

V520 TUNNELVEILEDNING

Utkast til revidert utgave 30.03.2021

FORORD

V520 Tunnelveiledning gir utfyllende veiledning, anbefalinger mv. til kravene i vegnormal N500 Vegtunneler.

V520 erstatter V520 fra januar 2020, og gjelder fra xx.

Deler av innholdet er oppdatert og revidert, og ny tekst er lagt til i noen kapitler. Innholdet i kapitlene varierer i omfang fordi veiledningsstoff som gjelder generelt for veger er knyttet til øvrige normaler.

Kapittelinnvidlingen (nivå 1) følger kapittelnummerering i N500 Vegtunneler.

V520 Tunnelveiledning utgis i sammenheng med offentlig høring av revidert vegnormal N500 Vegtunneler.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, måned 2021.

Innhold

Innhold

FORORD	2
Innhold	3
1 INNLEDNING	8
2 GEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER	9
2.1 Generelt.....	9
2.2 Kart og kartgrunnlag.....	9
2.2.1 Generelt	9
2.2.2 Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging.....	9
2.2.3 Andre kart- og bildeprodukter	9
2.2.4 Oversiktskart i geologiske rapporter	10
2.3 Omfang og kontroll etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering.....	10
2.3.1 Geoteknisk kategori og kontrollnivå	10
2.3.2 Utvidet kontroll av geologiske rapporter etter Eurokode 7.....	11
2.4 Forundersøkelsesmetoder	12
2.4.1 Geologisk feltkartlegging.....	12
2.4.2 Boring.....	12
2.4.3 Geofysiske metoder	15
2.4.4 Bergspenningsmålinger	19
2.4.5 Prøvetaking og laboratorieanalyser	19
2.4.6 Registreringer med hensyn til hydrogeologi	20
2.5 Bergmasseklassifisering.....	22
2.6 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter	22
2.6.1 Generelt	22
2.6.2 Geologisk kart.....	22
2.6.3 Lengdeprofiler.....	23
2.6.4 Lagdeling, foliasjon og sprekker.....	24
2.6.5 Svakhetssoner	25
2.6.6 Påhugg og forskjæringer, andre kritiske områder	26
2.6.7 Presentasjon av geologi i 3D-modeller.....	27
2.7 Geologisk kartlegging og rapportering i tidlig planfase.....	28
2.8 Geologisk kartlegging og rapportering til kommunedelplan	28
2.9 Geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan	30
2.9.1 Generelt om geologisk kartlegging og rapportering.....	30
2.9.2 Faktadel i geologisk rapport	31
2.9.3 Tolkingsdel av geologisk rapport	32
2.10 Geologisk rapport til konkurransegrunnlag	33

2.11	Geologiske undersøkelser for nytt tunnellop ved siden av eksisterende løp	34
2.12	Seismisk påvirkning	34
2.13	Vegareal og hensynssoner for tunnel basert på bergmekaniske og ingeniørgeologiske vurderinger	35
2.13.1	<i>Vegformål/vegareal</i>	35
2.13.2	<i>Hensynssoner</i>	36
2.13.3	<i>Forslag til reguleringsbestemmelser</i>	37
3	YTRE MILJØ	38
3.1	Generelt	38
3.2	Begrensning av innlekkasjer	38
3.3	Utslipp av vann	39
3.3.1	<i>Håndtering av vann og slam under anleggsfasen</i>	39
3.3.2	<i>Håndtering av tunnelvaskevann og slam</i>	39
3.4	Støy ved tunnelåpninger	40
3.4.1	<i>Generelt</i>	40
3.4.2	<i>Regelverk</i>	40
3.4.3	<i>Metode for beregninger</i>	40
3.4.4	<i>Aktuelle støyreducerende tiltak</i>	40
3.4.5	<i>Støy fra bergskjæringer</i>	40
3.5	Utslipp av gasser og partikler	41
4	GEOMETRISK UTFORMING	42
4.1	Generelt	42
4.2	Vegutforming i tunnel	42
4.2.1	<i>Linjeføring og sikt</i>	42
4.2.2	<i>Kryss i forbindelse med tunnel</i>	42
4.2.3	<i>Gang- og sykkeltrafikk i tunnel</i>	43
4.3	Tunnelportaler	43
4.4	Tunnelprofiler, veiledning	43
4.5	Utvidelse for nisjer	44
4.6	Nødutganger	44
4.7	Området utenfor tunnelåpningene	45
4.7.1	<i>Overgang mellom tunnel og veg i dagen</i>	45
4.7.2	<i>Geometri, og utstyr og installasjoner utenfor tunnel</i>	45
5	SIKKERHETSTILTAK	46
5.1	Generelt	46
5.2	Tunnelklasser	46
5.3	Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutrustning	46
5.3.1	<i>Generelt</i>	46

5.3.2	Evakueringslys.....	47
5.3.3	Nødstasjoner.....	47
5.3.4	Slokkevann.....	48
5.3.5	AID hendelsesdeteksjon og ITV-overvåking.....	48
5.4	Brannsikring.....	49
5.4.1	Generelt.....	49
5.4.2	Brannseksjonering.....	49
6	SKILT OG SIGNALER.....	50
7	PERMANENT BERGSIKRING.....	51
7.1	Generelt.....	51
7.2	Sikringsmetoder og sikringsklasser.....	51
7.2.1	Generelt.....	51
7.2.2	Bolter til permanent bergsikring.....	52
7.2.3	Sprøytebetong til bergsikring.....	53
7.2.4	Sprøytebetongbuer.....	53
7.2.5	Betongutstøping.....	53
7.2.6	Sålestøp.....	53
7.2.7	Spesielle sikringsmetoder og dimensjonering.....	54
7.3	Etablering av forskjæring og påhugg.....	54
7.3.1	Forskjæringen.....	54
7.3.2	Påhugg.....	54
7.3.3	Forinjeksjon ved påhugg.....	55
7.3.4	Bergsikring før tunneldriving.....	55
7.3.5	Bore- og salveplan.....	56
7.3.6	Driving innenifra og ut.....	56
7.3.7	Portalstøp.....	57
7.4	Langhullsboring og forinjeksjon.....	57
7.4.1	Sonderboring og boreparametertolkning.....	57
7.4.2	Forinjeksjon.....	59
7.5	Tetthetskrav og innlekkasjemålinger.....	62
7.5.1	Måleterskler.....	62
7.5.2	Målestrategi.....	63
7.6	Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner.....	64
7.6.1	Hovedprinsipper.....	64
7.6.2	Svakhetssoner med svellende mineraler og/eller lav Q-verdi.....	65
7.7	Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning.....	65
7.7.1	Belastningssituasjonen for en bergforsterkning.....	65
7.7.2	Sikringsvirkninger for sprøytebetong og sprøytebetongbuer.....	66
7.7.3	Bærevirkning for sprøytebetongbuer.....	66
7.7.4	Betong som forsterkningsmateriale.....	67

7.8	Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer	68
7.8.1	<i>Generelt om sprøytebetongbuer</i>	68
7.8.2	<i>Enkeltarmerte sprøytebetongbuer</i>	69
7.8.3	<i>Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer</i>	76
7.8.4	<i>Sålestøp</i>	78
7.8.5	<i>Annen buegeometri og sektorbuer</i>	82
7.9	Omfang og kontroll i byggefasen etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering	84
7.9.1	<i>Generelt</i>	84
7.9.2	<i>Innhold og rapportering</i>	84
8	VANN- OG FROSTSIKRING I TUNNEL	85
8.1	Generelt	85
8.2	Frost i tunneler	85
8.2.1	<i>Frostdimensjonering</i>	85
8.2.2	<i>Frostinntrengning</i>	85
8.3	Konstruksjonstyper	88
8.4	Konstruksjonsdetaljer	88
8.4.1	<i>Frostisolasjon</i>	88
8.4.2	<i>Betongelementer</i>	88
8.4.3	<i>Nettarmert sprøytebetong</i>	89
8.4.4	<i>Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran</i>	90
8.4.5	<i>Føringskant av betong</i>	91
9	DRENERING	92
9.1	Drenssystemer i tunnel	92
9.2	Grøfter	92
9.3	Pumpestasjoner, pumpeledninger	92
10	TEKNISKE ANLEGG	93
10.1	Generelt	93
10.2	Ventilasjon	93
10.2.1	<i>Beregning av nødvendig friskluftbehov og kontroll av luftkvalitet</i>	93
10.2.2	<i>Beregning av nødvendig skyvekraft ved langslufting</i>	96
10.2.3	<i>Styring av ventilasjonsanlegg</i>	100
10.2.4	<i>Sjaktventilasjon</i>	101
10.2.5	<i>Brannventilasjon</i>	101
11	DOKUMENTASJON	102
11.1	Generelt	102
11.2	Geologisk sluttdokumentasjon	102
11.2.1	<i>Geologisk sluttdokumentasjon - eksempler</i>	103
12	GEOLOGI OG SIKRING I DRIFTSFASEN	105
12.1	Generelt	105

12.2	Inspeksjon av berg og bergsikring	105
REFERANSER	106
VEDLEGG A	Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå	110
VEDLEGG B	Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling	113
VEDLEGG C	Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder.....	115

1 INNLEDNING

V520 Tunnelveiledning inneholder veiledende tekst til N500 Vegtunneler [1]. Veiledningen underbygger og utdyper kravene i N500, gir anbefalinger og viser gode løsninger.

Generelt om forholdet til tunnelsikkerhetsforskriftene: Tunnelsikkerhetsforskriften (Forskrift om minimum sikkerhetskrav til visse vegtunneler), og Tunnelsikkerhetsforskrift for fylkesveg m.m. (Forskrift om minimum sikkerhetskrav til visse tunneler på fylkesvegnettet og kommunalt vegnett i Oslo).

Tunnelsikkerhetsforskriften og N500 er ikke alltid direkte sammenlignbare punkt for punkt. Kravtekst i N500 er i noen tilfeller justert for å tilpasses til norske forhold. Forskriften åpner for dette ved: «..., *Vegdirektoratet kan godkjenne at det treffes alternative risikoreduserende tiltak, forutsatt at de alternative tiltakene vil føre til likeverdig eller forbedret vern*» (§8).

Tilpasningene som er innarbeidet i N500 er for eksempel gjennomgående skulder (nødfortau/rømningsvei), havarinisjer og snunisjer, tettere avstand mellom nødstasjoner, og mellom tverrforbindelser, ventilasjon, innslagspunkt for ITV, toløpstunneler ved lavere ÅDT. Samlet sett er disse tiltakene vurdert å gi minimum samme sikkerhet.

2 GEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER

2.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 2 krav til geologiske forundersøkelser og geologiske rapporter.

I dette kapittelet gis utfyllende kommentarer og veiledning til temaer som utføres og rapporteres i hver av planfasene. Omfanget av hva som utføres og rapporteres avhenger av plannivå.

Vedlegg A gir en oppsummering av forundersøkelser og rapportering i de ulike planfasene. Tabellen er et supplement til kap. 2.7-2.10.

Undersjøiske tunneler planlegges med bergoverdekning 50 m.

Undersjøisk tunnel representerer et særtrekk ved tunnel, og vurderes spesielt, dvs. undersøkes grundig og kvalitetssikres. Rapport med sammenstilling av alle data som er innhentet; kjerneboringer, seismikk osv. presentert langs traseen, med profilnr. Alle data tas med, også om traseen er flyttet underveis i planprosessen.

Tunneler under elver, innsjøer, kanaler o.a. kommer ikke inn under samme kategori mht. bergoverdekning. Slike tunneler krever allikevel grundige undersøkelser fordi det er få muligheter for å undersøke grunnforhold for å oppnå sikker bergoverdekning, samt unngå vanninnbrudd.

2.2 Kart og kartgrunnlag

2.2.1 Generelt

Krav til målestokk ved geologisk kartlegging og rapportering i ulike planfaser er gitt i [1].

Målestokk er i utgangspunktet 1:1000 i A3. Målestokk kan tilpasses den enkelte tunnel ut fra forhold som bergoverdekning, tunnellengde, omgivelsene, kompleksitet og informasjonsmengden, og antall traséforslag (tidlig plan og kommunedelplan). For eksempel lange tunneler med stor overdekning og begrenset informasjon kan vises i mindre målestokk (1:2000 – 1:5000). Det er viktig få frem all relevant informasjon i samme kartbilde.

Det anbefales at godt kartgrunnlag med kotegrunnlag fra laserskanning med ekvidistanse 1 m er tilgjengelig tidligst mulig og senest ved oppstart av geologisk feltkartlegging for kommunedelplan.

2.2.2 Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging

Kartet bestilles fra vegprosjektet, siden planlagt/prosjektet veg inngår i kartet.

Bestillingskjema i vedlegg B kan brukes for å bestille kart fra prosjektet.

Ved bestilling av kart kan det geografiske området kartet dekker angis på følgende måter:

- 1) Legg ved bilde av kart med inntegnet ønsket utsnitt.
- 2) Kartet dekker prosjektområdet definert av reguleringsgrensen for vegprosjektet, samt arealet x m utenfor reguleringsgrensen.
- 3) Kartet dekker inntil x m på hver side av prosjektet/planlagt vegs senterlinje.

Det er viktig å få med nok bredde for kartlegging av geologi, for eksempel ved behov for kartlegging av svakhetssoner og sprekker der dette gjøres godt utenfor traseen.

Arkformat og målestokk for levering av kartene spesifiseres i bestillingen. Aktuelle formater er A1, A2 og A3.

2.2.3 Andre kart- og bildeprodukter

Kartverket har andre produkter som kan være til hjelp ved geologisk kartlegging. Disse er tilgjengelig på internett. Noen aktuelle sider er:

- kartverket.no
- norgeskart.no
- norgebilder.no
- geonorge.no
- hoydedata.no

3D-bilder kan finnes på ulike nettbaserte tjenester.

2.2.4 Oversiktskart i geologiske rapporter

I geologiske rapporter presenteres topografisk oversiktskart med tunneltrasé og profilnummer inntegnet, som viser prosjektet i forhold til eksisterende bebyggelse, infrastruktur og topografi.

Aktuelt utsnitt fra berggrunnsgeologiske oversiktskart fra NGU (*ngu.no*) presenteres med tegnforklaring og tunneltrasé(er) med profilnummer inntegnet. Berggrunnsgeologisk kart fra NGU i målestokk 1:50 000 benyttes hvis tilgjengelig, ellers benyttes 1:250 000-serien, som dekker hele landet. Der det er løsmasser av betydning vises kvartærgeologisk oversiktskart (*ngu.no*).

Flyfoto/ortofoto (f.eks. *norgebilder.no*), relieffkart fra flybåren laserskanning og/eller terrengmodell i 3D benyttes ved vurdering av lineamenter/foliasjon/svakhetssoner m.m. Eldre flyfoto kan være nyttige da det kan være mindre bebyggelse og andre inngrep på bildene.

Ved vurderinger av fare for ulike skredtyper og oversvømmelser benyttes aktsomhetskart som forvaltes av NVE (*nve.no*, *skrednett.no*). Her finnes blant annet landsdekkende aktsomhetskart for steinsprang og aktsomhetskart for jord- og flomskred, samt aktsomhetsområder for snø- og steinskred. NVE Atlas gir tilgang til et bredt spekter av geografiske temadata som blant annet eksisterende vanntunneler og vassdrag, vannkraft, vindkraft og nettanlegg. I karttjenesten NEVINA (nedbørfelt og vannføringsindeksanalyse) fås blant annet beregnet nedbørfelt, feltparametre, og såkalte indekser, for et fritt valgt punkt i et vassdrag.

Nasjonal grunnvannsdatabase, GRANADA, inneholder data fra alle brønner som innrapporteres til NGU. GRANADA inneholder informasjon om borede grunnvannsbrønner, energibrønner og naturlige oppkommer av grunnvann, samt tilgjengelige vannkvalitetsdata og rapporter. Databasen er ikke fullstendig. NGU har også kart over grus- og pukkforekomster, og en mineralressursdatabase med oversikt over landets forekomster av metaller (malm), industrimineraler og natursteinmineralressurser. Kart finnes på *ngu.no*, men gir ingen samlet oversikt over berg- og mineralressurser med potensial for næringsutvikling på lenger sikt.

På NGU sine hjemmesider finnes Aktsomhetskart for tunnelplanlegging som dekker Østlandsområdet. Kartet indikerer områder der det kan være svakhetssoner forårsaket av dypforvitring.

Direktoratet for mineralforvaltning (*dirmin.no*) har en kartløsning med geografisk oversikt over bergrettigheter.

Det er videre nødvendig å skaffe fram kartmessig oversikt over forurenset grunn og vannressurser, særlig truede naturtyper (*artsdatabanken.no*), lokaliteter som benyttes til undervisning av universiteter og skoler, samt kulturminner som kan påvirkes av tunnelprosjektet.

2.3 Omfang og kontroll etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

2.3.1 Geoteknisk kategori og kontrollnivå

Geoteknisk kategori og kontrollnivå iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2]) og Eurokode 7 (NS-EN 1997 Geoteknisk prosjektering [3]) angis i geologiske rapporter, se nærmere beskrivelse i N500 [1] og N200 [4].

Prosjekter klassifiseres i geotekniske kategorier (1, 2 og 3) avhengig av kompleksitet og risiko. Ulike deler av et prosjekt kan ha ulik geoteknisk kategori.

I N500 er tunnelstrekninger der geoteknisk kategori 3 (GK3) beholdes gjennom prosjektering og bygging gitt. En eventuell nedklassifisering av deler av prosjektet til geoteknisk kategori 2 dokumenteres skriftlig med bakgrunn i dokumentert godt og forutsigbart berg og vurdering av annen kompleksitet og risiko. Nedklassifiseringen kontrolleres i utvidet kontroll. Geoteknisk kategori 1 er aldri aktuelt for veggstrekninger.

I henhold til Eurokode 7 [3] vurderes også anleggets påvirkning på miljøet. Tunneler med forurensende bergmasse krever særskilte tiltak i forbindelse med tunneldriving, ofte med behov for systematisk oppfølging og klassifisering av bergarter på stoff. Tunnelstrekninger med innslag av forurensende bergmasse plasseres i geoteknisk kategori 3.

For tunneler er sammenhengen mellom geoteknisk kategori, konsekvensklasse, pålitelighetsklasse, prosjekteringskontrollklasse (PKK) og utførelseskontrollklasse (UKK3) gitt i tabell 2.1.

Tabell 2.1 Sammenheng mellom geoteknisk kategori og kontrollklasse

Geoteknisk kategori	Konsekvensklasse (CC)	Pålitelighetsklasse (RC)	Prosjekteringskontrollklasse (PKK)	Utførelseskontrollklasse (UKK)
3	CC3	RC3 (/RC4)	PKK3	UKK3
2	CC2	RC2	PKK2	UKK2

Områder/objekter i geoteknisk kategori 3 skal gjennom en faglig utvidet kontroll i planfase (PKK3) og i byggefase (UKK3). Den utvidede kontrollen er uavhengig av den som har prosjektert (PKK3) og den utførende (UKK3). Foretak som er delaktig i utførelsen, for eksempel ved anvisning av permanent sikring, er ikke uavhengig og kan dermed ikke utføre kontrollen. Dersom noe omprosjekteres i byggefasen gjennomføres ny utvidet kontroll før bygging.

2.3.2 Utvidet kontroll av geologiske rapporter etter Eurokode 7

Faglig utvidet kontroll av geologiske rapporter foretas i alle faser, t.o.m. rapport til konkurransegrunnlag.

Utvidet kontroll baseres på geologisk rapport inkludert kart og profiler og ev. 3D-modell. Det er vanligvis ikke nødvendig med egne befaringer i felt.

Noen sjekkpunkter:

- Rapport nr. , Versjon nr.
- Planfase (innhold og omfang i rapporter sjekkes mot krav i N500 [1] og denne veiledningens kapittel 2).
- Generell tekst: med kommentarer; utført geologisk rapport/ kapitler/ kart/ temaer. Eventuelle mangler presenteres med henvisning til kap. nr./ sidetall/ tegningsnummer i tekst i kontrollnotat og/eller i tabellform (se eksempel i tabell 2.2).
- Er nødvendig grunnlagsmateriale med/ikke med (f.eks. resultater fra tidligere rapporter).
- Er dokumentasjon for eventuell foreslått nedklassifisering til geoteknisk kategori 2 holdbar eller ikke.
- Vedlegg og tegninger.

I kontrollnotatet angis presise punkter for utsjekk eller endring. Dette presenteres fortrinnsvis i tabellform, se eksempel i tabell 2.2. Utdypende kommentarer kan gis i generell tekst.

Tabell 2.2 Forslag til tabell for presentasjon av kontrollpunkter ved utvidet kontroll

Kap. / kart, Side nr.	Kort henvisning til tekst/innhold i geologisk rapport	Mangler/ kommentarer	Utsjekk fra prosjektleder
	Tema, kart og profiler	Iht. N500	Tilbake for oppretting?
			Tatt til følge/ ikke tatt til følge

Tabell 2.3 Saksgang for utvidet kontroll av geologiske rapporter etter N500 [1] og Eurokode 7 [3]

Saksgang	Merknader
Utvidet kontroll: konsulent gjennomgår rapport som er utarbeidet i Statens vegvesen, og omvendt. Ev. benyttes et annet konsulentfirma.	Bestilling i byggherrens regi
Kontrollen skal sikre at kravene i N500, mht. geologiske undersøkelser og rapporter er fulgt.	Detaljering av kravene er gitt i denne veiledningen. Egne befaringer utføres ikke, hvis ikke dette er bestilt spesielt.
Utført kontroll i notat til prosjektleder. Ved mangler i geologisk rapport sendes rapporten tilbake til utførende geolog for retting/ omarbeiding til bestilt resultat. Rapportene merkes med versjon nr.	Bestilling av kontroll spesifiserer om et ferdig utkast av rapporten gjennomgås/ kommenteres og deretter fullføres, før selve kontrollen av endelig rapport.
Utvidet kontroll leveres i form av notat (f.eks. inkludert en sjekklister med punkter).	Prosjektleder (i samråd med egne geologer/bergkyndige) sjekker ut punktene (ok / ikke tatt til følge).
Notat fra kontrollen vedlegges geologisk rapport i videre saksgang og utgjør del av sluttdokumentasjonen.	

2.4 Forundersøkellesmetoder

Dette kapittelet gir en kort presentasjon av de vanligste metoder for geologiske/ ingeniørgeologiske forundersøkelser. Undersøkelsene utføres i samsvar med NS-EN ISO 14689 Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser [5].

R211 Feltundersøkelser [6] inneholder metodebeskrivelser for feltundersøkelser; for eksempel:

- 1.4.1 Geologisk kartlegging av berg
- 1.4.3 Prøvetaking av berg
- 1.2.10 Feltanalyse med XRF
- 1.4.7 Ingeiørgeologisk logging av borkjerner
- Vedlegg 2 Bergartsklassifisering.

R210 Laboratorieundersøkelser [7] inneholder metodebeskrivelser for laboratorieanalyser, for eksempel:

- 111 Forenklet petrografisk beskrivelse
- 113 Mikroskopering med polarisert lys
- 116 Analyse av svelleleire.

Annen nyttig litteratur kan være [8, 9, 10, 11 og 12].

2.4.1 Geologisk feltkartlegging

Geologisk kartlegging utføres for å få best mulig informasjon om bergforholdene for det aktuelle tunnelprosjektet. Nivå på geologisk feltkartlegging tilpasses plannivået [1]. Praktisk gjennomføring av geologisk kartlegging for tunnelprosjekter omfatter undersøkelser av bergmasse, svakhetssoner, oppsprekking og forvitring med tanke på stabilitet og lekkasjeforhold (hydrogeologi), samt identifikasjon av bergarter med hensyn til videre bruk av tunnelmassen og eventuell forekomst av forurensende/deponipliktig bergmasse, som beskrevet i R211 [6].

Bergmasseklassifisering utføres langs traseen ved hjelp av Q-metoden, se kap. 2.5. Formålet med all kartlegging er å gi et best mulig bilde av bergmassen i tunnelnivået. Regionalgeologisk forståelse, inklusive betydning av storskala lineamenter, foldestrukturer, skyvedekker og høye bergspenninger, er nødvendig. Se for øvrig kap. 2.6 om rapportering og presentasjon i geologiske rapporter.

2.4.2 Boring

Generelt

For å kartlegge løsmasser og bergoverflate er det vanlig å utføre totalsonderinger/ bergkontrollboringer. Kjerneboringer benyttes for å skaffe informasjon om bergarter, bergartsgrenser og oppsprekking i berggrunnen.

Grunnundersøkelsesdatabasen, GUDB, er Statens vegvesen sitt arkivsystem for grunnboringerdata.

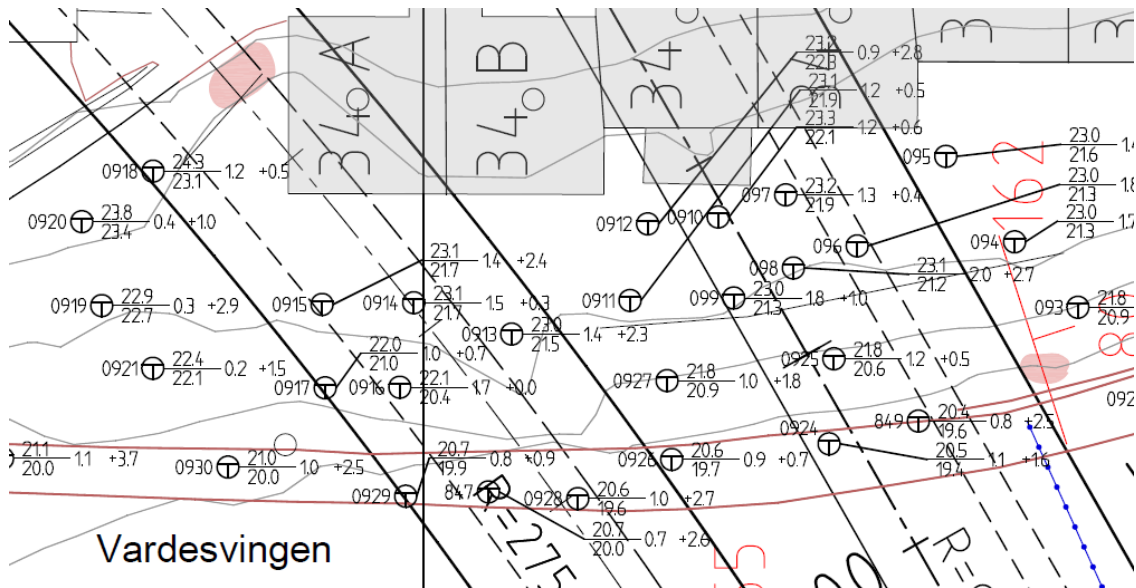
Nasjonal database for grunnundersøkelser, NADAG, inneholder data fra utførte grunnundersøkelser (geotekniske boringer) rapportert inn til NGU. Se *ngu.no*.

Totalsondering/bergkontrollboring

Sonderingsmetoder er beskrevet i [6]. Boringene bestilles med boring minimum 3 m ned i fast berg. Boringene presenteres på lengde- og tverrprofiler. Eksempel på presentasjon av grunnboringer er vist i figur 2.1.

Grunnboringene gir informasjon om løsmasser og dybde til berg i ett punkt. Resultater fra grunnboringene benyttes til å generere bergkotekart, der også registrerte blotninger inngår som grunnlag.

Ved bergkontrollboring sikres at det er bergoverflaten det bores i, ikke for eksempel en stor blokk eller hard morene. Det anbefales å være med under bergkontrollboring for å sikre et pålitelig resultat. Det er nyttig å studere borekaks og sammenligne med forventet bergart i området. Borekaks kan også benyttes for videre laboratorieanalyse (forurensende berg m.m.).



Figur 2.1 Eksempel på presentasjon av grunnboringer på kart, i dette tilfelle totalsonderinger over to tunnelløp. Boringene vises med hullnummer, symbol for type boring, kote terreng/kote antatt berg, deretter dybde til berg + boret i berg. Dersom det ikke er plass til alle data kan f.eks. kun kote berg vises (husk referanse til borerapporten), ev. bare en fargekode for kotehøyden om det blir for tett med symboler og tall. [13]

Kjerneboring

R211 Feltundersøkelser [6] beskriver kjerneboring og ingeniørgeologisk logging av borkjerner.

Boringer med kontinuerlig kjerneopptak gir verdifull informasjon om bergart, oppsprekking, bergmassekvalitet, svakhetssoner og vann. Lekkasjemålinger under innboring sier noe om vannmengder og lekkasjeforhold, mens vanntapmålinger forteller om permeabilitet. Boringene gjøres vanligvis fra terreng, eller fra andre tunneler og bergrom der det er gunstig. Kjerneboring kan også utføres fra stoff i drivefasen (se også kap. 6.6). Lange hull avviksmåles.

Kjerneboring er en relativt kostbar undersøkelsesmetode og utføres kun i områder der det er særlig viktig å få nøyaktig geologisk informasjon, for eksempel ved undersjøiske tunneler, ved svakhetssoner med liten overdekning og der kartlegging av forløp av svakhetssoner er viktig. Der det er mulig bores kjerneborehullet like over tunnelheng og langs tunnelaksen. Dette gir best informasjon om forholdene nær tunnelhengen og kartlegging av bergartsforhold og svakhetssoner i tunnelnivået.

Fra kjernematerialet kan det tas ut prøver til videre testing i laboratorium, som identifikasjon av leire og annet sleppemateriale ved røntgendiffraksjon (XRD), bergartsstyrke/trykkfasthet og tynnslip/ mineralidentifikasjon. Totalkjemisk analyse av kjernemateriale med håndholdt XRF er en rask metode som kan benyttes for å identifisere bergarter som kan gi forurensing, f.eks. for å skille alunskifer fra ikke-forurensende svartskifer (se [6] og [14]).

Det utarbeides en egen rapport etter utført kjernelogging [6], både med tekstdel og detaljerte loggeskjemaer med bergart, sprekker/ sprekkemateriale, forvitningsgrad, RQD, Q-verdier (med Q-parametre) og vanntap i Lugeon, alle relatert til bordybde i meter. RQD-verdien regnes som rene målinger og derfor fakta, mens Q-verdiene kun er tolkninger basert på borkjernen og omgivelsene samlet. I kjerneloggingsrapporten presenteres bilder av hver kjernekasse, tydelig merket og med målestokk (se figur 2.2). De geologiske resultatene fra kjerneboringer sammenstilles og presenteres i den geologiske modellen i kjerneboringsrapporten. Det skilles mellom faktaopplysninger (faktadel) og tolkninger (tolkningsdel). Erfaringer viser at dersom sammenstilling av dataene fra kjerneboringer utsettes, går mye informasjon tapt.

For best mulig informasjon i det videre planarbeidet settes resultatene fra kjerneboringen inn i den geologiske sammenhengen allerede i kjerneboringsrapporten. Resultatene fra kjerneboringer presenteres i geologiske rapporter i alle planfaser og innarbeides i konkurransegrunnlaget.

Representative bilder av kjernekasjer med borkjerner kan vises i geologisk rapport. Eksempler på bilder er vist i figur 2.2 og 2.3. Resultatene fra kjerneboringen oppsummeres i faktadelen i geologisk rapport, med referanse til egen fagrapport. På det geologiske kartet viser hullets ansett og stupning med punkt, id.nr., sann retning/ lengde projisert i kartplanet, med borelengde i meter og stupning i grader. I den grad det er mulig vises også boreinformasjonen (bergart, RQD, etc.) på kartet, men som regel presenteres kjerneborehullet på egne tegninger i en målestokk som gir lett lesbarhet (se figur 2.4). Resultatene fra kjerneboringen vises i egne detaljerte profiler med alle relevante data presentert i forhold til tunneltrasé slik at dataene fra kjerneboringer kan benyttes i det videre planleggingsarbeidet. I lengdeprofilen vises også terreng, antatte berggrunnsforhold/ løsmasser (markeres som tolkning), samt selve tunnelen der det er mulig. Områdene er ofte

også undersøkt med geofysiske metoder og dette presenteres i profil der alle data vises, se eksempel i figur 2.4. Bygninger med kjellernivå og infrastruktur over slike kritiske områder tas også med i profilet og forholdene beskrives med tekst i den geologiske rapporten tilpasset plannivået.

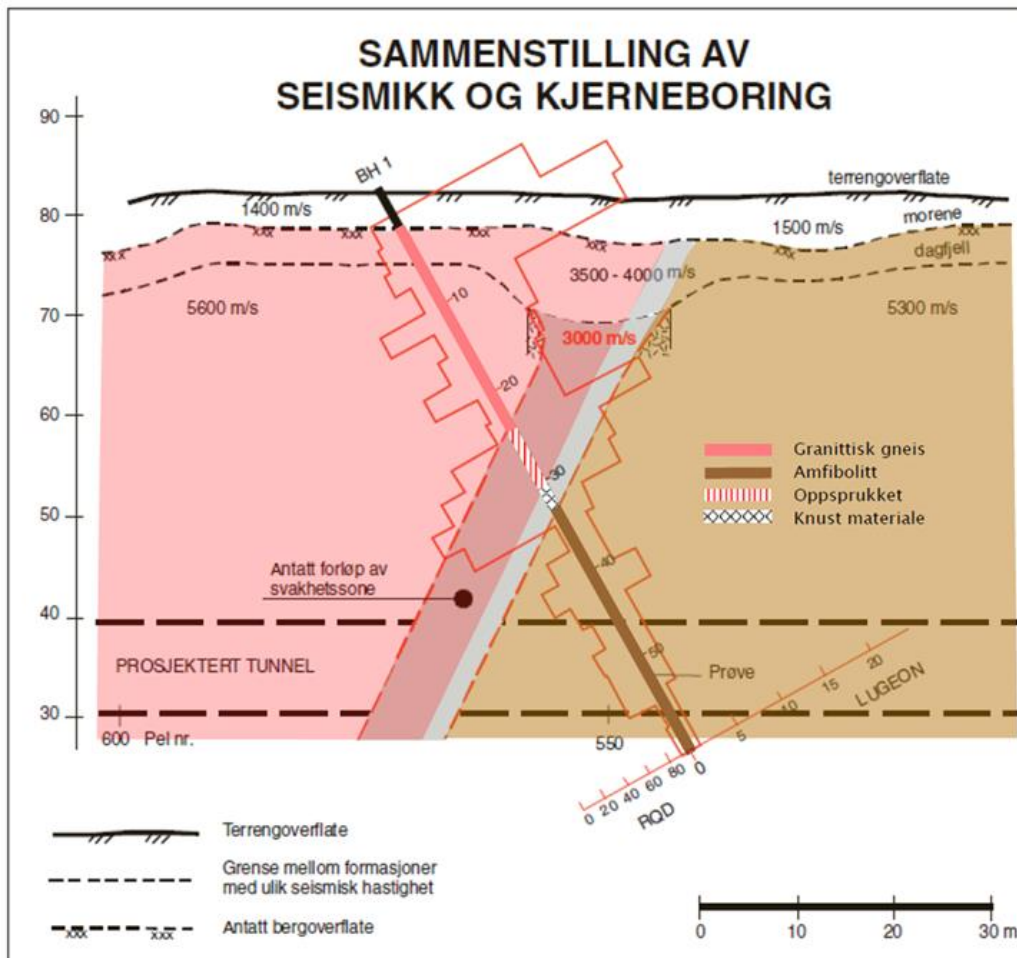
Boringer parallelt eller nær parallelt tunnelen vises alltid i de geologiske lengdeprofilene med de geologiske resultatene fra boringene presentert i godt synlig målestokk.



Figur 2.2 Eksempel på bilde av kjerneboks fra E39 Vik-Julbøen (Foto: Christine Grob)



Figur 2.3 Bilde av borekjerne fra Bjarkøy. Bildet viser oppknust og forvitret granittisk gneis. Q-verdi pr boremeter er vist til høyre i bildet. (Foto: Edvard Iversen)



Figur 2.4 Eksempel på sammenstilling av seismikk og kjerneboring (basert på [15])

2.4.3 Geofysiske metoder

R211 Feltundersøkelser [6] omtaler geofysiske metoder. Publikasjon 102 [16] fra bransjeprosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler geofysiske forundersøkelsermetoder og vurdering av metodene for bruk ved tunnelprosjektering. Ulike metoder benyttet sammen vil kunne gi sikrere tolkninger. De mest brukte metodene er omtalt i det følgende. Mer informasjon om metodene kan finnes på for eksempel *ngu.no*.

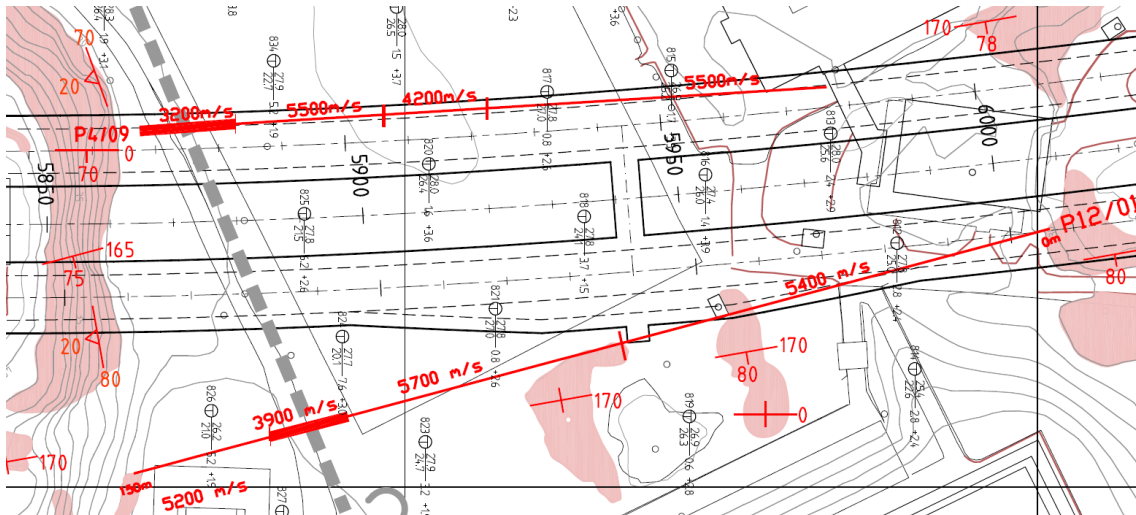
Refraksjonsseismikk

Refraksjonsseismikk er tradisjonelt en av de mest benyttede metodene ved forundersøkelser for anlegg i berg. Refraksjonsseismikk gir informasjon om dybde til fast berg og om svakhetssoner (lavhastighetssoner).

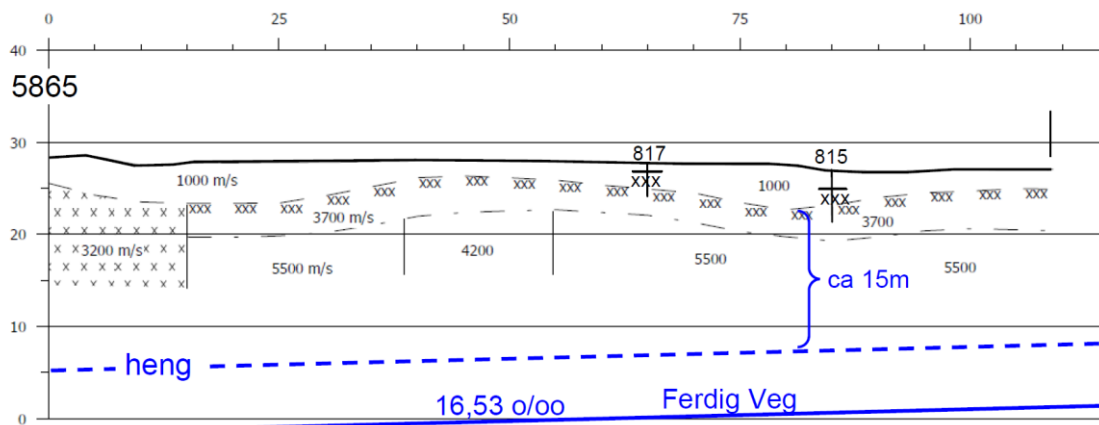
Tolkning av refraksjonsseismikk har en del usikkerheter. Teknisk har metoden svakheter knyttet til blindsonelag og hastighetsinversjon. Oppløsning øker ved kortere geofonavstand.

For å vurdere nøyaktigheten på tolkningen av bergoverflaten er det viktig med grunnboringer i tilknytning til seismikkprofilen.

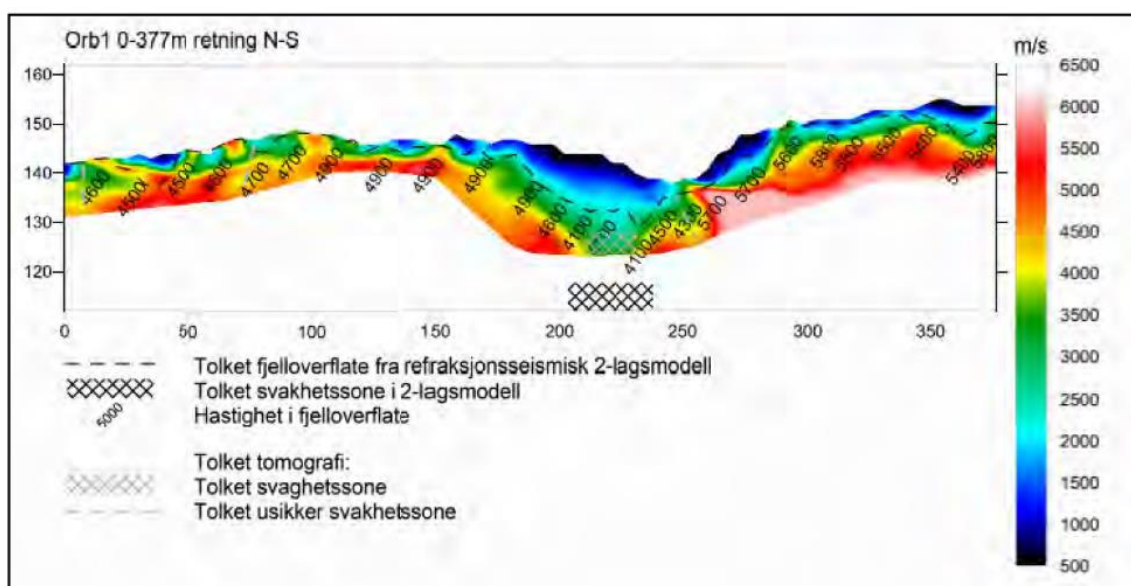
Målingene presenteres på kart og profiler i målestokk 1:1000 med seismiske hastigheter/ lavhastighetssoner markert. I teksten der dette beskrives, vises det til profilnummer og seismisk hastighet (P-bølge), og bredde på lavhastighetssonen. Detaljtegninger og profiler presenteres. Se figur 2.5, figur 2.6 og prinsippskisse i figur 2.4.



Figur 2.5 Utsnitt av geologisk kart som viser eksempel på hvordan seismiske profilinjer kan presenteres, her i rødt, med angivelse av seismisk hastighet. Lavhastighetssoner er gjerne forsterket med tykkere strek. I tillegg vises her berg i dagen som røde felt (bergblotninger) med strøk/fall av sprekker og foliasjon, samt totalsonderinger (Ringveg Vest Bergen). [13]



Figur 2.6 Eksempel på seismisk lengdesnitt, i dette tilfelle øvre profilinje på figur 2.5. Der tunnelen vil komme like under seismikklinja tegnes tunnelen også inn, gjerne med grunnboringer om de finnes. Hvis seismikken er lagt mer på tvers av tunneltraseen kan fortsatt tunnelen markeres, ev. med tverrprofil. [17].



Figur 2.7 Eksempel på presentasjon av refraksjonsseismikk i profil [18]

Refraksjonsseismikk presenteres ofte ved å bruke farger som representerer de ulike hastighetene som vist i figur 2.7. Der farger benyttes i presentasjon av profiler legges geofysikers tolkning av bergartsoverflate, grenser mellom ulike hastigheter og svakhetssoner over fargene som i figur 2.7.

Figur 2.8 viser P-bølge hastigheter i typiske geologiske materialer.

Jordarter	P-bølge hastighet (m/s)	Bergarter, ikke oppsprukket	P-bølge hastighet (m/s)
Torv	150-500	Sandstein	3000-3500
Leire (tørr)	600-1200	Kalkstein	4000-6000
Sand (tørr)	400-900	Dolomitt	2500-6500
Grus (tørr)	400-1000	Kvartsitt	5500-6000
Morene (tørr)	400-1600	Granitt	4800-5500
Leire (vannmettet)	1200-1600	Gneis	4700-5800
Sand (vannmettet)	1400-1800	Diabas	5700-6500
Grus (vannmettet)	1400-1900	Gabbro	6200-6700
Morene (løs)	1500-1900	Ultramafisk	6500-7500
Morene (hard)	1900-2800	Oppsprukket berg	< 4000

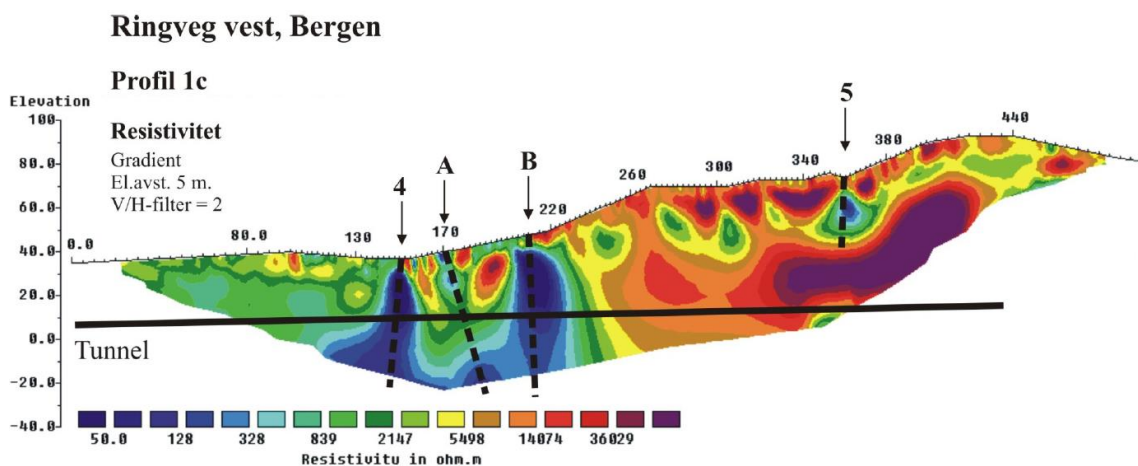
Figur 2.8 P-bølge hastighet i noen geologiske materialer. Data er hentet fra norske erfaringer (NGU og Geomap). Oppsprekking av bergarten og leiromvandling vil kunne redusere hastighetene betydelig. (Kilde: *ngu.no*)

Refleksjonsseismikk (akustisk profilering/multistråle-ekkolodd/sonar)

Metodene benyttes for å undersøke sjøbunn, løsmasser og berg i undersjøiske områder, ofte i en tidlig planfase for å finne sjødybde og sedimentmektighet over berg. Refleksjonsseismikk kan dekke store områder og danne grunnlag for plassering av refraksjonsseismiske og geotekniske undersøkelser.

2D Resistivitet

Resistivetsmålinger kartlegger den elektriske motstanden i løsmasse og berg. Målingene kan benyttes til å indikere dybde til fast berg og tolkede svakhetssoners bredde og forløp i grunnen. Eksempler på presentasjon av data er vist i figur 2.9.



Figur 2.9 Eksempel på presentasjon av data fra resistivetsmålinger, med tolkning. Ω m-verdier over 5000 er her tolket som godt berg (gule-røde farger), verdier < 500 er tolket som svakhetssoner (mørk blå farger). Tunnel er inntegnet. [19]

NGU har undersøkt bruk av 2D resistivitet for undersjøiske tunneler. Resultater viser at metoden har begrensninger ved bruk i sjø/vann og tolkninger er ikke entydige [20]. Salt grunnvann på sprekker har svært lav resistivitet. Der bergmassen omkring har høy resistivitet kan resistivetskontrastene være tilstrekkelig til å påvise soner med saltvannslekkasje [21, 22]. Undersøkelser av bergartenes geoelektriske egenskaper vil i prinsipp gi sikrere tolking av resistivetsprofiler.

Måling av induert polarisasjon (IP), som er et uttrykk for stoffers evne til å ta opp elektrisk ladning, kan være nyttig for å avgjøre om lav resistivitet skyldes leirfylt oppsprekking og/eller sulfidmineralisering og alunskifer. Det er særlig leirmineraler med høy ionebyttingskapasitet dvs. svellende sjiktisilikater som montmorillonitt og sulfidmineraler som gir høy IP.

Statens vegvesen rapport nr. 305 [23] omhandler kartlegging med 2D resistivetsmålinger, med veiledende informasjon om utførelse og rapportering.

Televiwer i borehull

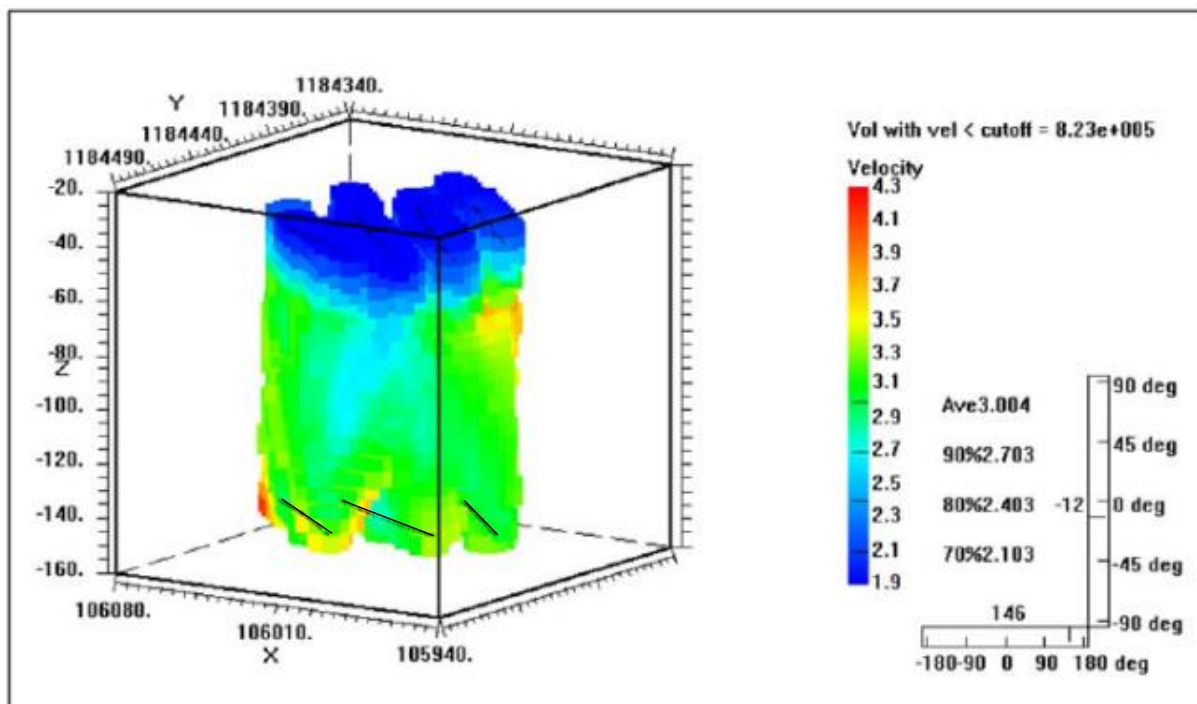
Målingene kan gjøres i borehull med diameter ca. 70-160 mm og helst i hammerborede hull. På grunnlag av det orienterte bildet av borehullsveggen kan strøk, fall og sann mektighet av kryssende strukturer beregnes. Metoden blir også supplert med målinger av gamma-stråling, kalium, thorium, uran med mer.

Optisk televiwer består av en sonde med et digitalt kamera som filmer mot et hyperbolsk speil. Metoden kan benyttes i tørre og vannfylte hull, men krever relativt klart vann. Mørke bergarter kan gjøre det vanskelig å påvise sprekker med kun optisk televiwer.

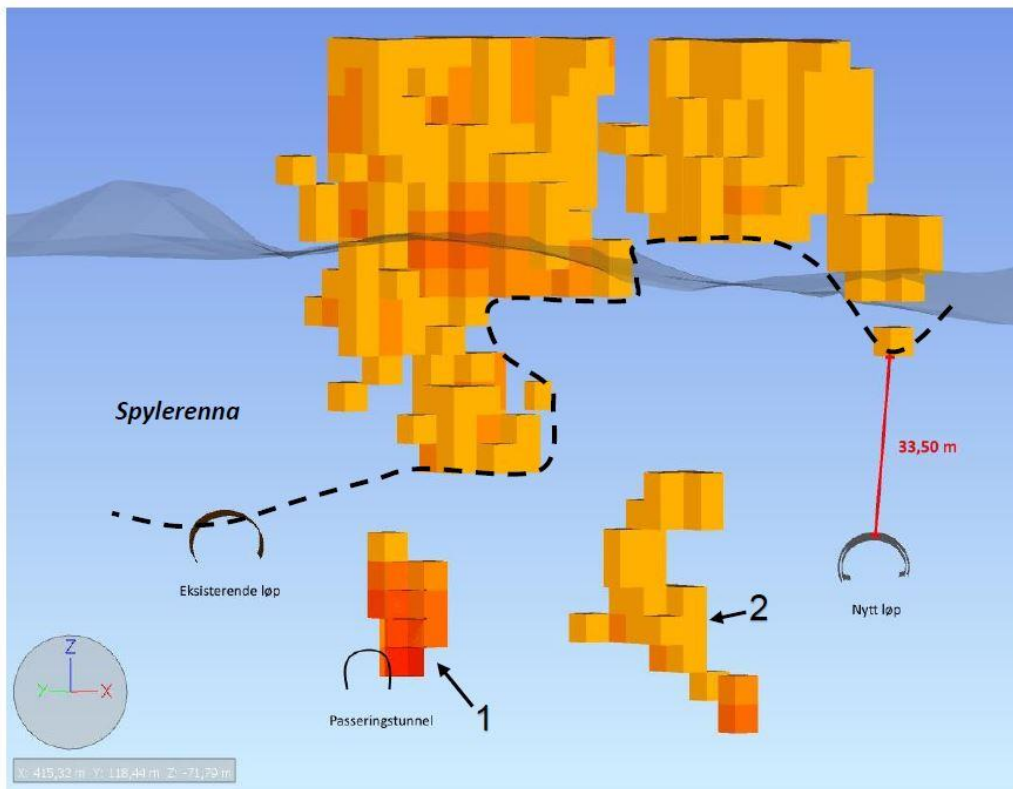
Akustisk televiwer benyttes først og fremst til sprekkekartlegging. Der bergspenninger påvirker hullformen kan største hovedspenningsretning estimeres. Det er en forutsetning at hullet er vannfylt, men vannet trenger ikke være klart.

Refraksjonsseismisk tomografi

Ved seismisk tomografi plasseres signalkilden (sprengladninger) på den ene siden av området som ønskes undersøkt, og mottakerne (geofoner) på den andre siden. Metoden kan gi informasjon om bergmassekvalitet og svakhetssoner. Oppsprukket berg gir nedsatt hastighet av signalet. Metoden kan også gi informasjon om dybde til grunnvannsspeil og berg. Skudd og geofonposisjoner er plassert langs linjer (2D-målinger) eller spredt over hele overflaten (3D-målinger). Figur 2.10 og 2.11 viser eksempler på seismisk tomografi.



Figur 2.10 Eksempel på 3D tomografimodell fra Rv 23 Oslofjordtunnelen. Rene løsmasser i mørk blå farge (ca. 1900 m/s), fast godt berg i rød farge (ca. 4300 m/s). Tre hull der det ble skutt en liten sprengladning for hver 2,5 m kan sees som svarte streker i bunnen av modellen. På toppen av tomografimodellen sees hydrofonkablene som tynne svarte streker. Tidsavstanden mellom hver ladning og hver enkelt av 96 hydrofoner på sjøbunnen ble registrert. En 3-dimensjonal tomografimodell ble beregnet ut fra ca. 12 500 målte tidsavstander. [24]



Figur 2.11 Tolket forløp av spylerenne fra Rv 23 Oslofjordtunnelen basert på resultatet fra de tomografiske målingene presentert i fig 2.10. Antatt grense mellom berg og løsmasser er angitt med stiplet linje. Grå overflate er første utkast til bergoverflatemodell kun basert på refraksjonseismikk. Lavhastighetspartier merket «1» har årsak i nærhet til det åpne rommet i passeringstunnelen. Lavhastighetspartiet merket «2» har sin årsak i knusningssoner. De er gjennomboret av flere kjerneboringshull som bekrefter tolkningen. [25]

Georadar

Georadar er mest brukt til arkeologiske undersøkelser, men kan også gi informasjon om dybde til berg og løsmasselag ved liten løsmassemekthet (avhenger av frekvens). Det er ikke en foretrukket metode i tunnelprosjekter. Metoden baserer seg på elektromagnetiske signaler som reflekteres der det er endring i de elektriske egenskapene til mediet. Begrensningen med metoden er hovedsakelig at elektromagnetiske signaler blir absorbert for materialer med høy elektrisk ledningsevne og en viss feilmargen hører med. Metoden er også sensitiv for vann og frost.

2.4.4 Bergspenningsmålinger

Bergspenningsmålinger benyttes ved vurdering av stabilitet og design av bergrom med komplisert geometri og store tverrsnitt, samt vurdering av minste hovedspenning til bruk ved fastsettelse av maksimalt injeksjonstrykk. Metoder som kan benyttes er 2D overboring (doorstopper), 3D overboring og hydraulisk splitting, se R211 [6].

Resultater fra bergspenningsmålinger er viktige inngangsparametre i ulike modelleringsprogrammer for bergstabilitet.

