

John Anders Flø Gustad

# Ingeniørgeologiske utfordringer for driving av to-løps vegtunnel med løp nr. 2 i etterkant kontra samtidig driving av begge løp

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Bjørn Nilsen

Juli 2019



John Anders Flø Gustad

# Ingeniørgeologiske utfordringer for driving av to-løps vegtunnel med løp nr. 2 i etterkant kontra samtidig driving av begge løp

Masteroppgave i Tekniske geofag  
Veileder: Bjørn Nilsen  
Juli 2019

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for geovitenskap og petroleum





## MASTEROPPGAVE

### Prosjektbeskrivelse

**Kandidatens navn:** John Anders Flø Gustad

**Oppgavens tittel:** **Ingeniørgeologiske utfordringer for driving av to-løps vegtunnel med løp nr. 2 i etterkant kontra samtidig driving av begge løp**

**English title:** Engineering geological challenges related to excavation on two-tube road tunnel with tube 2 afterwards versus simultaneous excavation of both tubes

**Utfyllende tekst:**

1. I forbindelse med prosjektering av toløps vegtunneler kan det i noen tilfeller være ønskelig å utsette sprengning av løp nr. 2 til løp nr. 1 har vært i drift en periode. I denne masteroppgaven skal det gjennomføres vurdering av konsekvensene av utsettelse med utsprengning av løp nr. 2, sammenlignet med samtidig driving og ferdigstilling av de to løpene. Hovedvekt skal legges på ingeniørgeologiske aspekter av problemstillingen, som design / avstand mellom tunnellopene, stabilitet/sikring, tetting/vannsikring, vibrasjoner m.v.

Innledningsvis i oppgaven skal det gjennomføres litteraturstudier for innhenting av erfaringer fra tidligere vegtunnel-prosjekter med 2 løp, med hovedvekt på prosjekter med løp nr. 2 drevet i etterkant.

Resultatene og erfaringene fra punktene beskrevet ovenfor skal så benyttes for sammenligning og analyse av de to alternative drivemetodene for de planlagte Julaksla- og Kringstad-tunnelene langs ny E39 ved Molde. Mulig utnyttelse av et eventuelt løp 2 som rømningstunnel skal spesielt analyseres og kommenteres.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen Region Midt med prosjektleder Harald Inge Johnsen og ingeniørgeolog Arild Gjerde som kontaktpersoner. Nødvendig grunnlagsmateriale for de to planlagte E-39 tunnelene vil bli stilt til rådighet av Statens vegvesen.

**Studieretning:** Ingeniør- og miljøgeologi

**Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk

**Tidsrom:** 11.2.2019-11.6.2019

---

*Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder*



## Sammendrag

I vegprosjekter med to-løps tunneler kan det være ønskelig å utsette sprengning av tunnellop nummer to til en tid etter sprengning av tunnellop nummer én. Trafikkmengden tilsier gjerne at det i første omgang er tilstrekkelig med ett tunnellop, men grunnet trafikkvekst vil det bli behov for to tunnellop i framtiden.

Hensikten med denne masteroppgaven er å vurdere konsekvenser med utsatt driving av tunnellop nummer to kontra samtidig driving av begge tunnellopene. Erfaringer fra fullførte og pågående tunnelprosjekt er samlet inn og sammenstilt. Informasjonen er hentet inn gjennom litteraturstudium og samtaler med personer med relevant erfaring. Resultatene er brukt til vurdering av drivemetode for Julakslatunnelen og Kringstadunnelen på ny E39 like ved Molde.

Funn i denne oppgaven viser at utsatt driving av tunnellop nummer to medfører generelt sett høyere risiko enn samtidig driving av begge tunnellopene. Lengre avstand mellom tunnellopene vil være gunstig ved utsatt driving av tunnellop nummer to fordi det øker sikkerhetsmarginen for arbeidet. Injeksjonsarbeider i tunnellop nummer to, samtidig som tunnellop nummer én er trafikkert, er spesielt risikabelt fordi det er vanskelig å forutsi hvordan injeksjonsmassen beveger seg i bergmassen. I områder der injeksjon ikke anses som nødvendig, vil utsatt driving av tunnellop nummer to likevel medføre behov for økt avstand mellom tunnellopene. Dette på grunn av endrede bergspenningsforhold og krav til rystelsesbegrensninger.

På grunn av dårlige omkjøringsmuligheter ved utsatt driving av tunnellop nummer to, bør minst mulig stengning av tunnellop nummer én tilstrebes. Dette gjør arbeidet med tunnellop nummer to mer utfordrende.





## Abstract

In construction of two-tube road tunnels, it may be desirable to postpone the excavation of one of the tubes to sometime after completion of the first tube. The present traffic volume prognosis can indicate that a single tube is sufficient, but there will be need for another tube in the future.

The purpose of this master thesis is to assess the consequences of delayed excavation of the second tube versus simultaneous excavation of both tubes. Practice from completed and ongoing tunnel project is collected by literature study and interviews with experienced professionals. Assessment of simultaneous and postponed excavation is performed for the planned Julaksla tunnel and Kringstad tunnel on E39 nearby Molde.

Findings show that postponed excavation of the second tube generally entails higher risk than simultaneous excavation of both tubes. In the case of postponed excavation, longer distance between the tubes is beneficial because of increased safety margin. Grouting in the second tube while tube number one is open for traffic, involves more risk because of difficulties in predicting the grout behaviour in the rock mass. In the areas where grouting is not considered necessary, increased distance between the two tubes is still recommended in the case of postponed excavation of tube number two. This is due to blasting vibrations and changes in the rock stress.

Due to poor diversion routes, efforts to minimize the downtime of tube number one should be made for the case of postponed excavation of tube number two. This fact increases the complexity of the project.



## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som avsluttende oppgave på studiet Tekniske Geofag ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven gir 30 studiepoeng og utgjør hele karakteren i faget «TGB4930, Ingeniørgeologi og bergmekanikk, masteroppgave». Oppgaven er skrevet våren 2019 i samarbeid med Statens vegvesen Region Midt.

Jeg vil rette en stor takk til hovedveileder Bjørn Nilsen for veiledning, oppmuntring og faglige innspill til oppgaveskrivingen, og til Håvard Barkved for korrekturlesing. Videre vil jeg takke alle som har bidratt med informasjon til oppgaven, spesielt Arild Gjerde og Harald Inge Johnsen som har vært kontaktpersoner i Statens vegvesen.

Til slutt vil jeg takke medstudentene mine for en fin studietid, faglige diskusjoner og oppmuntring underveis.

John Anders Flø Gustad

Juli 2019



## Innholdsfortegnelse

Sammendrag.....	III
Abstract.....	V
Forord .....	VII
Innholdsfortegnelse .....	IX
1 Innledning .....	1
2 Dimensjonering av vegtunneler.....	3
2.1 Dimensjoneringsklasser .....	3
2.2 Tunnelklasser .....	5
3 Driving og sikring.....	9
3.1 Konvensjonell driving .....	9
3.2 Sikringsklasser .....	10
3.3 Sikringsmetoder .....	13
3.3.1 Maskinell rensk .....	13
3.3.2 Manuell rensk.....	14
3.3.3 Bolting .....	14
3.3.4 Sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer .....	16
3.3.5 Sikringskostnader .....	18
4 Spesielle problemstillinger ved driving av parallelle tunnellop.....	19
4.1 Rystelser .....	19
4.2 Injeksjon .....	22
4.3 Stabilitet av bergstabe mellom tunnellop .....	25
5 Tidligere to-løps tunnelprosjekter .....	27
5.1 Bamble og Kjørholt tunneler .....	27
5.2 Tauertunnelen.....	29
5.3 Grillstadtunnelen .....	30
5.4 Eidsvolltunnelen.....	33

5.5	Jarlsbergtunnelen.....	34
5.6	E6 Ranheim-Værnes.....	37
5.7	E18 Grimstad-Kristiansand.....	40
5.8	Oppsummering av tidligere prosjekter .....	43
6	Julakslatunnelen og Kringstad tunnelen .....	45
6.1	Ferjefri E39 .....	45
6.2	E39 Julbøen-Molde .....	46
6.2.1	T10,5 komplett.....	47
6.2.2	T10,5 komplett + T9,5 råsprengt og bergsikret .....	47
6.2.3	T9,5 + T9,5 komplette tunneler .....	48
6.3	Bergarter og oppsprekning.....	48
6.4	Svakhetssoner.....	49
6.5	Bergoverdekning .....	50
6.6	Hydrogeologi .....	50
6.7	Påhugg .....	51
7	Vurderinger rundt driving av parallelle tunneler .....	53
7.1	Tunneldesign og trasevalg .....	53
7.2	Bergmekanisk stabilitet .....	54
7.3	Rystelser .....	56
7.3.1	Grenseverdi for rystelser .....	57
7.3.2	Estimering av svingehastighet .....	59
7.4	Injeksjon .....	62
7.5	Påhugg .....	64
7.6	Vegstengning .....	65
7.7	Vekseldrift .....	67
7.8	Tunnelløp nummer to som rømningstunnel.....	68
7.9	Ulempe for naboer.....	69

7.10	Forberedende tiltak til driving av tunnel nummer to i etterkant.....	69
7.11	Økonomi.....	71
7.11.1	Nåverdiberegninger.....	71
7.11.2	Kostnadsanalyse.....	73
7.11.3	Sammenligning av kostnader.....	75
7.12	Samlet diskusjon.....	77
8	Konklusjon.....	79
9	Videre arbeid.....	81
10	Referanser.....	83



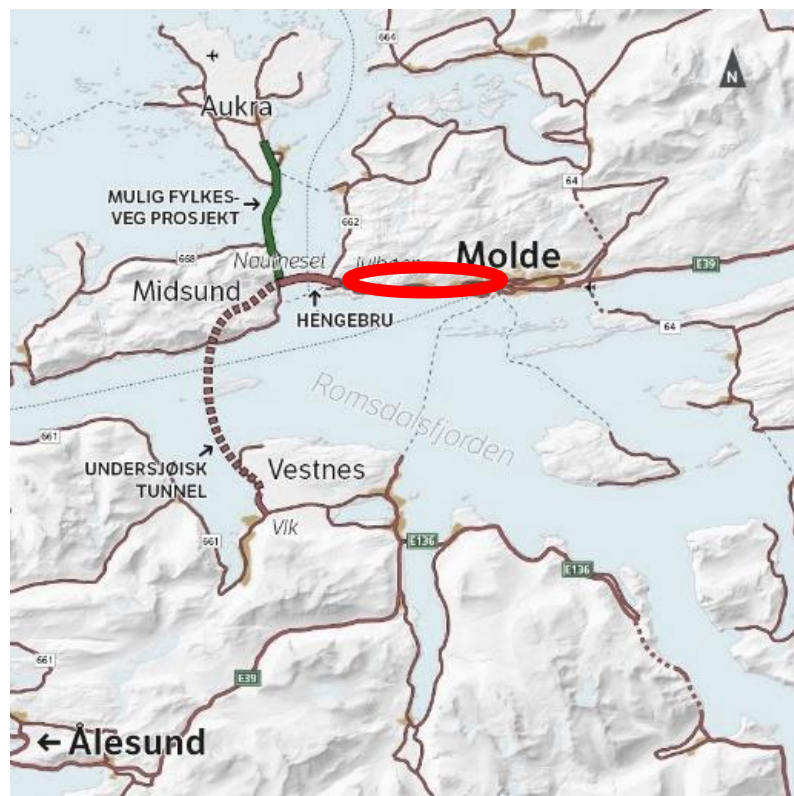


# 1 Innledning

I vegprosjekter møter man gjerne på følgende problemstilling: Trafikkprognoser tilsier at det er tilstrekkelig med kun ett tunnellop, men det forventes at et ekstra tunnellop vil bli nødvendig i framtiden. Samtidig driving av begge tunnellop kan imidlertid være mer effektivt enn driving av tunnellopene på forskjellig tidspunkt.

Denne oppgaven har søkelys på ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til samtidig driving kontra utsatt driving av tunnellop nummer to. I oppgaven er det hentet inn erfaringer fra fullførte og pågående prosjekter, og på bakgrunn av dette foretatt ingeniørgeologiske vurderinger av konsekvensene ved samtidig driving og utsatt driving av tunnellop nummer to. Det er også gjennomført enkle økonomiske vurderinger rundt problemstillingen.

I tillegg er det foretatt vurderinger vedrørende driving av ett eller to tunnellop for Julakslatunnelen og Kringstadtunnelen, en delstrekning på ny E39 inn mot Molde, se figur 1.1. Tunnelene er foreløpig planlagt med ett tunnellop, men det forventes at det vil bli aktuelt med to tunnellop i framtiden.



Figur 1.1 Oversiktskart for planlagt E39 over Romsdalsfjorden. Lokasjonen til de planlagte Julaksla- og Kringstadtunnelen er markert med rød sirkel. Basert på Statens vegvesen (2019e)

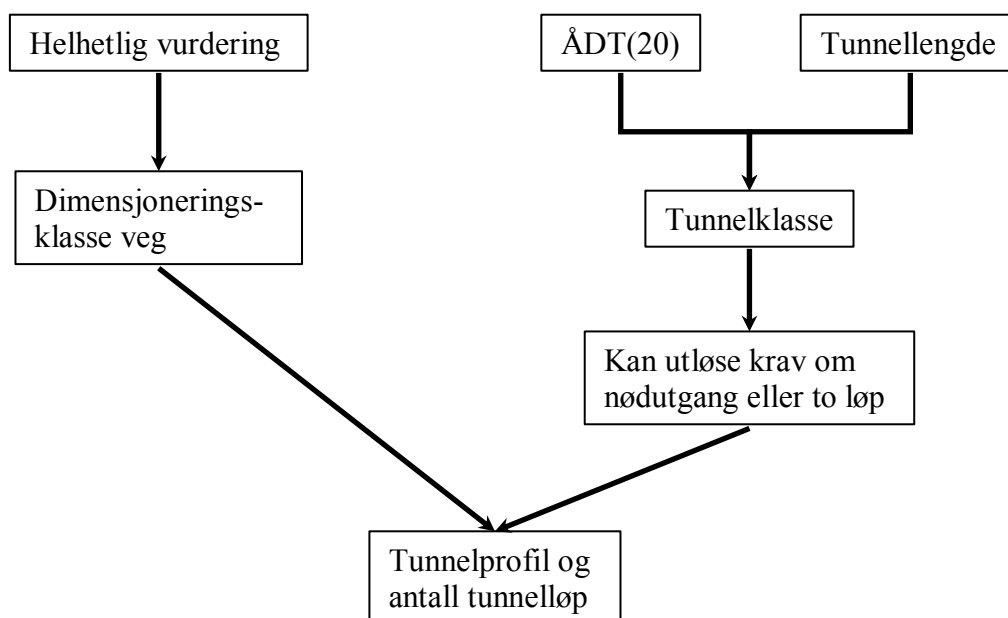


## 2 Dimensjonering av vegtunneler

I dette kapitlet presenteres regelverket som ligger til grunn ved dimensjonering av vegtunneler.

### 2.1 Dimensjoneringsklasser

Hovedveger i Norge er inndelt i fem forskjellige dimensjoneringsklasser. Trafikkmengde i form av årsdøgntrafikk (ÅDT) har betydning for hvilken dimensjoneringsklasse som velges, men over lengre strekninger er det en målsetning om at vegstandarden skal være ensartet. Endelig dimensjoneringsklasse velges ut ifra en helhetsvurdering av vegnettet i det området en vegparsell inngår i. De ulike dimensjoneringsklassene har forskjellige krav til utforming av veggen (Vegdirektoratet, 2019).



Figur 2.1 Skjematisk framstilling av prosedyre for dimensjonering av vegtunneler.

Ved bygging av vegtunneler er dimensjoneringsklassen til den aktuelle vegen førende for hvilken tunnelprofil som skal benyttes. Tabell 2.1 viser sammenhengen mellom dimensjoneringsklasse og tunnelprofil. I tillegg kan sikkerhetshensyn føre til endring av tunnelprofil og antall tunnellop, se figur 2.1 Tabell 2.2 og figur 2.2 viser ulike tunneldimensjoner. Tunnellengder for bytunneler og motorvegtunneler skal ifølge håndbok N500 begrenses og helst ikke være lengre enn 4 km. (Vegdirektoratet, 2019).

Samferdselsdepartementet har bedt om tilleggsvurdering av nasjonale hovedveger med middels trafikk. Dimensjoneringsklasse H5 er gjeldende inntil annet blir bestemt (Vegdirektoratet, 2019).

## 2 DIMENSJONERING AV VEGTUNNELER

---

Tabell 2.1 Tunnelprofiler for de ulike dimensjoneringsklassene (Vegdirektoratet, 2019). Dimensjoneringsklasse H5 skal ha tunnelprofil T12,5 for tunneler med lengde <500m, T10,5 for tunneler med lengde >500 m og 2\*T9,5 dersom det er krav om rømningstunnel.

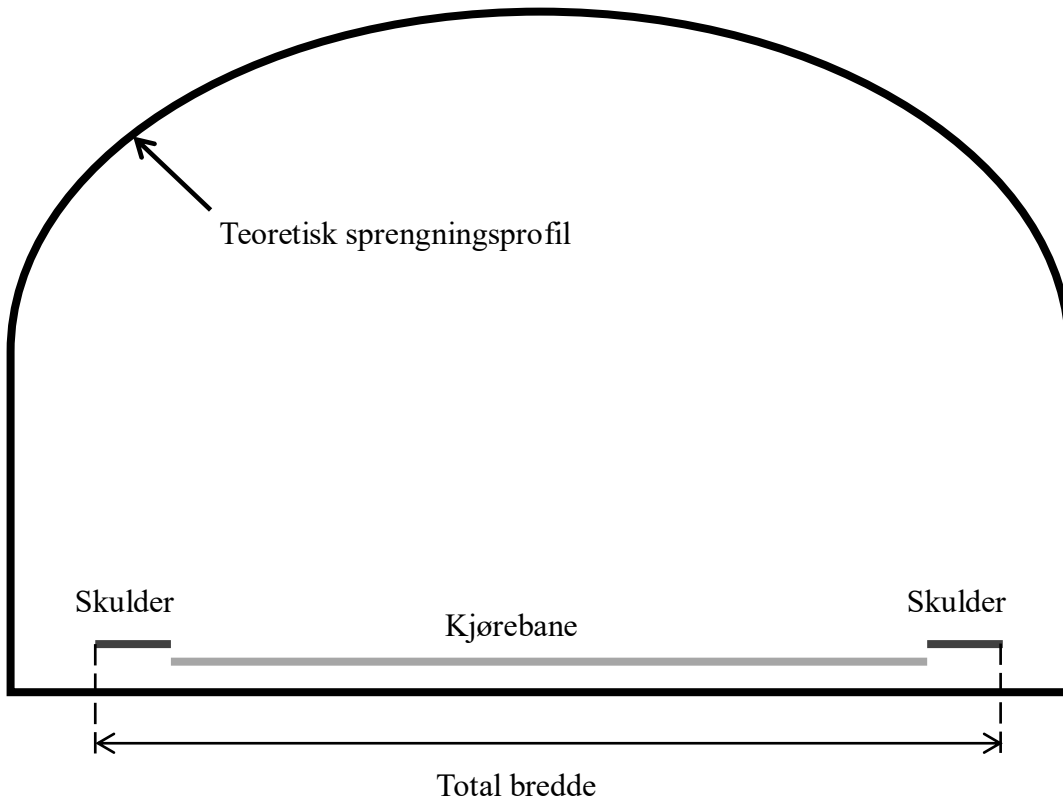
Dimensjoneringsklasse	ÅDT	Fartsgrense	Tunnelprofil
H1	< 6000	80 km/t	T9,5
H5	6000-12 000	90 km/t	2*T9,5 T12,5 T10,5
H3	> 12 000	110 km/t	2x T10,5
Hø1	< 4000	80 km/t	T9,5
Hø2	< 12 000	60 km/t	T9,5

---

Tabell 2.2 Tunnelprofiler med total bredde og teoretisk tverrsnittsareal etter sprengning. Total bredde er bredden til kjørebanelen pluss veiskulder på begge sider. Tallene er hentet fra Vegdirektoratet (2016b).

Tunnelprofil	Total Bredde	Teoretisk tverrsnittsareal etter sprengning
T 4	4,0 m	20,32 m <sup>2</sup>
T 5,5	5,5 m	39,10 m <sup>2</sup>
T 8,5	8,5 m	61,92 m <sup>2</sup>
T 9,5	9,5 m	66,62 m <sup>2</sup>
T 10,5	10,5 m	74,59 m <sup>2</sup>
T 11,5	11,5 m	85,92 m <sup>2</sup>
T 12,5	12,5 m	91,32 m <sup>2</sup>
T 14	14 m	104,58 m <sup>2</sup>

---

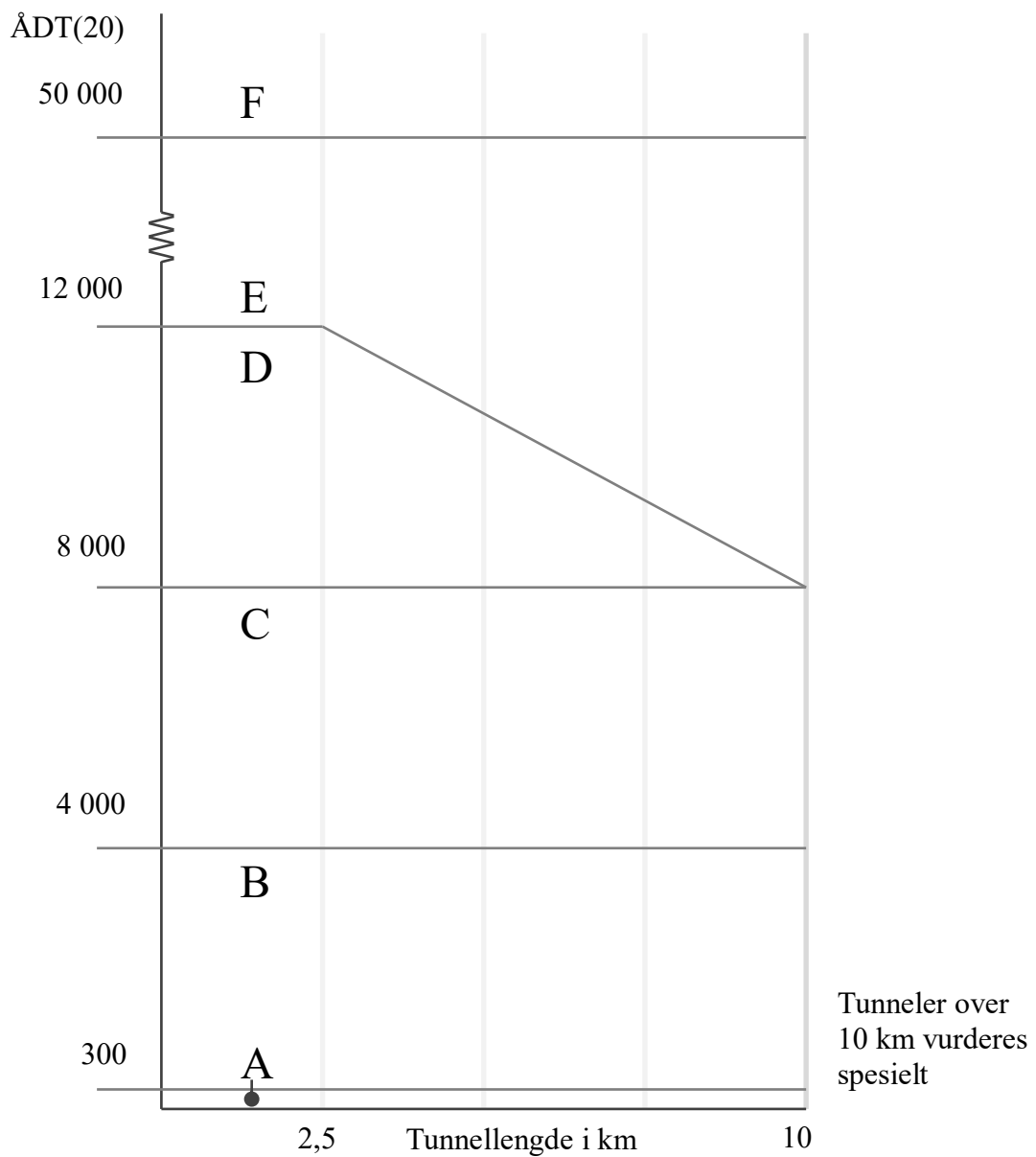


Figur 2.2 Skisse som viser teoretisk sprengningsprofil og total bredde i vegtunneler. Mellom bergveggen og veiskuldra er det satt av plass til berg- vann- og frostsikring. Basert på (Vegdirektoratet, 2016b).

## 2.2 Tunnelklasser

Tunneler inndeles i tunnelklasser basert på trafikkmengde og tunnellengde, se figur 2.3. Trafikkmengde angis som ÅDT(20), det vil si ÅDT 20 år fram i tid etter tunnelåpning (Vegdirektoratet, 2016b). ÅDT (årsdøgntrafikk) er totalt antall kjøretøy som passer et snitt av en veg dividert med 365 (Vegdirektoratet, 2018a). Dersom det forventes ujevn trafikkmengde gjennom året eller usikkerheten i beregningene er store, anbefales særskilt vurdering av tunnelklasse (Vegdirektoratet, 2016b).

Avhengig av hvilken tunnelklasse som velges for et tunnelprosjekt vil det være ulike krav til sikkerhetstiltak. Dette være seg krav til antall tunnellop, snunisjer, havarinisjer, nødutganger og andre sikkerhetstiltak, se tabell 2.3 (Vegdirektoratet, 2016b).

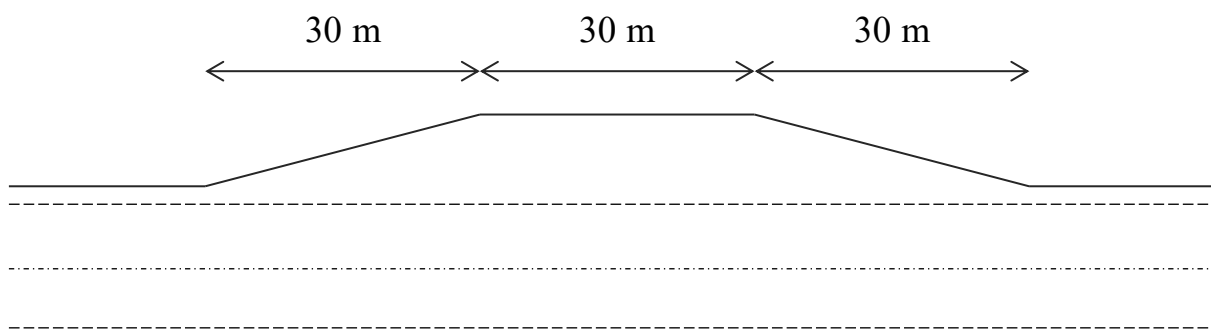


Figur 2.3 Inndeling i tunnelklasser etter ÅDT(20) og lengde. Tunnelklasse E og F har krav om to tunnellop. Krav til nødutganger kan utløse behov for bygging av to-løps tunneler også for tunnelklasse C og D (Vegdirektoratet, 2016b).

Tabell 2.3 Oversikt over krav til havarinisjer, snunisjer og nødutganger for å sikre akseptabelt sikkerhetsnivå i vegtunneler (Vegdirektoratet, 2016b).

Tunnelklasse	Sikkerhetstiltak		
	Havarinisjer	Snunisjer	Nødutganger
A			
B	krav	krav	
C	krav	krav	vurderes
D	krav	krav	krav
E	krav		krav
F	krav		krav

Havarinisjer, se figur 2.4, skal muliggjøre parkering utenfor kjørefeltene. Snunisjer skal gjøre det mulig å endre kjøreretning inne i tunnelen. Kravene til avstand mellom nisjene er gjengitt i tabell 2.4. Plasseringen kan imidlertid tilpasses lokale forhold, som for eksempel geologi og geometri. Toleransen for plassering av nisjer er  $\pm 50$  meter. Dersom det er hensiktsmessig å kombinere nisjene med andre tunnelutvidelser, skal det hensyntas. Snunisjer bør ikke plasseres i innerkurve, på grunn av siktforhold. I tillegg skal det bygges nisjer for tekniske rom, med vurdering av mulige fremtidige oppgraderinger, nødkiosker og eventuelle pumpestasjoner (Vegdirektoratet, 2016b).



Figur 2.4 Utforming av havarinisje. Basert på (Vegdirektoratet, 2016b).

Ifølge Statens vegvesens håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2016b) skal det etableres nødutganger dersom tunnelen er over en viss lengde og ÅDT. Nødutganger gjør det mulig å evakuere tunnelen til fots ved ulykke eller brann, og gir redningsmannskaper mulighet til å ta seg inn i tunnelen. Det stilles krav til etablering av nødutganger for tunneler med lengde mellom 500 m og 10 km med ÅDT på 8000 og for tunneler med lengde over 10 km med ÅDT på 4000. Kravet inntreffer på det tidspunkt ÅDT overskrider oppgitte verdier. For to-løps tunneler løses dette ved gangbare tverrforbindelser mellom tunnellopene med 250 meters mellomrom. Ettløpstunneler kan utformes med nødutganger direkte ut i det fri, utgang til rømningstunnel som leder ut i det fri, eller en parallell rømningstunnel med tverrforbindelser til vegtunnelen. Gangbare tverrforbindelser og nødutganger ut i det fri skal ha tunnelprofil T4. For rømningstunneler er det krav om tunnelprofil T5,5. Nødutganger skal i likhet med vegtunneler bergsikres, samt vann- og frostsikres. Det stilles krav til fast dekke og at helningsgraden på nødutgangen ikke skal være brattere enn maksimalt 5%. Krav til havarinisjer, snunisjer og nødutganger er oppsummert i tabell 2.3 og tabell 2.4.

Tabell 2.4 Normalavstand mellom havarinisjer og snunisjer (Vegdirektoratet, 2016b).

