



Statens vegvesen

Arbeider foran stoff og stabilitetsikring i vegtunneler

RAPPORT

Teknologiavdelingen

Nr. 2538



Tunnel- og betongseksjonen
Dato: 2010-05-04



Statens vegvesen

TEKNOLOGIRAPPORT nr. 2538

Tittel

Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler

Vegdirektoratet
Teknologiavdelingen

Postadr.: Postboks 8142 Dep
0033 Oslo

Telefon: (+47 915) 02030

www.vegvesen.no

Utarbeidet av

Knut Borge Pedersen, Reidar Kompen og Alf Kveen

Dato:

2010-05-04

Saksbehandler

Mona Lindstrøm

Prosjektnr:

Kontrollert av

Kjersti K. Dunham

Antall sider og vedlegg:

38 / 3

Sammendrag

Rapporten gir utfyllende beskrivelse av metoder og utførelse av permanent stabilitetssikring i tunneler ut fra krav i håndbok 021 Vegtunneler (2010).

Bergmassen klassifiseres etter Q-systemet i bergmasseklasser A - G. Det introduseres sikringsklasser I - VI knyttet til bergmasseklassene. Metoder og utførelse for bergsikring er i rapporten konsentrert om bergmasseklasse D, E og F (definert i Q-systemet som hhv. dårlig, svært dårlig og ekstremt dårlig bergmasse) og tilhørende sikringsklasse III, IV og V.

Rapporten gir en generell beskrivelse av forundersøkelser og bergmasseklassifisering, definisjon av sikringsklassene og beskrivelse av utførelse av sikring og forsterkning av svakhetssoner, sammenfattet i tabell i kapittel 3.

Første utgave av Teknologirapport nr. 2538 ble utgitt 01.12.2008. Denne rapporten er revidert på bakgrunn av høring i Statens vegvesen og bransjen for øvrig.

Summary

Emneord:

Tunnel, bergsikring

ARBEIDER FORAN STUFF OG STABILITETSSIKRING I VEGTUNNELER

K.B. Pedersen, R. Kompen og A. Kveen (2010)

FORORD

Denne rapporten omhandler permanent bergsikring i vegtunneler, spesielt ved driving av tunneler i dårlig berg og gjennom svakhetssoner.

En arbeidsgruppe i Statens vegvesen utarbeidet i 2008 et notat med forslag til sikringsstrategi for vegtunneler. På bakgrunn av notatet er nye og mer utfyllende krav innarbeidet i håndbok 021 *Vegtunneler*.

Arbeidsgruppen besto av:

Jan Eirik Henning, Vegdirektoratet

Alf Kveen, Vegdirektoratet

Knut Borge Pedersen, Vegdirektoratet

Erik Norstrøm, Vegdirektoratet

Amund Bruland, NTNU

Jon Ove Bjørge, Region vest

Audun Langelid, Region sør

Reidar Kompen, Vegdirektoratet.

Rapporten gir veiledende informasjon til håndbok 021, kapittel 7 *Arbeider foran stuff, stabilitetssikring og vann- og frostsikring*, med detaljer og konkrete angivelser av hvordan permanentsikring skal utformes og utføres.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS) er ikke berørt spesielt i denne rapporten.

Første, foreløpige, utgave av Teknologirapport nr. 2538 ble utgitt 01.12.2008.

SAMMENDRAG

Rapporten gir utfyllende beskrivelse av metoder og utførelse av permanent stabilitetssikring i tunneler ut fra krav i håndbok 021 Vegtunneler (2010).

Bergmassen klassifiseres etter Q-systemet i bergmasseklasser A – G. Det introduseres sikringsklasser I – VI knyttet til bergmasseklassene. Metoder og utførelse for bergsikring er i rapporten konsentrert om bergmasseklasse D, E og F (definert i Q-systemet som hhv. dårlig, svært dårlig og ekstremt dårlig bergmasse) og tilhørende sikringsklasse III, IV og V.

Rapporten gir en generell beskrivelse av forundersøkelser og bergmasseklassifisering, definisjon av sikringsklassene og beskrivelse av utførelse av sikring og forsterkning av svakhetssoner, sammenfattet i tabell i kapittel 3.

Første utgave av Teknologirapport nr. 2538 ble utgitt 01.12.2008. Denne rapporten er revidert på bakgrunn av høring i Statens vegvesen og bransjen for øvrig.

| | | |
|-----|--|----|
| 1 | INNLEDNING | 5 |
| 2 | GEOLOGISKE UNDERSØKELSER | 6 |
| 2.1 | FORUNDERSØKELSER | 6 |
| 2.2 | KARTLEGGING OG REGISTRERING UNDER DRIVING..... | 6 |
| 2.3 | BERGMASSEKLASSIFISERING (Q-METODEN)..... | 6 |
| 3 | STABILITETSSIKRING OG SIKRINGSKLASSER..... | 9 |
| 3.1 | GRUNNLAG FOR BESTEMMELSE AV PERMANENT SIKRING..... | 9 |
| 3.2 | SIKRINGSMETODER | 10 |
| 4 | BELASTNINGSSITUASJONEN FOR EN BERGFORSTERKNING | 12 |
| 4.1 | SAMVIRKEKONSTRUKSJONER | 12 |
| 4.2 | BELASTNING | 12 |
| 4.3 | LASTENS TIDSAVHENGIGHET..... | 12 |
| 5 | DRIVING OG SIKRING AV TUNNELER FRAM MOT OG GJENNOM SVAKHETSSONER..... | 14 |
| 5.1 | HOVEDPRINSIPPER FOR DRIVING GJENNOM PARTIER SOM KREVER TUNG SIKRING | 14 |
| 5.2 | SVAKHETSSONER | 14 |
| 5.3 | FORINJEKSJON..... | 17 |
| 5.4 | BORING AV INJEKSJONSHULL / BOREPARAMETER TOLKNING..... | 20 |
| 5.5 | HOVEDPRINSIPPER VED FORBOLTING | 20 |
| 5.6 | SPRENGNING | 23 |
| 5.7 | SPESIELLE SIKRINGSMETODER OG DIMENSJONERING..... | 23 |
| 5.8 | VURDERINGER AV SIKRING OG BELASTNINGER | 24 |
| 6 | SIKRING MED SPRØYTEBETONG SOM OVERFLATEFORSTERKNING OG BÆREVIRKNING FOR SPRØYTEBETONGBUER | 25 |
| 6.1 | SIKRINGSVIRKNINGER FOR SPRØYTEBETONG | 25 |
| 6.2 | BÆREVIRKNING TVERS PÅ TUNNELAKSEN | 25 |
| 6.3 | BÆREVIRKNING LANGS TUNNELAKSEN, MELLOM BUENE | 27 |
| 6.4 | BESLEKTEDE KONSTRUKSJONSTYPER..... | 28 |
| 6.5 | BETONG SOM FORSTERKNINGSMATERIALE..... | 29 |
| 7 | UTFORMING OG UTFØRELSE AV SPRØYTEBETONGBUER | 30 |
| 7.1 | GEOMETRI..... | 30 |
| 7.2 | ARMERING | 30 |
| 7.3 | SPRØYTEBETONG | 31 |
| 7.4 | RADIELLE BOLTER..... | 31 |
| 7.5 | SÅLESTØP..... | 31 |
| 8 | PRAKTISK GJENNOMFØRING AV BERGSIKRING MED ARMERTE SPRØYTEBETONGBUER | 32 |
| 8.1 | DIMENSJONER OG DIMENSJONERING | 32 |
| 8.2 | TRINN 1 – FØR START AV DRIVING MOT SVAKHETSSONE | 33 |
| 8.3 | TRINN 2 – FORBEREDELSE FOR NESTE SALVE | 33 |
| 8.4 | TRINN 3 – SIKRING ETTER UTSPRENGNING..... | 34 |
| 8.5 | TRINN 4 – VALG OG UTFØRELSE AV SPRØYTEBETONGBUE | 35 |
| | Referanser | 38 |
| | Vedlegg A Parameterverdier for Q-systemet | 40 |
| | Vedlegg B Sprengningsopplegg i forhold til tunnelprofil og sikringsklasser | 41 |
| | Vedlegg C Eksempler på utført sikring med armerte sprøytebetongbuer | 43 |

1 INNLEDNING

Det norske konseptet for tunnelbygging baseres på at berget brukes som selvstendig byggemateriale. Berget stabilitetssikres med sikringsmidler av forskjellige typer, avhengig av geologiske forhold. Hovedtyper av sikringsmidler er i dag bolter, fiberarmert sprøytebetong, armerte sprøytebetongbuer og betongutstøping. Krav til driving og sikring er gitt i håndbok 021 Vegtunneler.

I denne rapporten gis forslag til metodikk og utfyllende kriterier og anbefalinger om hvilke løsninger og sikringsnivå som bør velges, ut fra ulike geologiske utfordringer og konstruksjonens levetid.

Ut fra en bergmasseklassifisering basert på Q-systemet angis bergmasseklasser. Det introduseres tilhørende sikringsklasser, med beskrivelse av sikringsmetoder i de ulike klassene. Permanentsikringen utføres dels som bergmasseforsterkning og dels som oppstøtting av bergmassen der berget er dårlig, eller en kombinasjon av disse metodene.

Omstendigheter sikringen utføres under

På bakgrunn av de geologiske forundersøkelsene er soner med dårlig bergmassekvalitet vanligvis kjent. Driving og arbeidssikring er da integrerte arbeidsoperasjoner. Arbeidssikringen utføres slik at den inngår som en del av permanentsikringen. Beslutning om permanentsikring blir tatt etter driving og arbeidssikring.

Plass for sikringen

Det er viktig å sette av nok plass til sikringen, dårligere berg krever større profil.

Sprøytebetongbuer eller betongutstøping

Sprøytebetongbuer og betongutstøping kan i de fleste tilfeller regnes som stabilitetsmessig likeverdige i svært dårlig til ekstremt dårlig bergmasse (bergmasseklasse E og F; se kapittel 3), der det er lite vann tilstede. Etter tidligere praksis hadde full utstøping den tekniske fordel framfor sprøytebetongbuer at den ga riktiger geometri for sikringen. Med den utforming og utførelse som er beskrevet for sprøytebetongbuer i denne rapporten bør de to metodene regnes likeverdige mht. kvalitet som følge av krav til geometri. Avhengig av lengden av partiet med meget dårlig bergmasse, utfall og tap av profil under drivingen samt andre forhold, for eksempel større deformasjoner, kan det være nødvendig og økonomisk fordelaktig å utføre permanentsikringen med betongutstøping. Membran bak betongstøpen er nødvendig når det er vannlekkasje.

Brede soner med svelleleire skal sikres med betongutstøping, jf. håndbok 021 Vegtunneler.

2 GEOLOGISKE UNDERSØKELSER

2.1 Forundersøkelser

Geologiske forundersøkelser skal gi grunnlag for å avklare gjennomførbarhet, behov for sikring og kostnader forbundet med et tunnelprosjekt. Undersøkelsene skal gjennomføres i samsvar med de forutsetningene som er beskrevet i håndbok 021 Vegtunneler, kapittel 2 Geologiske forundersøkelser.

I tillegg til geologisk kartlegging på overflaten anbefales bruk av geofysiske undersøkelser for best mulig å avdekke og karakterisere bergets materialtekniske egenskaper, svakhetssoner og forløp av svakhetssoner. Det er krav om bruk av refraksjonsseismiske undersøkelser for undersjøiske tunneler.

Geologiske undersøkelser, utførelse og metoder er beskrevet nærmere i håndbok 019 Geologi i vegbygging (under utarbeidelse), basert på Publikasjon nr. 101 Riktig omfang av forundersøkelser for berganlegg (Palmstrøm et al. 2003) og Publikasjon nr. 102 Forundersøkelser (Rønning 2003).

2.2 Kartlegging og registrering under driving

Kartlegging og bergmasseklassifisering i tunnel skal utføres før berget dekkes med sprøytebetong (se håndbok 025 Prosesskode 1, prosess 33.6). Kartleggingen bør bestå av en generell geologisk kartlegging der følgende inngår: bergartsfordeling, strukturer, sprekkegeometri, svakhetssoners orientering, bredde og mineralinnhold. Ved mistanke om svelleleire så skal dette undersøkes grundigere med fargetest, svelletest, differentialtermisk analyse eller røntgendiffraksjon (XRD).

Arbeidssikring og permanent sikring skal kartlegges, registreres og dokumenteres, se håndbok 151 og håndbok 021. Dette ivaretas i *Novapoint tunnel: Geologi og bergsikring*.

I tillegg til kartlegging er de vanligste undersøkelsesmetodene sonderboring, eventuelt med boreparametertolkning og kjerneboring fra stoff.

Boreparametertolkning (measuring while drilling - MWD) er et tolkningsprogram som bruker boreloggen fra tunnelboreriggens salve-, sonder-, bolte-, eller injeksjonsboringer til å dokumentere og tolke oppsprekking, bergartens hardhet og vanninntrengning foran stoff. Det er viktig at tolkningsprogrammet kalibreres for den enkelte borerigg, slik at registrert bergmassekvalitet er så riktig som mulig. Dette kan gjøres ved bruk av Schmidhammer og punktlasttester. Programmet skal kunne presentere resultatene i 3D umiddelbart etter boring for å kunne gi et bilde av forholdene foran stoff, for eksempel svakhetssoner (se eksempel i figur 5.8). Programmet er et nyttig verktøy i kommunikasjonen mellom byggherre og entreprenør og mellom skift.

Det anbefales at boreparametertolkning brukes kontinuerlig for alle tunneler, men det bør som et minimum være operativt der forundersøkelsene antyder bergmasseklasse D eller dårligere (se kapittel 3).

Sonderboring med boreparametertolkning kombinert med kjerneboring og forundersøkelser er gode hjelpemidler for å sikre tunneldrivingen gjennom svakhetssoner (se kapittel 5). Formålet er å redusere risikoen for ras på stoff.

2.3 Bergmasseklassifisering (Q-metoden)

Bergmasseklassifiseringssystemer er nyttige verktøy i ingeniørgeologiske undersøkelser. Systemene brukes i kombinasjon med geologiske analyser ute i terrenget, i tunneler og inne på laboratoriet.

Det finnes flere klassifiseringssystemer for å bestemme kvalitet av bergmassen i et bergrom. Q-systemet som er valgt her, er basert på erfaringsdata fra tidligere underjordsanlegg, og er det bergmasseklassifiseringssystemet som er mest brukt i bergtunneler i Norge. Ved bruk av andre aktuelle klassifiseringssystemer, for eksempel RMR, kan forenklede korrelasjoner med Q-metoden gjøres (Barton 2002, Barton og Bieniawski 2008).

Q-verdien kan bestemmes på grunnlag av ingeniørgeologisk kartlegging på terrengoverflaten, i tunnel og ved undersøkelse av kjerneprøver, og kan i tillegg estimeres fra geofysiske målinger.

Ved hjelp av Q-systemet klassifiseres bergmassen i bergmasseklasser A til G. Tilhørende sikringsklasser er definert i kapittel 3 sammen med stabilitetssikring i tunnel knyttet til bergmasseklassene.

Q-systemets parametere

Q-verdien angir bergmassekvaliteten. Q-verdien varierer logaritmisk på en skala fra 0,001 til maks 1 000 og er definert i følgende ligning: $Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF$

RQD – Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)

J_n – Tall for sprekkesett

J_r – Sprekkeruhetstall

J_a – Tall for sprekkefylling

J_w – Sprekkevannstall

SRF – Spenningstall (Stress Reduction Factor).

For parameterverdier for Q-systemet, se vedlegg A.

De tre hovedfaktorene i formelen kan også brukes for å beskrive bergmassens viktigste egenskaper i forhold til stabilitet og sikring:

RQD/J_n = Blokkstørrelse, oppsprekingsgrad

J_r/J_a = Skjærfasthet på sprekkeflater

J_w/SRF = Aktiv bergspenning, tyteberg, svelling og relativ effekt av vann.

RQD basert på borekjerner angir samlet lengde kjernebiter med lengde ≥ 10 cm mellom naturlige sprekker, i prosent av kjernelengden (1 m). Der borekjerner ikke foreligger kan RQD enten observeres direkte i terrenget, i tunnelen eller beregnes ut fra følgende:

$$RQD = 115 - 3,3 J_v, \text{ der } J_v \text{ er antall sprekker pr. m}^3 \text{ (Palmstrøm 1975).}$$

For detaljert beskrivelse av bruk av Q-systemet og definisjoner av de enkelte parameterne, se for eksempel NGI (1997), Barton (2007).

Bruk av Q-systemet krever opplæring og erfaring.

Noen momenter ved bruk av Q-metoden

En Q-verdi kartlagt på overflaten og en Q-verdi kartlagt i tunnelen i samme bergart er forskjellige. En Q-verdi funnet i dagen tar ikke høyde for de skader sprengningsarbeider påfører berget. Kvaliteten på sprengningsarbeidene har stor betydning for Q-verdier og sikringsomfanget i en tunnel.

Visse bergarter har mikrosprekker som bare kan oppdages i tynnslip under mikroskop, ved bruk av punktlasttester, Schmidhammer eller enaksial trykkstyrkeforsøk. Disse mikrosprekkene kan påvirke stabiliteten av bergmassen. Eksempler på bergarter som dette gjelder er blant annet charnockitt og sparagmitt.

Refraksjonsseismisk hastighet (V_p) kan i mange tilfeller relateres direkte til bergmassekvalitet. For eksempel: Q-verdi > 10 har som regel $V_p > 4\,500$ m/s og Q-verdi < 1 har som regel $V_p < 3\,500$ m/s.

Denne informasjonen er spesielt viktig ved undersøkelser for undersjøiske tunneler, der få alternativer til kunnskap om bergmassekvaliteten er til stede.

Ved bruk av refraksjonsseismiske hastigheter (V_p) til estimering av bergmasseklasse, er det viktig å være klar over at hastigheten påvirkes av flere faktorer, blant annet:

- a) bergartstype
- b) bergartens trykkstyrke (Uniaxial Compressive Strength, UCS)
- c) bergartens anisotropi
- d) hvilken retning største hovedspenning har i forhold til den seismiske registreringsretningen.

Der det er mulig å kartlegge alle disse faktorene kan verdien Q_c (normalisert bergmassekvalitetstall) beregnes. Sammenhengen med den vanlige Q -verdien er: $Q_c = Q \cdot (\sigma_c / 100)$, der σ_c er enaksial trykkstyrke.