2.4.5 Prøvetaking og laboratorieanalyser

Det er viktig å ta representative prøver med utgangspunkt i geologisk kartlegging som beskrevet i [6]. Prøvetaking utføres i forbindelse med undersøkelser av steinmaterialkvalitet og brukbarhet av tunnelmassen. Ved geologiske undersøkelser for tunnelprosjekter gis en vurdering med hensyn til bruk av overskuddsmasse med tanke på størst mulig grad av gjenbruk. Miljødirektoratets faktaark M-1243 Mellomlagring og slutt disponering av jord- og steinmasser som ikke er forurenset [26] gir videre veiledning.

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Slike utfordringer kan for eksempel være: svelleleire, alunskifer, sulfidholdig berg, kvartsitt og berg som lett forvitrer.

Aktuelle laboratorieanalyser er beskrevet i R210 Laboratorieundersøkelser [7] og kan være knyttet til bergartsstyrke (trykk, strekk, sprøhet), elastisitet, skjærstyrke for sprekker, mineralsammensetning, svelleegenskaper for sleppemateriale, borbarhet, sprengbarhet, kornfordeling og anvendelse til veg- og betongformål.

Resultater fra ulike laboratorieanalyser er viktige inngangsparametre i modelleringsprogrammer.

Bergarter som kan gi forurensende avrenning kartlegges i detalj (se tabell 2.4). Forurensningsloven pålegger vegeier å dokumentere hvordan forurensende berggrunn vil påvirke miljøet (tungmetaller, strålefare m.m.). Søknad om utslippstillatelse sendes Statsforvalter. Statens vegvesen har også ansvar for å dokumentere om berggrunnen representerer deponipliktig radioaktivt avfall (≥ 1 Bq/gram), og søknad om tillatelse sendes Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet (DSA). DSA har i tillegg krav om at mindre strålefarlig berg ($> 0,1-1$ Bq/gram) dokumenteres ved søknad, selv om disse ikke er deponipliktige. I noen tilfeller der det teknisk sett er mulig å etablere masselager for lokal deponering av forurensende berg innenfor veganlegget, for eksempel i forbindelse med nødvendig masseutskifting (nyttiggjøring), søkes Miljødirektoratet om nødvendig tillatelse.

Tabell 2.4 Bergarter som vurderes spesielt i forhold til Forurensningsloven. «Etasje» referer til stratigrafisk nivå for kambro-siluriske bergarter.

Bergart	Variant	Avrenningsproblematikk	Strålingsproblematikk
Alunskifer (Etasje 1-2)	Alle varianter (Etasje 1c til 2e) Potensialet øker ved forvitring	Delvis syredannende m/ tungmetallproblematikk; Ved pH < 5: økende tungmetaller, uran og aluminium	Varierer over og under 1 Bq/gram, ofte over korte avstander
Svartskifer	Deler av etasje 3bβ (Galgebergskeifer) Potensialet øker ved forvitring	Delvis syredannende. Tungmetallproblematikk	Neppe aktuelt
Sulfid- og sulfatførende gneiser med rustforvitring	Sulfidførende med sterk forvitring omkring sprekesett	Ekstrem forsuring, mobilisering av tungmetaller og aluminium	Neppe aktuelt
Andre bergarter med synlig innhold av sulfider (fyllitt, grønnstein m.m.)	Sulfidrike varianter Potensialet øker ved forvitring	Potensielt syredannende. Tungmetallproblematikk	Neppe aktuelt
Granittiske bergarter m.m.	Uranrike varianter	Uran	Ved ≥ 1 Bq/gram
Hydrotermalomvandling	Uranrike varianter	Uran	Ved ≥ 1 Bq/gram

Prøvetaking og analyser av forurensende bergmasse utføres i nært samarbeid med ytre miljøkoordinator (YM-koordinator) med fokus på lokale variasjoner mht. geologi og vannmiljø. Det forutsettes at vannmiljøet og sårbarheten til resipienter på stedet er kjent. Feltanalyser med håndholdt XRF for totaljemisk innhold av tungmetaller, uran og svovel gir godt grunnlag for å vurdere om det er behov for videre detaljerte analyser. Mineralogisk analyse av bergmasse gir nyttig og nødvendig tilleggsinformasjon om hvilke bergarter som gir forurensning. Også mekaniske egenskaper vurderes, fordi høy finstoffandel fra forurensende bergmasse er mest reaktivt [14, 27, 28, 29, 30].

2.4.6 Registreringer med hensyn til hydrogeologi

Hensikten med hydrogeologiske forundersøkelser i forbindelse med tunnelbygging er å:

- avklare hvor det kan ventes vanninnbrudd med behov for injeksjon (tunnel og forskjæring)
- skille mellom sannsynlig tørre områder og områder med drypplekkasje med tanke på omfang av vann- og frostsikring og/eller forekomst av aggressivt vann som kan påvirke bestandigheten til bergsikringen og tekniske installasjoner
- vurdere influensområde og fare for setninger i løsmasser i influensområdet, i samarbeid med geotekniker
- vurdere fare for skade på brønner og vannforsyning, i samarbeid med kommunen
- vurdere mulig påvirkning på naturmiljøet, i samarbeid med YM-koordinator.

Se også kapittel 3 Ytre miljø.

I områder der tunnelen kan ha innvirkning på omgivelsene (setningsømfintlig løsmasse, brønner m.m.) danner geologisk kartlegging grunnlag for plassering av boringer (bergkontrollboringer, kjerneboringer, optisk televiewer, lugeonmålinger), prøvetaking (for ødometer, m.m.) og måleutstyr som undersøkelses- og peilebrønner for poretrykk og grunnvannstand.

Basert på forundersøkelsene vurderes definerte krav til tetthet for tunnelen. Kravene kan variere langs tunneltraseen avhengig av forhold som influensområde, setningsømfintlighet og risiko for skadelige virkninger på omgivelsene. Publikasjon 103 [31] fra bransjeprojektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler vurdering av konsekvenser ved grunnvannstands- og poretrykksendring for naturmiljø og urbanområder.

Lekkasjepotensialet på tunnelnivå er avhengig av:

- forekomster av vann i områdene omkring tunneltraseen, årstidsvariasjoner
- nedbørfelt
- avstanden fra tunnelnivå til grunnvannsnivå og åpent vannspeil (vann eller sjø)

- bergoverdekning
- oppsprekkingsgrad i bergmasse og bruddsoner, og sprekkeåpninger
- løsmasseoverdekning
- løsmasstype

Innsjøer, sjø, elver og store våte myrer betraktes som varige kilder til innlekkasje, og vies særlig oppmerksomhet. Nedbørfeltene defineres og tegnes inn på kart og profiler for foreslåtte tunneltraseer. Avstanden fra grunnvannsspeil/ vannspeil/ havnivå ned til tunnelnivå representerer det hydrauliske potensialet, som øker i takt med tunneldybden. Den reelle innlekkasjen på tunnelnivå er avhengig av den hydrauliske konduktiviteten til bergmasser og løsmasser. Ved høy bergoverdekning vil innlekkasjen være lav når bergmassen er svakt til moderat oppsprukket. Områder med liten bergoverdekning har større potensial for innlekkasje enn strekninger med høy bergoverdekning og eventuelle tette løsmasser. Uforvitret marin leire og kompakt morene kan ha lavere hydraulisk konduktivitet enn bergmasse og virke tettende, mens fluvialt avsatte løsmasser som sand og grus alltid har høyere hydraulisk konduktivitet enn oppsprukket bergmasse. Empiriske data fra undersjøiske tunnelstrekninger viser at når bergoverdekningen øker, så minker drypplekkasjen, forutsatt at eventuelle løsmasser på sjøbunnen har lavere hydraulisk konduktivitet enn bergmassen [32, 33].

Det er kombinasjonen av oppsprekkingsgrad (antall sprekker/m³), antall kryssende sprekkesett og sprekkeåpninger som bestemmer den hydrauliske konduktiviteten til bergmassen (se også kap. 2.5). Tunnelstrekninger med høy oppsprekkingsgrad uten mineralinnfylling gir høyere innlekkasje enn tunnelstrekninger med lav oppsprekkingsgrad i områder med samme bergoverdekning og hydraulisk potensial. I områder med høy horisontal spenning er det stor sannsynlighet for at sprekkesett parallelt med hovedspenningsaksen er mest vannførende.

Behovet for injeksjon er styrt av forekomsten av åpne sprekker, mens drypplekkasjene og behovet for vann- og frostsikring er avhengig av oppsprekkingsgraden i bergmassen generelt. Dette har sammenheng med at lekkasjevolumet øker med kubikkroten av sprekkeåpningen (sprekkeaperturen). Vannlekkasjer med behov for injeksjon er knyttet til bruddsoner med åpne sprekker (stor sprekkeapertur) uten mineralutfellinger eller der flere sprekkesett krysser hverandre (kanaler). Selmer-Olsen [34] har vist at store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler er knyttet til vertikale og steile sprekker.

Omfanget av vann- og frostsikring samt påvirkning fra aggressivt vann på bergsikring og installasjoner er i stor grad styrt av oppsprekkingen i bergmasser utenom injiserte svakhetssoner. Sprekkeåpningene i bergmasse mellom svakhetssoner er for det meste < 0,5 mm, men fører likevel til fukt og drypplekkasje. Det er mulig å gjøre noen betraktninger om variasjoner basert på gjennomsnittlige sprekkefrekvenser målt på gode bergblotninger. Det er vist at antall steile til vertikale sprekker per m² gir en tydelig sammenheng med forekomst av drypplekkasje i tunneler [32].

Sprekkeåpninger beskrives i henhold til tabell 2.5 i samsvar med NS-EN ISO 14689 [5]. Sprekkeåpninger kan best estimeres i bergskjæringer som ofte viser hvilke sprekkesett som fører vann. Akkumulasjon av is i bergskjæringer gir også informasjon om vannførende sprekkesystem. Observasjoner på gode blotninger i terrenget, i områder uten avlastede blokker, kan gi sikre opplysninger om sprekkeåpninger. Undersøkelser av sprekkeåpninger i bruddsoner og søkk utføres der de er fullt blottet i bunnen. Borekjerner gir vanligvis ikke sikre målinger av sprekkeåpninger, fordi brudd i kjernene opptrer langs sprekkeene. Kjerner med mange brudd langs naturlige sprekker indikerer likevel relativt høyere hydraulisk konduktivitet i bergmassen enn kjerner med mindre oppsprekking.

Tabell 2.5 Begreper for beskrivelse av sprekkeåpninger (etter [35])

Begrep	Sprekkeåpning (apertur)
Veldig tett	< 0,1 mm
Tett	0,1 til 0,25 mm
Delvis åpen	0,25 til 0,5 mm
Åpen	0,5 til 2,5 mm
Moderat bred	2,5 til 10 mm
Bred	10 til 100 mm
Veldig bred	100 til 1000 mm
Ekstremt bred	> 1000 mm

Det er ofte en sammenheng mellom bergartstype og oppsprekking. Stive bergarter, spesielt kvartsitt, har ofte noen få åpne og svært vannførende sprekker. Innlekkasjer i kvartsitt kan iblant bli overraskende store fordi mesteparten av slik bergmasse ofte er lite oppsprukket. Kvartsitt forvitrer ikke og har som oftest ikke tettende sprekke mineraler. Vannførende bruddsoner i kvartsitt kan best lokaliseres med utgangspunkt i lineamentstudier og mer detaljerte undersøkelser i områder der lineamenter krysser. Bløte bergarter, som glimmerskifer og fyllitt, viser vanligvis en jevnere fordeling av sprekker uten vesentlig innslag av typisk åpne vannførende sprekker.

Relevante feltmetoder (boringer, måling av vannlekkasje m.m.) er omtalt i kap. 2.4. og i R211 [6]. Pumpetester er omtalt i V220 Geoteknikk i vegbygging [26].

2.5 Bergmasseklassifisering

Det finnes flere klassifiseringssystemer som kan brukes til å beskrive kvaliteten av bergmassen i tunneler og bergrom og knytte denne til en passende bergsikring. N500 har valgt å benytte det norskutviklede og også internasjonalt brukte Q-systemet der en beregnet Q-verdi representerer bergmassekvaliteten fra A «svært god» til G «eksepsjonelt dårlig». Q-verdien beregnes ved å bruke ligningen:

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

der:

RQD	–	Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)
J_n	–	Tall for sprekkesett
J_r	–	Sprekkeruhetstall
J_a	–	Tall for sprekkefylling
J_w	–	Sprekkevannstall
SRF	–	Spenningsstall (Stress Reduction Factor).

For nærmere beskrivelse av metoden, se Bruk av Q-systemet – Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [37].

Selv om Q-systemet er utviklet til bruk i utsprengte tunneler kan Q-verdier som del av forundersøkelsene også anslås i tunnelnivå på grunnlag av ingeniørgeologisk kartlegging på terrengoverflaten og ved undersøkelse av borkjerneprøver. Omregning til Q-verdi fra seismiske hastigheter [38] kan brukes som støtte. Se også Statens vegvesen rapport nr. 676 [39].

På forundersøkelsesstadiet er tilgangen på bart berg og bergblotninger, spesielt nærliggende bergskjæringer og eldre tunnelanlegg, avgjørende for kvaliteten på de estimerte Q-verdiene. Antakelser og begrensninger ved bestemmelse av inngangsparametrene tydeliggjøres i rapportene.

I geologiske rapporter presenteres Q-verdi sammen med alle parametre og sikringsklasse, fortrinnsvis i en tabell. Q-verdiene presenteres også i lengdeprofilene. Det er viktig at Q-verdiene relateres til profilnummer. Q-verdier presenteres i tolkningsdel i geologisk rapport. RQD-verdier presenteres i faktadel.

Q-verdier presenteres for hver bergartsenhet og for svakhets- og knusningssoner. Kartlegging av Q-verdier krever opplæring og erfaring.

2.6 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter

2.6.1 Generelt

Etter at forundersøkelser er utført utarbeides en geologisk rapport med et detaljeringsnivå som er tilpasset plannivået. Detaljeringsnivå for de ulike planfasene er kommentert i kap. 2.7 til 2.10. Dette kapitlet utdyper hvordan de geologiske forundersøkelsene anbefales presentert og rapportert. For presentasjon av grunnundersøkelser, se også kap. 2.4.

Alle relevante undersøkelser som er utført presenteres i geologisk rapport uansett planfase. For detaljer kan det vises til andre rapporter, men hovedkonklusjonene gjengis i tekst og figurer/kart.

Ved justering av traseen i planprosessen tas alle tidligere undersøkelser som kan belyse de geologiske forhold i området med i beskrivelsen, selv om disse ligger noe unna den aktuelle traseen. Der det er gjort en flytting av traseen beskrives årsaken til dette. Det gis en beskrivelse av hvorfor tidligere resultater kan benyttes, ev. ikke benyttes.

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Se kap. 2.4.5.

2.6.2 Geologisk kart

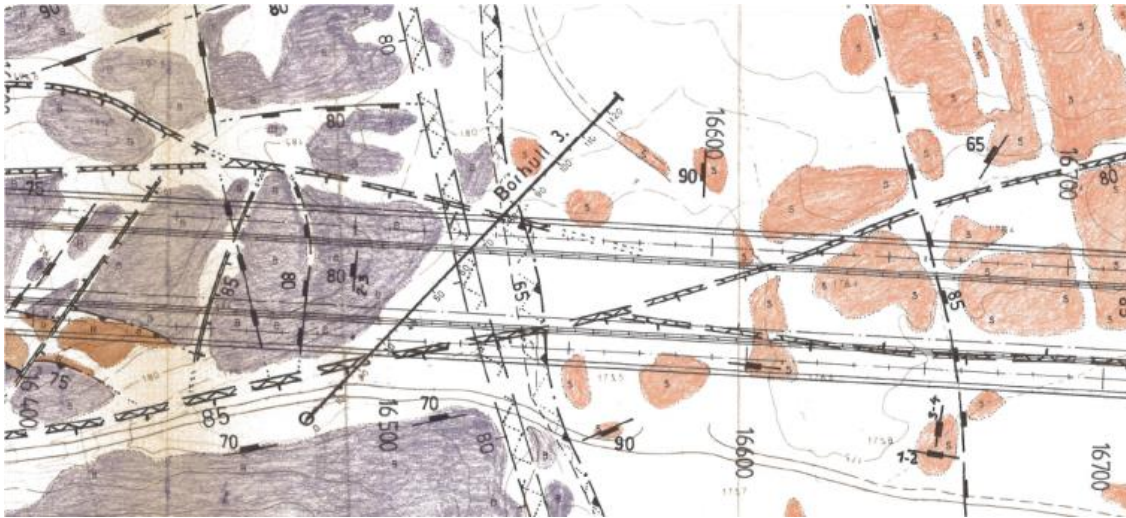
Alle registreringer og observasjoner fra den geologiske feltkartleggingen presenteres på geologisk kart:

- fordeling bart berg/tynt dekke og tykke løsmasser
- bergart/bergartsgrenser
- svakhetssoner og forvitring
- strøk/fall geologiske strukturer
- sprekkeroser
- relevante grunnboringer
- geofysiske undersøkelser
- kjerneboringer
- punkter for Q-verdier og prøvetaking
- foto-lokaliteter

Se eksempel i figur 2.12. I tillegg kommer tegnforklaring.

Fotodokumentasjon fra feltkartlegging er viktig først og fremst for påhuggsområdene, for sprekker og forkastninger. Steds- og retningsanvisning for foto angis, også på oversiktskart.

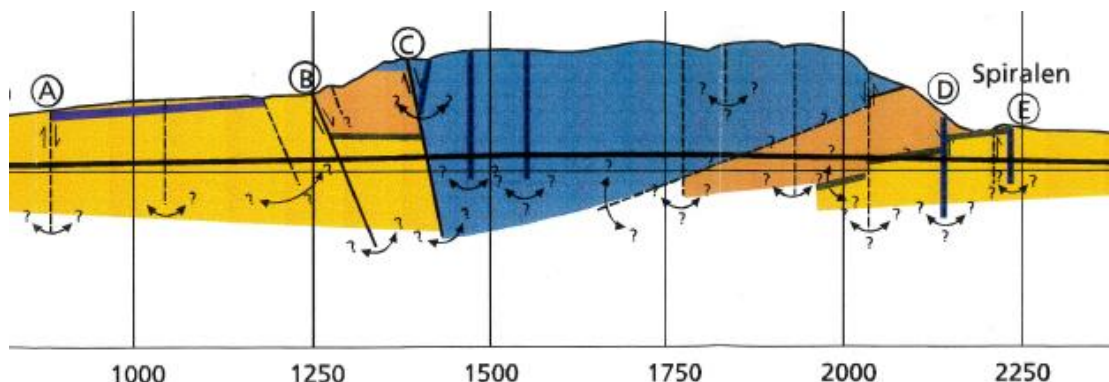
Der det oppdages uoverensstemmelser mellom berggrunnsgeologisk kart fra NGU (ofte basert på kartlegging i 1:50 000) og egen mer detaljert feltkartlegging, påpekes dette.



Figur 2.12 Eksempel på hvordan feltdata kan rapporteres, og samtidig vise materialets begrensninger. De ulike fargene representerer ulike bergarter, og er tegnet der det er bergblotninger. Svakhetssoner, oppsprekking samt kjerneborehull er inntegnet. [40]

2.6.3 Lengdeprofiler

Lengdeprofilen illustrerer overdekningen og hvordan bergarter, bergartsgrenser og svakhetssoner går ned mot tunnelnivå. Geologiske lengdeprofiler vises uten vertikal overdrivelse, dvs. med samme målestokk vertikalt som horisontalt. Typiske C-tegninger med 5x overforhøyelse i lengdeprofilen er ikke egnet for presentasjon av geologiske data. V-tegningene i tegningsheftet er forbeholdt geologi/geoteknikk og det kan konstrueres egne tegninger med kart i nedre halvdel og 1:1 lengdeprofil i øvre halvdel til bruk også i geologisk rapport.



Figur 2.13 Eksempel på lengdeprofil fra Bragernestunnelen i Drammen, stipling og «?» viser at forløpet av svakhetssoner og bergartsgrenser ned mot tunnelnivå er usikker. [41]

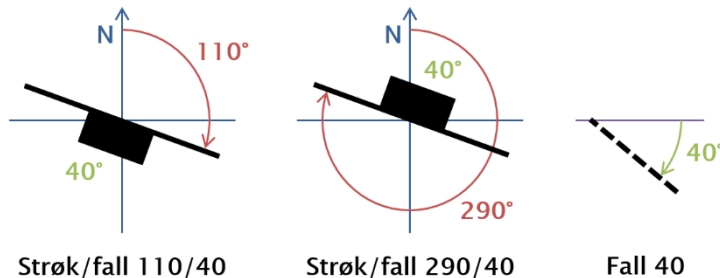
Om det produseres ett eller to lengdeprofiler for toløpstunneler er avhengig av plannivå og overdekning. På et tidlig stadium med liten kjennskap til berggrunnen (det kan også være mange linjealternativer) holder ett lengdeprofil pr. alternativ. På et senere stadium der mye geologisk informasjon er tilgjengelig kan det være ett lengdeprofil pr. løp så sant ikke bergoverdekningen og dermed usikkerheten blir så stor at det har liten hensikt. Ved liten overdekning, størrelsesorden 50 m og mindre, anbefales det uansett ett lengdeprofil pr. løp. I rapport til konkurransegrunnlag produseres ett lengdeprofil pr. løp.

Kvaliteten på lengdeprofilen avhenger av mengden innsamlet informasjon og den geologiske forståelsen av området. Lengdeprofilen er derfor en tolkning av situasjonen. Usikkerheter ned mot tunnelnivå markeres derfor som stipling, med «?» og/eller nevnes i tekst. Se eksempel i figur 2.13.

2.6.4 Lagdeling, foliasjon og sprekker

Lagdeling og foliasjon/skifrihet måles og beskrives, og skilles fra målinger av sprekker. Alle disse strukturene beskrives og deres romlige orientering måles.

Planstrukturenes orientering oppgis med strøk og fall (figur 2.14). Strøk/fall kan skrives på flere måter, men «høyrehåndsregelen» anbefales. Ved høyrehåndsregelen oppgis strøket, eller strøkretningen, fra 0° til 360° slik at fallretningen ("skrå ned") alltid er til høyre for strøkretningen, f.eks. 110/40 uten gradtegn eller bokstaver (kun på geologiske kart/tegninger og i feltdagboka benyttes selve symbolet for strøk/fall).

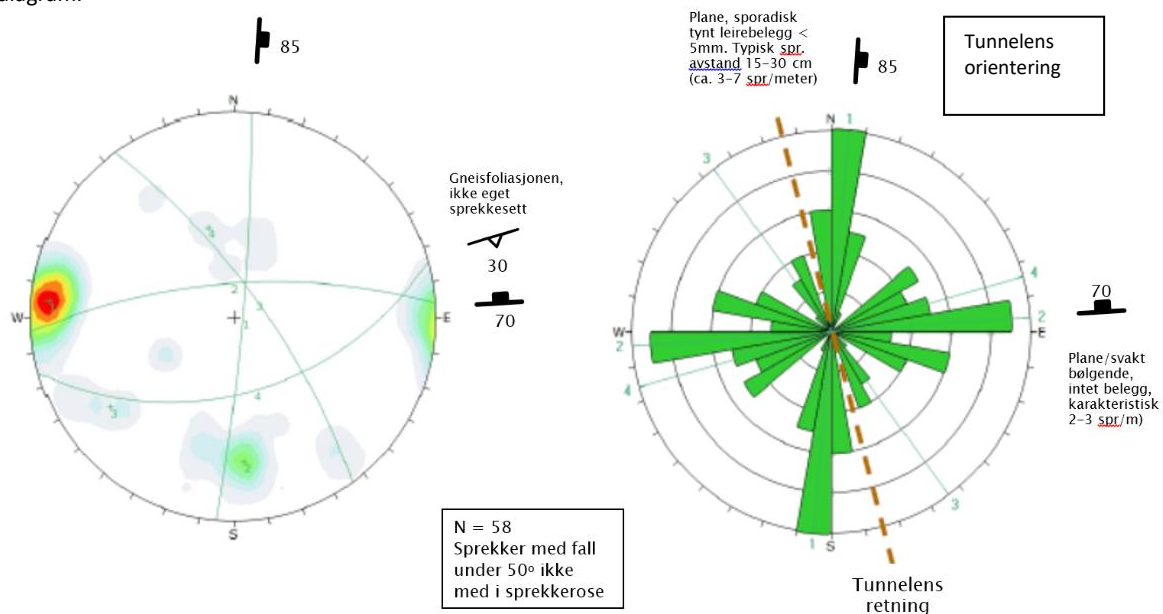


Figur 2.14 Eksempel på to planstrukturer med tilsynelatende samme strøk, men med fall til forskjellig side. Strøkretning er gitt etter «høyrehåndsregelen».

Planstrukturer som sprekker, foliasjon og lagdeling legges inn på de geologiske kartene som strøk/fall-symboler. I tillegg presenteres målingene også i sprekkeroser/rosediagram og polplott, se eksempel i figur 2.15.

Sprekkeroser viser best steile til vertikale strukturer og det opplyses, i tillegg til antall målinger, at strukturer med fall mindre enn f.eks. 60° er utelatt (polplott kan derimot representere alle strukturer i 3D). Utenfor figuren brukes det strøk/fall-tegn, med en tekst om hva slags struktur det gjelder, f.eks. sprekker, og kort om f.eks. karakteristisk sprekketetthet og utseende. Tunneltraseen vises som en egen linje gjennom diagrammet, eventuelt som en vinkelsektor dersom målingene er tatt langs en kurvet tunnelstrekning. Diagrammene kan legges inn på det geologiske kartet, ev. også i egne vedlegg med mer utfyllende informasjon dersom det ikke er plass på kartet.

Karakteristiske sprekkeretninger innen et område kan være ulikt andre områder. I slike tilfeller kan det lages diagrammer for hvert delområde. Det er som regel mest sprekkeidata, og ofte er det gunstig å legge foliasjon/lagdeling inn i samme diagram.



Figur 2.15 Eksempler på sprekke-diagrammer ved bruk av programmet DIPS. Til venstre polplott/konturplott. Til høyre tilhørende sprekkerose påtegnet tunnelens orientering.

Sprekkesetetthet og sprekketyper tegnes inn på kart og beskrives i tekst slik de forekommer i overflaten. Dersom alle målinger er tatt på overflaten poengteres dette, med forbehold ved ekstrapolering av målingene mot tunneltraseen i dypet. Sprekker er ofte dekket av løsmasser i terrenget. Det kan derfor være nødvendig å gå langt til siden for traseen for å finne

blotninger eller vegskjæringer der sprekker kan måles og soneinnhold kan observeres og beskrives. Sprekkediagrammene sammenlignes med lineamentsanalyser, se kap. 2.6.5. Forskjell mellom målte sprekker og lineamentretninger beskrives.

Ofte er det variasjoner av sprekke-mønster (regionale og lokale) langs traseen, og det er viktig at beskrivelser og sprekke-diagrammer gjenspeiler denne variasjonen. Det er derfor nødvendig å definere flere områder ettersom sprekkesystemene varierer, og lage flere sprekke-diagram langs traseen.

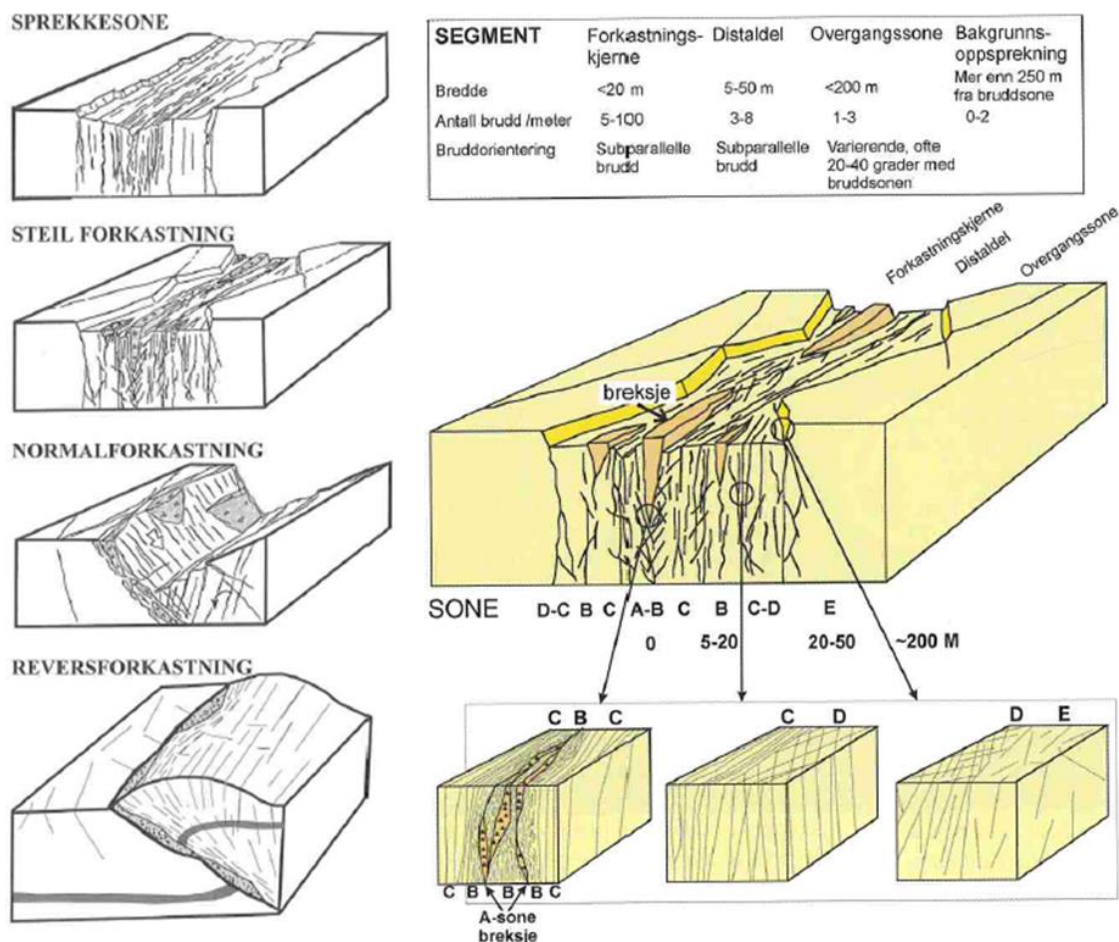
2.6.5 Svakhetssoner

I geologiske rapporter tegnes svakhetssoner inn på kart og beskrives i tekst slik de fremkommer i overflaten eller terrengformer i overflaten. Observert bredde i terrenget beskrives. Minimum bredde vil ofte være viktig å få fram. Svakhetssoner registrert med seismikk eller andre metoder beskrives. Det gis en tolkning av antatt utvikling i dyppet til tunnelnivå, med diskusjon av usikkerheten i tolkningen (se kap. 2.6.3). Omfanget av sonene (sonebredde) og med hvilket strøk og fall de krysser tunnelaksen er avgjørende for type og mengde av tung sikring.

Ved feltkartlegging følges svakhetssonen om mulig ut til områder der selve sonen er blottet, for å undersøkes og beskrives, for eksempel i nærliggende bergskrenter eller vegskjæringer. Ved mistanke om svelleleire tas det prøver for videre analyse der det er praktisk mulig.

Lineamentsanalyser gjøres på bakgrunn av kart, relieffkart, 3D terrengmodell og flyfoto. Historiske flyfoto er nyttige i tett utbygde strøk. I en lys/skygge-analyse («hillshade»-analyse) kan ulike terrengformer tolkes.

Svakhetssonene deles vanligvis inn i to hovedgrupper, rene strekkbruddsoner og knusningssoner med ulik grad av fragmentering og leirinnhold. En best mulig klassifisering av svakhetssonene er av stor betydning for teknisk gjennomførbarhet og økonomi. Lineamenter viser ofte en kompleks indre geometri som kan påvirke både stabilitet og lekkasjeforhold. Mektige bruddsoner kan ofte deles inn i segmenter/soner der hver sone har eget bruddmønster («lineamentarkitektur»), se figur 2.16.



Figur 2.16 Forkastningstyper og lineamentarkitektur [11]

Forkastningssoner har hatt bevegelser i ulike plan, og er ofte reaktivert flere ganger. Sonene kan 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 (oversiden) av en sone. Dette har sammenheng med normalt høyere grad av oppsprekking i hengblokka enn i liggblokka [11]. Ved geologisk kartlegging av forkastninger og lineamenter skilles det mellom sprekkesoner, tensjonsbrudd, normalforkastninger og reversforkastninger.

Lavhastighetssonene som er lokalisert i grunnfjellsbergarter (prekambriske) er ofte infisert med svelleleire. De mest problematiske av disse leirene er Na-montmorillonitt og saponitt. Soner med sannsynlig dypforvitring og svelleleire kan også kartlegges regionalt, se eksempel i [42].

Eventuelle sprekkematerialer beskrives, fortrinnsvis med mineralnavn. Forvittrings- og omvandlingsomfang klassifiseres ifølge NS-EN ISO 14689 [5] i henhold til tabell 2.6.

Tabell 2.6 Begreper som benyttes for å beskrive forvitring og omvandling av bergarter (etter [35])

Begrep	Beskrivelse	Grad
Frisk	Ingen synlige tegn på forvitring, eventuelt med svak misfarging på de viktige sprekkeflatene	0
Svakt forvitret	Misfarging indikerer forvitring av bergart og sprekkeflater	1
Moderat forvitret	Mindre enn halvparten av bergarten er dekomponert eller desintegret. Frisk eller misfarga bergart opptrer som sammenhengende områder eller som reststeiner («core stones») av uforvitret bergart	2
Sterkt forvitret	Mer enn halvparten av bergarten er dekomponert eller desintegret. Frisk eller misfarga bergart opptrer enten som usammenhengende områder eller som reststeiner («core stones») av uforvitret bergart	3
Fullstendig forvitret	Hele bergarten er dekomponert og/eller desintegret til jord. Den opprinnelige materialstrukturen er stort sett intakt.	4
Jord	Hele bergarten er omdannet til jord. Materialstrukturen/materialet er brutt ned. Omfatter volumendring uten nevneverdig materialtransport.	5

2.6.6 Påhugg og forskjæringer, andre kritiske områder

Det utarbeides egne detaljerte kart, lengde- og tverrprofiler for påhuggsområdene med forskjæringer. Påhuggsområder kan med fordel presenteres på 1:500 eller 1:200 kart, slik at alle terrengformer kommer fram i profilet. Det anbefales å utarbeide tverrprofiler for hver 10. meter, men tettere tverrprofiler er ofte nødvendig for å belyse situasjonen godt nok for kostnadseffektiv planlegging av påhuggsområdene. Generelle profiler hentet fra terrengmodellen gir ikke nok informasjon. Eventuelle grunnboringer presenteres i profilene og reelle løsmassemektingheter presenteres, sammen med resultater fra eventuelle geofysiske undersøkelser. Alle aktuelle påhuggsalternativer vises. For toløpstunneler utarbeides det profil for hvert løp.

Eventuelle andre kritiske områder kan med fordel også presenteres i målestokk 1:500 eller 1:200, avhengig av områdets kompleksitet/vanskelighetsgrad.

Det gjøres en vurdering om påhuggsområdene er utsatt for snøskred og/eller steinsprang, blant annet ved bruk av aktsomhetskart fra NVE (se kap. 2.2.4). Sikkerheten i anleggsfasen vurderes og eventuelle tiltak beskrives. Fare for skred ned på veg fra naturlig sideterreng vurderes av skredfaglig rådgiver, og sikkerhetstiltak planlegges ut ifra valgt sikkerhetsnivå. Se N200 [4].

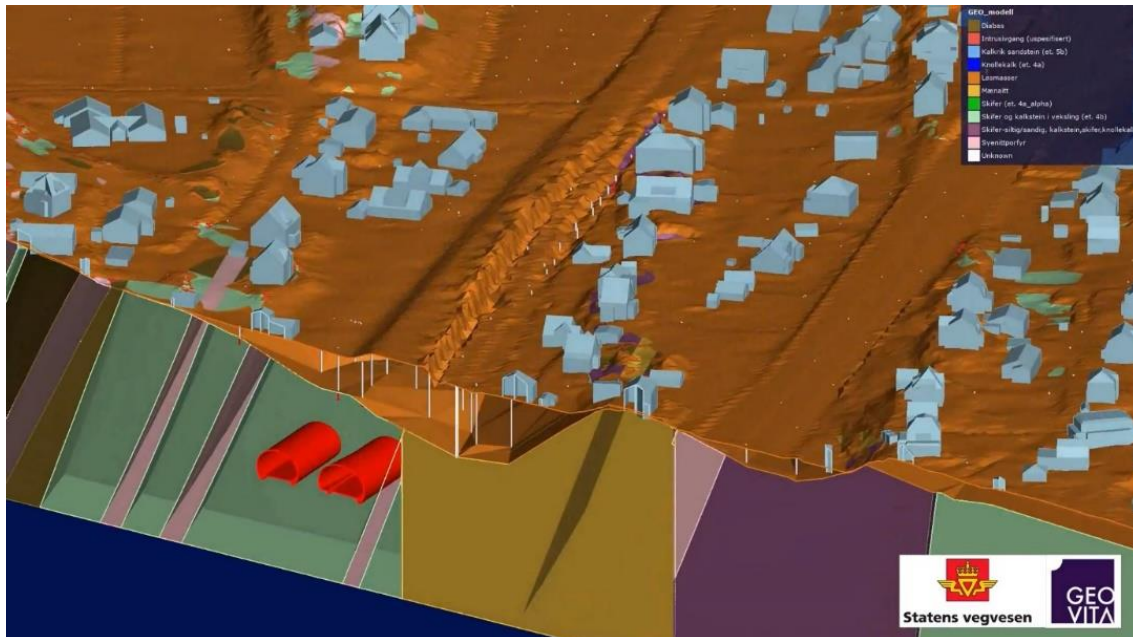
Plassering av tunnelpåhugg i områder med flomfare eller påvirkning fra havnivå vurderes spesielt. Kartverket har utviklet nettløsningsen *Se havnivå* som gir informasjon om observert og varslet vannstand, tidevann, landheving og fremtidig havnivå. *Se havnivå i kart* visualiserer områder som kan bli berørt av havnivåstigning og ekstreme vannstands nivåer. Det er vanlig å sette bergoverdekning for tunnelpåhugget til 5 m. Normal tunnelhøyde er 7 m; planum kommer da mer enn 12 m under bergnivået i dagen. Dersom det er aktuelt å gå inn i marginale områder vurderes også dreneringsforholdene med hensyn til bekker, elver og myrområder og flomfare ved påhugget og vegtraseen inn til påhugget. Bergoverdekning <5 m er også mulig, men krever flere tiltak under bygging.

Forskjæringsområdet begrenses i utstrekning/bredde for å minske terrenginngrepet og kostnader mest mulig.

Påhugget etableres helst med front 90° på tunnelretningen. Eventuelt planlagte skrå påhugg beskrives og begrunnes spesielt. Dette gjelder også for toløpstunneler. Dersom de naturlige forhold tilsier det kan påhuggene forsrykkes i lengderetningen i stedet for å etablere skrå påhugg. For etablering av forskjæring og påhugg, se kap. 7.3.

2.6.7 Presentasjon av geologi i 3D-modeller

Det finnes ulike programvarer for å presentere/modellere geologi i 3D, se eksempel i figur 2.17. Det er viktig at programmene som benyttes produserer filer som kan importeres i andre aktuelle verktøy som blir benyttet til 3D-modeller.



Figur 2.17 Eksempel på geologisk modell i 3D laget i Leapfrog Works (Geovita AS)

Forslag til beskrivelse av geologi i grunnforholdsmodell:

- alle utførte grunnundersøkelser (boringer, kjerneboringer, geofysiske undersøkelser osv.)
- bergoverflate, kalibrert med resultater av grunnundersøkelser og feltkartlegging
- berg i dagen, bergblotninger
- løsmasseoverdekning (differansen mellom terrengmodell og generert bergoverflate)
- bergarter (med egenskapsdata)
- bergartsgrenser, kalibrert med resultater av grunnundersøkelser og feltkartlegging
- svakhetssoner/forkastninger (med egenskapsdata og utstrekning)
- representative strukturmålinger
- vann, bekker, myrområder

Sammen med geologi vises følgende:

- andre konstruksjoner i grunnen
- bygninger og infrastruktur på overflaten
- brønner
- tunnel- og veg-geometri

Det skiller mellom måleresultater, faktiske observasjoner og tolkninger. Hvilke data grunnforholdsmodellen er basert på og usikkerheter presenteres. Nivået på geologi i grunnforholdsmodell tilpasses krav til geologiske undersøkelser for de ulike planfasene.

Forslag til fagmodell geologi:

Følgende legges inn i tunnelnivå langs tunnelen:

- bergmasseklasser (Q-verdier)
- sikringsklasser [1]
- antatt behov for tetting/injeksjon – tetthetskrav
- geoteknisk kategori

Influensområder kan også legges inn i modellen.

Nivå for geologisk fagmodell tilpasses krav til geologisk rapport for de ulike planfasene.

2.7 Geologisk kartlegging og rapportering i tidlig planfase

Undersøkelsene i tidlig fase kan være del av konseptvalgutredning (f.eks. vurdering av bru- eller tunnelloøsning) eller konsekvensutredning der flere mulige tunneltraseer utredes.

Antall alternativer reduseres i tidlig planfase. Det er derfor viktig å få en oversikt over kostnadene for alle aktuelle alternativer. Alternative traseer er gjerne foreslått uten at det er foretatt vurderinger av topografiske og geologiske forhold. Det viktigste i denne fasen er å avdekke traséalternativer der geologiske forhold kan være kritiske med hensyn til gjennomføring og kostnader, for eksempel bergoverdekning og miljøhensyn. Det er også mulig å foreslå nye traseer og begrunne hvorfor de kan være bedre egnet. I denne sammenhengen er regionalgeologisk innsikt av stor betydning for optimalisering av traseer.

Forundersøkelsene tilpasses til om tunnelprosjektet er i bynære strøk eller ikke, og om tunnel er på land eller undersjøisk.

Tidligere erfaringer og data knyttet til bergmekaniske forhold, steinmaterialkvalitet m.m. fra området kan ha stor betydning for den videre planleggingen. En gjennomgang baseres på tilgjengelig kartmateriale, geologisk kartlegging, utførte grunnboringer, geologisk informasjon fra eventuelle nærliggende anlegg og eksisterende tunneler, og øvrige aktuelle undersøkelser. Det kan også foreligge undersøkelser utført av NGU eller universiteter og høyskoler. Materialet/ informasjonen sjekkes og kan kommenteres i rapporten også om de ikke gir relevant informasjon for tunnelprosjektet.

I tidlig planfase er det ikke alltid aktuelt med detaljert geologisk kartlegging langs hele strekningen for alle traséalternativene. Dette avhenger av god bergoverdekning og en studie av lineamenter, regionale forkastninger, sprekker osv.

For tunneler i byer/tettbebygde områder kreves spesiell oppmerksomhet på løsmasser, løsmassemektighet og setningsproblematikk. Til geologisk rapport lages et kart som viser fordeling av bart berg/tynt dekke og tykke løsmasser for slike områder.

Det er avgjørende at bergoverdekningen og dermed løsmassemektigheten avklares i kritiske områder, og at usikkerheten i bergoverdekning kommer fram. I de tilfellene der slike undersøkelser ikke er utført på dette planstadiet beskrives hvilke undersøkelser som er nødvendig for å fastslå bergoverdekningen.

Miljøgeologiske problemstillinger tas opp til vurdering. Planlegging av hvordan overskuddsmasser håndteres, startes opp [26]. Miljøfarlige bergarter, for eksempel alunskifer, omtales slik at tiltak som deponiområder kan bli satt på dagsorden i en tidlig fase. Se kap. 2.4.5.

For undersjøiske tunneler (se kap. 2.1) utføres refleksjonsseismikk (akustikk) for å kunne si noe om bergoverflaten og løsmassemektighet og dermed gjennomførbarhet for aktuelle traseer. Det videre arbeidet med å fastslå bergoverflaten og bergkvaliteten i kritiske områder ved bruk av refraksjonsseismikk beskrives. For kjerneboring, se kap. 2.4.2. Det utføres en regionalgeologisk vurdering der svakhetssoner og dyprenner kartlegges og hvordan disse har forløp ut i sjøområdet. Stor mektighet på løsmassene kan få konsekvenser for tunnellengde og -dybde.

For alternativer som krever omfattende forundersøkelser og kompliserte utfordringer for tunneldriften beskrives disse.

Ved plassering av tunnelpåhugg er det viktig å være oppmerksom på områder der det er fare for skred eller flom. I geologisk rapport legges spesiell vekt på plassering og utforming av påhugg og innkjøringssone. Her kan kart fra NVE være til hjelp, se kap. 2.2.4.

I rapporten gis en konkret beskrivelse av behovet for videre undersøkelser for hvert alternativ. Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

2.8 Geologisk kartlegging og rapportering til kommunedelplan

I forbindelse med kommunedelplan gjøres som regel geologiske undersøkelser av to eller flere alternative tunneltraseer, med anbefaling av én trasé som konklusjon.

Undersøkelsene tilpasses til om tunnelprosjektet er i bynære strøk eller ikke, og om tunnel er på land eller er undersjøisk.

Det er viktig at det arbeides tverrfaglig i prosjektet sammen med vegplanlegger for å fange opp sammenhenger og utfordringer mellom de ulike fagområdene geologi, geoteknikk, hydrogeologi og miljøgeologi.

På dette planstadiet er det ikke krav om å skille ut tolkninger og fakta i adskilte deler av rapporten, men det er praktisk med tanke på rapportering i senere fase. Det anbefales derfor at det i geologisk rapport skilles mellom hva som er faktaobservasjoner og hva som er tolkninger i tekst, tabeller og figurer.

Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

Bergmassen

Bergartsobservasjoner dokumenteres og bergartsgrenser beskrives med eventuell deformasjonsutvikling. De regionalgeologiske forholdene beskrives. For områder undersøkt i felt angis bergblotninger med bergartstyper. Dette presenteres i et blotningskart der undersøkte blotninger er markert.

Områder/blotninger som ikke er befart nevnes, og det gis presisering om disse skal undersøkes nærmere i reguleringsplanfasen og hva mer detaljerte undersøkelser kan gi av informasjon.

Sprekkemønster og sprekketetthet for de forskjellige sprekkesystemer beskrives. Det utarbeides sprekkediagram. Som oftest finnes det kart og flyfoto som også viser regionale sprekkemønster. Dersom det er statistisk grunnlag for det presenteres også de regionale sprekkene i sprekkediagram. Eventuelle forskjeller eller likheter i mønstrene diskuteres.

For vurdering av mengdeanslag og kostnader i denne planfasen er det viktig at bergkvaliteten for hele strekningen blir vurdert. Eventuelle andre forhold med bergmassen som kan innvirke på tunneldrivingen beskrives.

Bergoverdekning – løsmasser, typer og mektighet

Bergoverdekningen og løsmasser med antatt dybde til berg beskrives. Eventuelle geofysiske målinger tas med i vurderingene sammen med bergkontrollboringer. Videre undersøkelser for områder med uklar bergoverdekning beskrives og nøyaktigheten av undersøkelsene tas med. Eventuelle ekstra tiltak på grunn av lav bergoverdekning for tunnelen beskrives. Vurderinger av stabilitetsforhold på mulig kritiske strekninger bygges på en sammenstilling av resultater fra geotekniske-, geologiske- og eventuelle geofysiske undersøkelser, med lengdeprofiler og tverrprofiler.

Hydrogeologi, innlekkasje, setningsømfintlighet

Kartleggingen av setningsømfintlighet utføres ofte i samarbeid med geoteknikere. Resultatene av totalsonderinger presenteres i geologisk rapport. For detaljer fra boringene vises det til geotekniske rapporter. Viktige boringer vises i geologiske lengde- og tverrprofiler i geologisk rapport. Planlegging av nye undersøkelser beskrives.

Ved vurdering av krav til innlekkasje henvises det til eventuelle rapporter. Betydning for driving av tunnelen og senere drift og vedlikehold diskuteres og konsekvensen av setninger presiseres. Se også kap. 2.4.6.

For undersøiske tunneler angis, på basis av lengdeprofiler, strekninger med sannsynlig innlekkasje av aggressivt grunnvann (saltvannssonen). Tilsvarende gjøres for tunneler som planlegges gjennom alunskifer eller sulfidførende berg.

Kvalitet på steinmaterialer

Steinmaterialet bedømmes ut fra geologiske betraktninger for bruk i vegoppbygningen. Endelig kvalitet avgjøres av representative prøver som analyseres på godkjent laboratorium. For å oppnå en representativ oversikt over steinmaterialkvaliteten samles prøvene i størst mulig grad inn etter at nøyaktig geologisk kartlegging er utført. Prøvetakingsmetodikk er beskrevet i R211 [6].

Deponering av sprengstein

Endelig avklaring av deponiområder kommer som regel i reguleringsplan. Miljødirektoratet [26] beskriver rutiner og formelle krav etter regelverket for å håndtere ikke-forurensede masser. Vegprosjekter søker Miljødirektoratet om å sluttdisponere overskudd av masser.

Identifikasjon av bergarter som kan gi sur/giftig avrenning

Der det er aktuelt med deponiområder for miljøfarlige bergarter er det viktig at dette vurderes tidligere enn reguleringsplan. Behov for spesialdeponi avklares. Bergartskartleggingen avklarer senest i denne fasen om det finnes miljøfarlige bergarter (f.eks. alunskifer, kisminaler) som krever spesialbehandling. Prøvetakingsmetodikk og rutiner som beskrevet i [6] følges. Søknader til forurensningsmyndighetene knyttet til massehåndtering anbefales utarbeidet i denne planfasen. Se også kap. 2.4.5.

Identifikasjon av georessurser og geologisk arv

Bergarter og mineraler som har økonomisk betydning, geologiske forekomster som har betydning for forskning, undervisning eller geologiske naturtyper som står oppført som truet i Artsdatabanken identifiseres. Direktoratet for mineralforvaltning har oversikt over bergrettigheter.

Påhugg, forskjæringer, skredfare

Alle påhuggsområder undersøkes og vurderes. Løsmasseoverdekningen undersøkes ut fra topografi og kvartærgeologiske forhold. For aktuelle påhuggsområder undersøkes løsmassene med ekstra grunnboringer og/eller seismikk / resistivitet. Bergmassekvaliteten undersøkes spesielt grundig og antatt bergoverdekning for tunnelen i påhugget vurderes. Uttak av

forskjæring beskrives spesielt, samt eventuelle problemer med stabilitet/sikring i forskjæringen. Mulighet for innlekkasje av vann og tiltak mot senkning av grunnvannstanden i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Se kapittel 7.

Skredfare kommenteres. Der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder for skredfare (se kap. 2.2.4) vurderes dette av skredfaglig rådgiver, se N200 [4].

Behov for geofysiske undersøkelser, kjerneboring m.m.

Nytten av geofysiske metoder beskrives og eventuelle anbefalinger begrunnes faglig. Behovet for kjerneboringer og/eller andre boringer i berg begrunnes og diskuteres.

2.9 Geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan

2.9.1 Generelt om geologisk kartlegging og rapportering

Undersøkelsene baseres på de utførte undersøkelser og rapporter fra tidligere planfase (se kap. 2.7 og kap. 2.8).

Nye grunnundersøkelser planlegges og utføres på grunnlag av de anbefalte forundersøkelser fra kommunedelplan. Det kan også være aktuelt med bergspenningsmålinger.

Det er viktig at det arbeides tverrfaglig i prosjektet sammen med vegplanlegger for å fange opp sammenhenger og utfordringer mellom de ulike fagområdene geologi, geoteknikk, hydrogeologi og miljøgeologi.

Grunnlaget for eventuell bergoverdekning < 50 m for undersjøiske tunneler diskuteres i geologisk rapport.

Utdypende forklaring til innhold i faktadel og tolkningsdel er gitt i hhv. 2.9.2 og 2.9.3.

Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

Resultater av grunnundersøkelser

Alle resultater/rapporter fra de tidligere undersøkelsene tas med i geologisk rapport for reguleringsplan. Dette gjelder også resultater fra traseer som nå ikke lenger er aktuelle; for eksempel seismiske undersøkelser der lavhastighetssoner er dokumentert og plassert i terrenget. Dersom disse resultatene ikke er relevante beskrives og begrunnes dette.

Dersom det er aktuelt med supplerende undersøkelser i videre arbeider etter reguleringsplannivå, beskrives og begrunnes dette. Forventede avklaringer i slike undersøkelser presenteres, med estimat for kostnader.

Vurdering av grunnvann, poretrykk og setninger

Tunnelens innvirkninger på grunnvannet i området vurderes og diskuteres. Grenser for innlekkasjer og lekkasjekrav vurderes og diskuteres i rapporten. Det vises til eventuelle hydrogeologiske rapporter der disse grenseverdiene er begrunnet. Virkningen og kostnadene for tunneldriften diskuteres. Mulighet for innlekkasje av vann og tiltak mot senkning av grunnvannstanden også i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Se også kap. 2.4.6.

Spesielle lokale hensyn beskrives og kan for eksempel være brønner, vannmagasiner og særlig sårbare omgivelser. Dersom det ikke er gjort i egen hydrogeologisk rapport innhentes opplysninger fra NGU's brønndatabase (GRANADA) og kommunen.

Ifølge Vannressursloven skal grunnvannsutttak over 100 m³ per døgn meldes til vassdragsmyndigheten, som skal vurdere om uttaket krever tillatelse. En tunnel sees i sammenheng med andre påvirkninger i området. Maler (forhånds vurdering) finnes hos *nve.no*. Se også NVE veileder [43].

Påhugg, forskjæringer, skredfare

Løsmassemektingen i påhuggsområder bestemmes ut fra boringer eller seismikk. I prinsipp er dette undersøkt i tidligere fase, men suppleringer gjøres der det fortsatt er usikkerheter. I lengde- og tverrprofiler vises reelt terreng der alle koter er benyttet i modelleringen. Der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder for skredfare (se kap. 2.2.4) vurderes dette av skredfaglig rådgiver, se N200 [4].

Påhugget tilpasses best mulig til landskapet, men skrå påhugg unngås i størst mulig grad (se kap. 7.3). Planlegging av høye forskjæringer og høye påhuggsflater unngås der det er mulig.

Massehåndtering

Usikkerheter eller spesielle risikoer påpekes i geologisk rapport. Spesielle risikoer kan være bergartskjemi (se kap. 2.4.5), radon med mer. Kartlegging av risiko skjer i samarbeid med YM-koordinator i prosjektet. I forbindelse med reguleringsplanarbeidet innhentes nødvendige tillatelser fra forurensningsmyndighetene, se kap. 2.4.5. Beslutninger fra

forurensningsmyndighetene i forbindelse med massehåndtering kan påvirke planleggingen og føre til krav om seinere omregulering. Dette gjelder i særlig grad for tunnelprosjekter der det er stort omfang av forurensende bergmasse.

Miljødirektoratet [26] beskriver rutiner og formelle krav etter regelverket for å håndtere ikke-forurensede masser. Vegprosjekter søker Miljødirektoratet om å slutttdisponere overskudd av masser. Under arbeid med reguleringsplan vil det arbeides med disponering av ulike typer masser i prosjektet. God karakterisering av bergarter i planfasene er derfor viktig.

2.9.2 Faktadel i geologisk rapport

N500: Geologisk kart og profil av traseen

Alle geologiske kart og lengdeprofiler er i utgangspunktet i målestokken 1:1000 på A3, som i de fleste tilfeller gir plass til registreringer av bergarter, løsmasser, svakhetssoner, strøk/fall sprekker/foliasjon, boringer, seismikk, m.m.

Kap. 2.6 beskriver hvordan registreringene presenteres. Berggrunn, bergartstype, løsmasser, strøk/fall, sprekker, foliasjon og svakhetssoner tegnes alltid inn på kartene (se kap. 2.6.2), men der det ikke er plass til all informasjonen trekkes noe informasjon ut og vises annet sted.

Resultatene fra grunnboringer, seismikk/resistivitet, kjerneboringer, o.l. presenteres som regel i egne rapporter og det vises til disse. Minimum geografisk plassering tegnes inn på de geologiske kartene. I tilfelle plassmangel kan boringer fortsatt vises som punkter uten boreinformasjon, seismikk/ resistivitet som linjer med fortykkelse for soner med lavhastighet/høyresistivitet og kjerneboringer som pil for ansett og retning/stupning.

Områder med mye innsamlet informasjon er gjerne knyttet til mulige problemstrekninger. Kart/profiler med alle opplysninger forstørres opp i disse områdene. Eksempler her er liten bergoverdekning (som under en dalbunn, et elveløp, rett under bebyggelse), påhuggsområder og nærliggende bergrom/tunneler.

Det er tilfeller der det finnes få registreringer, som f.eks. lange tunneler med stor overdekning, slik at kart også i en mindre målestokk er naturlig – f.eks. 1:2000 på A3, eventuelt enda mindre.

N500: Geologisk kart og profiler av påhuggsområdene (målestokk 1:500 - 1:1000)

Påhuggsområdene beskrives grundig på mer detaljerte kart, helst i 1:500, ev. enda større målestokk. Ved siden av lengdeprofil vises tverrprofiler fortløpende fra forskjæring og inn forbi planlagt/antatt påhugg, inkl. geologi og utførte grunnundersøkelser som boringer/seismikk.

N500: Geologiske profiler skal presenteres med høyde/lengde 1:1

Det konstrueres egne lengdeprofiler i samme målestokk som det geologiske kartet, uten vertikal overdrivelse. Lengdeprofiler vil alltid være en best mulig tolkning av geologien ned mot tunnelnivå. Se kap. 2.6.3 for presentasjon av lengdeprofiler.

N500: Beskrivelse av bergarter, foliasjoner, strukturer og andre geologiske observasjoner

Bergartene langs traseen identifiseres og navngis korrekt. Utseende, foliasjon/lagdelling, folding og typisk oppsprekking beskrives (det skilles mellom lagdelling/foliasjon og sprekker). Gode fotografier er viktig.

Bergarter med høyt kvartsinhold, asbest, spesiell kjemi, radon, etc. vies spesiell oppmerksomhet og tas videre i tolkningsdelen.