Tunnelklasse	Havarinisjer	Snunisjer	
A			
B	500 m	2000 m	Snunisjer bygges i tunneler over 4 km
C	375 m	1500 m	Snunisjer bygges i tunneler over 3 km
D	250 m	1000 m	Snunisjer bygges i tunneler over 2 km
E	500 m		
F	250 m		

---



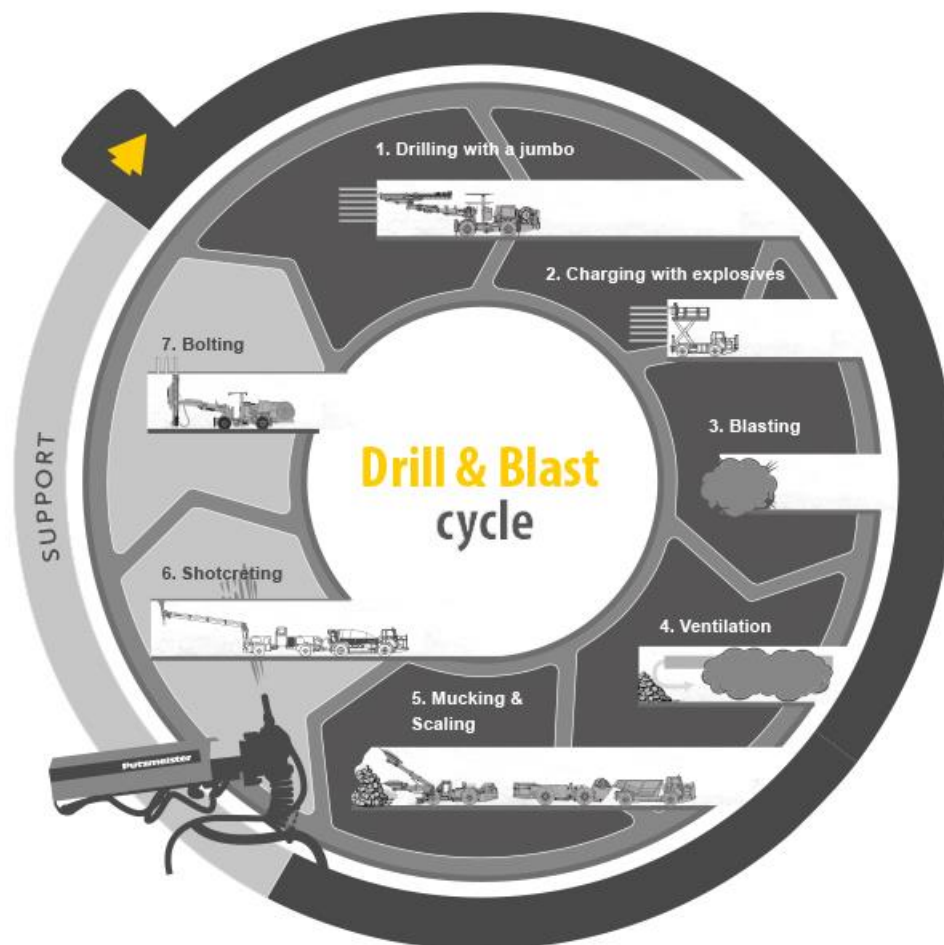
### 3 Driving og sikring

Dette kapittelet inneholder en oversikt over drive- og sikringsmetoder som anses som mest relevante for driving av vegtunneler.

#### 3.1 Konvensjonell driving

Konvensjonell tunneldriving med boring og sprengning anses som mest aktuelt for Kringstad og Julakslatunnelene. Alternativt kan tunnelene drives med tunnelboremaskin (TBM), men dette er imidlertid ikke brukt på norske vegprosjekter siden 80-tallet (Jakobsen og Arntsen, 2014). Videre i denne oppgaven er derfor konvensjonell driving lagt til grunn for vurderingene.

Konvensjonell driving er en syklisk prosess der boring, lading, skyting, ventilasjon, utlasting og bergsikring utføres i bestemt rekkefølge for hver tunnelsalve, se figur 3.1.



Figur 3.1 Salvesyklus ved konvensjonell tunneldriving (Putzmeister, u.å.).

### 3 DRIVING OG SIKRING

---

Tidsforbruk på de ulike arbeidsoperasjonene vil blant annet variere med tunneltverrsnitt og fjellets beskaffenhet, men normalt tidsforbruk kan være som vist i tabell 3.1.

På et prosjekt der det drives på kun én tunnelstueff, vil utstyret som ikke brukes i den pågående arbeidsoperasjonen stå ubrukt. Ved to tunnelstuffer kan utstyr som ikke brukes i den ene tunnelen, benyttes i den andre. Dette vil medføre mindre dødtid for maskinene.

*Tabell 3.1 Eksempel på syklustid for tunnel med tverrsnitt 63 m<sup>2</sup> (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2006)*

Arbeidsoperasjon	Tidsforbruk
Boring, sprengning og skyting	218 min
Ventilasjon	18 min
Lasting og utkjøring	150 min
Rensk	53 min

---

### 3.2 Sikringsklasser

Sikringsomfanget og sikringsmetodene skal ifølge Håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2016b) bestemmes etter klassifisering av bergmassen i henhold til Q-metoden. Avhengig av bergmasseklasse, havner bergmassen i forskjellige sikringsklasser med ulike krav til boltetetthet, sprøytebetong og eventuelle andre sikringsmidler, se tabell 3.2

*Tabell 3.2 Oversikt over bergmasseklasser og sikringsklasser. Sikringsklassene gjelder for tunneltverrsnitt T8,5-12,5 (Vegdirektoratet, 2016b).*

Bergmasseklasse	Bergforhold og Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse
A/B	Q= 100-10 Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1 m.	I
C	Q=10-4 Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3-1 m.	II

D	Q=4-1 Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m.	III
E	Q=1-0,1 Svært dårlig bergmasse	IV
F	Q=0,1-0,01 Ekstremt dårlig bergmasse	V
G	Q<0,01 Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse	VI

Q- metoden, første gang publisert i 1974, er et system for klassifisering av bergmasser. Q-verdien beskriver bergmassens stabilitet og beregnes med ligning (3.1) basert på seks parametere (NGI, 2015).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.1)$$

Parameterne er:

RQD: Oppsprekningsfaktor

$J_n$ : Tall for antall sprekkesett

$J_r$ : Sprekkeruhetstall

$J_a$ : Tall for sprekkefylling

$J_w$ : Sprekkevannstall

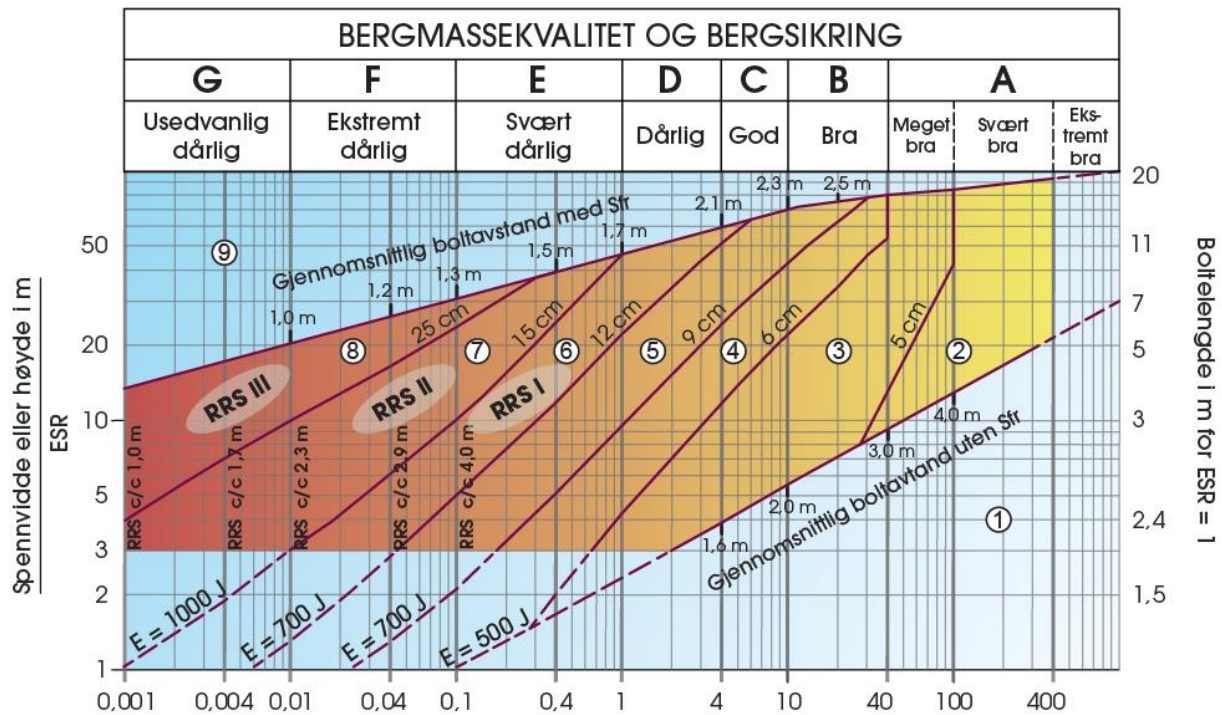
SRF: Bergspenningsfaktor

Q-verdien bestemmes ved geologisk kartlegging under driving. Alle enkeltparameterne bestemmes individuelt ut ifra beskrivelser i tabeller (Vegdirektoratet, 2016b).

Q-systemet har også bergsikringsdiagram som kan brukes til veiledning ved dimensjonering av bergsikring i tunneler og bergrom, se figur 3.2. Sikringsveiledningen er generell og kan tilpasses ulike bruksområder. Sikringsmetodene er stort sett bolting, sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer (NGI, 2015).

### 3 DRIVING OG SIKRING

Bergsikring etter vegvesenets sikkerhetsklasser bruker de samme sikringsmetodene som i Q-systemet. Sikringsklasse I, II og III består utelukkende av bolter og armert sprøytebetong. Sikringsklasse IV består av sprøytebetong og bolting for Q-verdier over 0,2. For sikringsklasse IV med Q-verdier under 0,2 og sikringsklasse V skal det brukes bolter og sprøytebetong supplert med armerte sprøytebetongbuer. I tillegg kan sålestøp vurderes. Generelt for sikringsklassene er at fasthet og tykkelse på sprøytebetongen, samt boltetetthet, øker med stigende sikkerhetsklasse. Sikringsklasse VI medfører spesiell dimensjonering av driving og sikring. Fra og med sikringsklasse IV skal salvelengden reduseres. Sikringsangivelsene gjelder for tunnelprofiler T8,5 - T12,5. Bergsikring i andre tverrsnitt skal dimensjoneres spesielt (Vegdirektoratet, 2016b).



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

Figur 3.2 Bergsikringsdiagram etter Q-systemet (NGI, 2019).

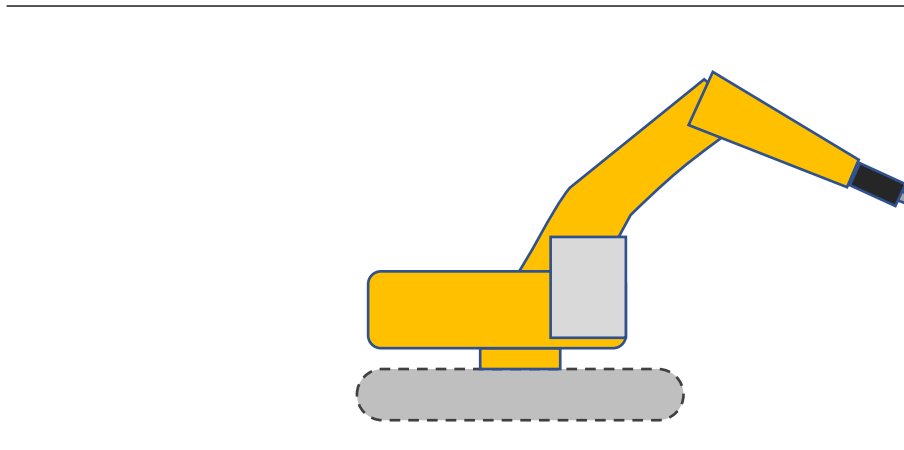
### 3.3 Sikringsmetoder

I dette delkapittelet presenteres de mest aktuelle sikringsmetodene:

- Maskinell rensk
- Manuell rensk
- Bergbolter
- Sprøytebetong
- Armerte sprøytebetongbuer

#### 3.3.1 Maskinell rensk

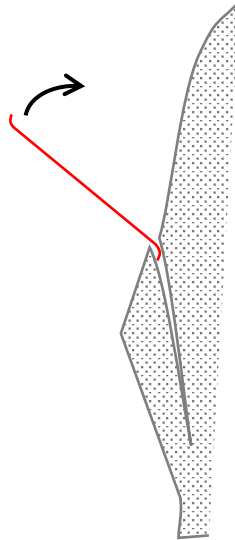
Maskinell rensk går ut på å fjerne løst berg ved hjelp av maskiner. Løst berg kan falle ned og utgjør dermed en fare. Arbeidet kan utføres med en piggmaskin spesielt tilpasset dette formålet eller en gravemaskin med en pigghammer, se figur 3.3. Maskinell rensk skal alltid etterfølges av manuell rensk (Fagermo *et al.*, 2016).



Figur 3.3 Skisse av maskinell rensk med gravemaskin og pigghammer.

### 3.3.2 Manuell rensk

Manuell rensk, eller spettrensk, er å ta ned løst berg med et renskespett, se figur 3.4. Dette gjøres manuelt av en person fra en arbeidsplattform på en borerigg eller en personløfter (Fagermo *et al.*, 2016).



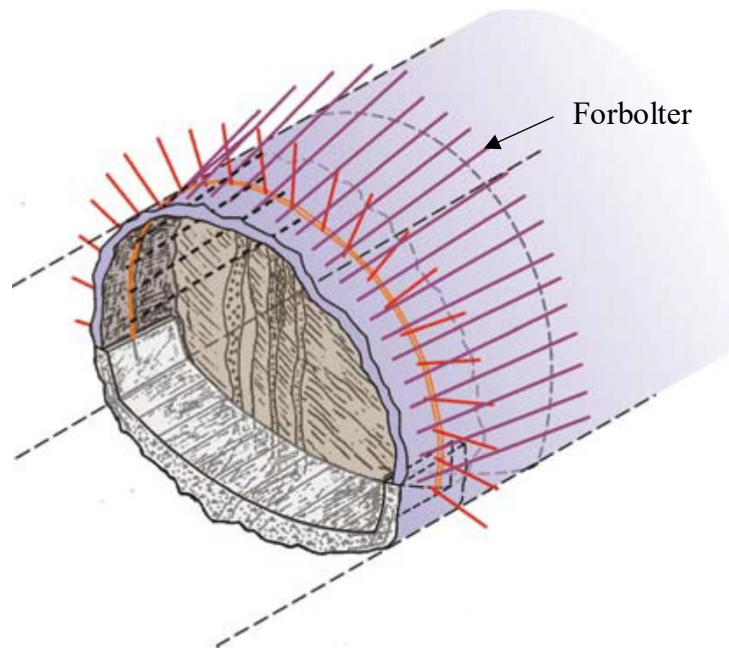
Figur 3.4 Manuell rensk ved bruk av renskespett.

### 3.3.3 Bolting

Fjellbolting for å hindre blokkfall brukes både som arbeidssikring på stuff og som permanent sikring. Bolter kan brukes både til å sikre enkeltblokker og for å forsterke bergmassens egen bæreevne (Myrvang, 2001). Bolting kan deles inn i:

- forbolting på stuff
- sikringsbolter på stuff
- sikringsbolter bak stuff (Fagermo *et al.*, 2016).

Forbolting (spiling), se figur 3.5, brukes i spesielt dårlig fjell, ved liten bergoverdekning og gjerne ved tunnelpåhugg. Forboltene settes inn foran stuffen og vinkles ut fra tunnelaksen med en vinkel på 10-25°. Vanligvis brukes fullt innstøpte kamstålbolter med lengde 6 m og diameter mellom 25 og 32 mm. Hensikten med forbolting er å opprettholde riktig profil etter sprengning og danne en bru for ustabile masser som kan hvile mot forboltene (Vegdirektoratet, 2014).



*Figur 3.5 Forbolting er en metode for å stabilisere berget før salven sprenges. Denne metoden gjør at det dannes et hvelv som stabiliserer berget. Basert på (Sve et al., 2008)*

Til boltesikring på og bak stuff, brukes ekspansjonsbolter, limbolter, innstøpte bolter eller kombinasjonsbolter (Fagermo *et al.*, 2016). I dag er kombinasjonsbolter blitt den klart vanligste boltetypen (Bollingmo, 2017), se figur 3.6.

Kombinasjonsbolter er bolter som endeforankres og kan ettergyses. Hensikten med å bruke kombinasjonsbolt er at man benytter den samme bolten til arbeidssikring og til permanent sikring. Kombinasjonsboltens monteres i to operasjoner. Først monteres boltens som en endeforankret bolt med en ekspansjonshylse innerst i hullet og mutter og underlagsplate på bergoverflaten. Senere gyses boltens ved at mørtel pumpes inn i hullet og fortrenger luften. Forspenning og ettergysing gjør boltens stiv, noe som kan føre til brudd dersom det er store deformasjoner i fjellet. Dersom kombinasjonsboltens er lakkert vil det, sammen med ettergysing, føre til god korrosjonsbeskyttelse (Vegdirektoratet, 2014).



*Figur 3.6 CT-bolt er en kombinasjonsbolt som er mye brukt ved sikring av tunneler. Bolten strammes med mutteren til venstre slik at ekspansjonshylsen til høyre festes og bolten spennes opp. Mørtel pumpes inn i gysehullet i kula. Det gjøres oppmerksom på at bolten er en kortere demoversjon. Figuren er basert på DSI Underground (2016).*

#### 3.3.4 Sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer

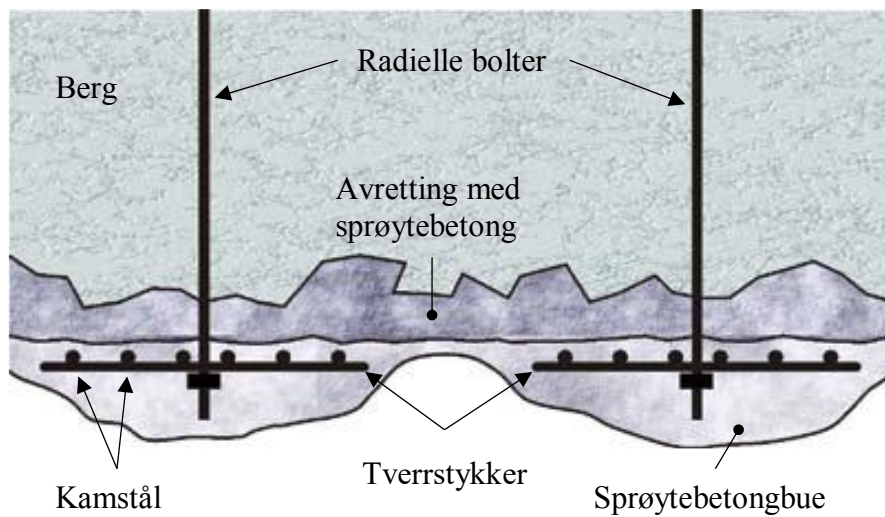
Sprøytebetong er en sikringsmetode der bergoverflaten påføres betong med akseleratortilsetning. Dette gjør at betongen herder raskt og fester seg til overflaten (Fagermo *et al.*, 2016). Betongen kan armeres med armeringsnett, stål- eller plastfiber (Nilsen og Palmstrøm, 2000). I tilfeller med svelleleire har imidlertid sprøytebetong sine begrensninger. Sprøytebetong vil lukke inne svelleleiren, noe som kan medføre høyt svelletrykk og utrasing. En annen utfordring med sprøytebetong er at det kan være vanskelig å oppnå god heft til bergoverflaten, spesielt i soner med leirbelegg (Nilsen, 2016)

Armerte sprøytebetongbuer, se figur 3.7, er en sikringsmetode som brukes ved stadig flere tilfeller der man tidligere benyttet full utstøpning. Sikringsmetoden går ut på at berget påføres et tykt lag med sprøytebetong med en begrenset bredde. Sprøytebetongbuen armeres med kamstål langs buelengden. Disse kombineres med tverrstykker og radielle bolter, se figur 3.8. Når sprøytebetongbuen utsettes for stor last, begynner armeringen å virke gradvis med økende deformasjon. Det er viktig at fjellet og sprøytebetongbuen fungerer sammen slik at kreftene overføres fra buene til fjellet. Det kan være nødvendig å etablere vegg- eller sålefundamenter hvis det er dårlig samvirke mellom buen og berget (Sve *et al.*, 2008).





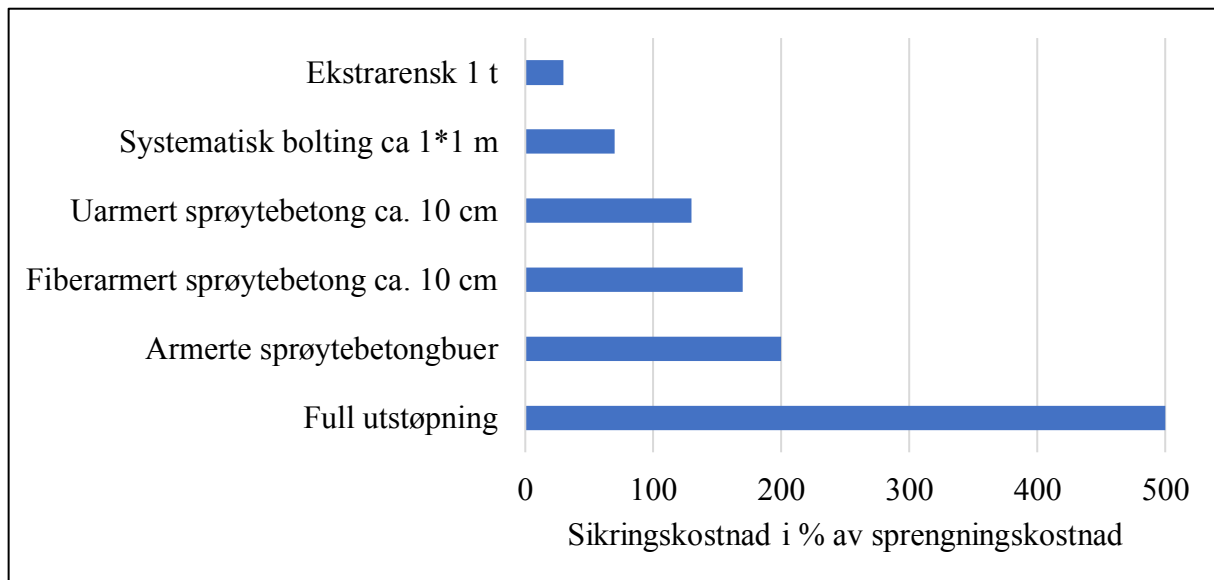
Figur 3.7 Armerte sprøytebetongbuer (Sve et al., 2008).



Figur 3.8 Tverrsnitt av en sprøytebetongbue. Basert på (Sve et al., 2008).

### 3.3.5 Sikringskostnader

Kostnadene for de ulike sikringsalternativene varierer fra tilbud til tilbud og avhenger blant annet av anleggets størrelse og type. En indikasjon om relative kostnader er gitt figur 3.9. Kostnadene ved sikringsarbeid er høyere dersom det utføres på tunnelstuppen sammenlignet med sikringsarbeid utført bak stoff. Grunnen til dette er at sikringsarbeid nært stoff kommer i konflikt med drivearbeidet og dermed reduserer framdriften (Nilsen og Palmstrøm, 2000).



Figur 3.9 Omtrentlige relative kostnader for ulike sikringsalternativer. Basert på Nilsen og Palmstrøm (2000) og Nilsen (2016)

## 4 Spesielle problemstillinger ved driving av parallelle tunnellop

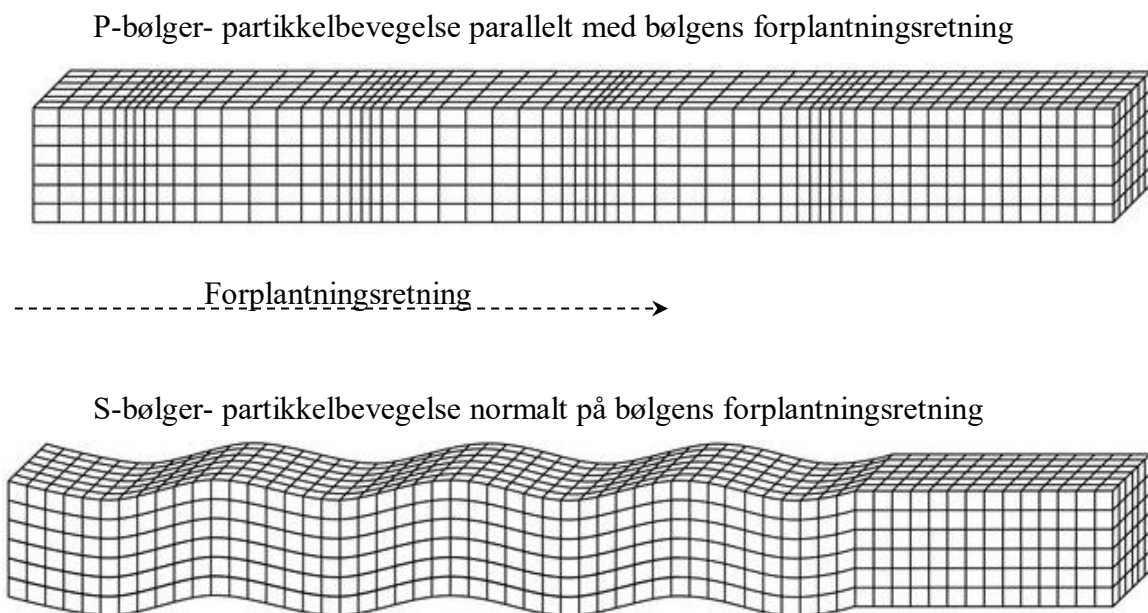
I dette kapittelet presenteres problemstillinger knyttet til rystelser, injeksjon og stabilitet av bergstamme mellom tunnellop. Disse problemstillingene anses som spesielt relevante ved bygging av parallelle tunnellop.

### 4.1 Rystelser

Det er gjerne ønskelig å plassere parallelle tunneler så nærme hverandre som mulig slik at lengden på tverrforbindelsene ikke blir for stor. Dersom tunnellopene er for nærme hverandre, kan sprengningsvibrasjonene påvirke det andre løpet eller installasjonene der (Fjærtøft, 2013).

I et tunnelprosjekt der løp nummer to drives i etterkant, er det av interesse å beregne grenseverdier og måle rystelsene i eksisterende tunnellop. Dette for å ha kontroll på sprengningen og unngå at sprengningsrystelsene ødelegger tunnelkonstruksjon og utstyr i eksisterende tunnel.

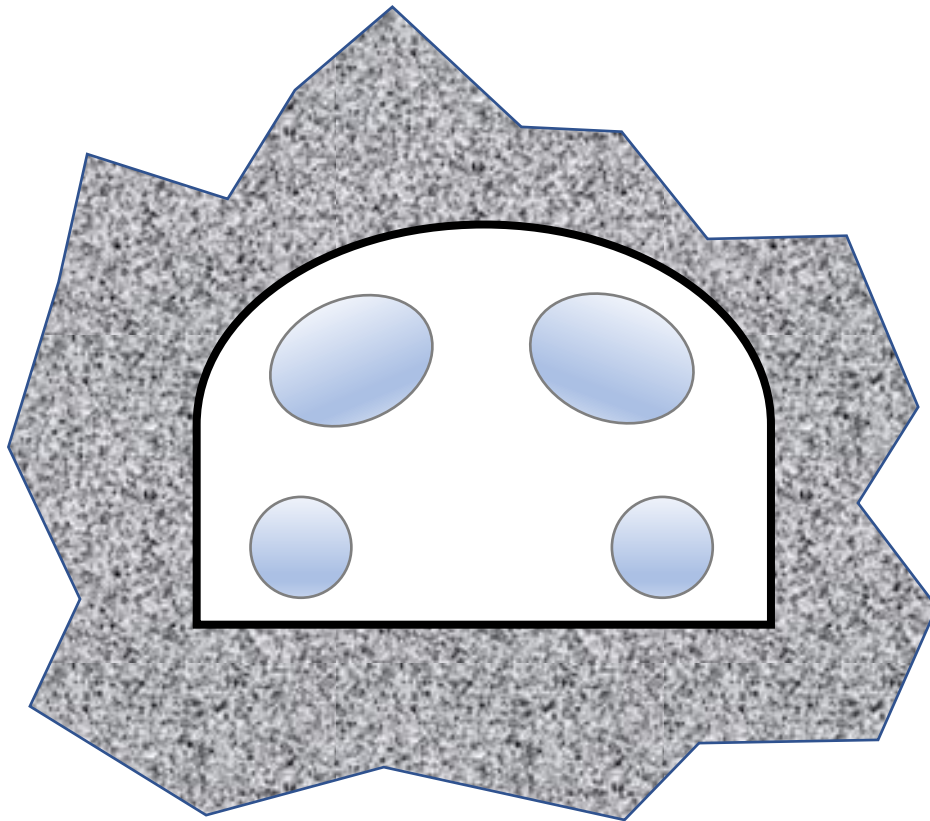
Rystelser er seismiske bølger som utbreides gjennom et medium. Ved fjellsprengning opptrer generelt sett tre typer bølger: P-bølger, S-bølger og overflatebølger. P-bølger er trykkbølger der partiklene svinger i samme retning som forplantingsretningen til bølgen, se figur 4.1. S-bølger er skjærbølger der partiklene svinger normalt på forplantingsretningen (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998). Overflatebølger forplanter seg langs jordoverflaten (Brynhi, 2018).



Figur 4.1 P-bølger og S-bølgers partikkelbevegelse. Basert på Stein og Wysession (2003), sitert i Burtin, Hovius og Turowski (2016)

#### 4 SPESIELLE PROBLEMSTILLINGER VED DRIVING AV PARALLELLE TUNNELLØP

Rystelsesnivået måles vanligvis som svingehastighet. Det vil si hastigheten til en partikkel når den passerer likevekt. Svingehastighet måles i mm/s. Rystelsesnivået fra en detonerende salve avhenger i hovedsak av sprengstoffmengden som detonerer på samme tidspunkt og distansen mellom ladning og målepunkt. I tillegg har de seismiske forholdene mellom ladning og målepunkt noe å si. I en tunnelsalve detonerer sprengstoffet med mange ulike tidsforsinkelser. De største vibrasjonene er relatert til vederlag og nedre hjørner, se figur 4.2 (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998).

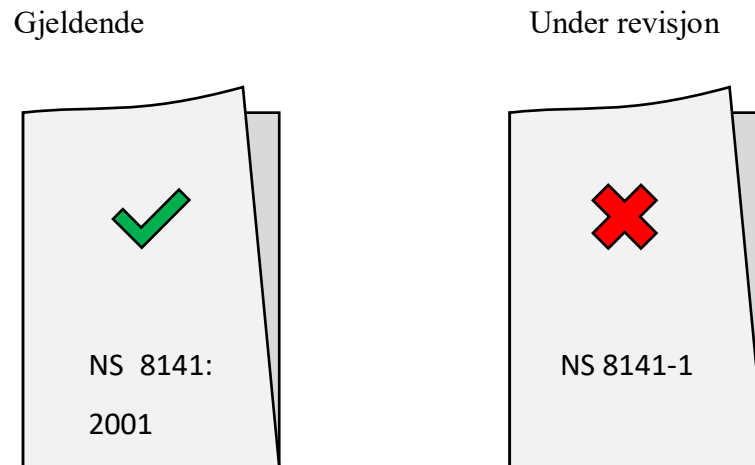


*Figur 4.2 Områder i tunnelen med mest vibrasjoner i forbindelse med tunnelsalve. Basert på NTNU-ANLEGGSDRIFT (1998).*

Frekvensinnholdet fra sprengningsinduserte rystelser er vanligvis i området 10-100 Hz, men domineres av frekvenser mellom 40 – 70 Hz. Bølger dempes med økende avstand mellom salve og målepunkt. Ulike frekvenser dempes imidlertid ulikt, bølger med lav frekvens dempes saktere enn bølger med høy frekvens. Dette betyr at frekvensen reduseres med økende avstand fra sprengningsstedet. Bygningskonstruksjoner har egenfrekvens i området 5-15 Hz, noe som medfører at de lavfrekvente sprengningsvibrasjonene utgjør en større skaderisiko enn de høyfrekvente (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998).