Dette kan være et godt hjelpemiddel i prosjekteringsfasen for undersjøiske tunneler, i de tilfeller kun refraksjonsseismiske data er tilgjengelige (Barton, 2007).

3 STABILITETSSIKRING OG SIKRINGSKLASSER

3.1 Grunnlag for bestemmelse av permanent sikring

Metoden for permanent sikring i tunneler bygger på at bergmassekvalitet og eventuelle svakhetssoner er kartlagt ved forundersøkelser og ved stoff i drivefasen.

I tunnelen utføres geologisk kartlegging før påføring av sprøytebetong, i hele tunnelens lengde, som grunnlag for bestemmelse av nødvendig permanent stabilitetssikring og dokumentasjon av geologi og utført sikring.

Sammenhengen mellom registrert bergmassekvalitet og sikringsmetoder er vist i tabell 3.1.

Tabell 3.1 Sammenhengen mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring (håndbok 021 Veggtunneler, tabell 7.1)

| Bergmasse klasse | Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾ | Sikringsklasse Permanent sikring ⁽²⁾ |
|------------------|---|---|
| A/B | Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100 | Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle |
| C | Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10 | Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle |
| D | Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4 | Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste |
| E | Svært dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 1 | Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m - Sålestøp vurderes |
| F | Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,01 – 0,1 | Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden |
| G | Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse. Q < 0,01 | Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt |

⁽¹⁾ Q-verdiene er gitt for Uniaxial Compressive Strength, UCS = 100 MPa (Barton 2007; kapittel 5). Se kap 2.3.

⁽²⁾ Buedimensjoner, se kap. 8.1.

Kommentarer til tabell 3.1:

- Ved driving inn mot svakhetssoner etableres en undersøkelses- og sikringsone minimum 15 m foran svakhetssonen. Her startes sonderboring, forbolting og eventuell injeksjon
- Q-verdi i dagen, brukt til planlegging av mengde og type av sikring, er forskjellig fra Q-verdier funnet på sprengt flate
- Salvestørrelse bør vurderes i forhold til bergmasseforhold og spennvidde. Salvelengden bør reduseres minst fra og med sikringsklasse IV
- Bolter til permanent sikring skal normalt være omsluttet av betong og gyst med godkjent boltemørtel, for lengst mulig levetid
- Endeforankret bolt til permanent sikring skal være limt (polyester) og ikke mekanisk forankret
- Gitterbuer kan benyttes i stedet for dobbeltarmerte buer i sikringsklasse V
- For sikring av soner med svelleleire, se betongutstøping, kapittel 3.2
- Sikringsopplegg i bergmasse med store deformasjoner på grunn av sprak eller tyteberg skal dimensjoneres spesielt
- Ved bergtrykksproblemer brukes limte endeforankrede bolter (polyester)
- I sikringsklasse I kan behovet for systematisk bruk av sprøytebetong vurderes.

For driving gjennom – og sikring av svakhetssoner, se kapittel 5 og 8.

3.2 Sikringsmetoder

I det følgende gis en kortfattet oversikt over de vanligste sikringsmetodene i vegtunneler, med tilleggsopplysninger i forhold til tabell 3.1. Utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet i kapittel 7 og 8.

Rensk

Se håndbok 025 Prosesskode 1, prosess 33.1.

Bolter

For boltetyper og utførelse av bolting henvises til håndbok 025, prosess 33.2 og håndbok 215 Fjellbolting.

Bolter til permanent sikring skal være fullt innstøpte. Unntak gjelder for sikring ved høye bergspenninger der det benyttes endeforankrede bolter.

Boltelengder og injeksjonsskjerm tilpasses hverandre for å unngå punktering av skjerm.

Bolter bør forspennes til ca. 4 tonn.

Sprøytebetong

Av hensyn til bestandighet og levetid skal sprøytebetong utføres med gjennomsnittstykkelse ikke mindre enn 80 mm, og med god kontroll med akseleratorstilsetningen.

Sprøytebetongbuer

Permanent stabilitets-/bergsikring kan i de fleste tilfeller og for alle sikringsklasser ivaretas med bruk av sprøytebetong kombinert med bolting/forbolting og armerte sprøytebetongbuer, bortsett fra i enkelte områder hvor betongutstøping bør utføres.

Betongutstøping

Betongutstøping utføres som hovedregel bak stoff, og benyttes som permanent sikring ved:

- Svelleleiresoner med svelletrykk $> 0,5$ MPa funnet ved ødometertest. Gjelder for svulleleiresoner over 2 m bredde eller som følger tunnelen mer enn 2 m. Soner med vinkel til tunnelaksen sikres i hele sin lengde og støpen bør ha forankring minimum 5 m på hver side av sonen i tunnelretningen.
- Partier av tunnelen med kritisk bergoverdekning over en lengre strekning.

Ved fare for stor og/eller skjev trykkbelastning utføres i tillegg sålestøp som en del av betongutstøpingen (se punkt 7.5). Behov for armering/forankring skal vurderes i hvert enkelt tilfelle. Armering/ forankring kan være nødvendig ved fare for sidetrykk eller flate partier i hengen.

Vanntett støp uten membran skal være armert.

4 BELASTNINGSSITUASJONEN FOR EN BERGFORSTERKNING

4.1 Samvirkekonstruksjoner

Uansett bergmassekvalitet ønsker en å utnytte bergets evne som bærende element. Sikringen skal forsterke bergmassen eller supplere bergmassens bæreevne, slik at berget i samvirke med forsterkningen gir den nødvendige bærekapasitet og permanent stabilitet.

4.2 Belastning

Belastningen på forsterkningen kan, forenklet sett, estimeres ut fra:

- Overlagringstrykket, dvs. spenningen som tilsvarev vekten av massene (berg, løsmasse, vann og eventuelle bygninger) som ligger over tunnelen. Den gravitative horisontalspenningen kan, når tunnelen ikke ligger meget dypt, estimeres ut fra vertikalspenningen og Poissons forholdstall (se NFF håndbok nr. 2).
- Størrelsen/vekten av en mulig rasmasse, kfr. kapittel 5. En vanlig sikringssituasjon er en eller flere leirfylte slepper med bedre bergkvalitet på begge sider. Lasten vil kunne estimeres som vekten av potensielt nedrast masse fra nærmeste område i sleppen.
- Bergspenninger og tyteberg: bergmasse med svært lav trykkstyrke som presses inn i tunnelrommet.
- Svelleleire.

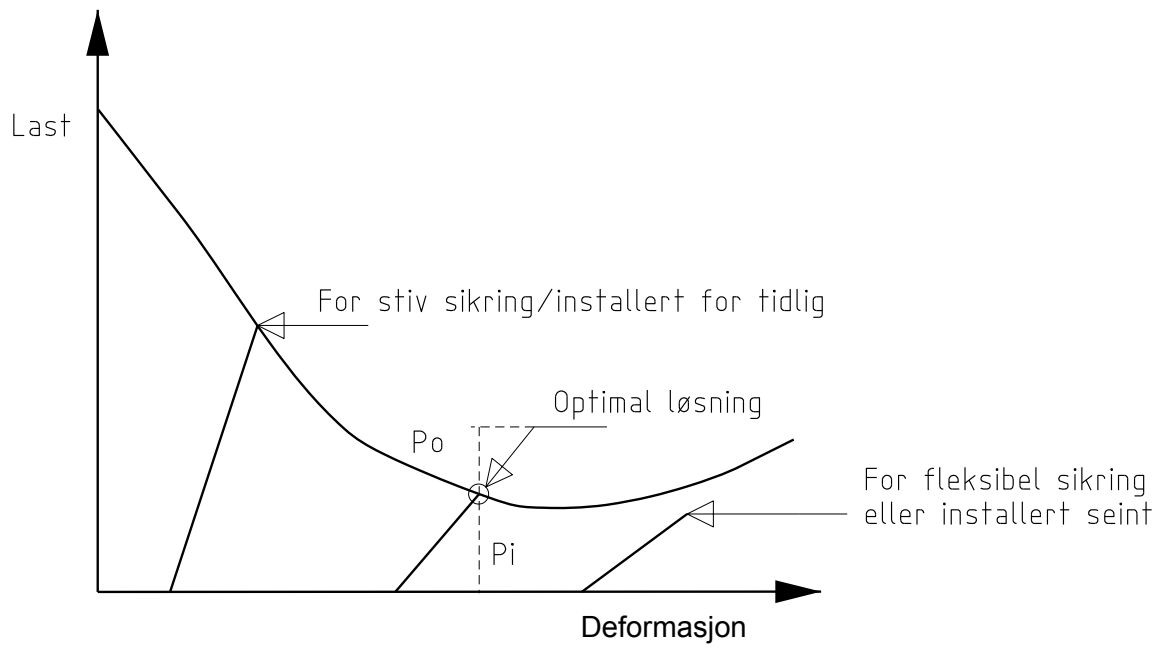
Lastfordelingen i bergmassen etter sprengning av en tunnel kan avvike betydelig fra teoretiske gjennomsnittsverdier. Belastningen på en forsterkning kan variere betydelig i retning og størrelse. Bergpartier med stor stivhet (høy E-modul) opptar langt større belastning enn mer deformerbare bergpartier. Det vil si at dårlig bergmasse (lav E-modul) overfører en vesentlig andel av sine belastninger til nærliggende bergmasse med større stivhet (høy E-modul) når den deformeres.

4.3 Lastens tidsavhengighet

I relativt dårlig bergmasse kan det forventes deformasjoner som følge av tunneldrivingen. Deformasjonene regnes å starte ca. $\frac{1}{2}$ tunneldiameter foran stoffen, noe som kan bidra til å gjøre stoffen ustabil. Det meste av deformasjonene regnes i de fleste tilfellene å være unnagjort ca. to tunneldiameter bak stoffen. I spesielle tilfeller kan deformasjonene fortsette mange måneder etter at tunnelen er drevet.

Sikringstiltakene for tunnelen bør, i den grad det er mulig, ta hensyn til størrelse og forløp av bergmassens deformasjoner. Den mest optimale forsterkningen bør ha en slik deformasjons-karakteristikk at den stanser deformasjonen ved en akseptabel deformasjon, og et lastnivå som er vesentlig lavere enn lasten ved null (eller liten) deformasjon. Se figur 4.1.

Fleksible/deformerbare sikringskonstruksjoner kan utsettes for deformasjoner uten at konstruksjonene opptar store krefter. Stive konstruksjoner installert *før* deformasjonene er utviklet ”trekker på seg” store laster. Det er imidlertid nær sammenheng mellom styrke og stivhet for en konstruksjon. Det er derfor gunstig at sikringen bygges opp suksessivt i takt med deformasjonsutviklingen der bergmassen gir deformasjoner, ved å starte med en lett deformierbar sikring som tar opp relativt små laster og supplere denne (eventuelt i flere trinn) fram til en stiv permanent sikring med stor styrke. Figur 4.1 viser at det er viktig å sette inn bergforsterkning med riktig styrke og stivhet på riktig tidspunkt.



Figur 4.1 Teoretisk last/deformasjonskurve for berg og bergforsterkning, gjelder for sirkulære tunneler.
Sikkerhetsfaktor $S \geq P_i + P_0 / P_i$

5 DRIVING OG SIKRING AV TUNNELER FRAM MOT OG GJENNOM SVAKHETSSONER

5.1 Hovedprinsipper for driving gjennom partier som krever tung sikring

1. Etabler sikringssone minimum 15 m før kjent sone funnet ved forundersøkelser og/eller boreparametertolkning. Sonderboring brukes til å påvise vann og eventuelt behov for injeksjon. Kjerneboring vurderes, avhengig av sonen.
2. Utvid profilet for å kunne etablere nødvendig sikring.
3. Start injisering der det ikke utføres systematisk forinjeksjon. Behovet vurderes. Vann vil alltid være et problem og innlekkasjen bør minimaliseres. Det er viktig at injeksjonen er vellykket før videre fremdrift. Vurder data fra boreparametertolkning.
4. Forbolt hele hengen og eventuelt vegger. Boltene gyses. I bergklasse F skal sålen stabiliseres.
5. Etabler bue til å støtte opp forboltene i bakkant, buen sprøytes før neste salve.
6. Ny salve med redusert salvelengde, eventuelt delt salve.
7. Kartlegging og bestemmelse av arbeidssikring / permanent sikring.
8. Sprøyting av heng, tykkelse 15 - 25 cm, eventuelt sprøyting av stuff.
9. Systematisk bolting gjennom sprøytebetongen, rutemønster 1 m x 1 m, ev. 1,5 m x 1,5 m avhengig av sikringsklasse. Boltene gyses. Boltelengden vurderes i sammenheng med tunnelprofil og risiko for punktering av injeksjonsskjerm.
10. Eventuell ny injeksjonsboring med boreparametertolkning, alternativt sonderboring.
11. Nye forbolter, osv.

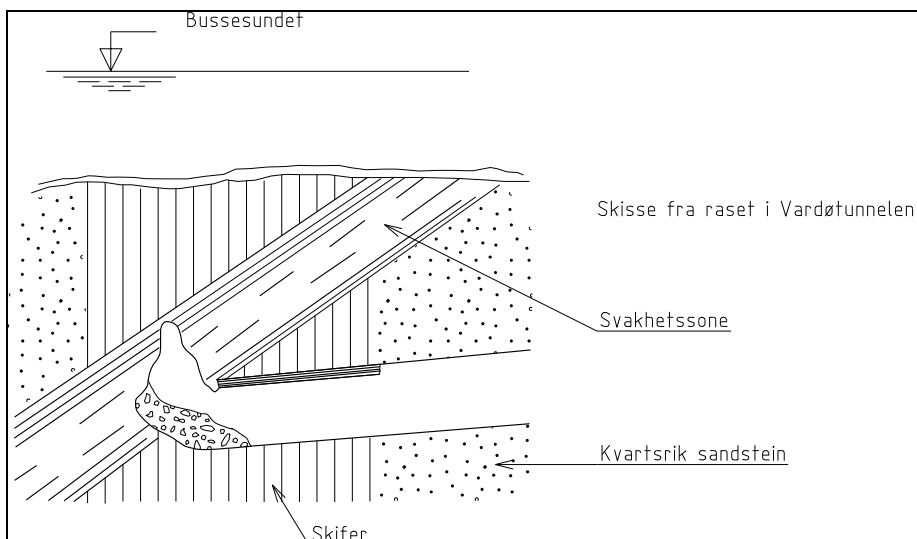
Støp utføres vanligvis bak stuff, men tilgjengelighet til støpeskjold som kan kjøres inn på stuff bør vurderes. Vann kan være et problem ved sprøyting av en svært ustabil stuff/heng. Ett tiltak kan være boring av drenasjehull for å lede vann bak stuff midlertidig, slik at sprøytebetongen herder.

5.2 Svakhetssoner

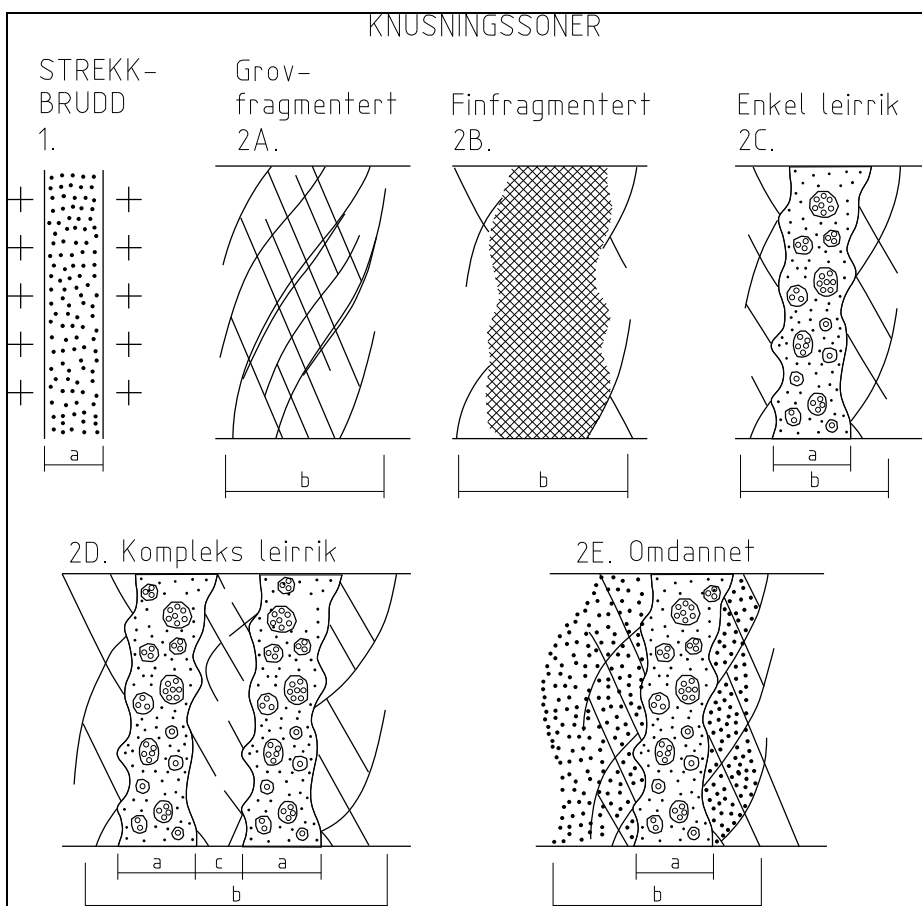
De vanskeligste svakhetssonene regnes vanligvis å ligge i områder med refraksjonsseismisk hastighet $V_p < 3500$ m/s, bergmasseklasse D ned til F. Bergmasseklasse G har som regel seismisk hastighet $V_p < 2500$ m/s. Disse kan være rene sprekkesoner eller forkastningssoner. Forkastningssoner har oftest hatt bevegelser i ulike plan, og som er reaktivert flere ganger. Sonene kan derfor ha store variasjoner i bergartssammensetning, tekstur og bergmekaniske faktorer som virker inn på stabiliteten. Driveproblemene øker der det i tillegg forekommer store vanninnbrudd. Erfaringer har vist at de største lekkasjene kommer på hengsiden av sonen (se eksempel i figur 5.1).