Svakhetssoner/sprekkesoner/forkastninger/bruddsoner er sjelden direkte blottet, men de beskrives på grunnlag av de data som kan fremskaffes, hvis aktuelt også i en regionalgeologisk kontekst. Tolkede svakhetssoner beskrives videre i tolkningsdelen.

N500: Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorienteringer. Sprekkeroser og stereoplott

Resultatene fra kartlegging av sprekker presenteres i tekst og diagrammer (sprekkeroser og polplott) sammen med tunnelens retning, og med representative sprekke målinger. Analysen kan deles inn i mindre underområder dersom det gir et bedre og mer oversiktlig bilde av forholdene langs traseen. Se kap. 2.6.4.

N500: Resultater av grunnboringer

Totalsonderinger, bergkontrollboringer, o.l. er presentert i egne geotekniske rapporter og det refereres til disse. Boringene legges også inn på geologiske kart og lengde/tverrprofiler. Se kap. 2.4.2.

N500: Resultater av eventuelle kjerneboringer

Hovedkonklusjonene fra rapport etter logging av kjerneprøvene tas med i teksten i den geologiske rapporten, og på geologiske kart/lengdeprofiler, eller som egen tegning. Se kap. 2.4.2 for presentasjon av kjerneboringer.

N500: Resultater av eventuelle geofysiske undersøkelser

Det vises til de enkelte fagrapportene, men hovedkonklusjonene presenteres i geologisk rapport. Se kap. 2.4.3 for presentasjon av geofysiske undersøkelser.

N500: Resultater fra eventuelle miljøgeologiske/vannkjemiske undersøkelser

Bergarter som kan føre til forurensning presenteres på geologiske kart og profiler slik at forekomst og omfang av slik bergmasse på tunnelnivå kommer tydelig fram. Resultater av kjemiske og mineralogiske analyser samt eventuelle utlekkingssteder presenteres, med vekt på forhold som kan påvirke forurensningspotensialet (som for eksempel variasjoner i tungmetallinnhold, syrepotensiale, forvitringstilstand og fragmenteringsegenskaper). Resultater fra vannkjemiske analyser av bekkevann m.m. som drenerer gjennom området beskrives. Det refereres til resipientundersøkelser, vernestatus og sårbarhet.

N500: Resultater fra undersøkelser av steinmaterialkvalitet

Dersom det er tatt prøver av bergartene langs traseen og disse er undersøkt i laboratorium med tanke på bruk til vegformål (eks. Los Angeles, Micro-Deval), tas resultatene/rapportene inn i faktadelen.

N500: Resultater av eventuelle andre undersøkelser og målinger

Noen eksempler her er optisk/akustisk televiwer i borehull, bergspenningsmålinger og petrografiske undersøkelser/tynnslip. Rene observasjoner/registreringer beskrives i faktadelen med referanse til fagrapporten og vises i tillegg på det geologiske hovedkartet – minst med geografisk lokalisering. Diskusjon/tolkninger legges inn i tolkningsdelen.

Boredata og registreringer fra egne undersøkelses- og peilebrønner for poretrykk og grunnvannstand presenteres i faktadelen (med referanse til fagrapporten), men de hydrogeologiske vurderingene hører til i tolkningsdelen.

N500: Spesielle lokale hensyn

Gjelder andre lokale forhold som ikke er nevnt og som kan ha betydning for eller få konsekvenser av tunnelen.

Brønner (både drikkevanns- og energibrønner) og vannreservoarer/nedslagsfelt registreres, om det ikke allerede er gjort i forbindelse med en egen hydro(geo)logisk undersøkelse. I så tilfelle tas et sammendrag med i geologisk rapport, og det vises til fagrapporten. Forekomst og håndtering av forurenset grunn, for eksempel alunskifer, sulfidførende gneiser eller berg som klassifiseres som radioaktivt avfall dokumenteres med referanse til egne fagrapporter som påviser sammenhenger mellom forurensningspotensial og påvirkning på lokale resipienter.

Samtlige vann- og energibrønner er sjelden registrert, derfor kan det være aktuelt for prosjektet å kontakte et visst antall huseiere (også ved tvil) for å unngå overraskelser i byggeperioden. Hvordan tunnelen kan påvirke brønnene beskrives i tolkningsdelen.

N500: Referanseliste over alle rapporter og annet som rapporten bygger på.

Fullstendig, sporbar referanseliste over alle håndbøker, artikler, rapporter og nettsider.

2.9.3 Tolkningsdel av geologisk rapport

På grunnlag av alle innsamlede observasjoner og registreringer beskrives de geologiske forholdene (bergarter, oppsprekking, svakhetssoner) langs tunneltraseen best mulig, med tolkning til tunnelnivå, relatert til profilnummer. Bruddstrukturer og svakhetssoner som kan gi spesielle problemer diskuteres, og muligheten for å treffe på dårlig bergmassekvalitet og vannproblemer belyses og diskuteres. Det gis en omtale av bergarter som kan føre til sur/giftig avrenning.

N500: Usikkerhet med hensyn til bergoverdekning og påhugg

Med minkende bergoverdekning øker også konsekvensen av usikkerheten knyttet til bergoverflatens reelle beliggenhet, særlig ved påhugg. Verdien av og usikkerheten i utførte undersøkelser diskuteres, og eventuelle tiltak beskrives.

N500: Bergmasseklassifisering (Q-verdier) i felt, langs trasé og fra eventuell kjerne logging

En bergmasseklassifisering langs tunnelen utføres for å få en mest mulig realistisk oppfatning av forventede sikringsmetoder og –mengder. Fra alle tilgjengelige data og observasjoner beregnes Q-verdier slik at antatt bergmasseklasse A, B, C, osv. kan vises langs lengdeprofilen og/eller i tabeller med tilhørende profilnummer. Q-systemets inngangsparametre presenteres, sammen med hvilke antakelser som gjøres. Beregnede Q-verdier fra kjerneborehull i nærheten av tunneltraseen presenteres. Resultatene vises på kart/lengdeprofiler der det er mulig, ellers på egne tegninger/tabeller. Se kap. 2.4.2 for presentasjon av kjerneboringer.

N500: Løsmasser og geotekniske forhold med konsekvenser for skredfare og setninger

Løsmasser og geotekniske forhold som kan påvirkes av tunnelen diskuteres, med henvisning til geotekniske rapporter der slike foreligger. Setningsproblematikk og eventuell skredfare (f.eks. kvikkleire) med behov for tiltak omtales.

N500: Hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner**N500: Sannsynligheten for å påtreffte vann som kan skape driveproblemer**

Brønner og vannreservoarer er beskrevet i faktadelen, og ut fra informasjonen fra disse (og ev. egne prøvebrønner og grunnboringer) og annen innsamlet informasjon beskrives og diskuteres de forventede hydrogeologiske forholdene. Hvordan tunnelen kan påvirke grunnvannet diskuteres, og hvilke tiltak som iverksettes (jf. innlekkasjegrenser og injeksjonsomfang nedenfor). Risiko for store vannmengder vurderes og beskrives. Mulighet for innlekkasje av vann og behov for tiltak mot senkning av grunnvannstanden i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Se kap. 2.4.6.

Konsekvensene av opplysningene diskuteres, og virkningen for tunneldriften diskuteres og begrunnes. Erfaringer fra nærliggende anlegg er faktaopplysninger, men i hvilken grad disse opplysningene kan overføres til det nye tunnelprosjekter tilhører tolkningsdelen.

N500: Anbefalt innlekkasjenivå for å unngå skadelig poretrykkssenkning

Der det på grunn av naturmiljø, fare for skadelige setninger, drikkevannskilder, etc. er utarbeidet krav for restlekkasjer bak stuff, legges disse inn i rapporten som tabell eller kart. Grensene gis som maksimum tillatt innlekkasje i liter/minutt/100 m. I toløpstunneler fortrinnsvis gitt som begge løp samlet.

N500: Antatt omfang av injeksjonsarbeider

I hvilken grad det kan forventes systematisk injeksjon eller injeksjon basert på sonderboring, ev. ingen injeksjon, anslås. Det understrekes i tolkningen at usikkerheten kan være stor og at forholdene i tunnelen kan være annerledes. Ved meget strenge krav og store konsekvenser påregnes systematisk injeksjon, mens det ved mer moderate krav trolig holder med injeksjon basert på sonderboring.

N500: Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for boring og sprengning (boreavvik, ladevansker o.a.)

Spesielt harde eller oppsprukne bergarter som kan gi bore- eller ladevansker beskrives. Dette gjelder for eksempel bergarter med høyt kvartsinnhold. Det gis også en vurdering av sprengbarhet, på grunn av stor forskjell på ulike bergarter.

N500: Sannsynlighet for å påtreffte høye/lave bergspenninger

Der det ikke er gjort egne spenningsmålinger vurderes sannsynligheten for å påtreffte høye eller lave bergspenninger, med bakgrunn i berggrunn/topografi/overdekning. Eventuelle konsekvenser for tunneldrivingen diskuteres. Det kan innhentes informasjon fra publiserte artikler/rapporter og erfaringer fra nærliggende tunneler og bergrom.

N500: Behov for spesiell håndtering/deponering av forurensede masser

Behov beskrives der det er registrert bergarter som kan føre til forurensning.

N500: Sannsynlig variasjon med tanke på steinmaterialkvalitet

Det kan være store variasjoner i steinmaterialkvalitet innen samme bergartsenhet langs traseen og ned mot tunnelnivå, i tillegg kommer usikkerheten ved projisering ned mot tunnelen. Det er viktig å gjøre oppmerksom på at resultatene kun gjelder prøvematerialet og ikke ses på som representativt for hele bergarten slik den vises på de geologiske kartene og profilene.

N500: Påpekning av usikkerheter og spesielle risikoer

Det er viktig at alle usikkerheter kommer fram i tolkningsdelen av rapporten. Dette omfatter usikkerhet knyttet til mektighet av svakhetssoner, bergarter og lekkasjeforhold med mer. Spesielle risikoer som kvartsinnhold, asbest, bergartskjemi, radon etc. omtales.

2.10 Geologisk rapport til konkurransegrunnlag

Geologisk rapport til konkurransegrunnlag er basert på geologisk rapport til reguleringsplan og alle tidligere geologiske undersøkelser og rapporter fra prosjektet/området. Rapporten deles etter innledningen tydelig opp i en egen faktadel og en egen tolkningsdel.

I innledningen gis en kort oversikt over prosjektet, en oversikt over utførte undersøkelser og en oversikt over trasé inkl. profilnummer på topografisk oversiktskart og geologisk oversiktskart fra NGU.

Faktadelen (se 2.9.2) inneholder rene observasjoner og registreringer fra kartleggingen i felt, inkludert alle måleresultater fra boringer, seismikk etc. Faktadelen gir entreprenøren grunnlag for egne tolkninger og vurderinger av grunnforholdenes betydning for entreprenørens arbeid.

Tolkningsdelen (se 2.9.3) inneholder geologiske vurderinger, slik at den utførende får best mulig informasjon om bergforholdene for egne vurderinger og tolkninger.

Krav til transport og deponering av forurensende masser fremgår i andre deler av konkurransegrunnlaget. Det forutsettes at alle nødvendige tillatelser fra forurensningsmyndighetene er innhentet. Det samarbeides med YM-kordinator i prosjektet, som har ansvar for at risiko kartlegges, vurderes og håndteres.

Det kan være aktuelt med supplerende (avsluttende) grunnundersøkelser for å bekrefte mengdeanslagene eller som følge av andre forhold, som for eksempel detaljer ved portalområder/ forskjæringer som er vesentlige for etablering av påhugg. Det kan i tillegg være aktuelt å justere planlagt omfang av kartlegging og overvåking av omgivelsene (grunnvann, setningsfare), blant annet basert på de måleresultater som foreligger.

Løsninger og ytelsesbeskrivelser knyttet til tetting, driving, sikring, komplettering etc. behandles andre steder i konkurransegrunnlaget og er ikke en del av geologisk rapport.

Eventuell skredfare i påhugg/forskjæring med tiltak kan omtales, men er ikke en del av geologisk rapport til konkurransegrunnlaget for tunnel.

Vibrasjonsgrenser på byggverk, sårbare installasjoner, andre bergrom, fare for kvikkleireskred, osv. i forbindelse med sprengning er normalt ikke en del av geologisk rapport, og er i så fall oppgitt annet sted i konkurransegrunnlaget. Ved få naboforhold kan det gjøres en vurdering i rapporten, men spesielt ved kompliserte prosjekter med mange utenforstående anbefales en egen uavhengig utredning for vurdering og fastsettelse av grenseverdier.

Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

2.11 Geologiske undersøkelser for nytt tunnelløp ved siden av eksisterende løp

De geologiske undersøkelsene for nytt tunnelløp ved siden av eksisterende løp har et annet utgangspunkt enn nye tunneler. Her finnes kjennskap til de geologiske forholdene bare 20 – 40 m ved siden av det nye løpet, så sant det foreligger dokumentasjon eller er mulig med kartlegging.

Det er viktig at erfaringer fra løp nr. en videreføres i prosjekteringen av løp nr. to. Det vil som regel foreligge en geologisk sluttrapport, skjema for tunnelkartlegging og sikring og tabeller og oversikter over bolting, sprøytebetong, injeksjon og tyngre sikring. Det er viktig å samle og systematisere tilgjengelige data. Det anbefales at alle data fra tunneldriften legges inn i Novapoint Tunnel - Geologi og bergsikring, der de ikke allerede finnes (se kap. 11).

Videre prosedyre for planlegging av løp nr. to:

- Oppdatert kartgrunnlag hentes inn.
- Geologi tolkes over i området for nytt løp. Tolkningen samordnes med overflateobservasjoner og observasjoner fra karttolkning og eventuelt flyfoto.
- Det utarbeides oversikt over forventet bergkvalitet for det nye løpet, samt forventede Q-verdier i tunnelnivå i det nye løpet.
- Foliasjon, sprekkesystemer og svakhetssoner fra løp nr. en tolkes over i området for nytt løp.
- De geologiske forhold for nye tverrslag, tverrforbindelser, bergrom etc. beskrives ut fra dataene.

Den geologiske rapporten til konkurransegrunnlaget legges opp på samme måte som beskrevet i kap. 2.10, med en faktadel og en tolkningsdel (se kap. 2.9.2 og 2.9.3).

2.12 Seismisk påvirkning

Mulighet for seismisk påvirkning fra jordskjelv håndteres etter det regelverk og de normer som til enhver tid er gjeldende for alle konstruksjoner som inngår i et vegsystem. Krav til seismisk påvirkning på konstruksjoner er hensyntatt i Eurokode 8 (NS-EN 1998) del 1-6 [44].

Eurokode 8 [44] består av seks del-standarder som tar for seg ulike konstruksjonstyper og har tilhørende nasjonale tillegg:

- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 - Del 2: Bruer
- NS-EN 1998-3:2005+NA:2013 - Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger
- NS-EN 1998-4:2006+NA:2013 - Del 4: Siloer, beholdere og rørledninger
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
- NS-EN 1998-6:2005+NA:2008 - Del 6: Tårn, master og skorsteiner

Eurokode 8 ble gjort gjeldende i Norge fra 2005, med nyere nasjonalt tillegg. Samtidig ble NS-EN 1998-1:2004 og NS 3491-12:2004 trukket tilbake.

Løsmasser og geoteknikk

Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre jordkonstruksjoner generelt, er ikke nevnt i Eurokode 8 [44]. N200 Vegbygging [4] gir krav om geotekniske konstruksjoner og seismisk klasse. For veg mellom permanente konstruksjoner vurderes om jordskjelv er en aktuell problemstilling for den planlagte vegstrekningen i forbindelse med risiko- og sårbarhetsanalyse. Der det er behov for å utføre jordskjelvsberegninger vises det til Statens vegvesen rapport nr. 604 [45].

Tunnel

For løsmassetunneler og portaler gjelder kravene i N400 Bruprosjektering [46], herunder seismiske påvirkninger. Berg- og løsmassetunneler, samt portaler har per i dag ingen spesifikke dimensjoneringskrav i Eurokode 8 [44] knyttet opp mot seismiske laster.

Eurokode 8 fokuserer i dag bare på akselerasjoner. Tunneler er langt mindre sårbare for akselerasjoner sammenliknet med konstruksjoner over bakken.

NGI ved Nick Barton foreslo å innføre en Q_{seismic} -verdi for å ta høyde for seismisk påvirkning [47]. I en studie fra UiO [48] er denne seismiske faktoren utviklet videre og det er sett på jordskjelv med horisontal grunnakselerasjon hhv. $0,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx M5.5$), $1,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx M6.6$) og $5,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx M7.7$). Resultatene viser at selv det kraftigste jordskjelvet vil plote så vidt innenfor samme sikringsklasse som N500 angir (uten seismisk faktor).

Permanent stabilitetssikring av tunneler utføres i dag helt fram på tunnelstuppen før neste salve sprenges, som bidrar til at hver eneste tunnelmeter i praksis har blitt utsatt for en fullskala seismisk sjokktest - og har bestått.

Bergtunneler er generelt ikke særlig utsatt for vibrasjonene fra jordskjelv siden de seismiske bølgene under bakkenivå er rombølger og ikke som i dagen, hvor vibrasjonene også består av overflatebølger som ofte er ødeleggende. For de lave frekvenser og store bølgelengder som jordskjelv-vibrasjoner består av, beveger tunnelen seg sammen med berggrunnen uten store deformasjoner. Det oppstår derfor mindre skader på installasjoner i en bergtunnel enn konstruksjoner på overflaten.

Regelverk

N400 [46] gir bestemmelser om konstruksjonssikkerhet og teknisk standard ved prosjektering av bruer i det offentlige vegnettet. For andre byggverk gjelder § 10-2 i byggeteknisk forskrift til plan- og bygningsloven (TEK17). Her gis grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, inkl. grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, ved prosjektering av konstruksjoner etter Eurokode 0 [2] og underliggende eurokodeserie med nasjonale tillegg.

2.13 Vegareal og hensynssoner for tunnel basert på bergmekaniske og ingeniørgeologiske vurderinger

Reguleringsformål er her definert som vegformål/vegareal og hensynssoner, i undergrunnen (nivå 1) og på terreng (nivå 2).

2.13.1 Vegformål/vegareal

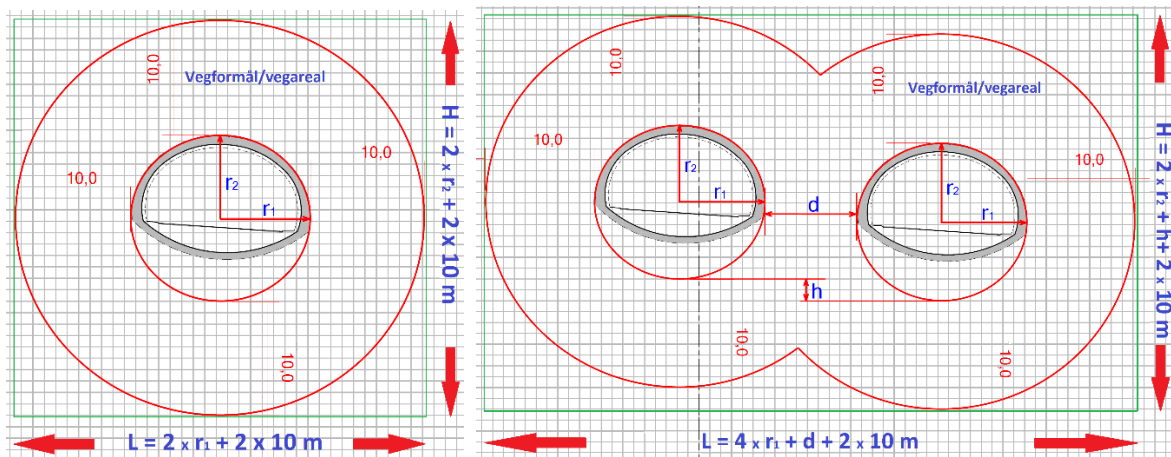
Vegarealet utgjøres av trafikkrommet, selve tunnellopets faktiske kontur (inkludert nisjer, tverrslag og andre rom i berget tilknyttet tunnelen), stabilitetssikring og vannsikring (injisert berg).

Tunnelens faktiske kontur defineres gjerne av det punkt lenger inn i berget enn utsprengt overflate som er i stand til å ta de nye tangentialspenningene som oppstår etter at et hulrom i bergmassen blir sprengt ut. Avhengig av spenningsbildet i bergmassen før utsprengning og den geometriske formen på hulrommet, vil den faktiske konturen gjerne være sirkulær eller oval. I vedlagte figurer er faktisk kontur angitt som en oval form hvor største radius utgjøres av største spennvidde i det utsprengte bergrommet. Stabilitetssikring og vannsikring (injisert berg) er som regel ikke lenger ut enn 10 m fra faktisk kontur. Alt innenfor 10 m fra faktisk kontur defineres derfor som vegformål/vegareal.

I planbeskrivelser og plankart foreslås angivelsen av vegareal for tunneler, forenklet til et rektangulært areal som vist på figur 2.18. Havarilommer og nisjer foreslås tatt med som lokale utvidelser på den gjennomgående vegarealboksen.

Vegarealet (figur 2.18) kan uttrykkes ved følgende formler:

- Enkeltløp: $L_{\text{VEG}} = 2 \times r_1 + 2 \times 10 \text{ m}$ $H_{\text{VEG}} = 2 \times r_2 + 2 \times 10 \text{ m}$
- Dobbeltløp: $L_{\text{DVEG}} = 4 \times r_1 + d + 2 \times 10 \text{ m}$ $H_{\text{DVEG}} = 2 \times r_2 + h + 2 \times 10 \text{ m}$



Figur 2.18 Vegformål/vegareal definert for hhv. ettløps- og tøløpstunneler. Grønn omhyllingsboks angir vegareal.

2.13.2 Hensynssoner

Hensynet til tunnelen gjør at det reguleres restriksjonsområder også utenfor tunnelens eiendomsområde for å hindre igangsetting av tiltak som kan skade tunnelen. Med hjemmel i Plan- og bygningsloven kan det reguleres hensynssoner der det gis bestemmelser som forbyr eller setter vilkår for tiltak. Restriksjoner beskrevet her er i tråd med slike bestemmelser, og det anbefales bruk av to hensynssoner for å sikre vegens interesser.

Ettersom hullboring for energi- og vannbrønner, eller forundersøkelser ikke er søknadspliktig etter Plan- og bygningsloven, utgjør etablering av slike borehull en potensiell risiko for vegtunneler. Risikoen ligger i at slike hull kommer inn i vegarealet og ødelegger stabilitetssikringen, vannsikringen, senker grunnvannsnivået, eller at det bores inn i trafikkrommet med dertil uante konsekvenser. Manglende søknadsplikt medfører at det i noen tilfeller er mangelfull planlegging av hullboring og at det mangler gode sjekkrutiner.

Det anbefales at det legges opp til en todeling av hensynssonene basert på at borehull som havner utenfor vegarealet ikke anses å forringe tunnelens stabilitet dersom hull diameter er under eller lik 390 mm. Større diametere enn dette anses normalt å være sjakt-/tunnelboring som kan påvirke stabiliteten. Det er viktig å ha kontroll på hvor hullene havner. Slik kontroll er viktig å ha underveis i boreprosessen da det ikke gir tilstrekkelig kontroll å avvismåle hullet etter endt boring.

Avhengig av avstanden til vegarealet og med bruk av eksplosivforskriftens krav til maksimalt akseptabelt boreavvik, kan det etableres en egen hensynssone 2 i nivå 2 (i dagen) som ivaretar tunnelens sikkerhet tilknyttet boring, men også sikkerhet tilknyttet ekstra dype byggegrøper for parkeringskjellere etc.

Hensynssone 1 (i undergrunnen)

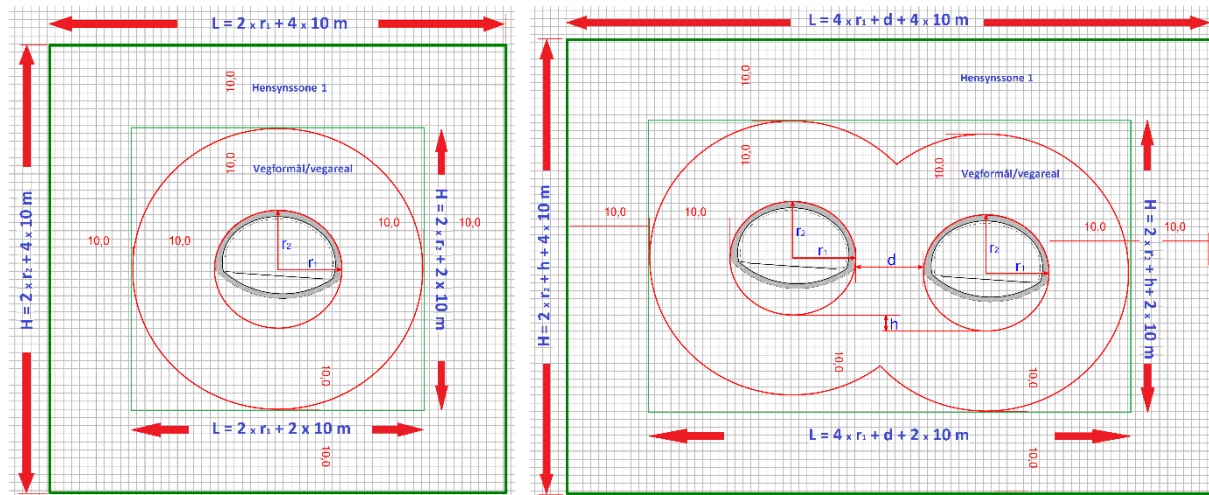
Tunnelgeometrien tilsier at det normalt ikke vil forekomme spennvidder over 20 m for den faktiske konturen. Bergmekanisk vil utsprenning av nye bergrom eller tomter mer enn 20 m fra faktisk kontur ikke medføre tilleggslaster i nevneverdig grad på den eksisterende tunnelen.

Innenfor 20 m kan stabilitetsreducerende tilleggslaster oppstå. Derfor tillates det som regel ikke utsprenning av nye bergrom, byggegrøper eller påføring av andre direkte laster i området inntil 10 m ut i berget fra vegarealets yttergrenser.

Alt innenfor 10 m fra vegarealboksen defineres derfor som hensynssone 1. I planbeskrivelser og plankart foreslås angivelsen av hensynssone 1 for tunneler, forenklet til et rektangulært areal som vist på figur 2.19.

Hensynssone 1 (figur 2.19) uttrykkes ved følgende formler:

- Enkeltløp: $L_{EHS-1} = 2 \times r_1 + 4 \times 10 \text{ m}$ $H_{EHS-1} = 2 \times r_2 + 4 \times 10 \text{ m}$
- Dobbeltløp: $L_{DHS-1} = 4 \times r_1 + d + 4 \times 10 \text{ m}$ $H_{DHS-1} = 2 \times r_2 + h + 4 \times 10 \text{ m}$



Figur 2.19 Hensynssone 1 definert for hhv. ettløps- og toløpstunnel. Ytre grønn omhyllingsboks angir areal for hensynssone 1.

Hensynssone 1 framgår som regel ikke av reguleringskartets plandel nivå 2 med mindre overdekningen til faktisk tunnelkontur er mindre eller lik 20 m.

Hensynssone 2 (i dagen)

Hensynssone 2 omfatter projisert hensynssone 1 opp til dagen. Bredden på hensynssone 2 kan økes, basert på f.eks. faren for grunnvannssenkning i området til siden for vegareal og hensynssoner. Dette vurderes for den enkelte tunnel.

Hovedformålet med hensynssone 2 er bevisstgjøring rundt tunnelens eksistens, samt å få kontroll med borehull som planlegges boret i kritisk rekkevidde for vegarealet. Hensynssone 2 framgår derfor alltid av reguleringskartets plandel nivå 2 med mindre overdekningen til faktisk tunnelkontur er så liten at tunnelen legges i kulvert i åpen grøft.

2.13.3 Forslag til reguleringsbestemmelser

Reguleringsbestemmelser for hensynssonene kan inneholde følgende forhold, avhengig om det gjelder hensynssone 1 og/eller hensynssone 2:

Tiltak som kan forringe tunnelens stabilitet, skade tunnelen eller tunnelinnredningen (for eksempel sprengning, peleramming, spunting, boring i grunnen, sjakt- og tunneldriving, injeksjon, større utgravninger, fundamentering eller påføring av tillegglaster) kan ikke iverksettes uten spesiell tillatelse fra tunneleier.

Boring av hull dokumenteres med koordinatfesting av hullets ansett og avviksmåling av hullbanen under boring.

3 YTRE MILJØ

3.1 Generelt

Forurensningsloven sier at all forurensning er ulovlig, med mindre det er gitt tillatelse til forurensningen. Det søkes derfor om tillatelse til å forurense og innholdet i en slik søknad er beskrevet i forurensningsforskriften § 36.2. Med en slik søknad følger en steds spesifikk og prosjektspesifikk miljørisikovurdering, samt en plan for hvilke tiltak som gjennomføres for å minimere risiko for natur og miljø.

Unntaket er i forurensningsloven §8 (begrensning i plikten til å unngå forurensninger), denne lovparagrafen åpner for at forurensning fra midlertidig anleggsvirksomhet er tillatt. Midlertidig anleggsvirksomhet har typisk en varighet på 2-3 år. Unntaket gjelder kun dersom anleggsvirksomheten ikke medfører uakseptable skadevirkninger på natur og miljø (herunder sjø og vassdrag). Ved usikkerhet på om tiltaket er innenfor eller utenfor forurensningslovens §8 kontaktes statsforvalter, på bakgrunn av nevnte miljørisikovurdering. Med større vegprosjekter følger full søknad og saksbehandling.

Krav og restriksjoner iht. ytre miljø-plan i byggefasen og gjennom godkjenning av prosjektet gjelder blant annet:

- Setninger, vibrasjoner, luftsjokk, støy, utslipp
- Naturmiljø, vannbalanse
- Forutsetninger i vedtatte planer (spesielt reguleringsplan)
- Søknads- og meldeplikt i henhold til plan- og bygningsloven og andre lover og forskrifter
- Arbeidstidsbegrensninger
- Nabokontakt og nærinformasjon.

Følgende inngår blant annet i registreringer og måleprogrammer:

- Vurdering av behov for - og omfang av bygningsbesiktigelse
- Program for vibrasjonsmålinger
- Behov for setningsbolter for registrering og senere kontrollmålinger
- Behov for registrering av grunnvannsnivå
- Målinger for dokumentasjon av vannlekkasjer i tunnel i forhold til fastsatte innlekkasjekrav
- Vannkvalitet for utslippsvann fra tunnel etter forutsatt rensing
- Oppfølging av vannkvalitet i resipienten
- Støymålinger/beregninger for dokumentasjon av at fastsatte krav holdes i byggefasen for bygge- og anleggsstøy og i driftsfasen for vegtrafikkstøy og støy fra tekniske installasjoner.

Basert på vurderinger som legges til grunn utarbeides et detaljert måleprogram. Det tas også stilling til hvem som har ansvaret for gjennomføring av de ulike målingene.

Sprengsteinmasser fra tunneldriving inneholder vanligvis plast i form av skyteledninger, koblingsblokker og foringsrør. Plast brytes i liten grad ned i marine miljø, men fragmenteres over tid. Det er derfor viktig at sprengsteinmasser som fylles ut i sjø inneholder minst mulig plast og at det planlegges avbøtende tiltak for å hindre spredning av plast som fremdeles er i massene [49]. Plasten håndteres iht. avfallsforskriften (se også [50]).

3.2 Begrensning av innlekkasjer

Kartlegging og vurdering av konsekvenser for omgivelsene som følge av innlekkasjer i tunnelen utføres som en del av forundersøkelsene. Hydrogeologiske forundersøkelser er omtalt i kap. 2.4.6. Basert på forundersøkelsene vurderes definerte krav til tetthet for tunnelen. Kravene kan variere langs tunneltraseen avhengig av forhold som influensområde, setningsømfintlighet og risiko for skadelige virkninger på omgivelsene. Publikasjon 103 [31] fra bransjeprosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler vurdering av konsekvenser ved grunnvannstands- og poretrykkssending for naturmiljø og urbanområder.

Forinjeksjon er normal tettemetode under tunneldriving (se kap. 7.4). For tunneler der det er satt krav til tetthet for hele eller deler av tunnelen, er det flere forhold som krever kontinuerlig oppfølging. Forhold som parallelt følges opp for å kunne styre og justere tettearbeidene i tunnelen, slik at det ikke oppstår uforutsette konsekvenser:

- lekkasjemålinger i tunnelen, totalekkasjer ut av tunnelen og over seksjoner (se kap. 7.5)
- målinger av grunnvannstand, poretrykk og setninger
- registrering av vannstand i vann og myrer
- inngang av vann i ev. infiltrasjonsbrønner

Vanninfiltrasjon fra terreng eller fra tunnelen kan bidra til å holde grunnvannstanden og poretrykket oppe i anleggsperioden. Effekten av vanninfiltrasjon er imidlertid vanskelig å forutsi. Vanninfiltrasjon krever også løpende ettersyn og vedlikehold. Metoden planlegges ikke som permanent tiltak. Se også Intern rapport nr. 2324 [51].

Der det er fare for at tetthetskravene ikke kan oppnås med systematisk forinjeksjon vil tetting med en membranisolert betongutstøping dimensjonert for det aktuelle vanntrykket være løsningen i tillegg til injeksjon. Dette medfører forberedelse, for eksempel ved valg av tunnelprofil, i forbindelse med drivingen.

3.3 Utslipp av vann

3.3.1 Håndtering av vann og slam under anleggsfasen

Slam fra vaskeplasser, sedimentasjonsgrøfter og renseanlegg kan være forurenset. Håndtering av forurenset slam følger gjeldende regelverk, og uten gjenbruk eller blanding med rene masser.

Grenseverdier for innhold av olje og partikler i rensert vann fastsettes for det enkelte prosjekt. Ved utslipp til sårbare resipienter og anleggsvirksomhet i spesielle bergarter, vurderes grenseverdier spesielt.

Grunn som danner syre eller andre stoffer som kan medføre forurensning i kontakt med vann og/eller luft (for eksempel tungmetaller, alunskifer), regnes som forurenset grunn dersom ikke annet er dokumentert, jf. Forurensningsforskriften. Bergarter som kan gi forurensende avrenning kartlegges i detalj, se kap. 2.4.5. Utgravd alunskifer kan inneholde så mye radioaktive stoffer at den forvaltes som radioaktivt avfall. Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet (DSA) er myndighet i slike tilfeller.

3.3.2 Håndtering av tunnelvaskevann og slam

Forurensningsloven er gjeldende for driftsvann, drensvann og vaskevann dersom utslippene er, eller kan være til skade for miljøet. Til slike utslipp søkes tillatelse.

I Forurensningsforskriften (§ 36-2) går det frem hva som kreves av innhold i en søknad. Det søkes om utslippstillatelse i henhold til forurensningsloven § 11 når det blir besluttet å etablere rensetiltak.

Myndighet for søknad om utslipp:

- Utslipp til vassdrag: Statsforvalter
- Påslipp til kommunalt overvannsnett eller AF-ledning: Søknad til både Statsforvalter og kommunen
- Spillvann: Kommunen.

Utslipp av drensvann er normalt ikke søknadspliktig. I områder med bergarter som kan føre til sur/ giftig avrenning, for eksempel sulfidrike bergarter og alunskifer, avklares håndtering og eventuell rensing med forurensningsmyndighetene.

Tunnelvaskevann inneholder en blanding av partikler og ulike forurensningsstoffer, bl.a. metaller, polysykliske aromatiske hydrokarboner (PAH) og vaskemidler i tillegg til mikroplast. Generelt er konsentrasjonene av forurensningsstoffer i tunnelvaskevann langt høyere enn i avrenningsvann fra veg i dagen ved sammenlignbar ÅDT. Hyppig vaskefrekvens kan redusere de akutt høye konsentrasjonene i utslippsvannet, men det totale forurensningsbidraget til vannforekomsten vil være det samme eller noe høyere. Økt vaskefrekvens kan derfor ikke anses som en erstatning for rensetiltak.

Forurensningsproduksjonen kan anslås enten ved å bruke beregningsmodellen beskrevet i [52] eller bruke målte forurensningskonsentrasjoner i sammenlignbare tunneler. Vannmengdene for en helvask av tunnelen kan variere med ulike vaske- og renholdsmetoder; høytrykkspyling vs. lavtrykkspyling, børstevask etc., samt størrelse på tunnelen. Renholdsrutiner og antatt vannforbruk [52] inngår derfor som del av planlegging og prosjektering av rensetiltaket.

Avhengig av miljørisiko og dimensjonering av rensetiltaket, kan aktuelle rensetiltak være sandfang, supersandfang og sedimentasjonsbasseng, samt ulike filterløsninger, enkeltvis eller i kombinasjon.

Rensetiltaket bygges med trygg og tilstrekkelig adkomst for vedlikehold, drift og prøvetaking før og etter vask, enten tiltaket ligger i eller utenfor tunnelen.

Dersom sedimentasjon er aktuelt som rensetiltak, anbefales at sedimentasjonstiden av vaskevann før utpumping å være mer enn to uker. Dette sikrer god sedimentering av partikler og partikkelbundne forurensninger. I tunneler der det benyttes såpe, vil det være en fordel å øke sedimentasjonstiden noe (fire til åtte uker) for nedbrytning av såpestoffer som har vist seg å være skadelig for vannlevende organismer. Dette veies imidlertid opp mot faren for at forurensningsstoffer kan begynne å remobilisere fra slammet over tid. Sedimentasjonsbasseng bygd utenfor tunnelen anbefales å være lukket basseng, på grunn av frostproblematikk og/eller fare for gjengroing.

3.4 Støy ved tunnelåpninger

3.4.1 Generelt

Støy fra tunnelåpning nær bygninger med støyfølsom bruk vurderes særskilt. Støy fra tunnelåpning vil som hovedregel gi liten endring i gjennomsnittlig støyinnivå over døgnet. Støy fra tunnelåpning kan imidlertid ha negativ påvirkning på opplevelsen av støy i nærområdet til tunnelen (innenfor noen hundre meter, avhengig av området og lydforholdene generelt).

I tillegg til vegtrafikken er også ventilasjonssystem en mulig kilde til støyplage for naboer til tunnel. Det er derfor viktig med helhetlig planlegging og å ha bevissthet rundt plassering av vifter. Akustikk- og elektrokompetanse er viktig tidlig i forbindelse med planlegging og prosjektering.

3.4.2 Regelverk

For planlegging av veg gjelder Klima- og miljødepartementets retningslinjer til plan- og bygningsloven om behandling av støy i arealplanlegging T-1442 [53] (støyretningslinjen). Denne skal som hovedregel legges til grunn for gjennomføring av alle prosjekter der det kreves ny eller endret plan etter plan- og bygningsloven. Anbefalte grenseverdier for vegtrafikk er at støyinnivå på uteoppholdsareal og utenfor vinduer til rom med støyfølsom bruk ikke overstiger L_{den} 55 dB. Anbefalte grenseverdier gjelder for bygninger med støyfølsom bruk, slik det er definert i [53]. Støyretningslinjen [53] henviser også videre til teknisk forskrift og standard NS 8175 [54]. I tillegg gjelder til enhver tid Forurensningsforskriftens grenseverdi for innendørs støy.

Dokumentasjon som viser at en utredning er gjennomført i henhold til støyretningslinjen T-1442 inneholder:

- Beregninger av dagens- og framtidig støysituasjon, for nærområdet innenfor minimum 500 m fra tunnelåpning.
- Vurdering av støyreducerende tiltak for å etterleve anbefalte grenseverdier.
- Beregning av framtidig støysituasjon med foreslåtte støyreducerende tiltak.
- Drøfting av effekt av forslag til støyreducerende tiltak.
- Vurdering av støysituasjonen i bygg- og anleggsfasen.

Veiledning for å vurdere bygg- og anleggsstøy finnes i veileder til støyretningslinjen (M-128) [55]. Annen relevant litteratur er NFF Teknisk rapport nr. 15 Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet [56].

3.4.3 Metode for beregninger

Støynivået i et punkt nær tunnelåpningen er summen av støy fra vegtrafikken utenfor tunnel, fra trafikken inne i tunnelen og støy som reflekteres fra tunnelveggene. Ulike beregningsmetoder og verktøy ivaretar disse bidragene i ulik grad. Nordisk beregningsmetode (Nord96) er godkjent metode for beregning av vegtrafikkstøy, fastsatt av Miljødirektoratet. Nord96-metoden kan imidlertid ikke beregne støy fra tunnelåpning. Eksempel på metoder for å beregne støy fra tunnel som er i bruk i dag er beskrevet i V717 Brukerveileder Nord2000 Road [57], SINTEF rapport STF40 [58] og i [59].

3.4.4 Aktuelle støyreducerende tiltak

Tiltak for å redusere støy fra tunnel er etterspurt, men det finnes få aktuelle støyreducerende tiltak og effekten er usikker. Derfor er prosjektering med tanke på plassering og utforming av tunnelåpning viktig med hensyn til å forebygge støyplage. Støyskjerming utenfor tunnel kan noen steder, i noen grad, redusere støyinnivåene i nærmiljøet. Bruk av absorberende elementer i tunnel er i noe grad utprøvd i internasjonalt, men denne typen tiltak må oppfylle strenge krav til blant annet brann- og trafikksikkerhet.

Ventilasjonssystemet kan forårsake viftestøy fra munning eller tårn. Det er viktig med helhetlig planlegging og bevissthet rundt støykonsekvensene av utforming, plassering og planlagt drift av vifter.

3.4.5 Støy fra bergskjæringer

Støy som skyldes refleksjon fra bergskjæring er vanskelig å måle eller håndtere. De steds spesifikke forutsetningene i området kan vurderes av en akustiker. Effekten av for eksempel helling på skjæringer utenfor tunnelåpning, diffraksjon som følge av ujevn flate eller vegetasjon er mest sannsynlig begrenset.

Refleksjonsstøy fra en bergskjæring vil teoretisk maksimalt kunne gi 3dB økning, mest sannsynlig er reflektert støyinnivå i størrelsesorden 1 dB. Oppfattelsen av refleksjoner kan likevel oppleves som mer forstyrrende enn dB-nivået skulle tilsi, fordi lydbildet endrer seg fra hvordan direkte lyd høres ut. Bergskjæringer gjør også at støy kan bli vanskeligere å skjerme, fordi lyden blir reflektert fra lengre avstand og større høyde. En tilnærming for å redusere reflektert støy kan være å bruke jordarmering.

3.5 Utslipp av gasser og partikler

Utslipp fra kjøretøyer ved tunnelåpningene vil bestå av forurenset luft med en forureningsgrad som kan forårsake at nærområdet ved portalene utsettes for helseskadelig luft. For å avgjøre om det er behov for etablering av rens tiltak/ ventilasjonstår vurderes luftkvaliteten.

Ved å behandle lokal luftkvalitet i en tidlig fase kan framtidige problemer ved tunnelmunningene unngås. I de fleste tilfeller er det enklere å gjennomføre eventuelle tiltak tidlig i en utbyggingsfase.

Aktuelle nivågrenser som gjelder for luftkvalitet:

- Forurensningsforskriften gir grenser som gjelder for all utendørs luft.
- Retningslinje for behandling av luftkvalitet i arealplanlegging (T-1520) [60] fra Miljødirektoratet, legger opp til å vurdere luftkvaliteten i arealplaner på bakgrunn av gule og røde soner. For rød sone er hovedregelen at bebyggelse som er følsom for luftforurensning unngås. Gul sone er en vurderingssone hvor det vises varsomhet med å tillate etablering av bebyggelse med bruksområde som er følsomt for luftforurensning.
- Nasjonale mål. Et ambisjonsnivå for luftkvalitet, satt av Regjeringen. Hensikten med de nasjonale målene er å gi en praktisk prioritering på hva som er viktigst innen lokal luftkvalitet.
- Vegtunneler er spesielle utslippskilder til lokal luftforurensning. Det kan være aktuelt å innføre grenseverdier som har en margin for korttidsmiddelet i Forurensningsforskriften; med timemiddel for NO₂ maksimalt 150 µg/m³, - med 8 tillatte overskridelser, og døgnmiddel for PM₁₀ maksimalt 50 µg/m³, - med 7 tillatte overskridelser.

4 GEOMETRISK UTFORMING

4.1 Generelt

I kapittel 4 i N500 Vegtunneler [1] gis krav til geometrisk utforming av tunneler. N100 Veg- og gateutforming [61] setter krav til linjeføring og sikt som gjelder både i og utenfor tunnel. Unntaket er maks. stigning i tunnel, som er et krav i tunnelsikkerhetsforskriften.

Tunnellengde over 10 km: Krav om godkjenning gjelder både riksveg og fylkesveg. Tunnellengde over 10 km er et særtrekk ved tunnel. Lange tunneler har spesielle utfordringer, blant annet når det gjelder selvredningsprinsippet, beredskap og innsats ved en hendelse. Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutstyr vurderes spesielt for hver enkelt tunnel, i sammenheng med tunnelutformingen for øvrig, ÅDT, risikoanalyse m.m.

Krav i N500 om at antall ordinære kjørefelt i hver retning ikke skal reduseres inne i tunnelen gjelder kun ordinære kjørefelt og innebærer at eventuelle påkjøringsramper ikke behøver å videreføres som eget felt så lenge krav til sikt er ivaretatt, og fare for tilbakeblokkering av trafikk er vurdert. Påkjøringsramper er definert som kryss.

4.2 Vegutforming i tunnel

4.2.1 Linjeføring og sikt

Kravene til linjeføring i tunneler bygger på det samme teoretiske grunnlag som for veg i dagen [61]. Grunnlaget for linjeføringskravene er beskrevet i veiledning V120 Premisser for utforming av veier [62].

Tunneler er i utgangspunktet en forholdsvis sikker del av vegnettet, men risikoen for alvorlige ulykker kan være høyere enn på vegnettet for øvrig. Belysning i tunneler og lyse vegger med god kontrast mot vegbanen kan redusere ulykkesrisikoen. Krappe kurver og bratte stigninger medfører økt ulykkesrisiko. Det er størst ulykkesrisiko i tunnelens innkjøringssoner, der er ulykkesrisikoen ca. tre ganger så høy som midt i tunnelen.

I hver ende av tunnelen anbefales det å legge inn en kurve for å unngå at dagslyset i åpningen forverrer synsforholdene for trafikantene. I spesielt lange tunneler (> 6 km) kan det være aktuelt å legge inn lange, slake kurver for å bryte monotonien.

I et tunnelprofil kan tunnelveggen utgjøre et sikhinder og krav til sikt kan dermed bli dimensjonerende for horisontalkurveradius i tunneler. Siktkravene varierer med dimensjoneringsklasse og stigning. Kravene finnes i N100 [61] for aktuell dimensjoneringsklasse. For toløpstunneler vil krav til stoppsikt bestemme minste horisontalkurveradius for hvert av løpene. For enfeltstunneler med toveis trafikk gjelder krav til møtesikt.

Dersom det er nødvendig med horisontalradius mindre enn at krav til sikt tilfredsstilles, utvides tunnelbredden i innerkurve.

Krav til breddeutvidelse i kurver er som for veg i dagen [61].

4.2.2 Kryss i forbindelse med tunnel

N500 har krav om at kryss ikke skal anlegges i tunnel. Det kan imidlertid i enkelte tilfeller være aktuelt å anlegge kryss i tunnel, for eksempel der muligheten for å anlegge kryss i dagen er begrenset av stedlige forhold, som tett bebyggelse typisk i bystrøk. Fravik fra dette kravet i N500 kan derfor i noen spesielle tilfeller være berettiget.

Kryss i tunnel kan være T-kryss, rundkjøring, ramper, akselerasjons- og retardasjonsfelt [61].

Det er viktig at et eventuelt kryssområde ses i sammenheng med bergforholdene på stedet, for å unngå plassering i et område med lav/kritisk bergoverdekning, svakhetssoner, løsmasseforsenkning, soner med dypforvitring, etc. I slike tilfeller kan det vurderes å justere veglinja for å unngå løsninger som er unødvendig kompliserte. Det er viktig med dokumentasjon av at løsningen er teknisk mulig å gjennomføre med hensyn til bergtekniske forhold.

Krav til utforming av kryss-løsningen for øvrig følger N100 [61] og vurderinger som gjelder linjeføring, sikt, fartsendingsfelt, og trafiksikkerhet, fare for tilbakeblokkering av trafikk og brannikkerhet.

Krav til kryss utenfor tunnelåpning er gitt i N100 [61]. Når kryss plasseres nær tunnelåpningen, legges spesiell vekt på å unngå blanding fra sol ved utkjøring fra tunnelen. Kapasitet til kryss ved tunnelåpning vurderes med hensyn til tilbakeblokkering av trafikk inn i tunnelen.

4.2.3 Gang- og sykkeltrafikk i tunnel

Krav som gjelder gang- og sykkeltrafikk i tunnel er gitt i [61].

Tilrettelegging for gang- og sykkeltrafikk gjelder også belysning og nivå på luftkvalitet [1].

Der gang- og sykkelveg adskilt med rekkverk passerer en havarinisje kombineres de to funksjonene og deler areal. Det vil si at rekkverket opphører forbi havarinisja. I en situasjon med ett havarert lett kjøretøy vil det gjenstå i overkant av 1 m til gående og syklende for å passere kjøretøyet.

Sykeltrafikk i tunnel er også omtalt i V122 Sykkelhåndboka [63].

4.3 Tunnelportaler

Hensikten med tunnelportal er å eliminere trafikkfare ved utrasing av blokker eller stein, ved snøskred, nedfall av is eller liknende og for å hindre at vann renner ut over påhugget og ned i vegbanen. Krav til prosjektering av tunnelportaler er gitt i vegnormal N400 Bruprosjektering [46].

Bredden på forskjæringen vurderes ut fra plassbehov ved mulig nedfall av is, snø eller stein og plassbehov for portalstøp.

Krav til rekkverk er gitt i N101 [64].

N500 har krav om at kontaktstøpt del av portalen skal støpes mot en membran. Øvrige krav til membran er gitt i N400 [46]. Ved risiko for nedfall og skred på portal vurderes behov for beskyttelse/støtpute i hvert enkelt tilfelle.

Traktform på tunnelportal (krav ved ÅDT > 6 000) angår trafiksikkerhet og fare for påkjørsel. En traktformet portal er utformet/vinklet tilsvarende som en havarinisje inne i tunnelen (1:10). En løsning for området ved portalen er å bygge betongrekkverk de siste 20 m foran tunnelportalen og avslutte rekkverket innenfor/i portalåpningen, se et eksempel i figur 4.1.

Tunnelportaler uten traktform kan bygges med tilstrekkelig bredde for å ivareta rekkverkløsning i portalåpningen. Rekkverkløsningen (betongrekkverk) bygges utenfor normalprofilen og tilpasses til valgt vann- og frostsikringskonstruksjon i tunnelen (veggelementer eller føringskant).



Figur 4.1 Eksempel på rekkverkløsning mot- og inn i portal. Betongrekkverk uten hulrom mellom rekkverk og vegg, som er en god løsning med tanke på drift og vedlikehold (E18 Larvik, Foto: google).

4.4 Tunnelprofiler, veiledning

Tunnelprofiler for de ulike tunnelklassene, inklusive profiler med siktutvidelser/ havarinisjer, er vist i [61].

Tunnelprofil for betongtunneler utformes i utgangspunktet med tunnelprofil som vist i [61], og med minimum areal tilsvarende fri høyde og total bredde. I noen tilfeller kan det være grunn til å fravike standard tunnelutforming, som for eksempel ved:

- behov for å legge traseen grunt. Tunneltaket legges parallelt kjørebanelen mens det sirkulære profil beholdes for veggene.
- behov for å redusere bredden på byggegropa.
- tunneler som dimensjoneres for vanntrykk der firkantprofil gir mindre volum og dermed mindre oppdrift.

Skulder

Opphøyd skulder i tunnel utført med kantstein gir en tydelig visuell og fysisk leding av trafikantene og vil hindre store kjøretøy i å treffe vederlaget i tilfelle de kommer over kantlinja og over grensen for fri høyde i tunnelen. Opphøyd skulder med kantstein er gunstig for drift av tunnelen, f.eks. ved at vaskevann ledes fra og langs skulder til sluk. Skulder har videre funksjon som nødfortau iht. tunnelsikkerhetsforskriften. Opphøyd skulder gir et område/felt egnet som rømningsvei, med markert og fysisk skille mot kjørebanelen. Opphøyd del av skulder utført med betongdekke anbefales fordi det gir et lysere og mer markert sideareal enn ved bruk av asfalt. Samtidig gir betongdekke en bedre visuell føring ut fra funksjonen som nødfortau.

4.5 Utvidelse for nisjer

Det tas hensyn til mulighetene for å kombinere havari- snunisjene med nisjer for andre behov, for eksempel pumpestasjoner, teknisk bygg etc., med tanke på tilkomst for driftsoppgaver.

Snunisjer bygges i ettløpstunneler over en viss lengde som et sikkerhetstiltak. Snunisjer, kombinert med skilt og signaler, bygges for at større kjøretøy har mulighet til å snu ved en brann eller annen hendelse i tunnelen. Det er viktig å vurdere bergsikringen og bergspenningsforhold spesielt.

Snunisjen er tilpasset stor lastebil eller buss, og ikke større/lengre kjøretøy. Plassbehov for at et større kjøretøy skal kunne snu, er vist ved sporingskurver i [61]. Slike bergrom kan være mulig, men er ikke praktisk å innføre som standard/krav for tunneler.

Snunisjer anbefales å ikke plasseres i innerkurve på grunn av siktforhold.

4.6 Nødutganger

Nødutganger gjør det mulig for trafikantene å forlate tunnelen og nå et trygt sted i tilfelle det oppstår en ulykke eller brann. Nødutganger gir også redningstjenestene adgang til tunnelen til fots.

Avstand mellom tverrforbindelser i toløpstunneler er 250 m, for øvrig gjelder tunnelsikkerhetsforskriftens krav om maks. 500 m mellom nødutganger.

Tilstrekkelig evakueringskapasitet for tverrforbindelsene sikres spesielt. En vurdering av evakueringskapasitet i tverrforbindelse fra tunnelklasse E opp til våre mest trafikkerte tunneler er vist i eksempel i NordFoU-rapport: Evakuering i vegtunneler [65].

Selvredningsprinsippet betyr at trafikantene i hovedsak kommer seg ut av tunnelen selv med kjøretøy eller til fots ved en hendelse. Tunnelene har standard sikkerhetsutstyr tilgjengelig for nødsituasjoner, samt fastlagte beredskapsplaner der brann og redning inngår, i tillegg til ventilasjonsstyring fra vegtrafikksentral (VTS). Se også kap. 10.2.5 om brannventilasjon.

Tilrettelegging for universell utforming i forbindelse med tunnel

Universell utforming er ikke brukt som generelt begrep for vegtunneler, fordi geometri, standard og utrustning i tunnelene er varierende og ikke enhetlig for alle tunneler av alle aldre. Universell utforming i N500, for nye tunneler, er best mulig tilpasset tunnelene i de områdene der dette er viktig, som for eksempel krav som gjelder nødutganger.

Toløpstunneler har rømningsvei/nødutgang i form av tverrforbindelser mellom tunnellopene. Nyere ettløpstunneler over en viss trafikkmengde har også nødutganger. Nødutganger er merket med grønn farge; grønne dører og grønn belysning [1]. Tverrforbindelser mellom to tunnellop bygges med kulvert, som gir leding fra dør til dør. Rømningsvei i lengderetningen av tunnel er langs skulder (nødfortau iht. tunnelsikkerhetsforskriften), ut av tunnelen eller til en nødutgang.

For nødstasjoner gjelder størrelse på kiosk, høyde på plassering av skap, i tillegg til rød farge på kiosk, skap og brannslukkere (se kap. 5). Nødstasjoner i tunnel gir direkte forbindelse til vegtrafikksentral (VTS), og VTS får automatisk informasjon om hvor telefonen brukes; hvilken tunnel og posisjon i tunnelen.

4.7 Området utenfor tunnelåpningene

4.7.1 Overgang mellom tunnel og veg i dagen

V120 [62], beskriver overgangen mellom tunnel og veg i dagen, med skisser av overgangssoner for utvalgte dimensjoneringsklasser.

4.7.2 Geometri, og utstyr og installasjoner utenfor tunnel

Utstyr som er tilknyttet tunnelen er også plassert i området utenfor tunnelåpningene. Det er ikke krav eller standardiserte løsninger som gjelder plassering, avstander osv. generelt for tunnel. Dette prosjekteres i hvert tilfelle ut fra plass til bl.a. teknisk bygg, driftsåpninger, plassering og tilkomst. Tabell 4.1 oppsummerer geometriske forhold og typer av utstyr som er tilknyttet tunneler, med krav til avstand – der dette er oppgitt.

Tabell 4.1 Området utenfor tunnel; geometri, utstyr m.m. Tabellen gir en kort oppsummering av avstand fra tunnelåpning, der dette er gitt i normaler eller forskrift.

Vegnormal, Tunnelsikkerhetsforskrift (FOR)	Tema*	Avstand
N500	Bom og rødt stopplblyksignal	min. 100 m
FOR	Endring antall kjørefelt/ Avslutning av forbikjøringsfelt utenfor tunnel (dvs. opp til 300 m)	10 sek.
N100	Kryss, avstand fra tunnel (uregulert)	Ls
N100	Kryss, avstand fra tunnel (forkjøringsregulert)	2 x Ls
N100	Slutt akselerasjonsfelt til tunnel	Stopsikt
N500/ FOR	Toløps: mulig å krysse midtdelen/ tilrettelagt for redning	
N500	Ettløps: plassbehov for helikopterlanding, kontroll; vurderes	
N500/FOR	Nødstasjon – i nærheten av portal/ utenfor tunnelåpning. Gjelder begge tunneløp for toløpstunneler. Anbefalt avstand maks. 150 m.	
N500	Nødstyreskap. Kan integreres i teknisk bygg.	Sikt til portal
N500/ FOR	Hydranter eller annen vannforsyning i nærheten av portal	
N500	Lukket system for oppsamling og rensing av vann (spyling, utslipp)	
N500/ FOR/ N300, N302 m.fl.	Skilt, signal, bommer (fast, melding, drift)	
N500	Antennemaster for nødkomm.	
N500	Ev. Teknisk bygg	maks. 100 m
(N500)	Ev. Pumpestasjon i tunnel: utpumping av vann	
N500	Ev. Ventilasjonstårn, rensetiltak (gass, partikler), støytiltak	
(FOR)	Opplysning om sikkerhetsutstyr kan plasseres på f.eks. rasteplass før tunnelen.	

