobles de to bruddmekanismene sammen via en avskallingsgrense, der sprekkvekst delvis undertrykkes. Basert på de samme parameterne er det også utviklet empiriske sammenhenger for å vurdere dybden på avskallingen mer i detalj (Diederichs 2025; Diederichs, Kaiser og Eberhardt 2004; Martin, Kaiser og McCreath 1999). Se også Dammyr (2016) for case-studie om sprø brudd i norske bergarter.

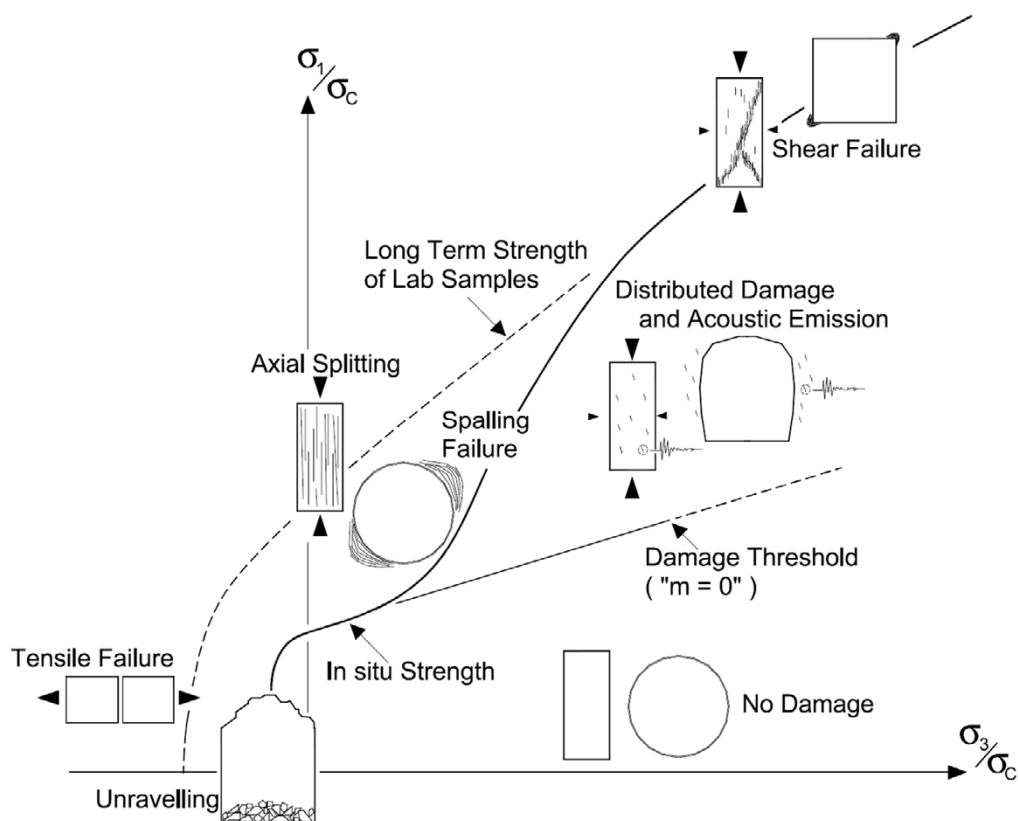


Fig. 36 Skjematiske bruddgrensekurve ved sprø brudd som viser fire soner med ulike mekanismer: Ingen skade, skjærbrudd, avskalling og nedfall. Symbolet σ_c angir den enaksede trykkstyrken målt på laboratorieprøver (Diederichs 2025; Diederichs 2003)

9 Eksisterende kategorisering av bergmasse og berggrunnens oppførsel

Empiriske metoder for bergmasseklassifisering som Q-systemet og RMR går ut på å klassifisere den kartlagte bergmassen i ulike klasser som har et tilhørende forslag til bergsikring. Et problem med denne fremgangsmåten er at stabilitetsproblemer forårsaket av veldig ulike årsaker kan få like bergsikringsanbefalinger. Et eksempel fra Q-systemet er at både overbelastet intakt berg, sprakeberg, og svakhetssoner kan komme i samme sikringskategori (Høien 2024), og et annet eksempel fra RMR, kileutfall ved glatte sprekker og et avanserende brudd/utfall med grunnvann tilstede gir likt forslag til bergsikring (Marinos 2014).

En annen innfallsvinkel enn å klassifisere bergmassen er å heller kategorisere etter ulike karakteristiske typer av berggrunnsoppførsel (Ground Behaviour Types, GBT) og for hver av disse ha en måte å vurdere stabiliteten og dimensjonere stabilisering. Ifølge Palmström (1995) kan man kalle en bergmasse inklusive bergspenninger og spenninger fra grunnvannet for *berggrunn*, og videre er

berggrunnens reaksjon på tunneldriving, gitt som *berggrunnens oppførsel*. Berggrunnens oppførsel er avhengig av bergmassens styrke, deformasjonsevne, spenningene bergmassen er utsatt for, samt interaksjonen mellom tunnelens geometri og de geologiske strukturenes retninger og utstrekning.

GBT beskriver altså hvilket stabilitetsproblem du står overfor hvis berget ikke er stabilitetssikret. Fordelen her, sammenlignet med empiriske metoder og bergmasseklassifisering, er altså at man i større grad kan tilpasse bergsikringen til stabilitetsproblemet man står overfor.

9.1 Kategorisering av GBT med bakgrunn fra Mellom- og Sør-Europa

I New Austrian Tunnelling Method (NATM) har de valgt å kategorisere i elleve «General categories of Ground Behaviours» med tilhørende beskrivelse av bruddmekanismer (Austrian Society for Geomechanics 2010) som er vist i Tabell 2. En lignende karakterisering er gjort av Marinos (2012), fra universitet i Thessaloniki, Hellas, og han har foreslått ti ulike «Tunnel Behaviour Types» som vist i Tabell 3 for bergarter med intakt styrke omtrent 15 MPa. Marinos' ulike typer er videre assosiert med «Rock Mass Structure», som er den ene av de to grunnparameterne i GSI, og i tillegg bergspenninger.

Tabell 2 Kategorier for oppførselstype og tilhørende bruddmekanismer ifølge Austrian Society for Geomechanics (2010), videreutviklet fra Schubert et al. (2001)

Basic categories of Behaviour Types (BT)		Description of potential failure modes/mechanisms during excavation of the unsupported ground
1	Stable	Stable ground with the potential of small local gravity induced falling or sliding of blocks
2	Potential of discontinuity controlled block fall	Voluminous discontinuity controlled, gravity induced falling and sliding of blocks, occasional local shear failure on discontinuities
3	Shallow failure	Shallow stress induced failure in combination with discontinuity and gravity controlled failure
4	Voluminous stress induced failure	Stress induced failure involving large ground volumes and large deformation
5	Rock burst	Sudden and violent failure of the rock mass, caused by highly stressed brittle rocks and the rapid release of accumulated strain energy
6	Buckling	Buckling of rocks with a narrowly spaced discontinuity set, frequently associated with shear failure
7	Crown failure	Voluminous overbreaks in the crown with progressive shear failure
8	Ravelling ground	Ravelling of dry or moist, intensely fractured, poorly interlocked rocks or soil with low cohesion
9	Flowing ground	Flow of intensely fractured, poorly interlocked rocks or soil with high water content
10	Swelling ground	Time dependent volume increase of the ground caused by physical-chemical reaction of ground and water in combination with stress relief
11	Ground with frequently changing deformation characteristics	Combination of several behaviours with strong local variations of stresses and deformations over longer sections due to heterogeneous ground (i.e. in heterogeneous fault zones; block-in-matrix rock, tectonic melanges)

Tabell 3 Typer oppførsel foreslått av Marinos (2012)

	Abbr.	Tunnel Behaviour types
1	St	Stable ground
2	Br	Brittle failure
3	Wg	Wedge failure
4	Ch	Chimney type failure
5	Rv	Ravelling ground
6	Fl	Flowing ground
7	Sh	Shear failure
8	Sq	Squeezing ground
9	Sw	Swelling ground
10	San	Anisotropic strains

9.2 Generell kategorisering av GBT

De nevnte metodene i kapittelet over er tilpasset kategorisering av berg i de «mykere» bergartene, internasjonalt betegnet som *soft rock*, man ofte har i Mellom- og Sør-Europa. I Palmstrom og Stille (2007) har forfatterne foreslått en mer detaljert og komplett inndeling for alle typer berggrunn. I Fig. 37 er deres sammenstilling av tidligere arbeid på berggrunnsoppførsel utført av Hoek, Kaiser og Bawden (1997) og Martin, Kaiser og McCreath (1999) (se Fig. 35) gjengitt. På bakgrunn av dette, samt Terzaghi (1946), Schubert et al. (2001) og egne erfaringer, har de kommet frem til ulike typer berggrunnsoppførsel som gjengitt i Vedlegg 1. Palmstrom og Stille (2007) delte oppførselstypene inn i tre grupper, gravitasjonsdrevet, spenningsdrevet og vannpåvirket, der de to første gruppene er foreslått av Hoek og Brown (1980) og Hudson (1989), mens den siste er foreslått av dem selv.

I type 1, gravitasjonsdrevne, er det hovedsakelig brudd langs diskontinuiteter hvor eksisterende fragmenter eller blokker i taket og sideveggene blir avløste og kan falle/bevege seg når tunnelen drives fremover. I type 2, spenningsdrevne, er det brudd forårsaket av lokal overbelastning ved at spenningene i grunnen overstiger materialets lokale styrke. Disse kan oppstå i to hovedformer: (i) som bukling (se Fig. 37), avskalling eller sprakeberg/bergslag i sprø massive bergarter; og (ii) som plastisk deformasjon, kryp eller skvising, i kontinuerlige, men deformerbare, myke/duktile bergarter eller i partikkelmaterialer som sterkt oppsprukne bergarter eller løsmasser. For type 3, vannpåvirkede, er det brudd i form av strømmende/flytende bergmasse i partikkelmaterialer utsatt for store mengder vann, og ustabile forhold, forårsaket av f.eks. svelling og slakning (oppsmuldring), som er de viktigste. Vann kan også påvirke blokkfall i type 1 da det kan redusere skjærstyrken til sprekkeoverflater, spesielt slepper og sprekker med myk fylling eller belegg.

Viktige faktorer for hvordan berggrunnen oppfører seg er om den er kontinuerlig/diskontinuerlig, hvilke bergspenninger den er utsatt for og om brudd/deformasjon er øyeblikkelige eller tidsavhengige. I Fig. 38 kan man se de ulike GBTene fra Vedlegg 1 fordelt på disse parameterne. En slik inndeling kan være nyttig å se til om f.eks. man skal kategorisere i en forundersøkelsesfase.