Svakhetssonene deles vanligvis inn i to hovedgrupper, rene strekkbruddsoner og knusningssoner med ulik grad av fragmentering og leirinnhold. Strekkbruddsonene er ofte de enkleste å sikre, mens de leirrike og komplekse med omdannet sideberg er vanskeligst å sikre (figur 5.2). Rene strekkbruddsoner kan føre mye vann, og har lav normalspenning på sprekke. En best mulig klassifisering av svakhetssonene som skal krysses er derfor av stor betydning for teknisk gjennomførbarhet og ikke minst økonomi. Se også Braathen og Gabrielsen (2000).

Etter at typen av svakhetssoner er kartlagt skal sideberget med sonen bergmasseklassifiseres. Ut fra kartleggingen og klassifiseringen vurderes aktuelle drive- og sikringsmetoder.



Figur 5.1 Skisse av tunneldriving mot problemsone, eksempel fra Vardøtunnelen.

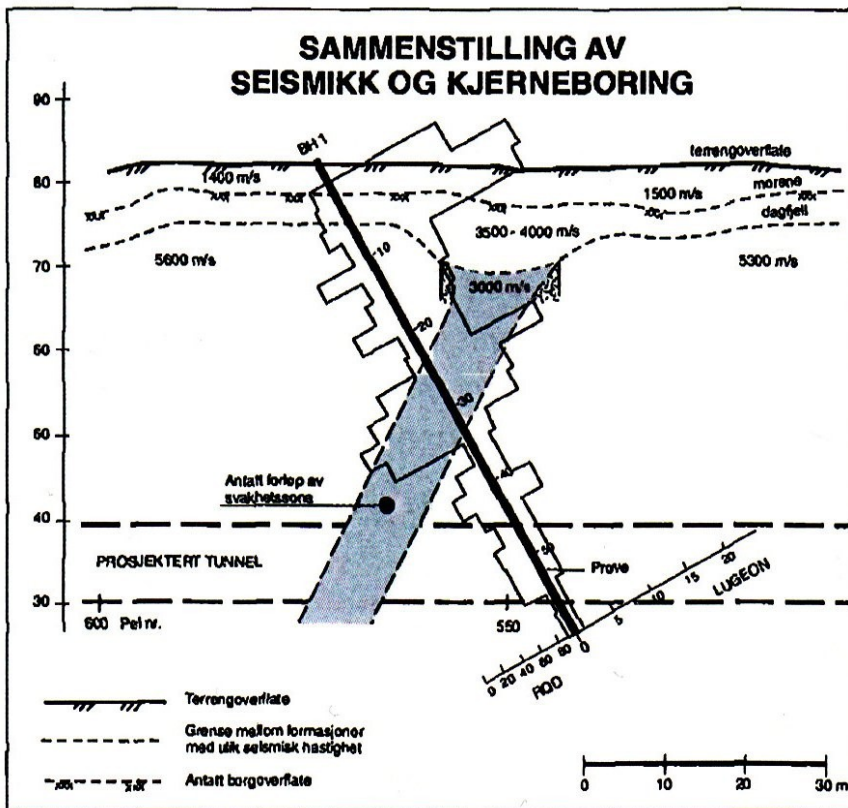


Figur 5.2 Eksempler på ulike svakhetssoner (etter R. Selmer-Olsen 1972).

Lavhastighetssonene som er lokalisert i grunnfjellsbergarter (prekambriske) er ofte infisert med svelleleire. Den mest problematiske av disse leirene er Na-montmorillonitt. Tidligere erfaringer har vist at uarmerte utstøpninger og sprøytebetong er påført skade ved svelletrykk over 0,2 MPa (målt på preparerte prøver i ødometer) (Rokoengen 1973). I Terzaghis dimensjoneringsmanual er det lagt inn en øvre belastning på 2 MPa ved aktive svellende mineraler. I tunnelen regnes vanligvis at ca 30 % av det svelletrykk som måles i ødometer belaster bergsikringen. Et svelletrykk på 0,5 MPa (målt i ødometer) belaster da bergsikringen med ca. 0,2 MPa.

Omfanget av sonene (sonebredde) og med hvilket strøk og fall de krysser tunnelaksen er avgjørende for type og mengde av tung sikring. Soner med sannsynlig dypforvitring og svelleleire kan også kartlegges regionalt, se eksempel i Rønning et al. (2007).

Kjerneboring fra overflaten i plan- og prosjekteringsfasen gir verdifull informasjon om oppsprekingsgraden (RQD-tallet) og hvilken type mineraler sonen inneholder. Vanntapsmålinger kan utføres sammen med kjerneboringen. For å få en god oversikt er det viktig at dataene sammenstilles i det ingeniørgeologiske kartgrunnlaget, se eksempel i figur 5.3 (kfr. Palmstrøm et al. 2003).



Figur 5.3 Eksempel på sammenstilling av seismikk og kjerneboring (fra NBG, 1985).

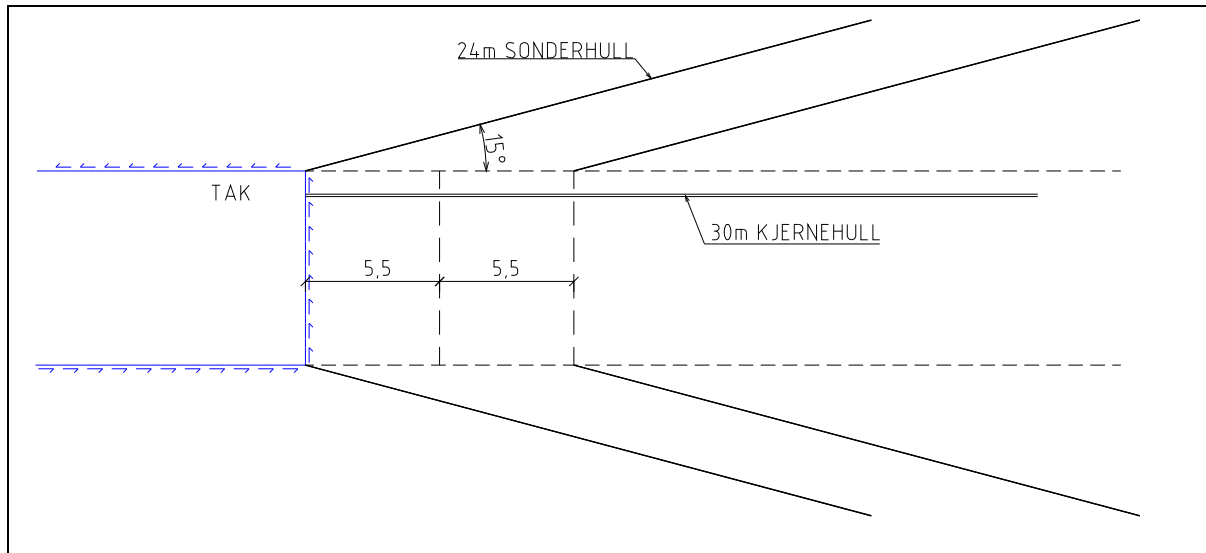
Svakhetssoner som sikres med forbolter, armerte sprøytebetongbuer og systematisk bolting tåler store belastninger før skade oppstår. Situasjonen bør imidlertid overvåkes med deformasjonsmålinger.

Ved driving av tunneler mot lavhastighetssoner (tilsvarende bergmasseklasse D eller dårligere) bores sonderhull med boreparametertolkning foran stoff (se kapittel 2.2). Sonderboringene utføres vanligvis for hver andre salve, se figur 5.4. Både slagsonder- og kjerneborehull bør måles inn. Eksempler på data fra boreparametertolkning er vist i figur 5.8.

Kjerneborehull på stoff bør være i nivå med tunnelhengen (se eksempel i figur 5.4) slik at bergmassekvaliteten kan kartlegges langs tunnelhengen. Det tas prøve av eventuell leire, som undersøkes med XRD for å fastsette mineralinnholdet. Kjerneborehull drenerer vann og bør støpes igjen dersom hullet fortsetter vesentlig ut fra tunnelprofilen.

Eksempel:

Driving av undersjøisk tunnel: Det utføres systematisk sonderboring. Sonderboringen med boreparametertolkning (MWD) viser en svakhetssone, som fra refraksjonsseismikk er tolket som en lavhastighetssone ($V_p < 3500$ m/s). I dette tilfellet skal det foretas kjerneboring for å detaljkartlegge sonen, med en sikkerhetssone foran stoff på 15 m. For profil T > 9,5 bores i tillegg minimum 6 sonderingshull, for eksempel 24 m lange, fordelt med 3 hull i hengen og de andre nedover i profilet (se figur 5.4).



Figur 5.4 Prinsippskisse for sonderboring og kjerneboring med 24 m sonderhull, 30 m kjerneborehull og 5,5 m salver. Antall sonderhull bør være minimum 4 - 6 vinklet oppover. Ved systematisk injeksjon kan injeksjonshullene benyttes som sonderborehull. Sonderborehullene bør tolkes med boreparametertolkning (MWD). Sonderborehull nedover gir bedre kontroll på forløp av soner.

5.3 Forinjeksjon

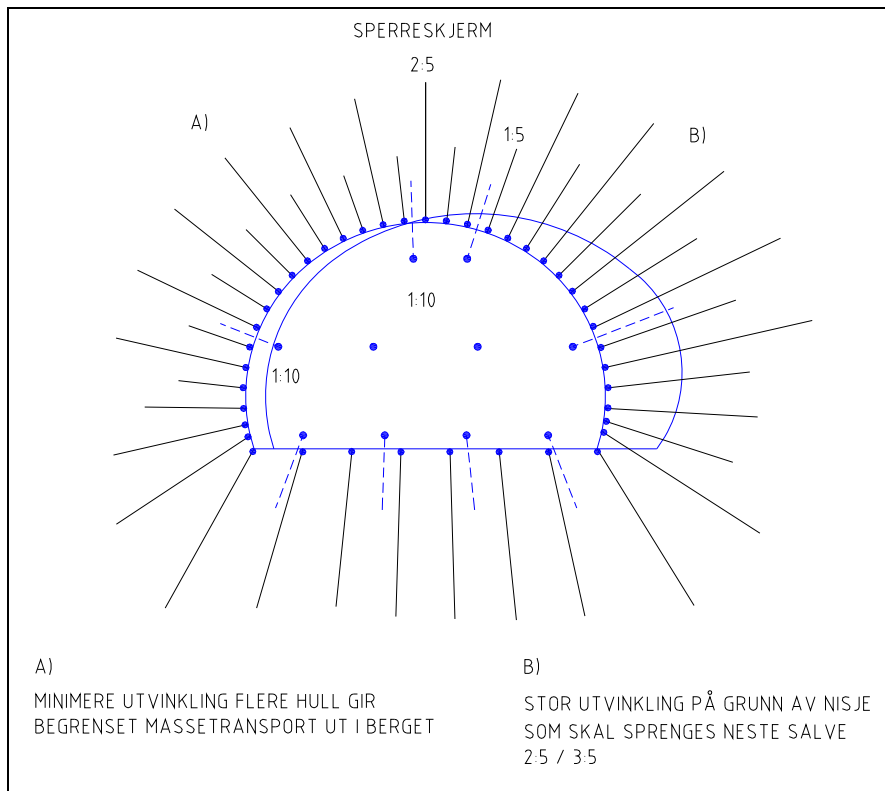
Forinjeksjon utføres på bakgrunn av tetthetskrav til tunnelen (håndbok 021). For en fullstendig gjennomgang av utførelse av forinjeksjon henvises til Klüver og Kveen (2004): Publikasjon nr 104, eller NFFs publikasjon om injeksjon av tunneler og bergrom.

Ved forinjeksjon er følgende parametre viktige: injeksjonstrykk, vann/semest (v/c) -forhold og skjermgeometri og antall hull i skjermen, materialvalg og tilsetningsstoffer. Det anbefales å bruke høytrykks forinjeksjon opptil 100 bar og v/c-forhold mindre enn 1.

Antall hull i skjermen avhenger av hvilket tetthetskrav som skal tilfredsstilles. For et T9,5 profil er det vanlig med 35 – 60 hull. Skjerm lengden bør ikke være lengre enn 20 m når kravet er strengt og bergmassen er tungt injiserbar, for eksempel et lekkasjekrav på < 5 liter/minutt/ 100 m tunnel. Det anbefales å starte med mange hull i skjermen og tilpasse hullmengden etter de resultater som oppnås (se eksempel i figur 5.5).

Erfaringer fra ulike anlegg har vist at det medgår fra 1 til 5 liter injeksjonsmasse (sementbasert) pr. kubikkmeter bergmasse der lekkasjekravet er strengt. Dette gjelder tunneler med tverrsnitt fra 65 til 95 m². Se Teknologirapport nr. 2424 (Andersson 2005) som oppsummerer erfaringer og forbruk fra forinjeksjon i tunneler.

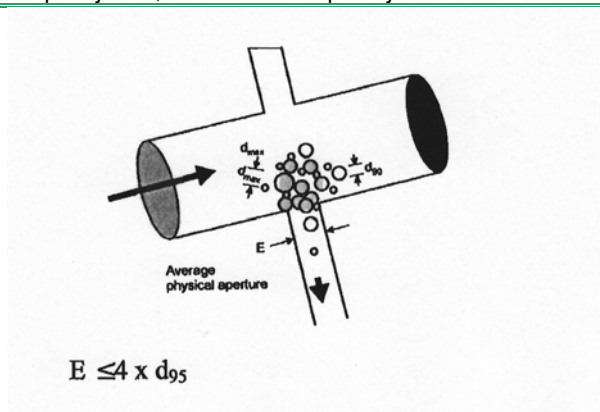
Høye injeksjonstrykk krever spesielle rutiner med hensyn til krav til utstyr, plassering av pakkere, og HMS (se NFF Teknisk rapport nr. 8).



Figur 5.5 Eksempel på injeksjonsskjerm med forskjellig stikning avhengig av problemet som ligger foran (fra Klüver og Kveen 2004).

Eksempel:

Injeksjon i undersjøisk tunnel som ligger 50 m under sjøbunnen med 160 m vannsøyle over. Med vertikalbelastningen som største hovedspenning gir dette teoretisk en største hovedspenning, $\sigma_1 \sim 3,5$ MPa (bergmassens romvekt $\gamma = 26$ kN/m³). For at injeksjonsmassen skal trenge inn i flest mulig av sprekkeene bør injeksjonstrykket opp i 2 – 2,5 ganger hovedspenningen. Gjennom den første meteren rundt injeksjonshullet er trykktapet 40 – 80 % (se figur 5.6). I dette tilfellet blir injeksjonstrykket $P_i \sim 70 - 90$ bar (høytrykksinjeksjon). Ved slike høye trykk må en bruke stabile injeksjonsmørtler ($v/c < 1,0$) for å hindre at vannet presses ut av suspensjonen, som fører til separasjon.



Figur 5.6 Sammenheng mellom sprekkeåpning (E) og kornstørrelse (d), eksempel på kilde til trykktap (Barton og Quadros 2003).

Ved høytrykksinjeksjon skal det settes stoppkriterier for hvor mye masse som skal injiseres i skjermen. Ved profil T9,5 kan kriteriet være for eksempel 500 – 1200 kg pr. m injisert tunnel.

Det er viktig å være klar over at årsaken til skadelig utbredt hydraulisk splitting eller jekking av berg mot dagen eller inn i annet bergrom, er at injeksjonsmassen er for tynn (høyt v/c -forhold) i forhold til

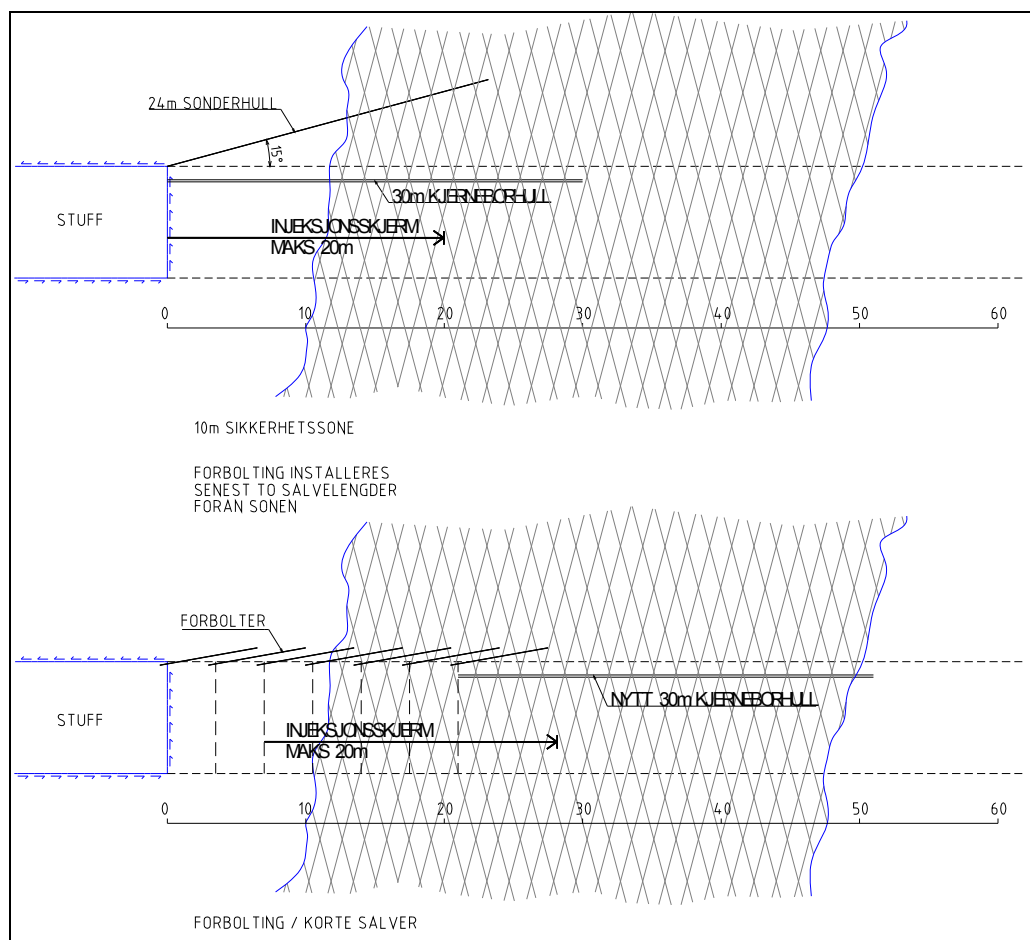
injeksjonstrykket. Med lavt v/c-forhold vil trykket avta så mye ut fra hullet at kun sprekkeflater nær injeksjonshullet sprekker opp.