* Generelt gjelder hensynet til tilkomst for drift

Noe utstyr som skilt og bommer har krav som gjelder maksimal avstand fra tunnelåpningen. Teknisk bygg tilhørende tunnelen som er plassert utenfor tunnel, har anbefalt driftsavstand maksimalt 100 m fra tunnelåpningen på grunn av teknisk utstyr. Det vil være naturlig å plassere nødstasjonen utenfor tunnelåpningen ved teknisk bygg (se også kap. 5.3.3). Tilkomst til teknisk bygg for drift og vedlikehold er via sideveg bak rekkverk eller fra havarilomme/ stopplomme ved tunnelåpningen. Med hensyn til trafiksikkerhet er det mindre gunstig med stopplommer ved tunnelåpningen. Innkjøringssonen har forhøyet ulykkesrisiko i forhold til vegstreknings utenfor innkjøringssonen. Det er derfor sikkerhetsmessig uheldig med på- og avkjøring i dette området. En separat adkomst med avkjøring et stykke unna tunnelmunningen vil være den mest trafiksikre løsningen.

Det er ikke gitt krav om havarilomme/stopplomme ved tunnelåpningen. Dette ses i sammenheng med trafikkmengde og prosjektering for øvrig. Det anbefales at havarilomme/ stopplomme utenfor tunnelåpningen utformes som havarinisje [1]. Dette vurderes i sammenheng med plass tilgjengelig, stopsikt m.m., samt rekkverkløsning mot tunnelportalen.

5 SIKKERHETSTILTAK

5.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 5 krav til sikkerhetstiltak i tunneler. I dette kapittelet gis veiledende kommentarer til noen punkter.

For utarbeidelse av risikoanalyser benyttes metode gitt i Rapport nr. TS 2007:11 [66]. For beredskapsanalyse, se Statens vegvesen rapport nr. 260 Beredskapsanalyse av vegtunneler [67].

Tillegg til prinsippet om selvredning: Tunnelene har standard sikkerhetsutstyr tilgjengelig for nødsituasjoner, samt fastlagte beredskapsplaner der brann og redning inngår, i tillegg til ventilasjonsstyring fra vegtrafikksentral (VTS). Se også kap. 10.2 om brannventilasjon.

Deler av beredskapsplan kan unntas offentlighet, ref. offentlighetsloven §24, 3. avsnitt.

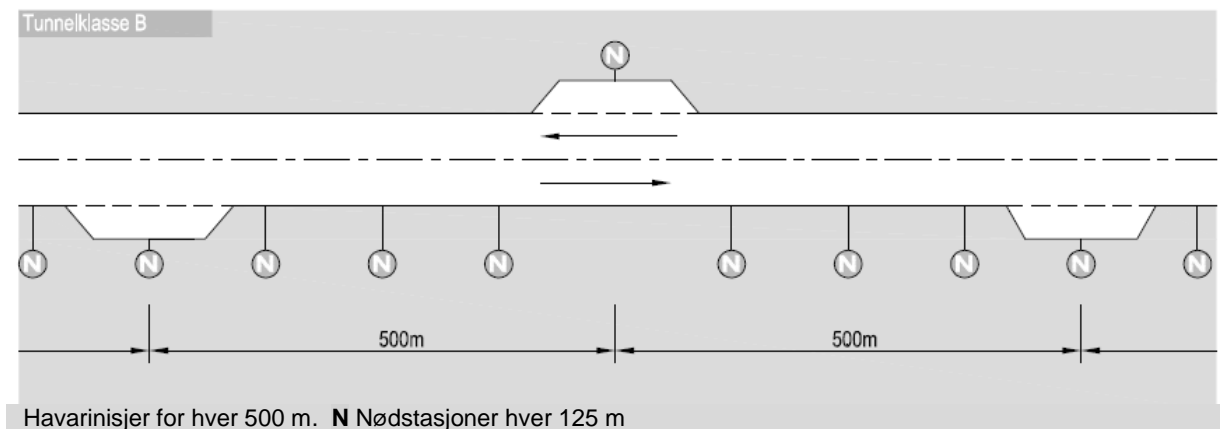
5.2 Tunnelklasser

Tunneler med lengde over 10 km vurderes spesielt, se kap. 4.1.

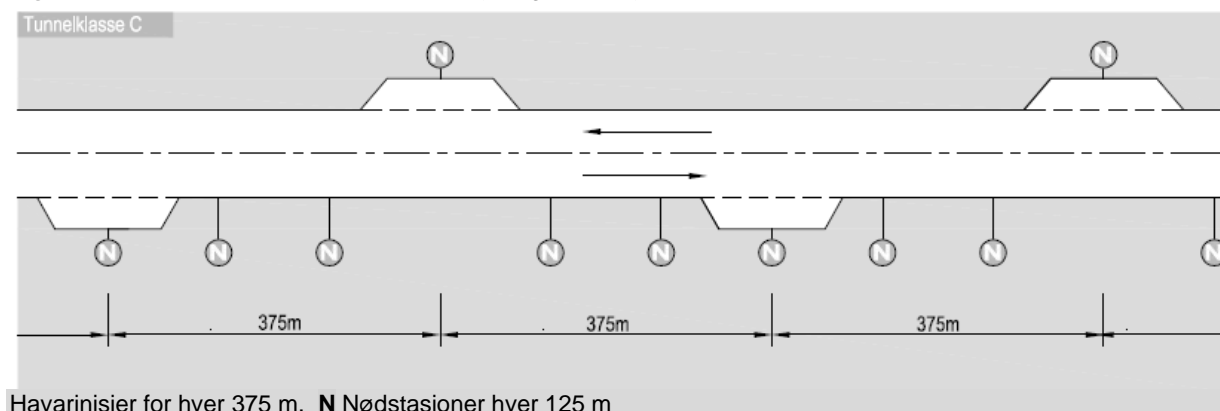
5.3 Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutrustning

5.3.1 Generelt

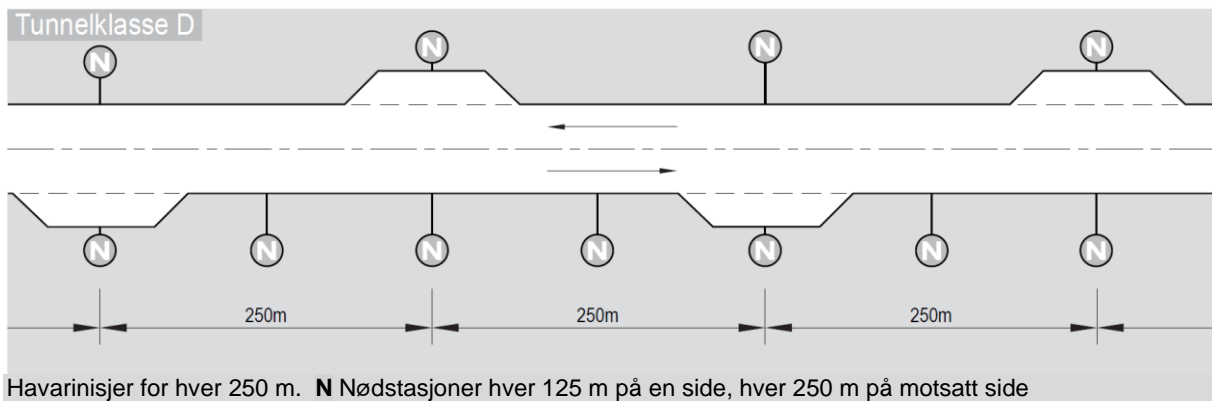
I figurene 5.1 – 5.5 er plassering av havarinisjer og nødstasjoner vist skjematisk for de aktuelle tunnelklasser. I tillegg skal nødstasjoner installeres utenfor hver tunnelåpning.



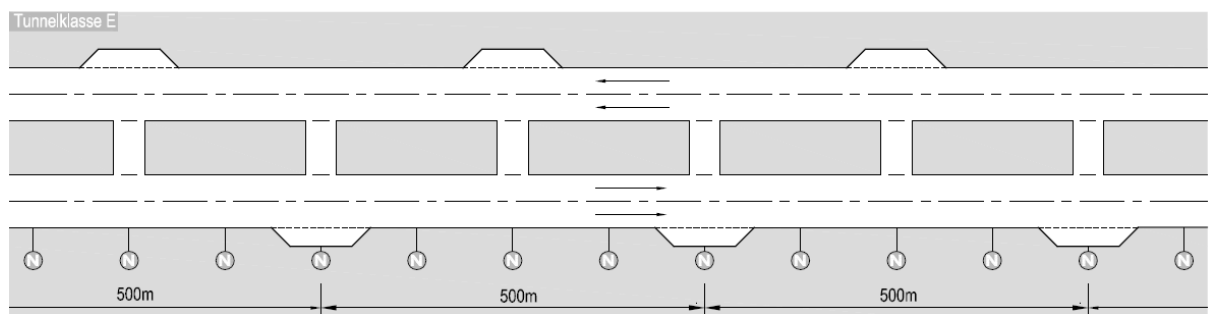
Figur 5.1 Tunnelklasse B, havarinisjer og nødstasjoner



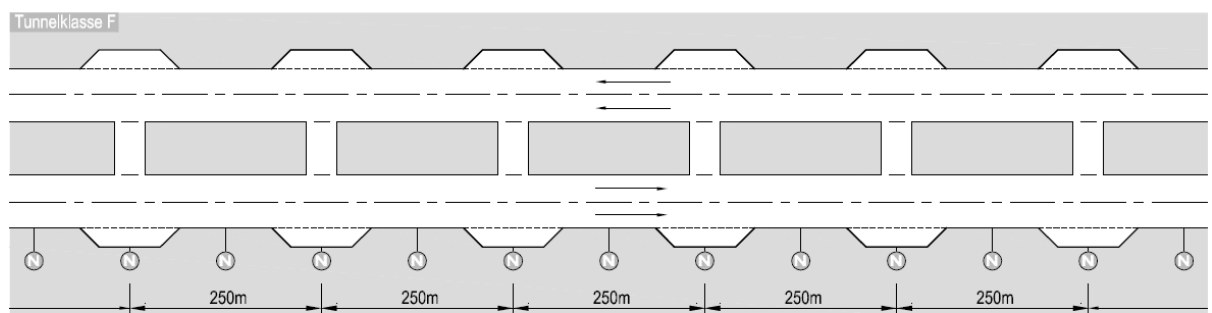
Figur 5.2 Tunnelklasse C, havarinisjer og nødstasjoner



Figur 5.3 Tunnelklasse D, havarinisjer og nødstasjoner



Figur 5.4 Tunnelklasse E, havarinisjer, nødstasjoner og tverrforbindelser



Figur 5.5 Tunnelklasse F, havarinisjer, nødstasjoner og tverrforbindelser

5.3.2 Evakueringslys

Sammenhengende evakueringslys (tidligere kalt rømningslys) kan plasseres på føringskanten i tunneler med føringskant. Bruk av en type håndlist i tillegg anbefales ikke av bestandighets- og driftsmessige hensyn.

Det er ikke gitt krav eller retningslinjer til hvordan sammenhengende evakueringslys føres forbi havarinisjer eller snunisjer. For havarinisjer anbefales at evakueringslysene føres langs føringskant/veggen gjennom nisjen. Dette gir også tilkomst til nødstasjon. Evakueringslys ved snunisje kan enten opphøre ved nisjen, dvs. en avstand på ca. 15 meter, eller føres i skulder/vegbane forbi nisjen. Løsningen vurderes ut fra bl.a. strømforsyning, drift/vedlikehold, samt mulighet for markert vegoppmerking for ledning.

5.3.3 Nødstasjoner

Nødstasjonen gir ikke beskyttelse ved brann, eksempel på merking:

«Dette området gir ikke beskyttelse ved brann. Følg skilt til nødutganger. /
This area does not provide protection from fire. Follow signs to emergency exits.»

I det følgende er vist et eksempel på tekst for rettledning for bruk av nødtelefon:

«Løft av røret og vent på svar
Hvis ingen svarer innen ett minutt, legg på røret og prøv igjen.

Lift the handset, and wait for answer.
If no one answers within the first minute, hang up and try again.»

Krav til kiosk til nødstasjon gjelder kun i havarinisjer. Innvendige mål på kiosk (snusirkel diameter 1,5 m) gjelder plass utenom telefon og brannslukkere – fra gulvnivå opp til en høyde på minimum 1,7 – 2,0 m. Der nødstasjon-kiosken i tillegg brukes til elektroteknisk utstyr tilhørende tunnelen (prosjekteres), plasseres også dette utenfor snusirkel, inkl. høyde. Kioskene kan ha tilkomst for drift bak hvelv (se kap. 12).

Nødstasjon utenom havarinisjene plasseres i skap, enten på føringskant av betong, eller innfelt i nisjer i tunnelveggen. Et eksempel på plassering av nødstasjon i skap på føringskant er vist i figur 5.6.

Høyde på betjening for nødstasjonen på opp til 1,2 m er iht. Byggteknisk forskrift (§ 12-18): «*Betjeningspaneler skal være plassert med betjeningshøyde mellom 0,8 m og 1,2 m over det ferdige gulvet.*»

For nødtelefoner: gi ringesignal når røret løftes, gi kontakt med bemannet sentral, og være koblet slik at det er mulig å se hvilken telefon det ringes fra. Sentral leveres med "selvtest"-program. S/N (signal/støy forhold) som er tilpasset bruk i nødstasjon i tunnel, og i vandalsikker utførelse med IP65. Handsett/rør med mikrofon som demper bakgrunnsstøy. Apparat uten tastatur/nummerskive, men med gaffelkontakt med integrert signalkontakt for registrering av "rør av".

Iht. tunnelsikkerhetsforskriftene plasseres nødstasjon i nærheten av portal, og inni tunnelen. Plassering utenfor tunnelåpning tilpasses den enkelte tunnel. Det vil være naturlig å plassere nødstasjon utenfor tunnelåpningen ved teknisk bygg (som har anbefalt driftsavstand maksimalt 100 m fra tunnelåpningen på grunn av teknisk utstyr). Det er ikke gitt krav om havarilomme/stopplomme ved tunnelåpningen, heller ikke føringer mht. avstand eller tilkomst ved stopplomme. Nødstasjon kan plasseres i skap på rekkverk (av betong) på samme måte som inne i tunnelen. Der det anlegges havarilomme på utsiden, plasseres nødstasjon i havarilommen. Dette ses i sammenheng med trafikkmengde, tilgjengelig plass, stoppsikt, og prosjektering for øvrig.



Figur 5.6 Eksempel på nødstasjon plassert på føringskant. Skilt for brannslukkere og telefon er her innfelt som del av nødstasjonen. (Foto: T.Braaten)

5.3.4 Slokkevann

Trykksatt vann til bruk som slokkevann, som del av tunnelens drencsystem, kan være aktuelt der dette er lett tilgjengelig, for eksempel i urbane områder.

Der trykksatt vann i tunnelen ikke er aktuelt, sikres tilstrekkelig vannmengde ved bruk av vanntankvogn med uttak for utstyr til å slokke brann i tunnel. Kapasitet for vanntankvogn bestemmes ut fra beredskapsplan, men er minimum 6 m³. Annen vannforsyning i eller nær tunnelen anbefales ikke, fordi slike løsninger kan være utsatt for salt, frost, tørke, gjengroing, o.a.

I enkelte tilfeller er tunnelen er dimensjonerende for brannberedskap i en kommune (for eksempel høyfjelloverganger), her vises til Statens vegvesen rapport nr. 228 Tilskudd til brannberedskap [68].

5.3.5 AID hendelsesdeteksjon og ITV-overvåking

Avstand 125 m i tunnelklasse B er gitt fordi nødstasjoner står med avstand 125 m. ITV kan dermed fungere som AID hvis andre alarmer trigger AID-funksjon, f.eks. åpning av nødskap (telefon, brannslukkere) eller gassnivå. Dette ivaretar løsninger med ITV/AID, og åpner samtidig for at prosjekter kan finne andre løsninger med tilsvarende eller bedre sikkerhet.

Se også Statens vegvesen rapport nr. 450 (2015): Tiltak for å bedre brannsikkerhet i utsatte vegtunneler [70].

5.4 Brannsikring

5.4.1 Generelt

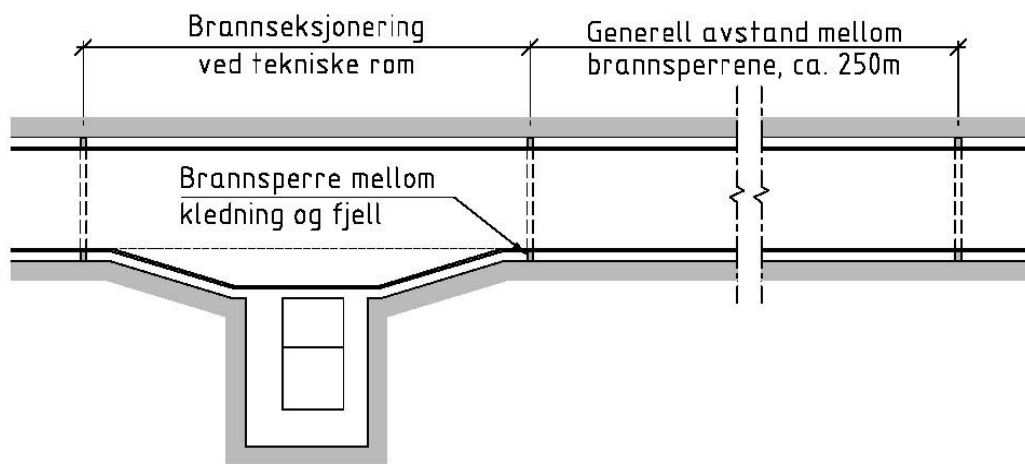
N500 legger til grunn passive brannbeskyttelsesmetoder som skal beskytte selve tunnelkonstruksjonen, inklusive vann- og frostsikringen (materialer etc.), i stedet for aktive metoder som vanntåke, sprinklersystem o.l. Hovedgrunnene til dette er påliteligheten til aktive systemer som krever mye test og vedlikehold, og kostnader - inklusive tilleggskostnader for drift og vedlikehold.

Miljøet i tunnelene er svært korrosivt, og installasjoner som er ment å fungere som aktive brannbeskyttelsesmetoder vil kreve mye mht. materialkvaliteter, funksjonssikkerhet og vedlikehold, også sett i forhold til stengninger / oppetid for den aktuelle tunnelen. Eventuelle installasjoner vil kreve frostisolering ut fra forholdene på stedet. Eventuelle installasjoner må i tillegg tilpasses øvrige tekniske sikkerhetsinstallasjoner som inngår i den enkelte tunnel, inkl. brannventilasjon; ventilasjon og naturlig trekk.

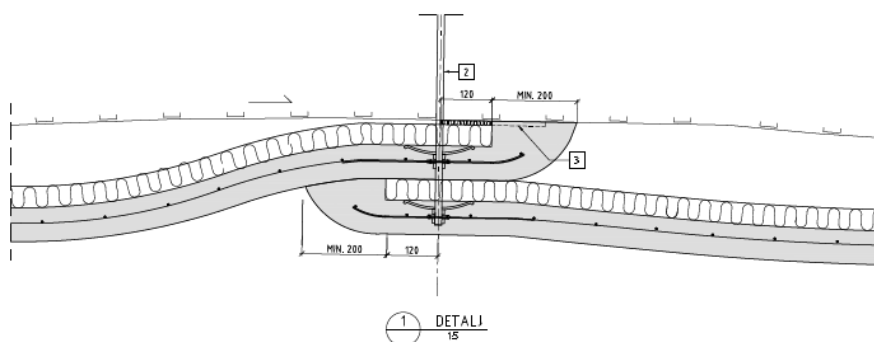
Se også Statens vegvesen rapport nr. 161 Strategi trafikantsikkerhet og brannsikring i vegtunneler [70].

5.4.2 Brannseksjonering

Prinsipp for brannseksjonering ved tekniske bygg, nødutganger etc. er vist i figur 5.7. Prinsippskisse av brannsperre i hvelv av PE-skum og sprøytebetong er vist i figur 5.8. Se også Statens vegvesen rapport nr. 510 [71] fra etatsprogrammet «Varige konstruksjoner».



Figur 5.7 Prinsippskisse for brannseksjonering ved tekniske bygg, nødutganger, etc.



Figur 5.8 Prinsippskisse som viser brannsperre i hvelv av PE-skum og sprøytebetong [71].

Brannseksjonert felt merkes med skilt på vegg eller føringskant i trafikkkrommet, med tekst 'Brannsperre' og posisjon (km, m eller annet).

6 SKILT OG SIGNALER

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 6 krav til skilt og signaler i tunnel. I dette kapittelet gis noen kommentarer.

Skilt, signaler og vegoppmerking er beskrevet i normaler i 300-serien, med tilhørende retningslinjer og veiledninger. Se N300 Trafikkskilt [72] og N303 Trafikksignalanlegg [73], med NA-rundskriv 2020/10 Endrede bestemmelser i håndbok N303 Trafikksignalanlegg.

Retningslinje R311 Trafikkstyringssystemer på veg [74] gir krav som gjelder plassering av skilt og signaler i forbindelse med tunneler, inklusive prinsippsskisser av utstyrplaner utenfor tunneler.

Opplysningsskilt 570.2 Retning og avstand til nærmeste nødutgang [72] kan monteres i lange ettløps tunneler - som ikke har andre utganger enn tunnelåpningene. Skiltene viser da avstand til hver av tunnelåpningene. Skiltene monteres i havarinisje; i/på nødstasjonkiosken.

Spesielt for tunnel er skilt og signal i forbindelse med snunisjer. Et eksempel er vist i figur 6.1.



Figur 6.1 Eksempel på skilt og signal for snunisje i tunnel. To-posisjonsskilt vist i aktiv og passiv stilling. [75]

7 PERMANENT BERGSIKRING

7.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 7 krav til permanent bergsikring. I dette kapitlet gis utfyllende veiledning til bygging, forinjeksjon og bergsikring – spesielt armerte sprøytebetongbuer. For ingeniørgeologisk sluttrapport, se kap. 11.

Det norske prinsippet for tunnelbygging er basert på at bergmassen er byggematerialet, og at bergmassen i utgangspunktet er selvbærende. De geologiske forholdene som blir registrert under driving bestemmer i hvilken grad det er nødvendig å forsterke berget.

Detaljert geologisk kartlegging, bergmasseklassifisering og stabilitetsvurderinger utføres derfor fortløpende under driving for å velge riktig bergsikring på stoff. På grunnlag av eventuelle observasjoner bak stoff kan det være aktuelt at sikringen suppleres senere.

Bygging av tunnel utføres med kontursprengning for å redusere overberg og bruk av sikringsmidler. Der det er nødvendig benyttes forinjeksjon for å begrense innlekkasje og følgelig unngå skader på omgivelser og naturmiljø.

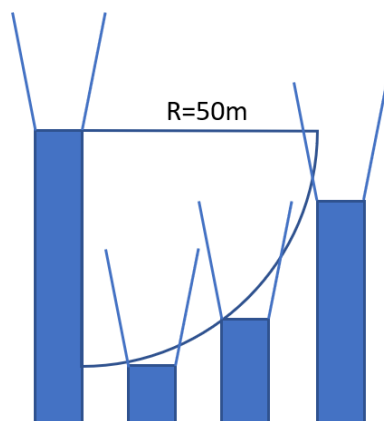
Riktig kontursprengning med nøyaktig boring og tilpasset lading gir jevnere kontur med mindre sprengningsskader som igjen reduserer behovet for rensk og bergsikring. Andre fordeler er mindre opplasting og transport, ved bunnrensk færre masser som tilbakeføres, samt enklere montering av vann- og frostsikring. Klimagevinsten ved lavere forbruk av materialer (stål og betong) og mindre transport vil være vesentlig.

Boring utføres med Measurement while drilling (MWD), og boreparametertolkning (BPT). MWD er innhenting av data. Boreparametertolkning er bearbeiding og tolkning av data. Tolkningene kan presenteres både som utbrettskart og på skjerm i 3D der tunnelen (inkl. ev. naboløp) kan betraktes fra alle vinkler. Kontraktsmal for innkjøp av boreparametertolkning er vist i R761 [76] (prosess 31c).

Avviksmålinger ved boring vurderes spesielt i kritiske områder som f.eks. liten eller usikker overdekning. Avbøyningsavvik ved salveboring gir ujevn, skadet kontur, men kan reduseres med godt utstyr (stenger, borkroner), nøyaktighet ved ansett og lavere matetrykk.

Borehull tettes så snart som mulig for å unngå langvarige innlekkasjer, for eksempel ved bruk av pakkere.

Minimum avstand 50 m mellom stoffene der to tunnellop drives parallelt: vist i eksempel i figur 7.1



Figur 7.1 Eksempel på måling av avstand min. 50 m mellom stoffene for toløpstunneler.

7.2 Sikringsmetoder og sikringsklasser

7.2.1 Generelt

Permanent bergsikring kan i de aller fleste tilfeller ivaretas ved bruk av bolter i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong, ved dårligere berg i tillegg med armerte sprøytebetongbuer. Sprøytebetongbuer brukes i dag nærmest rutinemessig der det før var naturlig med betongutstøping, det er bare i ekstreme tilfeller at utstøpning kan være aktuelt.

N500 benytter Q-systemet ved klassifisering av bergmassen. Q-systemets sikringsdiagram er basert på erfaringsdata fra et stort antall underjordsanlegg i inn- og utland og tar hensyn til bruken av bergrommet og til ulike spennvidder (se også kap.

2.5). Siden veggutunneler hovedsakelig har tunnelprofil T8,5-T12,5 har det vært mulig å sette opp en tabell der Q-verdien og bergmasseklassene A (svært godt) til G (eksepsjonelt dårlig) knyttes til trinnvise sikringsklasser [1]. For veiledning ved vurdering og bestemmelse av bergsikringsmengder, se eksempler i Vedlegg C.

For permanent sikring av tunneler og bergrom med annen spennvidde enn T8,5-T12,5 dimensjoneres bergsikringen spesielt. Se for eksempel [37].

7.2.2 Bolter til permanent bergsikring

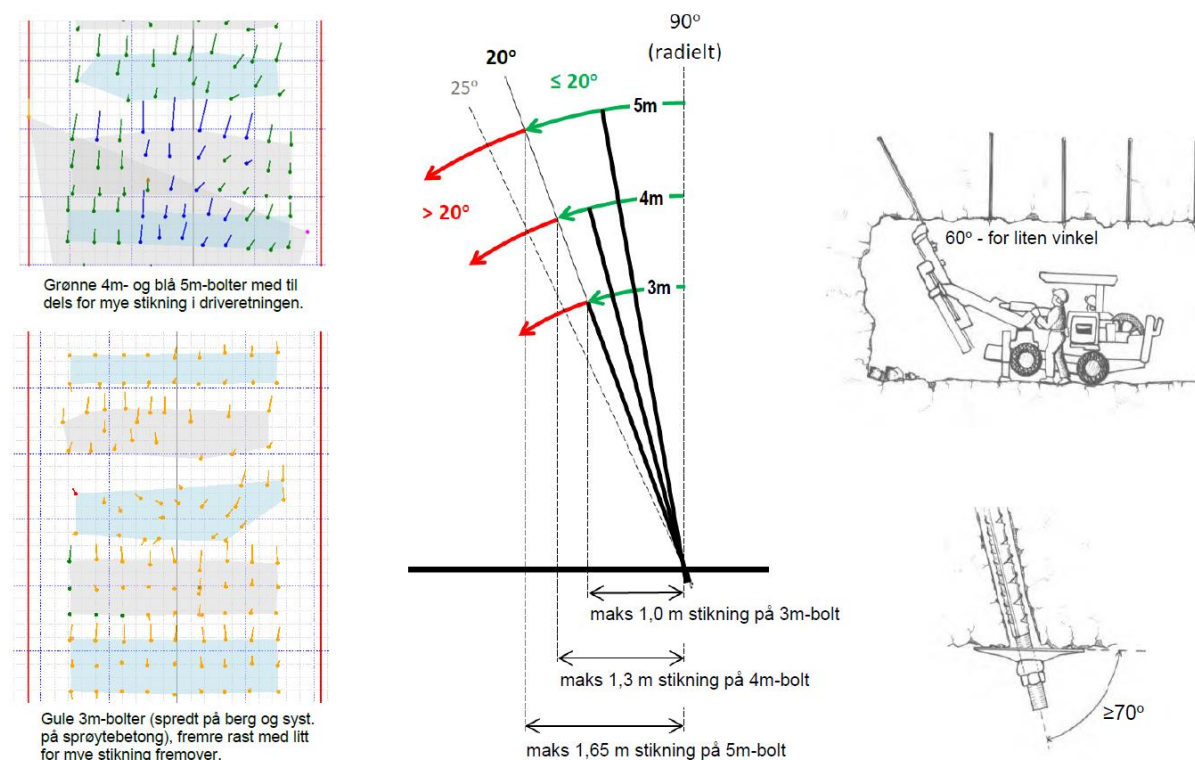
Alle bolter til permanent bergsikring er iht. N500 dobbelt korrosjonsbeskyttet (varmforsinket og pulverlakkerte) og fullt innstøpte. For bolting på stuff der øyeblikkelig sikring er avgjørende brukes i dag kombinasjonsbolter som endeforankres med ekspansjonshylse og siden ettergyses. Ved høye bergspenninger der større bruddforlengelse er viktig kan det likevel benyttes bolter endeforankret med lim/polyester.

Forbolter («spiling») og annen bolting på skrå opp foran stuff som blir benyttet som ren arbeidssikring, behøver ingen korrosjonsbeskyttelse.

Boltevinkel

For å unngå skjevbelastning på plata er det viktig at vinkelen mellom boltestamme og underlagsplate på endeforankrete bolter ikke er mindre enn 70° [77], se figur 7.2.

Ved systematisk bolting på sprøytebetong settes boltene radielt dersom ikke annet er avtalt, dvs. 90° på teoretisk sprengningsprofil. Overdreven stikning fremover, særlig på fremre bolterast, kan oppdages ved tilstedeværelse på stuff og ved å se på MWD-data (MWD=Measurement While Drilling) i ettertid. Boltekart med tunnelkonturen brettet ut i 2D (som i Novapoint Tunnel) vil vise radielle bolter kun som punkter, mens et avvik fra radielt/ 90° vil vises som en strek ut fra punktet i den retningen avviket er. Streken er hele boltehullets projeksjon ned på teoretisk kontur og lengden gir dermed stikningen i forhold til sant radielt. En 3 m-bolt med 1 m stikning er derfor satt med 70° vinkel til teoretisk kontur, eller 20° fra radielt (figur 7.2).



Figur 7.2 Illustrasjoner av boltens stikning/vinkling i forhold til tunnelkonturen. Se også NFF håndbok nr. 11 Bergbolting [78].

Ved montering av bolter før sprøytebetong blir påført vil boltene sprike noe i ulike retninger avhengig av geologi og bergflatens orientering. Dette er på grunn av ujevn tunnelkontur.

Bolteavstand

Ved systematisk bolting måles ansett for ny bolterast fra boltene i forrige bolterunde for å unngå tomme felter. Oppgitt bolteavstand (c/c) i de beste sikringsklassene A/B – C, er en indikasjon på ønsket boltemengde pr. salve. Nøyaktig c/c etter

sikringsklassen er ikke alltid det mest gunstige. Det vil f.eks. være bedre å sette bakre bolter på ny salve innenfor salveskjøten og ikke innerst i salvehakket fra foregående salve.

Gysing

Det er viktig å innarbeide riktige arbeidsrutiner ved gysing av bolter. Det er viktig at gysemassen er blandet riktig, og at det blir full oppfylling av hull og bolt, se figur 7.3. Ved full oppfylling vil mørtelen tyte frem. Boltene merkes som gyst.



Figur 7.3 Mørtel ut bak plata er en god indikasjon på full oppfylling av bolt og hull (Foto: T. Kirkeby)

Vann i borehull

Vann i borehullet ødelegger for gysing av kombinasjonsbolter og vanlige kamstålbolter. Selv drypp lager vannkanaler langs boltene og kan være nok til at massen renner ut igjen før den rekker å herde. Om det ikke drypper/renner fra seg innen rimelig tid monteres spesialbolt med pakker. Det er viktig å ikke injisere/gyse disse boltene sammen med de vanlige kombinasjonsboltene i nærheten, men vente til neste gysrunde (dvs. bare gyse kombinasjonsboltene). I motsatt fall kan vannet presses over til tørre hull.

7.2.3 Sprøytebetong til bergsikring

Av hensyn til bestandighet og levetid utføres sprøytebetong med gjennomsnittstykkelse ikke mindre enn 80 mm, og med tilpasset akseleratortilsetning. For undersjøiske tunneler i saltvannsonen er gjennomsnittlig sprøytebetongtykkelse minimum 100 mm [1]. Etatsprogrammet «Varige konstruksjoner» anbefaler minimum tykkelse 100 mm også for sulfidførende berg (rustet sulfid-/ sulfatførende gneis og alunskifer) [33].

Det vises til Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring [79].

7.2.4 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. Utforming og utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet i kap. 7.8.

7.2.5 Betongutstøping

Situasjoner der betongutstøping kan være nødvendig:

- områder med svakt berg og høye spenninger (tyteberg)
- partier av tunnelen med kritisk bergoverdekning over en lengre strekning
- ugunstige geometriske forhold, for eksempel meget liten, eller ingen, avstand mellom to tunnellopp/bergrom

Behov for armering/forankring vurderes i hvert enkelt tilfelle. Armering eller forankring kan være nødvendig ved fare for sidetrykk eller flate partier i hengen.

7.2.6 Sålestøp

Armert sålestøp benyttes sammen med både sprøytebetongbuer og betongutstøping der det kan være fare for oppressing av sålen eller innpressing av veggbuene grunnet kombinasjoner av svakt berg, bergspenninger og/eller svelling. Se kap. 7.8.4.

7.2.7 Spesielle sikringsmetoder og dimensjonering

Rørskjermer er en metode for tunneldriving gjennom løsmasser der stålrør bores inn rundt profilet foran stoff, som regel sammen med forinjeksjon. Metoden kan også benyttes ved driving gjennom mektige svakhetssoner der tradisjonell forbolting/driving ikke fungerer.

Driving gjennom jøtpeleer går ut på at det blandes inn betong i løsmassene og lages en propp med bedre materiale som det kan drives tunnel igjennom.

Det vises til NFF håndbok nr. 5 Tung bergsikring i undergrunnsanlegg [80].

7.3 Etablering av forskjæring og påhugg

7.3.1 Forskjæringen

Forskjæringen etableres primært for å komme fram til en vertikal flate der overdekningen for tunnelen er stor nok til at den kan drives ut med tradisjonelle metoder.

Generelt kan tunnelen sprenges og sikres forholdsvis enkelt når bergoverdekningen i påhugget er minst halvparten av tunnelens spennvidde. Det kan fortsatt være behov for forbolting og korte, ev. delte salver, men ingen spesielle tiltak. Med en gjennomtenkt og godt utført drive- og sikringsplan kan det likevel bygges tunnel med langt mindre bergoverdekning, ned mot 1-2 m, men da gjerne med armerte sprøytebetongbuer på stoff. Bergmassekvaliteten vil i alle tilfeller være avgjørende.

Ved manglende overdekning i deler av profilet kan det støpes en betongplate eller -plugg før forboltene monteres. Denne trenger verken være tykk eller tungt armert, kun ha plass til forbolter slik at en kan komme seg innunder og sikre med buer eller støp.

Forskjæringen sprenges ut som en vanlig bergskjæring, se vegnormal N200 [4].

7.3.2 Påhugg

Selve påhuggsflaten bores og sprenges forsiktig. En stabil plan overflate vil vesentlig lette all forhåndssikring med forbolter, armering og sprøyting. Figur 7.4 viser meget jevn kontur grunnet nøyaktig boring og skånsom lading. Et alternativ er å sømbore hele eller deler av påhuggsflaten.



Figur 7.4 Jevn kontur i påhuggsflate. Lørentunnelen (Foto: A. Neby)

Det er mest gunstig at påhugget er en vertikal flate tilnærmet normalt på tunnelens senterlinje. Noen ganger er det ikke mulig å få til dette, eller det blir uforholdsmessig dyrt eller upraktisk å sprengre ut en slik flate. Skrå påhugg ned mot 45° (men fortsatt omtrent vertikalt) og mindre er også mulig å bygge, men god planlegging av sikring (se kap. 7.3.4) med forbolting, armering og sprøytebetong samt opphengsbolter for bue er da spesielt viktig (se eksempel i figur 7.5).



Figur 7.5 Skrått påhugg, flaten står omtrent 45° på tunnelens retning. Påhuggsflaten er også tilpasset markerte sprekkeplan (steilt fall mot venstre). Det er satt en bue med kamstål på forbolter rundt åpningen. Ringveg Vest Bergen, 1.bygetrinn (Foto: T.Kirkeby).

På den siden av det skrå påhugget der tunnelen er lengst kan 8 m lange forbolter vurderes. Ved sikring tas høyde for at hengen ytterst i et skrått påhugg er lite innspent. Det er gunstig å raskest mulig opprette en rett stuff normalt på senterlinja selv om påhugget er skjevt. Optimalt er å tilstrebe en skålform på stuffen, slik at hullene mot kontur gradvis ligger lenger bak enn midt i salva.

Selv om påhugget er skrått er det vanlig å bygge portalen/kontaktstøpen med rett avskåret endevegg inne i tunnelen, normalt på senterlinja. Det går mer forskaling, betong og membran, men det forenkler hele konstruksjonen og overgangen til vann- og frostsikringen. Skrå påhugg fører til at portalens kontaktstøp blir lengre.

7.3.3 Forinjeksjon ved påhugg

Forinjeksjon er aktuelt for påhugg under den normale grunnvannstanden. Eksempel er byggegroper der grunnvann/ poretrykk reetableres på tidligere nivå etter vanntett kulvert/ portalstøp. Se kap. 7.4.2 om forinjeksjon.

7.3.4 Bergsikring før tunneldriving

Tunnelpåhugg forhåndssikres med forbolter forbundet med armering og sprøytebetong. Det kan være sprekker og svakhetsplan som fører til utfall og tap av profil etter salve. Det er avgjørende at et tunnelprofil med god kontur er stabilt fra starten av (se figur 7.6).

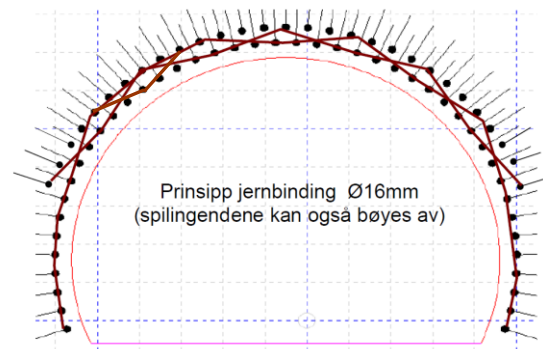
Forbolting av påhugg utføres som regel med 6 m lange, fullt innstøpte \varnothing 32 mm kamstål utenfor sprengningsprofilen, slik at de stikker ut minst en halv m fra overflaten. Avstand fra teoretisk sprengningsprofil, innbyrdes bolteavstand c/c og om det skal være en eller to raster bestemmes av oppsprekking og bergmassekvalitet. Minimum er én rast fra vederlag til vederlag, bundet sammen med bergbånd eller f.eks. \varnothing 16 mm kamstål og sprøytet inn med fiberfri betong. Bergbolter \varnothing 20 mm kommer gjerne i tillegg. Et eksempel på mønster med to raster med forbolter er vist i figur 7.7.

Rastene med forbolter (i hvert fall indre) kan gå helt ned mot sålen, men dette avgjøres av oppsprekingsgrad og bergmassekvalitet. I tunnelen er vanlig stikning på forbolter 1:5 (dvs. 5 m inn og 1 m lengre ut fra tunnelaksen i bunn enn i ansett), men rundt påhugg kan stikningen reduseres noe siden forboltene settes an lenger ut fra tunnelen. Det vurderes i hvert tilfelle om det settes bolter gjennom buen på skrå opp, for at hengen forblir stabil, spesielt dersom det er valgt en enkel bue. Ved liten overdekning kan solid bue på forboltene være nok, mens flate tunnelprofiler og spesielt skrå påhugg krever bolting.

Totalstabiliteten av berget rundt påhugget vurderes. Også uttaket av tunnelen kan endre stabiliteten og det er viktig å undersøke slepper og svakhetsplan/potensielle glideplan som kan føre til kollaps eller større utfall. Eventuelle glideplan vurderes nøye og sikres forsvarlig.



Figur 7.6 Med god forhåndssikring og skånsom sprengning kan påhuggsprofilen stå selv i meget oppsprukket berg. Frodeåstunnelen, Tønsberg. (Foto: T. Kirkeby)



Figur 7.7 To raster med forbolter med 6 m Ø 32 mm, bundet sammen med Ø 16 mm kamstål, innerste rast helt ned mot sålen. Illustrert i skisse til høyre: innerste rast 60-70 cm fra teoretisk sprengningsprofil med innbyrdes bolteavstand c/c 60-70 cm, og en ytre rast 60-70 cm utenfor denne igjen, satt slik at boltene i ytre rast plasseres midt mellom to bolter i indre rast (såkalt W-mønster). Ringveg Vest Bergen, 2. byggetrinn. (Foto: T. Kirkeby)

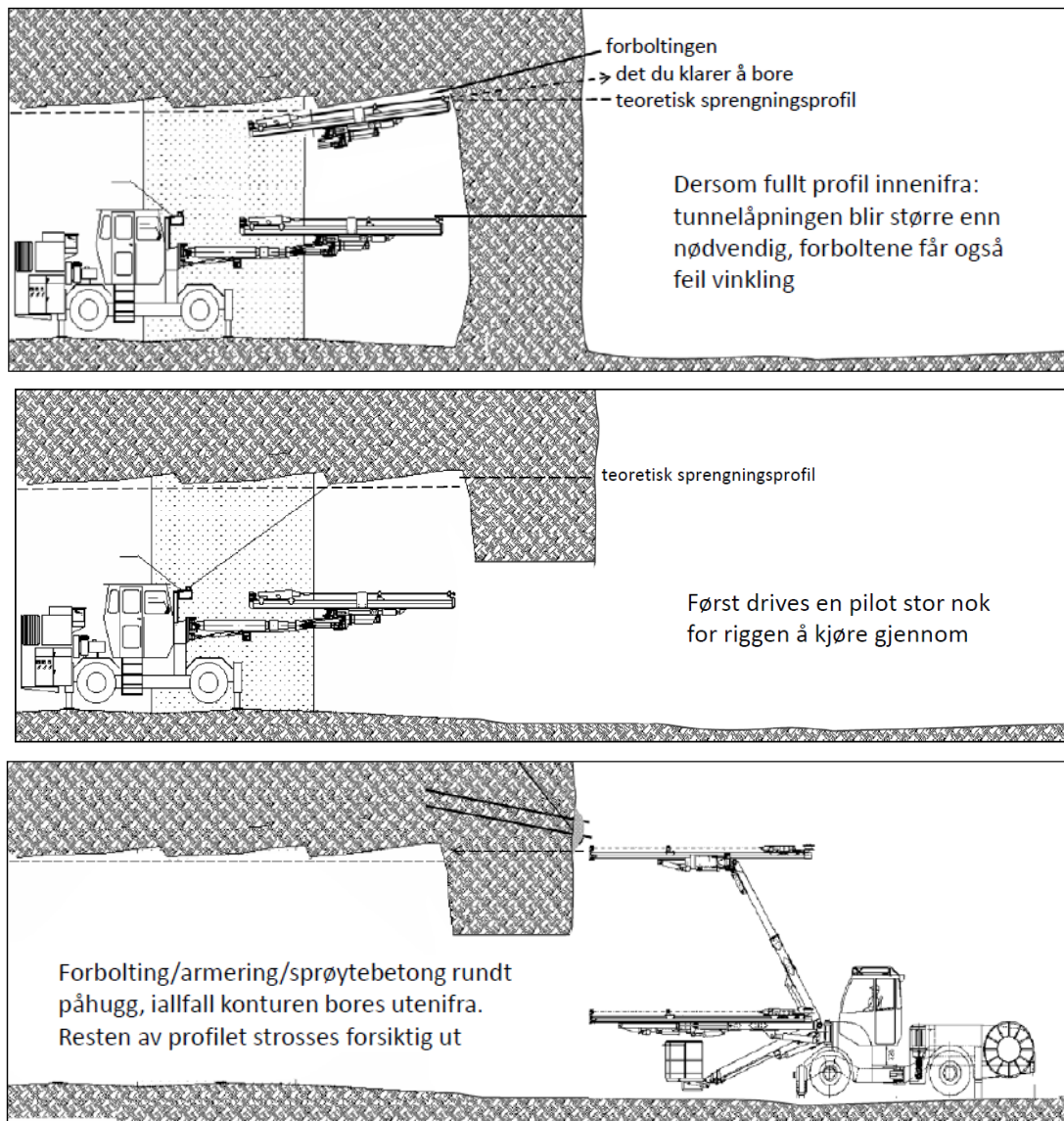
7.3.5 Bore- og salveplan

Det er to hovedregler ved bore- og salveplanen for påhugg: 1) korte, delte tverrsnitt og 2) skånsom sprengning mot kontur. Et jevnt tunnelprofil uten unødige overmasser/utfall gir et godt utgangspunkt for videre tunneldriving. Det er også mulig med en lengre pilot som strosses ut, for eksempel der det er steinsprutfare mot veg og bebyggelse eller nærliggende naboløp.

7.3.6 Driving innenfra og ut

I noen tilfeller drives tunnelen innenfra og ut i en klagjort forskjæringsflate. Det vil si at forskjæringsflaten er sprengt og rensket, men ikke nødvendigvis sikret med forbolter, armering og betong rundt tunnelprofilen. Dette kan skyldes at det er vanskelig å komme til med egnet maskinell.

Å drive innenfra med forbolting og fullt tverrsnitt er vanskelig å få til med et godt resultat. Derfor anbefales det å drive en kort pilot ut, stor nok til at boreriggen kan kjøre gjennom og snu. Deretter settes forbolter som armeres og sprøytes før resten av salva bores og strosses ned (se figur 7.8). Konturen kan bores med minimal stikning.



Figur 7.8 Illustrasjon av driving fra innsiden og ut

7.3.7 Portalstøp

Det er som oftest ikke behov for å forlenge portalen flere meter inn i tunnelen med membranstøp mot berg/sprøytebetong, med mindre det er særskilte grunner for det. Der tunnelen er kortest er 1 m tilstrekkelig. Der det er behov for videre tung sikring kan det settes opp sprøytebetongbuer.

7.4 Langhullsboring og forinjeksjon

7.4.1 Sonderboring og boreparametertolkning

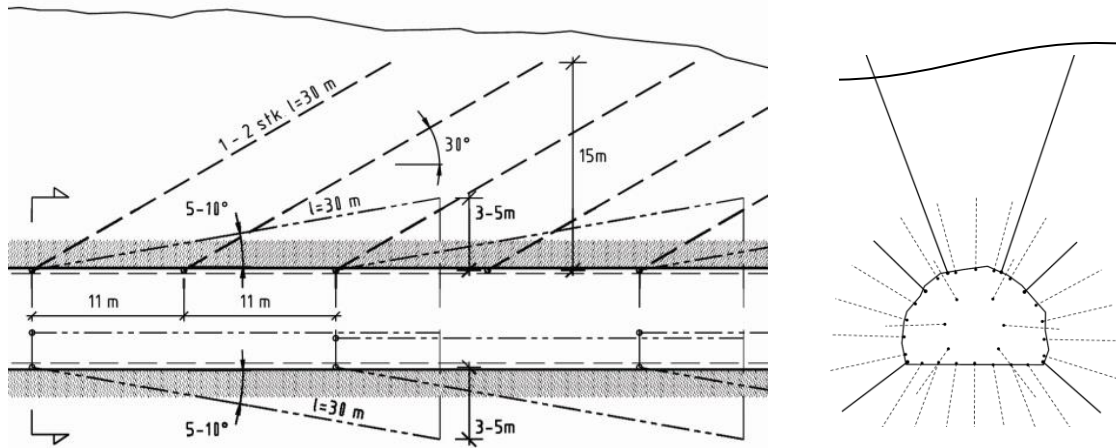
Sonderboring under driving, ev. også kjerneboring, utføres der det er behov for ytterligere informasjon om bergmassekvalitet, svakhetssoner og vann foran stuff. Hensikten er en mer forutsigbar tunneldriving, tryggere tunneldriving gjennom svakhetssoner og å redusere risikoen for ras på stuff. Se kap. 7.6 om driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner.

Selv om all boring logges med Measurement While Drilling (MWD) for boreparametertolkning føres logg iht. R761 [76]. Fra MWD-tolkningen presenteres normalt bare relativ hardhet (fra borsynken), oppsprekking (fra borestøyen) og vann (fra endring i spylevannstrykk). Annen viktig informasjon som loggføres er borevansker (fastboring, tilstopping, slepper), skifte av spylevannsfarge, påtruffet vann og samlet utlekkasje pr. hull etter avsluttet boring.

Sonderboring fremover omfatter typisk 4-6 stk. hull á 20-30 m, men antall hull, hullengde, retning og overlapp bestemmes av hva som skal undersøkes. Generell sondering for vann og ev. svakhetssoner innebærer som regel minst 4 hull ved T9,5 og

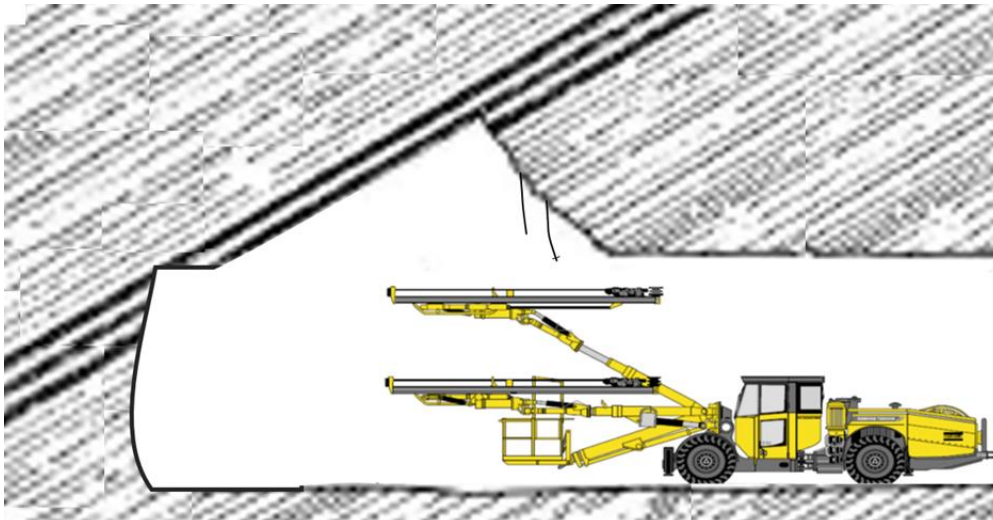
minst 6 hull ved T12,5. Sonderhullenes ansett og retning kan hentes fra en borplan for injeksjon i tilfelle det påtreffes så mye vann at injisering er nødvendig.

Eksempel på plan for samlet sonder- og injeksjonsboring er vist i figur 7.9. Dersom det fra sonderhullene måles vann (i liter/minutt) over en gitt grense bores resten av hullene for injeksjon av alle hull, i motsatt fall kan sonderhullene støpes igjen.



Figur 7.9 Eksempel på sonderboring lengde 30 m (hver 22. m, med overlapp) og kontroll av bergoverdekning (hver 11. m). I skissen til høyre: sonderhullene (hele linjer) kan inngå i en ev. injeksjonsskjerm (stiplede linjer). Alternativt kan det velges ut sonderhull fra de 6 hullene i stoff.

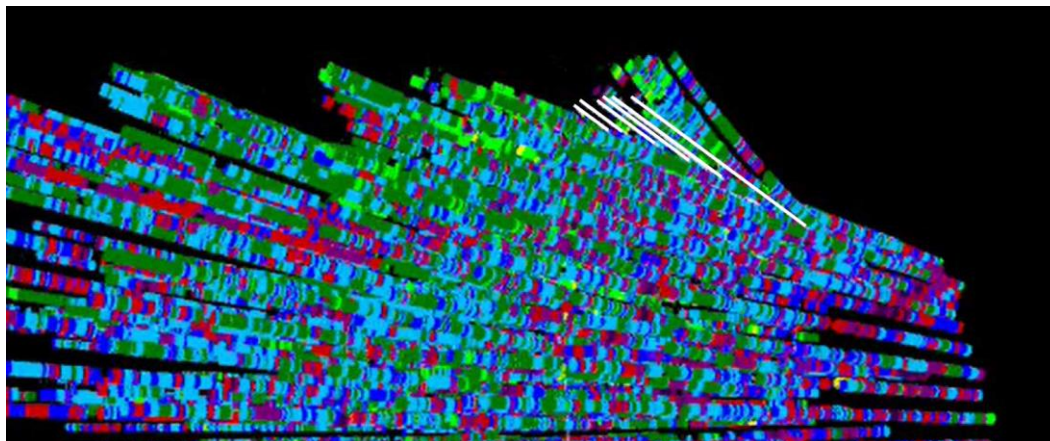
Sonderboringen kan intensiveres med flere og kortere hull like før kjente svakhetssoner (fra forundersøkelsene eller fra tidligere sonderboring) for nærmere kartlegging av sonen. Steile soner som forventes å komme inn med spiss vinkel, som f.eks. over vegg/vederlag bakfra, kartlegges ved å bore ut og opp til siden for tunnelen. Et annet eksempel er lag/strukturer med slakt fall i driveretningen og som kan inneholde svakere plan og soner med samme orientering. Se figur 7.10.



Figur 7.10 Målrrettet sonderboring med god oppfølging kan avsløre svakhetssoner som kommer ned bakfra

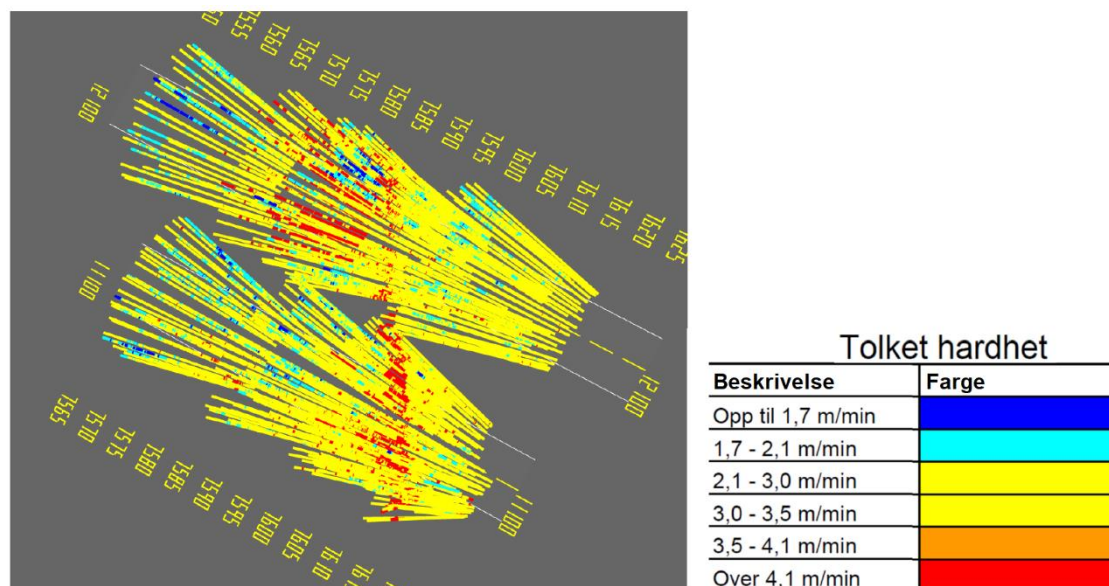
Ved liten bergoverdekning bores det på skrå frem og opp for å kontrollere bergoverdekningen og ev. iverksette tiltak som f.eks. forbolter, korte salver og tyngre sikring. Boravviket på sonderhull, spesielt på lange sonderhull, kan bli betydelig (se figur 7.11).

Avviksmåling av hull i kritiske områder vurderes alltid, og utføres dersom det er nødvendig å verifisere sikker bergoverdekning for å ha kontroll på stabiliteten. Sonden som blir benyttet til måling av boravvik kan påvirkes av stålet i forboltene eller av magnetiske bergarter.



Figur 7.11 MWD-tolkning i øvre del av injeksjonsskjerm boret fra høyre. De hvite linjene representerer det teoretiske forløpet av de eneste hullene som ble avviksmålt, de tykkere, fargede linjene over disse viser hvordan hullene egentlig gikk. Selv korte borehull bøyer betydelig av. (Lørentunnelen i Oslo)

Boreparametertolkning er tolkning av MWD-data. Ved systematisk injeksjon der det bores mange hull gis et godt bilde av forholdene foran stoff, særlig mht. hardhet/borsynk (se figur 7.12).



Figur 7.12 Eksempel på boreparametertolkning av hardhet (eg. borsynk) i injeksjonshull. På PC kan tolkningen vris og beskues fra alle vinkler. En steil sone med høyere borsynk (rød farge) trer tydelig frem. (E39 Svevatjørn-Rådal)

Informasjonen fra sonderboringen brukes for vurdering og iverksetting av spesielle tiltak som for eksempel ytterligere sonderboring, forinjeksjon, forbolting, reduserte salvelengder mv. Kjerneboring fra stoff benyttes der det er nødvendig med ytterligere informasjon om bergforholdene, for eksempel ved større svakhetssoner. Kjerneboring brukes da som supplement til slagboring og utføres i hengnivå (se kap. 7.6).