#### 4 SPESIELLE PROBLEMSTILLINGER VED DRIVING AV PARALLELLE TUNNELLØP

Gjeldende standard for vibrasjoner ved sprengningsarbeider er NS 8141:2001. En ny standard, NS 8141-1 ble utgitt i 2013, men ble senere trukket tilbake grunnet tilbakemeldinger fra industrien om uforventede måleresultater. Tilbakemeldingene fra industrien tilsa en skjerping av rystelseskravene med den nye standarden, noe som ikke var tilsiktet. Arbeidet med revisjon av NS 8141-1 pågår fortsatt med målsetning om å utgi en ny versjon med reviderte grenseverdier og frekvensveide målinger (Standard Norge, 2018).



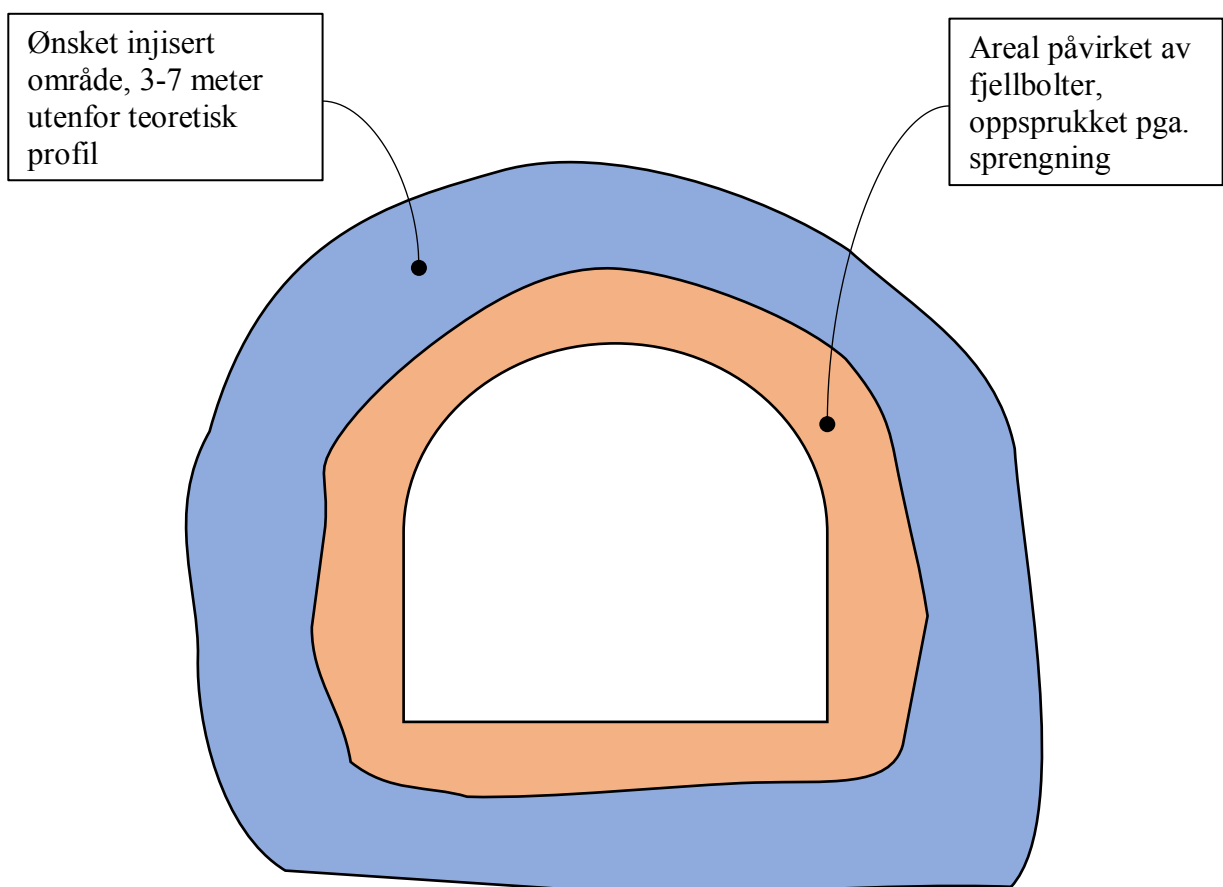
*Figur 4.3 Gjeldende versjon av standard for sprengningsrelaterte rystelser er NS 8141:2001*

I NS 8141-1 er både metoden for bestemmelse av grenseverdier og målemetoden forskjellig fra den gamle standarden, det vil si at målinger og beregninger gjort med den gamle standarden ikke er direkte overførbart til den nye standarden, og omvendt (Multan, 2016). Ny standard benytter frekvensveide vibrasjonsmålinger. Det vil si at måleverdien av lavfrekvente vibrasjoner vektet mer og at måleverdien for høyfrekvente vibrasjoner vektet mindre (Fjærtøft, 2013).

Den gamle standarden tar ikke for seg tunneler og bergrom spesielt og det må derfor antas verdier for andre byggverk.

### 4.2 Injeksjon

Injeksjonsarbeider, se figur 4.4, benyttes i hovedsak som en metode for å begrense vanninnlekkasjene i tunneler. I tillegg kan injeksjon forsterke bergmassen noe. Ved eksepsjonelt dårlig bergmasse vil injeksjon kunne bedre stabiliteten betydelig (Vegdirektoratet, 2016a). Injeksjon blir sett på som både en tidkrevende og kostbar prosess. Ifølge Holmøy, Strømsvik og Rise (2015) er det vanlig at injeksjon utgjør typisk 20-30 % av drivekostnadene. Nødvendigheten av injeksjon bør estimeres under forundersøkelsene. Det er også viktig med grunnundersøkelser underveis i drivingen for å kunne vurdere behovet for injeksjon fortløpende. Dette løses tradisjonelt ved sonderboringer.



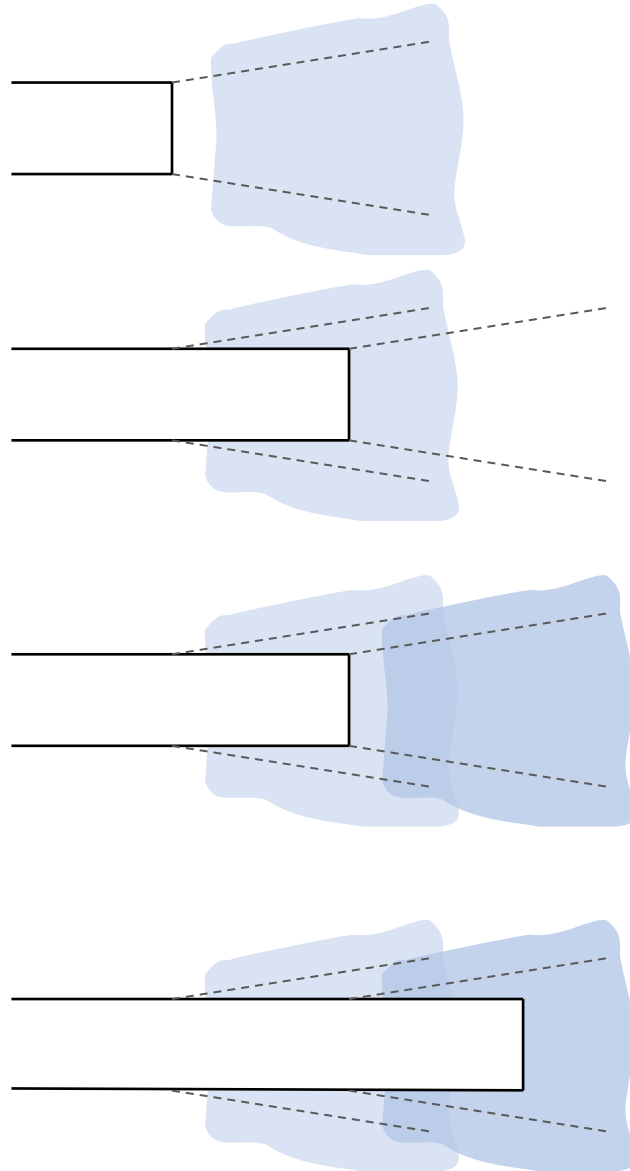
Figur 4.4 Eksempel på injeksjonsskjerm. Basert på Hognestad et al. (2010).

Injeksjon utføres ved at injeksjonsmasse, som oftest sement, pumpes med høyt trykk inn i borehull. Injeksjonsmassen fyller opp sprekker og hulrom i bergmassen, og gjør at permeabiliteten til bergmassen reduseres (Holmøy, Strømsvik og Rise, 2015).

Framgangsmåten for injeksjonsarbeider kan deles opp i forinjeksjon og etterinjeksjon. Forinjeksjon går ut på å tette bergmassen i et område foran stoffen, for så å drive tunnelen gjennom den injiserte bergmassen, se figur 4.5. Med denne metoden blir injeksjon en integrert del av drivesyklusen. Systematisk sonderboring og overlappende injeksjonsskjermer sørger for

#### 4 SPESIELLE PROBLEMSTILLINGER VED DRIVING AV PARALLELLE TUNNELLØP

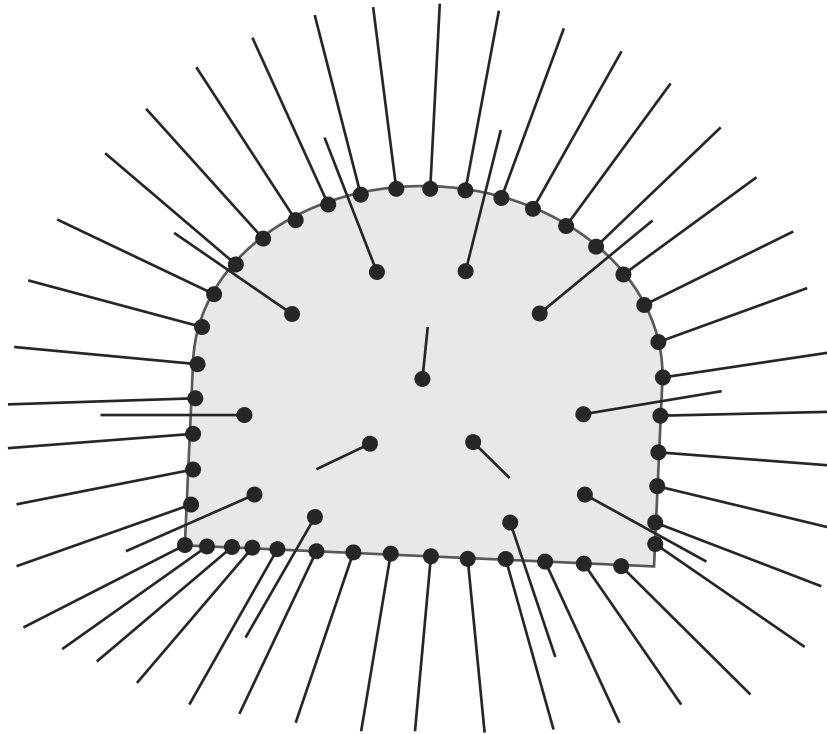
tørrere tunnelstuff og muliggjør effektiv håndtering av innlekkasjer. Etterinjeksjon er en betegnelse for injeksjonsteknikker for å stoppe vanninnstrømning i allerede eksisterende tunneler og bergrom. Etterinjeksjon er vanskeligere, dyrere og mer tidkrevende. Resultatene av etterinjeksjon er også mer variable enn forinjeksjon. Dette har blant annet å gjøre med at det er vanskelig å få injeksjonsmassen til å bli værende i bergmassen på grunn av vannstrømningen. Det er derfor mer gunstig med forinjeksjon enn etterinjeksjon (Grøv og Woldmo, 2013).



*Figur 4.5 Skjematisk framstilling av forinjeksjon. Berget foran stoffen injiseres med sement før tunnelen drives videre. Neste injeksjonsskjerm utføres før tunnelen er drevet gjennom det injiserte området. Denne framgangsmåten gjør at tunnelen drives gjennom tett bergmasse, noe hindrer punktering av vannførende soner.*

#### 4 SPESIELLE PROBLEMSTILLINGER VED DRIVING AV PARALLELLE TUNNELLØP

En injeksjonsomgang med forinjeksjon starter med boring av lange hull inn i bergmassen som skal injiseres, se figur 4.6. Hullene er gjerne 18-24 meter lange med diameter 45-68 mm. Etter boring, renses borehullene med vann og luft for at injeksjonsmassen skal kunne trenge så lett som mulig fra borehullet til sprekke. Pakninger monteres 1,5- 2,5 meter inn i borehullet og er designet slik at injeksjonsmasse bare kan strømme én vei. Pakningene kobles til slanger fra injeksjonsriggen. Det er vanlig å montere pakker i alle hull før pumping av injeksjonsmasse påbegynnes (Hognestad *et al.*, 2010).



Figur 4.6 Eksempel på boreplan for injeksjonsskjerm. Basert på Hansen og Rafdal (2010).

Det er vanlig å injisere sålehullene først og deretter jobbe seg oppover mot hengen. En grunn til dette er at restlekkasjer i såle har vist seg vanskelig å etterinjisere, i tillegg er sement tyngre enn vann, noe som gjør at gravitasjonen kan utnyttes til å skvise vannet fram og opp. Vanligvis er det ikke behov for ekstra herdetid etter avsluttet injeksjon. Tiden en injeksjonsomgang tar er så lang at injeksjonsmassen i sålen er tilstrekkelig herdet slik at salveboring kan påbegynnes (Hognestad *et al.*, 2010).

I Norge er det vanlig at ønsket trykk og mengde blir spesifisert av byggherren. Vanligvis ønskes et visst mottrykk, men dersom det viser seg vanskelig å oppnå avsluttes injeksjonen basert på injisert mengde. Styrt herding kan brukes om man ikke oppnår mottrykk. Dette vil si at det tilsettes kjemikalier som akselerer herdeprosessen. Vanligvis er maksimal mengde 1000-1500 kg sement pr hull (Hognestad *et al.*, 2010).



## 4 SPESIELLE PROBLEMSTILLINGER VED DRIVING AV PARALLELLE TUNNELLØP

Tabell 4.1 Typisk injeksjonstrykk i norske tunneler i urbane områder (Grøv, Funehag og Janson, 2014).

Bergoverdekning	Maksimalt injeksjonstrykk i vegger og tak
0-5 m	20 bar
5-15 m	40 bar
>15 m	100 bar

Høyt injeksjonstrykk kan føre til at injeksjonsmasse transporteres langt bort fra injeksjonshullet. Resultatet av dette kan være at det oppstår utgang til terreng eller nærliggende bergrom. Injeksjoner med risiko for utganger bør inspiseres rutinemessig mens injeksjonen pågår slik at pumping kan stoppes umiddelbart dersom det observeres utganger (Hognestad *et al.*, 2010).

Et annet fenomen knyttet til høyt injeksjonstrykk er hydraulisk jekking. Jekking skjer ved at redusert effektivspenning i bergmassen fører til både utvidelse av eksisterende og dannelse av nye sprekker. Dette kan ha flere konsekvenser, blant annet økt forbruk av injeksjonsmasse og økning av den hydrauliske konduktiviteten til bergmassen (Stille, 2015).

Dersom det er forventet injeksjonsarbeider med to parallelle tunnellop nært hverandre, bør avstanden være tilstrekkelig slik at injeksjonsarbeidene i den ene tunnelen ikke forstyrrer drivingen i den andre (Hognestad *et al.*, 2010).

### 4.3 Stabilitet av bergstabbe mellom tunnellop

Ved dimensjonering av bergstabbe mellom parallelle tunnellop med tanke på stabilitet er tunnelenes høyde, sammen med bergmassens kvalitet og spenningsforholdene, i første rekke dimensjonerende for veggtykkelsen. Ved rimelig gunstige forhold, normal utførelse og normale stabilitetskrav bør veggtykkelsen minst være lik bergrommets høyde. Lave rom bør ha noe bredere veggtykkelse og høye rom kan ha noe smalere veggtykkelse enn romhøyden (Selmer-Olsen og Broch, 1977).

Effektiv veggtykkelse vil vanligvis være mindre enn den teoretiske, på grunn av bergmassens oppsprekning. Selv tynne sprekker kan være problematiske når strøket er parallelt med tunnelaksen og fallet er større en  $40^\circ$ . For stabiliteten til vegger og pilarer er horisontal oppsprekning å foretrekke, men dette kan igjen gi ugunstige stabilitetsforhold i hengen (Selmer-Olsen og Broch, 1977).



## 5 Tidligere to-løps tunnelprosjekter

Videre følger en presentasjon av erfaringer fra et utvalg ferdige og pågående prosjekter med to tunnellop. Prosjektene er valgt fordi de utgjør en god blanding av norske og internasjonale veg- og jernbanetunneler med relevante problemstillinger.

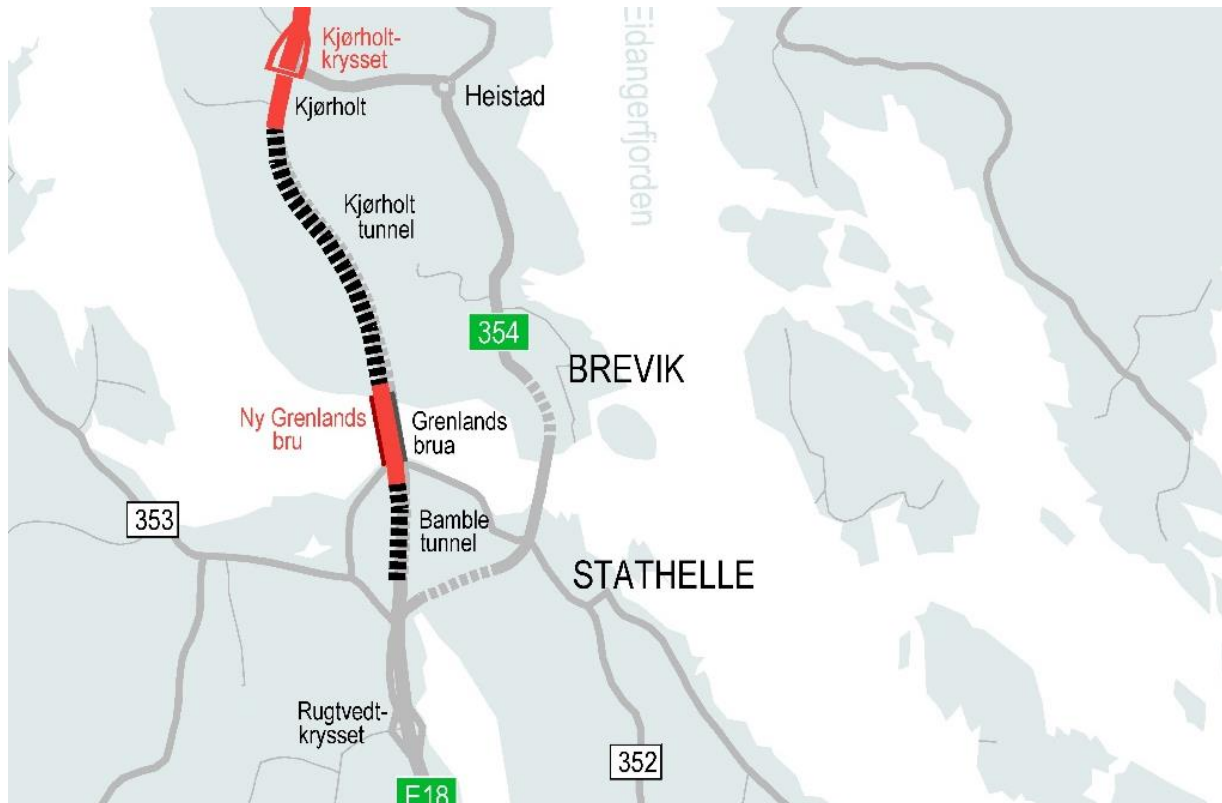
Erfaringer fra følgende tunnelprosjekter er presentert:

- Bambletunnelen og Kjørholtunnelen.
- Tauerntunnelen
- Grillstadtunnelen
- Eidsvolltunnelen
- Jarlsbergstunnelen
- E6 Ranheim–Værnes
- E18 Grimstad-Kristiansand

### 5.1 Bamble og Kjørholt tunneler

Bambletunnelen (670 m) og Kjørholttunnelen (2,2 km) ble opprinnelig bygd som to ettløps vegtunneler med ett kjørefelt i hver retning og ble ferdigstilt i 1996, se figur 5.1 (Haug, 2018). Berggrunnen i området er hovedsakelig hornfels, i tillegg til omdannet skifer i deler av Bambletunnelen (Nye Veier, 2018a). Som en del av TOG-prosjektet, et tunneloppgraderingsprosjekt i regi av Statens vegvesen, skulle tunnelene rehabiliteres fra 2014. På grunn av antatt dårlig bergsikringsnivå, ble det besluttet å utføre ny stabilitetssikring i de gamle tunnelene. Arbeidet skulle utføres samtidig med utbedring av elektro og SRO (styring, regulering og overvåkning), i tillegg til utsprengning av tverrforbindelser, havarinisjer og tekniske rom. Prosjektet ble senere overført til Nye Veier for gjennomføring, og det ble senere besluttet å sprengne og sikre nye parallelle løp for utvidelse til firefelts motorvei. For å oppnå kortest mulig stengetid av E18, ble det besluttet å drive de nye tunnelene samtidig som rehabilitering av de gamle tunnelene foregikk (Haug, 2018).

Da tunnelene var stengt, ble vann og frostsikring revet, tunnelene kartlagt og supplerende sikring installert. Opprinnelig sikring bestod av spredt bolting og noe sprøytebetong. Tunnelene var i bedre stand enn først antatt (Haug, 2018).



Figur 5.1 Oversiktskart over Bamble- og Kjørholt-tunnelene (Nye Veier, 2019b).

Resten av opplysningene i delkapittelet er basert på et telefonintervju 28.03.2019 med Anne Kari Trøan, disiplinleder tunnel i Nye Veier AS.

De største utfordringene på prosjektet var knyttet til samhandling mellom mange samtidige operasjoner. Ingeniørgeologiske utfordringer ved driving av nye tunnellop var isolert sett relativt små. Driving av tunnellop nummer to var nesten like enkelt som om området hadde vært uberørt av tunneler. Det ble f. eks. ikke ansett som nødvendig å redusere ladningsmengden i salvene da rystelsene i eksisterende tunnel lå under akseptabelt nivå. Likevel ble det utført fortløpende kontroll av eksisterende sikring etter sprengning. Driving under noen bolighus og forbi spennkammer til Grenlandsbrua var derimot litt mer utfordrende med tanke på sprengningsrystelser, se figur 5.2. Det ble tatt noen forsiktighetsregler ved passering av disse punktene. Det var generelt lite vanninnlekkasjer. Injeksjonsarbeider ble ikke utført, verken på de gamle eller nye tunnelene. Påhugget til Kjørholt-tunnelen mot Grenlandsbrua ble ikke sprengt ut med fullt tverrsnitt. Grunnen til dette var blant annet bratt terreng nedenfor tunnelåpningen.

Neste steg i prosjektet blir å bygge en ny Grenlandsbru ved siden av den eksisterende, samt å ferdigstille de nye tunnellopene. Inntil videre fungerer de nye tunnellopene som rømningstunneler.



Figur 5.2 Oversiktstegning over Kjørholttunnelen. Områdene med forsiktig sprengning er markert med røde rektangler. Basert på Nye Veier (2018b)

## 5.2 Tauerntunnelen

Tauerntunnelen i Østerrike er en del av A10 autobahn ca. 100 km sør for Salzburg. Første tunnellop ble bygd i perioden 1970-1975 og bød på store utfordringer med blant annet tyteberg, og representerte i sin tid et stort framskritt i utviklingen av NATM (New Austrian Tunneling Method). Konstruksjon av tunnellop nummer to begynte i 2006 og ble ferdigstilt i 2008 (Ayaydin og Leitner, 2009).



Figur 5.3 Oversikt over Tauerntunnelen. Nytt løp er markert med rødt, gammelt løp er markert med grønt (Ayaydin og Leitner, 2009).

Design av det andre tunnellopet ble gjort i henhold til retningslinjer og forskrifter for vegbygging i Østerrike (RVS). Designet måtte også ta hensyn til tunnellop nummer én og at det ble prosjektert under andre retningslinjer. Under driving av tunnel nummer én ble følgende tilleggsarbeid utført i forventning av at tunnellop nummer to skulle bygges:

- Snøtak og åpne konstruksjoner ved begge tunnelportaler.
- Strukturelle tiltak for ventilasjonssystem med servicebygninger utenfor tunnelen og i en fjellhall ved midten av tunnelen.
- To tverrforbindelser, ca. 60 m lange, noen steder også med innredning.
- Driving av 120 m lang tunnel gjennom steinur på nordsiden av tunnelen og 30 m tunnel i fjell på sørsiden av tunnelen.

Ved bygging av tunnellop nummer to viste det seg at disse forberedende arbeidene var mer til hinder enn til nytte. Tunnelprofilet fra 1975 måtte endres, og for å få til dette måtte innredningen rives. Avstanden mellom tverrforbindelsene var ikke kompatibelt med nye retningslinjer som tilsier 250 m mellom hver tverrforbindelse, og tverrsnittet i disse forbindelsene tilfredsstilte heller ikke moderne krav. I tillegg var det nødvendig med rivning og tilpasninger i fjellhallen, alt dette samtidig som tunnel nummer én var trafikkert (Ayaydin og Leitner, 2009).

### 5.3 Grillstadtunnelen

Informasjonen i dette delkapittelet er basert på et intervju av Anders Beitnes 20.03.2019. Beitnes var ingeniørgeologisk rådgiver på denne utbyggingen.

Grillstadtunnelen er en to-løps vegtunnel på E6 like øst for Trondheim sentrum. Første tunnellop ble åpnet i 1989 og andre tunnellop ble åpnet for trafikk i 2002 (Adresseavisen, 2002). Spesielt for dette prosjektet er at tunnellop nummer to ble sprengt og sikret samtidig med driving av tunnellop nummer én. Det ble ikke utført omfattende injeksjonsarbeider på Grillstadtunnelen.

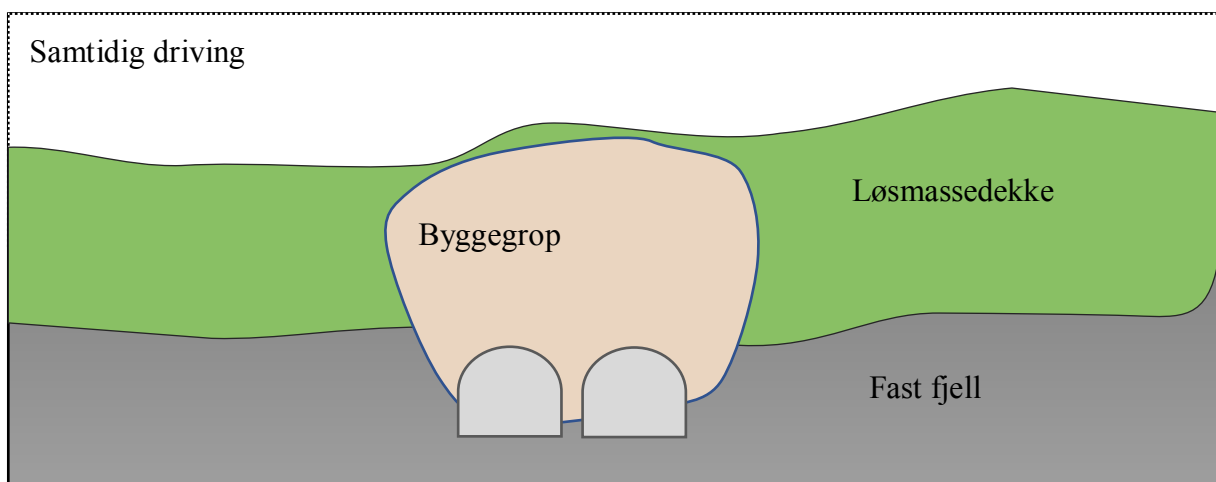
Trafikkmengden på byggetidspunktet for tunnellop nummer én var ikke stor nok til at to-løps vegtunnel ble ansett som nødvendig, men det ble derimot antatt at det ville bli nødvendig i framtiden. Ulike alternativer for hvordan det på lang sikt kunne oppnås to tunnellop, ble utredet. Kostnadskalkyler ble utført med det resultat at det var mest lønnsomt å ferdigstille ett tunnellop, og bare sprengte og bergsikre tunnellop nummer to. Tunnellop nummer to ble sikret med standard bergsikring, det vil si bergbolter og sprøytebetong. Ferdigstilling av tunnellop nummer to ble gjort en tid etterpå. Tunnellop nummer to ble ikke ferdigstilt samtidig med

tunnelløp nummer én fordi kostnadene med vann- og frostsikring og innredning utgjorde en relativt større del av totalkostnaden.

I tillegg til trafikkøkning som tilsa behov for en ekstra tunnel 10-15 år fram i tid, var det noen spesielle aspekter ved Grillstadtunnelen som gjorde det ekstra fordelaktig å drive begge tunnellopene samtidig. Det ene var nærheten til kryss på begge sider av tunnelen. På grunn av linjeføring inn mot krysset ville det være fordelaktig å drive tunnellopene samtidig slik at avstanden mellom vegbanene kunne være kortere. Et annet aspekt var utfordringer knyttet til grunnforholdene ved det vestlige påhugget. Bergoverdekningen var veldig liten, bare noen få meter. Løsningen ble å bygge en løsmassekulvert de første meterne (ca. 30 m) av tunnelen. Løsmassedekket over tunnelpåhugget ble fjernet, berget ble sprengt og det ble støpt en kulvert. På grunn av praktiske årsaker med å bryte opp og bygge ny løsmassekulvert, ville kostnadene med å utsette driving av tunnel nummer to blitt atskillig høyere enn samtidig driving av tunnellopene. Byggegroppen til tunnellop nummer to ville kommet i konflikt med tunnellop nummer én og medført et mye større naboingrep, se figur 5.4 og figur 5.5. Det ville ellers blitt veldig utfordrende å opprette en stabil pilar mellom tunnellopene.