Det er også viktig å ha kunnskap om hvor mye injeksjonsmasse som skal til for å fylle et hull. Eksempel: et hull med diameter 51 mm rommer, ved et v/c-forhold på 0,75: ca. 2 liter/m, ca. 3,7 kg injeksjonsmasse pr. m, eller ca. 2,1 kg sement pr. m.

Ved forinjeksjon i tunneler på land i urbane strøk med liten overdekning, for eksempel < 50 m, bør det på forhånd settes ned piezometere (2 – 3 meter eller mer ned i berget) eller grunnvannsrør, slik at grunnvannsnivået og eventuelt utgående masse mellom berg og løsmasse kan overvåkes. Det er da mulig å se om oppnådd tetthet i tunnelen er tilstrekkelig i forhold til senkning av grunnvannstand.

I dårlig bergmasse (for eksempel bergklasse E og F) er det ofte problemer med å få inn pakkerne i injeksjonshullene. En metode er da å bore inn stålrør (4 – 5 m lange) på samme måte som odexboring og støpe fast disse. Pakkerne plasseres innerst i røret. I slike tilfeller er det en fordel å bruke dobbeltpakker eller lange hydrauliske pakker.

Injeksjonsprosedyren foregår vanligvis fra sålen og systematisk oppover i profilet. Ved store lekkasjer bør ikke for mange hull i skjermen bores opp samtidig, helst en eller to raster om gangen. Sluttrykk og medgått mengde pr. hull registreres samt hvordan injeksjonsmassen er fordelt oppover i skjermen, hvor finnes mest utganger etc. Ved systematisk forinjeksjon er det viktig å ha minimum 6 – 8 meter overlapp mellom skjermene (se eksempel i figur 5.7).



Figur 5.7 Eksempel på injeksjon og sikring i bergklasse E og F. Injeksjonstrykk ca. 2 ganger totalspenningen i tunnelnivå. Der det er problemer med å få inn pakkerne støpes det inn 2 tommers stålrør med lengde 5 m. Det anbefales hydrauliske pakker som plasseres innerst i rørene. Figuren viser to salvelengder mellom injeksjonsskjermene.

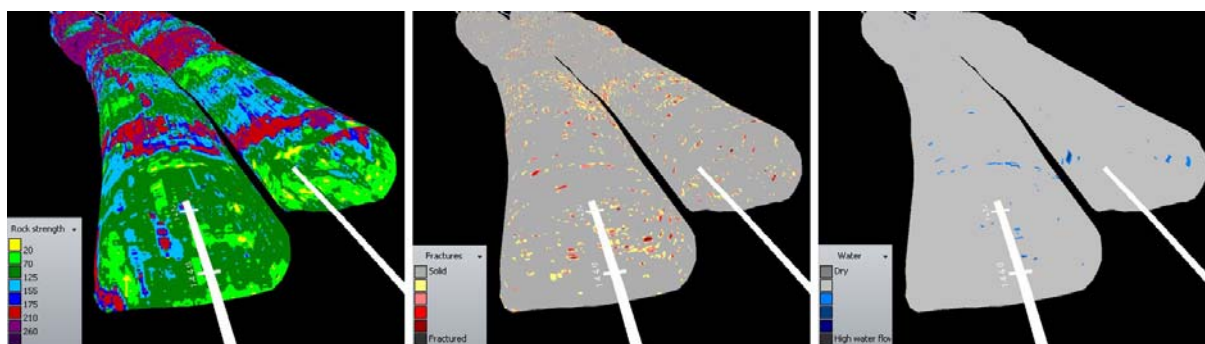
5.4 Boring av injeksjonshull / boreparametertolkning

Boreparametertolkning er beskrevet i kapittel 2.2: Kartlegging og registrering under driving. Et eksempel på framstilling av data er vist i figur 5.8.

Ved driving inn mot svakhetssoner er det viktig å utnytte dataene fra boring av injeksjonsskjerm eller sonderborehull i en boreparametertolkning. Ved lav overdekning er det spesielt viktig at boreavviket er minimalisert og kjent, slik at driving ut i løsmasse forhindres. Øvre del av injeksjonsskjermen kan bores først, slik at disse dataene bestemmer videre forløp av injeksjonen.

Avviksmåling av borehull er viktig for å ha kontroll på stabiliteten ved passering av partier med lav overdekning. Det er viktig å være oppmerksom på at sonden som blir benyttet til måling av boreavvik kan påvirkes av stålet i forboltene eller av magnetiske bergarter.

En annen metode for å få en indikasjon på boreavvik er å montere en lykt på et armeringsjern, som føres innover i borehullet. Metoden vil også vise retningen på boreavviket.



Figur 5.8 Eksempel på data fra boreparametertolkning basert på "measuring while drilling; MWD". Programmet kalibreres for den enkelte tunnel, og tolker data fra bergmassens relative hardhet, oppsprekking og vanninnhold under boring.

5.5 Hovedprinsipper ved forbolting

Tunneldriving gjennom soner klassifisert i bergmasseklasse E og F utgjør en potensiell risiko for ras og tap av profil. For å sikre tunneldrivingen gjennom slike soner benyttes forbolter, disse sikres i bakkant med armerte sprøytebetongbuer som understøtter forboltene. Buene sprøytes før neste salve. Forbolting skal utføres ved Q -verdi $< 0,2$ i sikringsklasse IV (tabell 3.1), se også kap. 8.3.

Der slike svakhetssoner er kjent fra forundersøkelsene og/eller registrert med boreparametertolkning, skal drivingen stoppes minimum 15 meter før sonen for å sette i gang tung sikring. Det vil si forbolting, buebygging, injeksjon og eventuelt redusert salvelengde. Det vanlige er å bruke 6 m lange forbolter (B500NC, $\varnothing 25 - \varnothing 32$ mm, jf. tabell 3.1) og salvelengder for eksempel 2,5 m. Der det er problemer med å få inn armeringsjernene i forboltingen benyttes selvborende stag, disse kan med fordel kunne injiseres igjennom.

Det anbefales å simulere ulike belastningssituasjoner og de enkelte parameterens påvirkning på stabiliteten ved bruk av beregningsprogrammer, for eksempel "RocLab" (www.rocscience.com).

I svakhetssoner klassifisert som bergmasseklasse E, F eller G, og som krysser tunnelen med større bredde enn 2 m er bergmassens deformasjon elastisk-plastisk eller rent plastisk. Når tunnelanlegget ikke ligger for dypt (< 100 m) er det enklere å betrakte den vertikale og horisontale spenningssituasjonen som noenlunde lik. Dette tilsier en plastisk sone rundt tunnelprofilen, med fare for vanlig skjærbrudd i den omliggende, knuste bergmassen. Der det i tillegg er poretrykk i bruddsonen, noe som

reduserer skjærfastheten, vil en rassituasjon kunne oppstå. Det kan utvikles et bueformet eller et kjegleformet hulrom oppover i bruddsonen (figur 5.9 og 5.10). For tunneler med vanlige tverrsnitt og med overdekning mer enn 100 m kan en forenklet anta at raskjeglens høyde er ≤ 20 m, jf. figur 5.9.

Forbolter settes for å redusere normalspenningen i hengen (figur 5.11 og 5.12). Dette muliggjør en spenningsreduksjon som tilnærmet tilsvarende vekten av massen i raskjeglen uten forbolter.

Tyteberg (dvs. berg som ikke har styrke til å motstå omkringliggende krefter og dermed presses plastisk inn i tunnelrommet) er det lite av i Norge, men det forekommer i aktive forkastningssoner. I dette tilfellet benyttes forbolting, armerte buer og systematisk bolting som sikring på stuff, og behovet for utstøping bak stuff vurderes ut fra deformasjonsmålinger. Behovet for å støpe ut sålen skal også vurderes.

Eksempel:

En tunnel med diameter 10 m, som ligger på 50 m dyp og skal krysse en leirrik skifrig sone med Q-verdi $\sim 0,1$ (bergklasse E/F). Største hovedspenning er $\sigma_1 = 1,4$ MPa ($27 \text{ kN/m}^3 \times 50 \text{ m} \sim 1,4$ MPa).

Ved analyse av bergmassen i dataprogrammet "RocLab" gis den globale styrken $\sigma_{cm} \sim 0,7$ MPa, mens bergmassens friksjonsvinkel er $\varphi \sim 27^\circ$ (se figur 5.11).

$Q = 0,1$ tilsvarer en GSI (geologisk styrkeindeks) på ca 20. Forholdet mellom bergmassens globale styrke og belastning (p) på tunnelen blir $\sigma_{cm} / p = 0,5$. Dette er for lavt og gir en ustabil tunnel; erfaringer fra ulike anlegg rundt i verden tilsier en stabil tunnel når forholdet $\sigma_{cm} / p > 0,7$ (Hoek et al. 2000).

Ved å bruke Terzaghis rasdiagram (se figur 5.9 og 5.10) finner vi en normalisert rashøyde (h_0) på ca 20 m, ut fra overdekning (H) 50 m, tunneldiameter (D) 10 m og friksjonsvinkel $\varphi \sim 27^\circ$.

Raskjeglens bredde (B) over tunnelen kan beregnes ut fra følgende formel: $B = D \cot [(3,14/4 + \varphi/2) / 2]$. Tunneldiameter (D) 10 m og bergmassens friksjonsvinkel $\varphi \sim 27^\circ$, gir bredde $B \sim 10$ m (se figur 5.9). Dette betyr forbolting i hengen og ned i veggene, slik at spenningsnivået (σ_1) reduseres med ca. 0,5 MPa ($27 \text{ kN/m}^3 \times 20 \text{ m} \sim 0,5$ MPa), for å unngå en rassituasjon (figur 5.11 og 5.12).

Lokale geologiske forhold vurderes på stedet. I de fleste tilfeller tilsvarer raskjeglens bredde tunneldiameteren. Der bergmassens friksjonsforhold er lav ($\varphi < 30^\circ$), som i dette eksemplet, bør forboltene føres ned i veggene.

De monterte sprøytebetongbuene opptar belastningen etter hvert som tunnelstuffen drives framover. Sprøytebetongbuene boltes med radielle bolter systematisk rundt profilet. Der det er foretatt forinjeksjon anbefales 3 m lange bolter for ikke å punktere skjermen. Nødvendig innfestingslengde (L) av boltene kan overslagsberegnes ut fra formelen:

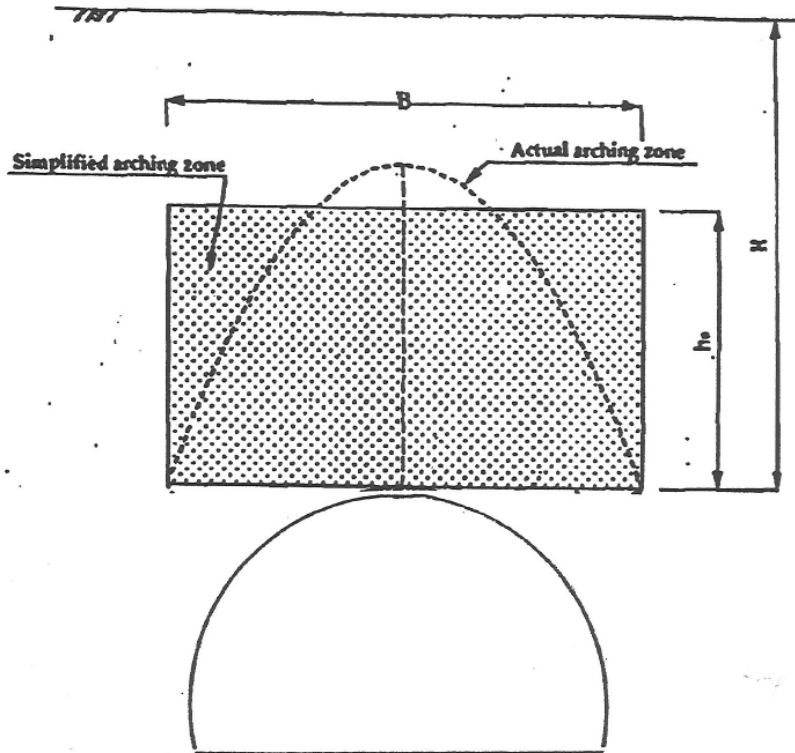
$$L = \sqrt[3]{\frac{3FB}{\gamma \pi \tan \varphi}}$$

F = sikkerhetsfaktor (normalt 2 – 3 i dårlig bergmasse).

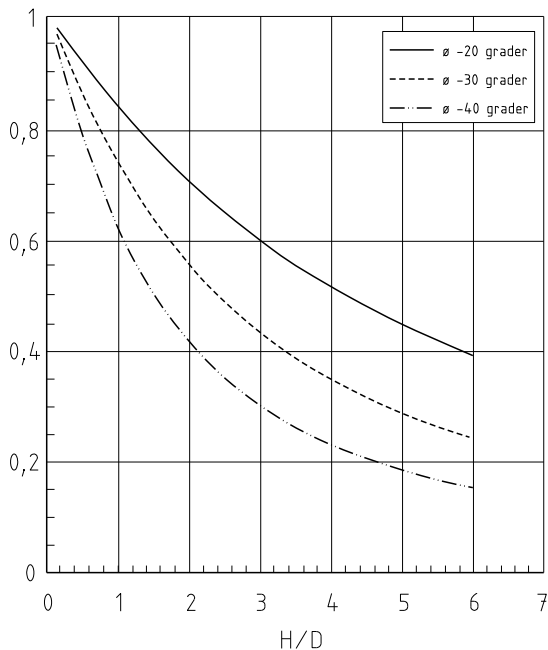
B = belastning i bolten. γ = romvekt, φ = friksjonsvinkel

Med sikkerhet $F = 2$ blir nødvendig innfestingslengde $L = 2$ m for en tillatt last på bolten: $B = 50$ kN.

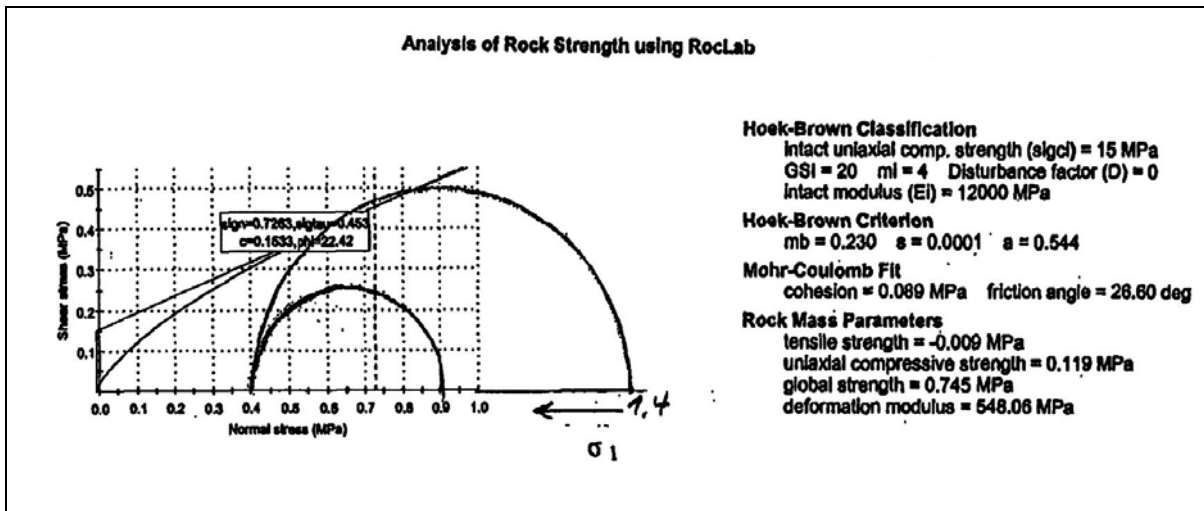
For å oppta en belastning på 0,5 MPa trengs kun 10 stk bolter. Litt forenklet kan det sies at boltene tar hovedbelastningen, mens de armerte buene fordeler lasten langs tunnelprofilen (se også kap. 6).



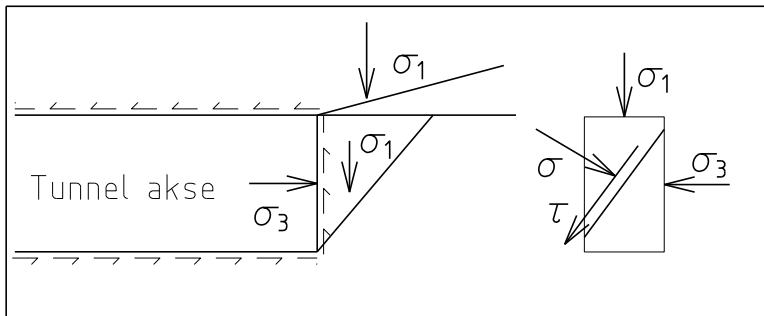
Figur 5.9 Forenklet rasmodell med teoretisk raskjegle (arching zone) (etter K. Terzaghi). H = dybden av overdekningen, h_0 = høyden på kjeglesonen, B = bredden på kjeglesonen. Høyden på raskjeglen estimeres ut fra diagram i figur 5.10. Bredden på raskjeglen kan beregnes, se eksempelet over.



Figur 5.10 Forenklet diagram for å anslå høyden på raskjegle. Vertikal akse er h_0/H . H = dybden av overdekning, h_0 = høyden på kjeglesone, D = tunneldiameter, ϕ = bergmassens friksjonsvinkel (se figur 5.9 og eksempel). For tunneler med overdekning større enn ca. 100 m kan $h_0/H \sim 0,2$ brukes (dvs. 20 m raskjegle).



Figur 5.11 Eksempel på analyse av bergmassens styrke ved bruk av programmet RocLab. Analysen viser at forboltene reduserer største hovedspenning, σ_1 , og situasjonen blir stabil.



Figur 5.12 Skisse av spenningssituasjonen ved stoff ved forbolting, ut fra analysen vist i fig. 5.11.

5.6 Sprengning

Et skånsomt sprengningsopplegg har størst betydning for å bevare profilet innenfor bergmasseklasse A, B og C (se tabell 3.1). Utviklingen har lenge gått mot hardere sprengning, spesielt i såle og vegg. Dette har igjen ført til et større sikringsbehov, med sprøytebetong og systematisk bolting.