7.4.2 Forinjeksjon

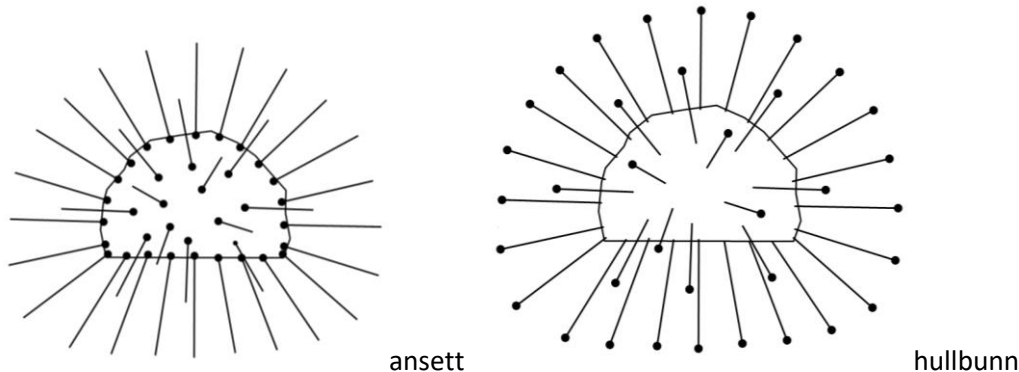
Det er tetthetskrav og påtrufne vannmengder under driving som avgjør om det skal forinjiseres, og i hvilket omfang. Ved strenge krav grunnet naturmiljø eller fare for setninger i løsmasser utføres normalt systematisk injeksjon. Sporadisk/behovsprøvd injeksjon benyttes ved romslige eller ingen spesielle krav eller dersom det påtreffes vann over en på forhånd valgt grenseverdi.

Forinjeksjon er erfaringsbasert og tilpasses hvert tunnelprosjekt. Dersom det ikke foreligger tidligere erfaringer gjort i nærliggende bergrom eller tilsvarende bergarter kan en starte med middels tett boring (se under).

NFF håndbok nr. 06 Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg [81] og Publikasjon nr. 104 Berginjeksjon i praksis [82] gir grundige beskrivelser av injeksjon generelt. Teknologirapport nr. 2424 [83] oppsummerer erfaringer og forbruk fra forinjeksjon i tunneler.

Utforming av skjerm (lengde, antall hull, vinkling) og boring

Normale hulllengder er 20-25 m, jevnt fordelt profilet rundt. Hullenes vinkling ut fra tunnelaksen anbefales gitt ved stikning i m (5 m stikning i ytre hull er ofte benyttet). Da kan skjerm lengden enkelt endres: teoretisk avstand fra hullbunn inn til tunnelkontur blir den samme. Stikningen tilpasses boltelengder og tverrsnittsendringer foran stuff. Hull fordelt i stuff anbefales å ha gradvis avtakende stikning når ansett nærmer seg senter stuff. Se figur 7.13.



Figur 7.13 Til venstre en borplan med ansett vist som svart sirkel, alle hull er like lange, lengden på linjene representerer stikningen i meter. Stikningen reduseres inn mot senter stuff. Til høyre viser svart sirkel teoretisk hullbunn (dvs. uten boravvik) og at disse er jevnt fordelt i enden av injeksjonsskjermen.

Borplaner er tilgjengelig på boreriggen. Det anbefales å begynne med et lite antall standardskjermer for hvert tunnelprofil (som regel T9,5 og T12,5), f.eks. med relativt få hull (20-25 stk. for T9,5), middels antall hull (30-40 stk.) og mange hull (50-60 stk.). Under boring ansettes de ytterste hullene så langt ut mot kontur og såle som praktisk mulig, slik at pakkerne blir stående igjen i berget utenfor neste salve. Injeksjonshullene kommer også nærmere det berget som skal tettes.

Selv om skjermen tilpasses forventet boltelengde kan det av og til bores på vann («punktering av skjerm»). Det anbefales derfor at injiserbare bolter er tilgjengelig. Dersom det bores på store vannmengder (størrelsesorden hundrevis av liter) kan antall hull reduseres, f.eks. ned i 10-15 stk. Etter at disse hullene er injisert og sementen tilstrekkelig herdet bores mellomliggende hull for ny injeksjon, fortrinnsvis før ny salve og spesielt om det er kort avstand inn til vannet. Vannlekkasjer ut fra sonderhull måles nøyaktig som liter/minutt og rapporteres. Det er verdt å merke seg ev. hullforbindelser, bergkvalitet/slepper og vann, samt endringer i spylevannsfargen. Vann fra injeksjonshull behøver ikke måles i samme grad, vannmengden anslås likevel best mulig.

Resepter

Ved oppstart av injeksjon anbefales det at et begrenset antall blanderesepter er tilgjengelig på injeksjonsriggen, f.eks. vann/sement-forhold; v/c = 0,5 og 0,7 og 0,9 med industrisement og v/c = 0,6 og 0,8 med mikrosegment. Sementblandingen kontrolleres ved stuff på densitet, Marsh-viskositet, avbindingstid og vannutskillelse («bleeding») [76, 84]. Det anbefales at dette gjøres minst én gang pr. injeksjonsomgang og at resultatene dokumenteres i injeksjonsrapporten. Kontrollen sikrer bl.a. at riggen blander riktig iht. oppgitte resepter, at sementen har god kvalitet og gir et inntrykk av hvor raskt eller tregt sementen herder.

Det kan etter nedrigging bestilles utvidet herdetid for å la injeksjonssementen få mer tid på å oppnå en tilstrekkelig fasthet før ny boring. Det gjelder ikke minst der det er påtruffet vann ved salveboring. Utvidet herdetid ved systematisk injeksjon er sjelden nødvendig fordi det i skjermoverlappen vil være en tett «propp» av tidligere injisert berg, slik at mesteparten av den ferske injeksjonsmassen antas å befinne seg foran neste salve.

Ved sporadisk injeksjon kan massen rett foran stuff fortsatt være flytende og det er bare pakkerne og det nære berget som stenger vannet inne. Dersom det på slutten av injeksjonen ikke er benyttet akselerator eller hurtigherdende sement er utvidet herdetid et alternativ.

Prosedyrer

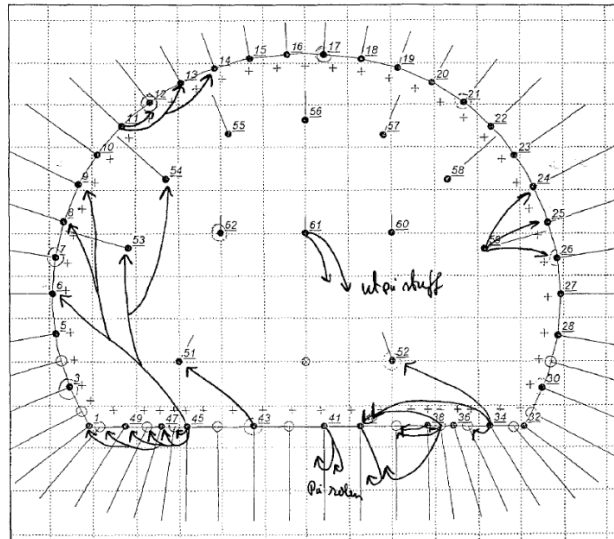
I tillegg til skjermutforming og overlapp utarbeides prosedyrer for de ulike sementene, og for ulike situasjoner som f.eks. høy masseinnang uten nevneverdig mottrykk. Viktige forhold er startblanding (sementtype og v/c), injeksjonstrykk, skifte av resept og stoppkriterier.

Injeksjonen

Det er stor forskjell på hvor mye som går inn i de enkelte hullene ved injeksjon. Det skyldes hvor mange og hvor åpne sprekkene/kanalene som hullene skjærer gjennom er, og hvordan det injiseres.

Injeksjonen begynnes normalt nederst ved sålen. Det vil naturlig gå inn mest her hvor det først pumpes mot urørt berg. Massen vil sive eller strømme inn i overliggende hull, og det krever kontroll med hvor massen går. Masse som blir liggende for lenge i et hull det ennå ikke er pumpet på vil herde og ødelegge hullet for senere injeksjon.

Tidligere ble pakkere/staver satt inn i hullene etter hvert som de ble pumpet på, og dersom det kom masse ut av andre hull ble det montert staver/pakkere her også. Grunnet SHA blir det i dag montert og strammet til pakkere i alle hull før injeksjonen starter opp, i tillegg til at de sikres til berg med kjetting eller vaier. Da kan ikke de viktige hullkontaktene lenger registreres, med mindre det gjøres spesielle tiltak, som f.eks. å bruke pakkere med stift i spissen av enveisventilen (se figur 7.14). Uten stift vil også noe vann og ev. sementfarging sive gjennom og være synlig, men pakkeren lukker seg fort om det er store vannmengder i hullet eller det er en plutselig sementtilførsel fra nabohullet.



Figur 7.14 Til venstre pakkere med stift i spissen av enveisventilen. Pakker med gummimansjett fremfor krysskåret spiss som her har ikke denne muligheten. (Foto [81]) Til høyre eksempel på markering av hullkontakter under injeksjon i Storhaugtunnelen i Stavanger.

Hullkontakter registreres i protokollen (gjernes også med spray på stoff). Hull som mottar masse fra andre hull pumpes på innimellom slik at ikke sementen begynner å sette seg i hullet og stanser for videre injeksjon. Ingen masseinnang i de siste hullene nær heng kan tyde på at disse allerede er fylt opp fra hull lenger ned. For øvrig kan for mange hullkontakter tyde på at det er boret med for tett hullavstand. Ved vanskelig injiserbart berg og mye vann er det et mål å oppnå tilstrekkelig tetthet på første forsøk, selv om det kan være krevende. Virkemidler er valg av antall hull og deres stikning og lengde, sementtype, v/c-forhold, pumpehastighet, bruk av akselerator, stoppkriterier, ventetid, etc.

Trykk og stoppkriterier

Det er pumpetrykket som driver injeksjonen og sementen inn i berget. Høye trykk, dvs. 70-80 bar eller mer, er et viktig element sammen med v/c-forhold og kornstørrelse. Med høye trykk følger også høyere risiko for uønsket splitting av berget, masse på avveie og ulykker (se [85]). Høye trykk kan føre til jekking (utvider eksisterende sprekker) og splitting (åpner nye sprekker). Ved hvilket trykk det skjer avhenger av sprekkeretninger, overdekning og spenningsforhold. Litt splitting kan være gunstig for å nå inn til sprekker/kanaler som hullet ikke krysser. Et høyt trykk er ikke nødvendigvis et mål i seg selv. Dersom det viser seg at det blir tett nok med en gitt blanderesept ved f.eks. 60 bar kan det være et stoppkriterium. Alminnelig brukte stoppkriterier er oppnådd trykk (det går lite eller ingen masse inn ved et gitt pumpetrykk) eller en gitt mengde injeksjonsmasse.

Forinjeksjon av forskjæring/byggegropp

Tunneler i bynære strøk har som regel strenge innlekkasjekrav grunnet setningsfare, ikke sjelden med påhugg i dype byggegropene med bunn som ligger under opprinnelig grunnvannsnivå. Grunnforholdene (berg, løsmasser og grunnvann/poretrykk) og omgivelser kartlegges grundig med utarbeidelse av en plan for utførelse av injeksjonsarbeidene. Når berggrunnen er blottlagt (som regel innenfor en spuntvegg gjennom løsmassene) kan det forinjiseres langs den prosjekterte skjæringsveggen. I de tilfellene der grunnvannet står i løsmassene over berg tettes først ev. lekkasjer herfra og inn i byggegropa. Typiske lekkasjepunkter er via forankringsstag i veggen, opp langs ev. peler i spuntgropa og mellom spuntfot og berg.

Dagberg og åpne sprekker gjør det vanskelig å tette berget og det kan bli nødvendig med tett boring. Fordi vannet også kan strømme opp av sålen etter sprengning injiseres det systematisk over hele arealet. Alle hull bores minst 3 m under prosjektert såle. Der det bygges lang betongkulvert som tilbakefylles og med gjenoppretting av grunnvannstanden, støpes en tett overgang til bergtunnelen (eksempler er Tøyentunnelen og Bragernestunnelen).

7.5 Tetthetskrav og innlekkasjemålinger

Hvor mye grunnvann som kan tillates å lekke inn i tunnelen etter driving, oppgis vanligvis som antall liter pr. minutt pr. 100 m tunnel. Kravet angis enten for ett enkelt løp, hvert løp i tilfelle to parallelle løp, eller for begge løp samlet.

Et krav på 5 l/min/100 m over en viss strekning forstås slik at det ikke lekker inn mer enn 5 l/min på noen tilfeldig valgt 100 m strekning i tunnelen(e) på den strekningen kravet gjelder.

For å kontrollere om injeksjonen lykkes og tunnelen blir tett nok i forhold til de gitte kravene, måles innlekkasjen. Målingene gjøres gjennom hele byggeperioden, tidsnok og ofte nok til at tettearbeidene kan intensiveres dersom innlekkasjene nærmer seg grenseverdiene. Resultatene er også en dokumentasjon på hvor vellykket arbeidene har vært. Vannmålinger i tunnelen bak stuff har en dobbelt hensikt:

1. under driving så nær stuff som praktisk mulig for å kontrollere resultatet av forinjeksjonen og om nødvendig justere injeksjonsopplegget
2. lenger bak stuff eller etter gjennomslag for å dokumentere i hvilken grad tetthetskravene er oppnådd

7.5.1 Måleterskler

Vannmålinger utføres ved etablering av terskler i betong og måling av l/min i et overløp.

Terskelens utforming

Terskelen støpes som regel som en ca. 20 cm tykk, vertikal betongvegg på tvers av tunnelaksen. Høyden over grøftebunn/såle og lengden på tvers av tunnelen bestemmes på stedet, for eksempel kun i grøft eller over hele tunnelbredden. Betongveggen har et minimum av armering som er bundet til fotbolter gyst ned i fast berg. Høyden på terskelen tilpasses tunnelens stigning og vannmengder rett over overløpet for å unngå for høy vannstand. Trygg adkomst er viktig. Vanligste målemetode er et gjennomgående plast- eller stålrør støpt inn i øvre del med et lite fremstikk for å få en bøtte innunder ved måling. Røret kan ha diameter 75-100 mm, men tilpasses vannmengden. Det anbefales at røret stikker minst 50 mm ut fra betongen, minst 500 mm over grøftebunn nedstrøms. Se figur 7.15.



Figur 7.15 Eksempel på operativ måleterskel fra E39 Lyshorntunnelen (Foto: T. Kirkeby)

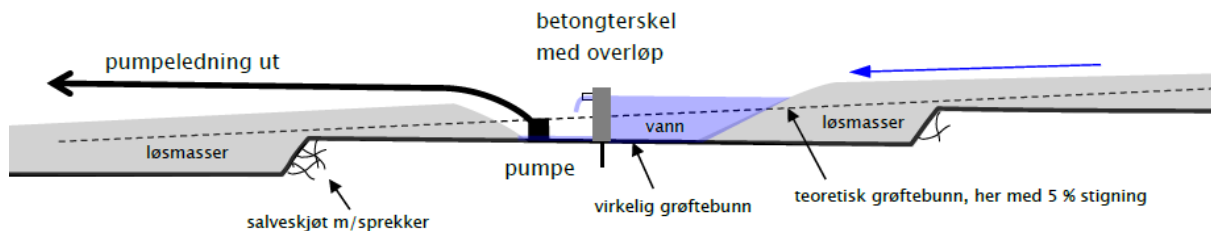
Alternativt kan det settes ned et V-overløp midt i terskelens overkant. Det kan benyttes en vertikal v-formet plate av rustfritt stål som angir forholdet mellom høyde og liter/minutt. Flere standardiserte vinkler er handelsvare og vannføringen oppgis av produsenten. Renhold er viktig.

Plassering

Måletersklens plassering og innbyrdes avstand tilpasses det enkelte anlegg. Ved oppstart lages en oversiktlig plan for hvor og hvor tett tersklene skal bygges. Avstanden tilpasses lekkasjekravene, strengere krav betyr kortere avstand. Ved krav i størrelsesorden 5 l/min/100 m er 250 m en passelig avstand. Som et minimum bygges måleterskler der det er endringer i innlekkasjekravene. Terskelen plasseres på et tørt sted i tunnelen, med tørr vegbane og ingen drypping/renning fra heng og vegger. Måleterskelen kan dekke hele tunnelbredden. Det gjelder også i tilfelle takfall og avrenning til begge sider i anleggsperioden. Ved samtidig grøft i permanentfasen bygges terskel over hele tunnelbredden, eller i begge grøftene.

Forutsatt god anleggsveg med ensidig fall mot den ene siden, er det som regel tilstrekkelig med en terskel kun i grøfta. Hele tunnelbredden graves av til fast berg for å kontrollere at det ikke renner vann på sålen ellers. Vann på sålen ledes ved å pigge ut en renne, eller legge drenerør.

Salvehakkene er større i såle/grøft enn i konturen ellers. Bygges terskelen innerst på salva blir det mye opprensk og betong, og bygges den i motsatt ende av salva er det større fare for lekkasjer forbi terskelen via sprekker i berget. Omtrent midt på er en grei plassering (figur 7.16). Bygging av terskler unngås der det siden kommer sandfang, tverrgrøfter o.a.



Figur 7.16 Prinsskisse som viser lengdesnitt av måleterskel i grøft

For å hindre at betydelige mengder vann renner inn i tunneler som drives på synk (grunnvann/ overvann), kan betongterskler bygges ved åpningen – midlertidig eller permanent. Ut fra forholdene ved påhugg vurderes om en terskel er tilstrekkelig eller om det bygges en måleterskel også i tunnelåpningen. Denne bygges over hele tunnelbredden for å samle alt vann i overløpet.

Etablering

Berggrunnen der terskelen etableres finrenses og spyles ren, i et stort nok areal til at det kan arbeides og forskales uten at sidekantene raser ned igjen. Stedet sjekkes for synlige sprekker og dermed vannveger forbi terskelen. Berget spyles før forskalingen lukkes. Det kan også legges ned svellebånd mot berg. Etter at forskalingen er revet kontrolleres terskelen. Det skal ikke lekke vann ut av berget eller i kontakten mellom betong og berg. I så fall må disse tettes, enten ved injeksjon/ byggeskum eller hurtigherdende sement.

7.5.2 Målestrategi

Et stabilt vannspeil er viktig og målingene gjøres normalt etter en stille periode, som før oppstart etter helg/ferie. Organisering av arbeidet med vannmålingene, fra planlegging via bygging, drift og målinger til riving gjøres i samarbeid med entreprenøren. Lekkasjemengde i l/min registreres ved hjelp av bøtte og stoppeklokke (om det ikke er V-overløp). Etter flere parallelle målinger beregnes en gjennomsnittsverdi. Tunneler drevet på stigning er i utgangspunktet det gunstigste for kontroll med innlekkasjer i byggeperioden. Som regel pumpes vannet fra stoff ut via sedimentering/oljeavskillere under kontrollerte forhold, uansett om det drives på synk eller stigning.

Tunneler som drives på stigning

Det er viktig å ha kontroll på alle pumper, ledninger og sedimentasjonsbasseng/ mellomstasjoner oppstrøms terskelen. Det er en fordel at avstanden fra terskel til stoff ikke er for lang.

Tunneler som drives på synk

Vannmålinger ved driving på synk er mer komplisert. Det enkleste er å ha en pumpe stående på stoff (dvs. den holder konstant vannstand) og måle på pumpeledningen der denne munner ut oppstrøms nærmeste terskel. Eventuelt vann over denne terskelen trekkes fra. Pumpevannet kommer gjerne støtvis og det er en fordel med et større kar enn en 10-15 liters bøtte. En annen metode er å sette en målestav/merke på stoff, la vannet samle seg over en viss tid (forutsetter at det ikke renner vann inn over nærmeste terskel) og deretter måle hvor mye vann som pumpes ut for å nå samme nivå og tiden det tar. En feilkilde her er vannet som renner inn mellom terskel og stoff i løpet av den tiden det tar å pumpe ned.

Målinger langt bak stoff

Dersom tersklene blir stående lenge anbefales det å fortsatt måle der de er tilgjengelige. Resultatene fra stoff kan verifiseres, eller lekkasjebildet har endret seg, permanent eller pga. sesongvariasjoner.

Rapportering

Lekkasjemålingene registreres i regneark (figur 7.17) med celler for lokalisering av måleterskel, hvor stoffen står i måleøyeblikket (begge gitt ved pel-nummer) og måleverdien, måledato samt utregnet innlekkasje. Det kan være en

kommentarlinje med relevante opplysninger som f.eks. hvor lenge stillstand, åpenbare feilkilder som lekkasje fra trykkledningen og hva finnes fra terskel til stuff, osv. Regnearket tilpasses hvert enkelt prosjekt.

pelnummer måleterskel	måledato	pelnummer stuff	sek. på 10-liters bøtte	liter/minutt/100meter
8600	17.04.2017	8722	73	6,74
8600	24.04.2017	8751	71	5,60

Figur 7.17 Eksempel på regneark for registrering av lekkasjemålinger

Det er ingen direkte krav til rapportering underveis i tunnelprosjektet. Ingeniørgeologisk sluttrapport er imidlertid obligatorisk, og injeksjons erfaringer og oppnådd tetthet hører med her. Det kan også stilles formelle krav til jevnlig rapportering i prosjekter med spesielt utsatte strekninger under svært sårbare områder der konsekvensen som følge av grunnvannssenkning kan bli store.

Usikkerheter

Selve måleterskelen forutsettes tett, alt vann skal gå i overløpet. Siden alt vann pumpes fra stuff og ut via sedimentering/oljeavskillere og pumper og slanger stadig flyttes rundt, øker fort feilkildene, særlig ved komplekse tunnelprosjekter med flere løp.

Trykkledningen for driftsvann til stuff er en vanlig feilkilde. Ledningen kan tømmes, eller kranene stenges av. Der det lekker vann måles mengdene og trekkes ut av regnskapet. Lekkasjemålinger i gruntliggende tunneler kan følge nedbøren, og grunnvannshøyden/ vanntrykket rundt tunnelen kan også ha sesongvariasjoner. Overvann som renner inn gjennom tunnelåpningen er også viktig å ha kontroll på.

7.6 Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner

7.6.1 Hovedprinsipper

Forundersøkelsene gir opplysninger om hvor svakhetssoner kan påtreffes, samt type, størrelse, oppbygging og orientering ift. tunnelen. Usikkerheten av informasjonen vurderes og det lages en tilpasset plan for driving/sikring/injeksjon. Planen justeres kontinuerlig etter hva som påtreffes.

Dersom sonder- ev. injeksjonsboring ikke allerede er i gang, startes sonderboring minst 25 m før forventet sone (se kap. 7.4), eller tidligere dersom usikkerheten er stor (for eksempel stor overdekning, mye løsmasser, under sjø m.m.). I tillegg til MWD og boreparametertolkning fås viktig informasjon fra riggoperatør under boringen.

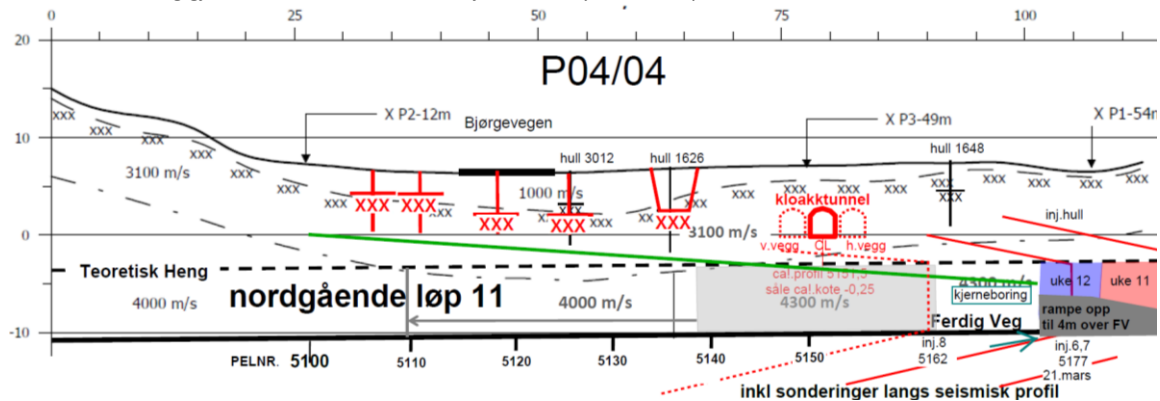
Punktvis oppsummering av plan for driving og sikring gjennom svakhetssoner:

1. Når en sone er identifisert foran stuff etableres en «sikker sone» et par salvelengder unna, anslagsvis 8-10 m. Her vurderes ytterligere sonderboring, injeksjon, og t.o.m. kjerneboringer der usikkerheten er stor og konsekvensene kan bli alvorlige.
2. Kontrollhull bores og ev. ny injeksjon utføres. Det er ikke uvanlig at vannførende soner injiseres flere ganger. Se mer om sondering/forinjeksjon i kap. 7.4.
3. Boring av drenasjehull (eller drenering generelt) for å lede vann midlertidig fra stuff er en nødløsning, men kan være nødvendig for å få betongen til å henge lenge nok.
4. Sprengningsprofilen utvides i tide for plass til tung sikring. Korte salver vurderes, også når og hvor mange forbolter. Forbolter/kort salve iverksettes før selve sonen er synlig på stuff.
5. Forboltene (som regel 6 m Ø 32 mm B500NC kamstål) settes tett nok, med rett avstand fra teoretisk kontur, i riktig del av profilet og ikke minst festes godt i bakkant etter gysing.
6. Forboltene sikres i bakkant ved: a) oppheng med bolter og bånd, som sprøytes inn før salve, eller b) hvilende på en armert sprøytebetongbue. For buebygging se kap. 7.8.
7. Redusert salvestørrelse, ev. også delt tverrsnitt. Dette vurderes i forhold til bergmasse og normalprofilstørrelse. Salve på 3-3,5 m er maksimal lengde ved 6 m lange forbolter.
8. Skjev stuff rettes opp. Dette er vesentlig om det skal bli mulig å montere buer inn under forboltene.
9. Etter salve og utlasting: Rensk i den grad det er mulig/forsvarlig uten for mye pigging.
10. Kartlegging og bestemmelse av arbeidssikring/permanent sikring.
11. Sprøyting av hele profilet, tykkelse 15-25 cm, eventuelt også sprøyting i stuff.
12. Systematisk bolting gjennom sprøytebetongen etter herding, c/c avhengig av sikringsklasse (også i stuff om nødvendig). Boltene gyses (ved vann i boltehull, se kap. 7.2.2). Boltelengde/sikringsklasse ses i sammenheng med skjermbredden (dvs. stikning injeksjonshull) og skjermoverlappen for å redusere risikoen for punktering av injeksjonsskjermen.

13. Ev. videre bergsikring (dvs. buebygging), ny vurdering av forbolter, sonderboring/injeksjon, salvestørrelse, etc. til sonen er passert.

Kjerneboringer fra stoff settes vanligvis an høyt i profilet for å komme gjennom berggrunnen i og like over hengen (se figur 7.18). Eksempler er svakhetssoner med liten overdekning opp mot terreng, dalbunn/elver/dyprenner, bebyggelse, eller andre tunneler og bergrom. Som regel bygges det opp en rampe av steinmasser mot stoff for å bore så høyt som utstyret tillater.

Eventuell leire fra kjerneopptaket kan identifiseres med røntgendiffraksjon (XRD), men som regel er kjernetapet stort i svakhetssonene. Hullet drenerer vann fra omgivelsene og støpes igjen dersom det ligger vesentlig utenfor tunnelprofilen. Ved tunneldriving gjennom løsmasser kan rørsjermes benyttes, se kap. 7.2.7.



Figur 7.18 Eksempel på profil med plan for kjerneboring. Grønn linje er planlagt kjerneboring. Hovedhensikten her var å kartlegge berggrunnen under en uføret kloakktunnel, samt å verifisere bergoverdekningen lenger inn. (Ringveg Vest Bergen)

7.6.2 Svakhetssoner med svellende mineraler og/eller lav Q-verdi

For å teste om leire fra svakhetssoner inneholder svellende mineraler utføres frisvellingsstest eller svelletrykkstest i ødometer, se R210 [7]. Disse testene er indekstester som bare sier noe om hvor aktiv den svellende delen av leira er og verdiene anbefales derfor ikke brukt i sikringsberegninger.

Ved dimensjonering av sikring for svakhetssoner med Q-verdier $< 0,01$, utenfor det som dekkes av sikringstabellen [1], gjøres en vurdering av årsaker til deformasjoner og ustabilitet. Dette er bl.a.:

- sonebredde og vinkel på tunnel
- overdekning/bergspenninger
- deformasjons- og styrkeegenskapene til sonematerialet
- vanninnhold i materialet (kan materialet konsolidere?)
- kryp, skvising og mineralsk svelling

Erfaringer har vist at uarmert utstøpning og sprøytebetong er påført skade ved svelletrykk over 0,2 MPa (målt på preparerte prøver i ødometer) [86]. 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.

7.7 Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning

7.7.1 Belastningssituasjonen for en bergforsterkning

Samvirkekonstruksjoner

Bergsikringen forsterker bergmassen eller supplerer bergmassens bæreevne. Det vil si at berget i samvirke med forsterkningen gir den nødvendige bærekapasitet og permanent stabilitet.

Belastning

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

- Overlagringstrykket, dvs. spenningen som tilsvarer vekten av massene (berg, løsmasse, vann og ev. bygninger) som ligger over tunnelen. Den gravitative horisontalspenningen kan, når tunnelen ikke ligger meget dypt, estimeres ut fra vertikalspenningen og Poissons forholdstall (se [9]).

- Størrelsen/vekten av en mulig rasmasse. En vanlig sikrings situasjon er en eller flere leirfylte slepper med bedre bergkvalitet på begge sider. Lasten 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.

Dårlig bergmasse (lav E-modul) overfører en vesentlig andel av sine belastninger til nærliggende bergmasse med større stivhet (høy E-modul) når den deformeres. Det samme gjelder der ikke-fleksibel sikring (støp) benyttes ved sikring av svelleleire.

Lastens tidsavhengighet

Deformasjoner som følge av tunneldrivingen kan forventes i relativt dårlig bergmasse. Deformasjonene regnes å starte ca. ½ tunneldiameter foran stuff, som kan bidra til å gjøre stuffen ustabil. Det meste av deformasjonene regnes i de fleste tilfellene å være unnagjort ca. to tunneldiameter bak stuff. I spesielle tilfeller kan deformasjonene fortsette mange måneder etter at tunnelen er drevet.

Fleksible/deformerbare sikringskonstruksjoner kan utsettes for deformasjoner uten at de opptar store krefter. Stive konstruksjoner installert før deformasjonene er utviklet opptar store laster. Det er imidlertid nær sammenheng mellom styrke og stivhet for en konstruksjon. Det er gunstig at sikringen bygges opp suksessivt i takt med deformasjonsutviklingen der bergmassen gir deformasjoner, ved å starte med en lett deformerbar sikring som tar opp relativt små laster og supplere denne (eventuelt i flere trinn) fram til en stiv permanent sikring med stor styrke.

7.7.2 Sikringsvirkninger for sprøytebetong og sprøytebetongbuer

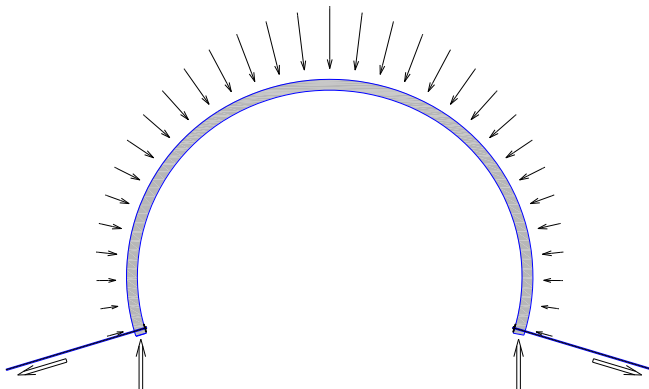
Armerte sprøytebetongbuer forankret med bergbolter er en effektiv sikringsmetode for soner klassifisert som bergmasseklasse E og F. Sikringen kan utføres trinnvis, tilpasset deformasjonsforløpet til bergmassen (jf. 7.7.1).

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. Funksjonen av fiberarmering er først og fremst å utjevne/fordele svinnspenninger slik at heften mot berg beholdes.
2. Sprøytebetongplate med tykkelse fra 80 mm og oppover, i samvirke med bergbolter i et systematisk mønster. Slik sikring er egnet der berget ikke gir heft til sprøytebetong, eller belastningen/deformasjonene krever at berg og sprøytebetong bindes sammen med bergbolter.
3. Sprøytebetongbuer som gir hvelvvirkning. 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.

7.7.3 Bærevirkning for sprøytebetongbuer

Armerte sprøytebetongbuer bærer lasten fra berget inn mot tunnelprofilen ved hvelv- eller buevirkning. Ved tilnærmet jevnt fordelt last 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 buefoten, se figur 7.19.

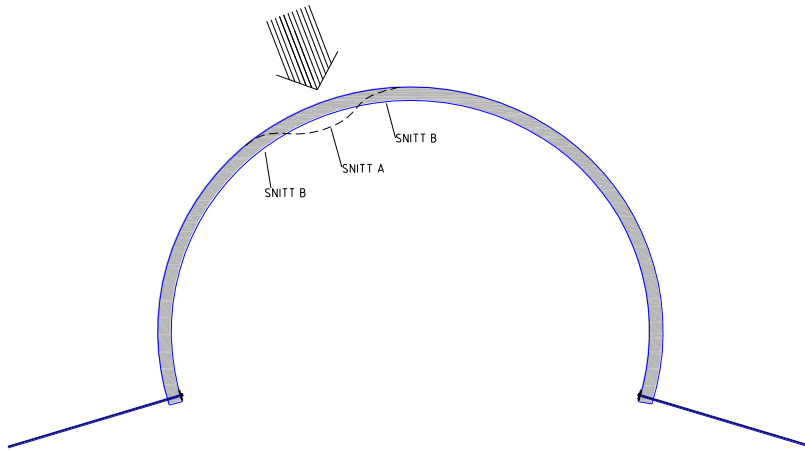


Figur 7.19 Illustrasjon av lastopptak ved uniform belastning. Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren).

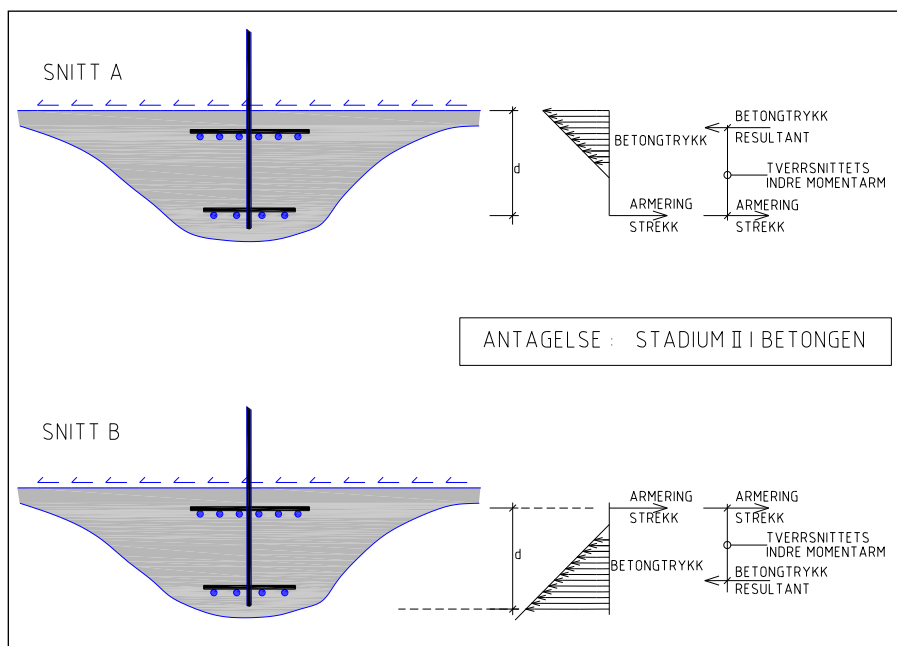
Ved ujevnt fordelte eller konsentrerte laster og ved avvik fra ideell geometri, oppstår det bøyemomenter og skjærkrefter i buene, lastene bæres ved buenes moment- og skjærkapasitet. Kapasiteten for tverrsnittet og nedbøyningen bestemmes av armeringsmengden på strekksiden og tverrsnittshøyden, se figur 7.20 og 7.21. Ved konsentrerte laster som gir

bøyemoment er armeringen nødvendig for å ha kontroll med kapasitet og deformasjoner. 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.

Det er viktig at alle buer har riktig armeringsplassering og pålitelig forankring med bolter ved sålen (se figur 7.19, 7.20 og 7.21). Dette er spesielt viktig der buen blir momentbelastet. Uten forankring ved sålen kan veggene knekke inn. Det er nødvendig å støpe ut sålen dersom bergmassen ikke gir pålitelig forankring for bolter, eller bergmassens beskaffenhet (E-modul) og spenningstilstand tilsier risiko for større deformasjoner (se kap. 7.8.4).



Figur 7.20 Konsentrert last som gir bøyemoment i buen. Den stiplede linjen viser deformasjonsmønsteret (overdrevet). Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren.)



Figur 7.21 Spenningsfordeling pga. bøyemoment i sprøytebetongbue, snitt A og snitt B i figur 7.20). d = virksom tverrsnittshøyde. Indre momentarm = avstanden fra strekkarmeringens senter til betongtrykkspenningenes resultant (armeringsvirkning på trykksiden er ikke tegnet).

7.7.4 Betong som forsterkningsmateriale

Både vanlig støpt betong og sprøytebetong 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, den er en sementrik mørtel.
- Sprøytebetong har større svinn- og krypdeformasjoner, siden disse deformasjonene er knyttet til mengden sement (andel bindemiddel).

Andre egenskaper er gitt i tabell 7.1, med data fra bergmasse for sammenligning.

Tabell 7.1 Mekaniske egenskaper for betong, sammenlignet med bergmasse. Tallverdiene angir erfaringsverdier

MEKANISKE EGENSKAPER	BETONG		BERGMASSE (EKSEMPLER)*	
	Støpt betong	Sprøytebetong	Bergmasseklasse E	Bergmasseklasse F
Karakteristisk 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. Bergmasseklasser: se N500 [1].

Verdiene for uttørkingssvinn (tabell 7.1) gjelder ved høy grad av uttørking. Svinn i sprøytebetong utvikles over tid (måneder eller år avhengig av betongdimensjonene) i en størrelse avhengig av uttørkingsgraden.

Kryp i betong er plastiske deformasjoner over tid som følge av spenninger fra ytre belastning og svinn. Kryp opptrer både for strekk- og trykkspenninger. Krypdeformasjon er gitt ved: $\epsilon = (\sigma / E) \times \phi$, der σ er enaksial spenning, E er elastisitetsmodul og ϕ er kryptallet. Krypdeformasjonene er tre ganger så store som de elastiske deformasjonene. Ved betongalder 1 – 7 døgn er kryptallet i størrelsesorden 3 [87].

I sprøytebetong under konstant uttørking har uttørkingssvinn et tilnærmet eksponentielt avtagende forløp, og mye av svinnet er utviklet etter 3 måneder. Svinn på 0,8 ‰ (tabell 7.1) 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.

7.8 Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer

7.8.1 Generelt om sprøytebetongbuer

Disse forholdene vektlegges spesielt [76]:

- Alle boltene i buen på nøyaktig profilnummer, helt radielt, og ha korrekt utstikk fra tunnelprofilen, innmålt med laser (totalstasjon eller borrigg)
- Ekstra forankring i buetopp
- Det sprøytes tilstrekkelig avjevning før armeringen legges.
- Buen står ned på rensket såle/hylle, og ned i grøft om nødvendig.
- Buer ved stoff monteres innunder spilingen.

Enkeltarmerte buer er velegnet der trykkbelastningen fra berget er tilnærmet jevnt fordelt, og sideberget i veggene gir god støtte. Armeringen gir i begrenset grad kapasitet for bøyemomenter, men om armeringen legges på strekksiden av buen, dvs. nærmest kjølerommet, kan buen ta noe skjevbelastning.

Dobbeltarmerte buer har større kapasitet til å oppta både trykkpåkjenninger og bøyemomenter, som resultat av konsentrerte eller svært ujevnt fordelte laster, begrenset sidestøtte og geometriavvik. Se kap. 7.7 for detaljer om bærevirkning.

Buene etableres med jevn krumning tilsvarende teoretisk profil, forskjøvet ut i forhold til tunnelaksen. Det er ikke nødvendig at buen er parallellforskjøvet ut ift. normalprofilen, en tilnærmet buform er det viktigste. Beskrivelsen i kap. 7.8.2 er for enkeltarmerte buer. Siden dobbeltarmerte buer først bygges og sprøytes inn som enkeltarmerte, gjelder beskrivelsen langt på vei også for dobbeltarmerte buer (se kap. 7.8.3).

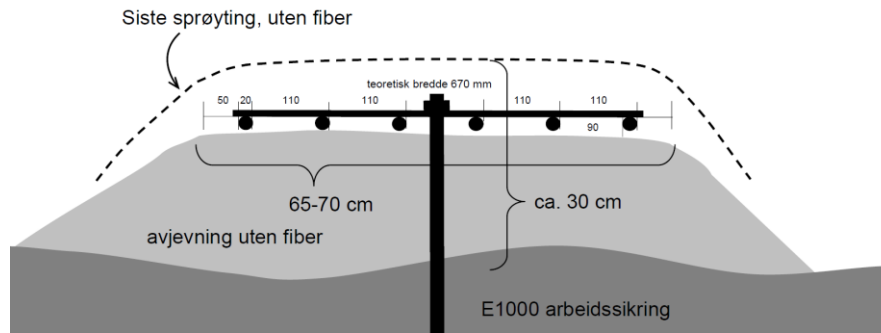
Dimensjoner og betegnelser armerte buer

Med betegnelsen E30/6 Ø 20 og c/c=2 m forstås en enkeltarmert bue, tykkelse 30 cm med 6 stk. Ø 20 mm armeringsjern i hver bue og 2,0 m senteravstand mellom buene (se figur 7.22).

Buetykkelsen E30 inkluderer ikke tykkelsen av bakenforliggende sprøytebetongplate. Bredden av en enkeltarmert bue med 6 stk. Ø 20 mm blir ved armeringen (teoretisk minimum):

- Undersjøisk: 75 mm x 2 + 20 mm + 110 mm x 5 = 720 mm
- For øvrig: 50 mm x 2 + 20 mm + 110 mm x 5 = 670 mm

En dobbeltarmert bue med betegnelsen D60/6+4 c/c=1,5 m har en tykkelse på 60 cm (uten arbeidssikringen/ betongplata), med 6 stk. Ø 20 mm i første lag og 4 stk. i neste lag, senteravstand mellom buene er 1,5 m.



Figur 7.22 Skjematisk snitt av enkeltarmert sprøytebetongbue.

7.8.2 Enkeltarmerte sprøytebetongbuer

Geometri og tunnelprofil

Et godt utgangspunkt for all buebygging er et jevnt tunnelprofil nærmest mulig teoretisk sprengningsprofil. Buen settes på rensket såle, i vertikalplanet og vinkelrett på tunnelaksen, med en form tilsvarende normal- ev. sprengningsprofilen skjøvet ut fra tunnelaksen.

Teoretisk sprengningsprofil utvides for tung sikring, normalt 30-60 cm større enn det ordinære sprengningsprofilen. Geologisk betinget utfall unngås (for driving inn mot svakhetssoner, se kap. 7.6). Bergmassekvaliteten vil være meget dårlig i hele eller deler av profilet. Rensk utføres derfor bare i den grad det er nødvendig. Pigging for å få ned gjenstående knøler og løsthengende partier utføres meget forsiktig. Manuell rensk har sjelden noen hensikt. Det frarådes også å pigge seg videre fremover. Stoffen blir meget ujevn og gjør det vanskelig å sette forbolter og bygge buer inntil stuff.

Sprøytebetongen

1. sprøyting:

Etter rensk er første sikring E1000 fiberarmert B35 sprøytebetong. Det sprøytes helt ned på begge sider, tykkelse normalt innenfor 150-250 mm, avhengig av tunnelvernsnitt og bergmasseklasse. Selve stoffen sprøytes og boltes der det er nødvendig. Tykkelsen av det første sprøytebetonglaget velges med tanke på hvilken vekt av fersk betong bergmassen kan bære på heft og strekk. Stabiliteten etter sprengning kan være så dårlig at vasking sløyfes eller begrenses til bare deler av profilet.

2. sprøyting:

Det sprøytes avjevning etter den første bergsikringen, normalt B35 uten fiber. Et jevnt formet profil er avgjørende for å få lagt Ø 20 mm-armeringen inntil betongen i hele sin lengde. Med for stor avstand armering - underlag (> 8-10 cm) er det risiko for dårlig kompaktering og hulromdannelse. Før avjevning monteres innmålte avstandsmarkører for å få nøyaktig det bueprofilen som er forhåndsbestemt. Det er viktig at avjevningen også er bred nok langs tunnelaksen, minst 0,7 m, fordi 6 stk. armeringsjern bygger 60 cm (figur 7.22). Avjevningbetongen kan være med fiber, f.eks. E500 eller E700. Det kan lettere få tykke lag til å henge, men er ikke nødvendig.

3. sprøyting:

Armeringen sprøytes inn uten fiber. Betongen kompakteres rundt og omslutter alt stål. Tidligfastheten for sprøytebetongen kan måles med nålepenetrasjonsmetoden (0-1 MPa) eller spikerpistolmetoden (2-16 MPa) i samsvar med NS-EN 14488-2 [88], avhengig av hvilket fasthetsnivå som forventes. En fasthet på minimum 8 MPa på sprøytebetongen i buen er viktig før sprengning.

Radielle bolter

De radielle boltene etter første sprøyting med E1000 fungerer som arbeidssikring hvis buene bygges bak stuff, eller som permanentsikring sammen med sprøytebetongplata dersom det er besluttet at buer ikke bygges (sprøytebetong/bolter er tilstrekkelig). I det følgende beskrives bolting:

- Sprøytebetongbuer kombineres med radielle, gyste bolter, minimum dimensjon Ø 20 mm.
- Boltene plasseres radielt og i vertikalplanet på nøyaktig samme pelnummer for å lette monteringen av armeringen. Maksimale avvik kan ikke overstige den toleransen som følger av detaljutforming av monteringsjernene og buegeometri.
- Utstikket på boltene er viktig for å få montert monteringsjernet riktig i buen, derfor måles hver enkelt bolt inn med laser under monteringen.
- Riktig utstikk oppnås enten ved at vanlig gysebolt justeres på plass før boltemørtelen er herdet, eller ved å forlenge en allerede montert kombinasjonsbolt med skjøtehylser og gjengestag – i begge tilfeller beskyttes gjengene før sprøyting. Ved gyst bolt er det ikke nødvendig med plate på boltene, men boltene belastes ikke før mørtelen er tilstrekkelig herdet.

- Bueendene mot sålen forankres med gyste bolter maks. 0,5 m over såle/fundament. Ved dårlig bergmasse i sideveggen og fare for utpressing av buen i fot anbefales det å benytte \varnothing 25 mm med lengde 4-6 meter, ev. to stk. \varnothing 20 mm bolter. Alternativt kan det støpes/ sprøytes avstivning mellom de to bueendene i sålen. For sålestøp, se kap. 7.8.4.
- Der flere buer settes opp etter hverandre kan mellomrommet mellom buene boltes systematisk om buene ikke står tett (1-1,5 m), etter siste sprøyting.

Armeringen

- Sprøytebetongbuer armeres med \varnothing 20 mm, stålkasse B500NC.
- Stengene leveres ferdig bøyd fra armeringsverksted til gjeldende teoretisk vegg- og hengradius for profilet. Armeringen bøyes ikke til på stedet for å tilpasses tunnelprofilet etter sprengning.
- For enkeltarmerte buer legges armeringen på strekksiden av buen, dvs. nærmest kjørerommet, slik at det meste av betongen i buen er i avjevningen.
- Armeringen skjøtes med omfarskjøter etter NS-EN 1992-1-1 [87]. Det betyr bl.a. at skjøtene fordeles slik at maksimalt halvparten av jernene i samme lag skjøtes i samme tverrsnitt, og uten at to skjøter ligger ved siden av hverandre (se figur 7.23). Hensikten er å sikre best mulig innsprøyting, noe som kan være vanskelig hvis armeringen ligger for tett. Omfarlengden (overlappen) er 50 x armeringsdiametere, dvs. 1 m for \varnothing 20 mm.
- Armeringsstengene plasseres med senteravstand ikke mindre enn 110 mm for \varnothing 20 mm (gir 90 mm lysåpning; se figur 7.23). Som hjelpemiddel benyttes egnet monteringsjern av stål, for riktig plassering i forhold til avjevning og bergbolt, innbyrdes avstand, samt hindre vibrasjoner pga. sprøytingen. Det er flere metoder, men prefabrikerte jern tilpasset formålet anbefales (figur 7.23). Poenget er at armeringen ligger riktig og ikke løsner under sprøyting. Monteringsjern med hull for bolt eller én avlang slisse sørger for at armeringen ligger rett selv om boltene ikke står nøyaktig på linje.



Figur 7.23 Skjøting av armering. I bildet til venstre ligger armeringen for tett grunnet for mange skjøter i samme område. Bildet til høyre viser riktig skjøting. (Foto: T.Kirkeby)

- Armeringen legges på bergsiden av monteringsjernene, slik at den låses fast til berg via bolt med mutter og ev. skive. Flattstål med hull kan brukes som forsterkning under mutteren, spesielt om det er avlang slisse i monteringsjernet.
- Armeringen legges nærmest mulig avjevningbetongen, direkte i kontakt så langt det er mulig.
- Armeringen føres ned til rensket bergsåle for understøttelse av buen, ned i grøft om nødvendig.
- Overdekningen måles fra armeringens overflate til bunn av groper/porer i overflaten på sprøytebetong. Nok overdekning er viktig for alt ubeskyttet jern, også monteringsjernene.

I det følgende beskrives praktisk utførelse av to tilfeller av buebygging: bak forboltene (svakhetszone dekker del av profilet) og under forboltene (soner som fyller profilet).

Bygging av buer bak forboltene

Buer bygges bak forboltene der det er mulig å henge forboltene forsvarlig opp i bedre berg utenom sentrale deler av sonen, dvs. kun der sonen er en del av tunnelprofilet.

Forberedelser

Det anbefales at den aktuelle strekningen profileres/skannes med totalstasjon, og at det produseres tverrprofiler (f.eks. hver 0,5-1 m) som minst viser scannet tunnelkontur, teoretisk sprengningsprofil og en form for målestokk, gjerne rutenett

(se figur 7.24). Normalprofilen og ev. bestilt utvidelse for tung sikring kan gjerne også vises, men er ikke nødvendig. Tverrprofilene er utgangspunktet for prosjektering av buene.

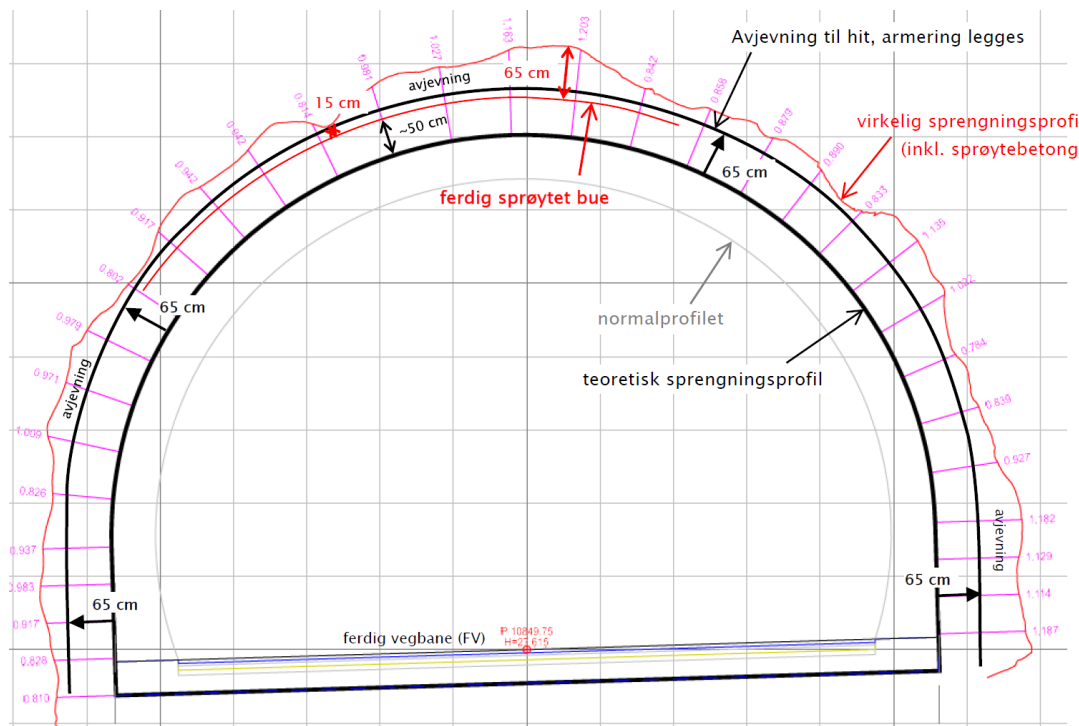
Før profilering rennes ned til berg langs veggene slik at også nedre hjørner kommer med under skanningen.

Prosjektering

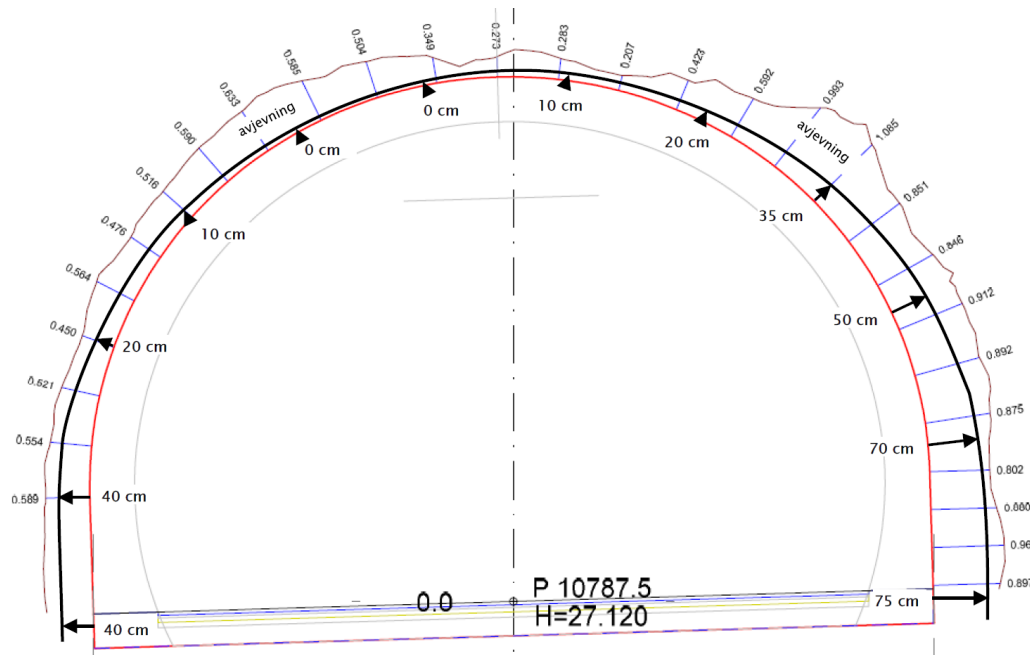
Siden armeringen legges på strekksiden av buen lengst fra berg, på jevnt, bueformet underlag og sprøytes inn til minst 5 cm overdekning av fiberfri betong, er det avjevningsbetongen som har størst volum og definerer buen. For å unngå overforbruk av avjevningsbetong kan buen forskyves ut, som beskrevet under.

Etter at plassering på pelnummer og c/c buer er bestemt, brukes hvert enkelt utvalgt tverrprofil til å finne den optimale geometrien. Enkeltarmert bue er E30/6 Ø 20 mm [1]. Velges profilet i figur 7.24 som eksempel kan en omtrent 30 cm tykk bue konstrueres ved å parallellforskyve en linje lik sprengningsprofilet 65 cm ut for å definere en endelig grenseflate for avjevningsbetongen. Armeringen legges og etter siste sprøyting (minst 10 cm) blir slutttykkelsen i dette tilfellet likevel 15-65 cm. Det er bueformen som teller.

Med riktig monterte forbolter, nøyaktig boring og skånsom sprengning kan jevn kontur oppnås selv i svakhetssoner, men et typisk tunnelprofil følger sjeldent eksempelet i figur 7.24. En bue i et mer asymmetrisk profil kan konstrueres som i figur 7.25 ved å konstruere en egen linje for avjevningsbetongen.



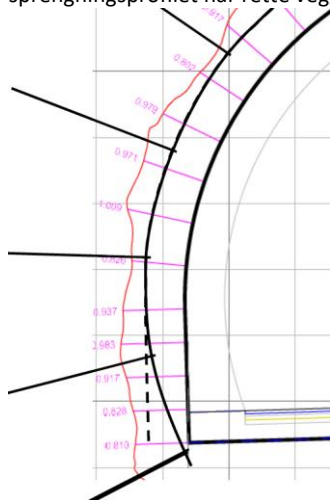
Figur 7.24 Tverrprofil som viser skannet tunnelkontur og teoretisk sprengningsprofil. Med symmetrisk tunnelprofil og stor avstand mellom teoretisk sprengningsprofil og oppnådd profil kan buen parallellforskyves ut og likevel beholde tilstrekkelig tykkelse.