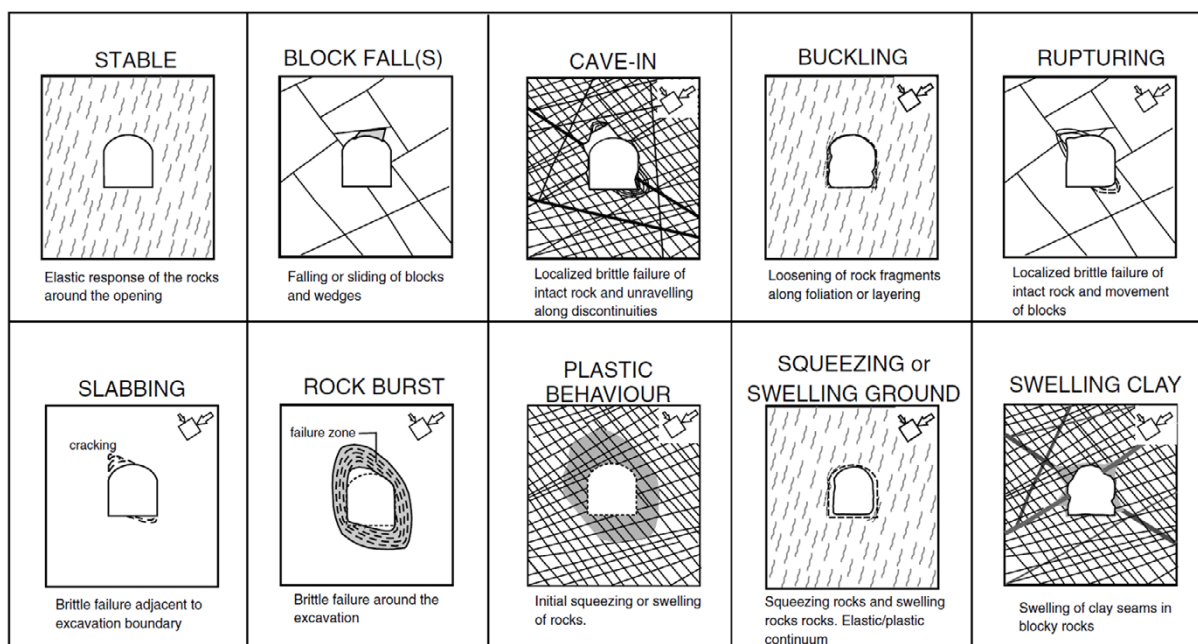
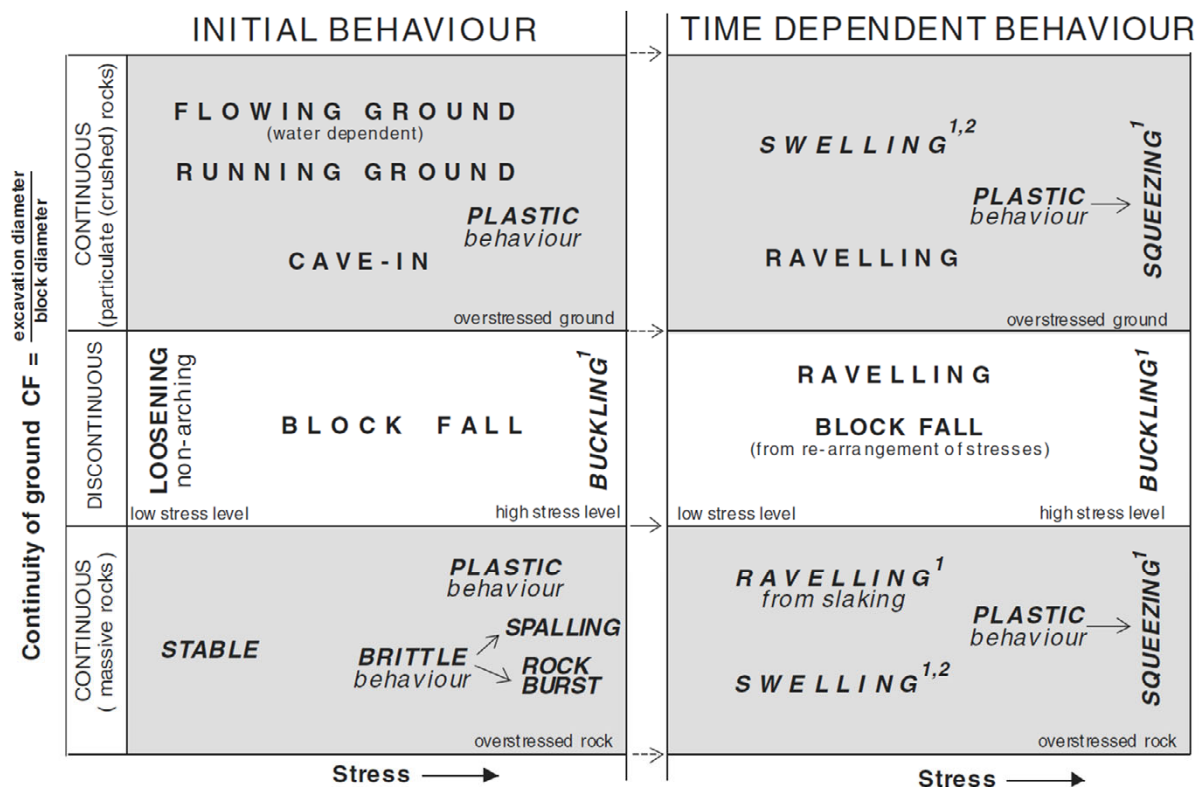


Fig. 37 Ulike berggrunnsoppførsler foreslått av Palmstrom og Stille (2007) laget på bakgrunn av Hoek, Kaiser og Bawden (1997) og Martin, Kaiser og McCreath (1999)



¹ depends on mineral properties ² water influenced

Fig. 38 Berggrunnsoppførselen beskrevet i Vedlegg 1 fordelt på blokkstørrelse, spenninger og tid. (Stille og Palmström 2008)

9.3 Kategorisering av GBT med bakgrunn fra Norge/Skandinavia

Som nevnt tidligere er det typisk for Norge og resten av Skandinavia at man hovedsakelig har harde og massive bergarter avskåret av svakere soner som kommer av forvitring eller tektonisk aktivitet, internasjonalt kalt *hard rock conditions*. Svak bergmasse vil i denne sammenhengen referere til svakhetssoner, bergarter med lav fasthet, lag av bergarter med lav fasthet, anisotrop struktur, oppsprukket bergmasse.

Terron-Almenara, Holter og Høien (2023) har sett spesielt på de dårlige berggrunnsforholdene ved driving i slik bergmasse. I dette arbeidet ble det sett på bergmasse med moderate til lave bergspenninger og inndelingen i ulike GBTer er gitt i Fig. 39 og forklaringen til de ulike typene av Terron-Almenara (2025) er gjengitt Tabell 4.

Hver type berggrunnsoppførsel har også forslag til designprosedyre for bergsikringen som er vist i Vedlegg 2. Denne fremgangsmåten kalles den *hybride metoden* og går ut på å benytte de beste verktøyene man har for hver type berggrunnsoppførsel. Den starter med å anbefale hvordan man skal undersøke lokaliteten og videre anbefales det hvordan man skal benytte empiriske, analytiske og numeriske metoder, hvordan man skal overvåke/kontrollere stabilitet og til slutt overordnede forslag til bergsikring. Fremgangsmåten korresponderer slik godt med det som i Eurokode 7 (Standard Norge 2020) beskrives som observasjonsmetoden.

For oppsprukket hardt berg og bergspenningsproblemer refereres det til Fig. 35 og referanser i kapittel 8.3.

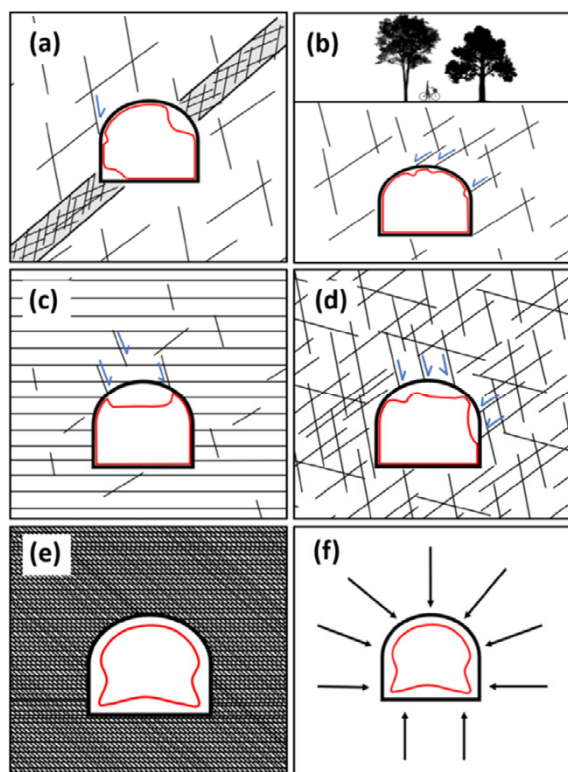


Fig. 39 Like typer berggrunnsoppførsel for dårlig berggrunn i typiske Skandinaviske bergforhold etter Terron-Almenara, Holter og Høien (2023). Se forklaring i Tabell 4

Tabell 4 Forklaring av typer bergmasseoppførsel gitt i Fig. 39 Like typer berggrunnsoppførsel for dårlig berggrunn i typiske Skandinaviske bergforhold etter Terron-Almenara, Holter og Høien (2023). Sitert fra Terron-Almenara (2025)

GBT	Rock mass condit.	Description
(a)	Distinct weakness zone	Distinct zone of width up to $1/2 \times$ tunnel diameter, and intersecting the rock mass and the excavation. The zone can present fractured, weathered rock, possibly with alteration minerals and clay seams that can develop loosening, ravelling, swelling behaviors. The poor quality of the material of the zone with respect to the host, hard rock, can lead to local bulking and deformations, block movements and/or falls, and differential tunnel deformations.
(b)	Low rock stresses	Tunnels in hard rock subjected to very low in-situ stresses, for example at tunnel portals and/or tunnel crossings, or urban rock tunnelling. The ability of the rock mass to arch will control the stability and behavior of the tunnel. Such ability is controlled by the rock mass structure, the geometry and mechanical characteristics of the joints, and the degree of jointing. Typical failures are related to gravitative failure of roof blocks, resulting in point and uneven support loads.
(c)	Anisotropic rock mass structure	Layered and anisotropic hard rock mass. A combination of weak subhorizontal bedding planes and unfavorable in-situ rock stresses can lead to loosening of roof slabs and roof failure, leading to uneven loads of different magnitude and distribution as a function of the rock mass structure, tunnel span and stress confinement.
(d)	Hard and fractured rock mass	The stability of the opening is governed by the in-situ stresses, the degree of jointing, and the ability of the rock mass to arch. As a result, a variety of failure mechanisms can be triggered, from block fall and overbreak, to cave in, leading therefore to differential deformations and uneven loads.
(e)	Weak rock mass	Weak rock mass composed by weak rock material, intensely fractured -or soil-like- crushed and weathered rock, likely clay seams and subject to moderate in-situ rock stresses. This GBT could be represented by large fault zones. The magnitude and distribution of deformations can vary as a function of the in-situ stresses, the characteristics of the support system and the ground conditions. Upon uniform far-field stresses, deformations and loading are more even around the opening, compared to previous GBT described above.
(f)	Swelling ground	Swelling is produced by swelling minerals inside the rock matrix forming the rock mass, and not in joint infillings as gouge material. This GBT could be represented by, for example, volcanic rock masses altered hydrothermally with embedded minerals of the montmorillonite group, or rock masses presenting alum shales or anhydrites. Swelling behavior may require heavy support depending on swelling activity.

10 Observasjonsmetoden for tunneldriving i harde bergarter

Observasjonsmetoden i Eurokode 7 (Standard Norge 2020) er en tilnærming som brukes når det er knyttet usikkerhet til grunnforhold eller konstruksjonens oppførsel, og det er vanskelig å fastsette alle parametere med tilstrekkelig sikkerhet før bygging. Metoden bygger på en antatt modell for hvordan konstruksjonen og grunnen vil oppføre seg. Grunnprinsippene er at man må:

- definere akseptable grenser for konstruksjonens oppførsel
- utarbeide en overvåkingsplan med metoder og frekvens
- ha forhåndsdefinerte tiltak som kan gjennomføres raskt dersom grenseverdiene overskrides

Hensikten er å bekrefte at den faktiske oppførselen samsvarer med de forutsetningene som ble lagt til grunn i prosjekteringen. Dersom observasjoner viser avvik fra forventet oppførsel, skal de forhåndsdefinerte tiltakene iverksettes for å sikre stabilitet og sikkerhet. Observasjonsmetoden gir dermed fleksibilitet og mulighet til å tilpasse konstruksjonen underveis byggeperioden.

Det overordnede prinsippet i Eurokodene for å bestemme nivået på konstruksjonssikkerheten er konseptet med grensetilstander beskrevet i Eurokode 0 (Standard Norge 2016). Som nevnt i kapittel 4 er det to grensetilstander, brudd- og bruksgrensetilstand. Konseptet er at man dimensjonerer konstruksjonen slik at grensetilstanden ikke brytes ved å ta hensyn til alle dimensjonerende situasjoner som kan «bryte» disse i prosjekteringen. For tunnel kan dimensjonerende situasjoner f.eks. være detaljstabilitet, totalstabilitet, korttids- og langtidsstabilitet, samt brudd både i grunnen og i sikringskonstruksjonen.