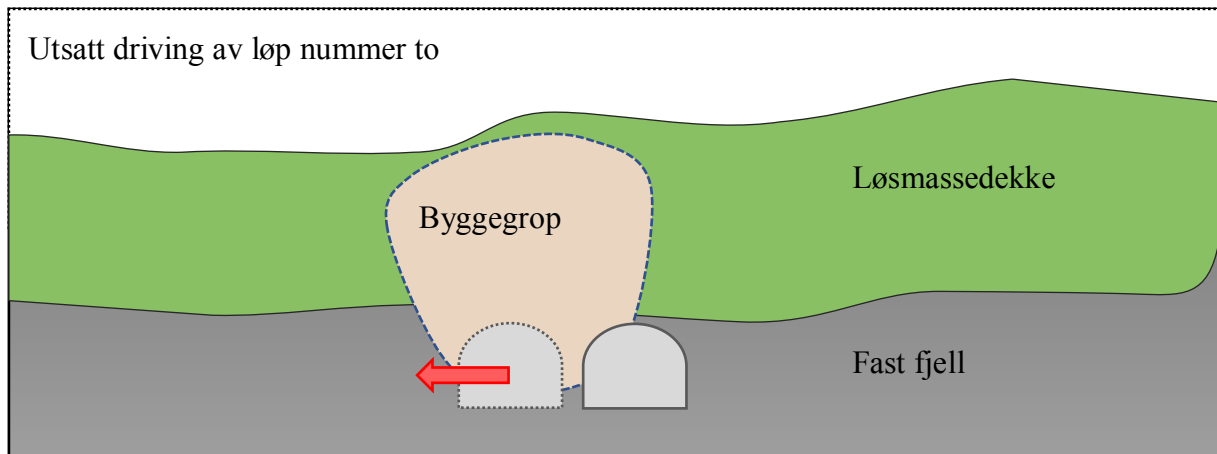
Dersom man hadde ventet med driving av tunnellop nummer to, ville konsekvensen sannsynligvis vært at avstanden mellom tunnellopene måtte vært større. Dette ville igjen betydd at den totale arealbruken hadde blitt større. Grillstadtunnelen ligger i et urbant område med allerede stort arealpress. Det var derfor et mål i seg selv å begrense arealbruken.

Andre forhold som talte for samtidig driving av begge tunnellopene var mindre belastning for naboene. Grunnen til dette var at man fikk gjort unna alt sprengningsarbeidet over en kortere tidsperiode totalt sett. Samtidig driving betydde også at det ikke ble nødvendig å stenge



Figur 5.4 Skisse av vestre påhugg i Grillstadtunnelen. Det ble støpt en løsmassekulvert de første ca. 30 meterne av tunnelen. Samtidig driving av tunnelene gjorde det mulig å minimere avstanden mellom kulvertløpene.

tunnelløp nummer én for byggingen av tunnelløp nummer to. Dersom drivingen hadde blitt



*Figur 5.5 Skisse som illustrerer problemet med vestre påhugg for Grillstadtunnelen dersom tunnellop nummer to hadde blitt drevet i etterkant med samme påhuggsplassering som ved samtidig driving. Byggegroppen til tunnellop nummer to hadde kommet i konflikt med tunnellop nummer én og det ville blitt mer utfordrende å opprette en stabil pilar mellom tunnellopene. Den røde pilen indikerer flytting av påhugget for tunnellop nummer to.*

gjort senere ville det blitt nødvendig å stenge trafikken eksisterende løp i forbindelse med anleggsarbeidet.

I østre ende av tunnelen var det også liten bergoverdekning. For å unngå å grave vekk en lokalveg, ble det der støpt en betongforsterkning over høyre løp (sett vestover), og man kunne drive trygt de første meterne. Med utsatt bygging av tunnellop nummer to, med større avstand mellom løpene, ville man fått et mye større terrenginngrep med ulemper for lokalsamfunnet.

Ved å kostnadsberegne forskjellen mellom samtidig og utsatt sprengning av tunnellop nummer to, og så diskontere merkostnaden til nåverdi, så man at det var god økonomi å ta med løp nummer to samtidig med løp nummer én, forutsatt at det ble behov for løp nummer to innen 11 til 14 år.

Erfaringene fra dette prosjektet er gode. Da det ble aktuelt å ta i bruk tunnellop nummer to, selv om det tok lengre tid enn forventet, var man glade over at tunnellopet allerede var sprengt og sikret.



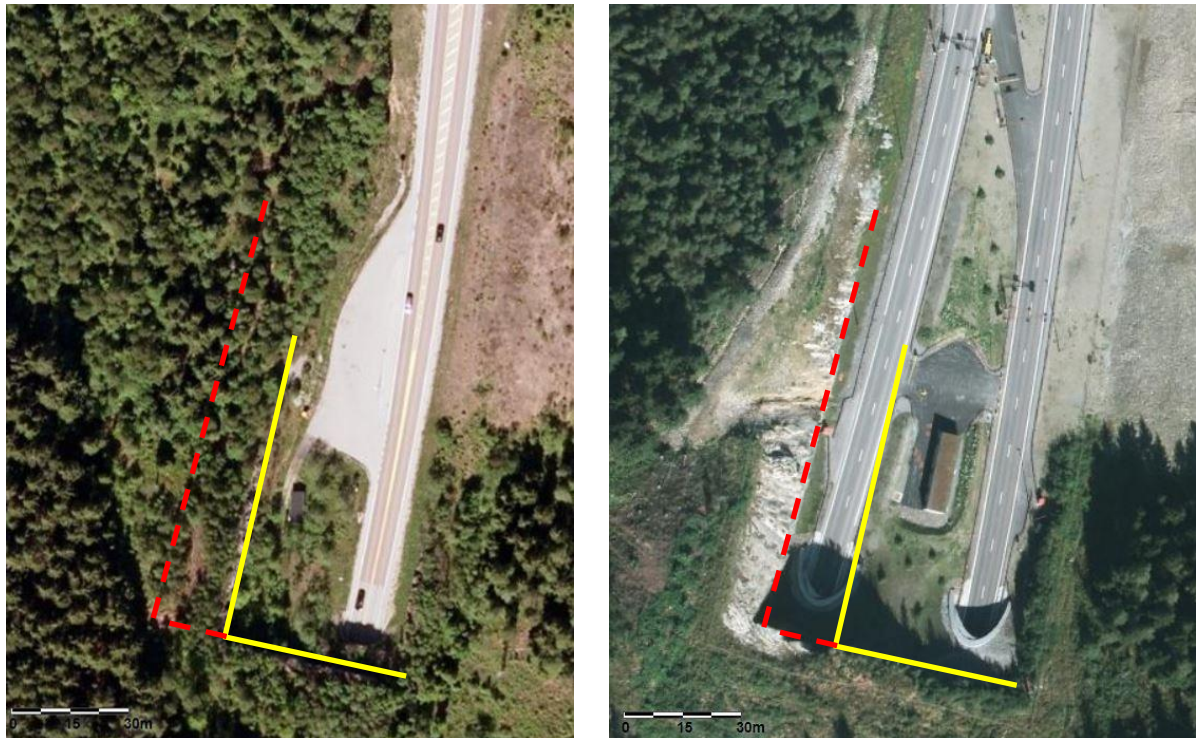
## 5.4 Eidsvolltunnelen

I 2011 ble tunnellop nummer to i Eidsvolltunnelen åpnet (Statens vegvesen, 2011). Første tunnellop hadde da vært i bruk siden 1993. Utvidelsen var en del av utbyggingen av firefelts motorveg mellom Gardermoen og Kolomoen (Statens vegvesen, u.å.).

Berggrunnen i området består i hovedsak av folierte, kvartsrike og glimmerrike gneiser av prekambrisk alder. Sprekkeavstanden er 10-15 cm. Basert på erfaringer fra driving av den første tunnelen ble det forventet betydelige innlekkasjer av grunnvann. Bergoverdekningen varierer stort sett mellom 20 og 60 meter, men kan være ned mot 5 meter ved påhuggene (Morgan og Aarset, 2009).

Ved drivingen av første tunnellop ble det nordlige påhugget klargjort for et parallelt tunnellop med ekstra bred forskjæring. På grunn av nye krav til horisontalgeometri måtte det nye tunnellopet ha større avstand til den gamle tunnelen enn det som var opprinnelig tenkt. Dette førte til utsprengning av enda bredere forskjæring, se figur 5.6 (Morgan og Aarset, 2009).

Fjellstabben mellom tunnellopene varierer mellom 10 og 40 meter. Trafikken i det gamle tunnellopet ble stengt i ca. 15 minutter i forbindelse med hver sprengning under driving av tunnellop nummer to. Befaringer i det gamle tunnellopet ble utført etter hver sprengning, men



Figur 5.6 Ortofoto av nordlige tunnelpåhugg i Eidsvolltunnelen. Bildet til venstre er tatt i 2007. Forskjæringen (gul linje) til tunnelen ble laget ekstra bred for å lage plass til et eventuelt ekstra tunnellop. Bildet til høyre er tatt i 2012. Forskjæringen (rød linje) måtte utvides for å få plass til det nye tunnellopet, dette på grunn av nye retningslinjer. Bildene basert på Norge i bilder (2015) og Norge i bilder (2016).

det ble ikke registrert synlige skader på grunn av sprengningen. Det ble imidlertid registrert lyder av små steiner som falt ned mot hvelvet, noe som ble tolket til å skyldes at det ikke ble brukt sprøytebetong i det gamle tunnellopet. Til tross for dette, ble ikke salvelengdene redusert (Edvardsen, 2017).

Opplysningene i resten av delkapittelet er basert på en telefonsamtale med Kjetil Myhren Bøyeie 24. mai 2019.

I planleggingen av tunnellop nummer to var gamle kartleggingsrapporter fra tunnellop nummer én tilgjengelig. Dette gjorde at man hadde god kunnskap om hvilken geologi man ville påtreffe. Ved driving av tunnellop nummer én var det problemer med mye vann, noe som også ble forventet i tunnellop nummer to. Vannproblemene viste seg derimot å være mye mindre enn antatt, trolig fordi tunnellop nummer én hadde drenert bort det meste av grunnvannet. Bortsett fra mindre vanninntrengninger, gikk driving av tunnellop nummer to forholdsvis greit.

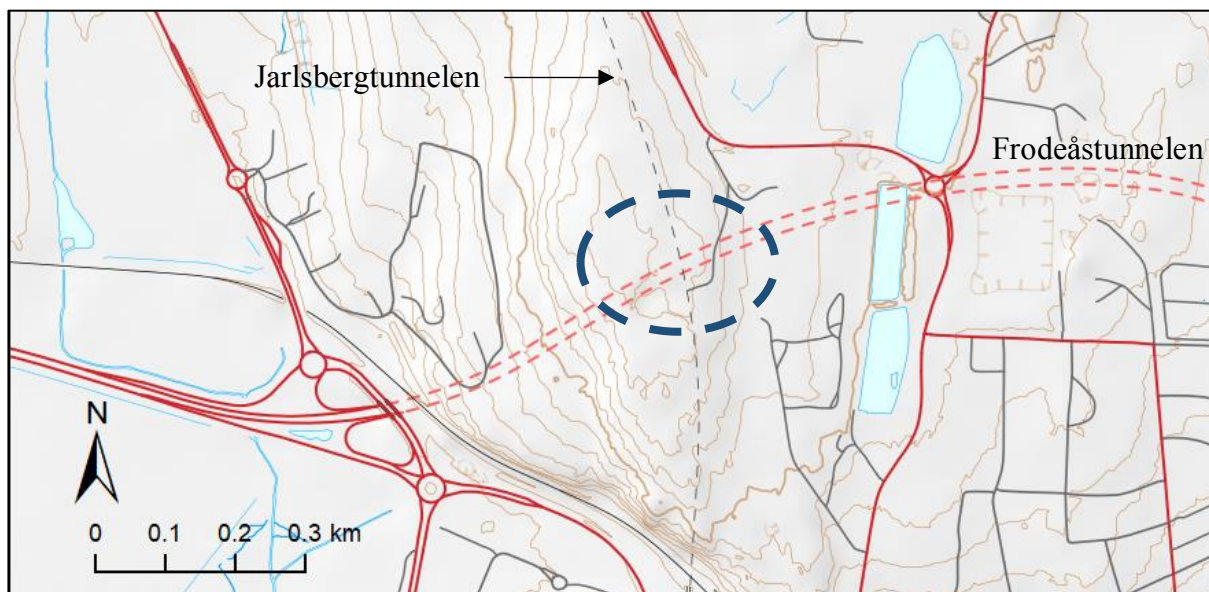
Det ble utført noe injeksjon under driving av tunnellop nummer to. Det var imidlertid begrensede muligheter til å inspisere fjellveggen i tunnellop nummer én underveis i injeksjonspumpingen. Dette på grunn av liten avstand mellom bergvegg og vann- og frostsikringshvelvet.

Tverrforbindelsene mellom tunnellopene ble drevet på konvensjonell måte helt fram til 1,5 – 2 m fra eksisterende tunnel. På de siste meterne ble det benyttet wiresaging. Veggen ble stengt i forbindelse med wiresagingen og trafikken ble omdirigert til en lokalveg.

### 5.5 Jarlsbergtunnelen

Jarlsbergtunnelen er en 1,75 km dobbeltsporet jernbanetunnel. Tunnelen krysser 2,5 meter over Frodeåstunnelen som er en to-løps vegtunnel, se figur 5.7. Bergarten i krysningområdet er rombeporfyr som opptrer i lavastrømmer med tykkelse 5-20 m. Mellom lavastrømmene er det forvitrede overgangssoner. Viktigste sprekkestett har orientering parallelt med jernbanetunnelen og på tvers av vegtunnelen. Hvelvet i Frodeåstunnelen er i krysningområdet støpt ut med fiberarmert betong (Hansen og Rafdal, 2010). Dette prosjektet anses som relevant fordi det ble utført injeksjonsarbeider i nærheten av en eksisterende tunnel.

Injeksjon ble utført i jernbanetunnelen inn mot krysningområdet. Skjermgeometri og injeksjonsprosedyre hadde blitt optimalisert og fungerte på en god måte. Injeksjonshullene var 23 m lange med 5 m stikning i profilhullene. Injeksjonsskjermene hadde overlapp på 8-9 m. Det ble nesten utelukkende brukt industrisement med v/c på 0,5. Trykk-kravet var i



Figur 5.7 Kart over krysningsområdet mellom Jarlsberg tunnelen og Frodeå tunnelen. Grunnlagskart er hentet fra (Kartverket, 2017a).

utgangspunktet 80 bar. Dette injeksjonssystemet viste seg å fungere godt og ga en tilnærmet tørr tunnel.

Injeksjonsgjennomføringen i krysningsområdet ble regnet som en stor utfordring på grunn av risikoen for å «støpe igjen» drens system dersom man fikk utgang av injeksjonsmasse inn i vegtunnelen. Det ble besluttet å redusere injeksjonstrykket gradvis idet man nærmet seg vegtunnelen. Før kryssing av vegtunnelen ble det designet fem spesialskjermene (K1-K5, se figur 5.8 og figur 5.9) som skulle bores og injiseres på gitte profilnummer. Dette ble gjort for å få tilstrekkelig overlapp mellom injeksjonsskjermene og oppnå kontrollert boring i nærheten av vegtunnelen. Geometrien og trykkravene til spesialskjermene ble tilpasset med hensyn til vegtunnelen. Sålehullene ble utelatt da dette området allerede hadde blitt injisert fra vegtunnelen. Formålet var å redusere risiko for utgang av injeksjonsmasse. For å ha kontroll på borehullsavvik, ble det utført avviksmåling på K1- skjermen.

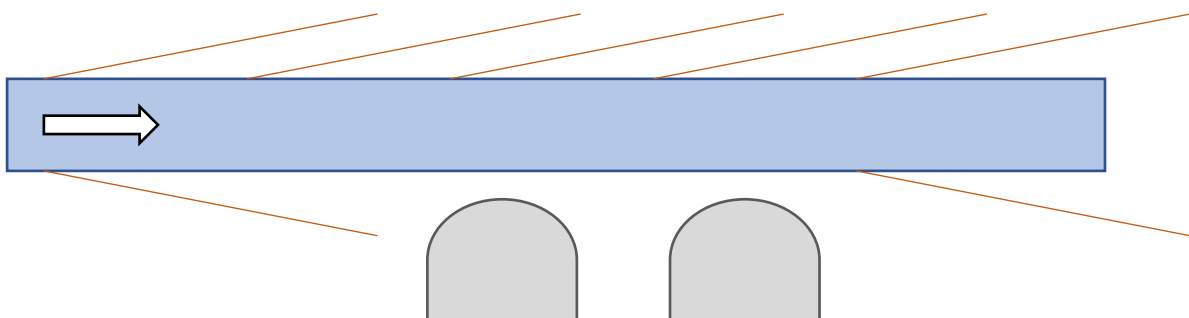
I vegtunnelen var det montert luker i vann- og frostsikringen, noe som la til rette for inspeksjoner. Inspeksjon i forkant av krysningen viste at det rant vann fra hengen i to av inspeksjonspunktene. Etter et par timers pumping av den siste injeksjonsskjermen før spesialskjermene, ble det observert utgang av injeksjonsmasse inn til vegtunnelen. Trykket var på ca. 40 bar for de nederste hullene. Stoffen var da 44 m fra vegtunnelen, med enden av injeksjonshullene 21 m fra tunnelen. Pumpingen ble stoppet og det var bare en mindre mengde injeksjonsmasse som kom ut i vegtunnelen. Før man gikk videre med arbeidet ble det gjennomført en periode med hvile. Da pumpingen ble gjenopptatt ble det bruk

akseleratorstilsetning i de nederste borehullene. Oppover i skjermen ble trykket økt, opp til 80 bar for de øverste hullene. Inspeksjonspunktene ble jevnlig inspisert av entreprenøren gjennom hele pumpingen. Det ble ikke observert flere utganger av injeksjonsmasse inn til vegtunnelen. Etter utgangen ble prosjekterte hull med stikning ned mot vegtunnelen fjernet for skjermene K2-K5.

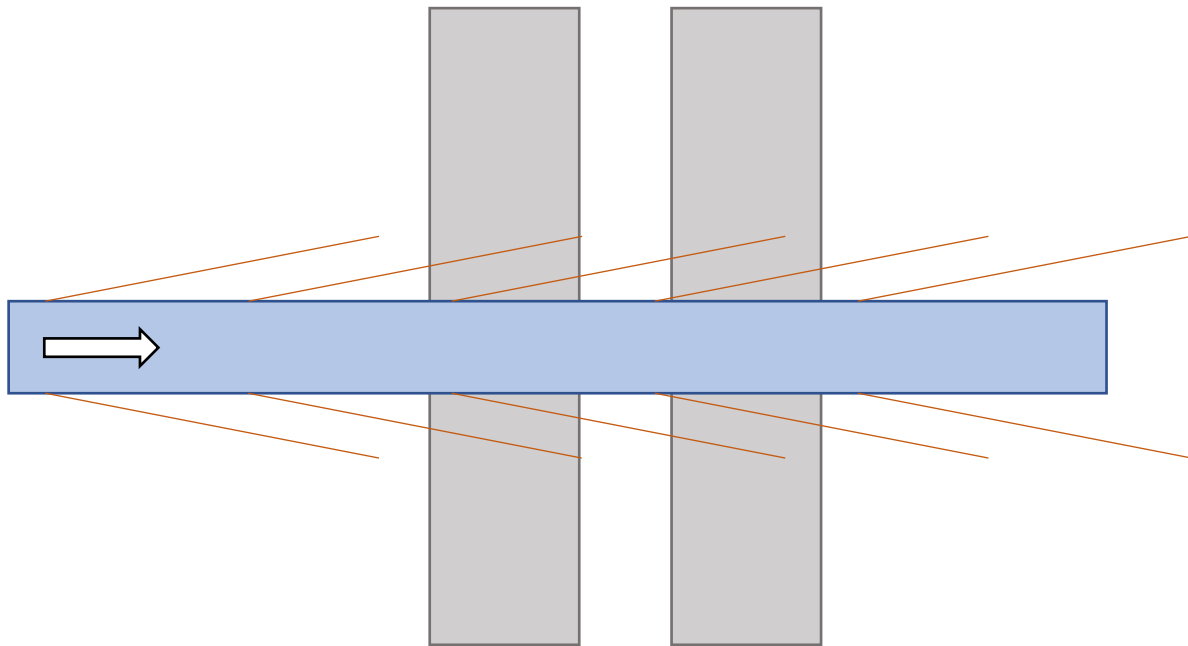
Hendelsen med utgang av injeksjonsmasse synliggjorde at kommunikasjonen mellom inspektørene og personell på boreriggen var for tidkrevende. Ved lignende prosjekter anbefaler Hansen og Rafdal (2010) at direkte kommunikasjon mellom inspektører og borerigg må være på plass før pumpingen starter.

De nederste hullene i skjermene K1-K5 ble pumpet til ca. 30 bar. Lavere trykk enn dette førte kun til oppfylling av injeksjonshullene. Oppover i injeksjonsskjermen ble trykket gradvis økt. Vegtunnelen ble holdt stengt den første fasen av pumpingen. Ingeniørgeologer på boreriggen avgjorde om det var behov for ytterligere stengning. Tunnelen ble stengt for hver 3-5 times periode med pumping, ved store innganger av injeksjonsmasse og når skjermen var pumpet ferdig. Det ble ikke observert flere utganger av injeksjonsmasse til vegtunnelen. Jernbanetunnelen ble så godt som helt tørr og innlekkasjen i vegtunnelen var uendret (Hansen og Rafdal, 2010).

Det ble forøvrig utført sprengningsarbeid med rystelseskrav på 70 mm/s i maksimal svingehastighet i forbindelse med vegkrysningen. For å overholde rystelseskravene ble det tatt spesielle forhåndsregler (Hansen og Rafdal, 2010). For beskrivelse av tiltakene som ble gjort henvises det til Hansen og Rafdal (2010).



*Figur 5.8 Skjematisk framstilling av Jarlsberg-tunnelen (blå) og vegtunnelen (grå) sett fra siden. Oransje streker indikerer injeksjonsskjermene K1-K5. Driveretning er symbolisert med pil. Basert på Hansen og Rafdal (2010).*



Figur 5.9 Skjematisk framstilling av Jarlsberg-tunnelen (blå) med injeksjonsskjermer i oransje. Sett ovenfra. Vegtunnelen er markert med grå fyllfarge. Viktigste sprekkeretning er parallelt med jernbanetunnelen. Pilen indikerer driveretning. Basert på Hansen og Rafdal (2010).

## 5.6 E6 Ranheim-Værnes

E6 Ranheim - Værnes er et vegprosjekt i regi av Nye Veier. Vegstandarden skal oppgraderes og fartsgrensen økes til 110 km/t (Nye Veier, 2019a). På strekningen er det tre tunneler. Væretunnelen åpnet i 1988, Stavsjøfjell-tunnelen åpnet i 1990 og Hell-tunnelen åpnet i 1995, skal alle utvides med parallelle tunnellop (Prestvik *et al.*, 2013). Dagens ÅDT på strekningen er ca. 20.000 (Statens vegvesen, 2019b).

Opplysningene i resten av delkapittelet er basert på et telefonintervju 03.05.2019 med Kari Charlotte Sellgren, disipinleder tunnel i Nye Veier AS.

Byggingen av de nye tunnelene er ikke påbegynt. I skrivende stund er prosjektet i samhandlingsfasen, der reguleringsplaner for strekningen utarbeides delvis samtidig som vegen detaljprosjekteres. Så vidt det er kjent ble det ikke gjort noen fysiske tiltak ved bygging av eksisterende tunneler for å tilrettelegge for mulige parallelle tunnellop.

Den største utfordringen ved bygging av de nye tunnellopene er at det skal være trafikk på eksisterende E6 med tunneler samtidig med drivingen av løp nummer to. Langvarig stengning av vegen er ikke aktuelt fordi det ikke eksisterer tilfredsstillende omkjøringsmuligheter for trafikkmengden som er på veien i dag, se figur 5.10. Vegen forbinder blant annet Trondheim sentrum med Trondheim Lufthavn, stengning av vegen vil følgelig ha store samfunnsøkonomiske kostnader og potensielt være skadelig for omdømmet til byggherren. Trafikken vil imidlertid måtte stanses i kortere perioder i forbindelse med sprengning, men

bortsett fra dette skal trafikken hindres minst mulig. Korttidsstengning vil bare kunne gjøres til visse tider av døgnet. I rushtiden vil trafikken være så stor at stengning ikke kan tillates. Videre skal det tilrettelegges for at sprengningsarbeid på de ulike stoffene samkjøres slik at man unngår å stenge vegen flere ganger innenfor en kort tidsperiode. Slik skal det unngås at en trafikant må stoppe mer enn en gang på hele strekningen.



*Figur 5.10 Stengt tunnel. Permanent vegstengning under anleggsperioden er uaktuelt på grunn av begrensede omkjøringsmuligheter. Kortere stengninger kan derimot gjennomføres, men må tilpasses trafikkvariasjoner gjennom døgnet og vil medføre noe heft. Bildet er hentet fra (Schefte og Midtbø, 2017)*

Det vil bli utplassert rystelsesmålinger på eksisterende tunnelportal og utført inspeksjon av tunnelkonstruksjonen etter hver salve. Dersom verdiene på rystelsesmålingene er små og under kontroll, kan det bli aktuelt å redusere omfanget av inspeksjonen. Dette vet man ikke før man har erfaring fra selve drivingen av tunnelene. For å redusere konsekvensene av rystelser, er planen å legge tunneltraseen så langt unna eksisterende tunnellop som mulig, men samtidig ikke så langt unna at tverrforbindelsene mellom tunnelene blir for lange. Detaljprosjektering er i skrivende stund ikke ferdig, men avstanden mellom tunnellopene anslås å bli omkring 30 m.

Mer helhetlig planlegging og samarbeid mellom ulike utbyggere, i dette tilfellet Bane Nor og Statens vegvesen/Nye Veier, er noe annet som kunne effektivisert utbyggingen. På dette prosjektet har dette blitt spesielt tydeliggjort med Helltunnelen, der Gjevingåsen jernbanetunnel ligger like i nærheten. Ved påhugg nord, se figur 5.11, er bergforholdene bedre på landsida av Helltunnelen enn på sjøsida. Grunnet plassmangel på landsida av eksisterende vegtunnel, må et

nytt vegtunnelløp bygges på sjøsida. Det vil sannsynligvis medføre større behov for tung bergsikring, noe som tilsier økte kostnader.

Det forventes noe behov for injeksjonsarbeider, blant annet i 1/3 av Helltunnelen. Injeksjonsprosedyrene er foreløpig ikke bestemt, men det vil trolig bli utført med redusert injeksjonstrykk. Vedvarende stengning av eksisterende tunnel under injeksjonsarbeidet er uaktuelt. Dette betyr at det ikke kan utføres kontinuerlig visuell kontroll av eksisterende løp. Andre overvåkningsmetoder som for eksempel observasjon av injeksjonstrykk og strømningsrate vil spille en større rolle.

På grunn av nye EU-krav til tunnelsikkerhet, skal også eksisterende tunnellop oppgraderes til dagens krav med tanke på sikkerhet. Dagens tunnelprofil skal utvides til T 9,5.



*Figur 5.11 3D-bilde av det nordlige påhugget for Helltunnelen (veg) og Gjevingåstunnelen (jernbane). Bergforholdene antas å være vesentlig bedre på landsida (venstre side) av Helltunnelen sammenlignet med sjøsida (høyre side). På grunn av plassmangel er det likevel nødvendig å legge et nytt tunnellop til sjøsida av eksisterende vegtunnel. Dette vil medføre større behov for tung bergsikring. Bildet er hentet fra Norge i bilder (2018).*

### 5.7 E18 Grimstad-Kristiansand

Mellom 2006 og 2009 ble det bygget 34 km ny motorveg mellom Grimstad og Kristiansand. Leonard Nilsen og Sønner (LNS) hadde en underentreprise på bygging av syv to-løps vegtunneler. Oppdraget gikk ut på å levere tunnelene med permanentsikring og utsprengte grøfter. Tunnellengdene varierte mellom 156 og 2200 meter. Totalt ble det bygget nærmere 12 km tunnel (Nilsen, 2008).

Før bygging var det knyttet noe usikkerhet til bergmassekvaliteten. Ved driving viste det seg at bergmassen i noen områder var betydelig dårligere enn foreskrevet i den geologiske grunnlagsrapporten. Den lengste tunnelen, Steinåstunnelen, hadde en forventet bergmasseklasse på A-C, men det viste seg at den i realiteten var klasse C-F. Andre steder var det mer samsvar mellom forventet og reell bergmassekvalitet. Det ble utført mer injeksjonsarbeider enn forventet, det totale injeksjonsvolumet var syv til åtte ganger det som var forespeilet. Prosjektet hadde veldig strenge krav til innlekkasje, helt ned til 5 l/min/100m. Årsaken til dette var fare for inntrengning av surt vann fra sulfidholdige bergarter. Injeksjon ble utført fortløpende på stuff (Nilsen, 2008).

Resten av opplysningene i delkapittelet er fra et Skype-intervju med Frode Nilsen 08.05.2019. Han var prosjektleder for LNS på E18 Grimstad-Kristiansand. Kostnadsaspektet ved bygging av parallelle tunneler ble også diskutert.

På prosjektet E18 Grimstad-Kristiansand ble begge tunnellopene drevet samtidig. Tunnelene ble drevet med 50 m avstand mellom stuffene langs tunnelaksen. Ved injeksjonsarbeidene i tunnelen som var lengst fremme ble injeksjonsskjermen viftet ut på siden mot den andre tunnelen. Dette for å redusere injeksjonsbehovet i løp nummer to. Bergmassen ble injisert på nytt for det andre tunnellopet, men trykket måtte være lavere for å unngå utgang av injeksjonsmasse i det første tunnellopet. Injeksjonsskjermen for tunnellop nummer to ble ikke redusert i utstrekning som følge av at bergmassen allerede var injisert.

Erfaringene fra dette prosjektet tilsier at man oppnår høyere inndrift med tilnærmet samme innsatsstyrke. Fordelen med dette er at man får flere kubikkmeter fjell å fordele lønnskostnader og leiekostnader for utstyr på. Som en tommelfingerregel kan man si at man oppnår en produksjonsøkning på 50-80% dersom man kan drive vekseldrift på to stuffer samtidig. Det kan imidlertid være nødvendig med en person eller to ekstra pr skift.

Produksjonsøkning vil si at man produserer flere meter tunnel pr tidsenhet. Dersom man oppnår en ukentlig inndrift på 50 m/uke med én stuff, vil en produksjonsøkning på 50 % bety en total

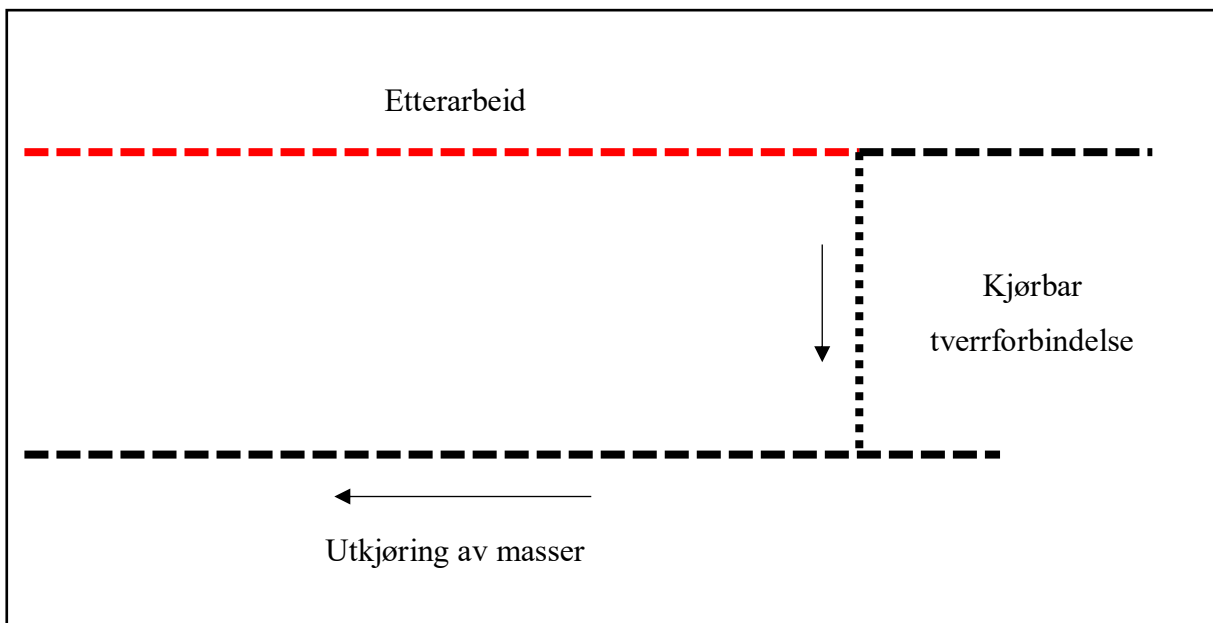


inndrift på 75 m/uke. Ved samtidig bygging av parallelle tunnellop vil denne inndriften fordeles på to tunneler. Det vil si en inndrift 37,5 m/uke pr tunnel.