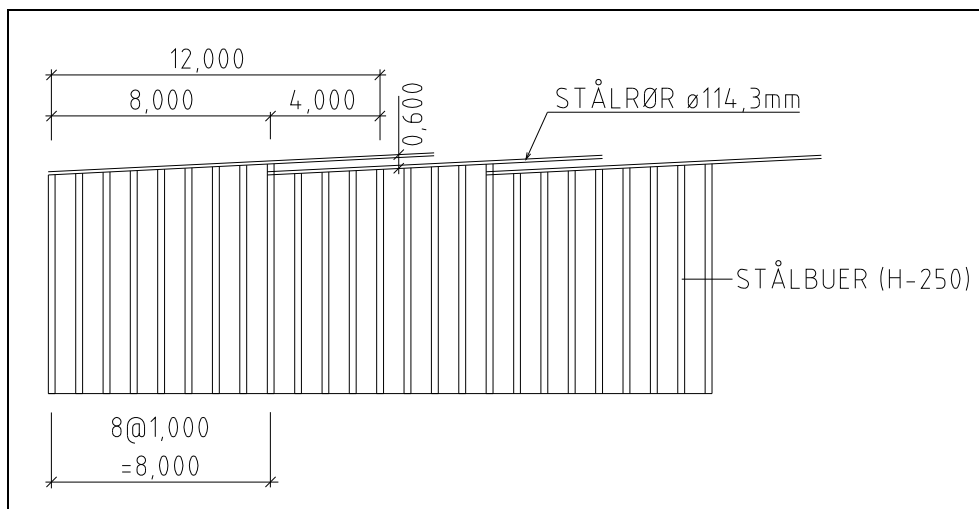
Et forslag til sprengningsopplegg i forhold til tunnelprofil og sikringsklasser, med utgangspunkt i håndbok 025, prosess 32 Sprengning av tunnel, er gitt i vedlegg B.

Forbolting er viktig for å bevare profilet og hindre nedfall/spirdannelse etter sprengning i tunnel, spesielt for bergmasseklasser lavere enn C.

5.7 Spesielle sikringsmetoder og dimensjonering

I bergmasseklasse G, som nærmest er løsmasse, brukes i utlandet rørskjerm i kombinasjon med injeksjon (se eksempel i figur 5.13). I stedet for stålbolter (forbolter) installeres en skjerm av perforerte stålrør med diameter 75 – 120 mm. Disse rørene kan bores uten boreavvik i 12 – 15 m lengde. Stålrørene kan injiseres med injeksjonsmasse eller seksjonsvis injeksjon i ulik avstand fra stoffen. Det vanlige er å bruke 40 bar som dimensjonerende utgangstrykk for injeksjonen. Forsterkningseffekten ved bruk av denne drivemetoden gjennom dårlig bergmasse er betydelig.

Se også NFF håndbok nr. 5 Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.



Figur 5.13 Prinsippsskisse som viser bruk av stålrør i kombinasjon med stålbuer. Eksempel fra Maikodai-tunnelen i Japan (Saito 1982).

5.8 Vurderinger av sikring og belastninger

Injeksjon øker bergmassens stabilitet ved at vanninntrengningen minker og friksjonsvinkelen øker. Sementmassen bidrar også til å øke kohesjonen på sprekke (jf. Barton 2003).

Forboltene, forankret i berget foran stuff og i buene bak stuff, skal kunne ta en belastning tilsvarende romvekten til en raskjegle. Dimensjonene på en slik kjegle er salvelengde x tunneldiameter x høyden til raskjeglen, som vanligvis er ca. 3 m x 10 m x 20 m (se figur 5.9).

Vanlig praksis er at i permanent situasjon skal ikke forboltene inngå beregningsmessig i stabilitetsvurderingene. Sikringen med forbolter skal være tilstrekkelig til å opprettholde profilet til salven er sprøytet og boltet. Primærsikringen er de radielle bergsikringsboltene satt systematisk i kombinasjon med sprøytebetong. De radielle boltene danner en trykkbue av sammenboltet berg, mens sprøytebetongen kiler fast berget og gir samvirke mellom boltet berg og sprøytebetong.

De armerte sprøytebetongbuene, ett eller to lag jern, eller prefabrikerte buer gir i permanent tilstand en ekstra sikkerhet med et stort potensial til å oppta krefter. Erfaringsmessig overføres ikke store krefter fra bergsikringen til buene, men de gir en ekstra sikkerhet der bolter og sprøytebetong i permanent situasjon ikke klarer å ta kreftene. Svelleleiretrykk kan gi en slik tilleggsbelastning som sikringen bør dimensjoneres for.

Et viktig prinsipp i den norske tunnelbyggemetoden er å observere sikringen bak stuff for eventuelt å supplere den opprinnelige permanente sikringen der det er behov. Det kan være behov for ytterligere bolting, tykkere sprøytebetong, tettere mellom buene eller utstøping.

6 SIKRING MED SPRØYTEBETONG SOM OVERFLATEFORSTERKNING OG BÆREVIRKNING FOR SPRØYTEBETONGBUER

6.1 Sikringsvirkninger for sprøytebetong

Kamstålarmerte sprøytebetongbuer forankret med bergbolter er en høyaktuell og effektiv sikringsmetode for soner i berget klassifisert som bergmasseklasse E og F. Sikringen kan utføres trinnvis og suksessivt, fra en relativt deformerbart sikring fram til en stiv og robust sikring med stor kapasitet, tilpasset deformasjonsforløpet til bergmassen (jf. kapittel 4). Buene ses i sammenheng med den systematiske boltingen som utføres i slike partier.

Sikringsmetoden har høy grad av fleksibilitet. Sprøytebetongbuene kan være enkeltarmerte eller dobbeltarmerte, og sikringens dimensjoner kan velges: antall armeringsjern og jerdiameter i hvert lag, buetykkelse og –bredde, buenes senteravstand, boltmønster og boltelengde.

I det følgende gis en beskrivelse av enhetlig utforming av sprøytebetongbuer som skal ivareta tilstrekkelig permanent sikring i ustabile partier.

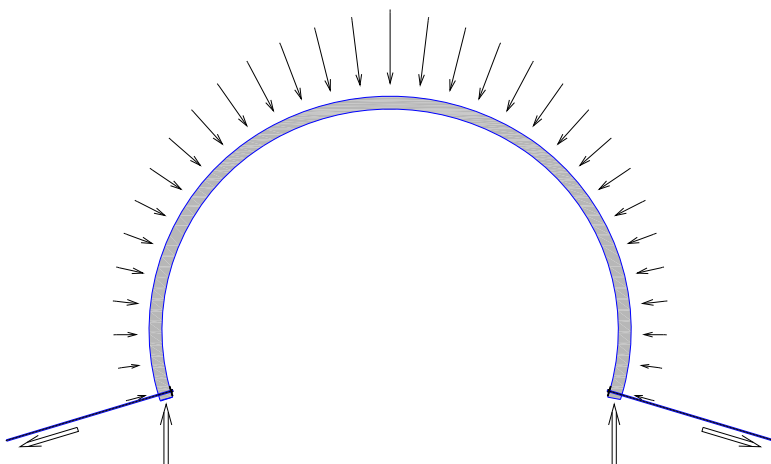
Sprøytebetong benyttes i meget stort omfang som bergsikring, men da med andre virkemåter og ved bergmasse med bedre kvalitet enn der sprøytebetongbuer er aktuelt å anvende.

Anvendelsesområder for sprøytebetong kan inndeles i følgende hovedgrupper:

1. Overflateforsterkning med sprøytebetong er basert på heft mellom sprøytebetong og berg. Sprøytebetongen holder berget sammen ved lim- og kilevirkning. Sprøytebetongsikringen skal ha midlere utført tykkelse på minst 80 mm (min. 50 %, dvs. 40 mm målt minimumstykkelse av hensyn til langtids bestandighet, jf. håndbok 025). Funksjonen av fiberarmering i slik sprøytebetong er først og fremst å utjevne/fordele svinnspenninger slik at heften mot berg beholdes. Energiabsorpsjonsklasse E700 spesifiseres
2. Sprøytebetongplate med tykkelse fra 80 mm og oppover, i samvirke med bergbolter i et systematisk mønster, fortrinnsvis satt etter sprøyting. Slik sikring er egnet der berget ikke gir heft til sprøytebetong, eller belastningen/deformasjonene medfører at berg og sprøytebetong må bindes sammen med bergbolter. Normalt benyttes innstøpte bolter, men ved sprakefjell benyttes limte, endeforankrede bolter. Energiabsorpsjonsklasse E700 eller E1000 spesifiseres vanligvis
3. Sprøytebetongbuer som gir hvelvvirkning. Hvelvvirkningen er viktig, men både selve sprøytebetongbuene og partiet mellom buene bidrar betydelig til samvirket med bergboltene. Kamstålarmerte sprøytebetongbuer utføres vanligvis med sprøytebetong uten fiber fordi fibervirkningen bidrar ubetydelig sammenlignet med kamstålarmeringen når betongtykkelsen er over en viss størrelse. Fiber vanskeliggjør dessuten innsprøytingen av kamstålarmeringen, spesielt ved monteringsjern er dette kritisk.

6.2 Bærevirkning tvers på tunnelaksen

Armerte sprøytebetongbuer bærer lasten fra berget inn mot tunnelprofilet ved hvelv- eller buevirkning på samme måte som full utstøping med samme geometri. Ved tilnærmet jevnt fordelt last (vertikal-lasten er normalt større enn horisontallasten) overføres lasten ved trykkspenninger i buen. Ved rimelig stor krumning av buen blir bøyestrekkspenningene relativt små og oppheves av trykkspenningene. Betong har stor kapasitet til å overføre trykkspenninger. Trykkraften i buen tas opp ved sidetrykk til veggene, og ved trykk mot buetoten, se figur 6.1.

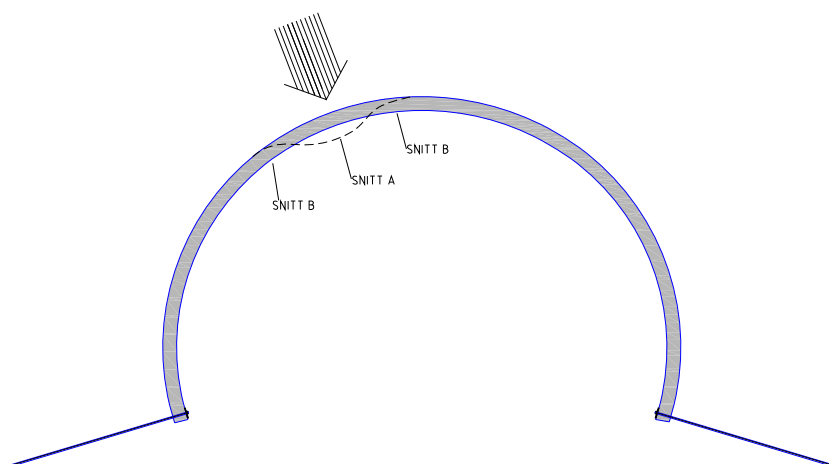


Figur 6.1 Lastopptak ved uniform belastning. (Radielle bolter er utelatt i figuren)

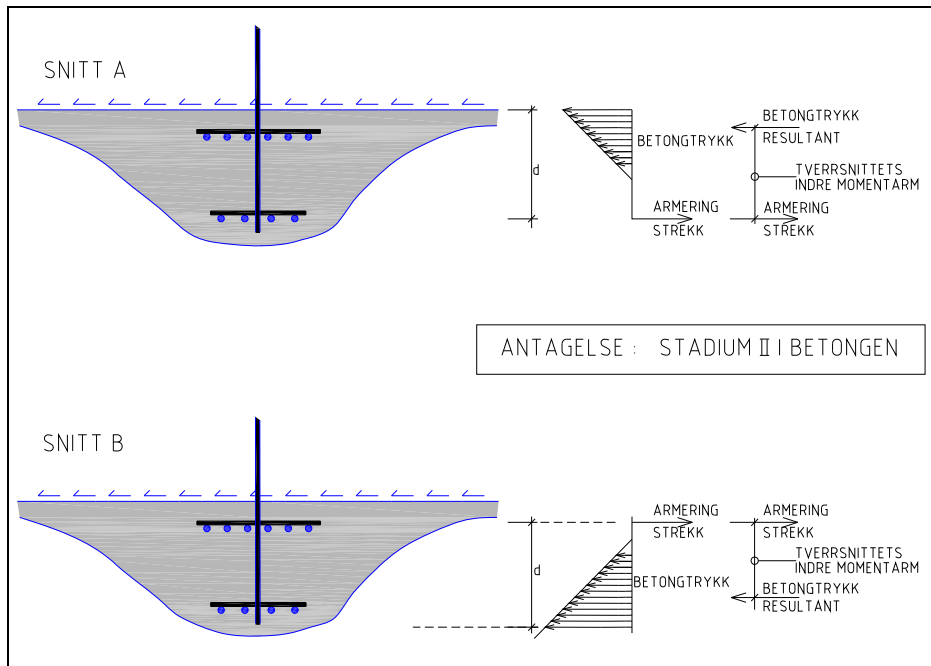
Ved ujevnt fordelte eller konsentrerte laster og ved avvik fra ideell geometri, oppstår det bøyemomenter og skjærkrefter i buene, lastene bæres ved buenes moment- og skjærkapasitet. Kapasiteten for tverrsnittet og nedbøyningen bestemmes av armeringsmengden på strekksiden og tverrsnittshøyden, se figur 6.2. Ved konsentrerte laster som gir bøyemoment *er armeringen nødvendig* for å ha kontroll med kapasitet og deformasjoner. Armeringsstålet bør være av den mest duktile stålklassen, B500NC i følge NS 3576-3.

Dersom bergboltene i buene har tilstrekkelig lengde og sikker forankring føres en andel av skjærkreftene tilbake til berget, og kun lokale deler av buen blir momentbelastet.

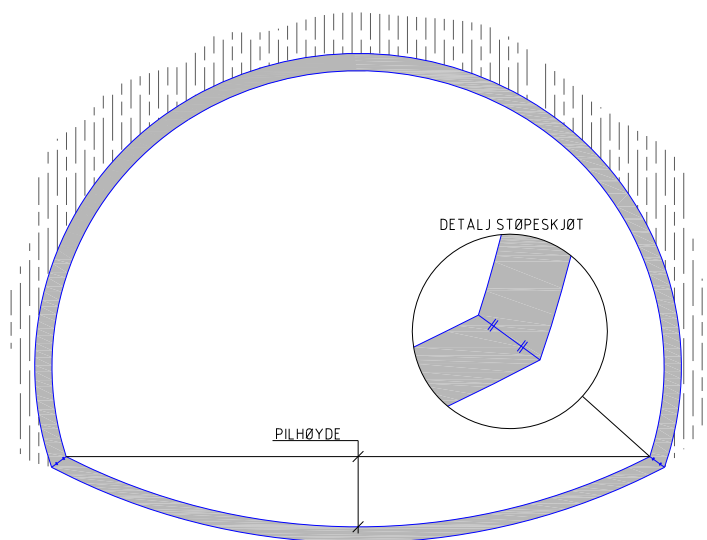
Alle buer skal ha pålitelig forankring med bolter nede ved sålen (kfr. figurene 6.1 og 6.2). Dette er spesielt viktig der buen blir momentbelastet. Uten forankring ved sålen kan veggene knekke inn. Dersom bergmassen ikke gir pålitelig forankring for bolter, eller bergmassens beskaffenhet (E-modul) og spenningstilstand tilsier risiko for større deformasjoner, er det nødvendig å støpe ut sålen (se figur 6.3). Sålestøpen danner en trykkforbindelse mellom buendene og erstatter forankringsboltene. Sålestøpen kan utføres i grøfter for hver enkelt bue, eller som kontinuerlig plate.



Figur 6.2 a) Konsentrert last som gir bøyemoment i buen. Den stiplede linjen viser deformasjonsmønsteret (overdrevet). (Radielle bolter er utelatt i figuren.)



Figur 6.2 b) Spenningsfordeling pga bøyemoment i sprøytebetongbuen, snitt A og snitt B i figur 6.2a). d = virksam tværsnittshøyde. Indre momentarm = avstanden fra strekkarmeringens senter til betongtrykkspenningenes resultatant. (Armeringsvirkning på trykksiden er ikke tegnet.)



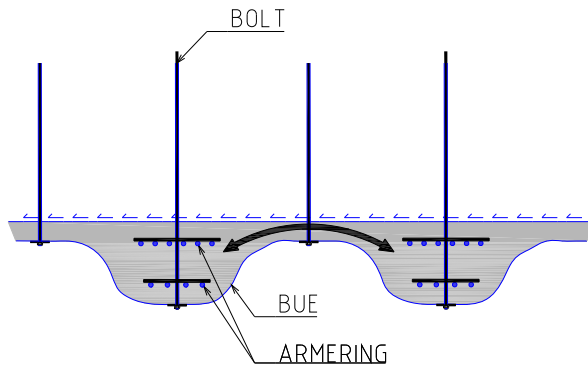
Figur 6.3 Støpt trykkforbindelse i sålen, mellom bueendene. (Radielle bolter og armering er utelatt i figuren.)

6.3 Bærevirkning langs tunnelaksen, mellom buene

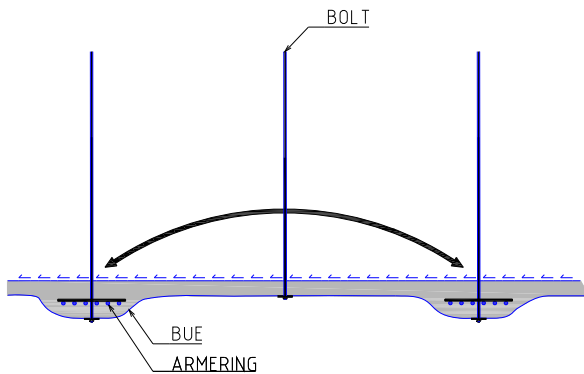
I tunnelens lengderetning, mellom de tversgående buene, bæres lasten fra berget ved bue-/hvelv-virkning, fra sprøytebetongbue til sprøytebetongbue.

Dersom avstanden mellom sprøytebetongbuene er kort, kan sprøytebetong mellom buene utgjøre et slikt hvelv med tilstrekkelig pilhøyde (figur 6.4). Sidene på sprøytebetongbuene avrundes slik at det blir en jevn bue i lengderetningen.