Figur 7.25 Ved et mer asymmetrisk sprengningsprofil kan deler av buen skyves ut, i eksempelet over bare i sidene for å spare betong, men bueformen er fortsatt beholdt (svart linje representerer ønsket form på ferdig avjevningbetong før armeringen monteres).

Mellomrommet mellom normalprofilen og sprengningsprofilen (vanligvis 40 cm) er satt av til berg-, vann- og frostsikring. Avjevning før armering og siste sprøyting kan derfor tangere sprengningsprofilen og med plass til ferdigstilling av buen uten å komme i konflikt med f.eks. OPI-kanaler eller andre installasjoner. De radielle boltene i buen brukes normalt som anvisere for hvor mye betong det legges på som avjevning. Det blir mindre feil når alle boltene har samme utstikk i forhold til teoretisk sprengningsprofil, men betongforbruket ville blitt høyt. En ferdig arbeidstegning med utgangspunkt i laserscanning på riktig pelnummer kan vise avstanden i cm fra teoretisk sprengningsprofil nede i hvert hjørne og langs bueprofilen for minst ca. hver 2. m (se figur 7.25).

Dersom det forventes store påkjenninger i den ene eller begge veggene kan bueformen fortsette helt ned selv om sprengningsprofilen har rette vegger (se figur 7.26).



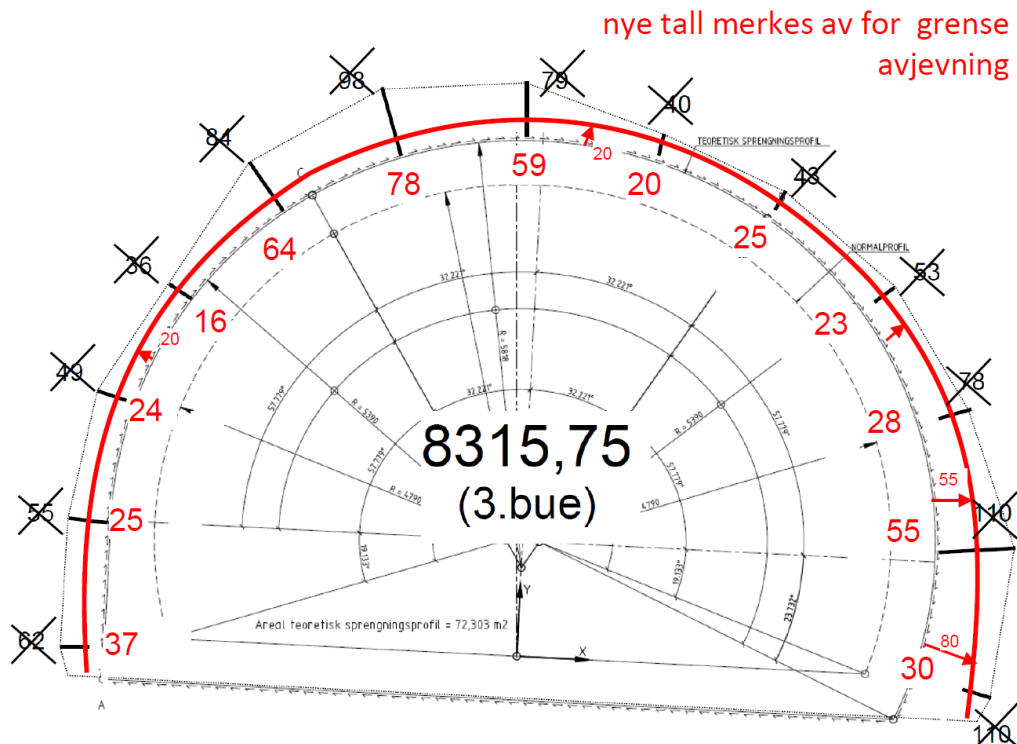
Figur 7.26 Selv om sprengningsprofilen har rette vegger kan bueformen fortsette ned veggene dersom det vurderes som hensiktsmessig, husk god forankring i foten for å hindre utpressing.

Der svakhetssonen som sikres bare fyller deler av profilen, tilpasses boltedimensjoner, buetykkelse og bueform til forholdene, f.eks. tettere med lengre bolter og tykkere bue på svakhetssonesiden.

Dersom det ikke foreligger skanning, kan det gjøres slik for hånd:

Ansett buebolter merkes av i tunnelkonturen, c/c f.eks. 1,5 m. Ved hjelp av borrhull eller totalstasjon/ kikkert avmerkes i hvert punkt avstanden fra kontur inn til teoretisk sprengningsprofil. På skjerm eller papirutskrift tegnes avstanden fra

sprengningsprofilen ut til konturen i rett målestokk. En bueform konstrueres. De nye tallverdiene (se eksempel i figur 7.27) leveres entreprenøren som monterer boltene med riktig utstikk. Videre utførelse er som beskrevet tidligere.



Figur 7.27 Utregnet bolteplassering. Svarte tall er avstand fra ansett boltehull inn til teoretisk sprengningsprofil, røde tall er avstanden fra ansett inn til valgt nivå for avjevning (i dette tilfellet *ikke* avstanden fra sprengningsprofil til avjevning).

Bygging av buer innunder forboltene

Buer bygges innunder forboltene ved brede soner som fyller det meste av stoffen, slik at det ikke er mulig å finne sikkert oppheng. Buer for understøttelse av forboltene tett på stoff er mer krevende å etablere enn lenger bak i tunnelen. Alle arbeidene blir vanskeligere å utføre med godt resultat, ikke minst innsprøyting av armering. Konturen bores ofte før buebygging. En fordel med bue under forboltene er at ekstra, foreløpig sikring med opphengsbolter og bergbånd unngås, og ikke minst at forboltene ikke henges opp i det samme berget som faktisk kan rase ned. Se også kap. 7.6 for driving gjennom svakhetssoner.

Forberedelser

Det er viktig at stoffen har riktig form: skålformet symmetrisk om et loddrett plan langs tunnelaksen, med kutten lengst frem. Nedre vegger/hjørner er også langt nok frem til at buen faktisk kan monteres inn under forboltene. Hvis avviket fra ideell stoff er for stort sprenges opprettingsalve. Er stabilitetsforholdene slik at det kreves forbolting og bue før oppretting, tilpasses arbeidet på best mulig måte.

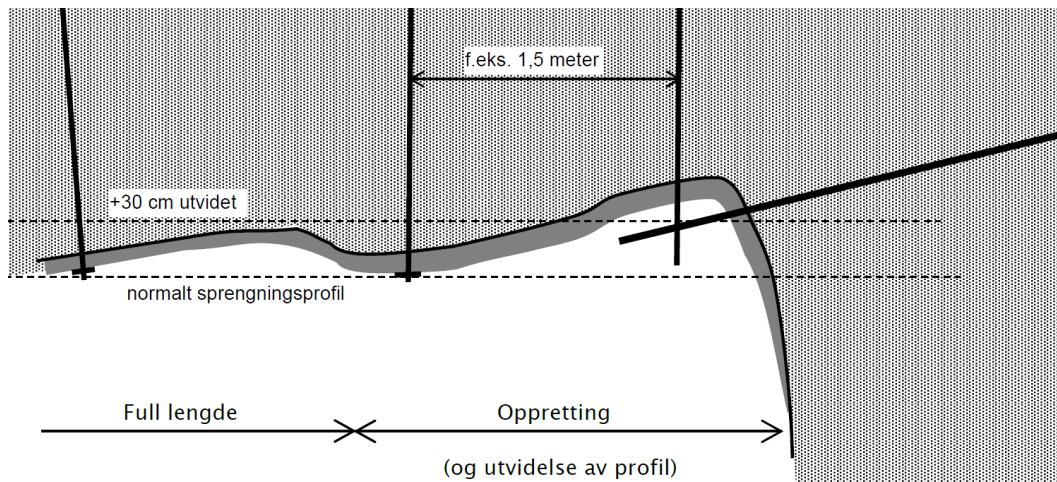
Det anbefales å sprøyte inn forbolter og oppheng før salve. Uten stabilisering med betong kan opphenget i verste fall ryke og forboltene mister sin tiltenkte funksjon. Fastheten på sprøytebetongen rundt opphenget kontrolleres før sprengning av neste salve.

Forbolter

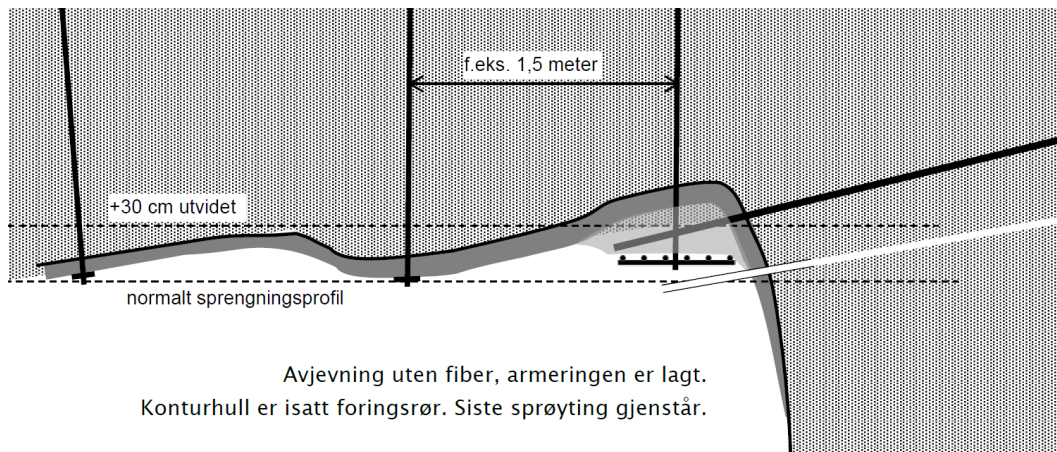
Funksjonen til forbolter er å hindre nedfall/ ras etter salve og utlasting, før sikring med betong, bolter og ev. buer. Som regel benyttes gyste kamstålbolter \varnothing 32 mm, lengde 6 m (8 m kan også vurderes). Ved vanskelige forhold der det ikke er mulig å få inn verken gyseslange eller bolt brukes selvborende stag som gyses gjennom stanga (borstangbolt). Slike stag har andre stål kvaliteter enn B500NC.

Forboltene kan gå fra såle til såle, men nødvendig omfang (eller sektor) bestemmes for hver stoff, inkl. svakhetssonens antatte forløp foran stoff. Bergmassekvalitet og kornstørrelse/konsistens bestemmer c/c, men 200-300 mm er vanlige avstander i bergmasseklasse E og F.

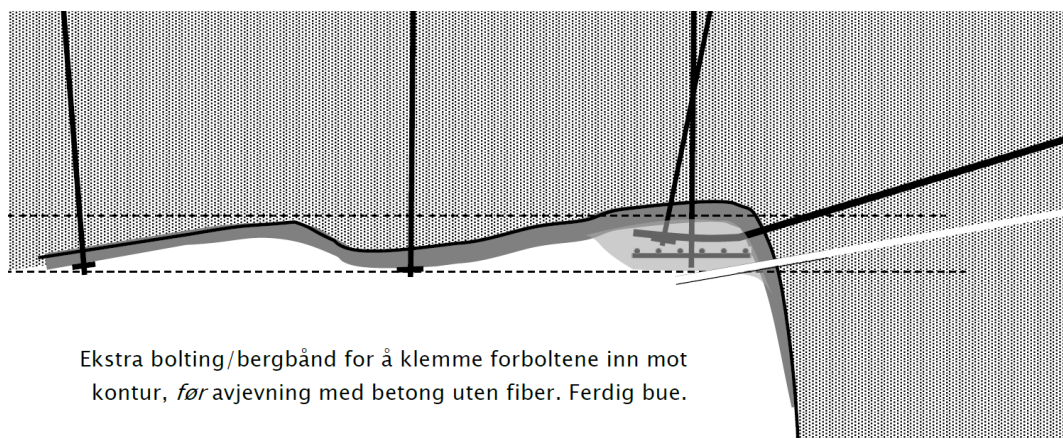
Ansett er vanligvis like innenfor overgangen stoff/tunnelkontur, eller etter en borplan som sikrer at det er plass til både armering og betong i buen. Så langt det er mulig settes forboltene på tilnærmet samme profilnr. Vanlig stikning er 1:5, eller ca. 12° ut fra tunnelaksen. Ferdig montert stikker forboltene langt nok ut til at buen møtes, som oftest er 75-100 cm tilstrekkelig.



a) Opprettingsalve med utvidelse av profilet for tung sikring og forbolter.



b) Neste steg – det er sprøytet avjevning, boret kontur for neste salve og satt inn foringsrør, men ennå ikke sprøytet inn armeringen i buen.



c) Dersom det er trangt kan forboltene bøyes inn mot konturen og låses med bolter og bergbånd

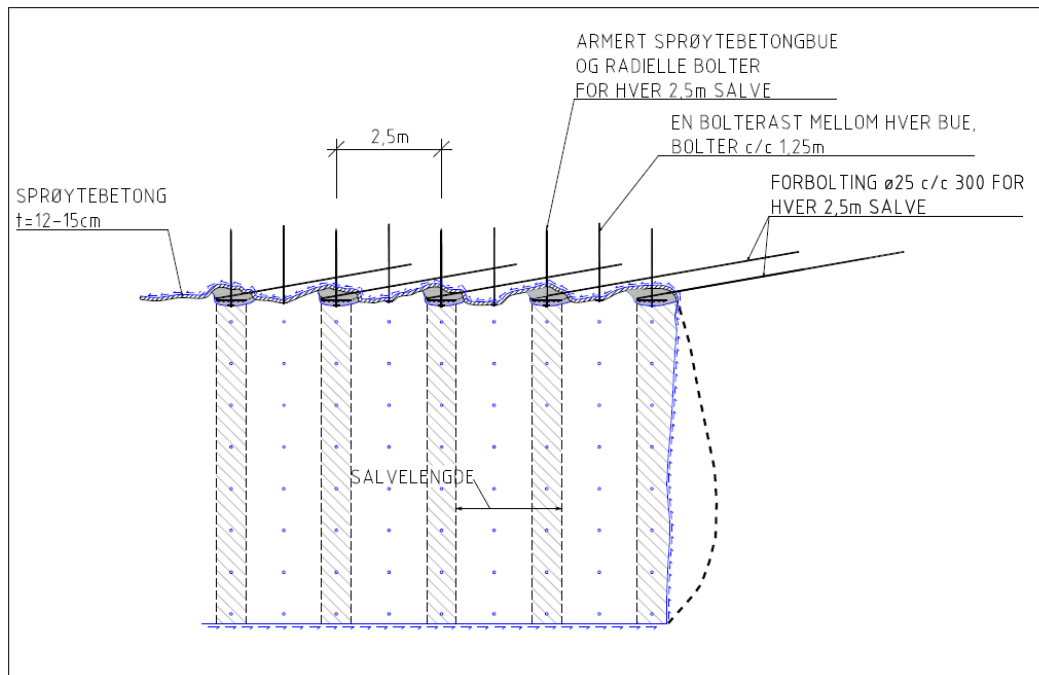
Figur 7.28 Bygging av buer innunder forboltene (skissene a-c) viser prinsippene, ikke nødvendigvis korrekt mht. mål og vinkler).

Sikring og buebygging etter kort salve

Med 6 m forbolter sprenges det aldri mer enn 3 m salve. God, symmetrisk stoff etterstrebes, se kap. 7.6. Rensk og pigging utføres i den grad det er mulig/forsvarlig. Det sprøytes 15-25 cm E1000 helt frem til stoff, om nødvendig sprøytes også stoffen. Radielle bolter etablerer samvirke mellom sprøytebetongplaten og bergmassen, se figur 7.28 a).

En tenkt situasjon er vist i figur 7.2.8 a). Her er det etter full salvelengde en opprettingssalve med utvidelse av profilet for tung sikring og forbolter. Ved skjev stoff er opprettingssalver avgjørende for gode arbeidsforhold/sikkerhet og etterfølgende kvalitet. Dersom det er trangt mot kontur kan boltene bøyes inn mot kontur vha. bergbånd og ekstra bolter (se figur 7.28).

Når første bue er etablert og svakhetssonen nødvendiggjør suksessiv bygging av flere buer kan situasjonen bli som figur 7.29 viser.



Figur 7.29 Skisse som viser sikring med forbolting, sprøytebetongplate og buer samt radielle bolter i lengdesnitt av tunnelen. Boltemønsteret kan varieres.

Ny rast av forbolter utføres for hver salve. Det vil si at forboltene kommer i to «høyder» over hengen (se figur 7.29). Hver ny rast av forbolter understøttes med en sprøytebetongbue. Om det skal monteres én bolterast mellom buene som eksempelet i figuren viser (bueavstand = salvelengde) eller om det senere bygges flere buer avhenger av bergmasse og stabilitetsforhold.

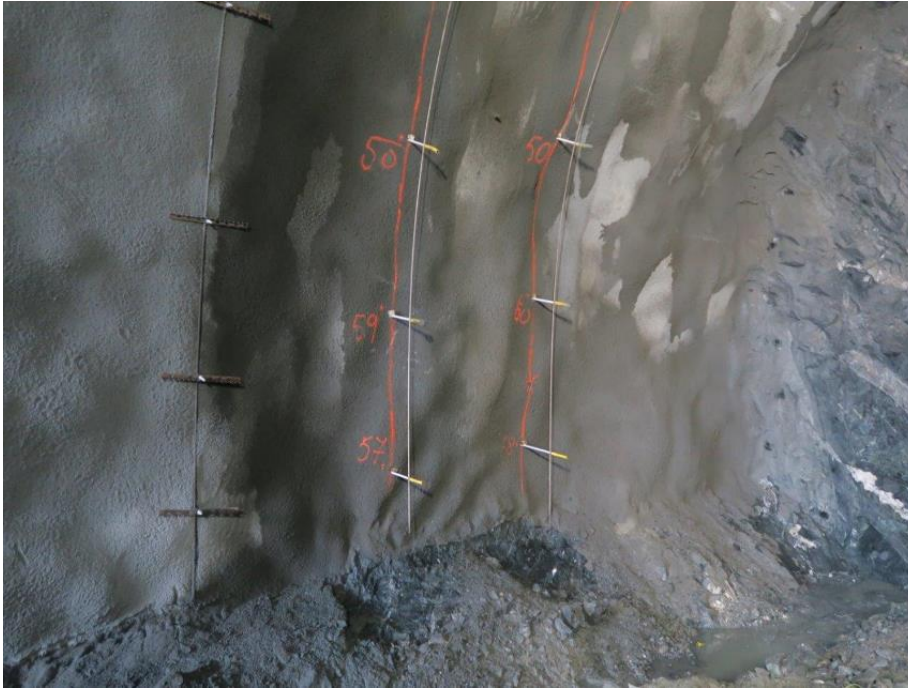
Om nødvendig bygges to buer pr. salve på stoff. Da settes normalt ingen vanlige sikringsbolter gjennom sprøytebetongen, bare bueboltene i to parallelle raster på tvers av tunnelen. Dersom det kreves øyeblikkelig sikring brukes kombinasjonsbolter fremfor gysebolter, ev. i tillegg til bueboltene. Forutsatt at det er satt av god nok plass kan også dobbeltarmerte buer bygges ferdig på stoff, men som oftest ferdigstilles 2. armeringslag litt lenger bak, ev. sammen med ekstra buer mellom buene allerede montert innunder forboltene på hver salve.

Avstandsmerking ifm. avjevning

Selv om profilet ser jevnt ut sprøytes avjevning. Den forhåndsbøyde armeringen legges tett på underlaget for å unngå hulrom og dårlig kompaktering av betongen bak armeringen. Både avjevning og innsprøyting av armering krever en erfaren operatør.

Det er viktig med tydelige merker, slik at sprøyteoperatøren har noe å sprøyte etter. Siden radielle buebolter står fra såle til såle med c/c normalt 1,5 m brukes ofte disse som mål. Boltene kan monteres med riktig utstikk med én gang (vanlig gysebolt eller kombinasjonsbolt som strammes til i rett posisjon), eller det skjøtes på gjengestål i riktig lengde etter at kombinasjonsboltene er ferdig montert på vanlig måte helt inn i borehullet.

Gjengepartiet beskyttes, det kan gjøres med korte, tykke gummislanger inn til grensen for avjevningbetongen. For å få en tydelig anvisning for sprøyteoperatøren, kan løsningen være å binde fast Ø 8 mm eller Ø 10 mm kamstål fra bolt til bolt (figur 7.30). Uten dette jernet blir det lettere feil mellom boltene, og kanskje smalt i tillegg.



Figur 7.30 For å lette arbeidet for sprøyteoperatøren kan det monteres armering (f.eks. Ø 10 mm) som sprøytemal i riktig avstand fra boltespissen. Lyshorntunnelen. (Foto: J. Volden)

En annen løsning er egne «spioner», Ø 16 mm eller Ø 20 mm bolter satt noen dm inn i berg/betong, med enden akkurat i nivå med prosjektert avjevning. Etter herding bores det opp for bueboltene, som monteres med ønsket utstikk for feste av monteringsjern.

Fundamentering

Som ved betongutstøpning av vegger og heng, monteres buene på rensket såle, ned i grøft om nødvendig. I ekstremt dårlig berg vurderes å forsterke fundamentets lastkapasitet. Bueendene nede har ingen støtte i front mot tunnelaksen, og forankres godt til berg der det er nødvendig: 2-3 stk. Ø 20 mm, ev. en eller flere bolter Ø 25 mm, lengder 4 – 6 m settes maks. 50 cm over fundament/såle. I tilfelle godt berg (sonen kan være i hengen eller i motsatt vegg) trengs ingen ekstra forankring.

Dersom bolteforankring er vanskelig å oppnå, støpes en trykkforbindelse/bjelke eller sålestøp (se kap. 7.8.4). Det er viktig at det er rensket godt ned på begge sider, og at det ikke er slam og løsmasser på stedet ved sprøyting. Vann ledes/pumpes bort før sprøyting. Det er viktig at nedre vegger/ hjørner er langt nok frem til at buen får god fundamentering der buen monteres inn under forboltene tett på stoff. Om nødvendig kan foten/ fundamentet fullføres senere. Det er ikke nødvendig at sålen under buefoten er bred og nærmest vannrett. Buen vil også henge på bolter og ujevnheter i konturen, en skrå hylle kan gjøre samme nytte. Dette vurderes fra sted til sted.

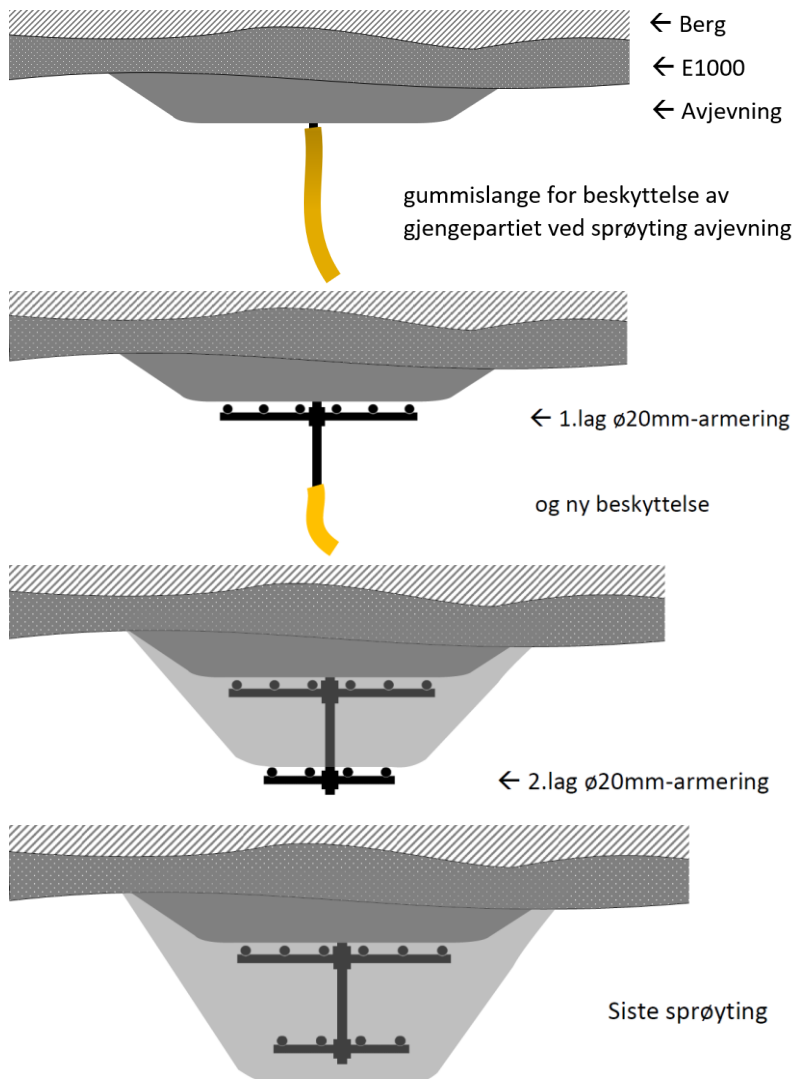
Siste sprøyting

Det er viktig at det er tilstrekkelig overdekning på alt ubeskyttet stål. Et vellykket resultat uten hulrom og med god kompaktering rundt armeringen er avhengig av kort avstand mellom underlaget og armeringen, og at armeringsstengene ikke står for tett.

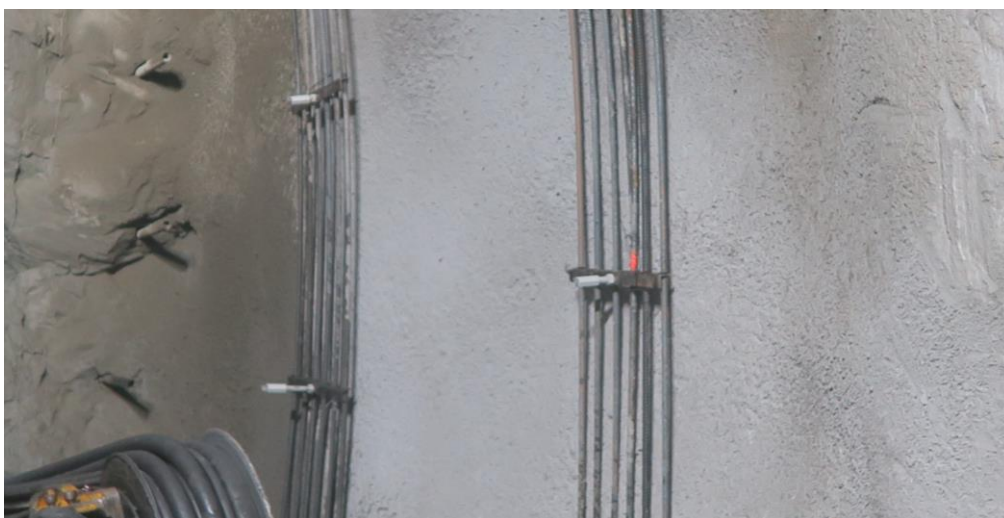
7.8.3 Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer

Sprøytebetongbuer med to armeringslag bygges i prinsippet som enkeltarmerte. Dersom bolten ikke er helgjennget skjøtes det på gjengestag for å kunne skru fast monteringsjern for begge armeringslag (se figur 7.31). Det forutsettes tilstrekkelig utvidet sprengningsprofil.

Med 4 stk. Ø 20 mm til i andre lag er dobbeltarmerte buer tykkere og spissere enn enkeltarmerte. Minimumsbredde ytterst er 45-50 cm. Avstanden mellom lagene kan varieres, 25 cm anbefales som et minimum. De radielle bueboltene kan monteres i full lengde inn i tunnelprofilen (t.o.m. 2. armeringslag) (se figur 7.31). Eventuelt skjøtes siste lengde på etter at 1. armeringslag er sprøytet inn. Dersom det er spesielt trangt på stoff før salve kan også skjøtehylsa skrues rett mot monteringsjernet til bolten for å spare plass. Etter innsprøyting av armering er det fortsatt mulig å sette gjengestag, om buen skal dobles. Uten forberedelser er siste mulighet å montere nye, korte buebolter inn i den enkeltarmerte buen. Utfordringen blir å bore mellom Ø 20 mm-stengene.



Figur 7.31 Montering av buebolter i full lengde inn i tunnelprofilen (t.o.m. 2. armeringslag)



Figur 7.32 Første lag armering er lagt på avjevningen nær stuff og med skjøtehylser er det klargjort for senere dobling. Legg merke til pluggen i skjøtehylseåpningene, og at konturen allerede er boret og isatt foringsrør for lading etter sprøyting av buene. Fra E39 Råtunnelen i Bergen. (Foto: Statens vegvesen)

Gitterbuer (lattice girders)

Prefabrikkerte gitterbuer kan benyttes som armering i stedet for to lag med \varnothing 20 mm kamstål. Gitterbuer bygger fra ca. 150 mm til over 300 mm avhengig av ønsket kapasitet, i tillegg kommer nødvendig betongoverdekning. Fordelene med gitterbuer er at avstanden mellom de to lagene armering er fast og sikret, og at det finnes skjærarmering mellom armeringslagene. Buefasongen er låst og de spesialtilpasses (forhåndsbestilles) for det aktuelle tunnelprofil.

Gitterbuer kan ikke tilpasses asymmetriske tverrsnitt som følge av utfall/feilboring, som igjen kan føre til store mengder avjevningsbetong. En annen ulempe er vanskeligere innsprøyting (tett gitter). 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. Se NFF håndbok nr. 5 [80].

7.8.4 Sålestøp

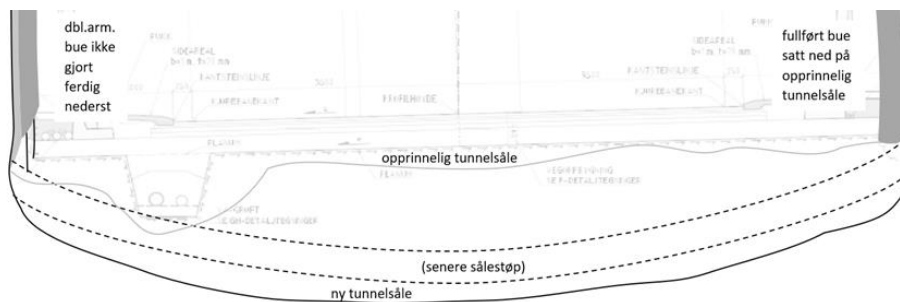
Sålestøp er aktuelt i ekstremt dårlig berg der det også er fare for at sålen kan bli presset opp grunnet svelling, ev. i kombinasjon med høye spenninger (tyteberg). Sålestøpen vil også holde buene på plass mot nedre vegger og samtidig unngås lange bolter i dårlig berg. En lettere variant er armerte ribber mellom buene fra vegg til vegg, med samme bueform som en støp ville hatt.

Støpen dimensjoneres spesielt. Støpen kan utformes med tilsvarende tykkelse og armering (kapasitet) som sprøytebetongbuene på samme sted. Ved drenert tunnel bygges sålen med en pilhøyde på 10 – 12 % av tunnelbredden. Ved udrenert løsning og vanntrykk med pilhøyde 20 – 25 % av tunnelbredden. Støpeskjøt mellom bue og såle legges i en slik vinkel at den fungerer som trykkforbindelse, og med gjennomgående skjøtearmering. Med riktig form låst inn mot nedre vegger/buer er forankringsbolter ned i sålen unødvendig. Støpens tykkelse vurderes i hvert enkelt tilfelle, minimum 45-50 cm. Ved tydelig avgrensede svakhetssoner med godt berg på begge sider kan bare selve sonen støpes ut, forutsatt god forankring i godt berg.

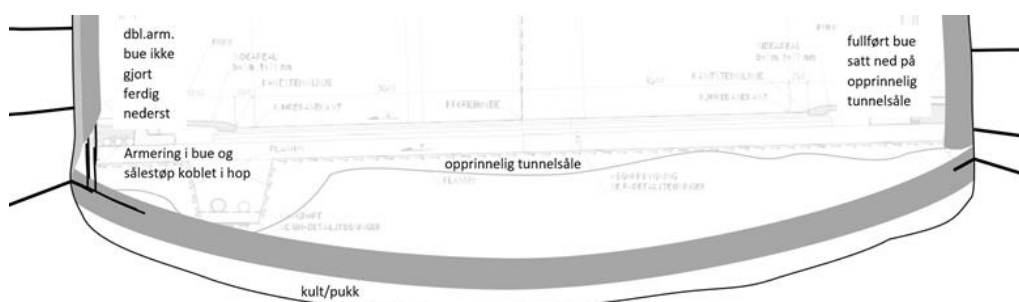
Nedenfor er tre alternativer nærmere beskrevet: bueformet hel sålestøp, bueformet delvis sålestøp og plateformet sålestøp.

Bueformet, hel sålestøp

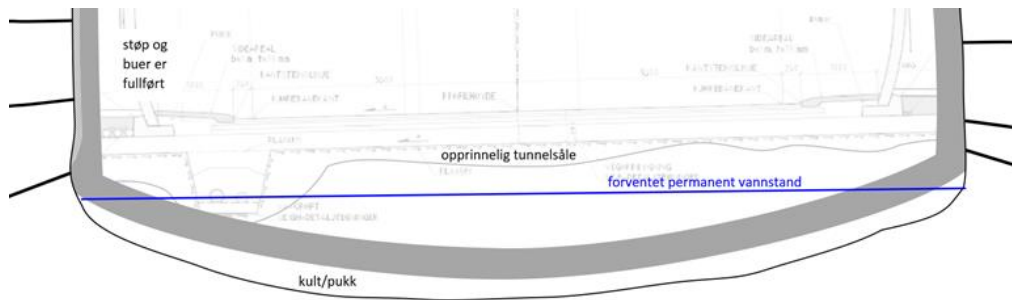
Bueformet, hel sålestøp (se figur 7.33) er den mest omfattende metoden og innebærer uttak av et bueformet profil i tunnelsålen over en gitt strekning, med avslutning i begge ender vinkelrett på tunnelaksen. Sålen kan tas ut bak stoff, eller gjerne sammen med hovedsalvene. Oppgraving/ forberedende arbeider, armering, støp og tilbakefylling vil normalt skje bak stoff og det tas hensyn til allerede oppsatte buer.



a) Buer er montert på stoff under driving, men ikke gjort ferdig ene siden i påvente av stross i sålen bak stoff for plass til buet sålestøp. (Alternativt kan sålen sprenges ut sammen med tunnelsalvene dersom støpeområdet er bestemt på forhånd.)



b) Sålestøpen er gjort ferdig og overgangen bue/støp armeres og sprøytes ferdig.



c) Ferdig bue og sålestøp

Figur 7.33 Bueformet, hel sålestøp

Grøft med dren og vaskevann tilpasses hvert enkelt prosjekt, det kan noen ganger være andre ledninger i tillegg (f.eks. kommunal vannforsyning). Dren og vaskevann kan legges i foringsrør gjennom støpen, med fortykkelse og ekstra armering om nødvendig, eller støpen legges under ledningene. Ledningene kan også legges midt i tunnelen, like over støpen der den er dypest. Dette krever gradvis flytting av grøft ut fra vegg noen meter før og etter støpestrekningen. Uansett løsning vil vannet stå i massene opp til nivå med dreningledningen. Ved fare for frost legges ledningene dypt nok, eller sålestøpen frostisolerers. Mot vegg forankres støpen med bolter til berg, \varnothing 25 mm eller \varnothing 32 mm kamstål, om mulig også inn mot foten av allerede monterte buer slik at det blir et samvirke. Det optimale er at buen står halvveis nede i sålestøpen. Armeringen i buen og i sålestøpen kan med fordel bindes sammen.

Bueformet, delvis sålestøp

Dersom svakhetssonen er forholdsvis skarpt avgrenset mot sideberg av langt bedre kvalitet kan bare selve sonen støpes ut og forankres i sideberget (se figur 7.34). Bueformen kan beholdes der sonen er bred og trykkbue er ønskelig. Når bueform og høyder er bestemt graves/pigges det dårligste materialet av til et nivå noen dm under støpen slik at det blir plass til avretting med pukk/kult og et tynt lag singel øverst som betongen (ev. først magerbetong) kan legges utover. Der støpen vil treffe det gjenstående berget (også mot veggene) merkes det av en linje der det skal settes ned gyste fotbolter (gjærne svartstål) for forankring av støpen, helst på skrå ned bort fra selve sonen. Dimensjon \varnothing 25 mm eller \varnothing 32 mm, med c/c f.eks. 1 eller 1,5 m. Forankringslengde minst 2 m i antatt «godt berg». Boltene bøyes til slik at de går inn i støpen parallelt armeringen, som de bindes til. Kontaktflaten mellom betong og sideberg/sprøytebetong i vegg renskes og spyles godt for tett og forseglett forbindelse.

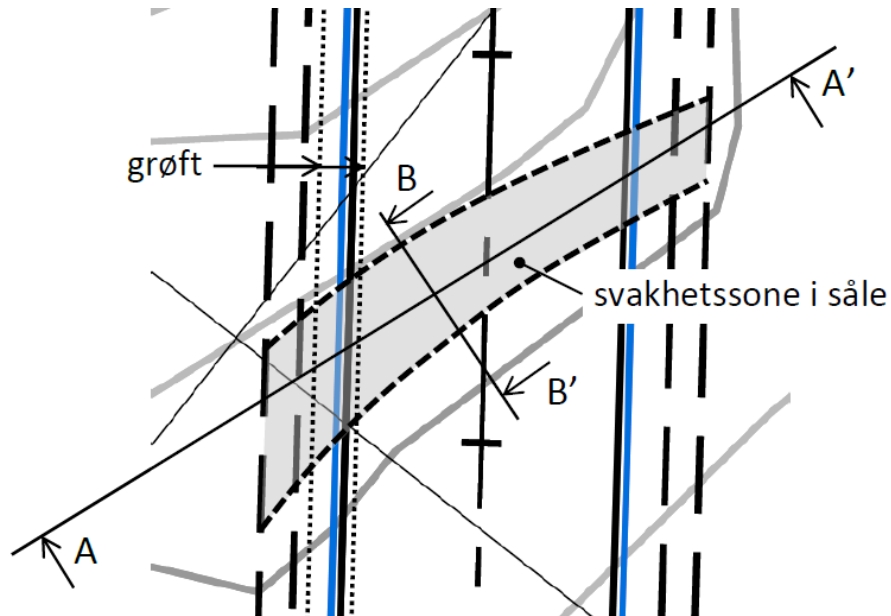
Der det legges sålestøp foretrekkes armering med rutemønster med \varnothing 16 mm eller \varnothing 20 mm, ev. begge deler (med c/c fra 15-20 til 40-50 cm avhengig av ønsket styrke). Hvis mulig, kan armeringen i buene kobles til på samme måte som i forrige eksempel med hel sålestøp. Se figur 7.34.



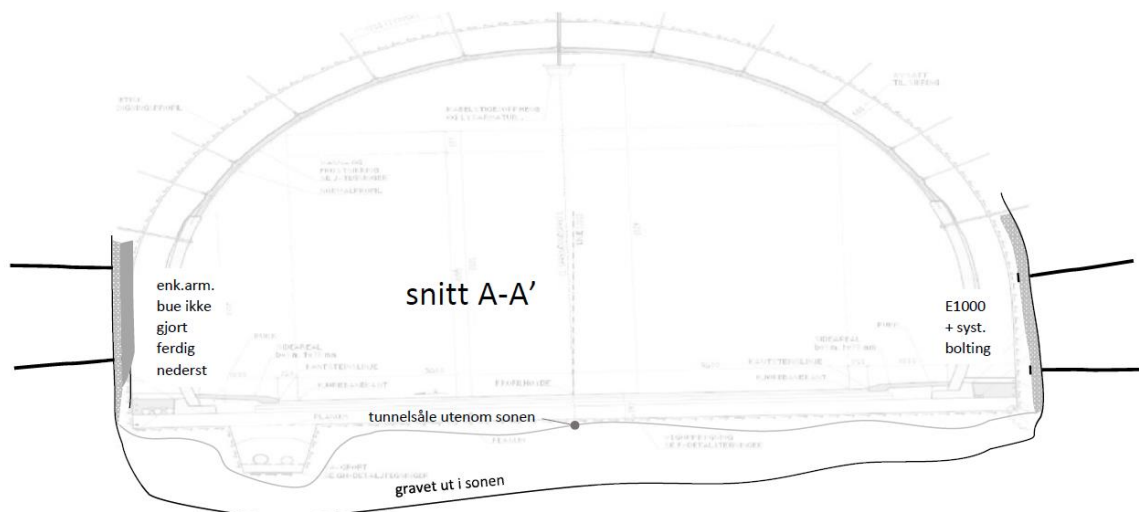
Figur 7.34 Relativt tett armering i bueformet sålestøp avsluttet mot berget utenom sonen. Åpen buearmering kan skimtes i vegg til venstre. Eksempel fra Rv. 580 Søråstunnelen i Bergen 2018. (Foto: T. Kirkeby)

Plateformet støp

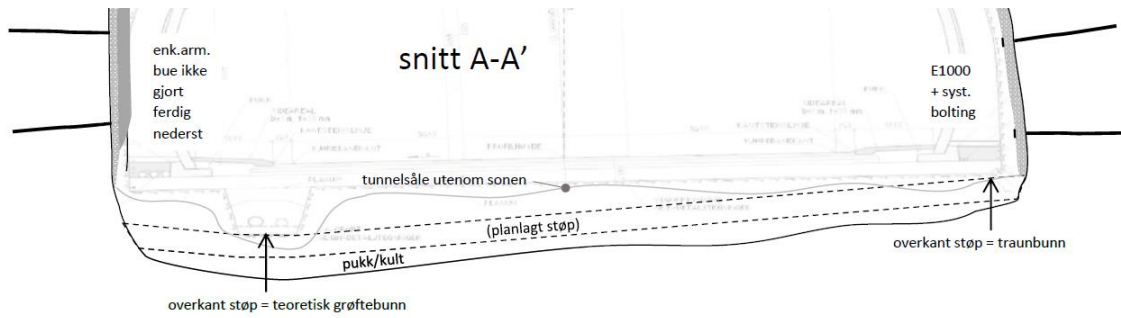
Det enkleste alternativet for soner som ikke er for mektige er en plateformet støp, skissert i figur 7.35, 7.36 og 7.37. Dypeste plassering av overkant støp er i nivå med teoretisk grøftebunn, høyeste nivå kan være mot vegg motsatt side, i nivå med traubunn, se figur 7.36. Fotbolter og armering utføres som beskrevet for bueformet støp, men her er fordelene med trykkbue borte. Det kan kompenseres med flere fotbolter, tettere armering og ev. lange stag midt i plata dersom sonen er bred. Figur 7.36 er en serie illustrasjoner for å vise etablering av en enkel, plan støp begrenset til selve svakhetssonen.



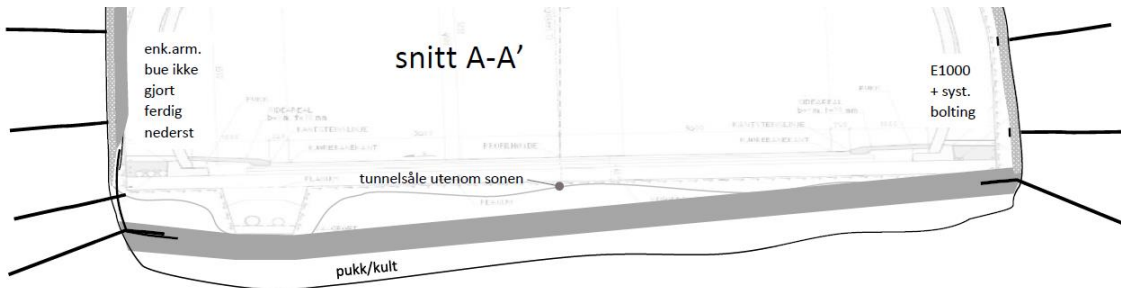
Figur 7.35 En tenkt situasjon for plateformet sålestøp sett ovenfra. En 2-3 m mektig steiltstående svakhetszone krysser tunnelen med 50° vinkel. Etablering av sålestøp lang snitt A-A' er vist i figur 7.36 (a, b, c, d). Støp i snitt B-B er vist i figur 7.37.



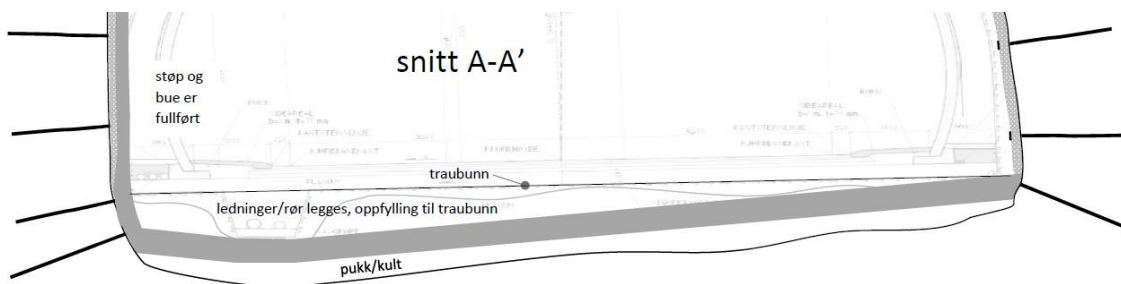
a) Det svake sonematerialet er gravd av til et nivå under teoretisk sprengningsprofil, dypt nok til at det er plass til avretting i bunn og støp.



b) Form og høyder kan endelig bestemmes, og avretting med pukk/kult og singel på topp fullføres. Boring for forankringsbolter hele veien rundt kan gjøres nå.

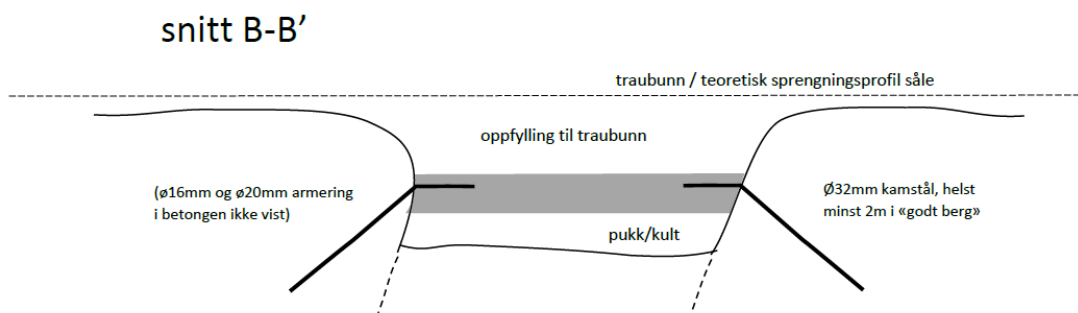


c) Ferdig støp, med $\varnothing 32$ mm gyste bolter (kun vist i veggene her), armeringen er koblet til ev. fri armering i ev. sprøytebetongbuer.



d) Alle betongarbeider ferdig, grøft og oppfylling til traubunn fullføres.

Figur 7.36 Plateformet støp



Figur 7.37 Tverrsnitt av sonen, støp og oppfylling til traubunn ferdig. Snitt B-B' i figur 7.35.

7.8.5 Annen buegeometri og sektorbuer

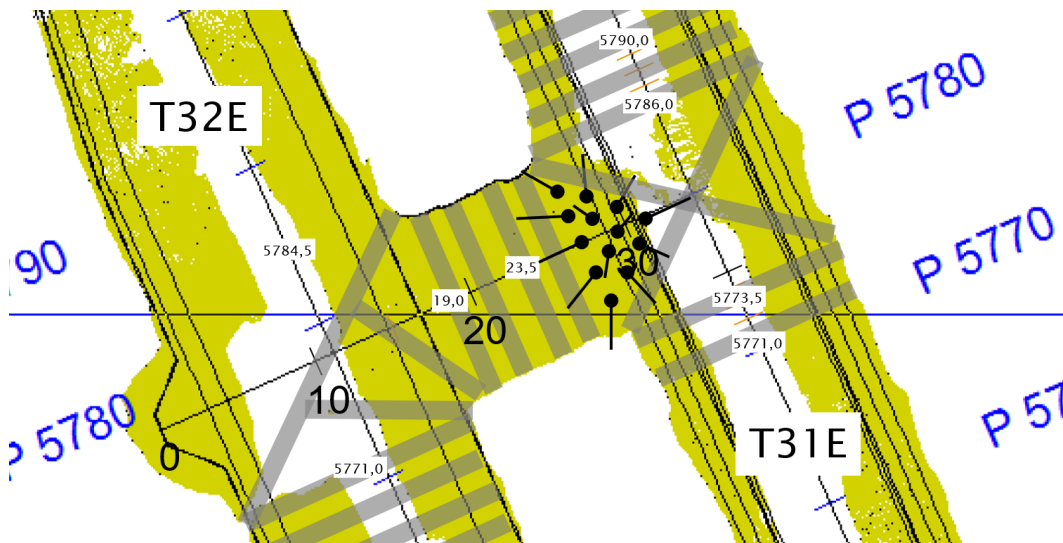
Vanligvis står sprøytebetongbuen fra såle til såle vertikalt og normalt på tunnelaksen. I noen tilfeller er det ikke mulig (eller ønskelig) å gjøre det slik. Eksempler er: behov for tung sikring med buer på skjev stuff, innenfor skrå påhugg (se kap. 7.3), utenfor tverrslag mellom to løp og ved nisjer og stoller.

Foran tverrslag og havarinisjer/teknisk rom

Tverrslag er som regel små, i størrelsesorden 4,5 x 5,5 m. Det er ikke uvanlig at entreprenøren tillates å utvide små tverrslag for å lette egen driving og transport, men det frarådes i områder med svak bergmasse og kryssende svakhetssoner.

Buer bygges som normalt der det er vanlig tunnelprofil, og så nærme tverrslag/nisjer som praktisk mulig. Rett foran tverrslag/nisjer kan det bygges kryssbuer. Figur 7.38 og 7.39 viser én mulig løsning.

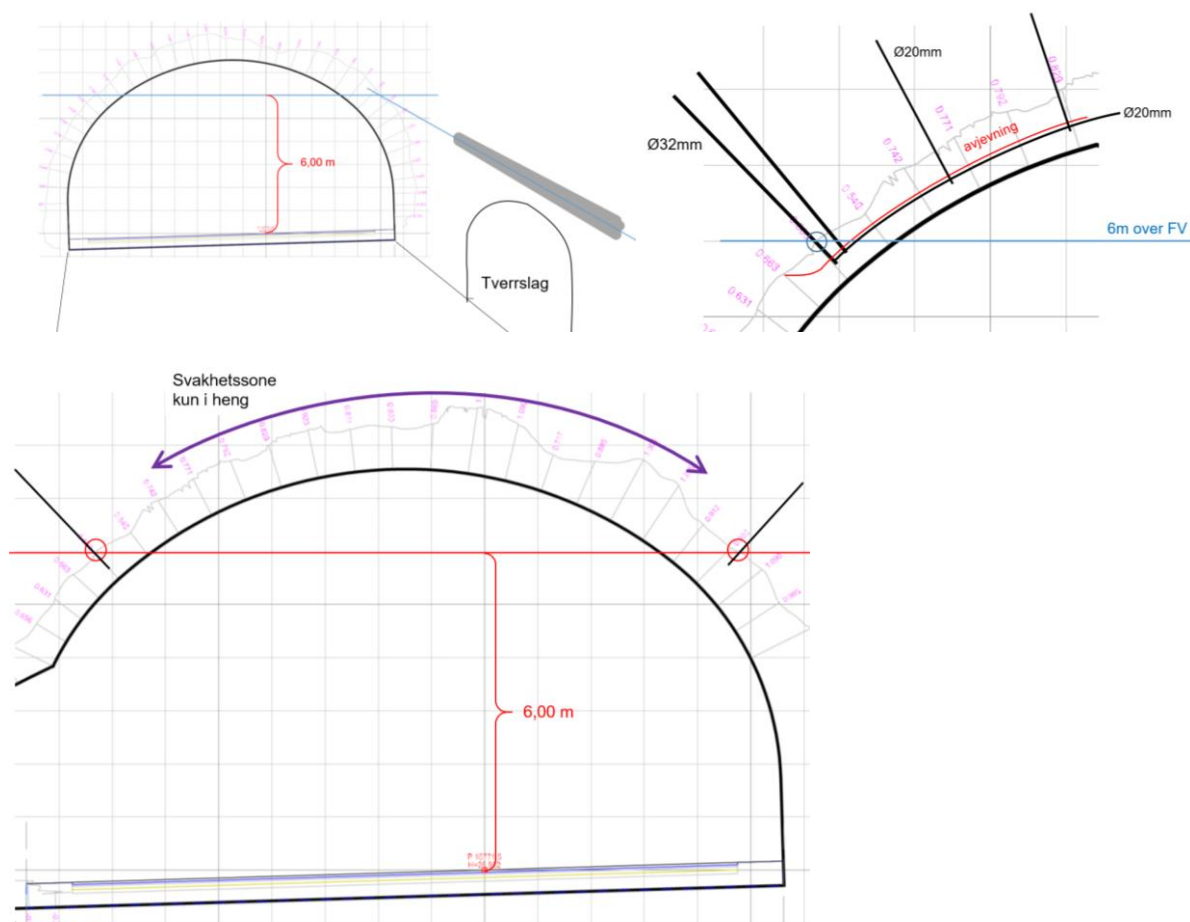
Dersom den svake bergmassen bare er i deler av profilet og det er godt berg over tverrslag og/eller nisje kan det bygges en armert, \varnothing 32 mm-forankret betonghulle over tverrslag/nisje (figur 7.40).



Figur 7.38 Eksempel med tung sikring i form av armerte sprøytebetongbuer for en bred svakhetssone som skjærer tunnelene gjennom et utvidet tverrslag. Gyste bolter i en av trekantene er vist med ansett og stikning. Lyshorntunnelen på E39 Os-Bergen. Foto av buene er vist figur 7.39.



Figur 7.39 Kryssbuene fotografert fra pel 5770 i figur 7.38. (Foto: T. Kirkeby).



Figur 7.40 En omtrent 10 m bred svakhetszone er sikret med hele sprøytebetongbuer før og etter tverrslag/nisje. Siden sonen kun er i heng, kan det bygges buesegmenter med støtte på sprøytebetonghyller forankret med gyste bolter. Dersom bueformen er ønskelig kan i prinsippet deler av en bue konstrueres hvor som helst i tunnelprofilen.

7.9 Omfang og kontroll i byggefasen etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

7.9.1 Generelt

Byggherre, ved prosjektleder, bestiller utvidet kontroll etter Eurokode 7 i byggefasen (se også kap. 2.3). Utvidet kontroll i byggefasen starter opp like før oppstart og fortsetter fram til ferdig prosjekt og til ingeniørgeologisk sluttrapport er levert og kontrollert. For å sikre kontinuitet gjennom prosjektet anbefales at samme person/foretak har utvidet kontroll i hele tidsperioden.

Kontroll, inklusive befaringer, utføres sammen med representant fra byggherre som har vært involvert i drive- og sikringsarbeidene, fortrinnsvis ansvarlig geolog/kontrollingeniør. Resultater fra utvidet kontroll rapporteres i rapport/notat til prosjektleder iht. bestilling.

Utvidet kontroll kommer i tillegg til vanlig kontroll (egenkontroll og kollegakontroll). Utvidet kontroll i geoteknisk kategori 3/ utførelseskontrollklasse 3 utføres som en faglig kontroll.

7.9.2 Innhold og rapportering

Innledende kontroll er gjennomgang av geologisk/ingeniørgeologisk bemanning, kontrollplaner for sikring og byggherrens rutiner for oppfølging, bestilling og dokumentasjon av geologi og permanent sikring. Rapporter og dokumentasjon gjennomgås, herunder utført geologisk/ingeniørgeologisk kartlegging, kartleggingsskjema, analyserapporter, kjernelogger, fotografier, kontrollørmeldinger o.a.

Eksempler på punkter som kontrolleres i byggefasen av en tunnel er:

- Ingeiørgeologi: oversikt kartlegging, kontinuerlig kartlagt eller ikke, Q-verdier, planlagt sikring (sikringsklasse), utført sikring.
- Bergforhold/bergforhold funnet under byggefasen som ikke er i henhold til konkurransegrunnlag. Eventuelle endringer som skyldes at bergforhold og bergsikring avviker fra prosjektet.
- Eventuell vurdering av geoteknisk kategori, omklassifisering i løpet av byggefasen. Dokumentert og begrunnet.
- Observasjon/registrering av utført permanent sikring, områder med bart berg.
- Samsvar mellom geologisk kartlegging/registrering og utført stabilitetssikring. Metoder og omfang. Eventuelle områder, strekninger det ikke var mulig å vurdere.
- Stabilitetssikring: Permanent bergsikring utført/ikke utført iht. plan, sprøytebetongkvalitet (for eksempel felt som er sandig/porøs), boltedetaljer (synlige avvik ved plate, kule), sprøytebetongbuer (overdekning, jevnhet). Enkelttilfeller eller over strekninger.
- Bolteretning i forhold til sprekker og slepper.
- Utførte analyser (vann, poretrykk, leire), spenningsmålinger og andre målinger og undersøkelser (for eksempel spesielle bergarter, radon).
- Sikring i profilutvidelser (nisjer, tverrforbindelser). Eventuelle anbefalinger for tilleggssikring, utbedringer eller annet.
- Påpeke spesielle forhold. For eksempel: påhugg flyttet etter konkurransegrunnlag, tverrslag eller nisjer som entreprenøren har etablert under driving – betydning/ulempe for ferdig tunnel.
- Toløpstunneler: oppfølging ved lav bergoverdekning og/eller områder der tunnelprofilen utvides på grunn av tung sikring.
- Andre forhold: er det satt samme krav til sikring i tverrslag, rømningstunneler, ramper?
- For sluttrapport: finnes en oversikt over partier som anbefales kontrollert ved fremtidige tunnelinspeksjoner: pel nr., kommentar, beskrivelse?

For toløpstunneler gjennomføres kontroll og rapportering for hvert tunnellopp.