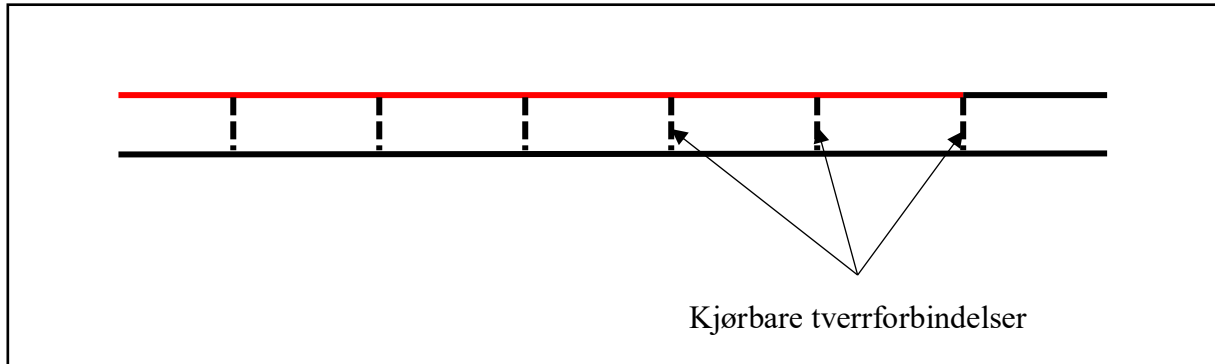
Effekten av vekseldrift varierer noe og er avhengig av hvor mye sikring og injeksjon som er nødvendig, der mer sikring og injeksjon gir lavere produksjonsøkning. Tidsbesparelsen av vekseldrift kan likevel anses som relativt robust. Det påpekes at dersom man møter på geologiske utfordringer vil man få de samme problemene uavhengig om man driver en eller to tunnellop. På prosjektet E18 Grimstad-Kristiansand ble det satt inn en ekstra borerigg på grunn av mye injeksjonsarbeider.

Vekseldrift er også mer fordelaktig i tettbygde strøk, der det kan være restriksjoner på når sprengning og utlasting kan utføres. Man får større fleksibilitet, i og med at man kan flytte arbeidsinnsatsen dersom det blir stopp på en av stoffene. Generelt sett er det sprengning og utlasting mest belastende for naboene, og dette kan begrenses til dagtid.

Et annet aspekt er at man kan korte ned den totale byggetiden dersom man bygger to tunnellop samtidig. Måten det gjøres på er at man lager kjørbare tverrforbindelser mellom tunnellopene med jevne mellomrom, f. eks. hver 1000 m. Dette gjør at man kan starte på etterarbeid, (vann/frost, vegbygging) i det ene tunnellopet fordi utkjøring av masser foregår i det andre tunnellopet, se figur 5.12. Dette betyr at det gjenstår mindre etterarbeid når drifvingen er fullført, se figur 5.13.



Figur 5.12 Prinsippkisse av parallelle tunnellop med kjørbare tverrforbindelse. Kjørbare tverrforbindelser muliggjør utkjøring av masser i ett tunnellop. Etterarbeid kan påbegynnes i den avstengte delen av tunnelen, markert med rød farge.



*Figur 5.13 Prinsippskisse av parallelle tunnellop ved endt driving. Rød farge symboliserer utført etterarbeid. Ved endt driving gjenstår etterarbeid på bare en liten del av øverste tunnellop. Ferdigstillelse av første tunnellop kan derfor skje raskere enn ved driving av bare ett tunnellop.*

Erfaringer fra tunnelprosjekter med utsatt driving av tunnellop nummer to tilsier noe ekstraarbeid ved stengning av vegen i forbindelse med sprengning. Noe heft på grunn av at trafikken ikke kan stanses i rushtiden kan også forekomme. Dersom man har flere stuffer har man også større fleksibilitet til å takle slike utfordringer. Flere stuffer kan også oppnås ved å drive én tunnel i to retninger fra et tverrslag.

## 5.8 Oppsummering av tidligere prosjekter

Erfaringene av ovenstående prosjekter kan oppsummeres i følgende punkter:

- Tunneldriving parallelt med en eksisterende tunnel er ikke nødvendigvis vanskeligere enn å drive en tunnel i jomfruelig terreng.
- Rystelsesbegrensninger på eksisterende tunnelkonstruksjon fører vanligvis ikke til reduserte salvelengder.
- Kort stengning, under en halvtime, av eksisterende tunnellop i forbindelse med sprengning og inspeksjon, kan anses som normen.
- Salvetidspunkt vil kunne begrenses på grunn av variasjoner i trafikkmengde gjennom døgnet.
- Tunnelpåhugg kan i noen tilfeller etableres på en betydelig enklere måte i første utbyggingssteg.
- Redusert injeksjonstrykk for tunnellop nummer to kan være gunstig, uavhengig av om det drives samtidig med tunnellop nummer én eller i etterkant.
- Langsiktig og helhetlig planlegging kan muliggjøre gunstig design av tunneltrasé.
- Tunneldriving på flere stuffer samtidig kan gi bedre fleksibilitet for å håndtere uforutsette hendelser og gi en produksjonsøkning på 50–80% med tilnærmet samme utstyrs pakke.
- Samtidig driving av to tunnellop muliggjør raskere ferdigstillelse av ett tunnellop fordi etterarbeid kan påbegynnes tidligere.
- Fysiske tiltak gjort ved driving av tunnellop nummer én for å tilrettelegge for tunnellop nummer to har i noen tilfeller måtte blitt utbedret på grunn av endringer i regelverk.

*Tabell 5.1 Oversikt over erfaringer fra gjennomgåtte prosjekt.*

Tunnelprosjekt	Erfaringer
Bamble- Kjørholt tunneler	Eksisterende tunnellop hadde små konsekvenser for driving av nytt tunnellop. Rystelsesmålinger ble gjennomført og var innenfor fastsatte grenseverdier. Salvelengden ble redusert noen ganger på grunn av andre omstendigheter, ikke eksisterende tunnellop.

Tauerntunnelen	Fysiske tiltak for å forberede tunnellop nummer to, utført ved bygging av tunnellop nummer én, var mer til hinder enn til nytte. Nye retningslinjer og ny teknologi gjorde at tiltakene i stor grad måtte fjernes.
Grillstadtunnelen	Samtidig driving kan forenkle etablering av påhugg, begrense den totale arealbruken og redusere belastningen på naboene.  Tunnellop nummer to ble drevet og sikret samtidig med tunnellop nummer én, men ferdigstilt over 15 år senere.  Nåverdiberegninger ble gjort for ulike utbyggingsalternativer.
Eidsvolltunnelen	Forskjæring som ble tatt ut for å forberede tunnellop nummer to var for liten. Mindre vannproblemer ved tunnellop nummer to.
Jarlsbergtunnelen	Injeksjon i nærheten av eksisterende berganlegg er teknisk mulig. Injeksjonstrykket må reduseres dersom avstanden til eksisterende berganlegg er kort. Dette for å hindre utgang av injeksjonsmasse.
E6 Ranheim – Værnes	Utfordrende at eksisterende veg skal være trafikkert ved driving av nytt løp.  Ugunstig plassering av nærliggende berganlegg medfører tunneltrasé med dårligere bergmassekvalitet for nytt tunnellop.
E18 Grimstad - Kristiansand	Vekseldrift kan gi en produksjonsøkning på 50-80% med tilnærmet samme mannskap og utstyr. Flere stuffer gir mer fleksibilitet til å fordele ressurser dersom det blir stopp på en av stoffene.  Samtidig driving kan redusere total byggetid siden etterarbeid kan påbegynnes raskere.

---

## 6 Julakslatunnelen og Kringstadtunnelen

I dette kapittelet presenteres planene som foreligger for E39 Julbøen-Molde. Informasjonen er basert på eksisterende plandokumenter. I forbindelse med denne oppgaven er det ikke utført feltbefaring da eksisterende dokumenter ble ansett som tilstrekkelig bakgrunnsmateriale.

### 6.1 Ferjefri E39

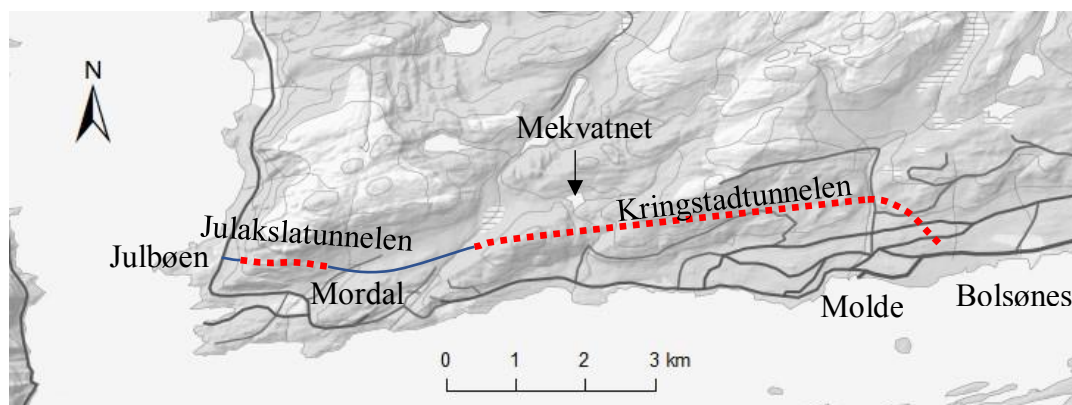
Regjeringen har satt som mål å bygge ut ferjefri E39 fra Kristiansand til Trondheim. Strekningen er ca. 1100 km lang og innebærer utfasing av syv ferjesamband. Utbyggingen forventes å føre til 50 km kortere veg og halvering av reisetiden (Statens vegvesen, 2019c). På strekningen Ålesund- Molde er det vedtatt å bygge to-løps tunnel under Romsdalsfjorden og en hengebro over Julsundet, se figur 6.1.



Figur 6.1 Planer for ny E39 under Romsdalsfjorden og hengebro over Julsundet (Statens vegvesen, 2019e).

## 6.2 E39 Julbøen-Molde

I forbindelse med omleggingen av E39 over Romsdalsfjorden, er det nødvendig med en opprusting av vegnettet rundt Molde. Ny E39 skal passere Molde sentrum og vil føre til økt trafikk. Dagens fylkesveg 662 mellom Julbøen og Bolsønes er ikke egnet som ny europaveg, blant annet på grunn av boligbebyggelse nærme fylkesveg og andre nærmiljøhensyn. De nåværende planene går ut på å bygge ny europaveg lenger vekk fra sjøen. Dette innebærer bygging av to tunneler, Julakslatunnelen med lengde ca. 1500 m og Kringstadtunnelen på ca. 7,5 km (Statens vegvesen, 2019e). Ny E39 vil ha et kryss ved Julbøen før veien går rett i tunnel under fjellet Julaksla. Østlig tunnelportal vil være i Mordalen. Videre går veien opp gjennom Mordalen og over Haukabøelva før den igjen legges i tunnel under Kringstadnakken fram til Bolsønes, se figur 6.2.



Figur 6.2 Kart med omtrentlig plassering av tunneler. Grunnlagskart er hentet fra (Kartverket, 2017a)

Dagens ÅDT er 2340 på fergesambandet Molde-Vestnes og 530 over Julsundet (Statens vegvesen, 2019d). Krav om to tunnellop slår inn når tunnelengde og trafikkmengde innebærer tunnelklasse E. For de aktuelle tunnelene vil dette være når ÅDT passerer ca. 9000 (Kringstadtunnelen) og 12 000 (Julakslatunnelen), se figur 2.3. For tunneler mellom 0,5 og 10 km stilles det krav til etablering av nødutganger på det tidspunkt ÅDT passerer 8000, følgelig gjelder dette for både Kringstad- og Julakslatunnelen.

Trafikkprognosen for Julbøen-Molde er ÅDT 6400 for 2035 og 7700 for 2055<sup>1</sup>. Forventet trafikkvekst er derfor på det nåværende tidspunkt ikke stor nok til å utløse krav om to tunnellop. På lengre sikt er det imidlertid forventet at det blir nødvendig med to tunnellop. Kravet til rømningstunnel slår inn på et tidligere tidspunkt enn kravet til adskilte kjørebaneer. Driving av to tunnellop med en gang kan likevel være aktuelt. Utbyggingsalternativene er presentert i tabell

<sup>1</sup> E-post fra Arild Gjerde, Statens vegvesen Region Midt. 21.06.2019

6.1. Det presiseres at ifølge Langåker (2018) planlegges Julakslatunnelen med en kombinasjon av tunneltverrsnitt T10,5 og T14.

*Tabell 6.1 Sammenstilling av ulike utbyggingsalternativer for Kringstadtunnelen.*

Tunnelalternativer
1 stk. T10,5 komplett
1 stk T10,5 komplett + forberedelser til tunnellop nummer to
T10,5 komplett+ T9,5, kun råsprengt og bergsikret
2*T9,5 komplett

---

### 6.2.1 T10,5 komplett

Dette alternativet er det minst omfattende alternativet. Det innebærer bygging av ettløps tunneler med tunnelprofil T10,5. Denne tunnelen vil ha forsterket midtoppmerking, men ikke midtdeler. Denne løsningen medfører et samlet masseuttak på omtrent 716 000 fm<sup>3</sup> (faste kubikkmeter) fra tunnelene, ekskludert nisjer.

Det er mulig med ulike grader av forberedelser for et eventuelt tunnellop nummer to. Ett alternativ kan være å etablere tunnelpåhugg for løp nummer to. Et annet tiltak kan være å forberede tverrforbindelser ved å sprengte ut ca. 10 m lange tunnelarmer i den retningen en eventuell tunnel nummer to skal ligge. Sannsynligvis vil det også være nødvendig å drive tverrforbindelsen fra tunnellop nummer to, men sprengning i umiddelbar nærhet til eksisterende tunnel vil da unngås.

### 6.2.2 T10,5 komplett + T9,5 råsprengt og bergsikret

Dette alternativet innebærer at en tunnel (T10,5) klargjøres og åpnes for trafikk. Den andre tunnelen vil bli utsprengt og bergsikret. Denne løsningen gir et totalt masseuttak på 1 315 000 fm<sup>3</sup>, ekskludert nisjer og tverrforbindelser. Dersom tunnellop nummer to brukes som rømningstunnel, vil dette gi bedre tunnelsikkerhet sammenlignet med driving av kun ett tunnellop. En annen fordel med dette alternativet er at kostnadene til ferdigstilling av tunnellop nummer to utsettes.

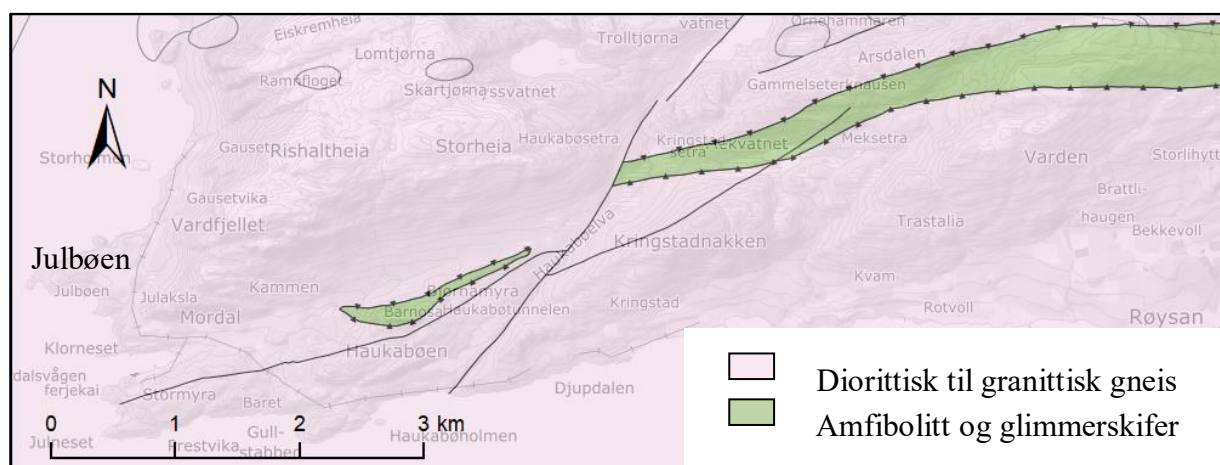
### 6.2.3 T9,5 + T9,5 komplette tunneler

Dette alternativet innebærer samtidig driving og ferdigstilling av to parallelle tunnelløp både for Julaksla og Kringstadtunnelen. Denne løsningen gir et omtrentlig masseuttak på 1 256 000 fm<sup>3</sup>, ekskludert nisjer og tverrforbindelser. Trafikken i de utgående løpene vil være adskilt fra hverandre, men det vil være en mulighet for å stenge ett løp og ha toveistrafix i det andre løpet. Dette kan for eksempel være aktuelt ved trafikkulykker eller vedlikehold av tunnelen. Dette er det mest kostbare alternativet, men vil totalt sett gi minst uttak av tunnelmasser.

### 6.3 Bergarter og oppsprekning

Bergartene i området er stort sett granittisk til diorittisk gneis, se figur 6.3, med noen smale soner med rester av kaledonske skyvedekker. I disse sonene kan det finnes glimmerskifer og amfibolitt. Oppsprekningsgraden er middels i henhold til Q-systemet. Det er registrert tre til fire sprekkesett i tillegg til sporadiske sprekker. Mest fremtredende sprekkeretning går parallelt med bergartsfoliasjonen og har varierende strøk og fall på grunn av foldninger. Strøket er typisk Ø-V med steilt fall mot SØ. I tillegg er det observert to til tre andre sprekkesett. Det kan forventes at sprekkeene er åpne i dypet (Langåker, 2018).

Bergforholdene antas å være noe bedre for Kringstadtunnelen enn for Julakslatunnelen. Grovt anslag over sikringsklasser for tunnelene er presentert i tabell 6.2.



Figur 6.3 Bergrunnskart for Julbøen-Molde. Basert på (NGU, 2019).



Tabell 6.2 Grovt anslag av sikringsklasser. Tallene er oppgitt som prosent av de respektive tunnelene (Langåker, 2018).

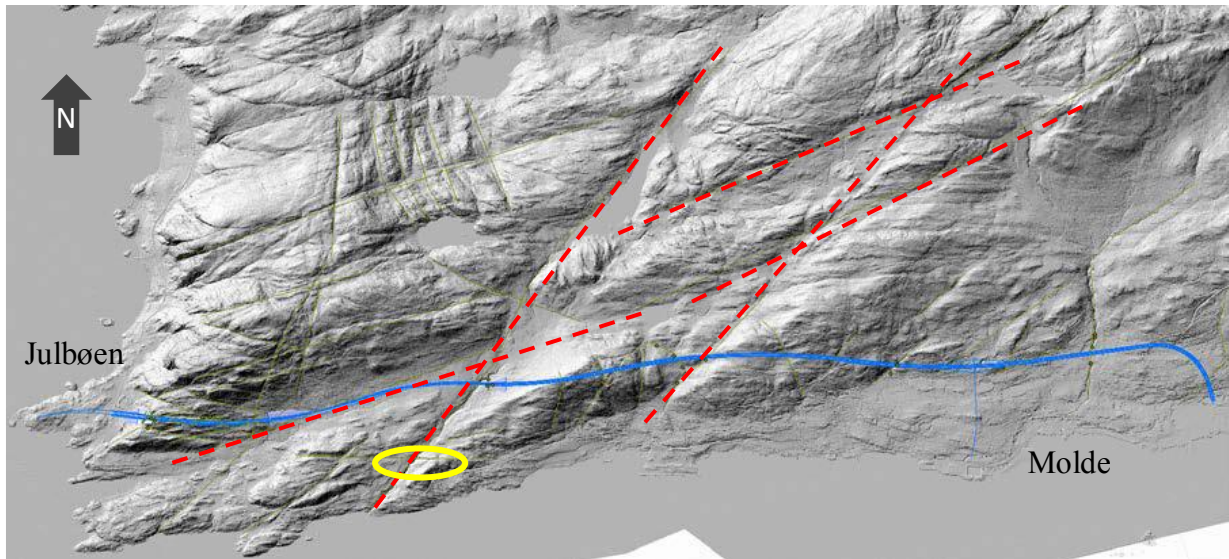
Sikringsklasse	Julakslatunnelen	Kringstadtunnelen
I	0	18
II	40	60
III	15	15
IV	40	5
V	2	1
VI	3	1

#### 6.4 Svakhetssoner

Ifølge Langåker (2018) er det flere markerte søkk i terrenget som kan representere svakhetssoner i berget. Slike forsenkninger i terrenget kalles lineamenter. Mellom Molde og Julbøen er orienteringen til disse lineamentene typisk nordøst- sørvest, se figur 6.4. I nærheten av Julbøen er det også lineamenter i nord-sør retning.

Ved driving av Haukabøtunnelen, som ligger like sør for den planlagte Kringstadtunnelen, ble det gjort erfaringer som tilsier at svakhetssonene typisk følger foliasjonen og fremtrer som lag med leire, glimmer og bergartsfragmenter. Sideberget til disse svakhetssonene er ofte av bra kvalitet. Sleppematerialet var lite til middels aktivt, med unntak av én sone med meget aktiv leire (Langåker, 2018).

Basert på overflatekartlegging for Julakslatunnelen kan det forventes flere langsgående svakhetssoner som kan ha bredde på over 10 m. Dette kan føre til tyngre bergsikring over lengre strekninger (Langåker, 2018).



Figur 6.4 Antatt viktigste svakhetssoner er markert med rødt. Omtrentlig plassering av Haukabøtunnelen er markert med gult. Basert på Langåker (2018).

### 6.5 Bergoverdekning

Bergoverdekningen over tunnelene varierer fra 2 m (muligens 6 m dersom påhugget flyttes) til 250 m og er lavest ved påhuggene. Høy bergoverdekning kan medføre høye vertikale spenninger, lav bergoverdekning kan føre til dårlig innspent bergmasse. Det er ikke observert tegn til høye bergspenninger. Det kan forventes normale bergspenninger langs tunneltraseen, men noe lav innspenning ved påhuggene (Langåker, 2018).

### 6.6 Hydrogeologi

I terrengoverflaten finnes elvene Moldeelva, Bjørsetelva, Mekelva, Mekbrauta og Mekskaret som alle krysser tunneltraseene. Elveløpene ligger i tydelige forsenkninger i terrenget og elveløpene til Haukabøelva, Mekelva og Moldeelva følger de antatt største svakhetssonene. Vannrike miljøer finnes også andre steder på overflaten, i form av tjernet Mekvatnet med tilhørende myrområder (Langåker, 2018).

Tunneldriving kan endre grunnvannstanden i området rundt tunnelen. Konsekvensene ved grunnvannssenkning kan være poretryksreduksjon med potensielle setninger, endrede leve- og vekstvilkår for dyre- og planteliv og påvirkning av grunnvannsbrønner i influensområdet til tunnelen (Erikstad, Snilsberg og Karlsrud, 2003).

Det forventes at det vil være nødvendig med noe injeksjonsarbeider for å overholde innlekkasjekravene. Innlekkasjekrav er ikke bestemt, men er i utkast til ingeniørgeologisk rapport foreslått til å være på 10 L/min/100 m i øst på grunn av nærhet til bebyggelse, og at et strengere krav på 5 L/min/100 m bør vurderes. På de delene av traseen som ligger under

skogkledd terreng foreslås et moderat innlekkasjekrav på 30 L/min/100 m, med unntak for områdene nedenfor Mekvatnet. Her er det foreslått innlekkasjekrav på 10 L/min/100 m (Langåker, 2018).

Det foreslås å legge opp til behovsprøvd injeksjon, basert på registrert vanninntrengning i salveborehull og eventuelle sonderboringshull. I tilfelle innlekkasjekravet etter driving ikke er tilfredsstillt kan det bli nødvendig med etterinjeksjon (Langåker, 2018).

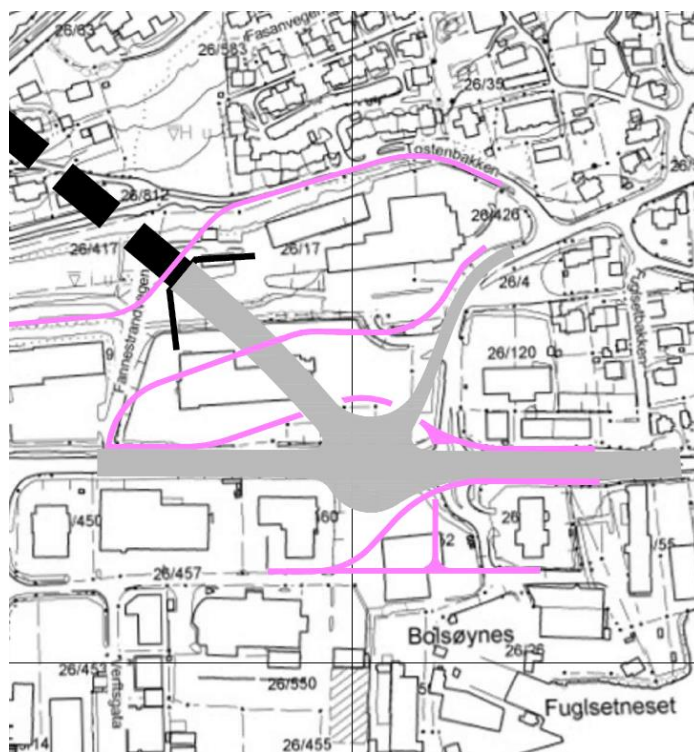
### 6.7 Påhugg

Tunnelpåhuggene vil ha lavere bergoverdekning enn resten av tunnelen. Dette kan medføre lavere bergspenninger og dermed lav innspenning av blokker i de første meterne av tunnelen. Lengden på sonene med forventet lav innspenning er forskjellig for de ulike påhuggene, men kan være fra 10 m til 50 m.

Påhuggsområdet ved Julbøen er angitt som faresone for skred. Det er observert rasblokker i påhuggsområdet og det vurderes å være fare for steinsprang. Sikringsarbeider med tanke på steinsprang kan derfor forventes. På grunn av bratt stigning på bergoverflaten forventes det kun innspenningsproblemer av lite omfang (Langåker, 2018).

Ved Bolsønes ligger påhuggsområdet midt i et boligområde, se figur 6.5. Det bør forventes lav innspenning de første 50 meterne av tunnelen på grunn av lav bergoverdekning og forvitret dagfjell (Langåker, 2018).

Påhuggene i Mordal og Kringstadnakken forventes å ha lav innspenning de første 10-15 meterne på grunn av lav bergoverdekning.



Figur 6.5 Kart over påhuggsområdet på Bolsøynes (Statens vegvesen, 2019a)

## 7 Vurderinger rundt driving av parallelle tunneler

I dette kapitlet diskuteres konsekvensene ved samtidig driving av begge tunnellop og ved utsatt driving av tunnellop nummer to. Først diskuteres ingeniørgeologiske problemstillinger, videre diskuteres andre anleggsrelaterte problemstillinger som anses som relevante. Til slutt kommenteres økonomiske sider ved problemstillingen.

### 7.1 Tunneldesign og trasevalg

Prosjektering av tunneler er nødt til å ta hensyn til eksisterende undergrunnkonstruksjoner. I prosjektering av en ny tunnel parallelt med en eksisterende tunnel vil det være større begrensninger i plassering av tunneltrasé enn tilfellet var da første tunnellop ble bygd. Grunnen til dette er i hovedsak tilstedeværelsen av eksisterende tunnel. Tunnellop nummer to må ha en viss avstand til eksisterende tunnellop. Ved driving av første tunnellop finnes ikke denne begrensningen. Andre undergrunnkonstruksjoner kan også påvirke plassering av tunneltrasé, både ved bygging av første og andre tunnellop. I tiden mellom driving av tunnellop nummer én og tunnellop nummer to, kan nye underjordsanlegg ha blitt etablert. Dette vil begrense friheten i plasseringen av tunnellop nummer to ytterligere. Tilstedeværelsen av flere underjordsanlegg i nærheten vil generelt øke vanskelighetsgraden på drivearbeidet, siden det må tas ekstra forsiktighetsregler for å unngå skade på disse anleggene.

Ved plassering av tunneltraseer er det flere andre aspekter som må hensyntas. Vegnormalene stiller eksempelvis krav til maksimalt tillatt stigning og minste kurveradius (Vegdirektoratet, 2016b). Bergsikring bestemmes på bakgrunn av geologisk kartlegging og bergmasseklassifisering på stoff, se kapittel 3.2. Med dagens tunnelteknologi er det teknisk mulig å drive gjennom de fleste bergforhold, men dårlig bergmassekvalitet medfører tung bergsikring og dermed høyere kostnader. En sentral del i tunneldesign er derfor å oppnå gunstig plassering av tunneltraseen slik at kostnadene til bergsikring reduseres, se figur 3.9. I tunnelprosjekt med hovedsakelig godt berg vil kryssing av svakhetssoner være en hovedgrunn til tung bergsikring. Det er derfor fordelaktig om tunneltraseen legges utenom disse.

Erfaringer fra E6 Ranheim – Værnes viser at plasseringen av nærliggende tunneler og bergrom kan føre til ugunstig plassering av tunnellop nummer to. Helhetlig planlegging i tidlige faser kan muliggjøre at en større andel av tunnelen legges i bergmasse av god kvalitet. Plassering av konstruksjoner i undergrunnen er i stor grad irreversibelt, hvilket betyr at langsiktig planlegging er desto viktigere. Framtidig utnyttelse av undergrunnen bør tas med i betraktningen når nye tunnellop skal prosjekteres. Regulering av begge tunnellop, uavhengig om tunnellop nummer

to drives i første utbyggingssteg eller ikke, kan være en måte å hindre at andre underjordsanlegg bygges i nærheten.