Dersom avstanden mellom sprøytebetongbuene er stor og/eller tykkelsen av sprøytebetongen er liten, får sprøytebetonghvelvet mellom buene svært liten pilhøyde (figur 6.5). Trykkhvelvet mellom sprøytebetongbuene dannes da i berget, som overflateforsterkes med sprøytebetong og med systematisk bolting.

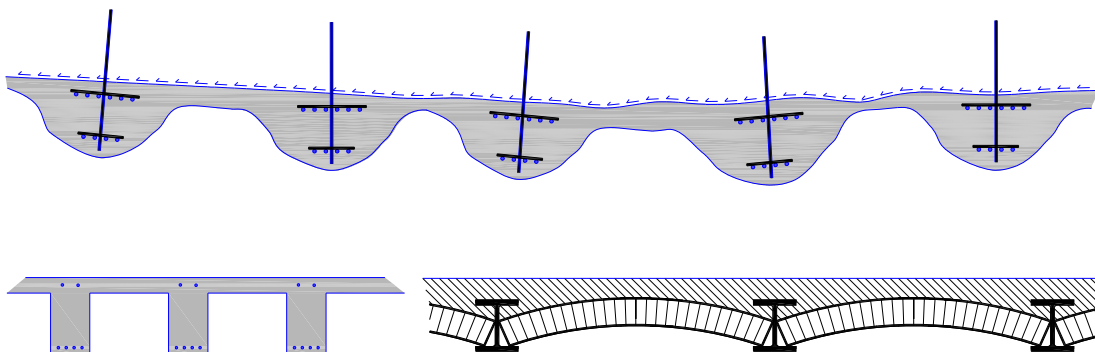


Figur 6.4 Hvelvvirkning i tunnelens lengderetning, mellom sprøytebetongbuene. Riktig dimensjonerte buer gjør at sprøytebetongen danner hvelv med tilstrekkelig pilhøyde.



Figur 6.5 Hvelvvirkning i tunnelens lengderetning, mellom sprøytebetongbuene. Skissen viser stor avstand mellom buer og liten buetykkelse. I dette tilfellet dannes hvelvvirkning i berget, som forsterkes med sprøytebetong og bergbolter.

6.4 Beslektede konstruksjonstyper



Figur 6.6 Beslektede konstruksjonsutforminger. Sprøytebetongbuer øverst (lengdesnitt av tunnelen). Under vises ribbedekke (til venstre) og et gammeldags hvelvdekke, dvs. jernbjelker og teglsteinshvelv hvor også bærevirkningen på tvers tilsvarer sprøytebetongbuer.

Sprøytebetongbuer gir større kapasitet og stivhet enn om tilsvarende betongmengde hadde blitt jevnt fordelt. Sprøytebetongbuer som konstruksjonstype er parallellen til et ribbedekke (figur 6.6), og til bjelkebruer (for eksempel NIB = prefabrikerte Normerte I-Bjelker). Forskjellen er at buene bærer primært på trykk, sekundært på bøyemoment, mens ribbedekker og bjelkebruer bærer primært på bøyemoment.

6.5 Betong som forsterkningsmateriale

Betong brukes både som vanlig støpt betong og som sprøytebetong. Begge har høy trykkfasthet og lav strekkfasthet (i størrelsesorden ca. 10 % av trykkfastheten).

De største forskjellene mellom vanlig støpt betong og sprøytebetong er:

- Sprøytebetong inneholder ikke stein, det er en sementrik mørtel.
 - Sprøytebetong har større krypdeformasjoner, siden svinn og kryp er beslektede fenomener.
- Andre egenskaper er gitt i tabellen under, med data fra bergmasse for sammenligning:

| MEKANISKE EGENSKAPER | BETONG | | BERGMASSE (EKSEMPLER)* | |
|---|--------------|---------------|------------------------|--------------|
| | Støpt betong | Sprøytebetong | Bergklasse E | Bergklasse F |
| Trykkfasthet sylinder (B35 = min. 35 MPa) | B35 | B35 | 21 – 29 MPa | 14 – 21 MPa |
| Elastisitetsmodul | ca. 28 GPa | ca. 22 GPa | 6 – 16 GPa | 2,4 – 6 GPa |
| Uttørkingssvinn (totalt) | 0,4 – 0,6 ‰ | 0,8 – 1,2 ‰ | | |

* Forutsatt gneisbergart med enaksial trykkstyrke $\sigma_{ci} = 100$ MPa. Bergklasser: se tabell 3.1

Tallverdiene i tabellen er anslåtte gjennomsnittsverdier. Verdiene for uttørkingssvinn gjelder ved høy grad av uttørking. Svinnet vil i praksis utvikles over tid (måneders eller år avhengig av betongdimensjonene) i en størrelse avhengig av uttørkingsgraden.

Kryp i betong er plastiske deformasjoner over tid som følge av last (spenninger). Kryp opptrer både for strekk- og trykkspenninger.

Krypdeformasjonene er gitt ved: $\varepsilon = (\sigma / E) \times \phi$,
der σ er enaksial trykkstyrke, E er elastisitetsmodul og ϕ er kryptallet.

Ved betongalder 1 – 7 døgn er kryptallet i størrelsesorden 3 (NS 3473, tabell A.2). Krypdeformasjonene er derfor tre ganger så store som de elastiske deformasjonene. Dette er årsaken til at betong ikke risser opp mer enn den gjør. Krypdeformasjonene er proporsjonale med spenningen, det vil si at betongen avlastes der spenningene er høyest og overfører belastning til mindre påkjente områder dersom det statiske systemet er slik at belastningene kan overføres, og det er kapasitet i de alternative områdene.

Sprøytebetong har et vesentlig uttørkingssvinn, som utvikles gradvis under herdingen og ved uttørking etterpå. Svinnet kan under praktiske forhold ende opp i størrelsesorden 0,8 ‰, noe som tilsvarer en reduksjon av sikringens diameter med 5 – 6 mm ved tunnelradius på 7 m. Det vil si at bergmassen kan deformeres jevnt 5 – 6 mm uten at sprøytebetongen påføres belastning.

Dette er viktige egenskaper for bruken av betong som bergforsterkningsmateriale, spesielt for sprøytebetong.

7 UTFORMING OG UTFØRELSE AV SPRØYTEBETONGBUER

Sprøytebetongbuer kan benyttes som permanent stabilitetssikring, utført enkeltvis som lokal forsterkning, og systematisk med innbyrdes avstand maks. 3 m i svakhetssoner med stor utstrekning. Sprøytebetongbuer utføres enten enkeltarmert eller dobbeltarmert. Som hovedregel benyttes enkeltarmerte. I de tilfeller der videre deformasjon finner sted, suppleres buen til en dobbeltarmert bue. For ekstremt dårlig bergmasse kan dobbeltarmerte sprøytebetongbuer eller gitterbuer benyttes. Dobbeltarmerte buer utføres med en definert avstand mellom armeringslagene, slik at buen får en sikker kapasitet for bøyemomenter. Vedlegg C viser eksempler på utført sikring med armerte sprøytebetongbuer.

Utstikk av radielle bolter og plassering av monteringsjern måles inn for å sikre riktig profil av buen.

Generelt gjelder følgende for utforming og utførelse av sprøytebetongbuer (pkt. 7.1 – 7.5):

7.1 Geometri

- Sprøytebetongbuer skal utføres med jevn, positiv krumning, dvs. med en geometri i vertikalplanet tilsvarende teoretisk profil parallellforskjøvet ut fra tunnelaksen.
- Sprøytebetongbuer skal tilstribes plassert i et vertikalplan vinkelrett på tunnelaksen. Unntaket er ved smale, lokale svakhetssoner hvor buen følger svakhetssonen, og ved utførelse av buer inn til stuff der stuffen er blitt skjev.
- Sprøytebetongbuer skal fundamenteres.

7.2 Armering

a) med kamstål

- Armering av sprøytebetongbuer skal være av stålklasse B500NC iht NS 3576-3.
- Armeringsjernene skal være $\varnothing 20$, og leveres ferdig bøyd fra armeringsverksted til teoretisk vegg- og hengradius for tunnelverrsnittet. Armeringen skal IKKE bøyes til for å tilpasses profilet etter sprengning. Armeringen skjøtes med omfarskjøter etter reglene i NS 3473. Skjøtene fordeles slik at maks. halvparten av jernene i samme lag skjøtes i samme snitt. Omfarlengden bør være min. 50 x armeringsdiametere, dvs min. 1 m for $\varnothing 20$. $\varnothing 20$: tverrsnitt 314 mm^2 , vekt $2,47 \text{ kg/m}$.
Kommentar: Begrunnelse for $\varnothing 20$ i stedet for $\varnothing 16$:
 $\varnothing 20$ er stivere enn $\varnothing 16$, og tilpasses teoretisk profil istedet for bergkonturen. Større stivhet medfører at armeringen vibrerer mindre under innsprøyting. $\varnothing 20$ har 56 % større tverrsnittsareal, men er ikke vanskeligere å sprøyte inn. Større armeringsareal pr. stang innebærer at senteravstanden blir gunstigere for $\varnothing 20$ enn for $\varnothing 16$ ved samme buebredde. Ferdig bøyde armeringsjern reduserer monteringstiden i forhold til tilpasning på stedet.
- Armeringen plasseres med senteravstand ikke mindre enn 110 mm for $\varnothing 20$. Armeringen monteres med monteringsjern ("tverrpinner") av stål, som er hjelpemidler som holder armeringsjernene fast ved de radielle boltene. Plassering av armeringen på inn- eller utsiden av monteringsjern / mutter avgjøres av byggherre i hvert enkelt tilfelle.
- Betongoverdekningen for armeringen skal være min. 75 mm i den undersjøiske delen av undersjøiske tunneler, min. 50 mm ellers. Overdekningen måles fra armeringens overflate til bunn av groper/porer i sprøytebetongoverflaten (se kap. 8.1).

b) med gitterbuer (lattice girders)

- Prefabrikerte gitterbuer kan benyttes som armering av dobbeltarmerte buer. Det kan leveres mellomstykker som benyttes for å øke spennvidden av gitterbuene der det er sprengt ut ekstra for å

få plass til sikringen. Fordelene med gitterbuer er at avstanden mellom de to lagene armering er fast og sikret, at det finnes skjærarmering mellom armeringslagene, og at buefasongen er helt låst (se eksempel i vedlegg C). Ulempen er at de kan være vanskeligere å sprøyte inn enn kamstål.

Fordelen med forhåndsbøyd kamstål i forhold til gitterbuer er fleksibiliteten mht. tilpasning til faktisk utsprengt tunnelbredde, antall stenger pr. bue og pr. armeringslag, samme type stenger kan brukes for enkelt- og dobbeltarmerte buer, og det er lettere å få inn større armeringsmengde i et begrenset betongtverrsnitt. Gitterbuer vil typisk bygge 200 mm pluss overdekning av sprøytebetong (for buetykkelser, se kap. 8.1).

7.3 Sprøytebetong

- I undersjøiske tunneler benyttes sprøytebetong med bestandighetsklasse M40 på grunn av saltpåkjenningsene. For øvrig benyttes bestandighetsklasse M45.
- Der det er aktuelt å installere sprøytebetongbuer skal den først utførte sikringen (etter rensk) være en plate av jevnt fordelt sprøytebetong med tykkelse 150 – 250 mm, avhengig av tunnelens bredde og bergmasseklasse. Sprøytebetong B35, energiabsorpsjonsklasse E1000.
- Etter sprøytebetongplaten skal profilet der sprøytebetongbuen skal plasseres, avrettes med sprøytebetong B35 uten fiber for å oppnå tilsiktet buegeometri. Det er et praktisk spørsmål om avrettingen utføres før montering av armeringen, eller om avrettingssprøytingen utføres gjennom montert armering.
- Armeringen sprøytes inn med B35 uten fiber (begrunnelse er gitt under pkt. 6.1). Siden av buene sprøytes med jevn avrunding mot sprøytebetongen mellom buene.
- Sprøytebetongen i buen bør ha en fasthet på minimum 8 MPa før sprengning. Fastheten kan kontrolleres med NS-EN 14488-2 Metode B ("spikerpistolmetoden").

7.4 Radielle bolter

- Sprøytebetongbuer skal kombineres med radielle, gyste bolter, minimum $\varnothing 20$. Boltene plasseres radielt og i ett og samme vertikalplan for å lette armeringsmontasjen. Det maksimale plasseringsavviket på tvers av vertikalplanet skal ikke overstige den toleransen som følger av detaljutforming av monteringsjernene. Utstikket av boltene skal være i samsvar med tilsiktet buegeometri. Boltenes senteravstand og boltelengde er gitt i tabell 3.1.
- Utstikket på boltene er viktig for å få montert monteringsjernet riktig i buen. Dette kan løses ved at gyst bolt justeres før boltemørtelen er herdet, eller ved å skjøte boltene med skjøtehylster og gjengestang – i dette tilfellet skal gjengene beskyttes før sprøyting. Ved gyst bolt er det ikke nødvendig med plate på boltene verken mot berget eller utenpå støpen.
- Der flere sprøytebetongbuer installeres etter hverandre, skal mellomrommet mellom buene boltes systematisk med gyste bolter som angitt i tabell 3.1
- Bueendene ned mot sålen forankres med gyste bolter, en eller flere $\varnothing 25$ mm med lengde 4 – 6 m, avhengig av spennvidden. Alternativt kan det være nødvendig å støpe trykkledd mellom bueendene i sålen, enten "bjelker" eller hel sålestøp. Se punkt 6.2 og 7.5.

7.5 Sålestøp

- Sålestøp utformes med tilsvarende tykkelse og armering som sprøytebetongbuene på samme sted, og med en pilhøyde på 10 – 12 % av tunnelbredden, i tilfelle drenert tunnel. Der udrenert løsning og vanntrykk forutsettes, økes sålens pilhøyde til 20 – 25 % av tunnelbredden.
- Støpeskjøten mellom bue og såle legges i en slik vinkel at den kan fungere som trykkforbindelse, og skal ha gjennomgående skjøtearmering (se skisse i figur 6.3).
- Foringsrør/utsparinger for gjennomføring av drenerør i underkant sålestøp legges inn.

8 PRAKTISK GJENNOMFØRING AV BERGSIKRING MED ARMERTE SPRØYTEBETONGBUER

8.1 Dimensjoner og dimensjonering

Hovedparameterne for sprøytebetongbuenes bæreevne er:

- Enkeltarmert eller dobbeltarmert utførelse
- Betongtykkelse for enkeltarmerte buer, og indre momentarm i tverrsnittet for en dobbeltarmert bue (figur 6.2)
- Armeringsmengde
- Senteravstanden for buene
- Bolteforankring i bergmassen

Valg av konstruksjon

Konstruksjonstypen som benyttes skal være i stand til å oppta og overføre den type belastninger den blir utsatt for, og i tillegg være dimensjonert slik at den kan oppta belastningene uten uakseptable deformasjoner eller skader som reduserer sikkerheten på lang sikt. Samspeillet mellom sprøytebetongbuer og radielle bolter er viktig for totalstabiliteten av sikret berg.

Enkeltarmerte buer har kapasitet til å oppta trykkpåkjenninger, forutsatt at buene har tilnærmet ideell buegeometri. Buene er velegnet der trykkbelastningen fra berget er rimelig uniformt fordelt, og sideberget i veggene gir god støtte. Armeringen gir i begrenset grad kapasitet for bøyemomenter.

Dobbeltarmerte buer har kapasitet til å oppta både trykkpåkjenninger og bøyemomenter, som vil være resultat av konsentrerte eller svært ujevnt fordelte laster, begrenset sidestøtte og geometriavvik.

Bærevirkning for sprøytebetongbuer er beskrevet i kapittel 6.

For dimensjonering av sprøytebetongbuer i forhold til bergmasseklasse, se tabell 3.1. Se også pkt. 7.3 Sprøytebetong. Ved avretting er det viktigere at buegeometrien blir riktig enn at betongtykkelsen er jevn. Avvik fra ideell bue på noen cm kan påregnes.

Beskrivelse av armerte sprøytebetongbuer

Armerte sprøytebetongbuer beskrives med (kfr. tabell 3.1):

- E for enkeltarmerte eller D for dobbeltarmerte buer
- xx for buetykkelse i cm
- /y for antall armeringsjern i første armeringslag
- + z for antall armeringsjern i andre armeringslag ved dobbeltarmerte buer
- c/c pp for senteravstand mellom buene der buer skal utføres systematisk.

Eksempel 1: E30/6 c/c 2 = enkeltarmerte buer, tykkelse 30 cm med 6 armeringsjern (ø20 der ikke annet er spesifisert) i hver bue, 2 m senteravstand for buene.

Eksempel 2: D60/6+4 c/c 1,5 = dobbeltarmerte buer med tykkelse 60 cm og 6 armeringsjern i første armeringslag, 4 armeringsjern i andre armeringslag (ø20 der ikke annet er spesifisert) i hver bue, 1,5 m senteravstand for buene.

Buetykkelse

Buetykkelsen angir total tykkelse, eksklusiv tykkelse av bakenforliggende sprøytebetongplate utført med fiberarmert betong og ev. avretting av profilet med sprøytebetong uten fiber (jf. kap. 8.5).

For en enkeltarmert bue blir avstanden fra overflaten av avrettingssprøyting til yttersiden av armeringen 60 mm. Armeringsoverdekningen mot trafikkrommet er dermed 240 mm.

For en dobbeltarmert bue blir avstanden mellom armeringslagene:

- Undersjøiske tunneler: $D-60-75-20 = D - 155 \text{ mm}$, dvs. 445 mm for D60
- For øvrig: $D-60-50-20 = D - 130 \text{ mm}$, dvs. 470 mm for D60.

Bredde av buen

For senteravstand og armeringsoverdekning, se kapittel 7.

Bredden av en enkeltarmert bue med 6 stk. $\varnothing 20$ blir (teoretisk minimum):

- Undersjøisk: $75 \times 2 + 20 + 110 \times 5 = 720 \text{ mm}$
- For øvrig: $50 \times 2 + 20 + 110 \times 5 = 670 \text{ mm}$

Sidene på sprøytebetongbuer utføres slik at hvelvirkning oppnås langs tunnelen, fra bue til bue (se kap. 6.3). For dobbeltarmerte buer med 4 armeringsjern i ytterste lag blir teoretisk minimumsbredde:

- Undersjøisk: $75 \times 2 + 20 + 110 \times 3 = 500 \text{ mm}$
- For øvrig: $50 \times 2 + 20 + 110 \times 3 = 450 \text{ mm}$.