I rapport angis generelle opplysninger om tunnelen: Lengde, antall tunnellopp, hovedtyper av bergarter, geotekniske kategorier (soner med geoteknisk kategori 3), oppstart, antall meter drevet, planlagt gjennomslag. Dato og pelnummer for befaring (fra-til) angis i rapport, sammen med informasjon om befaringen er utført fra såle eller fra lift.

I rapport kan presentasjon gis i tabellform. Eksempel:

Pelnr. Fra/til	Tema (f.eks. sikring)	Merknad fra utvidet kontroll	Kommentar fra prosjektleder (Etter gjennomgang av mottatt rapport)

I rapport beskrives eventuell anbefalt utbedring, tilleggssikring eller målinger, også vist ved markering av alvorlighetsgrad. Prosjektleder kvitterer ut merknader (tatt til følge/ikke tatt til følge), eventuelt med begrunnelse. Den samlede dokumentasjonen fra utvidet kontroll arkiveres sammen med øvrig dokumentasjon.

8 VANN- OG FROSTSIKRING I TUNNEL

8.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 8 krav til vann- og frostsikring i tunnel. I dette kapittelet gis utfyllende kommentarer og veiledning til noen temaer.

Berget som byggemateriale har lang tradisjon i norsk tunnelbygging. Bergsikringsstrategien er basert på bergmasseklassifisering og dimensjonering for 100 års levetid. Frittstående vann- og frostsikringskledning dimensjoneres for 50 års levetid. Dimensjoneringskravene har medført at dagens godkjente vann- og frostsikringsløsninger er både funksjonssikre og stabile over tid.

Ny teknologi og nye materialer vil alltid være aktuelle for utvikling av nye løsninger til vann- og frostsikring. Innovasjon på fagområdet forankres i pilotprosjekter og kostnadsoptimale valg av nye og forbedrede løsninger.

8.2 Frost i tunneler

8.2.1 Frostdimensjonering

Frostdimensjonering av vann- og frostsikring tar utgangspunkt i F_{10} ($h^{\circ}C$), lokal verdi ved tunnelåpningene. F_{10} er definert som den frostmengden som statistisk sett overskrides én gang i en 10-årsperiode.

Frostmengder, inklusive korreksjonsfaktorer, er gitt i kommunetabeller i vegnormal N200 [4]. Frostmengden ved aktuelt tunnelpåhugg kan være svært forskjellig fra frostmengden oppgitt for kommunesenteret. Det er derfor av avgjørende betydning at korrekt frostmengde fastsettes lokalt ved tunnelpåhuggene. Som supplement til kommunetabellen er det vist en kartløsning med frostmengder og årsmiddeltemperatur [4].

8.2.2 Frostinntrengning

Det er flere fysiske årsaker til at frost trenger inn i tunneler. Disse kan oppsummeres som følger:

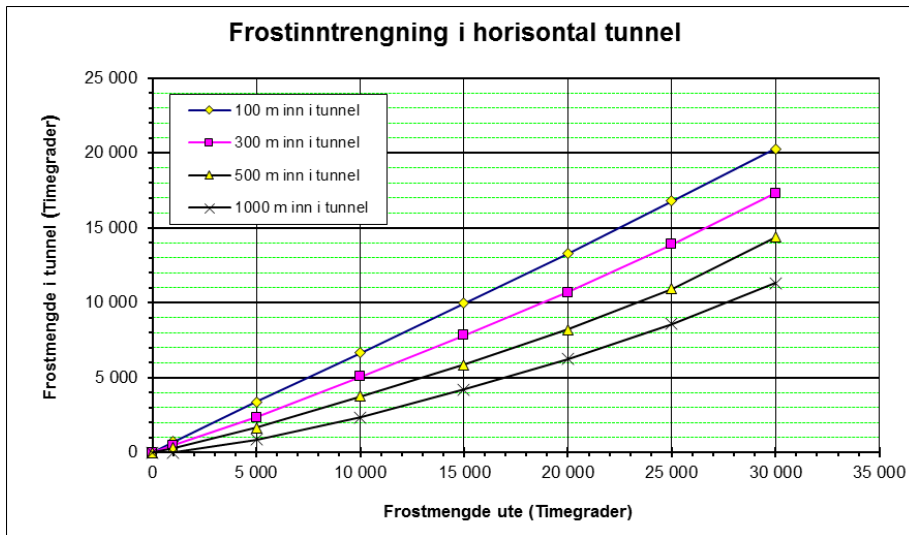
- Den drivende kraften for naturlig utskifting av luft i tunneler er temperaturforskjellen der varm luft er lettere enn kald og stiger og blir erstattet av kald tung luft (pipeeffekt).
- I horisontale tunneler strømmer varm luft ut ved åpningene og erstattes av kald luft nede ved vegbanen. I korte tunneler og ved langvarig kulde vil kaldluften etter hvert trenge gjennom hele tunnelen. Fremherskende vindretning, mekanisk ventilasjon og stempeleffekten fra trafikken påvirker frostinntrengningen.
- I høytrafikk-tunneler med to løp og ventilasjon i trafikketretningen, er ventilasjon og stempeleffekt dominerende. Frost trenger langt inn i trafikketretningen og nesten ingen frost trenger inn fra utkjørselsiden. Frostinntrengningen i disse tunneler er lite påvirket av pipeeffekten. Også undersjøiske tunneler med to løp har et tilsvarende frostprofil.
- Undersjøiske tunneler viser seg i stor grad å være påvirket av lokalklimatiske forhold. De fleste ligger i områder med liten frostbelastning, men lokalt kan frost trenge langt inn.
- Noen lange tunneler kan ligge på klimaskillet. Frostinntrengningen i disse tunnelene kan derfor avvike fra det normale bildet f.eks. ved påvirkning fra høytrykk/lavtrykk.
- I tunneler med asymmetrisk frostprofil (lengre tunneler med stigning og enveis høytrafikk-tunneler) er det sjelden at nevneverdig frost trenger lenger enn 200-300 m fra øvre åpning / åpning med utkjørende trafikk.

Se også kap. 10.2 om ventilasjonsberegninger.

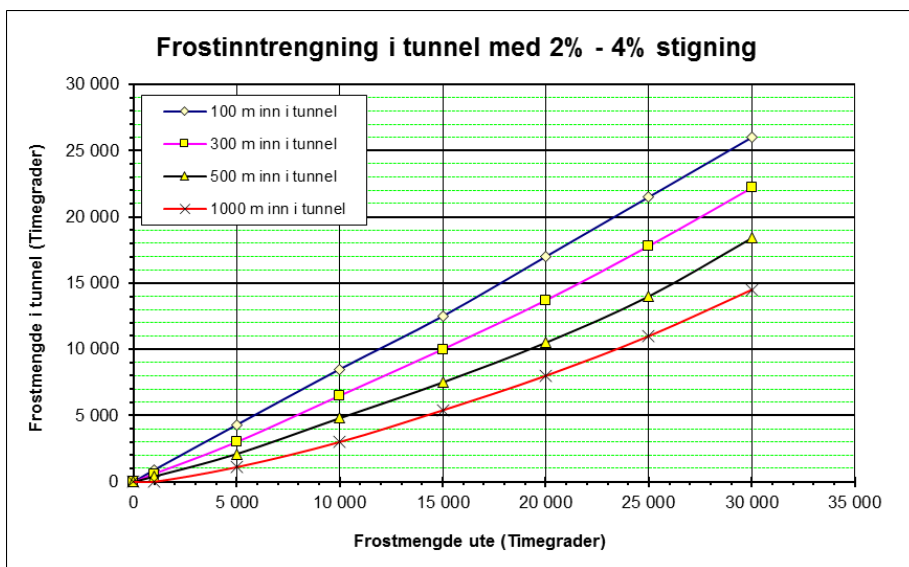
Frostinntrengningen i vegtunneler kan klassifiseres i fire hovedgrupper:

- Horisontale tunneler
- Tunneler med stigning
- Undersjøiske tunneler
- Tunneler med enveistrafikk.

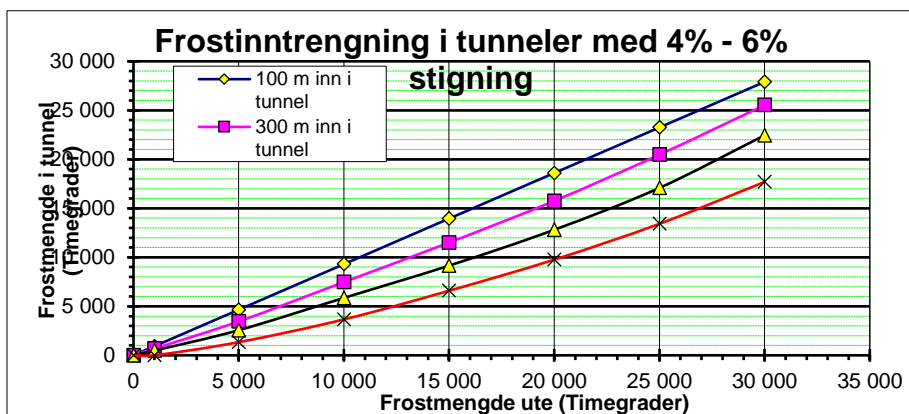
Hver av gruppene har et karakteristisk frostmengdeprofil [89]. Frostinntrengningen kan anslås fra diagrammene i figur 8.1 – 8.6, som viser plott av frostmengden i tunnelluft mot frostmengden utenfor tunnelen. Forutsetningen er at frostmengden ved tunnelpåhugget er kjent (målt eller beregnet). Som dimensjonerende frostmengde i diagrammene, figur 8.1 – 8.6, er det benyttet data fra de tidligere kommunetabellene.



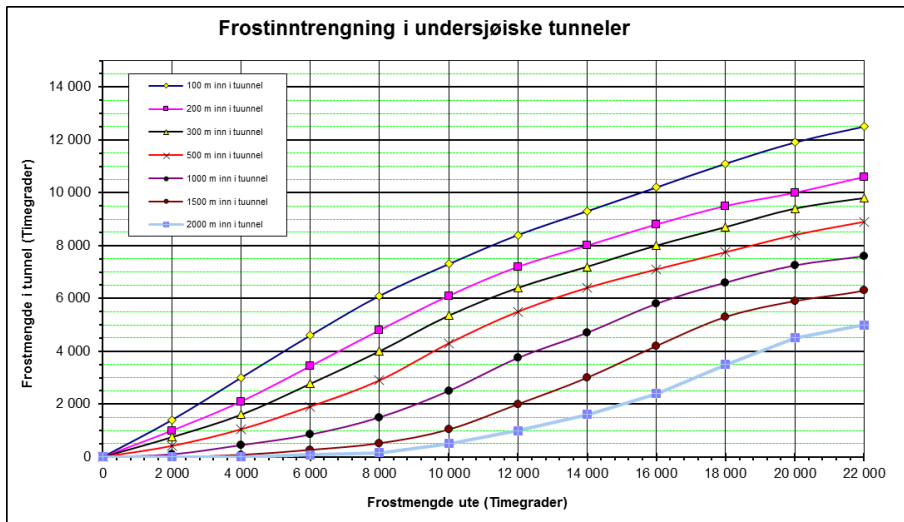
Figur 8.1 Frostinntrengning i horisontal tunnel [89]



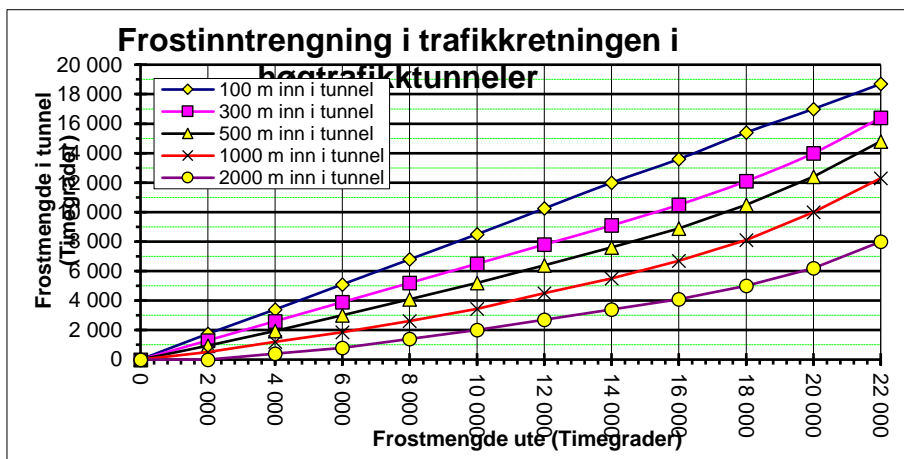
Figur 8.2 Frostinntrengning i tunnel med 2% - 4% stigning [89]



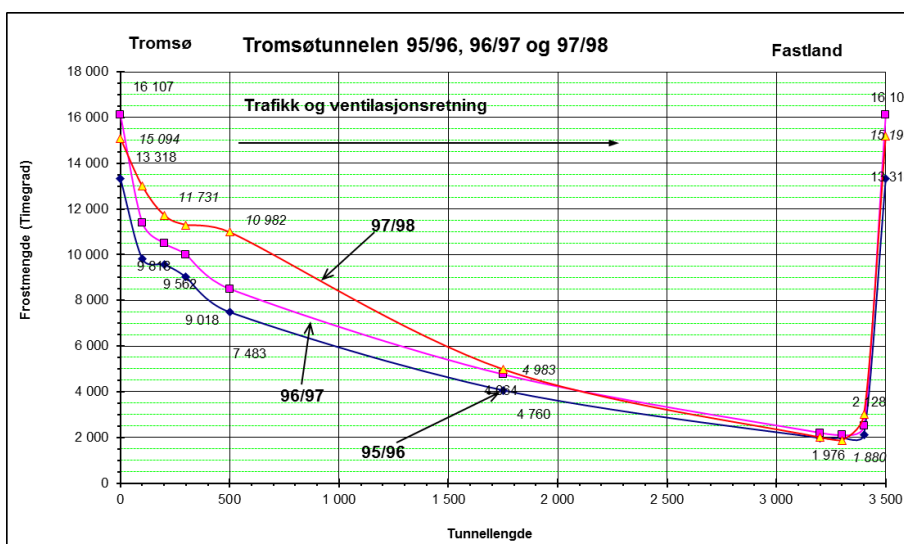
Figur 8.3 Frostinntrengning i tunneler med 4% - 6% stigning [89]



Figur 8.4 Frostinntrengning i undersjøiske tunneler [89]



Figur 8.5 Frostinntrengning i trafikketretningen i høgtrafikk-tunneler/ tunneler med enveistrafikk [89]



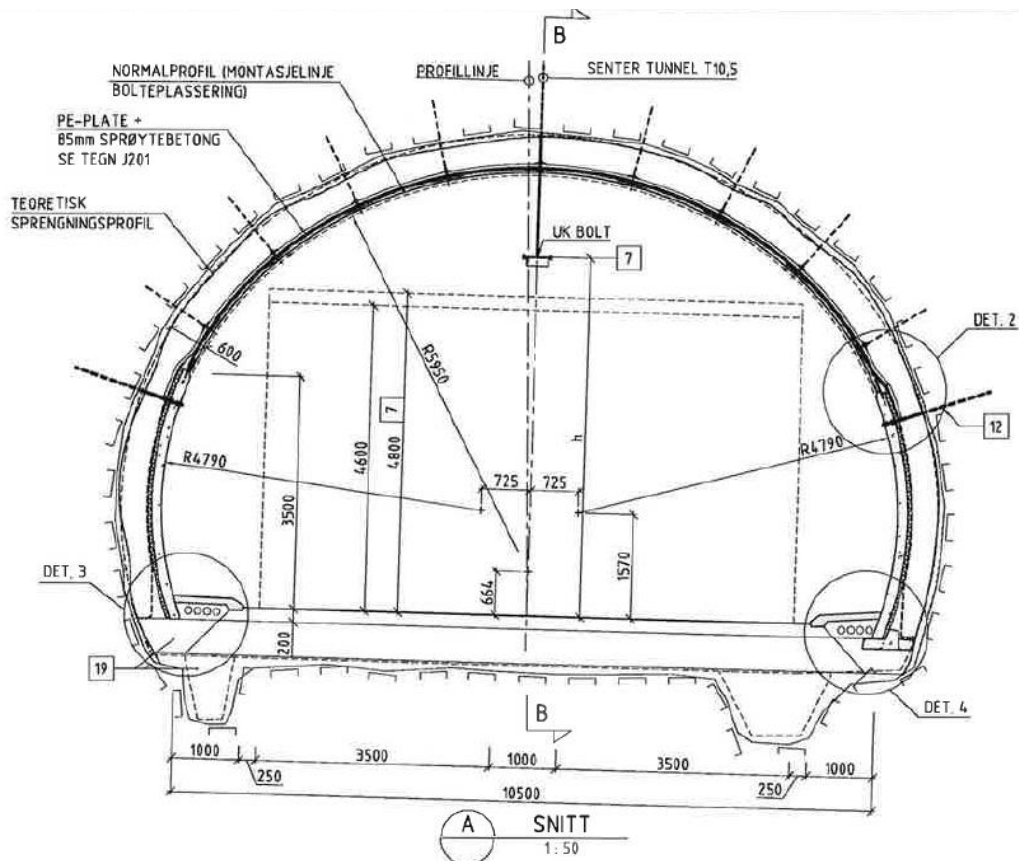
Figur 8.6 Eksempel på frostprofil i høgtrafikk-tunnel/enveistrafikk, Tromsø 1996 - 1998. Frostprofilene viser liten variasjon fra år til år selv med stor variasjon i frostmengden [89]

8.3 Konstruksjonstyper

De aktuelle typer av vann- og frostsikringskonstruksjoner er:

- Hvelv av sprøytebetong
- Kombinert veggelementer av betong og sprøytebetong i heng
- Hvelv av betonelementer
- Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran
- Støpt betonghvelv med membran; i soner med dårlig berg - kombinert med bergsikring.

En skisse med eksempel på hvelv av betonelementer i vegg og sprøytebetong i heng er vist i figur 8.7. For skisser og detaljer av betonelement- og sprøytebetonghvelv vises til Statens vegvesen rapport nr. 510 [71].



Figur 8.7 Skisse som viser betonelementer i vegg og PE-skum/sprøytebetong i heng, T10,5 [71]

Mikro pp-fiber til betong i vann- frosthvelv tilføres for å hindre/reducere avskalling av betong ved en brann, som beskyttelse av både armering og brennbar isolasjon bak hvelvet, samt unngå skader pga. eksplosiv avskalling av betong ved en brann. Se for eksempel Statens vegvesen rapport nr. 139 [90].

8.4 Konstruksjonsdetaljer

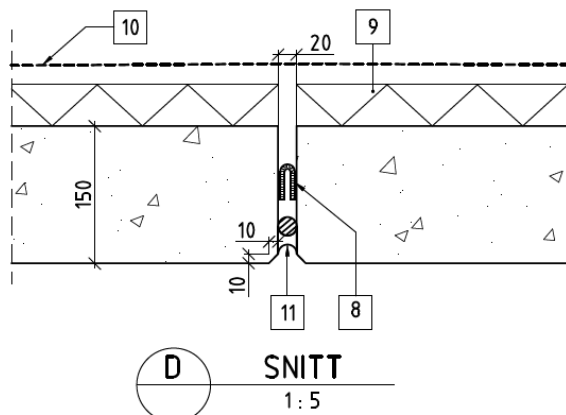
8.4.1 Frostisolasjon

Frostisolasjonsmaterialer som er i vanlig bruk i norske tunneler er PE-skum som kombinert vann- og frostsikring, brannsikret med sprøytebetong, og XPS som frostisolasjon bak betonelementer, med membran som vannsikring.

8.4.2 Betonelementer

Fuger mellom betonelementer tettes. Dette gjøres for å hindre at en brann skal komme til brennbar isolasjon bak hvelvet, samt for å hindre frostoppygging bak hvelv.

Prinsippkisse av fuge og brannsikring av fuge er vist i figur 8.8, fra Statens vegvesen rapport nr. 510 [71].



Figur 8.8 Skisse av fuge mellom betongelementer. Fugen er tett med mineralull (8) og fugeforsegling med fugemasse inkl. bakfyllingslist (11). [71]

8.4.3 Nettarmert sprøytebetong

Hvelv av nettarmert sprøytebetong utgjør brannsikring av:

- hvelv av PE-skum som vann- og frostsikring,
- membranhvelv montert som vannsikring i tunneler med lav frostmengde ($F_{10} < 8\ 000\ \text{h}^\circ\text{C}$).

Oversikt over typer av utførelse, med bolteavstand og dimensjoner på armeringsnett er vist i tabell 8.1.

Tabell 8.1 Bolteavstand og armeringsnett for hvelv av nettarmert sprøytebetong

	Bolteavstand m	Armeringsnett	Øvrige merknader
Membranhvelv	1,2x1,2	K 131	Metode for heft til betong
PE med overlapp	1,2x1,2	K 131	
PE kant i kant	1,375x1,375	K 189	Plateskjøt vannavskjermes

PE-platene har som regel bredde 2,75 m. Platene kan skjøtes med overlapp, eller platene monteres kant mot kant med ekstra vannavskjerming av skjøten. Metodene kombineres i for eksempel tverrsnittsendringer eller utvidelser i den enkelte tunnel. Kant-skjøten vannavskjermes med en overlappende ensidig påsveiset PE-membran ('PE-skjørt') på baksiden.

Anbefalte dimensjoner på PE-skjørt:

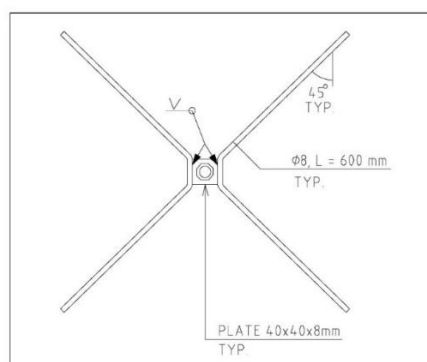
- Tykkelse 6-8 mm
- Kryssbundet, densitet $\geq 30\ \text{kg/m}^3$,
- Bredde min. 500 mm, overlapp med PE-skum-platen 100-150 mm.

Vanntetthet av horisontale og vertikale skjøter sikres før sprøyting på PE-platene. For å oppnå tetthet av vertikale skjøter kan det benyttes skjøteplugger med dokumentert virkning, plassert med største senteravstand 300 mm.

Membranhvelv med nettarmert sprøytebetong er aktuell løsning for bruk i områder med lave frostmengder ($F_{10} < 8\ 000\ \text{h}^\circ\text{C}$). Oppstramming av hvelvet er viktig for å minske bevegelse ved påsprøyting av betong. For å sikre heft til sprøytebetongen har membran i hvelvet ulike typer av løsninger. Eksempler på slike er integrerte løsninger (flosset overflate eller påsveiset nett), og separat montert tynn fiberduk.

Ved utførelse:

- Kraftoverføring mellom hvelv av sprøytebetong og bergbolt (kalt «blekksprut» eller «kråkeføtter»), se figur 8.9.

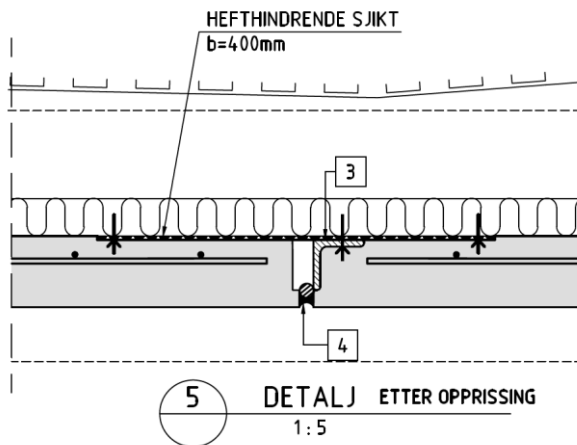


Figur 8.9 Stålskive med påsveiset armering ('blekksprut'). Total lengde diagonalt er ca. 600 mm (ca. 300 mm målt fra midten).

- Minste sprøytebetongtykkelse ved bruk av PE-skum montert kant-i-kant blir 85 mm pga. tilstrekkelig overdekning av armering K-189.
- Dilatasjonsfuger

For dilatasjonsfuger monteres egnet plastprofil e.l. som rissanviser med dimensjon minimum 70 mm, for å styre opprissingen. Armering kappes og fjernes i avstand lik overdekningen til hver side for forventet riss. Fugen forsegles med brannsikker fugemasse. Fuging avventes så lenge som praktisk mulig med hensyn til svinnbevegelse i hvelvet etter utsprøyting. Dilatasjonsfuger med åpning mindre enn 5 mm samt spalte mellom sprøytbetonghvelv og veggelement/ føringskant forsegles ikke. For tunneler med veggelementer tilpasses dilatasjonsfugene best mulig til elementfugene på hver side av tverrsnittet.

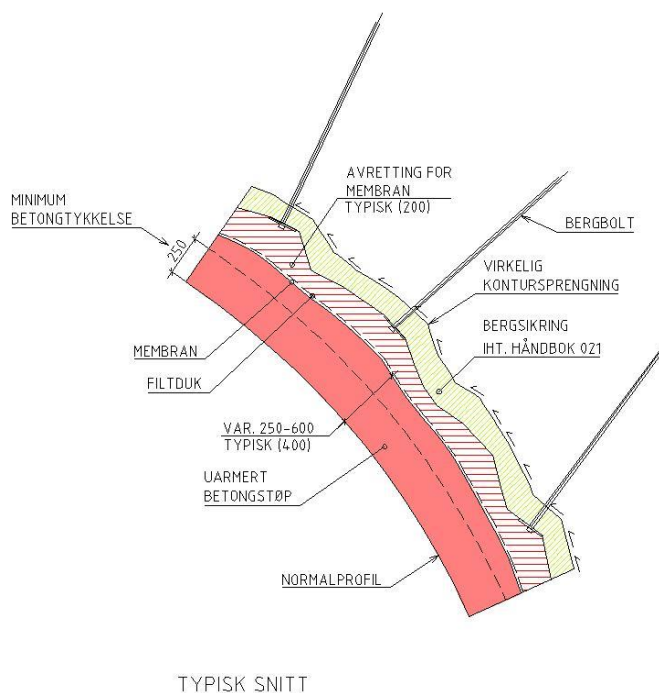
Prinsippskisse av dilatasjonsfuge i hvelv av sprøytebetong, og brannsikring av fuge er vist i figur 8.10, fra Statens vegvesen rapport nr. 510 [71].



Figur 8.10 Skisse av dilatasjonsfuge i sprøytebetonghvelv, utført med rissanviser, L-profil (3) og elastisk fugemasse (4). [71]

For å oppnå god innsprøyting av armering og armeringsforankring etc. brukes alkaliefri akselerator.

8.4.4 Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran



Figur 8.11 Skisse av kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran [91, 92]

Kontaktstøpt hvelv for vann- og frostsikring er en alternativ konstruksjon til betongelementer og sprøytebetonghvelv, og er aktuell for alle frostmengder. Løsningen er beskrevet i Statens vegvesen rapport nr. 127 [91] og nr. 130 [92], fra etatsprogrammet «Moderne vegtunneler». Prinsippskisse er vist i figur 8.11.

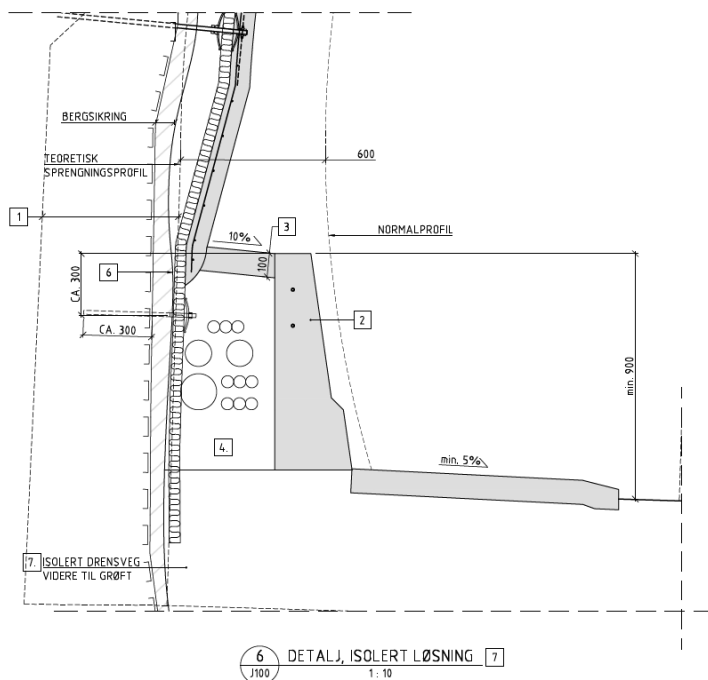
Hvelvet forutsetter at konturen er relativt jevn. Berget stabilitetssikres på vanlig måte før det avrettes med sprøytebetong. Utenpå fiberduk og membran støpes uarmert betong med tykkelse minimum 250 mm. Det benyttes betong med fasthetsklasse B35, bestandighetsklasse MF45 og kloridklasse Cl 0,1 iht. NS-EN 206+NA.

Fordelen med kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv er at det monteres uten forankringsbolter og andre korrosjonsutsatte deler. I tillegg er det ikke rom bak hvelv, som reduserer faren for frostoppygging og spredning av en eventuell brann. Løsningen vurderes spesielt i saltvannssonen i undersjøiske tunneler, hvor korrosjonsmiljøet er spesielt krevende.

8.4.5 Føringskant av betong

Føringskant av betong tilpasses til tunnelen; normalprofil, øvrige installasjoner, og utføres ikke nødvendigvis som standardisert vegrekkverk eller brurekkverk. Et eksempel er vist i figur 8.12.

Føringskanten utformes med armering og rissanviser. Fordybling er ikke nødvendig. Kanten tilpasses til trekkerør etc. Se også [71].



Figur 8.12 Skisse som viser eksempel på føringskant av betong [71]

9 DRENERING

9.1 Drenssystemer i tunnel

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 9 krav til drenering, vegfundament og vegdekke. I dette kapittelet gis noen utfyllende kommentarer og veiledning til temaet drenering. For utslipp av vann, se kap. 3 Ytre miljø.

Når tunnelen er drevet vil fordelingen mellom våte og tørre partier og samlet mengde vann være kjent. Først da vil rørdimensjoner mv. for drenssystemet kunne fastsettes endelig. Hvilke områder som er tørre/ våte er ofte avhengig av årstid, nedbørintensitet samt at lekkasjer flytter på seg.

Som hovedregel legges drenssystemet etter at tunnelen er ferdig drevet for å unngå tilslamming. Der det er aktuelt med legging av drenssystemet parallelt med driving, dimensjoneres eventuell uforutsett økning i lekkasjemengden og fare for tilslamming. Tiltak er å legge en midlertidig ledning for drifts- og lekkasjevann i tillegg.

9.2 Grøfter

Grøften plasseres i tilstrekkelig avstand fra tunnelveggen slik at fundamentering for vann- og frostsikringskonstruksjoner og sikringsstøp kan utføres utenfor grøft i sålenivå. I tilfeller med store lekkasjer kan det være hensiktsmessig å anlegge grøfter på hver side i tunnelen.

Til frostsikring av grøfter benyttes skumglassgranulat, lettklinker, eller isolasjonsplater (N200 [4]).

I de tilfeller isolasjonsplater benyttes til frostsikring av grøfter, benyttes ekstrudert polystyren (XPS) med tykkelse minimum 50 mm, for å begrense fuktopptak i platene. For utførelse, se N200 [4].

9.3 Pumpestasjoner, pumpeledninger

Pumpestasjonen består som regel av pumpearrangement og pumpemagasin. I tillegg kommer egen slamutskiller, eventuelt oljeutskiller for å beskytte pumper.

Pumpeledninger kan utføres i plast så lenge krav til trykkklasse kan oppfylles.

Se også Teknologirapport nr. 2402 [93] Trinnpumping i undersjøiske tunneler.

Ved trinnpumping ledes drensvannet inn i den nedenforliggende trinnpumpestasjonen, slik at ikke alt vannet ledes helt til bunnen av tunnelen. Det betyr at drenssystemet seksjoneres for hver trinnpumpestasjon. Dette kan gjøres ved at drensledningen, eller transportledningen der slik benyttes, føres inn på slam-kammer i trinnpumpestasjonen. For å få med lekkasjevannet fra sålen som renner utenom drensledningen, kan det ved hver stasjon etableres en terskel eller en avskjæringsgrøft der vannet ledes inn på drensledningen og videre til slamkammer.

En enkel pumpestasjon like innenfor portalen tar hånd om overvann fra forskjæring og omliggende terreng, og med kapasitet for å håndtere overvannet fordi avrenningen kan være betydelig i nedbørsperioder. Denne pumpestasjonen er uavhengig av det øvrige pumpesystemet.

10 TEKNISKE ANLEGG

10.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 10 krav til tekniske anlegg. I dette kapittelet gis utfyllende kommentarer og veiledning angående ventilasjon – med ventilasjonsberegninger.

For belysning i tunnel vises til veiledning V124 Teknisk planlegging av veg- og tunnelbelysning [94]; kap. Tunnelbelysning.

10.2 Ventilasjon

10.2.1 Beregning av nødvendig friskluftbehov og kontroll av luftkvalitet

Dimensjoneringsår og trafikkmengde

Forurensningsnivået beregnes i dimensjonerende time. Dimensjonerende timetrafikk er den trafikkmengde (kjt/t) som overskrides inntil 30 ganger per år. Se eksempler på trafikkvariasjoner i V714 Veileder i trafikkdata [95]. Ved ukjent trafikkfordeling, antas 2/3 av trafikken å kjøre i den mest ugunstige retningen, det vil si i stigning eller mot den valgte ventilasjonsretningen. Dimensjonerende timetrafikk deles opp i to kjøretøygrupper:

- Lette kjøretøy omfatter biler med totalvekt inntil 3,5 tonn eller lengde inntil 5,6 m.
- Tunge kjøretøy omfatter lastebiler, vogntog, busser og varebiler med lengde over 5,6 m.

Begge gruppene deles inn etter drivstoff/utslipp:

- LettB: Lette kjøretøy med bensin- eller gassdrift (også bensin hybrider)
- LettD: Lette kjøretøy med dieselmotor (også diesel hybrider).
- Lett: Alle lette kjøretøy uavhengig av motorteknologi (også utslippsfrie)
- TungD: Tunge kjøretøy med dieselmotor
- Tung: Alle tunge kjøretøy, uavhengig av motorteknologi.

SSBs statistikk for fylkesvis antall el-biler gir nyttig informasjon ved utarbeiding av trafikkprognoser for utslippsfrie biler.

Aktuelle stoffer for luftforurensning i tunneler

Friskluftbehov i tunneler beregnes fra dimensjonerende konsentrasjoner av [1]:

- Nitrogendioksid (NO₂)
- Karbonmonoksid (CO)
- Eksospartikler (EP), måles som PM_{2,5}

Begrepet eksospartikler brukes her for å markere at beregninger av friskluftbehovet baserer seg bare på eksos som utslippskilde. Eksospartikler er svevestøv som er mindre enn 2,5 µm. For å ta hensyn til bakgrunnskonsentrasjonen brukes PM_{2,5} som også inkluderer andre kilder (ligning 5). Måleapparater måler PM_{2,5}. Som regel beregnes friskluft basert på utslipp av NO₂ og EP. I tunneler med gang- og sykkeltrafikk beregnes i tillegg friskluftbehov basert på CO.

For de fleste tunneler vil utslipp ved normal trafikk være mest riktig for å dimensjonere ventilering. I tunneler der det kan oppstå køkjøring, er det egne ligninger som beregner friskluftbehovet ved køkjøring. I det følgende gis ligninger som beskriver friskluftbehovet for hver av disse stoffene. Tabell 10.1 viser hvilke stoff det skal beregnes ved vanlig trafikk, og alternative beregninger ved kø og tilleggsberegninger for tunneler som er tilrettelagt for gående og syklende.

Tabell 10.1 Hvilke stoffer som avgjør friskluftbehovet ved ulike alternativer.

Stoff	Vanlig trafikk	Alternativ når tunnelen rammes av rushtrafikk / køkjøring	Tillegg når tunnelen er tilrettelagt for gående og syklende
NO ₂	Ligning (1a)	Ligning (1b)	
EP	Ligning (2a)	Ligning (2b)	
CO			Ligning (3)

Basisfaktorer for avgassutslipp

Utslippsnivå av avgasser endrer seg raskt som følge av teknologiutvikling innen bilindustrien. I tillegg varierer utslippet med hastighet i tunnelen. Det er ikke hensiktsmessig å fastsette utslippsfaktorer i veiledningen, basisfaktorer kan derfor hentes fra *vegvesen.no*. Nettstedet viser utslipp som funksjon av årstall og hastighet for lette bensinbiler, lette dieserbiler og tunge dieserbiler.

Korreksjonsfaktorer ved kjøring i stigning

Utslipp av avgasser endrer seg når kjøretøyene kjører i stigning. En faktor i ligningene for avgass korrigerer for dette. Det er egne korreksjonsfaktor for hver avgass.

NO₂-produksjon

Produksjon av NO₂ for fri flyt er gitt i Ligning (1a) og produksjon av NO₂ i kø er gitt i Ligning (1b).

$$Q_{NO_2} = \left((q_{NO_2,lettB} \cdot M_{lettB} \cdot k_{s,lettB}) + (q_{NO_2,lettD} \cdot M_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{NO_2,tung} \cdot M_{tung} \cdot k_{s,tung}) \right) \cdot L$$

$$\left[\frac{g}{t} \right] = \left(\left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) \right) \cdot [km]$$

Ligning (1a)

$$Q_{NO_2} = \left((q_{NO_2,lettB} \cdot D_{lettB} \cdot k_{s,lettB}) + (q_{NO_2,lettD} \cdot D_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{NO_2,tung} \cdot D_{tung} \cdot k_{s,tung}) \right) \cdot v \cdot L$$

$$\left[\frac{g}{t} \right] = \left(\left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{km} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{km} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{km} \right] \cdot [-] \right) \right) \cdot \left[\frac{km}{t} \right] \cdot [km]$$

Ligning (1b)

- Q_{NO_2} Produksjon av NO₂ i tunnelen $\left[\frac{g}{t} \right]$
- $q_{NO_2,lettB}, q_{NO_2,lettD}, q_{NO_2,tung}$ Basisfaktorer for NO₂-utslipp $\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right]$
- $M_{lettB}, M_{lettD}, M_{tung}$ Trafikk mengde $\left[\frac{kjt}{t} \right]$
- $D_{lettB}, D_{lettD}, D_{tung}$ Trafikktetthet $\left[\frac{kjt}{km} \right]$
- $k_{s,lettB}, k_{s,lettD}, k_{s,tung}$ Korreksjonsfaktor for NO₂ for stigning (Tabell 10.2)
- L Lengde på tunnel $[km]$

Tabell 10.2 Korreksjonsfaktor for utslipp av NO₂ ved kjøring i stigning.

Korreksjonsfaktor for stigning	Symbol	- 6 %	- 4 %	- 2 %	0 %	2 %	4 %	6 %
Bensinbiler	$k_{s,lettB}$	0,4	0,4	0,6	1,0	1,4	1,9	2,4
Dieselbiler	$k_{s,lettD}$	0,3	0,3	0,5	1,0	1,5	2,2	3,0
Tunge biler	$k_{s,tung}$	0,4	0,4	0,6	1,0	1,4	1,9	2,4

Produksjon av eksospartikler (EP)

Produksjon av EP for fri flyt er gitt i Ligning (2a) og produksjon av EP i en køsituasjon er gitt i Ligning (2b).

$$Q_{EP} = \left((q_{EP,lettD} \cdot M_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{EP,tung} \cdot M_{tung} \cdot k_{s,tung}) \right) \cdot L$$

$$\left[\frac{g}{t} \right] = \left(\left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) \right) \cdot [km]$$

Ligning (2a)

$$Q_{EP} = \left((q_{EP,lettD} \cdot D_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{EP,tung} \cdot D_{tung} \cdot k_{s,tung}) \right) \cdot v \cdot L$$

$$\left[\frac{g}{t} \right] = \left(\left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{km} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{km} \right] \cdot [-] \right) \right) \cdot \left[\frac{km}{t} \right] \cdot [km]$$

Ligning (2b)

- Q_{EP} Produksjon av EP i tunnelen $\left[\frac{g}{t} \right]$
- $q_{EP,lettD}, q_{EP,tung}$ Basisfaktorer for EP-utslipp $\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right]$
- M_{lettD}, M_{tung} Trafikk mengde $\left[\frac{kjt}{t} \right]$
- D_{lettD}, D_{tung} Trafikktetthet $\left[\frac{kjt}{km} \right]$
- $k_{s,lettD}, k_{s,tung}$ Korreksjonsfaktor for EP for stigning (Tabell 10.3)
- L Lengde på tunnel $[km]$

Tabell 10.3 Korreksjonsfaktor for utslipp av EP ved kjøring i stigning.

Korreksjonsfaktor for stigning	Symbol	- 6 %	- 4 %	- 2 %	0 %	2 %	4 %	6 %
Bensinbiler	$k_{s,lettB}$	-	-	-	-	-	-	-
Dieslbiler	$k_{s,lettD}$	0,2	0,2	0,4	1,0	1,5	2,0	2,6
Tunge biler	$k_{s,tung}$	0,4	0,4	0,7	1,0	1,4	1,8	2,3

CO-produksjon, brukes for tunnel som er tilrettelagt for gang- sykkeltrafikk

Produksjon av CO for fri flyt er gitt i Ligning (3).

$$Q_{CO} = \left((q_{CO,lettB} \cdot M_{lettB} \cdot k_{s,lettB}) + (q_{CO,lettD} \cdot M_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{CO,tung} \cdot M_{tung} \cdot k_{s,tung}) \right) \cdot L$$

$$\left[\frac{g}{t} \right] = \left(\left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right] \cdot \left[\frac{kjt}{t} \right] \cdot [-] \right) \right) \cdot [km]$$

- Q_{CO} Samlet produksjon av CO $\left[\frac{g}{t} \right]$
- $q_{CO,lettB}$, $q_{CO,lettD}$, $q_{CO,tung}$ Basisfaktorer for CO $\left[\frac{g}{km \cdot kjt} \right]$
- M_{lettB} , M_{lettD} , M_{tung} Trafikk mengde $\left[\frac{kjt}{t} \right]$
- $k_{s,lettB}$, $k_{s,lettD}$, $k_{s,tung}$ Korreksjonsfaktor for stigning (Tabell 10.4)
- L Lengde på tunnel $[km]$

Tabell 10.4 Korreksjonsfaktor for utslipp av CO ved kjøring i stigning.

Korreksjonsfaktor for stigning	Symbol	- 6 %	- 4 %	- 2 %	0 %	2 %	4 %	6 %
Bensinbiler	$k_{s,lettB}$	0,5	0,6	0,8	1,0	1,4	2,2	3,4
Dieslbiler	$k_{s,lettD}$	0,5	0,5	0,9	1,0	0,9	1,0	1,0
Tunge biler	$k_{s,tung}$	0,2	0,3	0,7	1,0	1,3	1,6	1,9

Friskluftbehov og dimensjonerende faktor

Friskluftbehovet for uttynning av de respektive stoffene ($Q_{0,luft}$) beregnes på grunnlag av grenseverdien (C_{stoff}) for tillatt konsentrasjon i tunnel og bakgrunnskonsentrasjon. Dimensjonerende konsentrasjoner er gitt i [1]. Ligninger for friskluftbehovet for uttynning av hhv. NO₂, EP og CO er gitt med ligningene (4) – (6). Her brukes enheten µg/m³ for konsentrasjoner. Tidligere versjoner har brukt enheten ppm for CO og NO_x. Faktorer for omregning mellom enhetene er:

- CO: 1 ppm = 1200 µg/m³
- NO₂: 1 ppm = 2000 µg/m³

$$Q_{0,luft,NO_2} = \frac{Q_{NO_2}}{C_{NO_2} - BC_{NO_2} - 60} \cdot \frac{10^6}{3600}$$

Ligning (4)

$$Q_{0,luft,EP} = \frac{Q_{EP}}{C_{EP} - BC_{PM_{2,5}}} \cdot \frac{10^6}{3600}$$

Ligning (5)

$$Q_{0,luft,CO} = \frac{Q_{CO}}{C_{CO} - BC_{CO}} \cdot \frac{10^6}{3600}$$

Ligning (6)

Ligningene har enhetene:

$$\left[\frac{m^3}{s} \right] = \frac{\left[\frac{g}{t} \right]}{\left[\frac{\mu g}{m^3} \right] - \left[\frac{\mu g}{m^3} \right]} \cdot [-] / \left[\frac{s}{t} \right]$$

Bakgrunnskonsentrasjonene, BC_{NO_2} og $BC_{PM_{2,5}}$, kan hentes fra nettstedet *Modluft*. Ved toløpstunneler kan det ventes økt bakgrunnskonsentrasjon på grunn av at forurenset luft overføres mellom tunnellopene. Dette vurderes ut fra lokale terreng- og vindforhold.

Den største av de to, eller tre, verdiene ($Q_{0,luft,NO_2}$, $Q_{0,luft,EP}$, $Q_{0,luft,CO}$) brukes til å beregne dimensjonerende trekk i tunnelen. Friskluftbehovet regnes om til aktuelt trykk og temperatur i tunnelen og divideres på tunneltverrsnittet for å finne dimensjonerende trekk:

$$u_t = Q_{0,luft} \frac{p_0 \cdot T}{p \cdot T_0 \cdot A_N \cdot 3600}$$

$$\frac{m}{s} = \frac{m^3}{s} \frac{kPa \cdot K}{kPa \cdot K \cdot m^2 \cdot [-]}$$

- u_t Dimensjonerende trekk i tunnelen
- $Q_{0,luft}$ Dimensjonerende luftmengde
- p_0 101,3 kPa (1013 mB)
- T_0 273,15 K (0° C)
- p Aktuelt lufttrykk (normalt lufttrykk korrigert for høyde over havet)
- T Aktuell temperatur i tunnelen [K]
- A_N Tverrsnitt målt i normalprofilen [m²], tabell 10.5

Dimensjonerende trekk beregnes i normalprofilen uavhengig av type og omfang av vann- og frostsikring i tunnelen.

Utstyr for kontroll av luftkvalitet

Måleinstrumenter for kontroll av luftkvalitet i tunneler dekker følgende måleområder:

- NO₂: 0 – 5 ppm tilsvarende 0 – 10 000 µg/ m³
- NO: 0 – 50 ppm tilsvarende 0 – 100 000 µg/ m³
- CO: 0 – 200 ppm tilsvarende 0 – 240 000 µg/ m³
- PM_{2,5}: 0 – 1000 µg/m³ (PM_{2,5} dekker utslipp av eksospartikler, EP)

Det er ikke nødvendig å måle både NO₂ og NO. I eksisterende tunneler kan NO-sensorer brukes, men det anbefales at de erstattes av NO₂-sensorer ved oppgradering av anleggene.

Tunneler med lengde over 1,5 km og ÅDT > 1500, har et målepunkt for NO₂ nær midten. Behovet for måleutstyr i kortere tunneler vurderes ut fra ÅDT, sannsynlighet for kø og om tunnelen er tilrettelagt for gang-/sykkeltrafikk. I tunneler med gang- og sykkelveg, lengde over 500 m og ÅDT > 4000 [2], er det minimum ett målepunkt for CO og/eller NO₂.

I tunneler med toveistrafikk og lengde fra 1,0 til 3,0 km, kan måleutstyr for NO₂, og eventuelt CO plasseres ved havarinisjene 0,5 – 1,0 km inn fra portalene. I tunneler med lengde fra 3,0 til 6,0 km, plasseres i tillegg måler for NO₂ ved havarinisje omtrent midt i tunnelen. I tunneler med lengde over 6,0 km kan avstanden mellom målepunktene økes til 3,0 km.

I tunneler med enveistrafikk er det ikke behov for måleutstyr i første halvdel av tunnelen. I tunneler som ventileres mot avtrekksjakt, plasseres et målepunkt ved siste havarinisje før sjakta.

10.2.2 Beregning av nødvendig skyvekraft ved langslufting

Langslufting er valgt som ventilasjonsprinsipp i norske vegtunneler. Lange tunneler kan deles opp i flere ventilasjonsavsnitt ved bygging av sjakter eller tverrslag. Avtrekk gjennom sjakter eller ventilasjonstårn kan unntaksvis brukes for å innfri krav til lokal luftkvalitet ved tunnelportalene.

Luftstrømmen i tunneler kan regnes som rørstrømning med enkle ligninger for trykktap og ventilasjonskrefter fra vifter, trafikk, vind, temperatur og klimatiske forhold. Impulsventilatorer styres automatisk for å tilføre nødvendig luftmengde til uttyning av forurensninger fra trafikken.

I tunneler med toveistrafikk er det nødvendig at ventilasjonsanlegget overvinnes stempelfekt fra trafikk mot ventilasjonsretningen. Der det velges fast ventilasjonsretning, kreves også at anlegget har tilstrekkelig kapasitet til å overvinne naturlige ventilasjonskrefter.

Beregning av trykktap:

$$\Delta p_{\text{trykktap}} = \left(i + 1,0 + \lambda \cdot \frac{L}{D_H} \right) \cdot \frac{\rho}{2} \cdot u^2$$

$$[Pa] = \left([-] + 1,0 + [-] \cdot \frac{[m]}{[m]} \right) \cdot \frac{[kg/m^3]}{2} \cdot [m/s]^2$$

$\Delta p_{\text{trykktap}}$ = trykktap gjennom tunnelen (1,0 Pa = 1,0 N/m² = 0,01 hPa = 0,01 mb)

i = koeffisient for innløpstep som varierer fra 0,5 for rett avskåret portal til 0,2 ved traktform.

1,0 = koeffisienten for utløpstep gjennom portal med normalprofil. Det er ikke tatt hensyn til trykkgjenvinning i portaler med traktform. Koeffisienter for inn- og utløpstep vurderes spesielt hvis portalene har kassetvernsnitt eller andre avvik fra normalprofilet som gir økt lufthastighet.

λ = koeffisient for strømningsstep som varierer fra 0,025 i moderne tunneler med glatte overflater til over 0,04 i en del eldre tunneler. Faktoren inkluderer strømningsstep ved standard plassering og utforming av havarinisjer og veggmonterte skilt. Trykktap fra store overhengende skilt m.m. kan beregnes med egen formel.

L = tunnellengde

D_H = hydraulisk diameter, tabell 10.5

ρ = luftens tetthet ved gjennomsnittstemperatur i tunnelen. Hvis bergtemperaturen er ukjent, kan verdien settes til 1,25 kg/m³ ved havnivå, 1,30 kg/m³ i undersjøiske tunneler og 1,20 kg/m³ i tunneler som ligger ca. 400 m over havet.

u = dimensjonerende trekk i normalprofilet

Formelen for trykktap gjelder ved jevn trekk i tunnelen. Kraft til akselerasjon av lufta i tunnelen kan sidestilles med et ekstra trykktap like etter start av vifter ($K = m \cdot a$). Akselerasjonsleddet er ikke tatt inn i formelen fordi denne effekten forsvinner når luftstrømmen stabiliseres innen ti minutter etter endring av ventilasjonsnivå.

Tabell 10.5 Tverrsnitt, omkrets og hydraulisk diameter i tunnel og havarinisjer

Tunnelprofil	Normalprofil A_N [m ²]	Omkrets O [m]	Hydraulisk diameter $D_H = 4A_N/O$ [m]
T5,5	30	20	5,9
T7,5	40	24	6,7
T 8,5	50	27	7,5
T 9,5	54	28	7,6
T 10,5	60	30	8,0
T11,5	71	33	8,6
T12,5	75	34	8,8
T13,5	84	37	9,1

Ventilasjonsstrykk pga. stigning og bergtemperatur («skorsteinseffekt»)

I tunneler med stor høydendifferanse mellom portalene, kan den naturlige trekkretningen variere avhengig av om lufttemperaturen ute ligger over eller under temperaturen i tunnelen. I norske tunneler er det registrert store lokale variasjoner i bergtemperatur fra ca. 4 til 18 °C avhengig av geografisk plassering og avstand mellom tunnel og terrengoverflate. Når det er kaldt ute, varmes lufta i tunnelen opp av jordvarmen slik at det oppstår naturlig trekk oppover. På varme dager blir lufta avkjølt gjennom tunnelen slik at trekken kan snu nedover.

I tunneler med isolert vann- og frostsikring, reduseres varmeovergangen mellom luft og berggrunn slik at temperaturdifferansen mellom tunnelluft og uteluft blir mindre. I lange tunneler med stor høydeforskjell mellom portalene, kan ventilasjonsstrykket likevel bli stort nok til å gi naturlig trekk både i varme og kalde perioder.

$$\Delta p_{\text{stigning}} = \rho \cdot g \cdot \frac{\Delta t}{t + T_0} \cdot \Delta H$$

$$[Pa] = [kg/m^3] \cdot [m/s^2] \cdot \frac{[^\circ C]}{[^\circ C] + 273,15 [^\circ C]} \cdot [m]$$

$\Delta p_{\text{stigning}}$ = trykkdifferanse mellom portalene pga. stigning og temperaturdifferanse

ρ = luftens tetthet ved nedre tunnelportal

g = tyngdens akselerasjon 9,81 m/s²

Δt = dimensjonerende temperaturdifferanse mellom gjennomsnittlig lufttemperatur i tunnelen og gjennomsnittlig lufttemperatur mellom portalene på utsiden av tunnelen. Ved tunnellengder over ca. 5 km, kan verdien settes til +/- 10 °C. Differansen blir mindre i kortere tunneler. Større temperaturdifferanser kan forventes i høyfjellstunneler og i spesielt kalde områder.

t = gjennomsnittlig lufttemperatur i tunnelen. Gjennomsnittstemperaturen varierer med geografisk plassering, tunnellengde, ventilasjonsnivå og lufttemperatur i dagen.

T_0 = 273,15 K (= 0 °C)

ΔH = høydendifferanse mellom tunnelportalene [m]

Ventilasjonsstrykk fra vind

Vinden kan gi trykkdifferanse mellom portalene og naturlig trekk i tunnelen. Vindtrykket varierer med vindstyrke, vindretning og portalutforming. Vind som blåser rett inn mot en utstikkende portal, gir trykkstigning i tunnelen. Vind som blåser langs terrengoverflaten eller på tvers av portalen, gir derimot undertrykk. Trykkdifferanse kan virke med eller mot ventilasjonsretningen avhengig av vindretning.

$$\Delta p_{vind} = \frac{\rho_A}{2} \cdot w_A^2 \cdot f_A - \frac{\rho_B}{2} \cdot w_B^2 \cdot f_B$$

$$[Pa] = \frac{kg/m^3}{2} \cdot [m/s]^2 \cdot [-] - \frac{kg/m^3}{2} \cdot [m/s]^2 \cdot [-]$$

Δp_{vind} = trykkdifferanse mellom portal A og B

ρ = luftens tetthet ved tunnelportal A og B

w = vindstyrke ved tunnelportal A og B

f = faktor for overført dynamisk trykk fra vind ved portal A og B. Verdiene ligger mellom +1 og -1 avhengig av vindretning og portalform

Dimensjonerende trykkdifferanse mellom portalene vurderes ut fra lokale variasjoner i gjennomsnittlig vindstyrke og typisk vindretning ved portalene. Ved usikre eller manglende vinddata, kan ventilasjonsstrykket fra vind regnes som et generelt trykktap på 25 Pa.

Trykkdifferanse mellom klimasoner

Lokale variasjoner i lufttrykk og temperatur kan gi naturlig trekk i tunneler som krysser store fjellmassiv. I lange tunneler i innlandet, vurderes effekten av ulike klimasoner spesielt.

Ventilasjonsstrykk fra trafikk

Når trafikkmengder og hastighetsfordeling er kjent, kan stempeltrykket beregnes for lette og tunge kjøretøy. Grov inndeling med kun to kjøretøygrupper, gir som regel akseptabel nøyaktighet. Tabell 10.6 viser eksempel på formfaktorer og tverrsnitt for en del kjøretøy og forslag til gjennomsnittsfaktorer for lette og tunge kjøretøy. Disse faktorene kan brukes hvis det ikke finnes detaljerte trafikkdata.

Tabell 10.6 Eksempel på form- og tverrsnittsfaktorer for lette og tunge kjøretøy

Kjøretøytype	Formfaktor: C_d	Tverrsnittsfaktor: A_b	$C_d \cdot A_b$
Lette kjøretøy	0,29	3,0	0,87
Personbil	0,25	2,5	0,63
SUV	0,35	3,4	1,20
Liten varebil	0,40	5,0	2,00
Tunge kjøretøy	0,90	9,3	8,4
Stor varebil	0,50	5,0	2,5
Lastebil	0,85	7,5	6,4
Vognvog	1,00	10,5	10,5
Buss	0,75	9,5	7,1

$$\Delta p_{kj\ddot{o}ret\ddot{o}ytype} = \frac{\rho}{2} \cdot \frac{C_d \cdot A_b / A_N}{(1 - A_b / A_N)^2} \cdot \left\{ \frac{L \cdot M_{med}}{v_{med}} \cdot \left(\frac{v_{med}}{3,6} - u \right)^2 - \frac{L \cdot M_{mot}}{v_{mot}} \cdot \left(\frac{v_{mot}}{3,6} + u \right)^2 \right\}$$

$$[Pa] = \frac{[kg/m^3]}{2} \cdot \frac{[-] [m^2]/[m^2]}{(1 - [m^2]/[m^2])^2} \cdot \left\{ \frac{[km][[-]/t]}{[km/t]} \left(\frac{[km/t]}{3,6} - [m/s] \right)^2 - \frac{[km][[-]/t]}{[km/t]} \left(\frac{[km/t]}{3,6} + [m/s] \right)^2 \right\}$$

$\Delta p_{kj\ddot{o}ret\ddot{o}ytype}$ = ventilasjonsstrykk for hver kjøretøytype (lette og tunge)

ρ = gjennomsnittlig lufttetthet i tunnelen

C_d = formfaktorer for beregning av luftmotstand for lette og tunge kjøretøy

A_b = tverrsnittsfaktorer for lette og tunge kjøretøy

A_N = normalprofil i tunnelen

L = tunnallengde (= seksjonslengde hvis tunnelen deles opp i flere seksjoner på grunn av variasjon i tverrsnitt, stigning eller trafikkhastighet)

$M_{med/mot}$ = dimensjonerende timetrafikk for hver kjøretøytype med og mot ventilasjonsretningen

$v_{med/mot}$ = gjennomsnittlig trafikkfart for hver kjøretøytype med og mot ventilasjonsretningen

u = dimensjonerende trekk i normalprofilen

Endring av fartsnivået gir store utslag ved beregning av ventilasjonsstrykk. Gode vurderinger av fartsnivået i dimensjonerende time er derfor viktig. Gjennomsnittlig trafikkfart i tunnelen varierer med fartsgrense, stigning, antall kjørefelt, andel tunge kjøretøy og trafikkvolum i dimensjonerende time.