Tunnelløp nummer to bør altså tas med i betraktningen når tunneltrasé for tunnelløp nummer én skal bestemmes, uavhengig om det i første omgang bygges ett eller to tunnelløp. Dette for å unngå unødvendig dårlige bergforhold for tunnelløp nummer to. På prosjektet Julbøen-Molde faller bergoverflaten generelt mot sør. Sannsynligheten for å påtreffre overflatepåvirket berg kan derfor være størst for det sørlige tunnellopet. Det kan derfor være gunstig å legge til rette for at tunnellop nummer to kan plasseres på nordsiden av tunnellop nummer én. I tillegg bør det planlegges slik at tunnellop nummer to kommer i minst mulig konflikt med svakhetssoner. Spesielt bør langsgående svakhetssoner unngås da disse kan medføre tung bergsikring over en lengre strekning. Det er knyttet usikkerhet til svakhetssonenes forløp og mektighet i tunnelnivå.

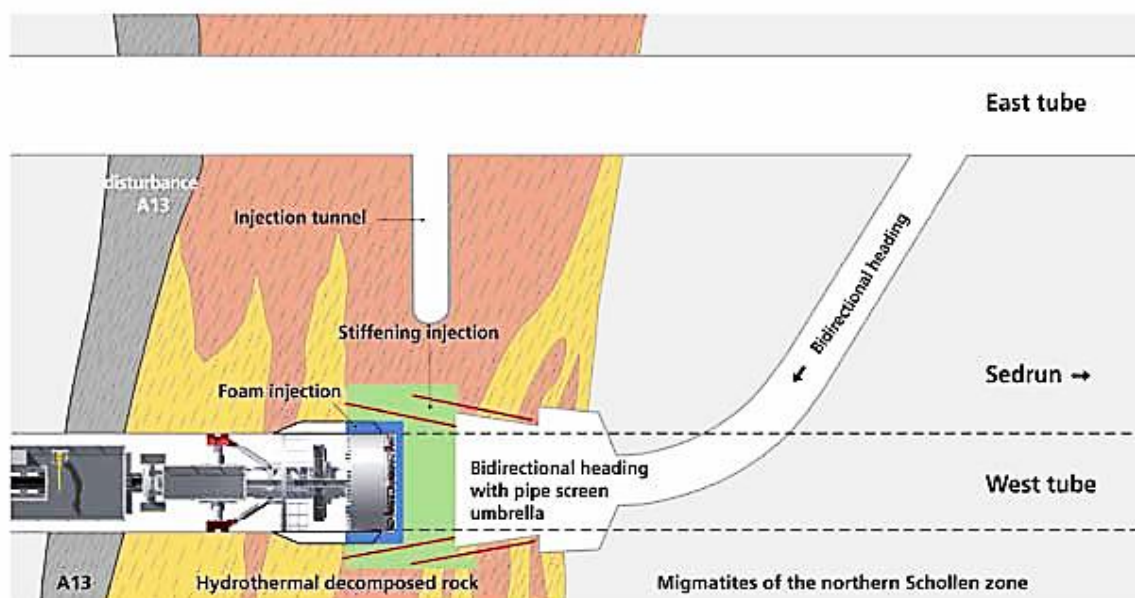
### 7.2 Bergmekanisk stabilitet

Med tanke på bergmassestabilitet er det i hovedsak bergrommets høyde samt bergmassekvaliteten og spenningsforholdene som er dimensjonerende for bredden på bergstappen mellom tunnellopene (Nilsen, 2016). En tommelfingerregel i Nilsen (2016) sier at tykkelsen bør tilsvare tunnelens høyde som et minimum. Det kan imidlertid foreligge forhold som medfører behov for lengre avstand mellom tunnellopene, for eksempel dårlig bergmassekvalitet eller ugunstig oppsprekning.

Driving av tunneler vil endre spenningssituasjonen i et område rundt tunnelen. Ifølge Myrvang (2001) vil tunneler påvirke spenningsforholdene i berget i en avstand på ca. 1,5 ganger diameteren. Økning av avstanden mellom tunnellop utover 1,5 ganger tunneldiameteren vil følgelig ha liten betydning for bergstabbespenningen.

I spesielle tilfeller der dårlig bergmasse medfører drivestans i det ene tunnellopet, er det ved samtidig driving en mulighet å drive det andre tunnellopet forsiktig forbi den vanskelige sonen. Problemet i den andre tunnelen kan deretter løses ved å drive inn mot problemområdet fra motsatt side, se figur 7.1.

I prosjekteringen av utsatt driving av tunnellop nummer to er imidlertid geologiske rapporter fra tunnellop nummer én tilgjengelig. Dette betyr at man har mer detaljert kunnskap om berget, og kan tilpasse traséen for tunnellop nummer to dersom driving av tunnellop nummer én avdekket andre bergforhold enn forundersøkelsene.



Figur 7.1 Håndtering av stabilitetsproblemer ved samtidig driving av to tunnellop (Ehrbar, 2008).

Ifølge foreløpige planer for Julbøen-Molde vil tunnellop nummer to ha tunneltverrsnitt T9,5 på store deler av strekningen. T9,5 betyr at tunnelen i praksis blir omtrent 8 meter høy og 11 meter bred.

Kringstادتunnelen forventes å ha noenlunde god bergmassekvalitet, se tabell 6.2. Ifølge Langåker (2018) forventes det normale bergspenningsforhold langs tunnelene. Basert på tommelfingerregelen nevnt tidligere i kapittelet betyr dette at avstanden mellom tunnellopene bør være minst 8 meter. Utsatt driving av tunnellop nummer to fører til at det bør tas hensyn til endrede spenningsforhold rundt den nye tunnelen. Avstanden mellom tunnellopene bør i dette tilfellet derfor være minst 16,5 meter for å minimere eventuelle bergspenningsinduserte problemer. Dette tilsvarer 1,5 ganger tunnelbredden.

Julakslatunnelen forventes å ha noe dårligere bergmassekvalitet enn Kringstادتunnelen, se tabell 6.2. Dette, i tillegg til at tunnelprofilen (T14) skal være større på deler av tunnelen, taler for lengre avstand mellom tunnellopene. Nærmere vurderinger bør utføres for å bestemme nødvendig bredde på bergstappen. I henhold til Håndbok N500 skal bergsikring for denne tunnelprofilen dimensjoneres spesielt. Siden tunneltverrsnittet vil være større enn for Kringstادتunnelen, vil også influensområdet for spenningsendringer være større. Problemer på grunn av spenningsendringer vil unngås dersom bredden på bergstappen er minst 22,5 meter. Dette er beregnet ut ifra en faktisk tunnelbredde på 15 meter.

Ifølge håndbok N500 skal avstanden mellom to parallelle tunnellop være minst 10 m (Vegdirektoratet, 2016b). Basert på tilgjengelig informasjon og beregningene over, kan 10 meter avstand mellom tunnellopene være tilstrekkelig med hensyn på bergmassestabilitet, forutsatt at tunnellopene drives samtidig. Nærmere vurdering bør imidlertid gjøres for Julakslatunnelen. Dersom tunnellop nummer to drives i etterkant bør avstanden mellom tunnellopene være større, minimum 16,5- 22,5 meter, avhengig av tunneltverrsnitt. Avstanden kan være kortere ved samtidig driving fordi risikoen ved endret spenningstilstand er lavere. Bergstabe på 10 m vil sannsynligvis ikke medføre mer bergsikring enn 16,5 meter, men samtidig driving vil gi bedre muligheter for kontroll og supplerende bergsikring dersom det blir nødvendig. Dette på grunn av enklere tilgang til tunnelveggen.

Med hensyn på bergmassestabilitet er konklusjonen at avstanden mellom tunnellopene bør være større dersom tunnellop nummer to drives i etterkant. Avstanden bør være noe større på Julakslatunnelen enn Kringstadunnelen på grunn av antatt dårligere bergmassekvalitet og større tunneltverrsnitt.

### 7.3 Rystelser

Sprengningsarbeid som utføres i nærheten av byggverk skal tilpasses slik at det ikke oppstår skade som en følge av sprengningen. Dersom et nytt tunnellop skal drives ved siden av eksisterende tunnel, må grenseverdier for rystelser på eksisterende tunnellop bestemmes. Maksimalt tillatte grenseverdier skal beregnes etter gjeldende standard NS 8141:2001 (Standard Norge, 2001). I standarden har ikke parameterne verdier som er spesielt tilpasset tunneler, det er derfor nødvendig å gjøre vurderinger for å tilpasse standarden til tunnelarbeidet.

Rystelsene vil generelt dempes med økende avstand fra sprengningsstedet. Beregning av svingehastighet kan gjøres basert på formelverk. Det finnes et utvalg av ulike formler for estimering av maksimal svingehastighet, der ulike parametere inngår i formlene. Rystelsene som funksjon av avstand fra tunnelsalve til målepunkt vil blant annet variere med lokal geologi. Ved å estimere rystelsene i ulike avstander fra sprengningsstedet er det mulig å antyde hvor stor avstanden mellom tunnellopene bør være for at rystelsene ikke overskrider fastsatte grenseverdier. Rystelsesmålinger fra sprengningsarbeider i nærheten kan være nyttig for å kalibrere modellene. Målingene bør være gjort på sprengningsarbeid av noenlunde lik karakter fordi innspenningsforholdene rundt ladningen har innvirkning på rystelsene (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998).



Rystelsene vil også ha innvirkning på teknisk utstyr i eksisterende tunnellop, for eksempel tunge gjenstander som henger i tunnelen. Det er fordelaktig at disse dimensjoneres tilstrekkelig slik at de ikke senker grenseverdiene for maksimalt tillatt svingehastighet. Faktorer som senker grenseverdien for maksimalt tillatt svingehastighet kan føre til behov for større avstand til tunnellop nummer to dersom det drives i etterkant.

Rystelsene kan reduseres med forsiktig sprengning. Kjente teknikker for å redusere rystelsene i tunneler er:

- Redusere salvelengden
- Drive pilot først for deretter å strosse inn mot denne
- Først drive ut toppstoll og deretter ta ut nedre del av tverrsnittet

Disse tiltakene fører imidlertid til redusert framdrift og økte kostnader (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998). Det er derfor ønskelig å unngå driving med rystelsesbegrensninger.

I tillegg til eksisterende tunnellop, kan det finnes andre objekter i nærheten som medfører rystelsesbegrensninger. Eksempler på dette kan være bygninger og sensitive jordmasser. Dersom slike sårbare punkter eksisterer, kan det hende at salvestørrelsen uansett må reduseres, også ved samtidig driving av begge tunnellop. Hvis rystelseskrav ved utsatt driving øker avstandskravet mellom tunnellopene kan avstanden reduseres ved samtidig driving. Dersom det er ønskelig med enda høyere sikkerhetsmargin kan avstanden mellom tunnellopene økes ytterligere.

Erfaringer fra tidligere prosjekter har vist at rystelsene på eksisterende tunnel vanligvis ikke er noe problem ved driving av løp nummer to i etterkant. Dette kan tyde på at avstanden mellom tunnellopene har vært tilstrekkelig.

### 7.3.1 Grenseverdi for rystelser

Grenseverdi for tillatt svingehastighet  $v_g$  beregnes etter NS 8141:2001 med følgende formel:

$$v_g = v_0 \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_d \cdot F_k \quad (7.1)$$

Der

$v_0$ : ukorrigert toppverdi av maksimal svingehastighet fastsatt til 20 mm/s.

$F_g$ : Grunnforholdsfaktor som tar hensyn til grunnforholdene der byggverket står.

$F_b$ : Byggverksfaktor som avhenger av type og utforming av byggverk, konstruksjonsmateriale og fundamenteringsmåte.

$F_d$ : Avstandsfaktor som tar hensyn til avstand mellom vibrasjonskilde og målepunkt.

$F_k$ : Kildedefaktor som er avhengig av vibrasjonskilden.

Basert på vurderingene i tabell 7.1 settes grenseverdien på prosjektet Julbøen-Molde til

$$v_g = 20 \text{ mm/s} \cdot 3,5 \cdot 2,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \underline{143} \text{ mm/s} \quad (7.2)$$

$$v_g = 20 \text{ mm/s} \cdot 2,5 \cdot 2,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \underline{102} \text{ mm/s} \quad (7.3)$$

102 mm/s samsvarer med beregninger utført for Væretunnelen (Fjærtoft, 2013). Bebyggelsen i Molde sentrum kan også medføre rystelsesbegrensninger. Disse forventes å være lavere enn for tunnelen. Nærmere vurderinger bør gjøres for å bestemme endelig grenseverdi i dette området. Rystelsesbegrensninger på grunn av nærhet til bygninger bør hensyntas både ved samtidig og utsatt driving av tunnellop nummer to.

Tabell 7.1 Verdier i formel for beregning av grenseverdi for maksimal tillatt svingehastighet i henhold til NS 8141:2001.

Faktor	Verdi	Begrunnelse
$v_0$	20 mm/s	Fastsatt til 20 mm/s
$F_g$	3,5	Granittisk gneis med middels oppsprekningsgrad
	2,5	Områder med dårligere bergmassekvalitet
$F_b$	2,04	$F_b = k_b \cdot k_m \cdot k_f$ $k_b$ er en byggfaktor som avhenger av type og utforming av byggverk. Det finnes ikke tabellverdier for tunneler, men den antas å komme i kategorien tunge konstruksjoner. På bakgrunn av dette settes byggfaktoren til 1,70. $k_m$ er materialfaktoren. Tunnellsikring består hovedsakelig av sprøytebetong og bergbolter. Materialfaktoren settes derfor til 1,20 $k_f$ er fundamenteringsfaktoren og avhenger av hvordan byggverket er fundamentert. For konstruksjoner støpt direkte på berg gjelder fundamenteringsfaktor 1,0. $F_b = 1,70 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = 2,04$
$F_d$	1,0	For sprengning der byggverket står på berg skal denne settes til 1,0
$F_k$	1,0	Skal settes til 1,0 ved sprengning

### 7.3.2 Estimering av svingehastighet

For å estimere nødvendig minimumsavstand mellom tunneløpene med hensyn på sprengningsinduserte rystelser kan maksimal svingehastighet for gitte avstander estimeres.

En måte å estimere svingehastighet på er med følgende formel (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998):

$$v = 500 \cdot c \cdot \frac{Q^\alpha}{d^\beta} \quad (7.4)$$

Der

$v$  = vertikal svingehastighet (mm/s)

$c$  = fjellfaktor, avhengig av geologiske forhold

$Q$  = enhetsladning (kg), antall kg sprengstoff med samme tennernummer.

$d$  = korteste avstand mellom salve og målepunkt

$\alpha$  = faktor for sprengstoffutnyttelse

$\beta$  = dempningskoeffisient, faktor for geometrisk dempning, absorpsjon og oppsprekning. Dempningskoeffisienten vil variere med avstand mellom sprengningssted og målepunkt.

Som tidligere nevnt er det gunstig å unngå reduserte salvelengder for å oppnå mest mulig effektiv tunneldriving. Det er derfor ønskelig å finne minste avstand mellom tunneløpene der man fremdeles kan drive tunneløp nummer to med full salvelengde. Med elektroniske tennere kan hvert borehull avfyres til individuelle tidspunkt. I likning (7.4) vil enhetsladningen  $Q$  derfor være sprengstoffmengden i ett borehull. Enhetsladningen settes til 7,5 kg, basert på utregning i likning (7.6), men kan være annerledes dersom borehulldiameteren er annerledes.

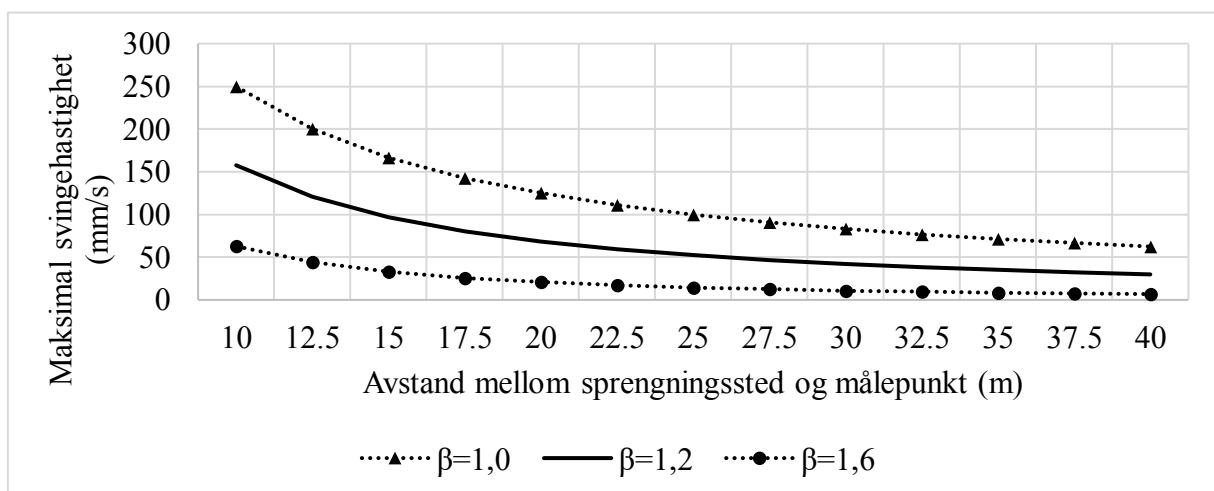
$$Q = \frac{\pi}{4} \cdot \text{borehulldiameter}^2 \cdot \text{ladet lengde} \cdot \text{sprengstofftetthet} \quad (7.5)$$

$$Q = \frac{\pi}{4} \cdot (0,45 \text{ dm})^2 \cdot 47 \text{ dm} \cdot 1,0 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3} = \underline{7,47 \text{ kg/borehull}} \quad (7.6)$$

I beregningene er det tatt utgangspunkt i et 5,2 m langt borehull med diameter 45 mm, uladet lengde 0,5 m og sprengstofftetthet 1,0 kg/l. Fjellfaktoren  $c$  velges til 1,0 på grunn av usikkerhet i geologien. Faktor for sprengstoffutnyttelse  $\alpha$  settes til 0,8 siden det er snakk om sprengningsarbeid med borehulldiameter <127 mm.

Ved å bruke likning (7.4) kan man beregne maksimal svingehastighet for ulike avstander og verdier for dempningskoeffisienten, se tabell 7.3 og figur 7.2.

Basert på tilgjengelig informasjon forventes  $\beta$  å være mellom 1,0 og 1,6, se figur 7.2. Forholdet mellom  $d$  og  $\beta$  kan variere med avstand fra tunnelsalve til målepunkt, men  $\beta=1,2$  vurderes å være mest sannsynlig for mest aktuelle tunnelavstander. En grenseverdi på 102 mm/s og  $\beta=1,2$  medfører at avstanden mellom tunneløpene bør være minst 15 meter dersom tunneløp nummer to drives i etterkant av tunneløp nummer én. En lavere  $\beta$ -verdi betyr at avstanden mellom tunneløpene bør være større. Dersom reell  $\beta$  viser seg å være 1,0 bør avstanden være minst 25 meter. Modellen bør kalibreres med faktiske målinger fra Julakslatunnelen og Kringstad tunnelen, slik at beregningene bli mer nøyaktige. Dersom det i første utbyggingssteg bare drives ett tunneløp, kan det med fordel utføres rystelsesmålinger. Det vil gi bedre data til detaljprosjektering av tunneløp nummer to og kan medføre at nytt tunneløp kan legges nærmere eksisterende tunneløp grunnet lavere usikkerhet i modellene.



Figur 7.2 Maksimal svingehastighet som funksjon av avstand fra sprengningssted for ulike verdier av  $\beta$ .

Tabell 7.2 Inngangsparametere i likning (7.4) for estimering av maksimal svingehastighet.

Faktor	Verdi	Begrunnelse
$v$		
$c$	1	Usikkerhet i geologien
$Q$	7,47	Sprengstoffmengde i et borehull, se likning (7.6)
$d$		
$\alpha$	0,8	Sprengningsarbeid med borehulldiameter under 127 mm
$\beta$		

Tabell 7.3 Maksimal svingehastighet som funksjon av avstand mellom salve og målepunkt, samt dempningskoeffisienten  $\beta$ . Formelverk er hentet fra (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998). Enhetsladning, fjellfaktor og faktor for sprengstoffutnyttelse er gitt, se tabell 7.2.

Avstand (m)	$\beta$						
	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
10	396	250	158	99	63	40	25
12,5	331	200	121	73	44	26	16
15	286	167	97	56	33	19	11
17,5	253	143	81	45	26	14	8
20	227	125	69	38	21	11	6
22,5	207	111	60	32	17	9	5
25	190	100	52	28	14	8	4
27,5	176	91	47	24	12	6	3
30	164	83	42	21	11	5	3
32,5	154	77	38	19	10	5	2
35	145	71	35	17	8	4	2
37,5	138	67	32	16	8	4	2
40	131	62	30	14	7	3	2

### 7.4 Injeksjon

Injeksjonsmassens inntrengning og utbredelse i bergmassen er styrt av mange faktorer som avhenger av hverandre (Stille *et al.*, 2009). Injeksjonsmasse vil, i likhet med vann, bevege seg i sprekker gjennom berget (Klüver og Kveen, 2004). Bergmassens oppsprekning har derfor stor betydning for injeksjonsmassens utbredelse. Siden bergmassen er et lukket volum, kan ikke injeksjonsmassens utbredelse måles direkte.

Stille (2015) påpeker at hydraulisk jekking utenfor den injiserte sonen kan øke den hydrauliske konduktiviteten til bergmassen. Dersom injeksjon fra tunnellop nummer to fører til jekking i berget rundt tunnellop nummer én, er dette uheldig da vanninnstrømmingen til tunnellop nummer to kan øke. Dersom jekking oppstår mellom sprøytebetong og fjellet kan sprøytebetongen gå i brudd og løsne, noe som vil virke negativt på dens funksjon.

Generelt vil forholdene for injeksjon være mest gunstige for tunnellop nummer én. Dette fordi avstanden til en fri overflate vil være lengst, noe som betyr at faren for utgang av injeksjonsmasse da er minst og at injeksjonstrykket kan være høyt.

Injeksjon fra tunnellop nummer to vil medføre større sannsynlighet for utgang av injeksjonsmasse, både for driving samtidig og en tid etter bygging av tunnellop nummer én. Konsekvensene av en injeksjonsutgang er derimot større ved utsatt driving av tunnellop nummer to. Fare forbundet med dette er tetting av eksisterende dreneringsløp (Hansen og Rafdal, 2010) og opphopning av injeksjonsmasse mellom bergveggen og vann- og frostsikringshvelvet. Ukontrollert sprut i en trafikkert tunnel kan i tillegg være trafikkfarlig. Det vil være mer komplisert å utbedre ødeleggelsene ved en slik hendelse dersom det er installert utstyr i tunnelen og tunnelen er trafikkert.

Siden injeksjonsmassen følger sprekker i berget, vil distansen som injeksjonsmasse må tilbakelegge for å nå eksisterende tunnellop være kortest dersom sprekken står normalt på tunnelaksen. Klüver og Kveen (2004) skriver at stor sprekkeåpning uten noe særlig leirinnhold gir liten injeksjonsmotstand. Forhold som fører til at injeksjonsmassen strømmer raskere mot eksisterende tunnellop kan øke sannsynligheten for utgang av injeksjonsmasse.

Erfaringer fra Jarlsberg-tunnelen viser at injeksjon i nærheten av eksisterende bergrom er teknisk mulig, men at spesielle hensyn bør tas for å unngå utgang av injeksjonsmasse. Tiltak som der ble gjort for å begrense faren for utgang av injeksjonsmasse, var å tilsette akselererende stoffer i injeksjonsmassen og å benytte redusert injeksjonstrykk. Hva som er ideelt injeksjonstrykk er ifølge Grøv, Funehag og Janson (2014) en kilde til diskusjon. I Norge brukes det gjerne høyere

injeksjonstrykk enn i Sverige. Ved injeksjon i uberørt berg, det vil si fra tunnellop nummer én, står man uansett friere i valg av injeksjonstrykk.

Kontinuerlig inspeksjon av tunnellop nummer én ved injeksjon fra tunnellop nummer to er fordelaktig slik at man kan stoppe injeksjonspumpingen øyeblikkelig dersom det observeres utgang av injeksjonsmasse. Kontroll av injeksjonstrykk og strømningsrate på injeksjonsriggen kan også indikere utgang av injeksjonsmasse. Behovet for inspeksjon anses å være større med kortere avstand mellom tunnellopene siden sannsynligheten for utgang av injeksjonsmasse generelt øker med minkende avstand mellom tunnellopene. Inspeksjon vil imidlertid medføre stengning av eksisterende tunnel. Injeksjonsarbeider er som regel langvarig og stengning av vegen i en lengre periode kan i mange tilfeller være uaktuelt. Overvåking av injeksjonen med målinger på injeksjonsriggen vil da bli desto viktigere. Videoovervåking i tunnellop nummer én kan vurderes som et supplement. En konsekvens av begrensede inspeksjonsmuligheter kan være lengre avstand mellom tunnellopene. Dette for å oppnå høyere sikkerhetsmargin.

Erfaringer fra Eidsvollstunnelen viser at behovet for injeksjon kan være mindre dersom tunnellop nummer to drives en tid etter første tunnellop. Tunnellop nummer én har trolig drenert bergmassen og medført senket grunnvannsspeil og redusert vanntrykk på tunnelnivå. Formålet med injeksjon er i henhold til Vegdirektoratet (2016b) å unngå å senke grunnvannsspeilet og poretrykket. Det bør derfor ikke forventes at grunnvannsproblemene vil være mindre ved driving en tid etter bygging av tunnellop nummer én.

Det er forventet noe injeksjon på Molde-Julbøen. Hvor mye injeksjonsarbeid som utføres vil avhenge av lekkasjemålinger i drivefasen. Sprekkene forventes å være åpne mot dypet (Langåker, 2018). Dette kan bety at sprekkene vil lede injeksjonsmassen godt.

Samtidig driving av begge tunnellop på Julbøen-Molde anses å være gunstigere for injeksjonsarbeidene enn driving på forskjellig tidspunkt. Hovedgrunnen til dette er at tunnellop nummer én helst ikke skal stenges i forbindelse med injeksjonen. I tillegg vil konsekvensene med injeksjonsmasse på avveie være større dersom tunnellop nummer to drives i etterkant. Dersom det skal utføres injeksjon ved utsatt driving av løp nummer to, bør det foretas en nærmere vurdering av avstand mellom tunnellopene på grunn av faren for utgang av injeksjonsmasse. En avstand på 20 meter anses av forfatteren som et minimum. I Jarlsbergstunnelen var avstanden fra borehullene til eksisterende tunnellop 21 meter da det ble observert injeksjonsutgang. I Hellstunnelen, der det skal utføres injeksjon med trafikkert nabolop, skal avstanden mellom tunnellopene være omtrent 30 meter. Samtidig driving anses å muliggjøre kortere avstand mellom tunnellopene og muligens høyere injeksjonstrykk.

### 7.5 Påhugg

Tunnelpåhugg er kritiske områder i tunnelprosjekter. Her passerer tunnelen dagfjellet, noe som ofte innebærer vanskeligere fjellforhold med mer fjellsikring (Nilsen, 2016). I tillegg må det opprettes et anleggsområde rundt tunnelåpningen, og terrenget over og rundt må sikres. Håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2016b) krever at påhugg og forskjæringer undersøkes spesielt og at det skal lages egen sprengnings- og sikringsplan for tunnelpåhugg for å sikre god kontur og stabilitet.

Vanskelighetsgraden på tunnelpåhugg vil variere fra prosjekt til prosjekt. Når bergoverdekningen ved påhugget er minst halvparten av tunnelens spennvidde, kan tunnelen sprenges og sikres forholdsvis enkelt. Det er likevel mulig å bygge tunnel med bergoverdekning ned mot 1-2 meter, men dette krever gjerne armerte sprøytebetongbuer på stuff (Vegdirektoratet, 2016a).

Samtidig driving av parallelle tunnellop muliggjør en mer helhetlig tilnærming til sprengning og sikring av påhuggene. Grillstadtunnelen, se kapittel 5.3, og Strindheimtunnelen, se Gylland, Panthi og Aagaard (2012), er eksempel på tunneler der samtidig driving var en forutsetning for framgangsmåtene som ble valgt. For prosjekter med stort arealpress og der det er ønskelig med kort pilarbredde anses samtidig driving av begge tunnellop som spesielt gunstig. Man har bedre kontroll på bergmassestabiliteten i og med at bergstappen mellom tunnellopene kan sikres fra begge sider. Andre krevende påhugg kan også med fordel etableres samtidig.

Vanskelighetsgraden på tunnelpåhugg kan øke dersom forskjæringen er høy. To parallelle tunnellop krever gjerne et større areal og gjerne en høyere forskjæring enn det et enkelt tunnellop gjør. Dersom det i første omgang bare etableres ett påhugg, kan det bli nødvendig å ta ut en høyere forskjæring når tunnellop nummer to skal bygges. Hensynet til eksisterende tunnelportal kan gjøre sikringsarbeidet mer komplisert enn hva det ville vært dersom hele forskjæringen ble tatt ut samtidig. Sikringsarbeider utført fra bakken har en begrenset rekkevidde. I et uberørt portalområde er det bedre muligheter til å etablere arbeidsplattformer for sikringsarbeider. Ved å starte øverst, for så å jobbe seg nedover på nye arbeidsplattformer kan høye deler av forskjæringen sikres med vanlig utstyr. En eksisterende tunnelportal kan være til hinder for slike arbeidsplattformer og vil dermed gjøre det mer utfordrende å sikre forskjæringen.

Det at man unngår en ny byggegrop for tunnelpåhugg til tunnellop nummer to vil også redusere belastningen på nærmiljøet. Et alternativ til samtidig driving av hele tunnelen er å etablere



påhugg og evt. drive de første meterne for tunnellop nummer to til pilaren kan bergsikres tilstrekkelig fra det ene tunnellopet. Da utnyttes fordelene ved samtidig driving på en av de mest kritiske punktene i tunnelprosjektet, uten at det er nødvendig å drive hele tunnellop nummer to. Dersom avstanden mellom tunnelpåhuggene er stor kan de i større grad ses på som individuelle objekter, og fordelene med samtidig driving vil reduseres.

På strekningen Julbøen-Molde vurderes påhuggene på Julbøen og Bolsønes som mest utfordrende. Samtidig driving anses derfor å være spesielt fordelaktig for disse påhuggene.

For påhugget ved Bolsønes vil kort avstand mellom tunnelåpningene være spesielt ønskelig siden påhuggsområdet ligger nært Molde sentrum. Kort avstand mellom tunnellopene kan utføres enklere dersom begge påhuggene etableres samtidig. Det å unngå å etablere en ny stor byggegrøp ved utsatt driving av tunnellop nummer to er et annet moment som taler for samtidig etablering av tunnelpåhugg.

Påhugget på Julbøen befinner seg i et skredutsatt område. Spesielle sikringstiltak av fjellsiden over påhugget bør derfor vurderes. Samtidig etablering av tunnelpåhugg kan være spesielt gunstig da en helhetlig tilnærming til skredsikringen er å foretrekke.