8.2 Trinn 1 – før start av driving mot svakhetszone

Se kapittel 2 og kapittel 5. Forsiktig driving skal starte med minst 15 m sikkerhetsmargin i forhold til beliggenheten av svakhetssonen,

Det vurderes hvor mye sprengningsprofilen eventuelt skal utvides for å få plass til de forutsatte sikringskonstruksjonene, hva salvelengden bør reduseres til, og drive- og sikringsopplegget planlegges. Det anbefales å utføre injeksjon før forbolting, for optimal injeksjon.

8.3 Trinn 2 – forberedelser for neste salve

Forbolting

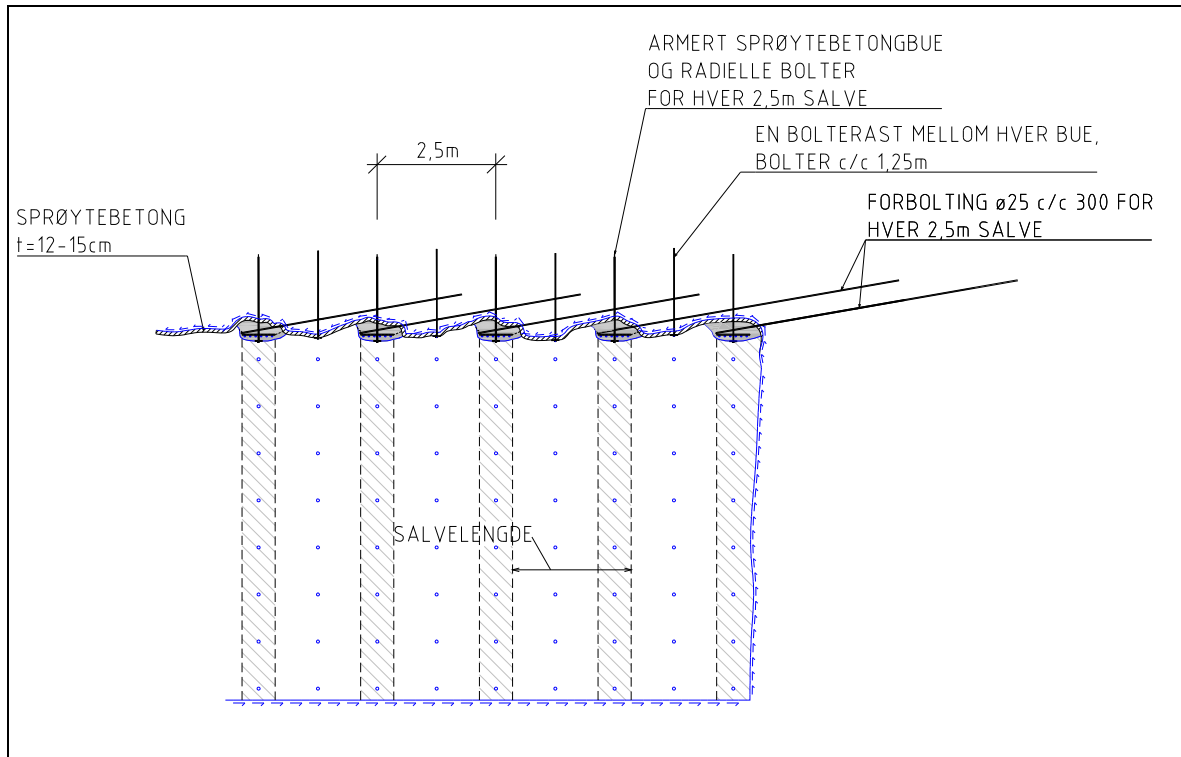
Før salveboring og utspregning skal det utføres forbolting. Krav til forboltene (se tabell 3.1):

- Senteravstand maks 300 mm.
- Bores i vifteform med ca. 15° stikning ut fra tunnelaksen
- Gyste kamstålbolter $\varnothing 25$ eller $\varnothing 32$, 6 - 8 m lengde, eventuelt stag med borkrone som gyses gjennom stanga: borstangbolt (jf. håndbok 215). $\varnothing 25$ veier 3,85 kg/m og innebærer 23,1 kg for en 6 m lang stang. $\varnothing 32$ veier 6,31 kg/m, dvs. 37,9 kg pr 6 m.
- Omfanget av forbolting besluttes på grunnlag av registrerte variasjoner i bergmasseforhold (hele tunnelprofilen fra såle til såle, kun hengen eller kun en del av profilen).
- Forboltene skal stikke 50 – 75 cm ut fra stoffen, se figur 8.1. De gyses altså i 5,25 – 5,5 m lengde.

Lengre forbolter kan i noen tilfeller være ønskelig, men er urealistisk å få inn da borhullet ofte kan være ustabilt, med mindre det benyttes selvborende stag.

Ny rast av forbolter utføres for hver salve. Det vil si at forboltene kommer i to ”høyder” over hengen (figur 8.1). Hver ny rast av forbolter understøttes inntil stoffen med en sprøytebetongbue. Opphenging av forboltene med radielle bolter og fjellbånd *uten* innsprøyting er uaktuell som sikringsmetode, fordi det gir en for myk og deformert understøttelse, også under driving. Fjellbånd kan imidlertid være hensiktsmessig å benytte som midlertidig hjelpemiddel for oppheng av forboltene *før* sprøyting av armert sprøytebetongbue.

Fastheten på sprøytebetongen i buen bør kontrolleres før sprengning av neste salve, se kapittel 7.



Figur 8.1 Skisse som viser sikring med forbolting, sprøytebetongplate og buer samt radielle bolter i lengdesnitt av tunnelen. Boltemønsteret kan varieres.

8.4 Trinn 3 – sikring etter utsprenning

Etter sprengning er første aktivitet å inspisere stoff, vegger og heng, og beslutte om det kan lastes ut fullstendig eller om det kun bør ryddes plass for sprøyterigg på stoffen. Registrering og dokumentasjon av bergmasseforhold skal uansett gjøres før tildekking med sprøytebetong. Ved ekstremt dårlig stabilitet bør første lag sprøytebetong påføres så snart som mulig, det vil si før utlasting. Tykkelsen av det første sprøytebetonglaget bør velges med tanke på hvilken vekt av fersk betong bergmassen kan bære på heft og strekk. Ved dårlig stabilitet av berget etter sprengning bør rengjøring av bergoverflaten med vann før sprøyting sløyfes.

Sprøytebetongplate

Første sikringsaktivitet etter eventuell rensk er sprøyting av et sprøytebetonglag over hele tunnelkonturen, se kapittel 7. I nødvendig grad sikres også stoffen med sprøytebetong. I sjeldne tilfeller kan det være nødvendig å sikre stoffen med sprøytebetong og bolt.

Radielle bolter

Neste aktivitet er å etablere samvirke mellom sprøytebetongplaten og bergmassen med radielle bolter, se figur 8.2. For boltelengde og senteravstand for radielle bolter i buen, se kapittel 7 og tabell 3.1.

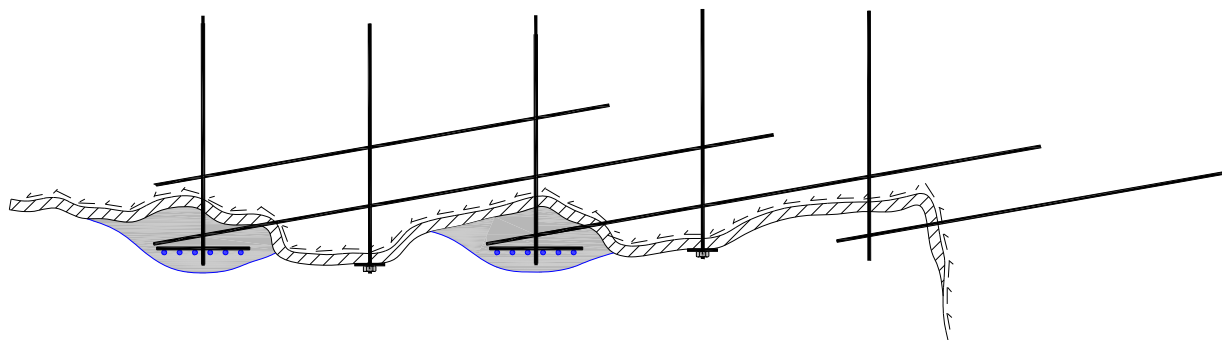
For å oppnå sikringsvirkning hurtigst mulig bør det sammen med sprøytebetongbuer benyttes bolter som endeforankres, og som deretter gyses med sementmørtel. Gysing skal utføres før neste salve sprenges, slik at inntrengning av sprenggasser i åpne borhull unngås.

Dersom det er problemer med ustabile borhull skal det benyttes selvboende stag (borstangbolt).

De radielle boltene i rasten inne ved stoffen plasseres med stor nøyaktighet, se kap. 7.4. Det benyttes landmålingskikkert for innmåling av korrekt utstikk av boltene, slik at monteringsjernene kan monteres parallelt med teoretisk sprengningsprofil. Syklusen med forbolting, buemontasje og salve er skissert i figur 8.2.

Sprøytebetongen bør ha herdet tilstrekkelig før boring slik at utvasking unngås ved boringen.

Ved driving i dårlig bergmasse kan stoffen bli skjev. Dette bør en selvfølgelig søke å rette opp ved neste salve, men buen for understøttelse av forboltene plasseres likevel inntil stoffen. Sprøytebetongbuene behøver ikke å stå vinkelrett på tunnelaksen, det viktige er at buen i seg selv er rett og står i et vertikallplan. Dette vertikallplanet kan altså avvike noe fra 90° med tunnelaksen.



Figur 8.2 Lengdesnitt av heng i tunnel. Sprøytebetongplate 150 – 250 mm, radielle bolter og forbolting for ny salve utført. Det er klart for utførelse av neste sprøytebetongbue (se figur 8.4) som etableres ved stoffen før ny salve.

8.5 Trinn 4 – valg og utførelse av sprøytebetongbue

Sprøytebetongbuer kan være enkelt- eller dobbeltarmerte, bestemt på grunnlag av deformasjonsmålinger. Det kan være gunstig å bygge opp sprøytebetongbuene gradvis, først enkeltarmert og eventuelt senere dobbeltarmert.

Enkeltarmert bue

Første operasjon ved utførelse av en sprøytebetongbue kan være:

- enten å avrette profilet til samme krumning som teoretisk profil,
- eller å montere armeringen med tilsvarende bue som teoretisk profil, parallellforskjøvet ut fra tunnelaksen.

For prinsipptegning, se figur 8.3.

Fundamentering i sålen

Avslutningen av buen nede mot sålen har stor betydning:

1. Sålen renskes slik at buen er fundamentert for vertikallaster i berg.
2. Bueendene bolteforankres til berget med en eller flere bolter $\varnothing 25$ mm og 4 – 6 m lengde.

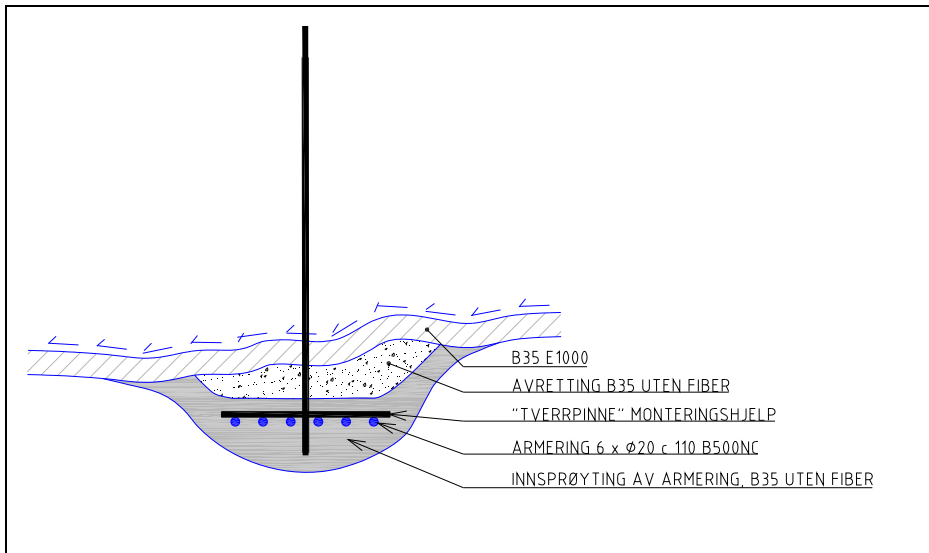
Dersom bolteforankring er vanskelig å oppnå, støpes en trykkforbindelse/bjelke i grøft tvers over sålen for hver bue, eventuelt utføres kontinuerlig sålestøp. Trykkforbindelsen i sålen utføres med bue (lavest midt i sålen). For geometri/pilhøyde, dimensjoner og armering, se pkt. 6.2 og pkt. 7.5.

Armering

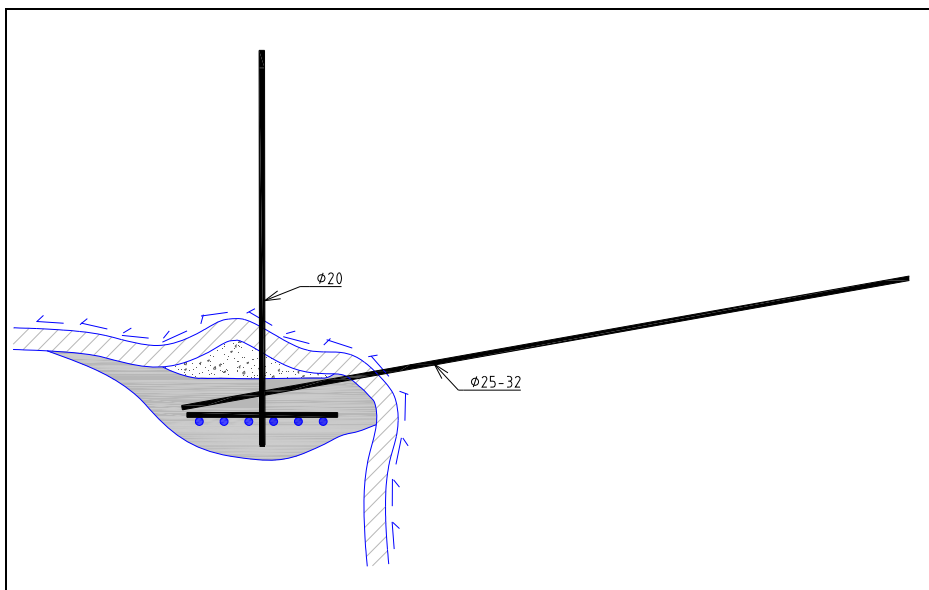
Armeringen i hengen monteres *under* forboltene, det vil si mot trafikkrømmet og stivt til de radielle boltene ved hjelp av monteringsjern (se kapittel 7). Monteringsjernet bør ha mulighet for å tillate

armeringen å gå rett selv om boltene står litt forskjøvet i tunnelens lengderetning. En metode er å gi monteringsjernet en avlang sliss for boltene og benytte et flattstål med rundt hull som stoppskive. Armeringen kan stedvis ligge inntil bakenforliggende sprøytebetong.

Det skal legges vekt på å oppnå fullstendig innsprøyting av armeringen med monteringsjern, uten hulrom på grunn av skyggevirksomhet.



Figur 8.3 Enkeltarmert sprøytebetongbue, utført etter driving.



Figur 8.4 Eksempel på sprøytebetongbue inntil stoff.

Enkeltarmert bue utført inntil stoffen

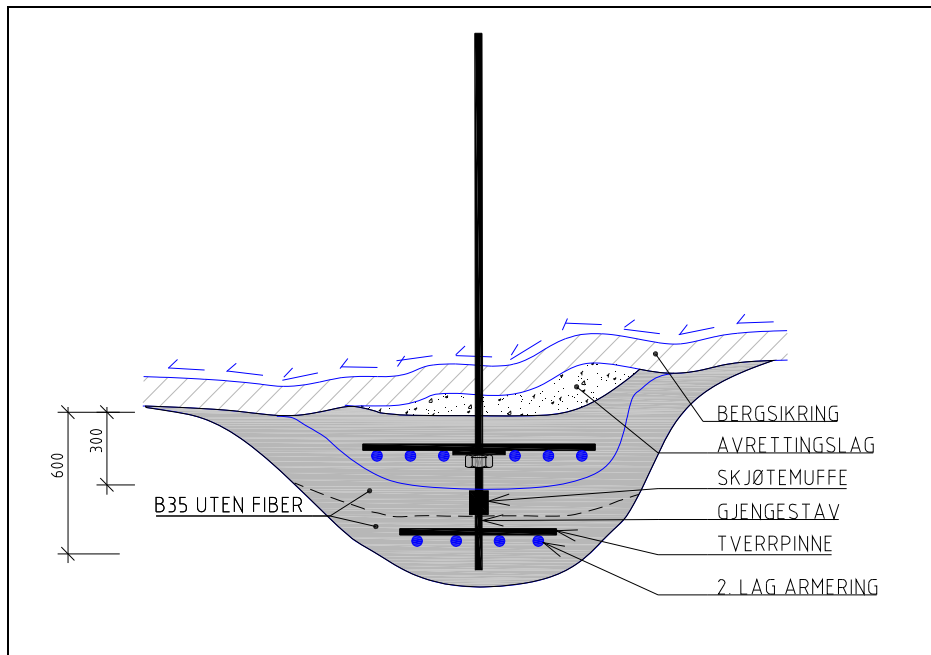
Inntil stoffen kan det være dårlig plass til boring/plassering av forbolter. Forboltene kan få slik plassering at tykkelsen av sprøytebetongen blir stor, se figur 8.4. Dette kan igjen føre til problemer med boring av neste salve, og sprengningsprofilen må tilpasses nødvendig sikring.

I enkelte tilfeller kan det være hensiktsmessig å utføre dobbeltarmert bue allerede før sprengning. Dette gir en stivere og mindre fleksibel sikringskonstruksjon i drivefasen. Det kan oppstå plassproblemer med en slik dobbeltbue på stoff, det anbefales i dette tilfelle å montere gitterbuer i stedet.