I tunneler med to eller flere felt i samme retning, kan det antas at gjennomsnittsfarten på lette kjøretøy ligger nær fartsgrensen. Gjennomsnittlig trafikkfart for tunge kjøretøy kan settes til maksimalt 80 km/t i flate tunneler og reduseres

gradvis ved lange stigninger over 2 %. I formelen er det ikke lagt inn korreksjonsfaktor for havarinisjer eller andre variasjoner i tunnelprofilen. Ventilasjonstrykket fra trafikken blir ca. 30 % mindre i havarinisjer enn i normalprofilen. I tunneler med havarinisjer for hver 500 m, utgjør dette mindre enn 2 % av beregnet ventilasjonstrykk. Ved større endringer i profilen, beregnes ventilasjonstrykket seksjonsvis.

Trykktap ved store overhengende skilt og kjørefeltsignaler m.m.

Trykktap ved skilt og annet utstyr i tunnelrommet, kan beregnes etter samme prinsipp som stempeleffekt fra kjøretøy.

$$\Delta p_{skilt} = \frac{C_d A_s / A_N}{(1 - A_s / A_N)^2} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot (u \cdot f)^2$$

$$[Pa] = \frac{[-] [m^2] / [m^2]}{(1 - [m^2] / [m^2])^2} \cdot \frac{[kg/m^3]}{2} \cdot ([m/s] \cdot [-])^2$$

Δp_{skilt} = trykktap fra store skilt m.m.

C_d = formfaktor for beregning av trykktap. Faktoren kan settes til 1,1 for skilt og kjørefeltsignaler som er plassert i normalprofilen. Faktoren reduseres skjønnsmessig hvis øvre del av skiltet plasseres i taknisje over normalprofilen. Formfaktorer for annet utstyr vurderes spesielt.

A_s = areal av skilt målt vinkelrett på tunnelaksen

A_N = normalprofil i tunnelen mellom havarinisjer

u = dimensjonerende trekk i normalprofilen

f = korreksjonsfaktor for redusert vindhastighet ved skilt ca. 4,8 m over kjørebanelen

Dimensjonerende skyvkraft i tunnelen

Tunneler med toveistrafikk ventileres som regel av naturlig trekk i lange perioder med liten trafikk. Dimensjonerende skyvkraft kan beregnes slik:

$$F_1 = \{ \Delta p_{trykktap} - \Delta p_{lette kjøreøy} - \Delta p_{tunge kjøreøy} + abs(\Delta p_{vind}) + \sum \Delta p_{skilt} \} \cdot A_N$$

$$[N] = \{ [Pa] - [Pa] - [Pa] + [Pa] + [Pa] \} \cdot [m^2]$$

Viftene startes i den naturlige trekkretningen når forurensningsnivået overskrider valgte startgrenser [1]. Ved variabel ventilasjonsretning er det ikke nødvendig å dimensjonere for trykkrefter som skyldes stigning og klimasoner, men vindtrykk regnes med fordi vindstyrke og retning kan endres etter at viftene har startet. Fast ventilasjonsretning krever større dimensjonerende skyvkraft hvis tunnelen har stor høydedifferanse mellom portalene eller går mellom ulike klimasoner.

Dimensjonerende skyvkraft for tunneler med enveiskjøring og andre tunneler med fast ventilasjonsretning, kan beregnes slik:

$$F_2 = F_1 + \{ abs(\Delta p_{stigning}) + abs(\Delta p_{klimasone}) \} \cdot A_N$$

Dimensjonerende skyvkraft fra impulsviser

Antall impulsviser velges slik at det blir balanse mellom effektivt trykk fra viftene og dimensjonerende skyvkraft i tunnelen. Skyvkraften fra hver vifte korrigeres for luftens egenvekt i tunnelen, systemkoeffisient og medvind:

$$K = \frac{\rho}{1,20 \text{ kg/m}^3} \cdot \sum_1^x \left(k \cdot F_0 \cdot \frac{v_0 - u}{v_0} \right)$$

$$[N] = \frac{[kg/m^3]}{1,20 \text{ kg/m}^3} \cdot \sum_1^x \left([-] \cdot [N] \cdot \frac{[m/s] - [m/s]}{[m/s]} \right)$$

K = dimensjonerende skyvkraft (alle viser i drift)

ρ = gjennomsnittlig lufttetthet i tunnelen. (Skyvkraft for viser oppgis ved 20 °C og 1013 mb som tilsvarer lufttetthet 1,20 kg/m³).

x = antall impulsviser i tunnelen

k = systemkoeffisient for impulsviser. Systemkoeffisienten vurderes for hver tunnelseksjon og for hver viftetype. Koeffisienten varierer fra 0,6 – 0,9 avhengig av hvor godt luftstrålen bøyes av fra heng og vegg. Plassering av viser i hjørner eller i korte taknisjer, kan gi lav systemkoeffisient. Systemkoeffisienten settes til 0,70 for viser som er plassert innenfor normalprofilen og har utblåsing symmetrisk om ventilatoraksen og maksimalt 0,90 for viser med optimal plassering og skråstilt utblåsing.

F_0 = garantert skyvkraft målt i produsentens verksted og omregnet til normal tetthet for luft ved 20 °C og normalt lufttrykk ved havnivå

v_0 = gjennomsnittlig lufthastighet ut fra vifte målt i aksial retning [m/s]. Lufthastigheten for impulsviser beregnes som en teoretisk gjennomsnittsverdi på grunnlag av målt skyvkraft i sertifisert verksted.

u = dimensjonerende trekk i normalprofilen.

10.2.3 Styring av ventilasjonsanlegg

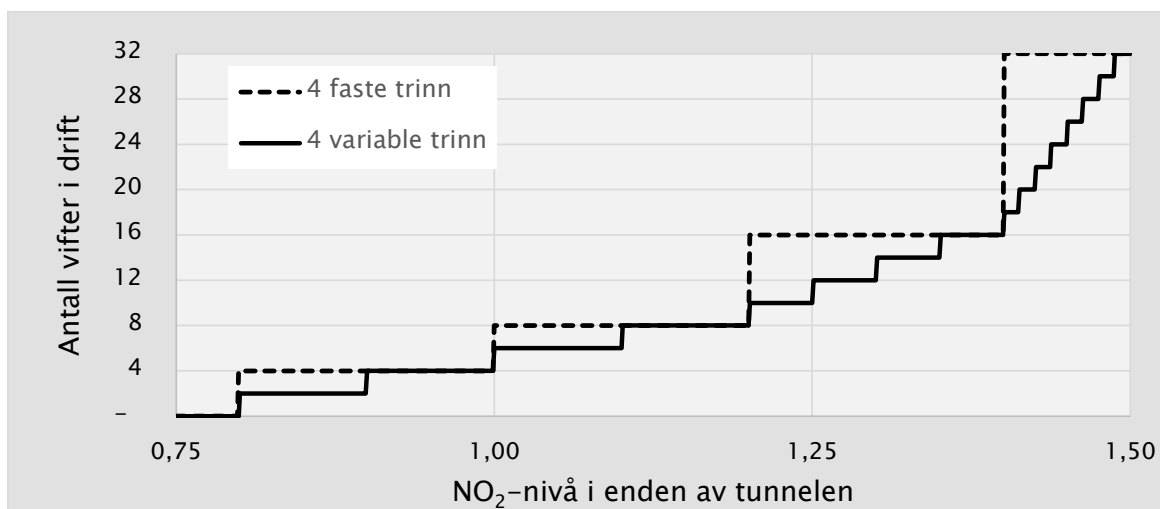
Trinnstyring av ventilasjonsanlegg basert på gassmålinger fungerer best hvis det tar mindre enn en halv time å skifte ut luften i hele tunnelen. I tunneler med store variasjoner i trafikkmengde eller lang utluftingstid, kan trafikkstyrt og/eller tidsstyrt ventilasjon gi redusert energibruk og jevnere luftkvalitet.

Ventilasjonsanlegg styres med vekt på luftkvalitet og energibruk. Hvis NO_2 -konsentrasjonen holdes under grenseverdiene, kan det normalt regnes med akseptable mengder av røyk og svevestøv. Det forutsettes at svevestøv begrenses i vinterhalvåret.

I lange tunneler med enveistrafikk og fri trafikkavvikling, gir stempeleffekten som regel god nok trekk uten drift av vifter. Hvis trekken stopper opp på grunn av liten trafikk om natta, blir som regel forurensningsnivået også lavt slik at det sjelden blir behov for start av vifter.

Trinnstyrt ventilasjon

Ventilasjonsnivået kan reguleres trinnvis på grunnlag av måleverdier for luftkvalitet. Fire trinn med et fast antall vifter i hvert trinn, fungerer bra i korte tunneler med jevn trafikk og stabil naturlig trekkretning. I lange tunneler og i tunneler med stor trafikk som krever kontinuerlig drift av vifter, vil variable trinn gi jevnere regulering og redusert energibruk. For hver sensor tilpasses startgrenser og antall vifter som startes i hvert trinn til avstand mellom NO_2 -sensorer og avstand fra siste sensor til tunnelportal. Se figur 10.1.



Figur 10.1 Eksempel på fast og variabel trinninndeling for NO_2 -sensor nær tunnelportal. Ved variable trinn bestemmes antall vifter ved interpolasjon mellom fire faste trinn.

Der det velges fast ventilasjonsretning, kan det bli nødvendig å øke antall vifter i første og andre trinn for å overvinne naturlige ventilasjonskrefter og trykk fra biler som kjører mot ventilasjonsretningen.

Ettergangstid er definert som driftstid etter at gassnivået har falt under startgrensene i alle målepunktene. Riktig ettergangstid i hvert trinn vil sørge for at en gasspropp flyttes fra siste sensor og ut av tunnelen før ventilasjonsanlegget stopper. Tregheten i de store luftmengdene i tunnelen, medfører at det kan ta over fem minutt fra endring av trinn til trekken stabiliseres på nytt nivå. Normale trafikkvariasjoner gir ujevn trekk i tunneler med toveistrafikk. Det er ikke uvanlig at trekken snur i korte perioder når store biler kjører mot driftsretningen for viftene.

Tabell 10.7 inneholder eksempel på startgrenser i en 4 – 10 km lang tunnel der viftene alltid starter med naturlig trekkretning. I eksisterende tunneler uten NO_2 -måling, justeres startverdiene for NO i takt med endringene i forholdet mellom NO og NO_2 .

Tabell 10.7 Eksempel på start- og alarmgrenser for NO_2 , og NO eller CO

Ventilasjonstrinn	Ved havarinisje 375 – 750 m fra portal			Ved havarinisje midt i tunnelen		
	NO_2	NO	CO	NO_2	NO	CO
1	0,8	5,0	30	0,4	3,0	15
2	1,0	6,0	35	0,5	3,5	20
3	1,2	7,0	40	0,6	4,0	25
4	1,4	8,0	45	0,7	4,5	30
Alarm	1,5	8,5	50	0,75	5,0	50

Nye ventilasjonsanlegg følges nøye opp det første året etter åpning av tunnelen med justering av parametere. God tilpasning mellom viftekapasitet og aktuelle trafikkmengder er viktig både for luftkvalitet og energibruk. Antall vifter og ettergangstid i hvert trinn, er parametere som justeres fra driftscentralen etter at anlegget er satt i drift.

Tids- eller trafikkstyrt ventilasjon

Tidsstyrt ventilasjon vurderes i tunneler med stor utfartstrafikk med markerte trafikktopper i helgen. Regulering av ventilasjonsnivået i takt med trafikken, kan spare energi og gi lavere effekttopper ved ujevn trafikk.

Ved trafikk- eller tidsstyrt ventilasjon kan styringssystemet starte nødvendig antall impulsvifter og regulere eventuelle sjaktventilatorene automatisk uten faste trinn. Tilført mengde friskluft kan varieres i takt med kjente variasjoner i timetrafikken over døgnet og ukedagene.

10.2.4 Sjaktventilasjon

Lange tunneler med toveistraffikk kan deles i to ventilasjonsavsnitt med røyksjakt eller tverrslag midt i tunnelen. Energiforbruket kan reduseres med over 70 % hvis lufta trekkes inn fra begge portalene og blåses ut gjennom sjakt eller tverrslag. Røykavsug midt i tunnelen gir også fordeler ved brann fordi maksimalt halve tunnelen blir fylt av røyk. Kapasiteten til sjaktventilatorene reguleres i takt med impulsviftene og dimensjoneres for trykkfallet ved aktuelle trafikksituasjoner i tunnelen. Når sjaktventilatorer brukes til røykavsug, beregnes nødvendig kapasitet ut fra krav til minimum lufthastighet inn mot brannen. Røykvolumet ved brann nær avtrekkspunktet, kan bli langt større enn tilført luftmengde gjennom portalene fordi luft utvides ved oppvarming.

Det er anbefalt at sjaktventilatorer oppfyller kravene til brannklasse F200. Temperaturer over 200 °C kan unngås ved å blande røyken med kald luft fra den røykfrie delen av tunnelen. Frisk luft kan brukes til motorkjøling der det ligger til rette for det. Turtallsregulering av sjaktventilatorer anbefales, for trinnløs regulering av kapasiteten.

Ved dimensjonering av anlegg med sjaktventilasjon, legges det vekt på god hydraulisk utforming av ventilasjonskanalene. Trykktap på grunn av bend og variasjoner i kanaltverrsnitt unngås eller reduseres til et minimum ved god planlegging. Avtrekkspunkter legges til rette for utskilling og oppsamling av sand og søppel for å unngå skade på ventilatorer, samt negative miljøeffekter.

10.2.5 Brannventilasjon

Dimensjoneringskrav for brannventilasjon i tunneler er gitt i [1]. I en tidlig fase holdes lufthastigheten under 2,0 m/s for å legge til rette for selvredning og redusere faren for spredning av brannen. Fra beredskapsplanen for tunnelen fremgår det om tidlig fase gjelder tidsrommet til brannvesenet har fått oversikt over situasjonen i tunnelen eller brannvesenet er klar til innsats.

Erfaring fra store tunnelbranner viser at ventilasjonsretning og lufthastighet er kritiske faktorer ved evakuering og redning. Det anbefales lav lufthastighet i evakueringsfasen fordi:

- trafikanter får bedre mulighet til selvredning til fots uten å bli innhentet av røykfronten
- trafikanter som kjører innover mot brannen, kan få tilstrekkelig tid å snu og kjøre ut før de møter røykproppen
- lav lufthastighet reduserer risikoen for brannspredning til flere kjøretøy og kan gi lavere branneffekt og mindre røykproduksjon
- lav lufthastighet betyr at en kortere tunnelstrekning fylles med røyk før brannvesenet kommer fram. Dette gir redusert tid til utlufting hvis brannvesenet velger å skifte ventilasjonsretningen for å evakuere personer som er innestengt på røykfylt side.

Ventilasjonsretning og nødvendig lufthastighet ved brannslukking vurderes av brannvesenet i hvert enkelt tilfelle. I tunneler med stigning gir naturlig oppdrift i varm røyk best arbeidsforhold på brannstedet når tunnelen ventileres oppover. Ved stigning over 2 % legges det som hovedregel til rette for røykventilasjon oppover og innsats fra nedre portal. Hvis bratte tunneler ventileres nedover, vil en del røyk vil trekke oppover under tunneltaket. Etter hvert som denne røyken blir avkjølt og blandes med frisk luft, blir sikten redusert og kan gi dårlige arbeidsforhold inn mot brannen. Ved valg av innsatsretning tas det også hensyn til at skyvekraften fra impulsventilatorer reduseres i varm luft. Ventiljonskapasiteten nedover vil derfor avta ved økende brannintensitet.

11 DOKUMENTASJON

11.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 11 krav som gjelder sikkerhetsdokumentasjon iht. tunnelsikkerhetsforskriftene.

Dette kapitlet gir utfyllende kommentarer og veiledning som gjelder geologisk/ingeniørgeologisk sluttdokumentasjon.

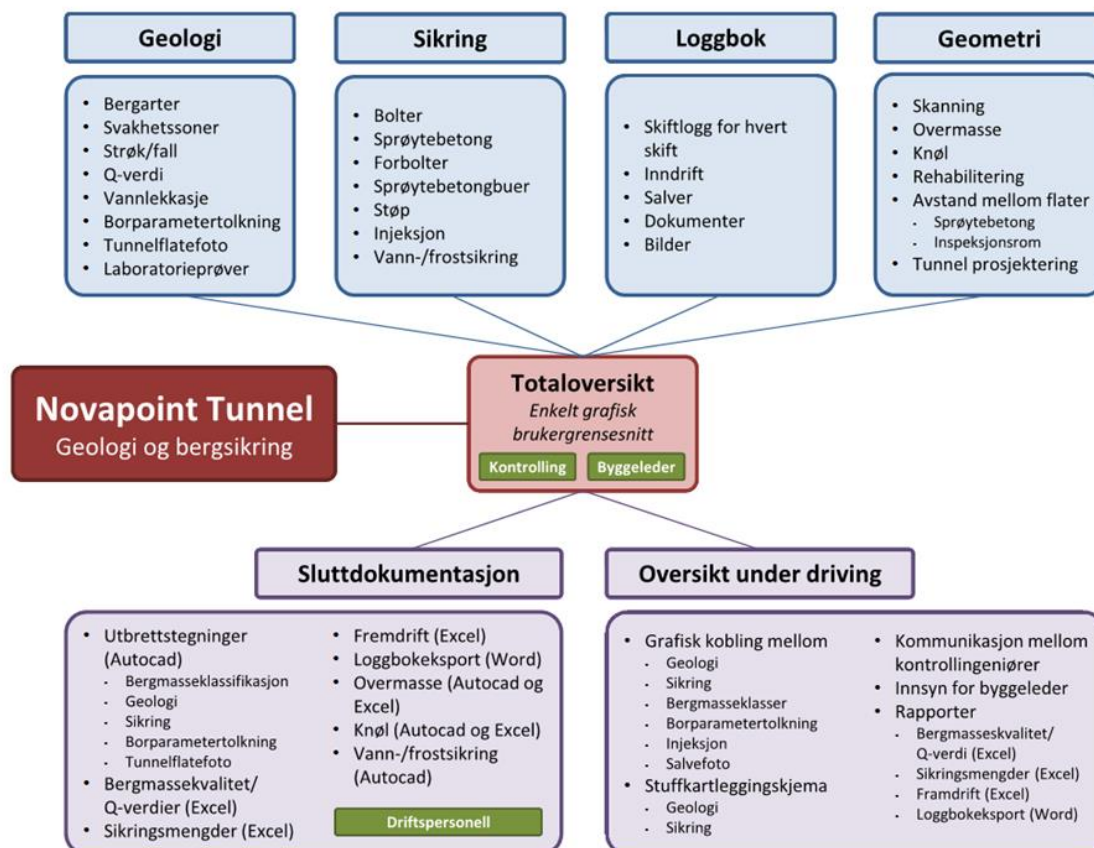
11.2 Geologisk sluttdokumentasjon

Byggherrens fagansvarlige geolog er ansvarlig for utarbeidelse av geologisk sluttdokumentasjon. Se N500, kapittel 7.

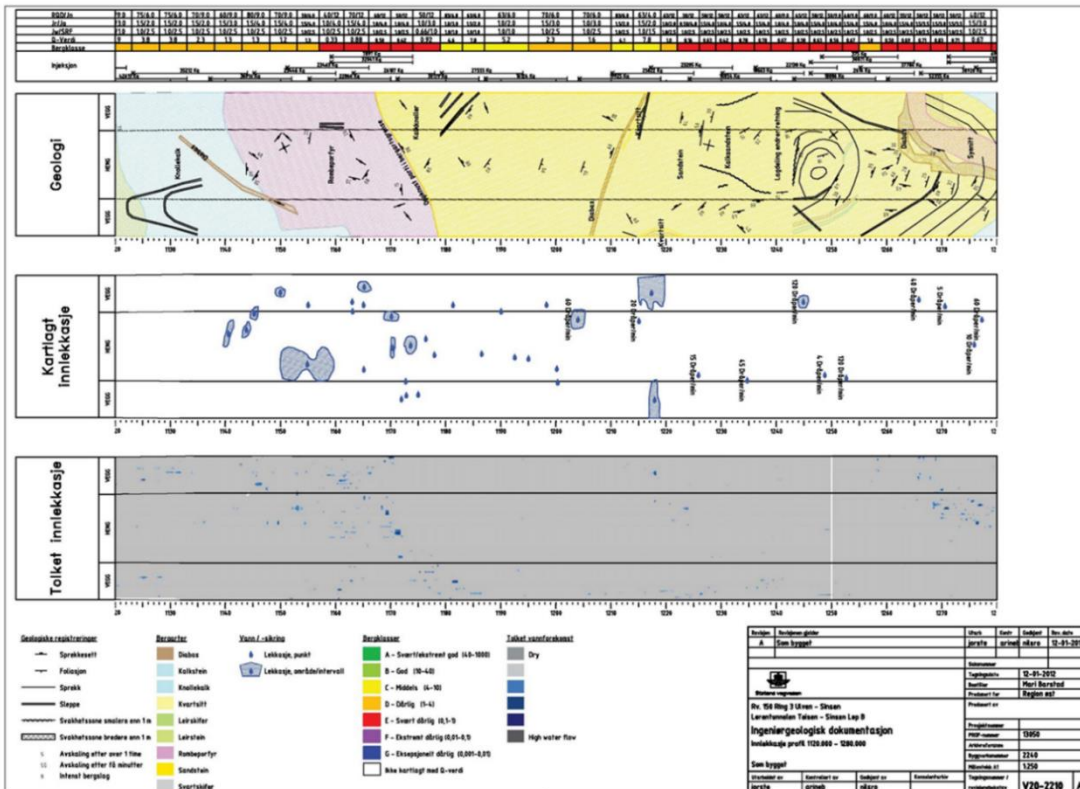
Det er viktig å beskrive erfaringer fra tunneldrivingen, både som dokumentasjon og for erfaringsoverføring. Dokumentasjon av utført uavhengig kontroll i byggefasen er også del av geologisk sluttdokumentasjon. Som del av ingeniørgeologisk sluttrapport lages en oversikt over punkter/ strekninger som anbefales fulgt opp spesielt som del av drift- og vedlikeholdsrutinene, sammen med beskrivelse av områdene og vurdering av nødvendig hyppighet. Ved behov settes det inn ekstra inspeksjonsluker i disse områdene.

Utført sikring, sammen med geologiske registreringer i tunnel, injeksjon, m.m. presenteres på en oversiktlig måte og rapporteres både på papir og i elektronisk form. For geologisk sluttdokumentasjon kan Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring benyttes. Dette er et komplett system for registrering, oppfølging og dokumentasjon for tunneldriving, illustrert i figur 11.1. Programmet kan også brukes i planleggingsfasen og drift- og vedlikeholdsfasen. Se Statens vegvesen rapport nr. 193 Kartlegging under driving med Novapoint Tunnel [96]. Eksempler på tegninger/ geologisk sluttdokumentasjon fra Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring er vist i kap. 11.2.1.

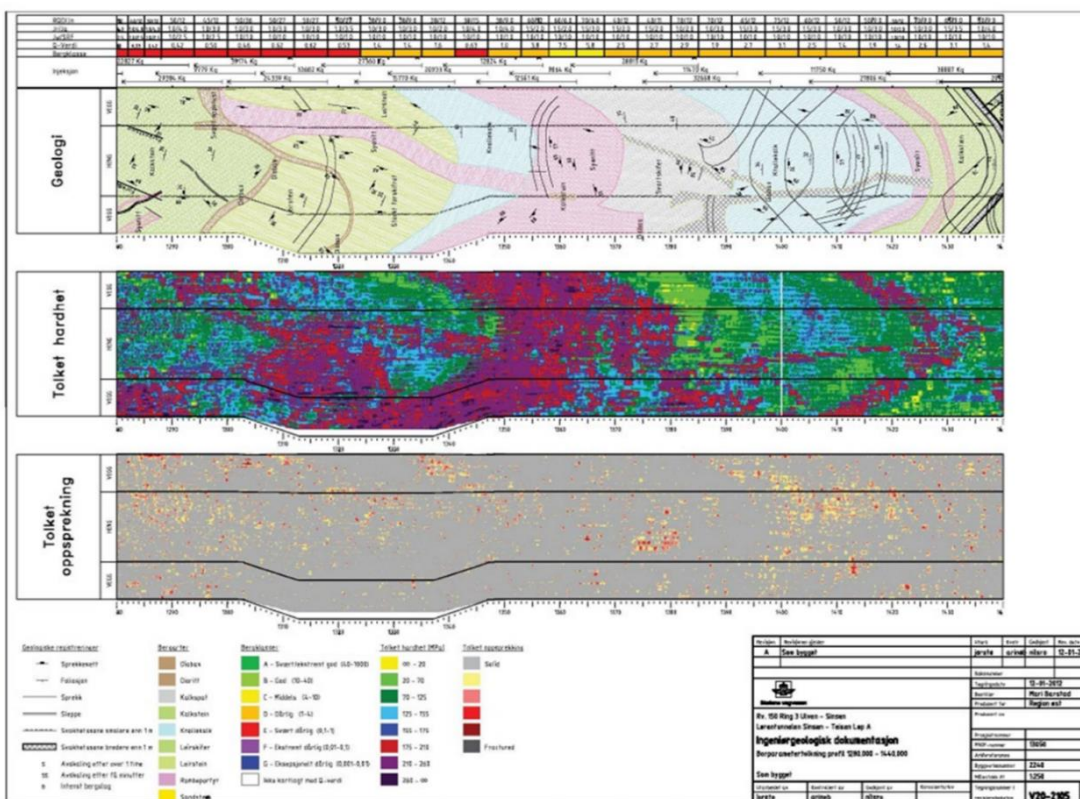
For geologisk kartlegging på stoff kan det benyttes en applikasjon for håndholdt enhet, se eksempel i figur 11.2. Kartleggingen kan overføres direkte til Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring.



Figur 11.1 Oversikt over dokumentasjon i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [96]



Figur 11.4 Sammenstilling av geologi, kartlagt vannlekkasje og tolket vannlekkasje fra MWD (boreparametertolkning) i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [96]



Figur 11.5 Sammenstilling av geologi, tolket hardhet og tolket oppsprekning fra MWD (boreparametertolkning) i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [96]

12 GEOLOGI OG SIKRING I DRIFTSFASEN

12.1 Generelt

N500 gir krav som i all hovedsak gjelder planlegging, prosjektering og bygging av tunneler. I det følgende nevnes noen punkter som gjelder geologi og bergsikring i driftsfasen.

Vegtunneler i Norge (antall > 1100) er bygd over mange år og med ulike standarder. Ved reparasjon av eksisterende delanlegg brukes standard som var gjeldende ved montering/åpning.

Retningslinjer for drift og vedlikehold av tunneler er gitt i R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger [97]. Se også N301 Arbeid på og ved veg [98], R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift [99], og R763 Konkurransesgrunnlag [100], (driftskontrakter veg og elektro).

Erfaringer fra rehabiliterings- og oppgraderingsprosjekter er at hovedutfordringen med ettersikring av berget er at tverrsnittet ofte blir for lite når sprøytebetong og vann-/frost-/brannsikring skal reetableres. Strossing og eventuell ytterligere utvidelse for å eliminere eventuelle tidligere høyderestriksjoner er kostnadskrevende.

Drift og vedlikehold som del av planlegging, prosjektering, bygging og rehabilitering av vegprosjekter er for øvrig beskrevet i Statens vegvesen rapport nr. 233 VegRAMS [101].

For vegareal og hensynssoner for tunnel basert på bergmekaniske og ingeniørgeologiske vurderinger, se kap. 2.13.

12.2 Inspeksjon av berg og bergsikring

Metoder for Inspeksjon av berg og bergsikring i tunnel er beskrevet i R211 [6], metode 1.4.13. Inspeksjonen tar utgangspunkt i registreringer og dokumentasjon fra tunnelen (driving og foregående inspeksjoner). Statens vegvesen rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler [102] gir veiledende informasjon om skadetyper og gradering av stabilitet.

Tilkomst for inspeksjon

Tilkomst bak hvelv i nye tunneler for inspeksjon av berg/bergsikring eller elektroteknisk utstyr bygges spesielt der f.eks. ingeniørgeolog dokumenterer punkter for oppfølging under drift. Disse punktene kan være nær kjente vannlekkasjer, områder med mangler i dokumentert kartlegging eller stabilitetssikring.

Tilkomst kan være gjennom luker som monteres i hvelv. Rom bak hvelv montert i normalprofil finnes som regel ved havarinisjer, tverrforbindelser, nisjer for teknisk bygg, pumpeump. For å kunne sjekke tilstand for berg/bergsikring eller øvrig utstyr, kan det monteres tilkomst i kulvert i tverrforbindelser, kiosker til nødstasjon osv.

REFERANSER

1. N500 Vegtunneler. Statens vegvesen (2022).
2. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Standard Norge.
3. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, del 1: Allmenne regler. Standard Norge.
4. N200 Vegbygging. Statens vegvesen 2018.
5. NS-EN ISO 14689:2018 Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser. Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg. Standard Norge.
6. R211 Feltundersøkelser. Statens vegvesen 2021.
7. R210 Laboratorieundersøkelser. Statens vegvesen 2016.
8. Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K.B. og Grundt, L. (2003): Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Publikasjon nr. 101 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
9. Nilsen, B., Palmstrøm, A. (2000): Engineering geology and rock engineering, vol no. 2. Handbook. Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo.
10. Løset, F. (2006): Norges tunnelgeologi. ISBN 8254601933.
11. Braathen, A. og Gabrielsen, R.H. (2000): Bruddsoner i fjell – oppbygging og definisjoner. NGU Gråsteinen 7.
12. Fossen, H. (2016): Structural Geology (2nd edition). Cambridge University Press.
13. Kirkeby, T. (2010): Ringveg Vest Bergen, 2. byggetrinn. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget. Statens vegvesen rapport nr. 2010127742-001.
14. Hagelia, P. og Fjermestad, H (2016): Bruk av XRF på bergarter for vurdering av miljørisiko. Eksempel frå Rv 4 Gran og E18 Grimstad-Kristiansand. Statens vegvesen rapport nr. 516.
15. Norsk Bergmekanikkgruppe (1985): Ingeniørgeologi – berg: håndbok.
16. Rønning, J.S. (2003): Delprosjekt A, Forundersøkelser Sluttrapport, Publikasjon nr. 102 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
17. Wiik, M, (2009), Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg vest, byggetrinn 2 Sandeide-Liavatnet. GeoPhysix rapport nr. 09171.
18. Wisén, R. (2008), Refraksjonsseismiske undersøkelser for fellesprosjektet E6-Dovrebanen. Rapport juli 2008, Rambøll Danmark AS.
19. Ganerød, G. V., Dalsegg, E., Rønning, J.S. (2010): Geologiske og geofysiske undersøkelser for tunnelstrekningen Sandeide-Liavatnet, Ringveg Vest, Bergen. NGU rapport 2009.077
20. Tassis, G., Tsourlos, P., Rønning, J.S, Dahlin, T. (2014), Detection and characterisation of fracture zones in bedrock in a marine environment – possibilities and limitations. NGU Report no. 2013.017.
21. Lile O.B., Backe K.R., Elvebakk H. & Buan J.E. (1994). Resistivity measurements on the sea bottom to map fracture zones in the bedrock underneath sediments. Geophysical Prospecting, 42, 813-824.
22. Hagelia P (1994). Detection of leakage sensitive joint systems using resistivity measurements in connection with subsea tunnels. In: J. Krokeborg (ed.), Strait Crossings, Balkema, 371-378.
23. Norges geologiske undersøkelse (2018): Kartlegging av svakhetssoner i berg med 2D resistivitet: Veiledning. Statens vegvesen rapport nr. 305.
24. Geophysix (2014): Rapport G-105. Seismisk Tomografi og Borehullsradar, datarapport. Rv 23 Oslofjordtunnelen.
25. Aas-Jakobsen/Multiconsult (2015): G-221 Ingeniørgeologisk rapport Oslofjordtunnelen.
26. Miljødirektoratet (2018): Mellomlagring og slutt disponering av jord- og steinmasser som ikke er forurenset. M-1243, 2018.
27. Statens vegvesen (2003): Motorveg E18 Grimstad-Kristiansand. Sulfidførende gneisar: Sur avrenning, konsekvensar og avbøtande tiltak. Teknologiavdeling, Oppdrag I-279A, rapp. nr. 1.
28. Fjermestad H., Hagelia P. og Thomassen T (2017): Utlekkingsforsøk med svartskifer fra Rv 4, Hadeland». Statens vegvesen rapport nr. 665.
29. Fjermestad H., Gundersen E. og Hagelia P. (2018): Nyttiggjøring av svartskifer på Rv 4 Gran – Lokal lagring av massar med alunskifer. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 20, 1-19.
30. Pearce A.T. (2018): A mineralogical and geochemical description of potentially acid-producing gneisses from the Lillesand area. Implications for leaching behaviour. Master thesis, University of Oslo.
31. Karlsrud, K., Erikstad, L., Snilsberg, P. (2003): Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Publikasjon nr. 103 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
32. Hagelia, P. (1992): Semi-quantitative estimation of water shielding requirements for subsea road tunnels using geological and hydrological data. Statens vegvesen Intern rapport 1569.
33. Hagelia, P. (2018): Oppsummering av tilstandsutvikling i sprøytebetong som bergsikring i ulike tunnelmiljø. Etatsprogrammet Varige konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 566.
34. Selmer-Olsen R (1981): Betragtninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1981. Tapir, Trondheim.
35. ISRM 1978: Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 16:3:195-2014.
36. V220 Geoteknikk i vegbygging. Statens vegvesen 2018.
37. Norges geotekniske institutt (2015): Håndbok Bruk av Q-systemet.

38. Barton, N. (2003): Teoretisk og empirisk forståelse av forinjeksjon og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Intern rapport nr. 2323.
39. Iversen, E. (2018): Bergkvalitet og Q-verdier i Kvernstundtunnelen. Sammenligning mellom forundersøkelser og tunnelkartlegging. Statens vegvesen rapport nr. 676.
40. Lynneberg, T.E. (1990): Geologisk rapport, rapport nr. Z-196A: E18 Tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk undersøkelse. Rapport nr.2, juni 1990. Veglaboratoriet.
41. Backer, L. (1997): Sentrumsring Drammen Parsell Bragernes – Fjelltunnel. Ingeniørgeologisk beskrivelse for anbud. NGI rapport 960073-1, Rev. 2, 16. Juni 1997.
42. Rønning, J.S., Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H. og Gellein, J. (2007): Dypforvitring i Oslo-regionen. Påvisning og oppfølgende undersøkelser. Statens vegvesen Teknologirapport 2499.
43. Norges vassdrags- og energidirektorat (2017): Veileder nr 1-2017. Veileder til vannressursloven og NVEs behandling av vassdrags- og grunnvannstiltak.
44. NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Standard Norge.
45. Kaynia, A.M., Torgersrud, Ø., Johansson, J., Bruun, H., Haugen, H. (2017): Jordskjelvdesign i Statens vegvesen. Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av vegger og samvirke jord/ konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 604.
46. N400 Bruprosjektering. Statens vegvesen 2015.
47. Barton, N. (1984): Effect of rock mass deformation on tunnel performance in seismic regions. *Advances in Tunnelling Technology and Subsurface Use*, 4(3):89–99.
48. Tshering, T. (2011): The Impact of Earthquakes on Tunnels in different Rock Mass Quality Q. A numerical analysis. Master Thesis in Geosciences, University of Oslo.
49. Miljødirektoratet (2018): Problemer med plast ved utfylling av sprengstein i sjø. M-1085.
50. Winther-Larsen, T. (2013): Siltgardiner: funksjon, tilpassing og oppfølging. Statens vegvesen rapport nr. 205.
51. Magnussen, A.W. og Kveldevik, V. (2003): Vanninfiltrasjon. Erfaringer og anbefalinger. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Statens vegvesen Intern rapport nr. 2324.
52. Torp, M. og Meland, S. (2013): Estimering av forurensning i tunnel og tunnelvaskevann. Statens vegvesen rapport nr. 99.
53. Retningslinjer for behandling av støy i arealplanlegging. Planlegging og behandling etter plan- og bygningsloven. Rundskriv T-1442. Klima og miljødepartementet (2016).
54. NS 8175:2012 Lydforhold i bygninger - Lydklasser for ulike bygningstyper. Standard Norge.
55. Miljødirektoratet: Veileder til retningslinje for behandling av støy i arealplanleggingen (T-1442/2016). M-128, 2014.
56. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2014): Teknisk rapport nr. 15. Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet.
57. V717 Brukerveileder Nord2000 Road. Norsk oversettelse og implementering i NorStøy. Statens vegvesen 2011.
58. Storheier S.Å. (1996): Enkel metode for beregning av støyutstråling fra vegtunneler SINTEF rapport STF40 A96005.
59. Probst, W. (2010): Prediction of sound radiated from tunnel openings. *Noise Control Engineering Journal* 58(2), 201-211.
60. Retningslinjer for behandling av luftkvalitet i arealplanlegging. Planlegging og behandling etter plan- og bygningsloven. Rundskriv T-1520. Klima og miljødepartementet (2012).
61. N100 Veg- og gateutforming. Statens vegvesen 2019.
62. V120 Premisser for geometrisk utforming av vegger. Statens vegvesen 2019.
63. V122 Sykkelhåndboka. Statens vegvesen 2013.
64. N101 Rekkverk og vegens sideområder. Statens vegvesen 2013.
65. Brandt, R., Høj, N.P., Martens, M., Appel, K. (2013): NordFoU: Evakuering i vegtunneler. Forskningsrapport DP1.
66. Wiencke, H.S., Midtgaard, A.K., Engebretsen, A. (2007): Veileder for risikoanalyser av vegtunneler (Revidert). Statens vegvesen Rapport nr. TS 2007:11.
67. Rake, E. og Rød, S.K (2020): Beredskapsanalyse av vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 260.
68. Statens vegvesen Vegdirektoratet (2014): Tilskudd til brannberedskap; Til kommuner der tunnel representerer en ekstraordinær risiko. Statens vegvesen rapport nr. 228.
69. Sjøvik, A.P. og Henning, J.E. (2015): Tiltak for å bedre brannsikkerhet i utsatte vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 450.
70. Buvik, H., Amundsen, F.H., Fransplass, H. (2012). Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008-2011. Strategi trafikantsikkerhet og brannsikkerhet i vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 161.
71. Rønneberg, C. (2016): Gode løsninger for vann- og frostsikring i tunneler. Etatsprosjektet Varige konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 510.
72. N300 Trafikkskilt. Statens vegvesen 2012.
73. N303 Trafikksignalanlegg. Statens vegvesen 2012.
74. R311 Trafikkstyringssystemer på veg. Statens vegvesen 2017.
75. V321 Variable skilt. Statens vegvesen 2013.
76. R761 Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter. Statens vegvesen 2018.
77. Li, Charlie Chunlin (2017): Rockbolting – principles and applications, Butterworth-Heinemann Elsevier, 269 pp.
78. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2020): Håndbok nr. 11 Bergbolting.
79. Norsk Betongforening Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring.
80. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Håndbok nr. 05. Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.
81. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2010): Håndbok nr. 06. Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg.

82. Klüver, B.H. og Kveen, A. (2004): Berginjeksjon i praksis. Publikasjon nr. 104 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
83. Andersson, H. (2005): Injeksjon – erfaringer fra Jong-Askertunnelene. Statens vegvesen Teknologirapport nr. 2424.
84. NS-EN 12715 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Injeksjon. Standard Norge.
85. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Teknisk rapport nr. 08. Sikkerhet ved berginjeksjon.
86. Rokoengen, K. (1973): Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell. Geologisk Institutt, NTH.
87. NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Standard Norge.
88. NS-EN 14488 Prøving av sprøytebetong. Standard Norge.
89. Pedersen, K.B. (2002): Frostmengder i vegtunneler. Statens vegvesen Intern rapport nr. 2301.
90. Kompen, R. og Andersson, E. (Sintef NBL) (2012): Brannprøving av sprøytebetong med ulike doseringer monofilament polypropylenfiber. Statens vegvesen rapport nr. 139.
91. Buvik, H. (2012): Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008-2011 Hovedrapport. Statens vegvesen rapport nr. 127.
92. Norconsult (2012): Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008-2011. Strategi for bygging av nye vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 130.
93. Buvik, H., Frøland, T.O., Martinussen, A., Jakobsen, R., Jonassen, A., Altermark, E. (2005): Trinnpumping i undersjøiske tunneler. Statens vegvesen Teknologirapport nr. 2402.
94. V124 Teknisk planlegging av veg- og tunnelbelysning. Statens vegvesen 2013.
95. V714 Veileder i trafikkdata. Statens vegvesen 2011.
96. Høyen, A.H, Humstad, T., Kveen, A. (2013): Kartlegging under driving med Novapoint Tunnel. Etatsprogrammet Moderne vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr.193.
97. R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger. Statens vegvesen 2012.
98. N301 Arbeid på og ved veg. Statens vegvesen 2012.
99. R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift. Statens vegvesen 2020.
100. R763 Retningslinje for utarbeidelse av konkurransegrunnlag. Statens vegvesen.
101. Johansen, J. (2019): VegRAMS Premisser for planlegging, prosjektering, bygging og rehabilitering av vegprosjekter. Statens vegvesen rapport nr. 233.
102. Lindstrøm, M., Magnussen, A.W. og Langelid, A. (2013): Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 199.

- A Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå
- B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling
- C Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder

VEDLEGG A Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå

Kapittel 2 ligger til grunn for rapportering og presentasjon i geologiske rapporter

	Tidlig planfase	Kommunedelplan	Reguleringsplan	Konkurransesgrunnlag
Hovedhensikt	Grunnlag for vurdering av gjennomførbarhet. Vurdere traséalternativer. Redusere antall alternativer. Kostnadsoverslag.	Geologisk grunnlag for valg av veglinjealternativ. Anbefale trasé. Kostnadsoverslag.	Grunnlag for prosjektering og utarbeidelse av konkurransegrunnlag. Kostnadsoverslag.	Gi entreprenøren grunnlag for egne tolkninger og vurderinger av grunnforholdenes betydning.
Kartgrunnlaget	Laserskanning utføres om det ikke allerede er gjort	Gode kart forutsettes		
Grunnlagsmateriale annet	Grundig litteratursøk	Supplerende litteratursøk	Alle undersøkelser utført	
Innledningen	Topografisk oversiktskart og geologiske kart, med tunneltraseer inntegnet			
Inndeling i en faktadel og en tolkningsdel?	Ikke påkrevd	Ikke påkrevd, men anbefales. Det bør komme frem i teksten hva som er fakta og hva som er tolkning.	Ja, tydelig inndeling i en faktadel og en tolkningsdel etter en felles innledning	
Geologiske kart	Målestokk fra 1:1000 til 1:5000 i A3	Målestokk 1:1000 i A3		
Geologiske lengdeprofiler, høyde/lengde 1:1	Ja	Ja	Ja, målestokk 1:1000 i A3	
Egne geologiske kart og profiler av påhuggsområdene og andre kritiske områder	Ikke påkrevd. Spesielt vanskelige påhuggsområder bør beskrives.	Ikke påkrevd. Spesielt vanskelige påhuggsområder beskrives.	Målestokk 1:500 til 1:1000	Målestokk 1:500 til 1:1000
Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer og andre geologiske observasjoner	Hovedtrekk - Oversikt over områdets geologi, beskrivelse av strukturgeologiske forhold av betydning for gjennomførbarhet og valg mellom alternativer. Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto eller andre digitale karttjenester.	Videre - Oversikt over områdets geologi, beskrivelse av strukturgeologiske forhold av betydning for valg av alternativ. Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto eller andre digitale karttjenester.	Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer m.m. i faktadel. Tolkninger av geologiske forhold i tolkningsdel: bergartsgrenser, bruddstrukturer og svakhetssoner.	
Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorientering. Sprekkerose og stereoplott	Ev. sprekke målinger langs trasé presenteres	Sprekke målinger langs trasé presenteres	Presenteres i faktadelen	
Resultater av grunnboringer	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	

	Tidlig planfase	Kommunedelplan	Reguleringsplan	Konkurransgrunnlag
Resultater av eventuelle kjerneboringer	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Resultater av eventuelle geofysiske undersøkelser	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Resultater av eventuelle andre undersøkelser og målinger	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Kvalitet på steinmaterialer	Generell vurdering	Ja	Resultater av utførte kvalitetsanalyser i faktadel.	
Spesielle lokale hensyn	Beskrives	Beskrives	Beskrives	Beskrives
Utførte feltkartlegginger	Alle data fra feltkartlegging beskrives i alle planfaser			
Undersøkelser generelt	Alle undersøkelser som er utført før/i en planfase tas med i rapporten			
Bergmasseklassifisering (Q-verdier, inkl. inngangsparametere)	Ikke påkrevd	Ikke påkrevd. Anbefales	Ja, tolkningsdel	
Sikringsestimat	Ja	Ja	Ja, tolkningsdelen	Nei (er med andre steder i konkurransegrunnlaget)
Løsmasser og geotekniske forhold. Konsekvenser for skredfare, setninger og miljø	Beskrives generelt. Vekt på plassering og utforming av påhugg.	Beskrives detaljert. Vekt på plassering og utforming av påhugg.	Kart som viser bart berg/løsmasser, faktadel. Detaljert beskrivelse, tolkningsdel.	
Hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner	Beskrives generelt. Hydrogeologiske forhold av betydning for gjennomførbarhet og valg mellom alternativer.	Beskrives detaljert. Hydrogeologiske forhold av betydning for valg av alternativ.	Kart og resultat av undersøkelser, faktadel. Detaljert beskrivelse, tolkningsdel.	
Anbefalt innlekkasjenivå for å unngå skadelig poretrykksenkning	Problemkomplekset beskrives	Problemkomplekset beskrives med løselig anslag	Anbefalt maksimal innlekkasje (liter/minutt/100m), tolkningsdel	
Antatt omfang av injeksjonsarbeider	Generell vurdering	Løselige anslag	Ja, tolkningsdel	Nei (er med andre steder i konkurransegrunnlaget)
Miljøgeologiske forhold	Potensielle forurensende bergmasse beskrives	Miljøgeologiske forhold av betydning for valg av alternativ. Behov for spesialdeponi.	Behov for spesiell håndtering/deponering av forurensede masser, tolkningsdel.	Behov for spesiell håndtering/deponering av forurensede masser, tolkningsdel.
Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for boring og sprengning (boreavvik, ladevansker o.a.)	Nei, men dersom det er spesielt vanskelige bergarter beskrives dette. (alunskifer, kvartsitter, monzonitter etc.)	Nei, men dersom det er spesielt vanskelige bergarter beskrives dette. (alunskifer, kvartsitter, monzonitter etc.)	Tolkningsdelen	
Sannsynlighet for å påtreffe høye/lave bergspenninger	Ja	Ja	Ja, tolkningsdelen	

	Tidlig planfase	Kommunedelplan	Reguleringsplan	Konkurransgrunnlag
Påpekning av usikkerheter eller spesielle risikoer.			Ja	
Referanseliste alle rapporter og annet som rapporten bygger på.			Ja	

VEDLEGG B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling

Bestilling av kart til bruk ved geologisk registrering

Prosjektopplysninger	
Bestilt av:	
Region:	
Enhet:	
Kontaktperson:	
E-post:	
Telefon:	
Sendes til:	
Region:	
Prosjektnavn:	
Prosjektnr:	
Delprosjektnr:	
Fasenr:	
Arkivref:	

Hva skal kartet brukes til?

Kartet brukes til registrering i forbindelse med geologiske forundersøkelser i felt, samt til digitalisering av registreringene. Det benyttes papirkart i felt, men kartet leveres i tillegg på digital form slik at det kan brukes ved digitalisering. Kartets innhold og opptegning brukes som grunnlag for å tegne inn geologiske registreringer som skraverte og fargelagte polygoner, symboler og tekst for hånd.

Kartets nøyaktighet i grunnriss og høyde:

FKB-data foreligger med følgende nøyaktighet: +/- 0,2 m til 2 m avhengig av objekttype og datafangstmetode. Dette anses som god nok nøyaktighet for geologisk registrering. Hvis det finnes terrengmodeller med bedre nøyaktighet i vegprosjektet (f. eks etter flybåren skanning) brukes disse som grunnlag for høydekotene i kartet.

Geografisk plassering og utstrekning:

Kartene dekker hele tunnelstrekningen med alle alternativer, og viser tilstrekkelig bred korridor med tanke på mulig omlegging av trasé(er).

Kartet dekker område som vist på vedlagte kartutsnitt.

Kartet dekker arealet til x m utenfor anleggsgrensen for vegprosjektet.

Kartet dekker inntil x m på hver side av prosjektet/planlagt vegs senterlinje.

Kartet innhold:

Objekter i kartet tegnes med omriss i svart-hvitt.

Kartet er uten fargelagte/skraverte flater.

Planlagt/prosjektet veg vises på kartet.

Planlagt/prosjektet tunnelstrekk vises på kartet.

Det fremgår tydelig hvor tunnel starter og slutter.

For veg og tunnel gjelder det at hele tverrsnittet vises, ikke bare senterlinjen.

Terrengformer beskrives med høydekoter med 1m ekvidistanse og tellekoter pr 5 meter.

Høydepåskrift på 5m kotene.

I områder som grenser mot vann/sjø/elv/bekk osv. tas også koter under vannflaten med.

Der det finnes grunnboringer vises borepunkt i kartet.

Følgende FKB-tema (definert i [FKB-produktspesifikasjoner](#)) inngår i kartet:

Tema:	Skal inngå:
FKB-Generell del (pdf)	
FKB-Høydekurve (pdf)	
FKB-Vann (pdf)	
FKB-AR5 (pdf)	

FKB-Bygning (pdf)	
FKB-BygnAnlegg (pdf)	
FKB-PblTiltak (pdf)	
FKB-PblTiltak (forenklet versjon) (pdf)	
FKB-LedningVA (pdf)	
FKB-Ledning	
- Forvaltning LedningEl (pdf)	
- Forvaltning LedningBelysning (pdf)	
- Forvaltning LedningBane (pdf)	
- Forvaltning LedningEkonomi (pdf)	
- Vedlegg 1 til FKB-Ledning (pdf)	
FKB-Arealbruk (pdf)	
FKB-Naturinfo (pdf)	
FKB-Veg (pdf)	
FKB-Vegnett (pdf)	
Fotogrammetrisk FKB-Vegnett (pdf)	
FKB-Bane (pdf)	
FKB-Lufthavn (pdf)	
FKB-TraktorvegSti	
FKB-Presentasjonsdata (pdf)	
FKB-samletabell (pdf)	

FKB=Felles kartdatabase (www.kartverket.no)

Krav til det digitale kartets dataformat og koordinatreferansesystem:

Kartet leveres som vektor-kart på SOSI-format.

Kartet foreligger i vegprosjektets vedtatte koordinatreferansesystem og sone.

Hvis det ikke er vedtatt koordinatsystem for vegprosjektet opplyses det om hvilket koordinatreferansesystem og sone kartet leveres i for grunnriss og høyde.

Krav til papirkartets arkformat og målestokk:

Papirkartet leveres på Ax format.

Papirkartet leveres i målestokk 1:x

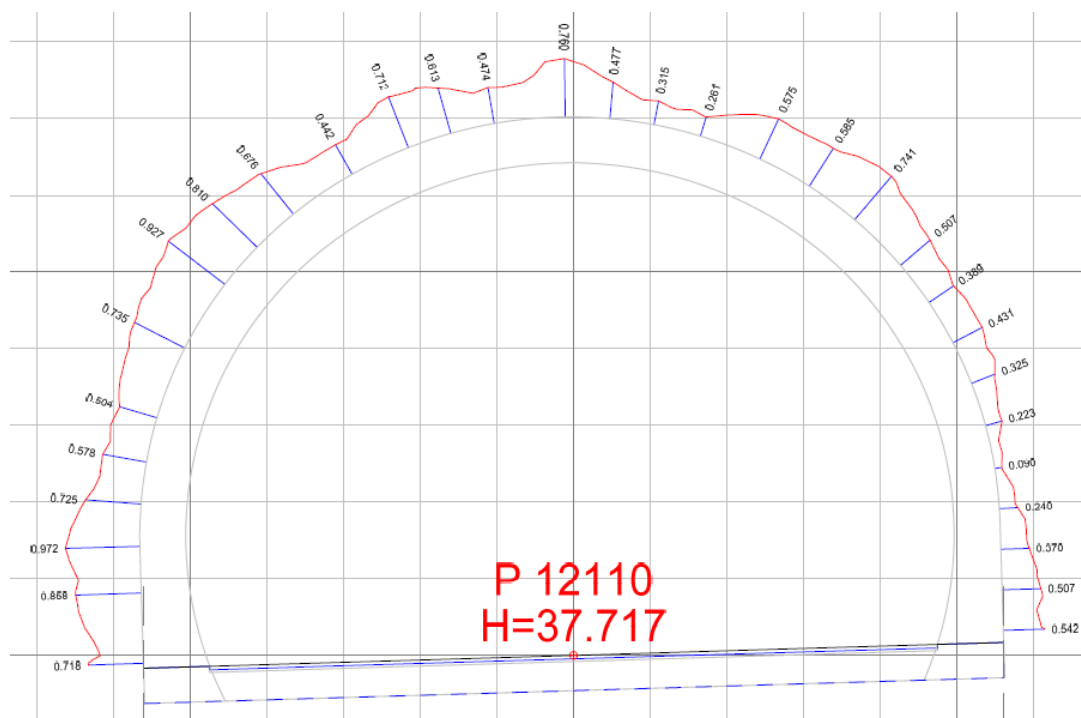
(f. eks 1:500 der 1 cm på kartet = 5m i virkeligheten).

VEDLEGG C Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder

Bergmasseklasse	Q-verdi	Sikringsklasse	Permanent bergsikring T9,5					Utvidet profil	Salvelengde	Bolter				Sprøytebetong ⁵				
			Bolter (c/c i m)	Sprøytebetong		Spr.bet. buer c/c	Forbolter c/c			Sålestøp	Bolter pr.	Bolter pr. meter	Bolter pr. salve ⁴		Forbolter	m ³ pr. meter	m ³ pr. salve ³	
				tykkelse	Abs.kl.								3 meter	5 meter			3 meter	5 meter
A/B	>10	I	spredt	80 mm	E700				normal (5-5,6m)	7-8	2,9	ca. 8	ca. 14		2,6	ca. 8	ca. 13	
C	10-4	II	2,0	80	E700			9-10		4,5	ca. 14	ca. 23	2,6		ca. 8	ca. 13		
D	4-1	III	1,75	100	E1000			11-12		6,6	ca. 20	ca. 33	3,2		ca. 10	ca. 16		
E1	1-0,2	IVa	1,5	150	E1000			vurderes		14-15	9,4	ca. 26	ca. 43		4,8	ca. 14	ca. 24	
E2	0,2-0,1	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes	300 mm	redusert, ev.delt	14-15	9,4	ca. 28	ca. 43	30-75	4,8	ca. 14	ca. 24
F	0,1-0,05	V	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja	600 mm		17-18	14,1	ca. 43	ca. 71	50-100	6,4	ca. 19	ca. 32
G	< 0,01	VI	Bergsikring dimensjoneres spesielt															

Bergmasseklasse	Q-verdi	Sikringsklasse	Permanent bergsikring T12,5					Utvidet profil	Salvelengde	Bolter				Sprøytebetong ⁵				
			Bolter (c/c i m)	Sprøytebetong		Spr.bet. buer c/c	Forbolter c/c			Sålestøp	Bolter pr. rast	Bolter pr. meter	Bolter pr. salve ⁴		Forbolter	m ³ pr. meter	m ³ pr. salve ³	
				tykkelse	Abs. kl.								3 meter	5 meter			3 meter	5 meter
A/B	>10	I	spredt	80 mm	E700				normal (5-5,6m)	8-9	3,4	ca. 10	ca. 17		3,0	ca. 9	ca. 15	
C	10-4	II	2,0	80	E700			10-11		5,4	ca. 16	ca. 27	3,0		ca. 9	ca. 15		
D	4-1	III	1,75	100	E1000			13-14		7,7	ca. 23	ca. 38	3,6		ca. 11	ca. 18		
E1	1-0,2	IVa	1,5	150	E1000			vurderes		16-17	10,9	ca. 32	ca. 54		5,4	ca. 16	ca. 27	
E2	0,2-0,1	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes	300 mm	redusert, ev.delt	16-17	10,9	ca. 32	ca. 54	40-80	5,4	ca. 16	ca. 27
F	0,1-0,01	V	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja	600 mm		20-21	16,3	ca. 49	ca. 82	60-120	7,4	ca. 22	ca. 37
G	< 0,01	VI	Bergsikring dimensjoneres spesielt															

¹Buelengde 21 m²Buelengde 24 m³Prelltapfaktor = 1,05 og ujevnhetsfaktor = 1,45. Ikke justert for tykkere lag. For beregningsgrunnlag se NB7 [79].⁴Antallet avhenger av tilpasningen til siste rast på forrige salve⁵Mengde til sprøytebetongbuer kommer i tillegg



Virkelig sprengningsprofil (rødt på figuren) er en mer eller mindre ujevn linje utenfor teoretisk sprengningsprofil. Ved tung sikring utvides profilet for å ta hensyn til tykkelse på buene, ev. annen sikring.

UTKAST