### 7.6 Vegstengning

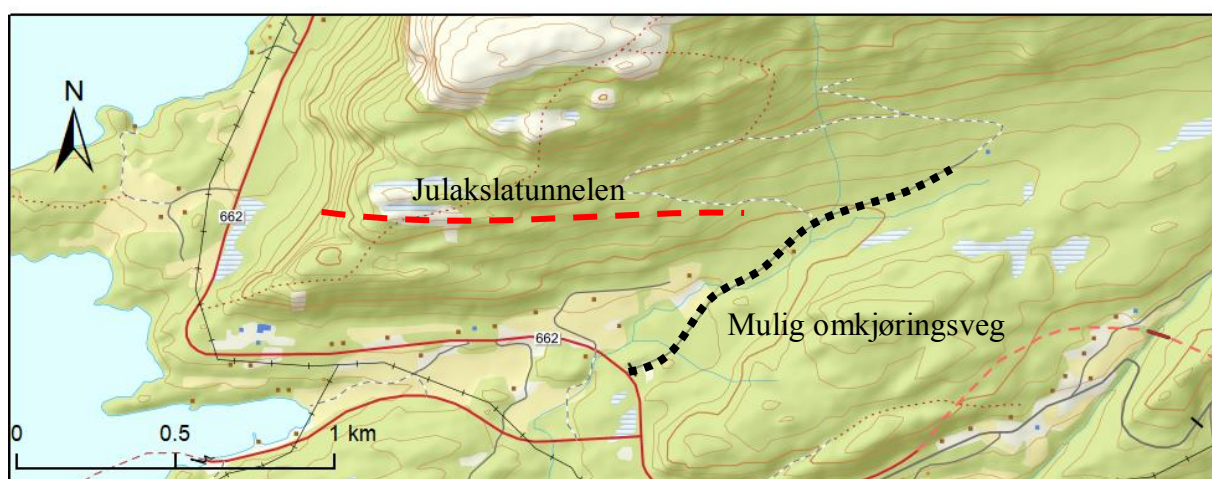
Erfaringer fra blant annet Eidsvolltunnelen, E6 Ranheim-Værnes og tunnelene Bamble og Kjørholt har vist at utsatt driving av tunnellop nummer to nødvendigvis vil medføre konsekvenser for trafikantene. Enten i form av omkjøring, eller i form av stengning av vegen i korte perioder. Omkjøringsmulighetene vil variere fra prosjekt til prosjekt og vil blant annet være avhengig av trafikkmengden på vegen som skal stenges, kapasiteten til vegnettet ellers og nærmiljøhensyn. Trafikkmengden på en veg som skal utvides fra to til fire kjørefelt kan være betydelig større enn kapasiteten til vegnettet ellers. På grunn av trafikkvariasjoner gjennom døgnet, kan det være aktuelt å definere tidsintervaller der eksisterende tunnel ikke kan stenges. Dette vil typisk være i rushtiden.

Gode omkjøringsmuligheter reduserer trafikkulempene ved vegstengning. Dersom det eksisterer gode omkjøringsmuligheter vil terskelen for stengning av eksisterende tunnellop være lavere. For tunneldrivingen vil stengning av eksisterende tunnel være gunstig fordi det medfører lavere risiko og fører til mindre heft for anleggsarbeidet. Stengning er spesielt aktuelt ved salvesprengning, injeksjon og etablering av påhugg. For en vanlig tunnelsalve er det normalt å stenge tunnelen like før sprengning og åpne igjen etter at inspeksjon er utført. Injeksjon, etablering av påhugg og utsprengning av tverrforbindelser kan medføre stengning

over en lengre periode. Ved samtidig driving av tunneløpene vil omkjøringsmuligheter ikke være et like stort tema siden trafikken vil være tilpasset vegnettet uten tunnelene.

Trafikkulempet vil være en samfunnskostnad, som ikke belastes prosjektet direkte, men som faller på trafikantene. Tiltak som kan begrense stengning av eksisterende tunnel kan være samfunnsøkonomisk lønnsomt. Større avstand mellom tunneløpene vil generelt redusere konsekvensene for tunneløp nummer én og er i så måte gunstig. Det kan være fornuftig å vurdere samfunnskostnadene for trafikkulempet i sammenheng med kostnadsberegningene for tunnelene når ulike alternativ skal vurderes. Slike beregninger vil innebære en viss usikkerhet. På prosjektet Bamble og Kjørholt tunneler gjorde slike beregninger at driving av tunneløp nummer to ble fremskyndet til et tidspunkt da tunneløp nummer én uansett skulle stenges over en lengre periode (Gran og Ibenholt, 2017). Spesielt for Bamble–Kjørholt, var kort tid mellom de aktuelle anleggsperiodene.

E39 Julbøen-Molde er en del av ferjefri E39. En konsekvens av utbyggingen vil dermed være nedleggelse av ferjesambandet Molde-Vestnes. Alternativ kjørerute på stekningen vil være langs fylkesveg 622. Vegen er smal og går gjennom Molde sentrum og andre boligområder. Omkjøring langs denne vegen er derfor ikke ideelt. Dersom tunneløp nummer to drives i etterkant bør det derfor legges opp til minst mulig stengning av tunneløp nummer én, særlig for Kringstadtunnelen. Områdene rundt Julakslatunnelen er imidlertid mindre befolket, se figur 7.3, noe som reduserer konsekvensene ved omkjøring. Dersom det opprettes en midlertidig veg i Mordal kan muligens tilfredsstillende omkjøring muligens oppnås, og Julakslatunnelen kan da stenges over en lengre periode.

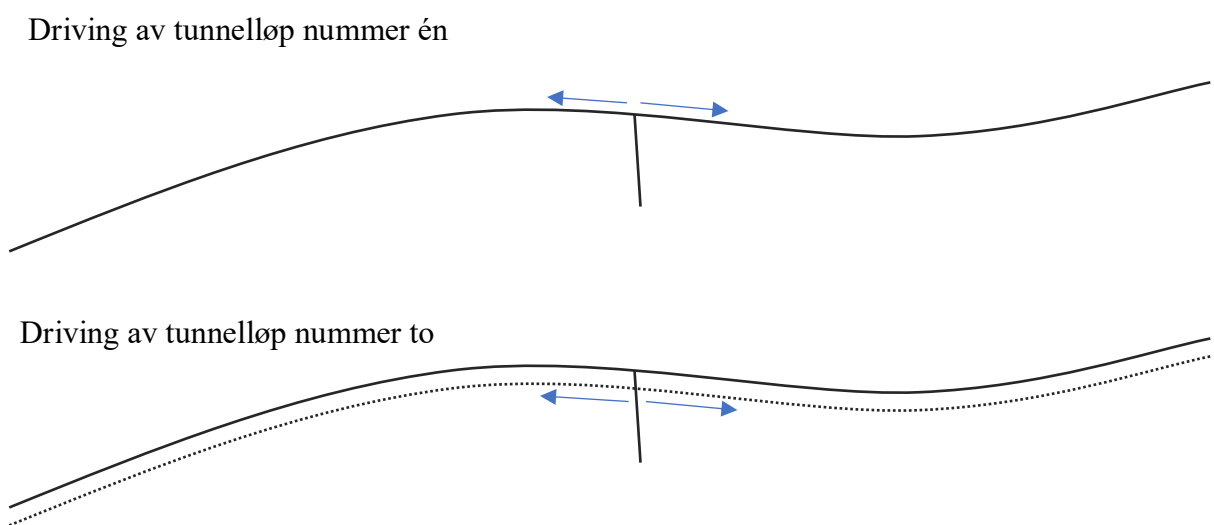


Figur 7.3 Kart over Julakslatunnelen med mulig omkjøringsveg markert med stiplet svart linje. Grunnlagskart er hentet fra (Kartverket, 2017b)

## 7.7 Vekseldrift

Vekseldrift, det vil si driving på flere stuffer samtidig, kan gi en kostnadsreduksjon som følge av økt produksjon med tilnærmet samme utstyr og mannskap, se kapittel 5.7. Denne fordelene kan utnyttes ved samtidig driving av parallelle tunnellop. Tverrslag og flere tunneler innenfor liten avstand kan også muliggjøre vekseldrift ved driving av ett og ett tunnellop separat. Dersom et tverrslag etableres ved driving av tunnellop nummer én kan fordelene utnyttes både for tunnellop nummer én og to, se figur 7.4. Etablering av tverrslag vil innebære en ekstra kostnad, og det er derfor fordelaktig med så kort tverrslag som mulig.

Mulighetene for vekseldrift ved driving av ett tunnellop på Julbøen-Molde vurderes å være små, spesielt for Kringstadtunnelen. Tverrslag i Kringstadtunnelen er uaktuelt og det vurderes som for langt å frakte tunnelutstyret rundt. Vekseldrift mellom østlig påhugg på Julakslatunnelen og vestlig påhugg på Kringstadtunnelen kan derimot være aktuelt. Avstanden mellom påhuggene er omtrent 2 km. Når stufflengden øker, vil imidlertid fordelene ved vekseldrift reduseres på grunn av lang transportavstand for utstyret. Omkjøring rundt Julaksla, som nevnt i kapittel 7.6, kan muliggjøre vekseldrift mellom østlig og vestlig påhugg på Julakslatunnelen. Dette gjelder spesielt driving av tunnellop nummer to, da tunnellop nummer én kan brukes som anleggsveg. Samtidig driving av to tunneler muliggjør tidligere ferdigstilling av tunnellop nummer én siden etterarbeidet kan påbegynnes tidligere, se kapittel 5.7. Denne fordelene oppnås ikke dersom tunnellopene drives på forskjellig tidspunkt.



Figur 7.4 Skisse av tunnelanlegg der tunnellop nummer to er drevet i etterkant. Heltrukket linje illustrerer tunneler drevet i første utbyggingssteg og stiptet linje illustrerer tunnel drevet i steg to. Pilene symboliserer driveretning. Tverrslag kan muliggjøre vekseldrift ved driving av et tunnellop om gangen.

### 7.8 Tunnelløp nummer to som rømningstunnel

Nødutganger i Julakslatunnelen og Kringstadtunnelen må løses med parallelle rømningstunneler. Kravet vil inntreffe på det tidspunkt ÅDT på tunnelene overstiger 8000. Basert på trafikkprognosene som foreligger er det ikke nødvendig med rømningstunnel i første utbyggingsomgang, men med videre trafikkvekst vil det bli nødvendig i fremtiden, se kapittel 6.2.

Dersom begge tunnellopene drives samtidig, vil tunnellop nummer to kunne brukes som rømningstunnel. Dette er blant annet gjort for Bambletunnelen og Kjørholttunnelen. Utnyttelse av tunnellop nummer to som rømningstunnel vil medføre noen ekstra tiltak utover bergsikring for å overholde kravene som stilles i håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2016b). Hvordan disse kravene kan løses i praksis er opp til Vegdirektoratet, som er godkjennende myndighet. Det vil være fordelaktig å gjøre dette på enklest mulig måte siden tiltakene som gjøres sannsynligvis må rives når tunnellopet i fremtiden skal klargjøres for trafikk.

Tunnelåpningen kan stenges og isoleres slik at frostskafer unngås. Kald luft vil da ikke entre tunnelen. Som nevnt i kapittel 6.6 anbefales innlekkasjekravene å settes til 5-30 L/min/100 m, avhengig av overflateforholdene. Selve bergarten anses som tett (Langåker, 2018), slik at eventuelle innlekkasjer vil skje langs vannførende sprekker. For å oppfylle krav om vannsikring i rømningstunneler kan det monteres duk for å lede vann fra lekkasjepunkter ned til grøft. I tillegg er det krav om fast dekke i rømningstunneler. Tunnellop nummer to vil være bredere enn en vanlig rømningstunnel. Det kan derfor være tilstrekkelig å asfaltere bare en kjørebane, noe som vil redusere investeringskostnaden noe.

En rømningstunnel trenger ikke å ha like stort tverrsnitt som en trafikkert tunnel. En mulighet er derfor å drive tunnellop nummer to med mindre tverrsnitt. Dersom dette gjøres, vil det bli behov for utvidelse av tverrsnittet når rømningstunnelen skal omgjøres til trafikkert tunnel. Dette innebærer nye sprengningsarbeider og ny bergsikring. Det bør legges opp til at injeksjon ved utvidelse av tunnellop nummer to ikke skal være nødvendig da etterinjeksjon anses som vanskelig og dyrt, se kapittel 4.2. Injeksjon fra rømningstunnelen bør derfor designes slik at bergmassen tettes tilstrekkelig for en trafikkert tunnel.

En rømningstunnel vil uansett bedre trafiksikkerheten, spesielt i Kringstadtunnelen da denne er forholdsvis lang.

## 7.9 Ulempe for naboer

Tunnelarbeid fører nødvendigvis til belastninger på nærmiljøet. Negative konsekvenser for naboer kan være knyttet til visuelt miljø, støy, støv, vannutslipp, naturmiljø, vibrasjoner og støt, massetransport, deponier og setninger (Knutsen *et al.*, 2007). Kortest mulig anleggsperiode vil være gunstig for å redusere den totale belastningen. Jamfør kapittel 5.7 er sprengning og utlasting mest belastende for naboene. Dersom tunnellop nummer to drives og sikres samtidig med tunnellop nummer én, vil det medføre mindre støy i neste utbyggingssteg og dermed lavere belastning på naboene.

## 7.10 Forberedende tiltak til driving av tunnel nummer to i etterkant

Ved driving av tunnellop nummer én kan det gjøres tiltak for å forberede arbeidet med tunnellop nummer to. Formålet med disse tiltakene vil være å forenkle arbeidet med tunnellop nummer to, slik at omfanget av negative konsekvenser reduseres. Det vil være gunstig om tiltakene kan gjøres enkelt og med en forholdsvis lav merkostnad for tunnellop nummer én. Tiltakene er presentert i tabell 7.4.

*Tabell 7.4 Tiltak som kan utføres under driving av tunnellop nummer én for å legge til rette for driving av tunnellop nummer to.*

Tiltak	Fordel ved driving av tunnellop nummer to
Sprengning og sikre påhugg	Mindre inngrep i påhuggsområdet, spesielt viktig dersom det er mange berørte naboer og stort arealpress.  Kortere avstand mellom tunnelpåhugg.  Trafikken forstyrres i mindre grad.
Drive og sikre tverrforbindelser	Mindre påvirkning på eksisterende tunnellop når tverrforbindelsene skal etableres. Trafikken forstyrres i mindre grad.
Rystelsesmåling ved driving av tunnellop nr. én	Optimalisering av avstand mellom tunnellop mht. rystelser.
Dimensjonering av tekniske installasjoner mht. rystelser	Unngår strengere rystelseskrav. Strengere krav til tekniske installasjoner, kan imidlertid føre til at disse blir dyrere.

Utsprengning av tverrforbindelser vil medføre at avstanden fra tunnellop nummer to til en fri overflate vil være mindre. Dette kan være problematisk hvis det skal utføres injeksjon fra tunnellop nummer to. Som tidligere nevnt vil kortere avstand til overflaten eller nærliggende bergrom øke sannsynligheten for utgang av injeksjonsmasse. På strekninger der det ikke forventes injeksjonsarbeider fra tunnellop nummer to, kan delvis utsprengning av tverrforbindelser være mer aktuelt.

Et problem med forberedende tiltak, spesielt fysiske inngrep, er at de kan bli overflødige eller mer til hinder enn til nytte. Erfaringer fra Tauerntunnelen og Eidsvolltunnelen eksemplifiserer dette. I disse prosjektene førte endringer i regelverk til at tiltakene enten måtte utbedres eller fjernes. Dette er uheldig, da det medfører merarbeid på begge tunnellopene.

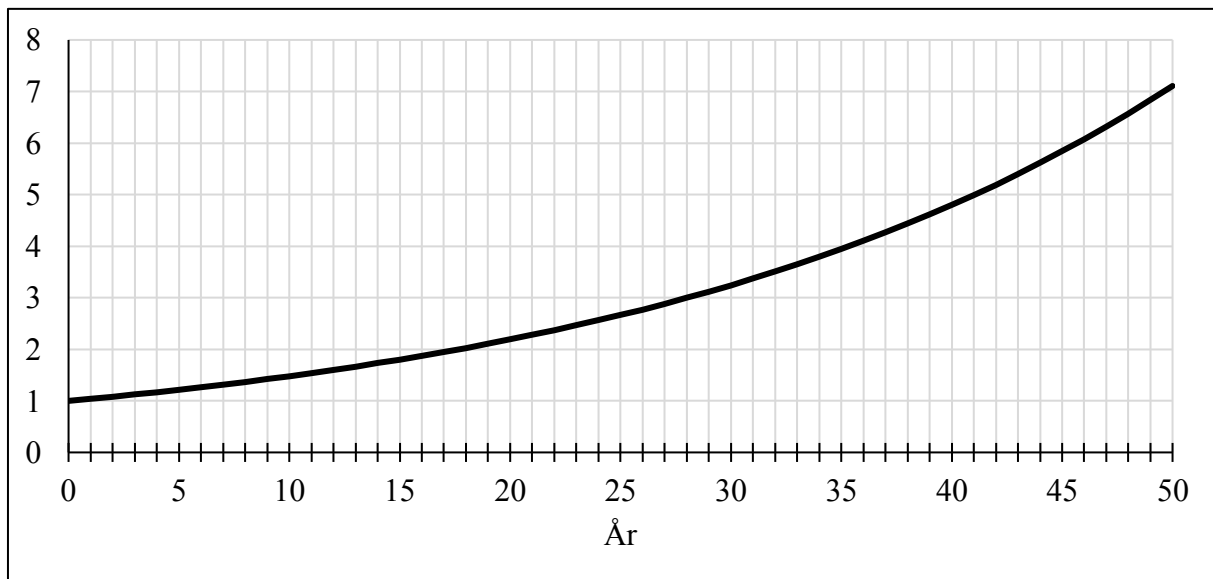
Ifølge håndbok N100 (Vegdirektoratet, 2019) har Samferdselsdepartementet bedt om tilleggsvurdering av ny vegnormal for nasjonal hovedveg med ÅDT mellom 6000 og 12000. Hvilke konsekvenser dette har for tunneler med denne trafikkmengden er foreløpig uklart. Strekningen Julbøen-Molde forventes å ha denne trafikkmengden i framtiden. Bestemmelsene vil dermed ha betydning for den videre utviklingen av vegstrekningen.

## 7.11 Økonomi

I kapittel 7.11 sammenlignes og kommenteres økonomiske sider ved tunneldriving på en forenklet måte. Dette kan indikere økonomiske fordeler og ulemper med de ulike utbyggingsalternativene. Prisene som er brukt i denne oppgaven er grove estimater.

### 7.11.1 Nåverdiberegninger

Nåverdi er verdien i dag av et framtidig beløp. Inn- og utbetalinger på forskjellige tidspunkt kan sammenlignes ved å omregne alle beløp til dagens verdi (Idsø, 2017). Nåverdien (NV) av et framtidig beløp  $K_n$  om  $n$  år, dersom den årlige renten er  $r$ , kan beregnes med likning (7.7) som er kjent fra litteraturen, for eksempel i Hoff (2000). Kalkulasjonsrenten  $r$  skal settes til 4% for statlige tiltak i henhold til Rundskriv R-109/14 (2014). Kalkulasjonsrenten representerer den samfunnsøkonomiske kostnaden ved å binde kapital i et gitt tiltak. En lav kalkulasjonsrente gir et lavt avkastningskrav og gjør det tilsynelatende mer lønnsomt å gjennomføre prosjekter på et tidligere tidspunkt (Vegdirektoratet, 2018b). Figur 7.5 viser framtidig verdi av én krone med kalkulasjonsrente 4%. Figuren kan også forstås som framtidig beløp som gir nåverdi lik én.



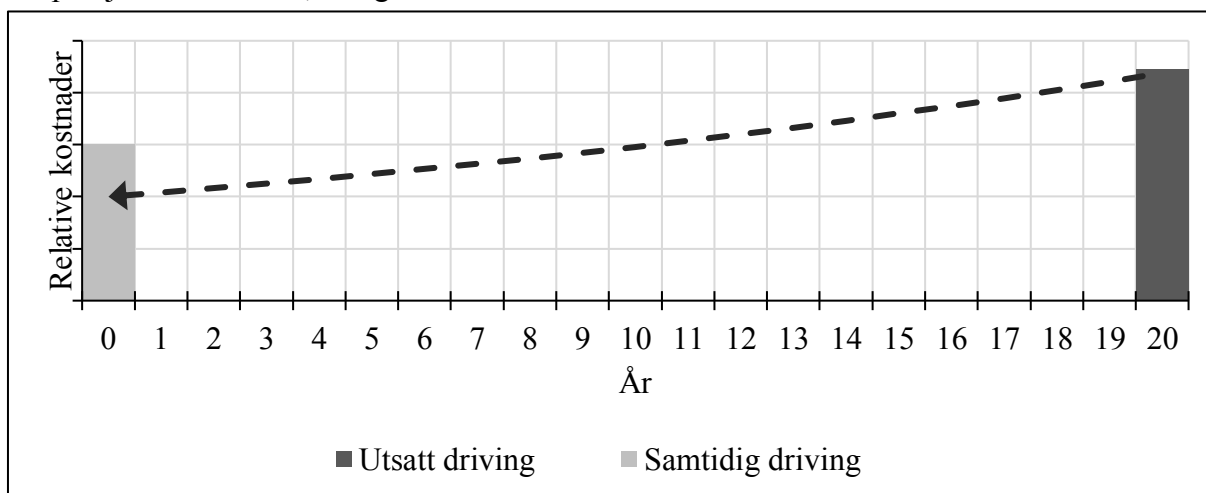
Figur 7.5 Framtidig beløp som gir nåverdi lik én, forutsatt 4% rente.

$$NV = K_n \cdot \frac{1}{(1+r)^n} \quad (7.7)$$

Dersom begge tunnellop bygges samtidig, kan anleggsarbeidet effektiviseres og kostnadene reduseres. En annen side ved samtidig driving er at det medfører en høyere investering på et tidlig tidspunkt, og dermed høyere kapitalkostnader.

Som en konsekvens av pengenes tidsverdi, vil nåverdien av kostnader reduseres jo lengre fram i tid de påløper. Ved å se på nåverdien for ulike utbyggingsalternativer kan kostnadene ved de ulike alternativene sammenlignes. Dette ble gjort for Grillstadtunnelen, se kapittel 5.3.

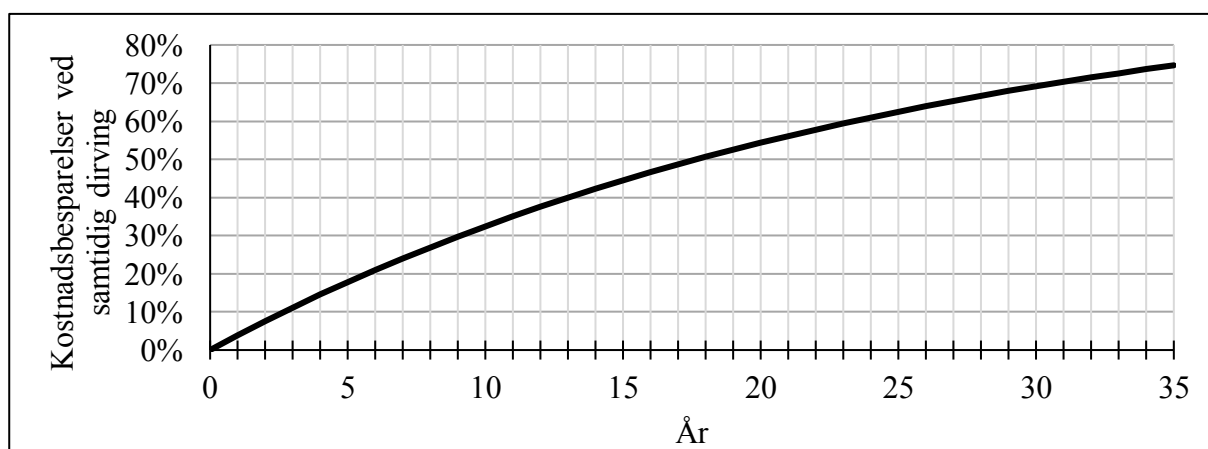
Ved å sammenligne investeringskostnaden ved å drive ett tunneløp ekstra mot nåverdien av den framtidige kostnadsreduksjonen, kan man vurdere hvilket alternativ som gir best økonomi for prosjektet totalt sett, se figur 7.6.



Figur 7.6 Sammenligning av kostnader for samtidig og utsatt driving av tunneløp nummer to ved diskontering til nåverdi.

Figur 7.7 viser hvor stor kostnadsreduksjonen ved samtidig driving må være for at nåverdi ved samtidig og utsatt driving av tunneløp nummer to skal være den samme. Grafen er basert på relative kostnader innsatt i likning (7.8). Større kostnadsbesparelse og raskere behov for tunneløp nummer to øker lønnsomheten ved å drive begge tunneløpene samtidig.

$$\text{Prosentvis besparelse} = \frac{\text{framtidig kostnad} - \text{kostnad i dag}}{\text{framtidig kostnad}} \quad (7.8)$$



Figur 7.7 Oversikt over hvor stor kostnadsbesparelsen ved samtidig driving må være for at tiltaket gir samme nåverdi satt opp mot utsatt driving av tunneløp nummer to, forutsatt samme prisnivå. Kalkulasjonsrenten er satt til 4%.



### 7.11.2 Kostnadsanalyse

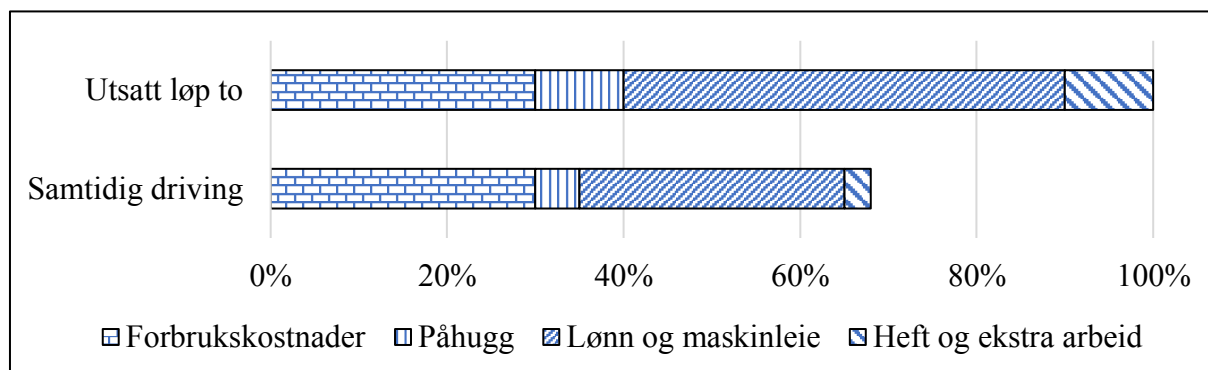
I denne oppgaven er det valgt en kvalitativ tilnærming til kostnadsanalysen. En fullstendig sammenligning av totaløkonomien for de ulike utbyggingsalternativene bør baseres på mer nøyaktige kostnadsoverslag. Det er funnet hensiktsmessig å dele opp kostnadene i fire kategorier, se tabell 7.5. Inndelingen kan være et hjelpemiddel for å vurdere de økonomiske konsekvensene for de ulike delene av et tunnelprosjekt og på den måten indikere kostnadsforskjellen for ulike utbyggingsalternativ. Relative kostnadsanslag kan sammenlignes ved diskontering til nåverdi, se figur 7.6 og figur 7.7. Siden det uansett skal drives ett tunnellop, krediteres tunnellop nummer to alle økonomiske fordeler og ulemper med samtidig driving. Nærmere kostnadsoverslag vil gi et bedre grunnlag for å vurdere hvor stor andel de ulike kostnadskategoriene utgjør.

Tabell 7.5 Kostnadskategorier

Kostnadskategori	Forklaring
<i>Forbrukskostnader</i>	Kostnader til forbruksmaterieell for tunneldriving og som ikke varierer med effektiviteten til anleggsarbeidet. Eksempel på slike kostnader er sprengstoffkostnader, diesel til utkjøring av masser, bergsikring, injeksjon og slidedeler. Disse kostnadene kan anses som konstante, uavhengig av når tunnellop nummer to drives.
<i>Lønn og maskinleie</i>	Kostnader til leie av utstyr og mannskap. Fordelen av vekseldrift kommer inn under denne posten
<i>Påhuggskostnader</i>	Kostnader til etablering og sikring av påhuggene
<i>Heft og ekstra arbeid</i>	Andre kostnader som påløper for det ene alternativet, men ikke det andre.

Et grovt estimat for kostnadsfordelingen på Julakslatunnelen og Kringstadtunnelen er presentert i figur 7.8. Materialkostnader til sprengstoff, bergsikring og slidedeler vil være omtrent de samme ved samtidig og utsatt driving av tunnellop nummer to. Hvor stor andel av totalkostnaden dette utgjør vil avhenge av geologiske forhold som bergmassekvalitet, borbarhet, sprengbarhet og injeksjonsbehov. Andre faktorer som avstand fra tunnelåpning til deponi og økonomisk verdi på tunnelsteinen kan også påvirke størrelsen på denne kategorien. Kortere avstand mellom tunnellopene fører til kortere tverrforbindelser, og dermed mindre

sprengning og lavere forbrukskostnader. I tillegg vil også lønn og maskinleiekostnadene reduseres. Med tverrforbindelser hver 250 meter er det nødvendig med 29 tverrforbindelser på Kringstad tunnelen. Dersom lengden på tverrforbindelsene, altså avstanden mellom tunneløpene, reduseres med 10 meter vil dette utgjøre 290 meter for hele tunnelen.



Figur 7.8 Grovt kostnadsoverslag over relative kostnader for tunneløp nummer to for Julakslatunnelen og Kringstad tunnelen basert på samme prisnivå. Referanseverdi er satt til kostnad for tunneløp nummer to drevet i etterkant. Det forutsettes at alle fordelene og ulempene ved samtidig driving krediteres tunneløp nummer to.

Samtidig driving og ferdigstilling muliggjør mindre tunneltverrsnitt for tunneløp nummer én, men ferdigstilling av tunneløp nummer to vil utgjøre en merkostnad. En fordeling på 50/50 mellom kostnader til driving og ferdigstilling kan brukes som utgangspunkt for overordna vurderinger<sup>2</sup>. Utsatt ferdigstilling av tunneløp nummer to kan derfor virke positivt inn på totaløkonomien i prosjektet.

Bergmassekvaliteten i Kringstad tunnelen forventes å være forholdsvis god. Kostnader knyttet til sikringsmidler forventes dermed å være relativt lave. Bergmassekvaliteten for Julakslatunnelen forventes å være noe dårligere, noe som betyr større behov for tung og dyrere bergsikring. 45% av tunnelen forventes å ha sikringsklasse IV eller dårligere, se tabell 6.2.

Mye av tunneldrivekostnaden kan relateres til varighet av anleggsperioden fordi tunneldriving binder opp mye kapital i form av maskiner og personell (Jakobsen og Arntsen, 2014). Lønn og maskinleie er i stor grad forbundet med byggetid for prosjektet, men også hvilket utstyr som brukes og behovet for personell. Vekseldrift kan gi økt produksjon og dermed flere kubikkmeter berg å fordele lønn og maskinleiekostnader på, noe som gir lavere kostnader. Produksjonsøkningen antas å være i størrelsesorden 50-80%. Mulighetene for vekseldrift er diskutert i kapittel 7.7. Konklusjonen derfra er at vekseldrift gir størst effekt ved samtidig driving, men en viss besparelse kan også oppnås ved driving av tunneløpene hver for seg.