For å systematisere de dimensjonerende situasjonene som har med grunnens interaksjon med tunnelen å gjøre kan man ta utgangspunkt i GBT. Videre, for også å inkludere bergsikringen i de dimensjonerende situasjonene kan man ta i bruk begrepet “system behaviour” (SB), eller på norsk *systemets oppførsel*, fra NATM (Austrian Society for Geomechanics 2010). Dette er oppførselen som kommer av interaksjonen mellom berggrunnen og bergsikringen, som følge av tunneldrivingen. SB kan deles i tre:

- 1) driveområdet
- 2) bergsikret område
- 3) permanent tilstand

I prosjekteringen må man for hver GBT som er aktuell for et område på anlegg definere akseptable grenseverdier, overvåkingsplaner og ekstra tiltak som beskrevet i listen over. SB vil i så måte kunne være sentralt for å oppfylle grunnprinsippene i observasjonsmetoden nevnt over fordi GBTene med dette blir relatert til driveprosessen. Som eksempel kan SB for en driveområdet si noe om hvilke stabiliseringstiltak man trenger foran stuff, SB i bergsikret område si noe om hvilke grenseverdier man må sette og plan for overvåkning, samt hvilke tiltak som må utføres ved en overskridelse. SB i permanent tilstand vil si noe om grenseverdier før åpning og ev. oppfølging som må gjøres i driftsfasen.

10.1 Karakterisering av berggrunn og metoder for vurdering av stabilitet

I de neste to underkapitlene presenteres prinsipper for karakterisering av berggrunn og vurdering av stabilitet ved tunneldriving i harde bergarter. Et viktig poeng her vil i så måte være avgrensningen for hvilke berggrunnsforhold systemet omfatter.

Som forklart i kapittel 2.3 vil også regioner som i utgangspunktet kan betegnes som «hardt berg» også ha soner med forvitret og tektonisk oppkjust berg, samt kunne ha innslag ulike moderat sterke og svake bergarter (definert etter ISRM (1978)). Et system tilpasset tunneldriving i «hardt berg» må derfor også ta høyde for at man vil komme ut for disse svake sonene og at man kan komme ut for bergarter som har lave intakt-egenskaper. Men et vesentlig poeng her er omfanget, eller størrelsen, på den svake sonen eller forekomsten av bergarten. I de fleste tilfeller vil man ha begrenset utstrekning og med bidrag til stabiliteten fra det mer solide sideberget. Avhengig av utstrekning, mekaniske egenskaper og spenninger vil man i unntakstilfeller kunne havne på grensen til, eller innenfor, det som gjerne blir kalt «soft rock tunnelling» også ved tunneldriving i regioner med hardt berg. Slike tilfeller vil hovedsakelig være dekket bergmekanisk faglig av *karakteriseringen* i følgende kapittel, men vil

kreve mer omfattende prosjektering og oppfølging enn det generelt er lagt opp til i de kommende beskrivelsene.

10.1.1 Typer berggrunnsoppførsel (GBT) for tunneldriving i harde bergarter

Som beskrevet i over er oppdeling av berggrunnen i ulike GBTer en mulighet for å tildele ulike grenseverdier, overvåkningsplaner og tiltak til ulike deler av tunnelsystemet sammen med SB. Basert på litteraturen presentert tidligere i Del 2 er det utledet et sett med GBTer som antas skal dekke de ulike forhold man kan komme ut for ved tunneldriving i harde bergarter. Disse er presentert i Fig. 40. De tolv typene er delt i tre hovedgrupper: (1) gravitasjonsdrevet, (2) gravitasjonsdrevet og/eller spenningsindusert, og (3) spenningsindusert.

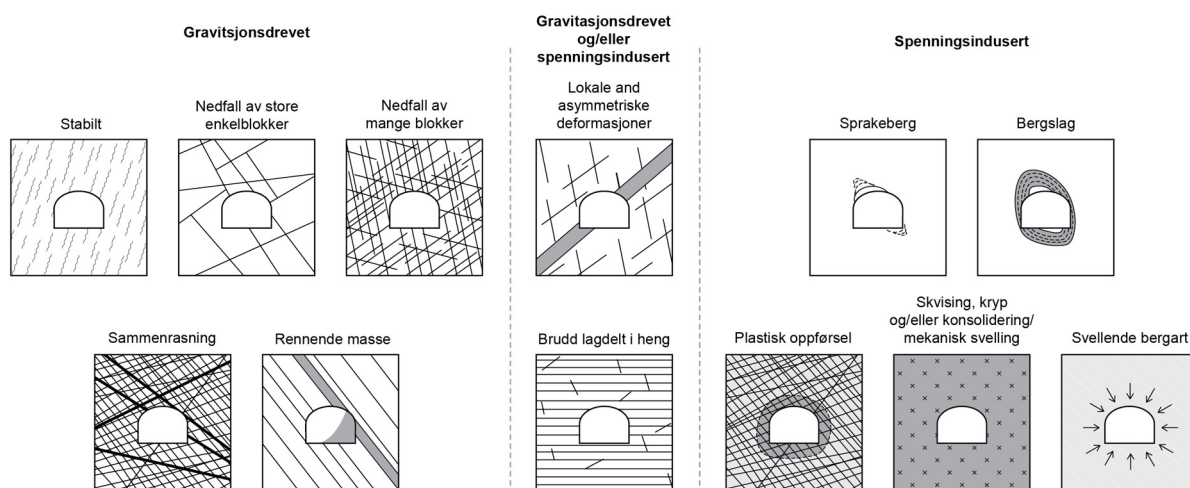


Fig. 40 Typer berggrunnsoppførsel for tunneldriving i harde bergarter. Større versjon av figur finnes i Vedlegg 3

Når en ser på definisjonen på berggrunnens oppførsel, omfatter den selve bergmassen, spenninger i berget og fra vann, samt tunnelens geometri. I NATM blir ulike typer forhold for berggrunn, grunnvann, spenninger og tunnelgeometrier vurdert for å komme fram til en GBT, og mulige «sett» med mulige kombinasjoner av disse er svært mange, noe som er nødvendig om man skal kunne tilpasse til alle mulige berggrunnsforhold. Om man begrenser seg til tunneldriving i harde bergarter får man et mindre antall alternativer man må dekke, og man kan derfor lage et system med enklere sammenhenger, samt også legge til ytterligere sammenhenger med GBTene enn det man har i NATM.

I Fig. 40 er GBTene fordelt på tre typer bergspenningsforhold, og i Tabell 5 er det lagt til ytterligere sammenhenger for hver GBT. Fra venstre starter det med hvilke bergspenningsforhold man står overfor. Videre mot høyre er det ulike bergmassebeskrivelser som sammen med last/spenning blir berggrunnstyper. Neste kolonne er bergmassens oppførsel. Viktig her er at geometrien på tunnel/bergrom er med og at denne i noen tilfeller kan avgjøre hvilken oppførselstype man havner i. F.eks. kan man gå fra *nedfall av mange blokker* til *sammenrasning* med et økende tunnelverrsnitt.

Videre er det på basis av det som er presentert i kapittel 8 knyttet ulike brudd- og deformasjonsprosesser til hver GBT. For å vurdere årsaken til de observasjonene man gjør i tunnelen er det viktig å gjøre denne vurderingen med bakgrunn i de riktige bergmekaniske prosessene, noe som igjen er avgjørende for å dimensjonere en adekvat bergsikring. Et viktig poeng er at det finnes ulike brudd-/deformasjonsprosesser som gir ulike typer stabilitetsproblemer, og at man velger en stabilitetssikring som er tilpasset og sikrer den bestemte det type problem på best mulig måte. Videre kan bergsikringen innenfor en GBT i et tilhørende område differensieres for tilpassing til berggrunnens variasjon i egenskaper, som f.eks. oppsprekingsgrad.

Basert på GBTen og brudd-/deformasjonsprosess er det i tabellen videre foreslått et overordnet konsept for hvordan man kan utføre bergsikringen av tunnelen. Det blir i en del av GBTene store variasjoner i den anbefalte overordnede bergsikringen, men poenget er at man skal benytte sikringsmidlene slik at deres virkemåte er tilpasset stabilitetsproblemet. Tar man eksemplet med GBTen *nedfall av store enkeltblokker* og brudd-/deformasjonsprosessen med plastisk skjærbrudd eller tensjonsbrudd, vil boltene holde på plass blokkene og forspenningen øke fastheten for sprekkene.

Boltene sikrer her totalstabiliteten, mens om man påfører fiberarmert sprøytebetong vil denne lime og kile fast mindre blokker, og sikre detaljstabiliteten.

Til sist kommer en kommentarkolonne med litt utdypning om begrensninger om hva som gjelder for en GBT, hvor man kan se etter mer informasjon om stabilitetsvurdering, samt noe om antatt driveopplegg. Nettopp det med driveopplegg er viktig når en snakker om driving i harde bergarter, i alle fall for norske vegtunneler, fordi driveopplegget og bergsikringen er integrerte ved at all bergsikring er en del av permanentsikringen. Her kommer det sentrale begrepet SB inn ved at man må bestemme hva som er akseptabel observerbar oppførsel, for de ulike SB-fasene basert på tunnelen/berggrommets sikkerhetsnivå.

Ved tunneldriving i harde bergarter utgjør tilstedeværelse av vann normalt et driveproblem med f.eks. vanskeligere installasjon av bergsikring, praktiske problemer, samt reduksjon av brukstid og senkning av grunnvannet. Dette skyldes at mesteparten av tunnelen drives i berggrunn hvor tilstedeværelse av vann i liten grad påvirker selve stabiliteten (se Fig. 15), og håndteres som regel med forinjeksjon av bergmassen. Likevel kan tilstedeværelse av vann være en utfordring som reduserer stabiliteten i mange av GBT-ene, spesielt for sammenrasning og *rennende masse*, der berggrunnstypen består av svake, oppsprukke og omvandlede bergarter, spesielt i undersjøiske tunneler. Når man prosjekterer er det derfor viktig at sannsynligheten for at man kommer ut for vann og hvordan dette påvirker stabilitet blir vurdert. Dette innebærer også å vurdere behovet for sonderboring etter vann og hvordan dette skal tas hånd om, spesielt med tanke på forinjeksjon.

Tabell 5 Typer berggrunnsoppførsel ved tunneldriving i hardt berg. Se også Vedlegg 4 for ytterligere detaljer angående foreslått bergsikring.