Dobbeltarmert bue

Ved behov, enten som forsterket arbeidssikring eller som permanentsikring, kan enkeltarmerte buer forsterkes til dobbeltarmerte buer (se figur 8.5).

Første operasjon er å forlenge de radielle boltene med skjøtehylster og gjengestang. Ytterste ende av gjengestengene, som skal benyttes til montering av monteringsjern og bolteplate med mutter, beskyttes mot å bli påført sprøytebetong. På gjengestengene monteres indikatorer (for eksempel wireklemmer) for hvor langt ut sprøytebetong skal påføres før armeringen monteres.



Figur 8.5 Skisse av dobbeltarmert sprøytebetongbue, som er utført som enkeltarmert og supplert til en dobbeltarmert bue.

Sprøytebetong B35 uten fiber legges på buen ut til nivået der armeringen skal monteres.

Armeringen monteres med monteringsjern på boltene (gjengestengene) på samme måte som første lag armering (se kapittel 7).

Sidene av buene sprøytes slik at en får en jevn bue og hvelvvirkning i tunnelens lengderetning, fra sprøytebetongbue til sprøytebetongbue (jf. kapittel 6.3).

Dersom det ikke er pålitelig forankring for bueendene ned mot sålen med $\varnothing 25$ bergbolter, støpes en bjelke eller kontinuerlig sålestøp som trykkstag mellom bueendene, se kapittel 6.2. og 7.5.

Referanser

- Andersson, H. (2005): Injeksjon – erfaringer fra Jong-Askertunnelene. Statens vegvesen Teknologivdelingen, Teknologirapport nr. 2424.
- Barton, N. (2002): Some new Q-values correlations to assist in site characterization and tunnel design. *J.Rock Mech. & Mi.Sci.*
- Barton, N. (2003): Teoretisk og empirisk forståelse av forinjeksjon og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Rapport nr. 29). Statens vegvesen Teknologivdelingen. Intern rapport nr. 2323.
- Barton, N. (2007): *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*. Taylor and Francis, London. 729 s.
- Barton, N. og Bieniawski, Z.T. (2008): RMR and Q – setting records. *Tunnels & Tunnelling International*, february 2008, s. 26-29.
- Barton, N. og Quadros, E. (2003): Improved understanding of high-pressure pre-grouting effects for tunnels in jointed rocks. *ISRM 2003 – Technology roadmap for rock mechanics*. South Africa Institute of Mining and Metallurgy.
- Braathen, A. og Gabrielsen, R.H. (2000): Bruddsoner i fjell – oppbygging og definisjoner. NGU Gråsteinen 7.
- Hoek, E., Kaiser, B.K. og Bawden, W.F. (2000): Support of underground excavations in hard rock. 235 s.
- Klüver, B.H. og Kveen, A. (2004): Berginjeksjon i praksis. Publikasjon nr 104 (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Teknologivdelingen.
- NBG (1985): *Ingeniørgeologi – berg: håndbok*. Norsk Bergmekanikkgruppe, Oslo. 140 s.
- NFF Håndbok nr. 2 (2000): *Engineering geology and rock engineering*.
- NFF Håndbok nr. 5 (2008): *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*.
- NFF Teknisk rapport nr. 8 (2008): *HMS knyttet til berginjeksjon*.
- NGI (1997): *Practical use of the Q-method*. Norges Geotekniske Institutt, NGI-report 592046-4.
- NS 3473: *Prosjektering av betongkonstruksjoner – Beregnings- og konstruksjonsregler*. Standard Norge.
- NS 3576: *Armeringsstål – Mål og egenskaper*. Standard Norge.
- NS-EN 14488: *Prøving av sprøytebetong*. Standard Norge.
- Palmstrøm, A. (1975): *Karakterisering av oppsprekningsgrad og fjellmassers kvalitet*. Intern rapport, Ing.A.B. Berdal A/S, Oslo, s. 1-26. (www.rockmass.net).
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K.B. og Grundt, L. (2003): Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Publikasjon nr 101 (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Teknologivdelingen.
- Rokoengen, K. (1973): *Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell*. Geologisk Institutt, NTH, 1973.
- Rønning, J.S. (2003): *Forundersøkelser*. Publikasjon nr. 102 (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Teknologivdelingen.
- Rønning, J.S., Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H. og Gellein, J. (2007): *Dypforvitring i Oslo-regionen. Påvisning og oppfølgende undersøkelser*. (NGU-rapport). Statens vegvesen Teknologivdelingen, Oslo. Teknologirapport nr. 2499.
- Saito, T. (1982): *Pipe Roof method in Tunnelling*. Riko- Tosho, Tokyo.
- Statens vegvesen: *Håndbok 021 Vegtunneler*. Vegdirektoratet, Oslo.
- Statens vegvesen: *Håndbok 025 Prosesskode 1*. Standard beskrivelsestekst for vegkontrakter. Vegdirektoratet, Oslo.
- Statens vegvesen: *Håndbok 151 Styring av utbygging-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter*. Vegdirektoratet, Oslo.
- Statens vegvesen: *Håndbok 215 Fjellbolting*. Vegdirektoratet, Oslo.
- www.rocscience.com

VEDLEGG

- A Parameterverdier for Q-systemet**
- B Sprengningsopplegg i forhold til tunnelprofil og sikringsklasser**
- C Eksempler på utført sikring med armerte sprøytebetongbuer**

A Parameterverdier for Q-systemet

| 1 Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation) | pr. m ³ | RQD |
|--|--------------------|--------|
| A Meget sterkt oppsprukket | >27 | 0-25 |
| B Sterkt oppsprukket | 20-27 | 25-50 |
| C Moderat oppsprukket | 13-19 | 50-75 |
| D Lite oppsprukket | 8-12 | 75-90 |
| E Meget lite oppsprukket | 0-7 | 90-100 |

Anm.: i) Når RQD er ≤ 10 (inkludert 0), blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90 osv er tilstrekkelig nøyaktig

| 2 Tall for sprekkesett | J _n |
|---|----------------|
| A Massivt, ingen eller få sprekker | 0,5-1,0 |
| B Ett sprekkesett | 2 |
| C Ett sprekkesett + sporadiske sprekker | 3 |
| D To sprekkesett | 4 |
| E To sprekkesett + sporadiske sprekker | 6 |
| F Tre sprekkesett | 9 |
| G Tre sprekkesett + sporadiske sprekker | 12 |
| H Fire eller flere sprekkesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv | 15 |
| E Oppknust berg, jordaktig | 20 |

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J_n)
ii) I portaler brukes (2 x J_n)

| 3 Sprekkeruhetstall | J _r |
|--|----------------|
| a) Bergkontakt, og b) bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon | |
| A Diskontinuerlig, hakket (ru eller glatte) | 4 |
| B Ru, bølgete | 3 |
| C Glatte, bølgete | 2 |
| D Glidespeil, bølgete | 1,5 |
| E Ru, plane | 1,5 |
| F Glatte, plane | 1 |
| G Glidespeil, plane | 0,5 |

Anm.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruhet/glattthet
Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.

| c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon | |
|--|---|
| H Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt | 1 |

Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet
ii) J_r=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

| 4 Tall for sprekkefylling | Φ _r (ca) | J _a |
|---|---------------------|----------------|
| a) Bergkontakt | | |
| A Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot | | 0,75 |
| B Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon | 25-35° | 1 |
| C Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtlig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir. | 25-30° | 2 |
| D Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire) | 20-25° | 3 |
| E Oppbløtlig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinitt eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafitt o.a. Kun små mengder svelleleire. | 8-16° | 4 |

| b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling) | | |
|---|--------|------|
| F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir | 25-30° | 4 |
| G Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm) | 16-24° | 6 |
| H Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtlig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm) | 12-16° | 8 |
| J Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire. | 6-12° | 8-12 |

| c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling) | | |
|--|--------|-------|
| K Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtlig fylling. | 16-24° | 6 |
| L Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtlig fylling. | 12-16° | 8 |
| M Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire. | 6-12° | 8-12 |
| N Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig. | 16-24° | 10 |
| O Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtlig. | 12-16° | 13 |
| P Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire. | 6-12° | 13-20 |

Ref: R. Lien og F. Løeseth

| 5 Sprekkevannsfaktor | J _w |
|---|----------------|
| A Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp | 1 |
| B Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekkefylling. | 0,66 |
| C Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling | 0,5 |
| D Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling. | 0,33 |
| E Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprenning, avtagende med tiden. | 0,2-0,1 |
| F Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse | 0,1-0,05 |

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J_w-verdien økes når dreneringstiltak blir utført
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

| 6 Spenningsfaktor | SRF | | |
|---|-----|--|-----|
| a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall | | | |
| A Hyppig oppreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder. | | | 10 |
| B Hyppig oppreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder. | | | 7,5 |
| C Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m. | | | 5 |
| D Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder. | | | 5 |
| E Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m. | | | 2,5 |

Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.

| b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykksproblemer | | | |
|--|--------------------------------|--------------------------------|---------|
| | σ ₂ /σ ₁ | σ _θ /σ _c | SRF |
| H Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten. | >200 | <0,01 | 2,5 |
| J Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold. | 200-10 | 0,01-0,3 | 1 |
| K Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet. | 10-5 | 0,3-0,4 | 0,5-2 |
| L Moderat avskalling etter mer enn 1 time i mas-sivt berg. | 5-3 | 0,5-0,65 | 5-50 |
| M Avskalling og bergslag etter få minutter i mas-sivt berg. | 3-2 | 0,65-1 | 50-200 |
| N Intenst bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg. | <2 | >1 | 200-400 |

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ₁ / 10 ≤ σ₃, reduseres σ_c til 0,75 σ_c. Når σ₁/σ₃ > 10, reduseres σ_c til 0,5 σ_c, hvor σ_c = enaksial trykfasthet, σ₁ og σ₃ er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ_θ = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).
iii) Når tunnelhensens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, untatt ved høye horisontalspenninger (se H)

| c) Tyeberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger | | |
|---|--------------------------------|-------|
| | σ _θ /σ _c | SRF |
| O Moderat tyeberg | 1-5 | 5-10 |
| P Intens tyeberg | >5 | 10-20 |

Anm.: iv) Tilfeller av tyeberg kan forekomme for dybder H>350 Q^{1/3} (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykfasthet kan estimeres fra scm » sc/100 x 0.7xgQ^{1/3} (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m³, og scm = bergmassens trykfasthet.

| d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann | | |
|--|--|-------|
| R Moderat svelling | | 5-10 |
| S Intens svelling | | 10-15 |

Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, τ = σ_n tan^φ(J_r/J_a). Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$



Statens vegvesen

B Sprengningsopplegg i forhold til tunnelprofil og sikringsklasser

I det følgende gis et eksempel på sprengningsopplegg.

Sprengningsopplegget påvirker stabilitetssikringen i stor grad. Det gis her generelle anbefalinger for kontur, rast nærmest kontur og stross, med formål å optimalisere sprengning – kontra skader på berget. Det er viktig å ha fokus på best mulig kontur for å sikre et stabilt bergrom.

For 70 m², 5 m boret lengde, 48 mm hull og god sprengbarhet gjelder:

Areal pr hull

- kontur 0,765 m² eller 42,5 %
- rast nærmest kontur 1,1 m² eller 61,1 %
- stross 1,8 m² eller 100 %

For ladningsmengde pr. hull gjelder:

- kontur 20 – 25 %
- rast nærmest kontur 40 – 60 %
- stross 100 %

Forslag er gitt i tabeller for redusert salvelengde, hullavstander og ladningsmengde. Det er brukt doble konturraster etter prosesskodens spesifikasjoner når bergmassen blir dårlig. Forslaget er basert på generelle anbefalinger fra NTNU/SINTEF, prosesskoden og mulig detaljeringsnivå i en kontrakt.

Maksimal salvelengde

Salvelengde kan være et upresist begrep. Verdiene i tabellen (neste side) er derfor basert på utstyrspesifikasjon, dvs. maksimal brukt stanglengde. Stanglengden er tradisjonelt gitt i fot, selv om dagens stenger oppgis i mm eller m som lengdeenhet. Boret lengde blir vanligvis 0,3 – 0,4 m kortere enn stanglengden, avhengig av materbommens utforming.

Lengdene må oppfattes som veiledende. Dersom sprengningsresultat og/eller konturkvalitet tilsier det, kan de økes i bergklassene A – D.

Hullavstand

Prosesskoden har prosesser for hullavstand i kontur. Disse benyttes i prinsippet. Prosesskoden beskriver bare hullavstand i ytterste rast. Hullavstandene i nest ytterste rast bør også reduseres ved ordinære salver for å oppnå best mulig kontur.

Svakere ladninger

Ladningsmengdene i prosesskoden er ikke veldig presise, men gir god nok beskrivelse.

Tabell Maksimal salvelengde

| Salvelengde | Bergklasse | T4 | T5.5 | T7 | T8.5 | T9.5 | T11.5 | T12.5 | > T12.5 |
|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| A | 16 (18) | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| B | 16 (18) | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| C | 16 (18) | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 (16) |
| D | 14 | 16 | 16 (14) | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 (12) |
| E | 12 | 14 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 + evt deling | 12 + evt deling | 12 + evt deling |
| F | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 + evt deling | 10 + evt deling | 10 + evt deling |
| G | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning |

Tabell Hullavstander

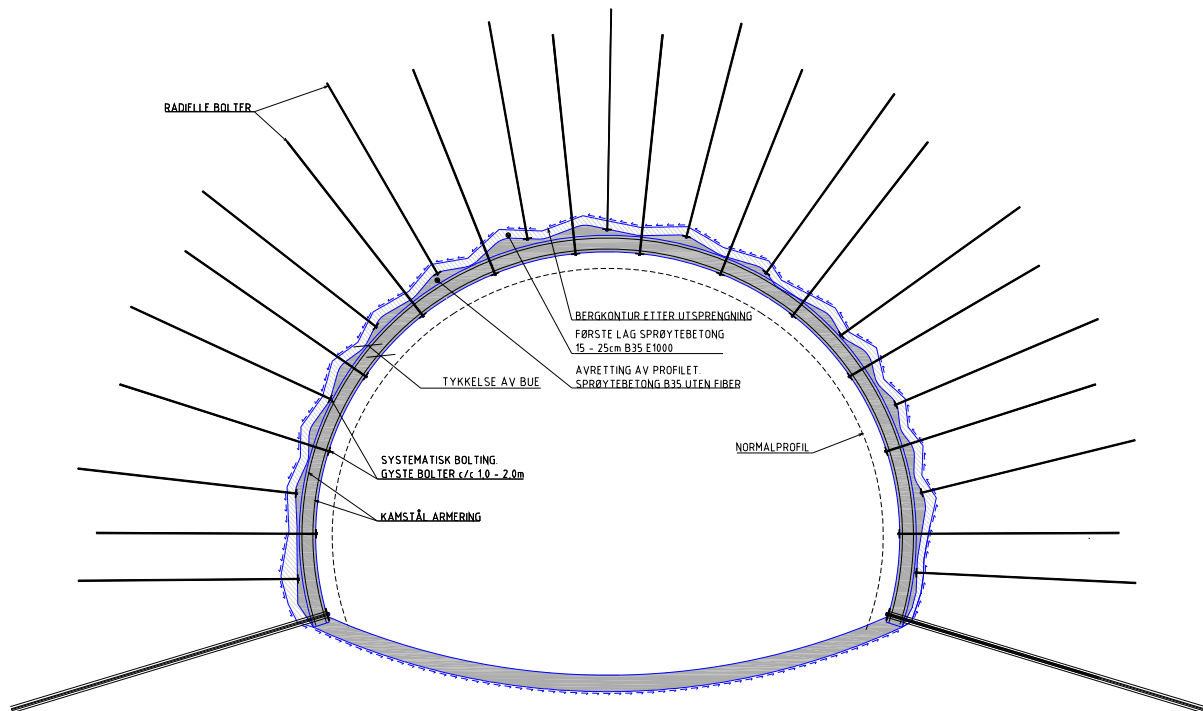
| Borplan | Bergklasse | T4 | T5.5 | T7 | T8.5 | T9.5 | T11.5 | T12.5 | > T12.5 |
|---------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| A | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c |
| B | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c |
| C | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c |
| D | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 | Prosesskode 32.2 i |
| E | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i |
| F | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i | Prosesskode 32.2 i |
| G | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning |

Tabell Ladeplan for svakere ladninger

| Ladeplan | Bergklasse | T4 | T5.5 | T7 | T8.5 | T9.5 | T11.5 | T12.5 | > T12.5 |
|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| A | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c |
| B | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c |
| C | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c |
| D | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c | Prosesskode 32 c i |
| E | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i |
| F | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i | Prosesskode 32 c i |
| G | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning | Ikke sprengning |

» ... i ytterste raster» betyr at det brukes hullavstander for kontur i begge de to ytterste rastene. Tredje ytterste rast bør i prinsippet også bores med reduserte hullavstander.
 » ... i hele tverrsnittet» betyr alle hull med unntak av kutt og ligg.
 »Spesiatilpassing» betyr at den enkelte salveplan må avklares/bestilles tilsvarende som for sonderhull eller injeksjonshull.

C Eksempler på utført sikring med armerte sprøytebetongbuer



Figur C.1 Prinsippskisse av tunnelvernsnitt sikret med sprøytebetongbuer.



Figur C.2 Fra montering av armerte sprøytebetongbuer i Grønliatunnelen 2008 (foto: A. Kveen). Bildet til venstre viser armeringsjern for fire buer: en med $\varnothing 20$ mm lengst til venstre og tre med $\varnothing 16$ mm. Armeringsjern $\varnothing 20$ mm som er forhåndsbøyd gir et bedre profil og er foretrukket løsning. Bildet til høyre viser forhåndsbøyd armeringsjern $\varnothing 20$ mm.



Figur C.3 Sikring med armerte sprøytebetongbuer i Grønliatunnelen 2008 (foto: A. Kveen).



Figur C.4 Sikring med armerte sprøytebetongbuer, Ringveg vest 2008 (foto: T. Kirkeby).



Figur C.5 Sikring med prefabrikerte gitterbuer, Akersgata, Oslo (foto: O. Haugen).



Figur C.6 Sikring med prefabrikerte gitterbuer i T-baneringen, Oslo (foto: O. Haugen).



Statens vegvesen

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Postboks 8142 Dep
N - 0033 Oslo

Tlf. (+47 915) 02030
E-post: publvd@vegvesen.no

ISSN 1504-5005