<sup>2</sup> Epost fra Arild Gjerde, Statens vegvesen Region Midt. 21.06.2019

Dersom det kan oppnås stor kostnadsreduksjon for påhuggene ved samtidig driving, vil dette gjøre samtidig driving mer aktuelt. Kompleksiteten ved etablering av påhugg kan variere mye fra prosjekt til prosjekt. Påhuggskostnadene relativt til totalkostnaden kan dermed også variere. Økt tunnallengde vil generelt redusere andelen av kostnadene som tilskrives påhugg siden en to-løps tunnel har fire tunnelåpninger uansett hvor lang den er. Dette betyr at en kostnadsreduksjon ved samtidig etablering av påhugg har større betydning for korte tunneler enn for lange. Basert på diskusjonen i kapittel 7.5 anses samtidig driving å medføre størst kostnadsreduksjon for påhuggene på Bolsønes og Julbøen. Besparelsen på de øvrige påhuggene kan være noe mindre.

Både for samtidig og utsatt driving av tunnellop nummer to vil det være noe arbeid som ikke utføres i det andre tilfellet. Opprigging og nedrigging av driveutstyr er arbeidsoperasjoner som kan sløyfes dersom begge tunnellop drives samtidig. Riggkostnader vil utgjøre en relativt større del av totalbildet for korte tunneler enn for lange. På den annen side vil bruk av tunnellop nummer to som rømningstunnel medføre midlertidige tiltak som ikke er nødvendige dersom tunnellopet blir trafikkert med en gang eller det bare bygges ett tunnellop. Ved utsatt driving av tunnellop nummer to synes det generelt sett å være flere aspekter å ta hensyn til. Hvor stor andel av totalkostnaden merarbeid på grunn av dette utgjør, avhenger blant annet av tunnallengden og hvilke hensyn som må tas. Merarbeid som følge av trafikkert nabolop og vegstengning vurderes som spesielt aktuelt for utsatt driving av tunnellop nummer to på Julbøen-Molde.

I korte tunneler med forholdsvis kompliserte påhugg, vil påhugg og riggekostnadene utgjøre en relativt større del av totalkostnaden. Besparelser knyttet til dette vil da være mer relevante.

### 7.11.3 Sammenligning av kostnader

Basert på diskusjonen i kapittel 7.11.1 vil lønnsomheten av samtidig driving av begge tunnellopene være avhengig av to faktorer:

- Tid før det blir nødvendig med nytt tunnellop
- Kostnadsreduksjon sammenlignet med utsatt driving av tunnellop nummer to

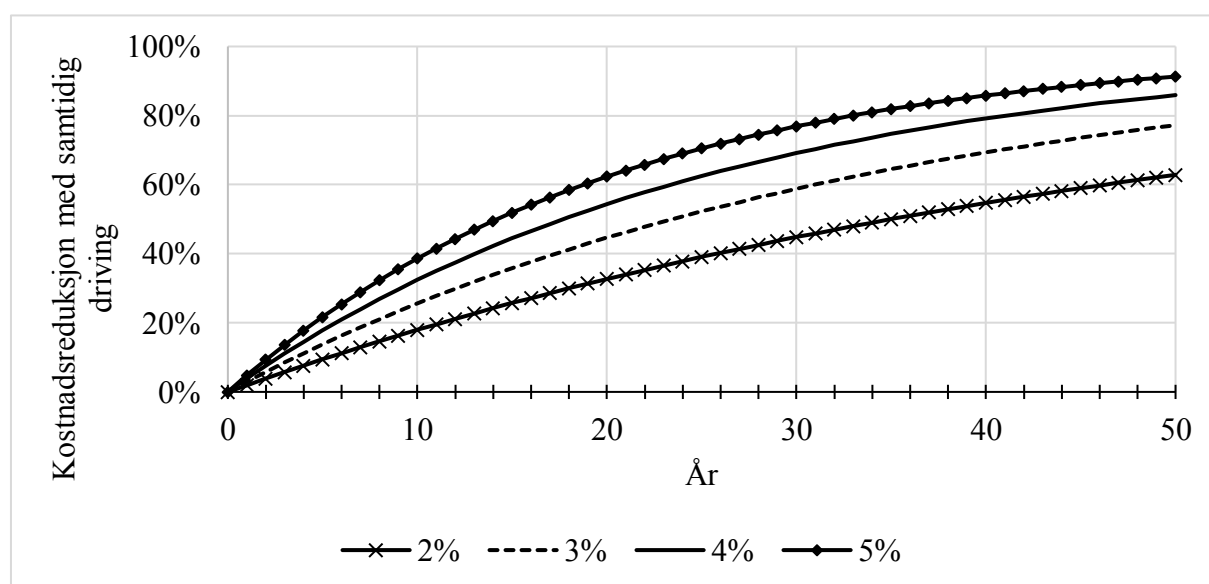
Basert på trafikkprognoser presentert i kapittel 6.2 vil det ta mer enn 35 år før det blir nødvendig med et nytt tunnellop. I henhold til på figur 7.7 betyr ventetid på 35 år at kostnadsbesparelsen for tunnellop nummer to bør være på minst 75% for at samtidig driving skal være lønnsomt.

Kostnadsestimatet i figur 7.8 viser en kostnadsbesparelse på 33% for tunnellop nummer to ved samtidig driving av begge tunnellop, noe som er langt under lønnsomhetskravet på 75%. Utsatt

driving vil dermed være å foretrekke økonomisk sett. Samtidig driving vil gi en lavere nåverdi enn utsatt driving av tunnellop nummer to dersom det blir nødvendig med tunnellop nummer to innen ti år, se figur 7.7. Hvis bygging av tunnellop nummer anses som nødvendig innen ti år, skal tunnelen imidlertid dimensjoneres for dette, jamfør kapittel 2.2.

Forutsetningene i den økonomiske modellen har følgelig stor betydning for resultatet av kostnadsanalysen. Kalkulasjonsrenten bestemmer hvor stor kostnadsreduksjonen ved samtidig driving må være for at samtidig driving skal gi god økonomi et gitt antall år etter driving av tunnellop nummer én, se figur 7.9. Trafikkprognosene er førende for hvilke tidsperspektiv som brukes i beregningene, og de har derfor stor betydning for totalbildet.

I henhold til håndbok N100 (Vegdirektoratet, 2019) skal trafikkmengden 20 år etter forventet åpningsår legges til grunn for dimensjonering av veger. Det kan dermed antas at det ikke blir nødvendig med en ny utbygging før tidligst 20 år etter første byggesteg. På generelt grunnlag kan det dermed være interessant å se på hvor stor kostnadsbesparelsen med samtidig driving må være for at det skal gi lavere nåverdi enn driving av tunnellop nummer to 20 år fram i tid. Dette kan leses av i figur 7.9 for ulike kalkulasjonsrenter. Kalkulasjonsrente på 4%, som skal benyttes for statlige tiltak (Rundskriv R-109/14, 2014), betyr at besparelsen med samtidig driving må være på minst 54% for at det skal gi bedre økonomi. Basert på vurderinger i denne oppgaven anses en så stor kostnadsreduksjon som urealistisk, kanskje med unntak av korte tunneler med kompliserte påhugg.



Figur 7.9 Fremstilling over hvor stor kostnadsbesparelsen ved samtidig driving må være for at tiltaket gir samme nåverdi som ved utsatt driving av tunnellop nummer to. De ulike grafene representerer forskjellige kalkulasjonsrenter.

## 7.12 Samlet diskusjon

Retningslinjer fra Statens vegvesen tilsier at avstanden mellom to parallelle tunnellop skal være minst 10 m (Vegdirektoratet, 2016b). For tunneler med tverrsnitt T10,5 og normalt gode bergforhold anses dette å gi tilstrekkelig stabilitet i pilaren. Samtidig driving kan gi noe større fleksibilitet til å håndtere store stabilitetsproblemer. Ved problemer i det ene tunnellopet er det mulig å drive en tilløpstunnel fra naboløpet for å stabilisere problemområdet.

Med hensyn på stabilitet i bergstammen kan 10 meter være tilstrekkelig avstand mellom tunnellopene i Kringstad tunnelen, der bergmassekvaliteten er normalt god. Dersom tunnellop nummer to drives i etterkant bør avstanden mellom tunnellopene være minst 16,5 meter for at spenningsforholdene rundt tunnellop nummer én ikke skal endres. Bergmassekvaliteten er forventet å være noe dårligere i Julakslatunnelen. For å forsikre seg om at bergstammen er stabil, kan avstanden mellom tunnellopene derfor med fordel økes på Julakslatunnelen. For den delen av Julakslatunnelen der tunnellop nummer to skal ha tunnelprofil T14 bør avstanden være enda større, noe som gjelder for både samtidig og utsatt driving av tunnellop nummer to.

Reduserte salvestørrelser fører til mer tidsforbruk og økte kostnader. Store rystelser fra sprengning kan føre til reduksjon av salvestørrelse. Det er gunstig om tunnellop nummer to planlegges med stor nok avstand til tunnellop nummer én, slik at rystelsene dempes tilstrekkelig og det dermed ikke er nødvendig med reduserte salvestørrelser. Rystelsene anses som en begrensning dersom tunnellop nummer to skal drives i etterkant. Grenseverdien for maksimalt tillatte rystelser settes til 102 mm/s etter gjeldende standard. Estimert av forventede rystelser antyder at avstanden bør være minst 15 meter for å overholde rystelseskravene. Rystelsesmålinger bør imidlertid utføres for å kalibrere beregningene. Nye beregninger kan medføre behov for enda lengre tunnelavstand.

Forholdene for injeksjon anses å være best for tunnellop nummer én fordi avstanden til en fri overflate da er lengst. Dette betyr at faren for utgang av injeksjonsmasse er lav, og at injeksjonstrykket kan være høyt. Injeksjon fra tunnellop nummer to medfører fare for at injeksjonsmassen når tunnellop nummer én og skader dreneringssystemet, bergsikringen eller tekniske installasjoner i tunnelen. Injeksjonsarbeider kan derfor føre til behov for større avstand mellom tunnellopene. Injeksjon fra tunnellop nummer to kan med fordel utføres med lavere injeksjonstrykk for å redusere risikoen for utgang av injeksjonsmasse. Det vurderes at sannsynligheten for utgang av injeksjonsmasse er større både ved samtidig og utsatt driving av tunnellop nummer to. Konsekvensene ved en hendelse kan imidlertid være større dersom tunnellop nummer én er i drift. For å øke sikkerhetsmarginen ved utsatt driving kan det være

fornuftig å øke avstanden mellom tunnellopene sammenlignet med samtidig driving. Dersom tunnellop nummer én skal være trafikkert ved injeksjonsarbeid i tunnellop nummer to, bør avstanden mellom løpene være spesielt stor, 20 meter anses som et minimum.

Utsatt driving av tunnellop nummer to kan føre til totalt sett større negative konsekvenser for publikum. Vegstengning vil føre til ulemper for trafikantene, størrelsen på disse avhenger av omkjøringsmulighetene i hvert enkelt tilfelle. Gode omkjøringsmuligheter vil redusere ulempene og samfunnskostnadene ved vegstengning. Utsatt driving av tunnellop nummer to kan gi større belastning på naboer på grunn av lengre byggetid totalt sett.

Trafikk i eksisterende tunnellop kan føre til ekstra heft for tunneldriving av tunnellop nummer to. Grunnen til dette kan være ekstra arbeid med stengning av vegen når det skal sprenges eller tidsbegrensninger på når det er tillatt med sprengning. Det kan for eksempel legges begrensninger på å utføre sprengningsarbeid i rushtiden. Dette betyr at det blir mer krevende å tilpasse drivesyklusen til når sprengning kan utføres. Generelt vil det være mest effektivt med færrest mulig begrensninger for anleggsarbeidet. Det vurderes at det vil være flere begrensende faktorer ved utsatt driving av tunnellop nummer to.

Det er forbundet en viss usikkerhet knyttet til hvilket regelverk som gjelder og hvilken teknologi som er tilgjengelig i framtiden. Tiltak som gjøres for å forberede tunnellop nummer to kan bli unyttige eller til hinder dersom regelverket endrer seg.

Dersom begge tunnellopene drives samtidig kan det ene tunnellopet ferdigstilles, mens det andre benyttes som rømningstunnel. For at tunnellop nummer to skal brukes som rømningstunnel må det utføres tiltak som etablering av vann- og frostsikring, samt fast dekke. Slike tiltak må trolig fjernes når tunnellop nummer to skal åpnes for trafikk.

Dersom driving av tunnellop nummer to utsettes, bør tunneltrasé og påhuggsplassering for tunnellop nummer én legges til rette slik at bergforholdene for tunnellop nummer to ikke blir unødvendig dårlige.

Økonomiske sammenligninger mellom samtidig driving av begge tunnellop og utsatt driving av tunnellop nummer to er i stor grad avhengig av hvor lang tid det tar før det vil bli nødvendig med tunnellop nummer to, noe som igjen er avhengig av framtidig trafikkvekst. Utsatt driving kan redusere økonomisk usikkerhet i prosjektet siden byggetidspunkt for tunnellop nummer to, kan tilpasses den faktiske trafikkutviklingen.

## 8 Konklusjon

Utsatt driving av tunnellop nummer to medfører generelt sett høyere risiko enn samtidig driving av begge tunnellop. Lengre avstand mellom tunnellopene vil være gunstig fordi det øker sikkerhetsmarginen for arbeidet.

Injeksjonsarbeider i tunnellop nummer to, samtidig som tunnellop nummer én er trafikkert, er spesielt risikabelt fordi det er vanskelig å vite hvordan injeksjonsmassen beveger seg i bergmassen. I områder der injeksjon ikke anses som nødvendig vil utsatt driving av tunnellop nummer to likevel medføre behov for økt avstand mellom tunnellopene, på grunn av endrede bergspenningsforhold og rystelsesbegrensninger.

Samtidig driving vil effektivisere tunneldrivingen på grunn av vekseldrift. Vekseldrift er også til dels mulig ved utsatt driving av tunnellop nummer to, men effektiviseringseffekten vil være mindre. Samtidig driving vil også gi mindre belastning på naboer grunnet kortere total byggetid.

Påhuggene er kritiske punkt i et tunnelprosjekt. Samtidig driving gir større fleksibilitet når påhuggene skal sikres og drives. Ved kort avstand mellom påhuggene er samtidig driving spesielt gunstig. Dersom avstanden mellom påhuggene er større, kan påhuggene ses på som individuelle konstruksjoner og fordelene ved samtidig driving følgelig reduseres. På strekningen Julbøen-Molde anses påhuggene ved Julbøen og Bolsønes som spesielt utfordrende, på grunn av henholdsvis skredfare og nærhet til bebygd område.

Ved utsatt driving av tunnellop nummer to vil det være gunstig for tunnelarbeidet å kunne stenge tunnellop nummer én. Omkjøringsmulighetene på strekningen anses som dårlige. Eventuell omkjøring vil skje lang fylkesvei 622 som går gjennom boligområder og Molde sentrum. Det bør derfor legges opp til minst mulig stengning av tunnellop nummer én. Dette får konsekvenser, blant annet for når salver kan avfyres og for injeksjonsarbeidet.

Økonomiske vurderinger foretatt i denne oppgaver favoriserer utsatt driving av tunnellop nummer to, hovedsakelig på grunn av tidsperspektivet i prosjektet.

Tunnelene bør uansett planlegges med et langsiktig tidsperspektiv. Det vil si at bør settes av plass til tunnellop nummer to uavhengig om den skal drives i første omgang eller ikke. Dette kan tilrettelegge for best mulige bergforhold totalt sett. Dette anses som et enkelt grep som kan gi store kostnadsreduksjoner totalt sett.





## 9 Videre arbeid

Det kan være interessant å i større grad tallfeste fordeler og ulemper med samtidig og utsatt driving av tunnellop nummer to. Dette kan tydeliggjøre forskjellene mellom de to alternativene.

Kunnskap om hva de ulike delene av et tunnelprosjekt koster kan forbedres. Dette kan gjøre det lettere å identifisere prosjekter der samtidig driving kan være mer fordelaktig økonomisk sett. Det kan også benyttes mer detaljerte økonomiske modeller enn det som er presentert i denne oppgaven. Kalkulasjonsrente og realprisvekst kan for eksempel vurderes nærmere.

Videre prosjektering av Julakslatunnelen og Kringstadtunnelen bør ta hensyn til og legge til rette for at tunnellop nummer to skal bygges i framtiden.

Mer nøyaktige kostnadsberegninger kan utføres for både samtidig driving av to tunnellop og driving av tunnellopene på forskjellig tidspunkt. Ved å diskontere utbyggingskostnadene til nåverdi, kan kostnadene sammenlignes. Kostnadsberegninger av fysiske tiltak for å forberede et eventuelt tunnellop nummer to kan også gjennomføres, og sammenlignes mot besparelsen tiltaket vil gi i framtiden.

Det bør foretas en nærmere analyse av tunnelpåhuggene og foretas en vurdering om hvordan disse kan etableres på best mulig måte. I tillegg bør det vurderes det er hensiktsmessig å gjøre tiltak for å forberede påhugg for tunnellop nummer to.

Prøvesprengning med rystelsesmålinger bør utføres. Dette gir bedre grunnlag for å estimere rystelsene og dermed dimensjonere avstanden mellom tunnellopene.



## 10 Referanser

- Adresseavisen (2002) Grilstadtunnelen åpner torsdag, *adressa.no*, 03.07.2002. Tilgjengelig fra: <https://www.adressa.no/nyheter/trondheim/article116240.ece> (Hentet: 25.06.2019).
- Ayaydin, N. og Leitner, A. (2009) Tauern tunnel first and second tubes from the consultant's viewpoint, *Geomechanik und Tunnelbau*, 2(1), s. 14-23. doi: 10.1002/geot.200900001.
- Bollingmo, P. (2017) Historisk halvtime, *Bolting i berg*. Tilgjengelig fra: <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2017/11/Per-Bollingmo-Bolting-i-berg.pdf> (Hentet: 29.04.2019).
- Brynhi, I. (2018) Seismisk bølge *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: [https://snl.no/seismisk\\_b%C3%B8lge](https://snl.no/seismisk_b%C3%B8lge) (Hentet: 11.03.2019).
- Burtin, A., Hovius, N. og Turowski, J. (2016) Seismic monitoring of torrential and fluvial processes, *Earth Surface Dynamics*, 4, s. 285-307. doi: 10.5194/esurf-4-285-2016.
- DSI Underground (2016) *Ground control solutions*. Tilgjengelig fra: <https://www.dsicivil.com.au/fileadmin/downloads/dsi-underground.at/dsi-alwag-systems-ground-control-solutions-for-tunneling-and-mining-en.pdf> (Hentet: 29.04.2019).
- Edwardsen, D. (2017) *Øyertunnelen løp nr. 2. Bestemmelse av minimumsavstand mot eksisterende tunnellop*. (Notat 10114-GEOL-2): Statens vegvesen.
- Ehrbar, H. (2008) Gotthard Base Tunnel, Swizerland, experiences with different tunnelling methods, i *2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas Seminário Internacional "South American Tunnelling" - 2008, São Paulo*.
- Erikstad, L., Snilsberg, P. og Karlsrud, K. (2003) *Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø*. Vegdirektoratet.
- Fagermo, J. I. et al. (2016) *Sikkerhet ved arbeid i tunneler og bergrom*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. Tilgjengelig fra: <http://nff.no/wp-content/uploads/2016/12/Ha%CC%8Andbok-nr.-10-Web.pdf>.
- Fjærtøft, E. (2013) *E6 Væretunnelen- Anleggstekniske utfordringer ved utvidelse til to løp*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Gran, B. og Ibenholt, K. (2017) *Forenklet samfunnsøkonomisk analyse av Kjørholt- og Bambletunnelene, E 18*. Samfunnsøkonomisk analyse AS. Tilgjengelig fra: <https://static1.squarespace.com/static/576280dd6b8f5b9b197512ef/t/594d0fc636e5d3c0037092bc/1498222540518/R66-2017+Forenklet+samfunns%C3%B8konomisk+analyse+av+E18+K%C3%B8rholt-Bambletunnelen.pdf> (Hentet: 11.02.2019).
- Grøv, E. og Woldmo, O. (2013) *Planning for water inflow control in tunnels and caverns*. Proc. ACUUS Conference. Singapore.
- Grøv, E., Funehag, J. og Janson, T. (2014) Rock mass grouting in Sweden and Norway A matter of cultural differences or factual causes?, *Geotechnical News*, 32, s. 41-51.
- Gylland, A. S., Panthi, K. K. og Aagaard, B. (2012) *Strindheimtunnelen - Stabilitetsanalyse og vurderinger av påhugget ved dagsone vest*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, Institutt for geologi og bergteknikk.

- Hansen, T. F. og Rafdal, A. (2010) Bygging av jernbanetunnel 2,5 m over 2-løps trafikkert vegtunnel, i *Fjellsprenningsdagen, Oslo, 25. november 2010*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- Haug, R. G. (2018) E18 Kjørholt og Bamble - en total tunnel makeover, i *Fjellsprenningsdagen, Oslo, 22. november 2018*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- Hoff, K. G. (2000) *Bedriftens økonomi*. 4. utg. utg. Oslo: Universitetsforl.
- Hognestad, H. O. et al. (2010) *Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. Tilgjengelig fra: [http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok\\_06.pdf](http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_06.pdf).
- Holmøy, K. H., Strømsvik, H. og Rise, T. (2015) *State of the art for sementbasert forinjeksjon*. Trondheim: SINTEF Byggforsk.
- Idsø, J. (2017) Nåverdi. Store norske leksikon. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/n%C3%A5verdi> (Hentet: 03.05.2019).
- Jakobsen, P. D. og Arntsen, M. L. (2014) *Bruk av TBM til driving av vegtunneler i Norge*. (Statens vegvesens rapporter 324): Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/publikasjoner/Statens+vegvesens+rapport+er/\\_attachment/692222?ts=148b0efb6c8&download=true&fast\\_title=Bruk+av+TBM+til+driving+av+vegtunneler+i+Norge](https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/publikasjoner/Statens+vegvesens+rapport+er/_attachment/692222?ts=148b0efb6c8&download=true&fast_title=Bruk+av+TBM+til+driving+av+vegtunneler+i+Norge) (Hentet: 26.05.2019).
- Kartverket (2017a) *Topografisk Norgeskart gråtone*. Tilgjengelig fra: <https://kartkatalog.geonorge.no/metadata/uuid/e84c9a6d-2297-4323-9078-36ac4b8e35e4> (Hentet: 01.05 2019).
- Kartverket (2017b) *Topografisk Norgeskart*. Tilgjengelig fra: <https://kartkatalog.geonorge.no/metadata/kartverket/topografisk-norgeskart/f004268c-d4a1-4801-91cb-daa46236fab7> (Hentet: 21.06 2019).
- Klüver, B. H. og Kveen, A. (2004) *Berginjeksjon i praksis*. (Miljø og samfunnstjenelige tunneler). Oslo: Vegdirektoratet.
- Knutsen, K. et al. (2007) Tung anleggsdrift i boligstrøk - utfordringer i forhold til nærmiljøet, i *Fjellsprenningsdagen, Oslo, 22. november 2007*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- Langåker, M. Ø. (2018) *Utkast til: E39 Julbøen-Molde Ingeniørgeologisk rapport til Kommunedelplan*.
- Morgan, E. og Aarset, A. (2009) *Ingeniørgeologisk rapport for nytt løp på Eidsvollstunnelen*. (20071050-1): NGI.
- Multan, M. A. (2016) *E6 Stavsjøfjellstunnelen- Excavation performance estimation of the new parallel tunnel*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Myrvang, A. M. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- NGI (2015) *Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Norges geotekniske institutt (NGI). Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise-A-AA/Ingeniørgeologi-og-bergteknikk/Q-systemet>.
- NGI (2019) *Q-systemet*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise-A-AA/Ingeniørgeologi-og-bergteknikk/Q-systemet> (Hentet: 07.05 2019).

- NGU (2019) BerggrunnWMS: Kartverket. Tilgjengelig fra: <https://kartkatalog.geonorge.no/metadata/norges-geologiske-undersokelse/berggrunnwms/3a3eda68-f6ae-4a44-a934-c91a1e8fb562> (Hentet: 02.05.2019).
- Nilsen, B. og Palmstrøm, A. (2000) *Engineering geology and rock engineering*. Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nilsen, B. (2016) *Ingeniørgeologi - berg : grunnkurskompendium*. Rev. utg. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet Institutt for geologi og bergteknikk.
- Nilsen, F. (2008) OPS-tunnelene E18 Grimstad – Kristiansand Et prosjekt med vanskelig geologi og kulturforskjeller, i *Fjellsprengningsdagen, Oslo, 20. november 2008*. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- Norge i bilder (2015) *Eidsvoll 2012*. Norge i bilder, Kartverket, Geovekst og kommunene. Tilgjengelig fra: <https://www.norgebilder.no/> (Hentet: 27.03.2019).
- Norge i bilder (2016) *Toten Hurdal 2007*. Norge i bilder, Kartverket, Geovekst og kommunene. Tilgjengelig fra: <https://www.norgebilder.no/> (Hentet: 27.03.2019).
- Norge i bilder (2018) *Stjørdal 2017*. Norge i bilder, Kartverket, Geovekst og kommunene. Tilgjengelig fra: <https://www.norgebilder.no/> (Hentet: 04.05.2019).
- NTNU-ANLEGGSDRIFT (1998) PROSJEKTRAPPORT 14A-98  
FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sprengning med restriksjoner.
- NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2006) Report 2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate.
- Nye Veier (2018a) *Ingeniørgeologisk sluttrapport for eksisterende E18 Kjørholt og Bamble tunneler*. Rugtvedt.
- Nye Veier (2018b) *Notat: Forsiktig sprengning utført i prosjektet E18 Kjørholt og Bamble*. (Upublisert).
- Nye Veier (2019a) *E6 Trøndelag*. Tilgjengelig fra: <https://www.nyeveier.no/prosjekter/e6-troendelag/> (Hentet: 04.05 2019).
- Nye Veier (2019b) *E18 Langangen-Rugtvedt*. Tilgjengelig fra: <https://www.nyeveier.no/prosjekter/e18-soeroest/e18-langangen-rugtvedt/> (Hentet: 18.02 2019).
- Prestvik, H. M. et al. (2013) *E6 Ranheim-Værnes. Forprosjekt*. Trondheim: Statens vegvesen.
- Putzmeister (u.å.) *The role of shotcrete in the Drill & Blast Cycle*. Tilgjengelig fra: <http://bestsupportunderground.com/shotcrete-drill-blast-cycle/?lang=en> (Hentet: 07.06 2019).
- Rundskriv R-109/14 (2014) *Prinsipper og krav ved utarbeidelse av samfunnsøkonomiske analyser mv*. Finansdepartementet.
- Scheffe, C. og Midtbø, M. K. (2017) Stenger Helltunnelen i natt, *Adresseavisen*. Tilgjengelig fra: <https://www.adressa.no/nyheter/nordtrondelag/2017/01/18/Stenger-Helltunnelen-i-natt-14079185.ece> (Hentet: 05.05.2019).
- Selmer-Olsen, R. og Broch, E. (1977) General design procedure for underground openings in Norway *Bergman: Storage in excavated Rock Caverns*. Oxford: Pergamon press, s. 219-227.
- Standard Norge (2001) *NS 8141:2001 Vibrasjoner og støt - Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk*. 2. utg.

- Standard Norge (2018) *Norsk Standard for vibrasjoner revideres med sprengstoff*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2018-nyheter/norsk-standard-for-vibrasjoner-revideres-med-sprengstoff/> (Hentet: 07.06 2019).
- Statens vegvesen (2011) *Trafikk gjennom ny tunnel i Eidsvoll*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e6gardermoenbiri/Nyhetsarkiv/trafikk-gjennom-ny-tunnel-i-eidsvoll> (Hentet: 26.03 2019).
- Statens vegvesen (2019a) E39 Julbøen-Molde Oversiktskart kommunedelplan B003.
- Statens vegvesen (2019b) *Vegkart, trafikkmengde. Vegrefereanse: 5000 EV6 HP15 m1108 - 4933* Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegkart/vegkart/> (Hentet: 06.05.2019).
- Statens vegvesen (2019c) *Ferjefri E39*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39> (Hentet: 04.04 2019).
- Statens vegvesen (2019d) *Vegkart, trafikkmengde* Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegkart/vegkart/> (Hentet: 05.03.2019).
- Statens vegvesen (2019e) *E39 Romsdalsfjorden*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e39romsdalsfjorden> (Hentet: 04.03 2019).
- Statens vegvesen (u.å.) *E6 Gardermoen–Biri*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e6gardermoenbiri> (Hentet: 26.03 2019).
- Stille, B. *et al.* (2009) Experience with the real time grouting control method, *Geomechanics and Tunneling*, 2(5), s. 447-459. doi: 10.1002/geot.200900036.
- Stille, H. (2015) *Rock grouting : theories and applications*. Stockholm: Stiftelsen bergteknisk forskning.
- Sve, R. *et al.* (2008) *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Tilgjengelig fra: [http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok\\_05.pdf](http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_05.pdf).
- Vegdirektoratet (2014) *Håndbok V224 Fjellbolting*. Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/attachment/69898/binary/964020?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+V224+Fjellbolting+%289+MB%29.pdf](https://www.vegvesen.no/attachment/69898/binary/964020?fast_title=H%C3%A5ndbok+V224+Fjellbolting+%289+MB%29.pdf).
- Vegdirektoratet (2016a) *Håndbok V520 Tunnelveiledning*. Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/attachment/1597247/binary/1144089>.
- Vegdirektoratet (2016b) *Håndbok N500 Vegtunneler*. Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/attachment/61913/binary/1143816?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+N500+Vegtunneler.pdf](https://www.vegvesen.no/attachment/61913/binary/1143816?fast_title=H%C3%A5ndbok+N500+Vegtunneler.pdf).
- Vegdirektoratet (2018a) *Prosesskode 1 : Standard beskrivelse for vegkontrakter : Hovedprosess 1- 7 [Håndbok R761]*. Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/attachment/2362831/binary/1269863?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+R761+Prosesskode+1+Standard+beskrivelsestekster+for+vegkontrakter.pdf](https://www.vegvesen.no/attachment/2362831/binary/1269863?fast_title=H%C3%A5ndbok+R761+Prosesskode+1+Standard+beskrivelsestekster+for+vegkontrakter.pdf).
- Vegdirektoratet (2018b) *Håndbok V712 Konsekvensanalyser*. Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/attachment/704540/binary/1273191?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+V712+Konsekvensanalyser.pdf](https://www.vegvesen.no/attachment/704540/binary/1273191?fast_title=H%C3%A5ndbok+V712+Konsekvensanalyser.pdf).

Vegdirektoratet (2019) *Håndbok N100 Veg og gateutforming*. Statens vegvesen. Tilgjengelig fra:  
[https://www.vegvesen.no/\\_attachment/61414/binary/1320511?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+N100+Veg-+og+gateutforming+%28+MB%29.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/61414/binary/1320511?fast_title=H%C3%A5ndbok+N100+Veg-+og+gateutforming+%28+MB%29.pdf).