Lastforhold	Berggrunnstype	Berggrunnoppførsel-type ¹	Brudd/deformasjon prosess	Foreslått bergforsterkning og lastbærende bergsikring ²³	Kommentar
Gravitasjonsdrevet	Massive, bestandige bergarter ved liten og moderat dybde	Stabilt	Elastiske deformasjoner	Ingen bergsikring.	Bergsikring kan benyttes av hensyn til bestandighet.
	Hardt berg med få sprekker og sprekesett	Nedfall av store enkeltblokker	Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker	Spredt bolting (forspent).	For estimering av sikring kan for eksempel Q-systemet (NGI 2025) benyttes (for Q-verdi > ca. 0,2). Ved lav overdekning, se Terron-Almenara et al. (2023) fig. 1(b) og tabell 8 ⁵ . Fiberarmert sprøytebetong i heng som bestandighetstiltak.
	Oppsprukket hardt berg med middels til små blokker, noen ganger med leirfylte sprekker	Nedfall av mange blokker	Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker. Sprøtt for friske sprekker, duktilt for forvitrede og leirfylte sprekker.	Systematisk bolting med forspente bolter og fiberarmert sprøytebetong.	Se Terron-Almenara et al. (2023) fig. 1 (d) og tabell 8 ⁵ . For estimering av sikring kan for eksempel Q-systemet benyttes (for Q-verdi > ca. 0,2). Volum < 10 m ³ . Systematisk bolting med forspente bergbolter brukes for å etablere en trykkbue i bergmassen rundt tunnelen.
	Sterkt oppsprukket og/eller knust berg. Jordlignende. Flere mindre svakhetssoner, leirfylte sprekker. Ofte med kryssende svake lag.	Sammenrasning	Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker. Sprøtt friske sprekker, duktilt for forvitrede, leirfylte sprekker og soner.	Forbolter festet med bergbånd og bergbolter. Overflatesikring med armeringsnett og sprøytebetong (uten fibre). Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer.	Ras av store volum (> 10 m ³) bergmasse. Vanligvis knust og omdannet berg, muligens avlastet av kryssende svake sprekker og lag. Kan oppstå på grunn av små tidsavhengige deformasjoner eller endringer i materialeegenskaper. Ofte redusert salvelengde og/eller oppdelte salver.
	Granulære masser, f.eks. sterkt oppsprukket berg, sand og/eller grus.	Rennende masse	Skjærbrudd i svakt materiale (lav kohesjon) som resulterer i rennende løst materiale eller strekkbrudd mellom svakt sammenlåste bergpartikler.	Forbolter festet med bergbånd og bergbolter. Et første lag fiberarmert sprøytebetong og bergbolter. Videre overflatesikring med armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Eventuelt asymmetriske armerte ribber. Forinjeksjon.	Materiale med lav/ingen kohesjon og strekkfasthet. Oppfører seg som jord. Omfatter «running ground» og «ravelling ground». Og om vann under trykk er involvert, «flowing ground». Redusert salvelengde og/eller oppdelte salver. For undersjøiske tunneler må det alltid utarbeides en plan for håndtering av <i>rennende masse</i> .
Gravitasjonsdrevet og/eller spenningsindusert	Tydelige svakhetssoner	Lokale og asymmetriske deformasjoner	For gravitasjonsdrevet: Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker. Sprøtt for ferske sprekker, duktilt for leirfylte sprekker. For spenningsindusert: Volumreduksjon på grunn av konsolidering og kryp, samt deformasjon i soner på grunn av skvising.	Bergbolter og sprøytebetong. / Bergbolter og sprøytebetong forsterket med bergbånd. / Forbolter festet med bergbånd. Et første lag med fiberarmert sprøytebetong og bergbolter. Sprøytebetong armert med armeringsnett sammen med forspente bergbolter. Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer. / Forbolter sammen med gitterbuer, bergbolter og sprøytebetong. Ev. sålestøp.	Gravitasjonsdrevne og spenningsinduserte brudd- og deformasjonsprosesser kan opptre samtidig. Soner med bredde opptil 1/2 × tunneldiameter. Se Terron-Almenara et al. (2023) fig. 1(a) og tabell 8 ⁵ . Bergsikring er avhengig av bergmasse-/tunnelgeometri og spenninger. For å gravitasjonsstyrte stabilitetsproblemer benyttes bergforsterkning. For spenningsinduserte problemer benyttes sikringsdesign med likevekt mellom bergmassen og sikringen.
	Anisotrop bergmassesstruktur	Brudd i lagdelt heng	Strekkbrudd i sprekker og intakt berg. Plastisk brudd (knusing) i hjørner og intakt berg.	Systematisk bolting med forspente bolter og fiberarmert sprøytebetong. Overflatesikring i heng med armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer.	Se Terron-Almenara et al. (2023) fig. 1(c) og tabell 8 ⁵ . Se også Diederichs og Kaiser (1999).
Spenningsindusert	Hardt, sprøtt berg med få sprekker	Sprakeberg	Plastisk brudd. Kan være tidsavhengig på grunn av omfordeling av spenningsfeltet forårsaket av svikten og/eller tunnelutgravingen.	Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber).	Se Martin CD, Kaiser PK, McCreath DR (1999) og Diederichs MS (2025) Eurock-keynote. Ofte redusert salvelengde og/eller oppdelte salver.
	Hardt, sprøtt berg med få sprekker	Bergslag	Plastisk brudd. Kan være tidsavhengig på grunn av omfordeling av spenningsfeltet forårsaket av svikten og/eller tunnelutgravingen	Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Sålesikring (lukket ring).	Se Martin CD, Kaiser PK, McCreath DR (1999) og Diederichs MS (2025) Eurock-keynote. Ofte redusert salvelengde og/eller oppdelte salver.
	Svakt bergmateriale ⁴ , sterkt oppsprukket – eller jordlignende – knust og forvitret berg, sannsynligvis med leirpartier. Svakhetssoner > 1/2 × tunneldiameter (avhengig av spenningsnivå). Sterkt oppsprukket sprøtt/hardt berg.	Plastisk oppførsel	Plastisk brudd.	Forbolter og gitterbuer. Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong mellom buer. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Sålesikring (lukket ring).	I sterkt oppsprukket sprøtt/hardt berg kan det oppstå brudd rundt tunnelen på grunn av overbelastning av bergmassen. For svakere materialer kan dette være den initielle deformasjonen etterfulgt av tidsavhengig skvising, kryp og/eller mekanisk svelling – avhengig av spenninger og vannforhold. Se Terron-Almenara (2023) fig. 1(e) og tabell 85. Redusert salvelengde og/eller oppdelte salver.
	Svak bergmasse, bestående av svakt bergmateriale ⁴ , sterkt oppsprukket – eller jordlignende – knust og forvitret berg, sannsynligvis med leirpartier. Svakhetssoner > 1/2 × tunneldiameter (avhengig av spenningsnivå).	Skvising, kryp og/eller konsolidering/ mekanisk svelling	Plastisk brudd, etterfulgt av skvising og/eller kryp og/eller mekanisk svelling/konsolidering.	Forbolter og gitterbuer. Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong mellom buer. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Sålesikring (lukket ring).	Se Terron-Almenara et al. (2023) fig. 1(e) og tabell 8 ⁵ . Se også avsnitt 8.1.2 Tidsavhengig deformasjon. Redusert salvelengde og/eller oppdelte salver.
	Visse bergarter som bentonitt, tuff, alunskifer, anhydritt, enkelte typer flysj.	Svellende bergart	Volumøkning på grunn av reaksjoner mellom bergmassen og vann/luft.	Forbolter festet med bergbånd, dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong som sikring under driving. Overflatesikring med armeringsnett og sprøytebetong (uten fibre). Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer. Eventuelt forbolter og gitterbuer med armeringsnett og sprøytebetong sammen med dynamiske bergbolter.	Se Terron-Almenara et al. (2023) fig. 1(f) og tabell 8 ⁵ . Avhengig av egenskapene til bergarten, f.eks. reduksjon i styrke, geometri og spenningsforhold, kan svelling av bergarten føre til stabilitetsproblemer som i større grad kan være knyttet til andre GBT-er. Ofte redusert salvelengde og/eller oppdelte salver.

¹Tilstedeværelse av vann kan påvirke berggrunnens oppførsel, og tiltak for å påvise og kontrollere vann bør vurderes. ²Forslagene er basert på praksis for bergsikring og akseptert risikonivå i norske vegtunneler. Se også Vedlegg 4. ³I berggrunnsforhold som krever forbolter kan borehull kollapse og behovet for selvborende bolter og stag kan være til stede. Bruk av forspente bolter utføres fortrinnsvis ved bruk av kombinasjonsbolter (mekanisk endeforankring og etterinnjiserte). ⁴Kan også inkludere middels sterke bergarter (ISRM 1978) avhengig av bergspenningene. ⁵Se Vedlegg 2

10.1.2 Metoder for vurdering av bergsikring og stabilitet

Som nevnt i kapittel 4 er observasjonsmetoden en slags systematisering av andre metoder som kan brukes til prosjektering, der «de akseptable grensene for oppførsel skal være fastsatt», samt at «variasjonsområdet for mulig oppførsel skal vurderes, og det skal vises at det er en akseptabel sannsynlighet for at den faktiske oppførselen vil ligge innenfor de akseptable grensene» (Standard Norge 2020).

For å vurdere hva som er akseptabel sannsynlighet og akseptable grenser må en benytte de metodene som fungerer best mulig til de ulike berggrunnsforholdene. Terron-Almenara (2025) gjorde en vurdering av ulike bergtekniske vurderingsmetoder for stabilitet for GBTene vist i Fig. 39 (se også hans Table 2). De ulike metodene, med en noe revidert forklaring, er gjengitt i Tabell 6.

I Tabell 7 er Terron-Almenara (2025) sin vurdering av egnethet mellom GBTer og bergtekniske vurderingsmetoder utvidet og revidert til å gjelde for alle GBTene for tunneldriving i harde bergarter. Hvor godt en metode vil fungere er selvfølgelig avhengig av hvor mye arbeid man legger ned i vurderingen og hvor man legger listen for «egnethet». Vurderingen må derfor ikke bli sett på som absolutt, men mer som en enkel rangering. F.eks. vil man kunne komme ut for tilfeller der man har få egnede metoder, men legger mye arbeid i flere mindre egnede metoder, og likevel kan komme ut med en adekvat vurdering til sammen. Legg også merke til de prinsipielle forskjellene på vurderingsmetodene beskrevet i notene i Tabell 7.

Hvilken type overvåkning som er hensiktsmessig vil være avhengig av hvilke typer GBT man har. F.eks. i GBT *nedfall av store enkeltblokker* forventer man ikke deformasjoner som kan detekteres med totalstasjonsmålinger, så visuell inspeksjon og ev. bomkontroll på sprøytebetongen kan være alternativer.

Som eksemplet over viser, og med de bergtekniske metodene som er tilgjengelige, er det nødvendig at grenseverdier uttrykkes gjennom kvalitative observasjoner og enkle felttester, i tillegg til kvantitative målinger. Slike kriterier er særlig relevante der konvensjonell instrumentering ikke forventes å gi meningsfull informasjon, eller der den styrende oppførselstypen for bergmassen ikke innebærer målbare deformasjoner. I slike tilfeller kan grenseverdier defineres i form av observerbare forhold som ikke skal overskrides. Følgelig bør spesifikasjonen av grenseverdier tilpasses systemets forventede respons, og kan omfatte både kvantitative terskler og kvalitative indikatorer basert på observasjoner, tester og målinger.

Tabell 6 Bergtekniske vurderingsmetoder. Basert på Terron-Almenara (2025)

Bergteknisk vurdering	Forklaring
Empiriske metoder ¹	Bruk av f.eks. Q-systemet, RMR. Prediksjon av sprø brudd. Undersøkelser, inklusive dokumentasjon, av tidligere brukte løsninger for spesifikke tilfeller.
CCM ¹	Bruk av Convergence Confinement-metoden til Carranza-Torres og Fairhurst (2000)
Analytiske metoder ¹	Omfatter enkle statisk likevektsanalyser av lokal stabilitet av kiler og blokker, kinematiske analyser av kiler, stabilitetsanalyser av horisontal lagdeling med voussoir-analogi
Numeriske metoder ¹	Kontinuerlige, diskontinuerlige eller kombinerte modeller avhengig av berggrunnsforholdene. Gjennomføres som parameteranalyser. Ved store deformasjoner parameteranalytisk tilbakeregning.
Deformasjonsmåling ²	Systematisk overvåkning i form av deformasjonsmålinger
Observasjon og kontroll ²	Systematisk visuell overvåkning/observasjon av bergsikring, bomkontroll av sprøytebetong, osv.
Tunnelkartlegging ³	På stoff. Bergmasseklassifisering (f.eks. GSI, Q-verdi og RMR-verdi). Ingeniørgeologisk kartlegging og nedtegnning. Vurdere bergmassen foran stoff med boreparametertolkning og de ingeniørgeologiske forundersøkelsene. Undersøkelser som sonderboring, kjerneboring, testing av berg- og svakhetssonematerialer, måling av bergspenninger, osv.

¹Dimensjonering av bergsikring. ²Overvåkning og/eller kontroll ³Overordnet planlegging og dokumentasjon av driving

Tabell 7 Oppsummering av egnethet for ulike metoder og verktøy for bergteknisk prosjektering for GBTer i harde bergarter. (A) Godt egnet. (B) Lite egnet/indirekte bruk. (C) Ikke aktuelt/ikke egnet. Tabellen er en utvidet versjon av Tabell 2 i Terron-Almenara (2025) der de originale GBTene er vist med grå rader. Navn på noen GBTer er endret fra original tabell.

GBT	Empirisk metode	CCM	Analytiske metoder	Numeriske metoder ²	Deformasjonsmåling	Observasjon og kontroll	Tunnelkartlegging
Stabilt	A	C	C	C	B	A	A
Nedfall av store enkeltblokker	A	C	A	B	B	A	A
Nedfall av mange blokker	A	C	B	B	B	A	A
Sammenrasning	B	C	C	B	A ³	A	A
Rennende masse	B	C	C	B	A ³	A	A
Lokale og asymmetriske deformasjoner	B	C	C ⁴	A	A ³	A	A
Brudd i lagdelt heng	B	C	A	A	A ³	A	A
Sprakeberg	A ¹	C	C	A	A	A	A
Bergslag	A ¹	C	C	A	A	A	A
Plastisk oppførsel	B	A	B	A	A	A	A
Skvisning, kryp og/eller konsolidering/mekanisk svelling	B	A	B	A	A	A	A
Svellende bergart	B	C	B	C	A	A	A

¹Empirisk prediksjon av sprø brudd (Kaiser, McCreath og Tannant 1996; Diederichs 2025), ikke f.eks. Q-systemet. ²Forutsatt gjennomført med høy kvalitet og kritisk vurdering av resultater. ³Forventes ikke målte deformasjoner. Måles for å kontrollere/verifisere stabil konstruksjon. ⁴Endret fra Terron-Almenara (2025).

10.2 Prosjektering med observasjonsmetoden ved tunneldriving i hardt berg

Et grunnleggende prinsipp ved bruk av observasjonsmetoden er systemoppførselen. Denne inngår både i prosjekterings- og byggefasen ved at man i planleggingen prosjekterer bergsikringen og fastsetter akseptable grenser for systemoppførselen basert på forventet berggrunnsoppførsel. Når byggingen pågår, kontrolleres det at de faktiske forholdene og oppførselen til systemet samsvarer med de forutsetningene som ble lagt til grunn i prosjekteringen, og eventuelle avvik håndteres med tilpassede tiltak.

I N500 vegtunneler er det, som nevnt i kapittel 2.1, krav til at man i reguleringsplanarbeidet i hovedsak skal ha utført alle forundersøkelser som er nødvendig for å bygge tunnelen og at disse skal dokumenteres i en ingeniørgeologisk rapport. Den videre gangen i planarbeidet er at man lager dokumentasjon til byggeplan. Prosessen med byggeplanlegging varierer avhengig av kontraktstype. For eksempel lager man ved utførelsesentrepriser én samlet byggeplansrapport for hele tunnelsystemet, som inkluderes i anbudsdokumentene. Ved totalentrepriser kan planarbeidet eventuelt utføres mer trinnvis ved at man utarbeider rapporter for deler av tunnelsystemet både før og underveis i byggingen.

I Fig. 41 er det vist overordnet hvordan man inkluderer observasjonsmetoden i plan og byggeprosess, samt drift og vedlikehold. For arbeidet frem til og med reguleringsplan vil det meste foregå som tidligere, men med noen tillegg. Hovedendringen her vil være at man må vurdere hvilke GBTer man kan forvente i ulike områder av tunnelsystemet. Altså må man lage oversikter over tunneløpene, tverrforbindelser, bergrom til pumpeanlegg, osv. og angi forventede GBTer man kan komme ut for. I tillegg må bergmassen klassifiseres med GSI og Q-verdier. GSI er en ren ingeniørgeologi-parameter som beskriver bergmassen uten å ta hensyn til tunnelrommet, sikring etc. og er nyttig for å ha en beskrivelse av *bare* bergmassen. GSI kan også være nyttig som input ved numerisk modellering. For kostnadsestimater til sikring og driving vil det fremdeles kunne være hensiktsmessig å kartlegge Q-verdier da man kan bruke den til å differensiere mengden bolter og sprøytebetong i hardt og oppsprukket berg. Q-verdien kan også være nyttig til å identifisere skillet mellom sikring med bare sprøytebetong og bolter, til driving med forbolter, delte salver og tyngre bergsikring.

I arbeidet med byggeplan vil det når man prosjekterer med observasjonsmetoden bli ganske store endringer sammenlignet med tidligere. Det er i denne fasen man må få på plass rammeverket for observasjonsmetoden. Man må her prosjektere bergsikringen for de ulike områdene i tunnelen basert på GBT og SB. Det innebærer at man må definere akseptable grenser, beskrive overvåkningsplan, og tiltak dersom grensene overstiges. Et viktig poeng er at man i byggefasen kartlegger og vurderer de faktiske forholdene i et område slik at man stabilitetssikrer på bakgrunn av riktig GBT og det riktige sikringsnivå innenfor GBTen. For områder med spesiell geometri, f.eks. av/på-kjøringsramper, og

usikker geologi, kan det være nødvendig å prosjektere bergsikring for to (eller flere) GBTer, med tilhørende SBer. Dette fordi man ikke nødvendigvis vet hvilke berggrunnsforhold man har før man nærmer seg/er i situasjonen.

<i>Faser</i>	<i>Observasjonsmetoden</i>	
Planlegging	Geologiske forundersøkelser (tidlig planfase, kommunedelplan, reguleringsplan)	- Ingeniørgeologisk kartlegging og forundersøkelser, samt etablering av grunnmodell - Bestemmelse av GBT langs tunnelinjen, samt Q-verdi (ev. RMR) og GSI
	Geologisk rapport til byggeplan	- Ev. supplerende undersøkelser og oppdatering av grunnmodell - Dele tunnelen i områder med tilhørende GBT - Bergteknisk prosjektering av bergsikring og driveopplegg, etablere SB, for de ulike områdene
Bygging	Ved stuff	- Kartlegging av bergmassen på stuff - Vurdering av GBT samt utførelse av prosjektert bergsikring, basert på SB (2) - Vurdering av berggrunnen foran stuff og videre driveopplegg, basert på SB (1)
	Bak stuff	Basert på SB (2) - Gjennomføre overvåkningsopplegg - Vurdere mot akseptabel stabilitet - Gjennomføre eventuelle mottiltak
Drift og vedlikehold	Periodiske inspeksjoner	- Gjennomføre planlagt overvåkning, basert på SB (3)

Fig. 41 Gjennomføring av observasjonsmetoden gjennom planlegging, bygging og drift og vedlikehold

Som indikert tidligere er SB, altså berggrunnens og bergsikringens interaksjon, et vesentlig konsept i prosjekteringen i byggeplanfasen og drivingen av tunnelen. Ved å dele SB i tre, (1) driveområdet, (2) bergsikret og (3) permanent tilstand, kan man bruke SB i arbeidet med å definere akseptable grenser for oppførsel og overvåkningsplan, samt de forhåndsdefinerte tiltakene om grensene overskrides. SB og tilhørende rammeverk for gjennomføring av driving, sikring og overvåkning må bestemmes for hver GBT med tilhørende område. Poenget er at man sørger for en stabil tunnel gjennom drivesyklusen og frem til permanent fase. For SB (1) må det avgjøres hvordan man driver tunnelen, f.eks. salvelengde og om det er behov for sikring foran stuff med forbolter. Også undersøkelser foran stuff (boreparametertolkning/kjerneboring) for å oppdage når man går til et mer ustabil område kan være hensiktsmessig å ha med i denne SBen. Videre, for SB (2), må det beskrives hvordan man evaluerer stabiliteten og hvordan det skal stabilitetssikres i detalj. Det må også lages plan for oppfølging av stabiliteten med grenser for når man eventuelt må utføre supplerende sikring.

Som nevnt tidligere blir all bergsikring regnet som inkludert i den permanente og man vil på dette tidspunktet (SB2) der man anser grensene for akseptabel oppførsel som oppfylt være ferdig sikret. Et viktig poeng er å inkludere de tidsavhengige deformasjonene og bruddprosessene i vurderingen, og å vurdere om disse har utviklet seg ferdig i anleggstiden.

I Austrian Society for Geomechanics (2010) beskrives SB (3), permanent fase, som etter tunnelkledningen er installert. For tunneler konstruert etter NATM kan denne gjerne være konstruert til å ta laster fra berget. En slik konstruksjon vil ikke være aktuell som en generell løsning i norske vegtunneler, men også dagens vegtunneler har konstruert tunnelkledningen slik at de kan tåle nedfall av mindre blokker. Designet av bergsikring og tunnelkledning må passe sammen på en slik måte at behovet til konstruksjons-, trafikant- og trafikksikkerhet er ivarettatt og dette må være på plass for SB (3). Et eksempel kan være at om man lar være å bruke sprøytebetong i veggene i GBT *utfall av enkelte*

blokker, må man kompensere med en kledning i veggene som kan beskytte trafikant og ivareta trafiksikkerheten.

Som hovedregel må stabiliteten være garantert for permanent fase, SB (3), men også for denne fasen må det beskrives hvordan man skal overvåke stabiliteten gjennom brukstiden til tunnelen. Det er da viktig at bergsikringskonstruksjonen med tilhørende kledning er designet på en slik måte at overvåkningen er mulig å gjennomføre.

11 Videre arbeid

N500 Vegtunneler er regelverket som gjelder for prosjektering av vegtunneler, mens veiledning knyttet til forundersøkelser og prosjektering av bergsikring finnes i N-V521 Geologi og bergsikring i vegtunneler. Innholdet i denne rapporten skal benyttes til å oppdatere begge disse dokumentene. Rammeverket for bruk av observasjonsmetoden vil bli innarbeidet i N500, mens det som omhandler bergtekniske faglige forhold innarbeides i N-V521. Dette innebærer videre at bergsikringsklassene i N500, vist i Fig. 17 i denne rapporten, vil bli tatt ut.

Et hovedproblem med dagens regelverk er at det er detaljert for de minst kompliserte tilfellene, mens for der man har mer komplisert geometri og vanskelige berggrunnsforhold kun skal «dimensjonere spesielt». Siden man er underlagt Eurokodene vil «dimensjonere spesielt» (Fig. 17) innebære bruk av observasjonsmetoden, men dagens praksis i disse tilfellene er i stor grad ikke systematisk nok til å tilfredsstille kravene gitt i Eurokodene. Ved å implementere systematikken beskrevet i denne rapporten vil man få en praksis som oppfyller kravene til dimensjonering i Eurokoden for alle berggrunnsforhold, samtidig som den har en bedre vitenskapelig bredde og fundament.

Om man ser på grunnlaget for å vurdere stabiliteten til et bergrom, f.eks. som oppsummert i Tabell 5 og Tabell 7, ser man at det for noen tilfeller vil være mangel på gode metoder som alene gir gode svar på hvordan man skal dimensjonere bergsikringen og evaluere stabiliteten. Som nevnt tidligere kan da en løsning være å se på tidligere utførte tilfeller, samt legge mer arbeid i metodene som er mindre egnet. Et viktig poeng her er at man går inn i problemet med en visshet om hvor svakhetene i vurderingene er, slik at man på best mulig måte kan kompensere for dette. Dette går rett i kjernen med bruken av empiriske metoder, og for så vidt også andre metoder som f.eks. numerisk modellering, når de utgir seg for å fungere i et bredere spekter enn de faktisk gjør. De gir tilsynelatende løsninger på problemene man står overfor, men har svakheter skjult som man ikke nødvendigvis er klar over og kan kompensere for.

Videre vil sluttrapportering og deling av erfaring fra prosjektering og gjennomføring av tunnelanleggene, være avgjørende for kommende utvikling av systemer og teori for stabilitetsvurderinger i ulike typer berggrunnsoppførsel og stabilitetsbehov. Teorien og sammenstillingene i denne rapporten bør slik sett på ingen måte være sett på som en endestasjon, men heller en basis man kan diskutere faglig ut ifra, og også bruke som fundament til å vurdere tema for videre forskning og utvikling.

Referanser

- Alejano LR (2024) Rock Mass Classification Systems: A Useful Rock Mechanics Tool, Often Misused. *Rock Mech Rock Eng*. doi:10.1007/s00603-024-04087-y
- Andresen EK (2022) Development of an automation method to conduct sensitivity analysis on weakness zones using Finite Element Modelling - with focus on total deformations. NTNU, Trondheim
- Austrian Society for Geomechanics (2010) Guideline for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation. Austrian Society for Geomechanics, Salzburg
- Barla M (1999) Tunnels in swelling ground: simulation of 3D stress paths by triaxial laboratory testing. Dissertation, Politecnico di Torino, Torino
- Barton N, Lien R, Lunde J (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics* 6 (4):189-236. doi:<https://dx.doi.org/10.1007/bf01239496>
- Basarir H (2008) Analysis of rock-support interaction using numerical and multiple regression modeling. *Canadian Geotechnical Journal* 45 (1):1-13. doi:<https://doi.org/10.1139/t07-053>
- Bellwald P (1990) A contribution to the design of tunnels in argillaceous rock. Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge
- Berge KO, Fromreide O (1989) E18 Through Oslo - Crossing of a main share zone with and without freezing. Paper presented at the Fjellsprengningskonferansen 1989, Oslo,
- Brende H, Lia L, Nilsen B (2018) FME HydroCen - Norsk storsatsning på vannkraft. In: FME HydroCen – New Norwegian research initiative on Hydropower. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk Oslo,
- Braathen A, Gabrielsen RH (2000) Bruddsoner i fjell – oppbygning og definisjoner. Gråsteinen, vol 7. NGU, Trondheim
- Bøgeberg GE, Skretting E (2021) Evaluation of the basis for rock support design for poor rock mass conditions in Norway - A case study from the construction of the New Skarvberg Tunnel characterized by hard rock subjected to unfavourable jointing. NTNU,
- Carranza-Torres C, Fairhurst C (2000) Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology* 15 (2):187-213. doi:[https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(00\)00046-8](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(00)00046-8)
- Crowder J, Bawden WF (2004) Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research. *RocNews*, vol 4. Rocscience Toronto
- Dammyr O (2016) Prediction of Brittle Failure for TBM Tunnels in Anisotropic Rock: A Case Study from Northern Norway. *Rock Mech Rock Eng* 49 (6):2131-2153. doi:10.1007/s00603-015-0910-z
- Diederichs M (2025) Sixty-Five Years of Brittle Damage in Rock Mechanics - The Evolution of Spalling Analysis. Paper presented at the EUROCK 2025, Trondheim,
- Diederichs MS (2003) Manuel Rocha Medal Recipient Rock Fracture and Collapse Under Low Confinement Conditions. *Rock Mech Rock Eng* 36 (5):339-381. doi:10.1007/s00603-003-0015-y
- Diederichs MS, Kaiser PK (1999) Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36 (1):97-117. doi:[https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(98\)00180-6](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(98)00180-6)
- Diederichs MS, Kaiser PK, Eberhardt E (2004) Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41 (5):785-812. doi:<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.02.003>
- Einstein HH (1996) Tunnelling in difficult ground - Swelling behaviour and identification of swelling rocks. *Rock Mech Rock Eng* 29 (3):113-124. doi:<https://doi.org/10.1007/bf01032649>
- Garshol K, Blindheim OT (1989) Crossing of the main shear zone in the Fjellinjen twin tube highway tunnel, rock mechanic evaluations. Paper presented at the Fjellsprengningskonferansen 1989, Oslo,
- Google Maps (2018) 3D image of landscape with weakness zones in southeastern Norway. <https://www.google.no/maps/@58.9080525,6.5266178,6696a,35y,180h,38.01t/data=!3m1!1e3>
- Grimstad E, Barton N Updating of the Q-system for NMT. In: International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, 1993. pp 46-66
- Grimstad E, Kankes K, Bhasin R, Magnussen AW, Kaynia AM (2002) Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption. Paper presented at the International Symposium on Sprayed Concrete Davos, November 22-23
- Grimstad E, Tunbridge L, Bhasin R, Aarset A (2008) Measurements of deformation and forces in reinforced ribs of sprayed concrete. Why do we use cast concrete lining when ribs of sprayed concrete have a large margin? Paper presented at the Bergmekanikkdagen, Oslo, November 20-21
- Harrison JP (2020) Eurocode 7 and Rock Engineering: A New Start. Paper presented at the ISRM International Symposium - EUROCK 2020,
- Hoek E (1999) Support for very weak rock associated with faults and shear zones. Paper presented at the International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia, March 14-19
- Hoek E (2001) Big tunnels in bad rock. *J Geotech Geoenviron* 127 (9):726-740. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:9\(726\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(726))
- Hoek E, Brown ET (1980) Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London

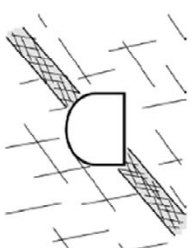
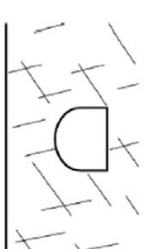
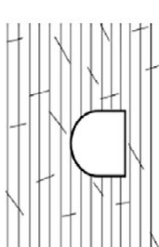
- Hoek E, Carter T, Diederichs M (2013) Quantification of the Geological Strength Index Chart. Paper presented at the 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, San Francisco, June 23-26
- Hoek E, Kaiser PK, Bawden WF (1997) Support of underground excavations in hard rock. 3rd edn. A.A. Balkema, Rotterdam
- Hoek E, Marinos P (2000) Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels & Tunnelling International vol November and December 2000. Polygon Media Ltd, London
- Holmøy KH, Aagaard B (2002) Spiling bolts and reinforced ribs of sprayed concrete replace concrete lining. Tunnelling and Underground Space Technology 17 (4):403-413. doi:[https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00065-2](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00065-2)
- Hudson JA (1989) Rock Mechanics Principles in Engineering Practice CIRIA Ground Engineering report. doi:10.1016/0148-9062(89)91449-6
- Høyen AH (2018) Applicability of reinforced ribs of sprayed concrete in sections of poor quality and swelling rock mass. Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering, Department of Geoscience and Petroleum, Trondheim
- Høyen AH (2022) Swelling minerals in weakness zone gouge – Has it happened? And what else may be happening there? Paper presented at the Bergmekanikkdagen 2022, Oslo,
- Høyen AH (2024) A Critical View on the Recommendation of Ribs of Reinforced Sprayed Concrete Support in the Q-System. Rock Mech Rock Eng. doi:10.1007/s00603-024-04134-8
- Høyen AH, Andersen I, Glenjen BD (2024) Remedial measures for rock support during the operational phase - Tunnels built according to regulation 021/N500 Road Tunnels from 2010 and onwards (trans: Structures). NPRA reports. Norwegian Public Roads Administration, Bergen
- Høyen AH, Nilsen B (2018) Analysis of the stabilising effect of ribs of reinforced sprayed concrete (RRS) in the Løren road tunnel. B Eng Geol Environ. doi:<https://doi.org/10.1007/s10064-018-1238-1>
- Høyen AH, Nilsen B, Olsson R (2019a) Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology 86:262-278. doi:<https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.01.026>
- Høyen AH, Nilsen B, Olsson R (2019b) Oedometer testing of swelling gouge materials at different water contents. Paper presented at the ISRM 2019, Foz do Iguaçu, Brazil, September 13-18, 2019
- Høyen AH, Nilsen B, Vistnes G, Olsson R (2019) Experimental triaxial testing of swelling gouge materials. B Eng Geol Environ. doi:10.1007/s10064-019-01547-6
- ISRM (1978) Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int J Rock Mech Min 15 (6):319-368. doi:[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91472-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91472-9)
- Jakobsen PD, Nilsen H, Lund AK (2024) Unforeseen excavation of mixed face soil conditions in a hard rock drill and blast road tunnel. Paper presented at the WTC 2024, Shenzhen, China,
- Kaiser PK, Diederichs MS, Martin CD, Sharp J, Steiner W (2000) Underground Works In Hard Rock Tunnelling And Mining. Paper presented at the ISRM International Symposium, Melbourne, Australia, 2000/11/19/
- Kaiser PK, McCreath DR, Tannant DD (1996) Canadian rockburst support handbook. Mirarco,
- Lindstrøm M, Magnussen AW, Langelid A (2013) Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler. Statens vegvesens rapporter nr. 199. Statens vegvesen, Oslo
- Marinos V (2014) Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch. J Rock Mech Geotech Eng 6 (3):227-239. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.04.003>
- Marinos VP (2012) Assessing Rock Mass Behaviour for Tunnelling. Environmental & Engineering Geoscience 18 (4):327-341. doi:10.2113/gseegeosci.18.4.327
- Martin CD, Kaiser PK, McCreath DR (1999) Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal 36 (1):136-151. doi:10.1139/t98-072
- Myrvang A (2001) Bergmekanikk. Norwegian University of Science and Technology, Department of Geology and Mineral Resources Engineering, Trondheim
- Myrvang AM (1993) Rock Stress and Rock Stress Problems in Norway. In: HUDSON JA (ed) Rock Testing and Site Characterization. Pergamon, Oxford, pp 461-471. doi:<https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50025-2>
- NB (2022) Sprøytebetong til bergsikring. NB7. Oslo
- NBG (2011) Veileder for bruk av Eurocode 7 til bergteknisk prosjektering. Norsk bergmekanikkgruppe, Oslo
- NFF (2008) Tung bergsikring i undergrunnsanlegg. Håndbok, vol 5. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Oslo
- NFF (2020) Håndbok om bergbolting. Håndbok, vol 11. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Oslo
- NGI (2013) Using the Q-system - Rock mass classification and support design. Handbook. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo
- NGI (2022) Using the Q-system - Rock mass classification and support design. Handbook. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo
- NGI (2025) Using the Q-system - Rock mass classification and support design. Handbook. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo
- NGU (2021) Berggrunnskart over Norge 1:1 350 000.
- Nilsen B, Palmström A (2000) Engineering geology and rock engineering, vol no. 2. Handbook (Norwegian Group for Rock Mechanics). Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo

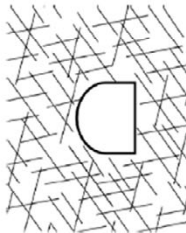
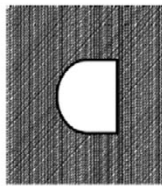
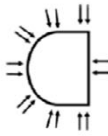
- Palmstrom A, Broch E (2006) Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21 (6):575-593. doi:<https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.10.005>
- Palmstrom A, Stille H (2007) Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (4):363-376. doi:<https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.03.006>
- Palmström A (1995) RMI - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Department of Geology, Faculty of Mathematics and Natural Sciences, University of Oslo, Oslo
- Pedersen KB, Kompen R, Kveen AT (2010) Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler. Teknologirapport. Norwegian Public Roads Administration, Oslo
- Sakurai S (1981) Direct Strain Evaluation Technique In Construction Of Underground Opening. Paper presented at the The 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Cambridge, Massachusetts, June 29 - July 2
- Sakurai S (1983) Displacement Measurements Associated With The Design Of Underground Openings. Paper presented at the International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, September 5-8
- Schubert W, Goricki A, Button EA, Riedmüller G, Pölsler P, Steindorfer A, Vanek R (2001) Excavation and Support Determination for the Design and Construction of Tunnels. Paper presented at the 2001 ISRM Regional Symposium Eurock - Rock mechanics: a Challenge for Society, Lisse,
- Singh B, Jethwa JL, Dube AK, Singh B (1992) Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunnelling and Underground Space Technology* 7 (1):59-74. doi:[https://doi.org/10.1016/0886-7798\(92\)90114-W](https://doi.org/10.1016/0886-7798(92)90114-W)
- SINTEF (2016) Rock mechanic properties of rocks tested in Sintef Rock mechanics laboratory.
- Standard Norge (2016) Eurocode - Basis of structural and geotechnical design. Eurocode - Basis of structural and geotechnical design, vol NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016. Standard Norge, Lysaker
- Standard Norge (2020) Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules. Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules, vol NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Standard Norge Standard online, Lysaker
- Statens vegvesen (2010) Vegtunneler. 021, vol 021.
- Statens vegvesen (2023) Geology and rock support in road tunnels. N-V521. Oslo
- Statens vegvesen (2024) Vegtunneler. N500. Statens vegvesen, Oslo
- Stille H, Palmström A (2008) Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (1):46-64
- Terron-Almenara J (2025) A hybrid methodology for optimal rock support design in poor ground conditions Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering, Department of Geoscience and Petroleum, Trondheim
- Terron-Almenara J, Holter KG, Høien AH (2023) A Hybrid Methodology of Rock Support Design for Poor Ground Conditions in Hard Rock Tunnelling. *Rock Mech Rock Eng.* doi:10.1007/s00603-023-03273-8
- Terron-Almenara J, Skretting E, Holter KG, Høien AH (2024) Design of Rock Support in Hard and Layered Rock Masses Using a Hybrid Method: A Study Based on the Construction of the New Skarvberg Tunnel, Norway. *Rock Mech Rock Eng.* doi:10.1007/s00603-024-04082-3
- Terzaghi K (1946) Rock defects and loads on tunnel supports. In: *Rock tunneling with steel supports.* Commercial Shearing & Stamping Co., Youngstown, Ohio,
- Terzaghi K, Peck RB (1967) *Soil mechanics in engineering practice.* 2nd edn. Wiley, New York

Figur 37, 38 og tabell i vedlegg 1 er gjengitt med tilatelse fra Elsevier

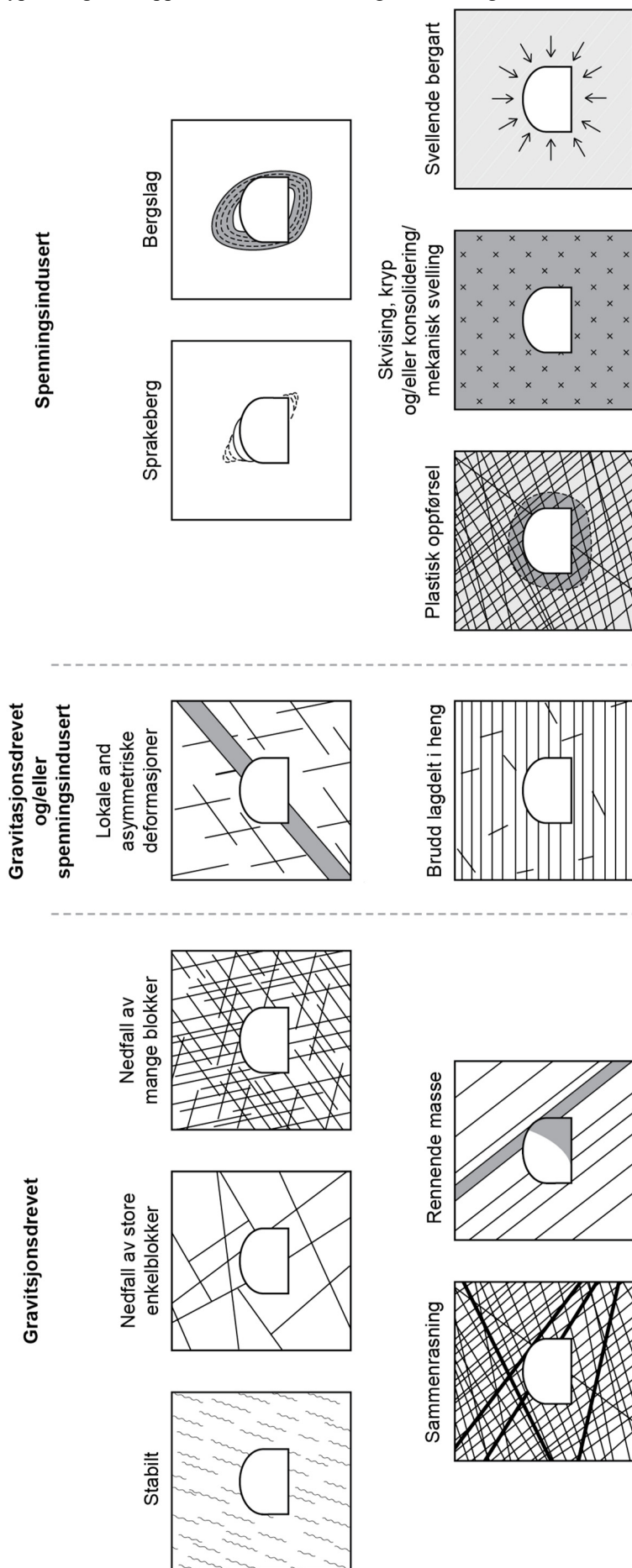
Behaviour type	Definition	Comments
<i>Type 1 Gravity driven</i>		
a. Stable	The surrounding ground will stand unsupported for several days or longer	Massive, durable rocks at low and moderate depths
b. Block fall(s)		
– of single blocks	Stable with potential fall of individual blocks	Discontinuity controlled failure
– of several blocks	Stable with potential fall of several blocks (slide volume <10 m ³)	Discontinuity controlled failure
c. Cave-in	Inward, quick movement of larger volumes (>10 m ³) of rock fragments or pieces	Encountered in highly jointed or crushed rock
d. Running ground	A particulate material quickly invades the tunnel until a stable slope is formed at the face. Stand-up time is zero or nearly zero	Examples are clean medium to coarse sands and gravels above groundwater level
<i>Type 2 Stress induced</i>		Brittle behaviour
e. Buckling	Breaking out of fragments in tunnel surface	Occurs in anisotropic, hard, brittle rock under sufficiently high load due to deflection of the rock structure
f. Rupturing from stresses	Gradually breaking up into pieces, flakes, or fragments in the tunnel surface	The time dependent effect of slabbing or rock burst from redistribution of stresses
g. Slabbing	Sudden, violent detachment of thin rock slabs from sides or roof	Moderate to high overstraining of massive hard, brittle rock. Includes popping or spalling. ^a
h. Rock burst	Much more violent than slabbing and involves considerably larger volumes. (Heavy rock bursting often registers as a seismic event)	Very high overstraining of massive hard, brittle rock
		Plastic behaviour
i. Plastic behaviour (initial)	Initial deformations caused by shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass	Takes place in plastic (deformable) rock from overstraining. Often the start of squeezing
j. Squeezing	Time dependent deformation, essentially associated with creep caused by overstraining. Deformations may terminate during construction or continue over a long period	Overstressed plastic, massive rocks and materials with a high percentage of micaceous minerals or of clay minerals with a low swelling capacity.
<i>Type 3 Water influenced</i>		Hydrazination
k. Ravelling from slaking	Ground breaks gradually up into pieces, flakes, or fragments	Disintegration (slaking) of some moderately coherent and friable materials. Examples: mudstones and stiff, fissured clays
		Swelling minerals
l. Swelling		
– of certain rocks	Advance of surrounding ground into the tunnel due to expansion caused by water adsorption. The process may sometimes be mistaken for squeezing	Occurs in swelling of rocks, in which anhydrite, halite (rock salt) and swelling clay minerals, such as smectite (montmorillonite) constitute a significant portion
– of certain clay seams or fillings	Swelling of clay seams caused by adsorption of water. This leads to loosening of blocks and reduced shear strength of clay	The swelling takes place in seams having fillings of swelling clay minerals (smectite, montmorillonite)
		Flowing water
m. Flowing ground	A mixture of water and solids quickly invades the tunnel from all sides, including the invert	May occur in tunnels below groundwater table in particulate materials with little or no coherence
n. Water ingress	Pressurized water invades the excavation through channels or openings in rocks	May occur in porous and soluble rocks, or along significant openings or channels in fractures or joints

^a This term was often used by Terzaghi (1946) as synonymous with the falling out of individual blocks, primarily as a result of damage during excavation

Ground behavior type	Weakness zone	Low rock stresses	Anisotropic rock masses
Illustration of GBT (Sect. 2.3)			
Loading and failure mechanisms (Sect. 4)	 a1, a2, b1, b2, c1, c2 In weakness zones (thickness up to $1/2 \times$ tunnel diameter) with $Q < 0.4$, GSI < 30 or if swelling is expected: rock properties like rock strength, Young's modulus, swelling and weathering of the infilling material are relevant. Assessment of joint properties is also recommended	 a1, a2, b1, b2, c1, c2 If $Q < 1$ and/or unfavorable joint conditions: assessment of joint properties and rock strength/deformability is relevant. Core drilling and geophysics can give detailed information of the rock mass conditions	 b1, b2, c1, c2 In-situ rock stresses, joint properties, rock strength and rock mass modulus should be assessed in stratified rock masses when $Q < 1$. Measurement of in-situ rock stresses when $Q < 0.4$
Empirical method	The Q-system is recommended. To describe the effect of orientation and the strength of the infilling, the respective RMR and GSI may be used		
Analytical method	Analytical calculations may be used to determine the local capacity of sprayed concrete members at the zone. CCM has very little applicability		
Numerical method	Numerical calculations are recommended to address the deformational behavior and for design verification. Selection of FEM or DEM modelling to be evaluated (see Sect. 3.3.3)		
Monitoring	Convergence monitoring is recommended in the presence of unfavorable combinations of width/orientation of the zone and/or evidence of swelling		
Support design	If $Q < 0.4$ and/or GSI < 30, design is recommended with the empirical approach, verified with analytical calculation, and optimized with numerical analysis. Unarched support to be evaluated when zone $Q > 0.1$. Leaner RRS, i.e., reduction of steel reinforcement in RRS, can be evaluated when $Q > 0.1$		
		The Q-system and the GSI are recommended to determine the respective basic support needs and the rock mass strength Study of block stability with limit equilibrium analyses is recommended regardless rock mass quality Design verification with numerical analyses is recommended in tunnels with low rock stresses provided complex ground conditions and/or $Q < 1$ Monitoring of deformation is recommended in the tunnel and in the nearby infrastructure to control stability and design verification Reinforcement of the tunnel ahead of the face is recommended. RRS-support and shortening of round length are seen relevant construction approaches. If $Q < 0.4$, the empirical design to be verified/supplemented with kinematic analysis of blocks, and verified with numerical analysis	The Q-system have limitations to catch anisotropy when $Q < 1$, especially from $Q < 0.4$. Evaluate SRF upon a detailed study of the relationship σ_{θ}/σ_c. Q-system to obtain basic means of support. Compare to RMR Limit equilibrium analyses to derive the depth of the pressure arch and block stability are relevant when $Q < 1$ If $Q < 0.4$: numerical analyses recommended to determine failure mechanisms, rock mass behavior and depth of the pressure arch in relation to the studied support designs Deformation monitoring is recommended for the back-calculations of rock mass properties (recommended in tunnel sections with $Q < 0.4$) If $Q < 0.4$ and/or GSI < 30, the empirical design should be verified with analytical evaluation, optimized with numerical analyses simulating rock mass structure and in-situ stresses. Spilling and round length shortening are relevant when $Q < 0.4$; Leaner RRS-support and/or hybrid-tailored support to be evaluated when $Q > 0.1$

Ground behavior type	Hard and fractured rock masses	Weak rock mass	Swelling ground
Illustration of GBT (Sect. 2.3)			
Loading and failure mechanisms (Sect. 4)	b1, b2, c1, c2 If $Q < 0.4$ or $GSI < 40$, assessment of rock strength/deformability and joint properties is recommended. Measurement of in-situ stresses if $\sigma_{cm}/p_o < 1$	d1, d2, d3 If $Q < 0.1$ or $GSI < 35$: assessment of rock strength and deformability. Measurement of in-situ stresses if practically possible. Testing of rock properties to determine rock mass strength and deformability Q-system can give reliable estimates of basic support for $Q > 0.1$. Evaluate SRF upon a detailed study of the relationship σ_θ/σ_c . It is also recommended to register GSI to estimate rock mass strength and deformability	d1, d2, d3 Zoning of swelling (Høien et al. 2019a, b; Terron-Almenara 2020; Nilsen 2021) together with rock mass properties to estimate rock mass strength and deformability are recommended
Empirical method	The Q-system is deemed to work well when $Q > 0.4$. Use also GSI when $Q < 0.4$	CCM may be used when $Q < 0.1$ for estimates of loading, deformation, and timing of support	The Q-system should only be used to derive basic needs of support
Analytical method	CCM may be applied when $Q < 0.4$. Limit equilibrium analyses to check rock stability and/or to derive capacity of support members against failure when $Q < 1$	CCM may be used when $Q < 0.1$ for estimates of loading, deformation, and timing of support	Structural analysis of sprayed concrete "plates" should be used to study the load capacity against failure
Numerical method	Numerical analyses of wedge stability are recommended. When $Q < 0.4$, numerical analyses are relevant to verify rock support design. FEM or DEM to be evaluated	For rock masses with $Q < 0.1$, numerical analyses are recommended to study the support performance upon the ground loads. FEM may be used. Stress anisotropy becomes especially important in the calculations when $\sigma_{cm}/p_o < 1$	Numerical analyses are recommended. Structural analyses with numerical programs are also relevant to verify failure states of liners and invert
Monitoring	Deformation monitoring when $Q < 0.4$ for design optimization	Deformation measurements are relevant for 1) design verification and optimization and 2) calibrating rock properties. Other means of monitoring may be added	Deformation monitoring is relevant, also in the invert. For the zonation of swelling, systematic convergence sections are recommended
Support design	Support design should be done upon a rational combination of the empirical and analytical approaches. Numerical verification when $Q < 0.4$. Unarched and/or leaner RRS-support to be evaluated when $Q > 0.1$	The empirical approach should be accompanied by other tools when $Q < 0.1$ and $GSI < 35$. Optimization based on the combined application of Q-system, CCM, and numerical analyses for design verification of load-bearing support and optimal support timing. Unarched support is not recommended, but leaner RRS-solutions may be evaluated	The design of the RRS-support and structural invert should be based on the actual ground and swelling pressure in the tunnel. Unarched support to be evaluated depending on the extent and magnitude of the in-situ swelling pressure

Tunnels with span < 12.5 m



Tabellen nedenfor utdyper sammenhengen mellom oppførselstypen for bergmassen, dens brudd-/deformasjonsprosess og foreslått type forsterkning og lastbærende bergsikring.

Den foreslåtte forsterkningen og sikringen i tabell 5 er basert på bergsikringspraksis og aksepterte risikonivåer som vanligvis benyttes i norske vegtunneler. Disse anbefalingene er ikke nødvendigvis egnet for utbyggere i andre land, ettersom deres tradisjoner for bergsikringsmetoder kan avvike, og de kan ha andre sikkerhetskrav som påvirker det akseptable risikonivået.

Berggrunnoppførsel-type <i>Brudd/deformasjonsprosess</i>	Foreslått bergforsterkning og lastbærende berg	Kommentar
Stabilt <i>Elastiske deformasjoner</i>	Ingen bergsikring.	Ingen behov for bergsikring dersom det ikke oppstår brudd.
Nedfall av store enkeltblokker <i>Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker</i>	Spredt bolting (forspent).	Forspente bergbolter for å øke normalspenningen langs sprekker og dermed øke motstanden mot skjærbrudd, samt forhindre strekkbrudd. Over tid kan bergfragmenter og mindre blokker løsne, og disse kan holdes på plass ved påføring av sprøytebetong.
Nedfall av mange blokker <i>Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker. Sprøtt for friske sprekker, duktilt for forvitrede og leirfylte sprekker.</i>	Systematisk bolting med forspente bolter og fiberarmert sprøytebetong.	Forspente bergbolter for å øke normalspenningen langs sprekker og dermed øke motstanden mot skjærbrudd, samt forhindre strekkbrudd. Systematisk bolting for å sikre nøkkelblokker og eventuelt skape hvelvvirkning i bergmassen. Fiberarmert sprøytebetong for å skape kiler som holder blokkene på plass, og generelt holde bergoverflaten på plass.
Sammenrasning <i>Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker. Sprøtt friske sprekker, duktilt for forvitrede, leirfylte sprekker og soner.</i>	Forbolter festet med bergbånd og bergbolter. Overflatesikring med armeringsnett og sprøytebetong (uten fibre). Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer.	Forbolter for å holde berget på plass til sprøytebetong kan påføres og gi overflatesikring. Forboltene festes ved med bergbånd og radielle bergbolter, og sprøytes med betong før sprengning (se Fig. 19 a)). Ekstra overflatesikring kan være nødvendig og kan utføres med sprøytebetong armert med armeringsnett. Asymmetriske sprøytebetongbuer kan også benyttes, men disse har ikke armering i tunnelens lengderetning slik nettarmert sprøytebetong har. Injiserte, forspente bolter bør ha platen plassert utenpå overflatesikringen for å holde berget på plass og bidra til å skape hvelvvirkning i bergmassen. Siden lasten er lokal, vil sikringen bli utsatt for en situasjon som ligner mer på punktlast på en bjelke enn en jevnt fordelt last som skaper tangentielle trykkspenninger i en ringstruktur, og buet sikring er derfor ikke nødvendig.
Rennende masse <i>Skjærbrudd i svakt materiale (lav kohesjon) som resulterer i rennende løst materiale eller strekkbrudd mellom svakt sammenlåste bergpartikler.</i>	Forbolter festet med bergbånd og bergbolter. Et første lag fiberarmert sprøytebetong og bergbolter. Videre overflatesikring med armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Eventuelt asymmetriske armerte ribber. Forinjeksjon.	Tett mønster av forbolter for å holde massen på plass til sprøytebetong kan påføres og gi overflatesikring. Forboltene festes med bergbånd og radielle bergbolter, og sprøytes med betong før sprengning (se Fig. 19 a)). Forinjeksjon av bergmassen for å øke styrken, men effekt av injeksjon på bergmassekvalitet er usikker. Overflatesikring bør utføres med armeringsnett og sprøytebetong, heller enn stenger (sprøytebetongbuer), for bedre samvirke mellom sterkt og svakt berg. Selvstorende forbolter/stag eller pumpbare rør kan være nødvendig. Injiserte, forspente bolter, med platen plassert utenpå overflatesikringen, brukes for å feste og holde berget på plass.

Lokale og asymmetriske deformasjoner <i>For gravitasjonsdrevet: Plastisk skjærbrudd eller strekkbrudd i sprekker. Sprøtt for ferske sprekker, duktilt for leirfylte sprekker. For spenningsindusert: Volumreduksjon på grunn av konsolidering og kryp, samt deformasjon i soner på grunn av skvisning.</i>	Bergbolter og sprøytebetong. / Bergbolter og sprøytebetong forsterket med bergbånd. / Forbolter festet med bergbånd. Et første lag med fiberarmert sprøytebetong og bergbolter. Sprøytebetong armert med armeringsnett sammen med forspente bergbolter. Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer. / Forbolter sammen med gitterbuer, bergbolter og sprøytebetong. Ev. sålestøp.	Forslag skilt med skråstrek representerer økt behov for sikring. Retningen på sonen i forhold til tunnelaksen, materialegenskaper, utstrekning og spenningsforhold bestemmer mengden nødvendig bergsikring. I gravitasjonsdrevne situasjoner vil hovedprinsippet være å forsterke for å holde berget på plass og bidra til at det blir selvbærende. En relativt liten vertikal sone vinkelrett (90°) på tunnelaksen kan sikres med bergbånd og sprøytebetong sammen med forspente bolter. Den samme sonen, men subvertikal og med en liten spiss vinkel mot tunnelaksen, kan gi store deler av hengen hengende «fritt» og skape behov for sikring som kan håndtere store skjærkrefter på tvers av sonen. Bergspenningene kan føre til at leirholdig svakhetssonemateriale konsoliderer eller kryper, eller ved økende spenning, skviser. Avhengig av geometri og spenningsnivå kan det svake materialet enten selv deformeres og påføre trykk på sikringen og/eller føre til at mer solide deler av bergmassen beveger seg relativt til hverandre. Ved spenningsinduserte problemer kan sikringsløsningene være tilsvarende som for gravitasjonsdrevne, men med større laster. Det kan derfor være behov for gitterdragere som bedre kan håndtere lokale laster enn nettarmert sprøytebetong og symmetriske ribber av stangarmering. Den vanligste måten å designe dobbeltarmerte buer på, med forbindelse mellom lagene kun i festboltene, kan ha problemer med å håndtere skjærbevegelse. Behov for sålesikring kan oppstå som følge av bevegelser i veggene, eller hvis sålen over tid deformeres seg på en måte som kan påvirke fremtidige konstruksjoner.
Brudd i lagdelt heng <i>Strekbrudd i sprekker og intakt berg. Plastisk brudd (knusing) i hjørner og intakt berg.</i>	Systematisk bolting med forspente bolter og fiberarmert sprøytebetong. Overflatesikring i heng med armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer.	En hovedoppgave for forspent boltesikring i slike tilfeller er å holde opp lagene og skape en «tykkere pakke» ved å øke styrken langs sprekken. Avhengig av styrken til bergarten og sprekken, samt spenningsnivået, kan det være behov for mer overflatesikring enn bare med fiberarmert sprøytebetong (nettarmert). I tilfeller med høye horisontale spenninger og glatte sprekker bør man også være oppmerksom på muligheten for skjærbrudd langs sprekken i vederlaget. I slike stabilitetsproblemer kan kileeffekten fra sprøytebetong sammen med forspente bolter bidra til å holde berget på plass.
Sprakeberg <i>Plastisk brudd. Kan være tidsavhengig på grunn av omfordeling av spenningsfeltet forårsaket av svikten og/eller tunnelutgravingen.</i>	Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber).	Bergbolter under slike forhold må kunne tåle plutselige laster og store deformasjoner. Forspenning av boltene vil teoretisk øke innspenningen (større «omslutningstrykk») i bergmassen som er utsatt for brudd og redusere avskalling. Overflatesikring er viktig for å holde berget på plass, også for å redusere avskallingseffekten.
Bergslag <i>Plastisk brudd. Kan være tidsavhengig på grunn av omfordeling av spenningsfeltet forårsaket av svikten og/eller tunnelutgravingen.</i>	Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Sålesikring (lukket ring).	Samme som over. I alvorlige tilfeller kan en ringstruktur være nødvendig for å skape trykk mot bergmassen og bidra til at boltene kan ta opp lastene.
Plastisk oppførsel <i>Plastisk brudd.</i>	Forbolter og gitterbuer. Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong mellom buer. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Sålesikring (lukket ring).	Forbolter for å holde berget på plass til sprøytebetong kan påføres og gi overflatesikring. Forboltene festes med bergbånd og radielle bolter, og sprøytes med betong før sprengning (se Fig. 19 a)). På grunn av spenningsinduserte brudd vil sålen bli utsatt for de samme lastene og deformasjonene som heng, og ringforsterkning kan være nødvendig for å hindre at veggene beveger seg innover og at sålen hever seg. Dynamiske bolter kan være nødvendig for bolter forankret i mer solid sideberg.

Skvising, kryp og/eller konsolidering/ mekanisk svelling <i>Plastisk brudd, etterfulgt av skvising og/eller kryp og/eller mekanisk svelling/konsolidering</i>	Forbolter og gitterbuer. Dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong mellom buer. Eventuelt også armeringsnett og sprøytebetong (uten fiber). Sålesikring (lukket ring).	Samme som over. Imidlertid vil deformasjonene fortsette over tid, ikke bare som følge av fremdrift av stoffen.
Svellende bergart <i>Volumøkning på grunn av reaksjoner mellom bergmassen og vann/luft.</i>	Forbolter festet med bergbånd, dynamiske bergbolter og fiberarmert sprøytebetong som sikring under driving. Overflatesikring med armeringsnett og sprøytebetong (uten fibre). Eventuelt asymmetriske sprøytebetongbuer. Eventuelt forbolter og gitterbuer med armeringsnett og sprøytebetong sammen med dynamiske bergbolter.	Samme som over. Svelling kan indusere nye sprekker i bergmassen og dermed endre oppførselen.



Statens vegvesen
Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

firmapost@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag