

## E6 Væretunnelen

Anleggstekniske utfordringer ved utvidelse til  
to løp

**Eirin Fjærtøft**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Amund Bruland, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg, anlegg og transport





Oppgavens tittel: E6 Væretunnelen Anleggstekniske utfordringer ved utvidelse til to løp	Dato: 10.06.13 Antall sider (inkl. bilag): 103		
	Masteroppgave	x	Prosjektoppgave
Navn: Eirin Fjærtøft			
Faglærer/veileder: Amund Bruland			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Vegard Opsahl, Statens vegvesen			

**Ekstrakt:**

Etablering av doble tunnellop blir stadig mer aktuelt. Dette skyldes økende trafikkmengder og nye krav til trafiksikkerhet. Tunnelsikkerhetsforskriften krever for eksisterende tunneler at parallelle løp skal stå ferdige innen trafikkmengden når en ÅDT på 20 000 kjøretøy. Det finnes i dag lite informasjon på området og spesielt er det knyttet mye usikkerhet til rystelsesproblematikk og påfølgende skader i eksisterende løp under driving av nytt løp.

Oppgaven omhandler Væretunnelen 13 km øst for Trondheim der nytt løp kreves ferdig innen 2015. Dagens løp er 1630 m langt, det nye løpet antas å bli på ca 1650 m. utfordringen med dette prosjektet er at det finnes svært lite informasjon om fjellets egenskaper siden det ikke er foretatt forundersøkelser enda. Det er derfor forutsatt svært oppsprukket fjell basert på den informasjonen som foreligger om eksisterende tunnel. Det er mange rammebetingelser som virker inn på lokalisering av tunnellop. Spesielt er forhold som rystelser, geologi og trafikkavvikling avgjørende. For Væretunnelen er det rystelsesnivået som vil bli den avgjørende faktoren.

Sprengningsinduserte rystelser som kan føre til skader eller nedfall i eksisterende tunnel, er en utfordring i slike prosjekter. Oppsprekking kan føre til demping av rystelser, men dette er vanskelig å forutsi. Det anbefales derfor forsiktig sprengning i svake områder og i påhuggene, i tillegg til tennsystem og sprengstoff som gir minst mulig rystelser. Forventede rystelser er her beregnet ut fra rystelsesmålinger gjort i et liknende prosjekt. Ved å ta utgangspunkt i disse verdiene er rystelser beregnet for Væretunnelen for ulike fjellparametre og avstander. Ved å sammenlikne resultatene med grenseverdi ut fra Norsk Standard, er nødvendig avstand mellom løpene bestemt. For oppsprukket fjell og en grenseverdi på 102 mm/s er det her funnet at nødvendig avstand mellom løpene bør være 14 m dersom det drives 5 m salvelengder. Ved kortere salvelengder kan en mindre avstand mellom løpene benyttes, men da vil inndriften bli tilsvarende lavere. Fjellfaktoren fikk i dette tilfellet mindre innvirkning på avstanden, da resultatet ble det samme for tre ulike faktorer. Det ble her benyttet en dempingskoeffisient som var uavhengig av salvelengden på grunn av få måleverdier. Det forventes at dette har lite å si for resultatet. Resultatene ga imidlertid noen uventede verdier i forbindelse med dempingskoeffisient og fjellfaktor som bør vurderes nærmere i videre arbeid.

En annen utfordring med slike prosjekter er knyttet til trafikkavvikling under sprengningsarbeidet. Med sprengningsarbeider tett innpå E6 er vegen nødt til å stenges i forbindelse med hver salve. Dette er svært ugunstig for trafikken på E6. Den store trafikkmengden vil føre til lange køer og forsinkelser. Det er derfor besluttet å unngå stenging timene der trafikken er størst. I tillegg må naboen i området tas hensyn til.

Det er videre ønskelig å vite hvor lang tid det vil ta å drive en slik tunnel. Til sammen gir beregnet inndrift og sikringsmengde for hovedløp, nisjer og tverrforbindelser for hver av klassene tiden det tar å drive en salve i hvert tilfelle. Anbefalt drivemetode der hovedløp, nisjer og tverrforbindelser drives fortløpende, gir ut fra de beregnede salvetidene en drivetid på ca 10 mnd dersom man kan skyte salver hele døgnet bortsett fra i rushtrafikken. Dersom det gis forbud mot å skyte salver på nattetid i tillegg vil drivingen ta 10,5 mnd.

Stikkord:

1. Parallell tunnellop
2. Væretunnelen
3. Rystelser
4. Drivemetode

\_\_\_\_\_  
(sign.)



## FORORD

Som avslutning på studiet bygg og miljøteknikk ved NTNU skal det skrives en masteroppgave på 30 studiepoeng. Denne oppgaven utarbeides våren 2013.

Kandidaten tilhører institutt for bygg, anlegg og transport og har veg og anlegg som valgte fordypningsretninger. Oppgaven er et samarbeid med Statens vegvesen region midt og er tilknyttet deres Prosjekt E6 Trondheim – Stjørdal. Tema og omfang er dermed bestemt etter ønske fra Vegvesenet, kandidaten selv og veileder. Arbeidet har hovedsakelig foregått på NTNU, med møter og oppfølging fra Vegvesenet.

Oppgaven omhandler utfordringer rundt etablering av nytt parallelt løp til Væretunnelen. Slike prosjekter blir stadig mer aktuelle på grunn av økende trafikkmengde og nye krav til trafiksikkerhet. Arbeidet har bestått av informasjonsinnhenting fra ulike liknende prosjekter og analyse av datagrunnlag fra rystelsesmålinger, samt beregninger av framdrift, sikring og drivetid.

Det forutsettes at leseren har noe kunnskap om anleggsteknikk, da det benyttes ulike faguttrykk og begreper underveis som ikke anses som allmennkunnskap. I stedet for håndbok 017 er høringsutgaven til utgave av denne benyttet i oppgaven, da det forventes at denne vil bli gjeldende for ny veg.

Det har ikke vært mulig å finne så mye informasjon som ønskelig da ikke all nødvendig informasjon er offentlig. Likevel har mine forespørsler om dokumenter blitt godt mottatt hos ulike bedrifter og jeg vil rette en stor takk til alle ansatte i Statens vegvesen, Jenbaneverket og Skanska som har bidratt med informasjon til oppgaven. En spesiell takk rettes også til Vegard Olsen som stilte opp på kort varsel, veileder i Vegvesenet Vegard Opsahl som har vært behjelpelig med utallige spørsmål og veileder på NTNU, Professor Amund Bruland, som har bidratt med god veiledning gjennom hele prosjektperioden. Til slutt vil jeg takke familie og studievenner for støtte og innspill underveis.

Oppgaven overleveres til Statens vegvesen for videre planlegging.

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Trondheim 10. juni 2013

.....  
Eirin Fjærtøft

## SAMMENDRAG

Denne oppgaven gjennomføres våren 2013 og er et samarbeid mellom NTNU og Statens vegvesen. Etablering av doble tunnellop blir stadig mer aktuelt. Dette skyldes økende trafikkmengder og nye krav til trafiksikkerhet. Tunnelsikkerhetsforskriften krever for eksisterende tunneler at parallelle løp skal stå ferdige innen trafikkmengden når en ÅDT på 20 000 kjøretøy. Det finnes i dag lite informasjon på området og spesielt er det knyttet mye usikkerhet til rystelsesproblematikk og påfølgende skader i eksisterende løp under driving av nytt løp.

Opgaven omhandler Væretunnelen 13 km øst for Trondheim der nytt løp kreves ferdig innen 2015. Dagens løp er 1630 m langt, det nye løpet antas å bli på ca 1650 m. Utfordringen med dette prosjektet er at det finnes svært lite informasjon om fjellets egenskaper siden det ikke er foretatt forundersøkelser enda. Det er derfor forutsatt svært oppsprukket fjell basert på den informasjonen som foreligger om eksisterende tunnel. Det er mange rammebetingelser som virker inn på lokalisering av tunnellop. Spesielt er forhold som rystelser, geologi og trafikkavvikling avgjørende. For Væretunnelen er det rystelsesnivået som vil bli den avgjørende faktoren.

Sprengningsinduserte rystelser som kan føre til skader eller nedfall i eksisterende tunnel, er en utfordring i slike prosjekter. Oppsprekking kan føre til demping av rystelser, men dette er vanskelig å forutsi. Det anbefales derfor forsiktig sprengning i svake områder og i påhuggene, i tillegg til tennsystem og sprengstoff som gir minst mulig rystelser. Forventede rystelser er her beregnet ut fra rystelsesmålinger gjort i et liknende prosjekt. Ved å ta utgangspunkt i disse verdiene, er rystelser beregnet for Væretunnelen for ulike fjellparametre og avstander. Ved å sammenlikne resultatene med grenseverdi ut fra Norsk Standard er nødvendig avstand mellom løpene bestemt. For oppsprukket fjell og en grenseverdi på 102 mm/s er det her funnet at nødvendig avstand mellom løpene bør være 14 m dersom det drives 5 m salvelengder. Ved kortere salvelengder kan en mindre avstand mellom løpene benyttes, men da vil inndriften bli tilsvarende lavere. Fjellfaktoren fikk i dette tilfellet mindre innvirkning på avstanden, da resultatet ble det samme for tre ulike faktorer. Det ble her benyttet en dempingskoeffisient som var uavhengig av salvelengden på grunn av få måleverdier. Det forventes at dette har lite å si for resultatet. Resultatene ga imidlertid noen uventede verdier i forbindelse med dempingskoeffisient og fjellfaktor som bør vurderes nærmere i videre arbeid.

En annen utfordring med slike prosjekter er knyttet til trafikkavvikling under sprengningsarbeidet. Med sprengningsarbeider tett innpå E6 er vegen nødt til å stenges i forbindelse med hver salve. Dette er svært ugunstig for trafikken på E6. Den store trafikkmengden vil føre til lange køer og forsinkelser. Det er derfor besluttet å unngå stenging i timene der trafikken er størst. I tillegg må naboene i området tas hensyn til da støyende arbeider på nattetid vil være forstyrrende.

Det er videre ønskelig å vite hvor lang tid det vil ta å drive en slik tunnel. Inndrift for hovedløp, nisjer og tverrforbindelser, basert på erfaringsdata fra to ulike prosjektrapporter fra NTNU Anleggsdrift er beregnet til henholdsvis 66,6 m/uke, 31,3 h/nisje og 25,04 h/tverrforbindelse uten sikring. Ut fra antakelser om dagens løp er det nye løpet inndelt i bergmasseklasser avhengig av fjellets kvalitet og egenskaper. Hoveddelen av tunnelen er antatt å være tett oppsprukket med en Q-verdi fra 1-4. Ut fra dette og prosjektrapport «2F-99 Tunnelndrift» fra NTNU Anleggsdrift, er nødvendig tid til sikring for hovedløp, nisjer og tverrforbindelse ved ulike bergmasseklasser fastslått. Til sammen gir beregnet inndrift og sikringsmengde for hovedløp, nisjer og tverrforbindelser for hver av klassene tiden det tar å drive en salve i hvert tilfelle. Anbefalt drivemetode der hovedløp, nisjer og tverrforbindelser drives fortløpende, gir ut fra de beregnede salvetidene en drivetid på ca 10 mnd dersom man kan skyte salver hele døgnet bortsett fra i rushtrafikken. Dersom det gis forbud mot å skyte salver på nattetid i tillegg, vil drivingen ta 10,5 mnd. Det må derfor vurderes hvor stor sjenanse arbeidene vil påføre naboene og deretter om det er vil lønne seg å bruke en halv måned ekstra kontra å tilby midlertidig boplass for de få det gjelder under arbeidsperioden, dersom rystelsene vil være et problem. På grunn av uregelmessigheter i fjellet vil ikke skytetidspunkter for hver salve kunne bestemmes på forhånd, men må vurderes etter hvert.

## ABSTRACT

This Master Thesis (spring of 2013) is a cooperation between NTNU and The Norwegian Public Roads Administration. Due to the increasing amount of traffic and new regulations regarding traffic safety, the need of double tunnel tubes arises. «Tunnelsikkerhetsforskriften» requests that for existing tunnels, new parallel tubes must be established by the time the AADT has reaches 20 000 vehicles. There is little information in the field today, and there is a lot of uncertainty concerning problems with vibrations and the following damaging in existing tubes during the blasting process.

This assignment addresses Væretunnelen 13 km east of Trondheim where a new tube is demanded finished within 2015. The current tube measures 1630 meters, while the new tube is estimated to measure approximately 1650 meters. With the preliminary studies not having taken place yet, there is little information concerning the tunnel and the qualities of the rock. Based on the available knowledge, it is expected that the rock is cracked. There are many factors influencing the localization of a tunnel tube. Conditions such as vibrations, geology and traffic management are crucial. In this case the level of vibrations will be the decisive factor.

Vibrations induced by blasting which can lead to damages or downfall in existing tunnels are a challenge in these types of projects. Cracking can lead to reducing the vibrations, but this is hard to predict. Therefore careful blasting is recommended in exposed (and/or weak) areas and in the openings, combined with firing system and explosives which will minimize the vibrations. The expected vibrations in this case are calculated from measurements that have been performed in a similar project. From these measurements, vibrations are calculated for different rock parameters and distances for Væretunnelen. By comparing the results with the critical limit calculated by standards from "Norsk Standard", it is shown that the necessary distance between the tubes should be 14 meters if the round length is set to 5 m. With shorter rounds, a smaller distance between the tubes can be tolerated, but the advance rate will then be reduced. The rock parameter had in this case a small influence on the distance, as the results came out the same for three different parameters. In this case a damping ratio which was independent of the round length due to few measurement values. Still, it is expected that this has little impact on the result. The results however, showed some unexpected values related to damping ratio and rock parameter, that should be studied more closely in the following work.

Another challenge with these kinds of projects is related to traffic management during blasting. When the blasting is being carried out close to E6, the road will have to be closed. This is very unfortunate, as a large amount of traffic will lead to long queues and delays. It is therefore decided that working during hours when traffic is at its maximum will be avoided. In addition, considerations concerning neighbors will be made, as the work happening by night can be disturbing.

Furthermore it is desirable to know how long time it will take to establish this tube. Expected advance rate for the main tunnel, lay-bys and cross-connections based on experienced facts from different project reports from NTNU Anleggsdrift is calculated to be 66,6 m/week, 31,3 h/lay-by and 25,04 h/cross-connection, without rock support. Based on assumptions on the existing tunnel the new tube has been divided into different rock classes. By this classification and a project report from NTNU Anleggsdrift, the necessary time for rock support can be found.

Together, advance rate and necessary rock support for the different tunnel elements and rock classes constitutes the time needed to do one round. The recommended method for establishing the tube results in a total tunneling time of 10 months. If one is not allowed to blast at night, the total time is 10,4 months. Therefore the grade of

Therefore the grade of nuisance to the neighbours must be assessed to evaluate whether or not it will pay off to work half a month extra versus offering the affected neighbors a temporary place to live.

## INNHOLDSFORTEGNELSE

Forord.....	III
Sammendrag .....	IV
Abstract .....	V
Bilag.....	X
Figurliste.....	X
Tabelliste .....	XI
1. Innledning .....	2
1.1 Bakgrunn .....	2
1.2 Formål .....	2
1.3 Oppbygning .....	2
1.4 Begrensninger .....	2
2. Arbeidsprosessen .....	3
3. Dagens situasjon, planer .....	4
3.1 Tunnelen .....	4
3.2 Eksisterende sikring.....	5
3.3 Trafikk.....	5
3.4 Planer .....	5
4. Geologi .....	7
4.1 Geologiske forhold .....	7
4.2 Portalen Trondheimssida .....	7
4.3 Portalen Stjørdalssida .....	7
4.4 Frekvensveid svingehastighet og Q-verdi .....	7
4.5 Foreliggende anbefaling.....	8
5. Rammebetingelser .....	9
5.1 Rystelser .....	9
5.1.1 Frekvenser:.....	9
5.1.2 Geologi: .....	10
5.1.3 Norsk standard:.....	10
5.1.4 Forsiktig sprengning: .....	11
5.1.5 Største rystelser: .....	12
5.1.6 Tennsystemer og sprengstoff:.....	14
5.1.7 Avvik:.....	14
5.1.8 Påhugg:.....	15
5.2 Overdekning .....	15
5.3 Tverrforbindelser .....	15



5.4 Tverrsnitt .....	16
5.4.1 Tunnelklasser .....	16
5.4.2 Moderne vegtunneler .....	17
5.5 Stigning og kurvatur .....	18
5.6 Trafikkavvikling.....	19
5.7 Massetransport .....	20
5.8 Vurdering av rammebetingelser .....	20
6. Andre prosjekter .....	21
6.1 Erfaringer Eidsvolltunnelen .....	21
6.1.1 Om tunnelen .....	21
6.1.2 Rystelser .....	21
6.1.3 Driving .....	21
6.1.4 Trafikkavvikling.....	21
6.1.5 Begrensninger/tiltak.....	21
6.1.6 Skader.....	22
6.2 Erfaringer fra Strindheimtunnelen .....	22
6.2.1 Rystelser .....	22
6.2.2 Trafikkavvikling.....	22
6.2.3 Naboer.....	22
6.2.4 Skader.....	22
6.3 Erfaringer Gevingåsen .....	22
6.3.1 Rystelser .....	22
6.3.2 Driving .....	23
6.3.3 Driving av tverrforbindelse.....	23
6.3.4 Trafikkavvikling.....	25
6.3.5 Naboer: .....	25
6.4 Erfaringer fra Steinberg tunnelen: .....	25
6.4.1 Rystelser .....	25
6.5 Vurdering av andre prosjekter .....	25
7. Trafikkavvikling.....	27
7.1 Trafikkavvikling og stengetider .....	27
7.2 Trafikkvariasjoner .....	27
7.3 Naboer.....	29
7.4 Spesielle forhold.....	30
7.5 Krav .....	30
7.6 Erfaringer fra Væretunnelen .....	31
7.7 Skytetider .....	32

8. Beregning av rystelser .....	33
8.1 Krav til grenseverdi .....	33
8.1.1 Norsk Standard.....	33
8.1.2 Svensk standard .....	35
8.1.3 Sammenligning norsk og svensk grenseverdi: .....	36
8.2 Beregningsmetode .....	37
8.2.1 Parametere .....	37
8.2.2 Strindheimtunnelen .....	38
8.2.3 Resultat: .....	40
8.2.4 Alternativ modell.....	46
9. Beregning av fremdrift .....	49
9.1 Hovedløp .....	49
9.1.1 Generelt .....	49
9.1.2 Boring:.....	50
9.1.3 Lading .....	52
9.1.4 Ventilasjon .....	53
9.1.5 Utlasting .....	53
9.1.6 Rensk .....	54
9.1.7 Standard ukeinndrift .....	54
9.2 Nisjer .....	55
9.3 Tverrforbindelser: .....	56
9.4 Resultater: .....	58
10. Sikring.....	61
10.1 Krav til nødvendig permanent sikring etter antatt fjellkvalitet.....	61
10.1.1 Forbolting .....	64
10.1.2 Bolting .....	65
10.1.3 Sprøytebetong.....	65
10.1.4 Sprøytebetongbuer .....	65
10.2 Nødvendig sikring for rent tunnelløp, nisjer og tverrforbindelser: .....	66
10.3 Tidsbruk sikring etter «Prosjektrapport 2F-99 Tunneldrift» .....	66
10.3.1 Generelle antakelser .....	67
10.3.2 Tidsbestemmende faktor .....	67
10.3.3 Forbolting.....	67
10.3.4 Bolting .....	67
10.3.5 Sprøytebetong.....	68
10.3.6 Sprøytebetongbuer .....	68
10.3.7 Sonderboring.....	68

10.3.8 Kjerneboring .....	69
10.3.9 Injeksjon .....	69
10.3.10 Geologisk heft .....	69
10.4 Resultat .....	70
10.4.1 Hovedløp .....	70
10.4.2 Nisjer .....	70
10.4.3 Tverrforbindelser: .....	71
11. Drivetid Væretunnelen ut fra skytetidspunkt .....	72
11.1 Drivemetode .....	72
11.2. Driving av hovedløp, nisjer og tverrforbindelser fortløpende: .....	73
11.2.1 Beskrivelse: .....	73
11.2.2 Fremgangsmåte for beregning av tidsforbruk: .....	75
11.2.3 Sprengnetider for de ulike sonene: .....	76
11.2.4 Drivetid Væretunnelen.....	82
11.3. Drive hovedløp med nisjer først, deretter tverrforbindelsene: .....	83
11.3.1 Beskrivelse: .....	83
11.4 Vurdering av resultater .....	84
12. Avsluttende kommentarer .....	85
13. Videre arbeid:.....	86
Referanser .....	87
Prosjektrapporter fra NTNU Anleggsdrift: .....	87
Referanseliste.....	87
Personlig kommunikasjon .....	89
Vedlegg 1 Oppgavetekst.....	90

# BILAG

## Excel-filer:

1. Rystelsesmålinger Møllenberg
2. Salverapport NovaPoint
3. Rystelsesberegninger
4. Beregning tidsbruk
5. Skytetider

## FIGURLISTE

Figur 1 Oversiktsbilde (Google maps, 2013) .....	4
Figur 2 orienterende verdier for frekvensinnhold (NTNU-Anleggsdrift, 1998) .....	9
Figur 3 fokusering av rystelser grunnet topografi og geologi (NTNU-Anleggsdrift, 1998) .....	10
Figur 4 faktorer som innvirker på rystelsesnivået ved sprengning (NTNU-Anleggsdrift, 1998).....	11
Figur 5 deler av tverrsnittet med høyst rystelser (NTNU-Anleggsdrift, 1998) .....	12
Figur 6 virkning av rystelser på bygninger og mennesker (NTNU-Anleggsdrift, 1998) .....	13
Figur 7 bueprinsippet (Norwegian Tunnelling Society, 2010) .....	15
Figur 8 tverrforbindelser (Statens vegvesen, 2010a) .....	16
Figur 9 inndeling tunnelklasser (Statens vegvesen, 2010a) .....	17
Figur 10 tverrsnitt og stabilitet (Norwegian Tunnelling Society, 2010) .....	18
Figur 11 horisontaltrasè (Statens vegvesen, 2010a) .....	19
Figur 12 variasjon over døgnet (Asplan Viak, 2012) .....	28
Figur 13 variasjon over uka (Asplan Viak, 2012) .....	28
Figur 14 variasjon over året (Tore Moan, e-post 25.april 2013) .....	29
Figur 15 oversikt naboer (Google maps, 2013) .....	32
Figur 16 tennplan (Vegard Belling Grande, e-post 05.april 2013) .....	39
Figur 17 rystelsesnivå .....	41
Figur 18 dempingskoeffisient ved fjellfaktor 1,0 .....	42
Figur 19 dempingskoeffisient ved fjellfaktor 0,85 .....	42
Figur 20 dempingskoeffisient ved fjellfaktor 0,75 .....	42
Figur 21 dempingskoeffisient ved fjellfaktor 1,0 .....	43
Figur 22 dempingskoeffisient ved fjellfaktor 0,85 .....	43
Figur 23 dempingskoeffisient ved fjellfaktor 0,75 .....	43
Figur 24 sammenlikning .....	44
Figur 25 havarinisje .....	55
Figur 26 kartlegging av dagens tunnel (Statens vegvesen, 2012a) .....	63
Figur 27 utforing nytt løp .....	72
Figur 28 soneinndeling .....	74
Figur 29 illustrasjon 13 timers salvesyklus .....	78
Figur 30 soneinndeling .....	83

## TABELLISTE

Tabell 1 Basisverder for frekvensveid svingehastighet (Statens vegvesen, 2012c) .....	8
Tabell 2 rystelsesmålinger muruvik.....	23
Tabell 3 erfarte rystelser i avstand fra sprengningssted (Statens vegvesen, 2012c) .....	25
Tabell 4 krav etter håndbok 051 (Statens vegvesen, 2011) .....	31
Tabell 5 ladningsekspONENTEN (NTNU-Anleggsdrift, 1998) .....	37
Tabell 6 ladeskjema. sprengstoffmengde emulsjon per hull (kg/hull) (Vegard Belling Grande,e-post 05.april 2013) .....	39
Tabell 7 beregnet største ladning, Enhetsladning .....	40
Tabell 8 avstand mellom tunnellopp.....	46
Tabell 9 avstand mellom tunnellopp.....	47
Tabell 10 sprengbarhet (2A-05 Drill and Blast Tunnelling Blast Design ) .....	50
Tabell 11 borbarhet (2B-05 Drill and Blast Tunnelling Advance Rate) .....	51
Tabell 12 Beregning av volum per nisje .....	55
Tabell 13 tillatte salvelengder .....	56
Tabell 14 inndrift tverrforbindelse .....	57
Tabell 15 resultater inndrift .....	58
Tabell 16 sammenheng bergmasseklasse og sikringsmengde (Statens vegvesen, 2010a) .....	62
Tabell 17 rent tnnellopp.....	66
Tabell 18 Nødvendig sikring for nisjer.....	66
Tabell 19 Nødvendig sikring for tverrforbindelser .....	66
Tabell 20 Resultat tidsberegning for sikring av rent tunnellopp .....	70
Tabell 21 Resultat tidsberegning for sikring av èn nisje.....	71
Tabell 22 Resultat tidsberegning for driving/sikring av èn tverrforbindelse.....	71
Tabell 23 Fremgangsmåte salve for salve .....	74
Tabell 24 tidsforbruk inndrift og sikring.....	76
Tabell 25 to restriksjonsalternativ .....	76
Tabell 26 skytetidspunkt .....	79
Tabell 27 drivetid ved alternativ a .....	82
Tabell 28 drivetid ved alternativ b .....	82
Tabell 29 framgangsmåte salve for salve .....	83
Tabell 30 tidsforbruk inndrift og sikring.....	84



# 1. INNLEDNING

## 1.1 BAKGRUNN

Etablering av parallelle tunnellop har vært gjennomført på en del tunneler i Norge. Med økende trafikkmengder og nye krav til trafiksikkerhet er behovet for slike løp voksende og flere tunneler er under planlegging eller bygging. I Nasjonal Transportplan 2014-2023 ligger det inne 15 eksisterende tunneler der det skal bygges nye parallelle løp. I tillegg skal risikoanalyser gjennomføres for å vurdere behovet for nye parallelle løp for ytterlige 19 tunneler (Arne Gussiås, e-post, 21.mai 2013). Det finnes foreløpig lite informasjon om slike prosjekter og spesielt er tema som rystelser, drivemetoder og trafikkavvikling nødvendig å undersøke nærmere for å gjennomføre slike prosjekter på en god og sikker måte.

I forbindelse med Statens vegvesens prosjekt E6 Trondheim – Stjørdal skal det bygges nye tunnellop til de tre eksisterende tunnelene Væretunnelen, Stavsjøfjelltunnelen og Helltunnelen på strekningen. Årsaken til dette er at kapasitetsgrensene for trafikkmengde delvis er nådd eller vil nås innen få år og at strekningen derfor skal utvides til firefelts motorveg. Mest kritisk er Væretunnelen, der Tunnelsikkerhetsforskriften og trafikkprognoser krever at nytt løp skal stå ferdig innen 2017 (Statens vegvesen, 2012a). Nye prognoser viser at dette må fremskyndes til 2015 (Statens vegvesen, 2012b). Det er derfor satt i gang arbeid for å utrede nye forslag til plassering av disse.

## 1.2 FORMÅL

Formålet med denne oppgaven er å vurdere ulike forhold som vil være avgjørende for å bestemme hvor det nye tunnellopet til Væretunnelen bør lokaliseres. Rystelser ved sprengningsarbeid, geologi, lengde på tverrforbindelser er eksempler på slike forhold. Det skal også bestemmes salvesyklustider basert på inndrift og nødvendig sikringsmengde for å videre kunne gi forslag til drivemetoder og skytetidspunkt under driving av tunnellopet.

## 1.3 OPPBYGNING

Det vil først gis en innføring i dagens situasjon. Deretter vil de geologiske vurderinger som hittil er gjort presenteres. Videre blir ulike rammebetingelser som har innvirkning på avstanden mellom tunnellopene, erfaringer fra andre tunnelprosjekter og vurderinger angående trafikkavvikling presentert. Deretter beregnes nødvendig avstand mellom løpene basert på rystelsesmålinger fra et liknende prosjekt. Fremdrift, nødvendig sikring og tidsforbruk beregnes deretter før drivetiden bestemmes basert på de foregående kapitlene og et forslag til drivemethode. For dette eksemplet gis det også forslag til skytetidspunkt.

Det vil i starten av hvert kapittel gis en kort innledning der informasjon om eksempelvis bakgrunn, gjennomføring eller andre nødvendige forhold beskrives. Det vil bli gjort vurderinger underveis som legger grunnlaget for de etterfølgende kapitlene. Avlutningsvis gis avsluttende kommentarer og forslag til videre arbeid.

Det er tatt utgangspunkt i de vurderinger som Statens vegvesen har foretatt, der informasjon mangler eller forhold ikke enda er avklart er det gjort vurderinger og antakelser etter beste evne.

## 1.4 BEGRENSNINGER

Det er i denne oppgaven lagt vekt på de anleggstekniske forholdene knyttet til fremdriften og dermed ikke sett på tekniske installasjoner, vegutforming, riggområde, massetransport eller kostnader.

## 2. ARBEIDSPROESSEN

Da denne oppgaven ikke er forskningsbasert eller en litteraturstudie, men heller er mer praktisk rettet vil det ikke være noen spesiell metodebruk tilknyttet oppgaven. Det vil likevel her bli beskrevet kort hvordan arbeidet med oppgaven har foregått.

Første del av arbeidet har bestått i å søke opp informasjon om de ulike temaene og finne prosjekter der rystelsesmålinger og/eller doble løp var aktuelt. Det har vist seg å være lite litteratur på området, og ikke alt som finnes er like relevant. Dermed har en del tid gått til vurdering og forkasting av litteratur og informasjon. Blant annet ble en studie utført i Kina om rystelsesmålinger i et parallelt tunnellopp studert, men vurdert som uaktuelt da mye av rapporten handlet mer om spenningsnivå og ulike modeller basert på numeriske beregninger og in situ-målinger. Den nevnes likevel her dersom det skulle være ønskelig å se på dette i det videre arbeidet.

Når det gjelder relevant informasjon er store deler av denne innhentet via møter, e-post og en befaring i Strindheimtunnelen sammen med Statens vegvesen. I tillegg har Statens vegvesen, Jernbaneverket og Skanska bidratt med informasjon om de ulike prosjektene og interne notater, ellers er mye informasjon hentet fra internett og publikasjoner som ulike håndbøker fra Statens vegvesen og standarder fra Norsk Standard. Rystelsesmålingene fra Strindheimtunnelen som ligger til grunn for beregning av avstand mellom løpene i Væretunnelen har Vegvesenet bidratt med, i tillegg til salverapport og tegninger av tunnelen. Tennplan og ladeskjema er innhentet fra Skanska som sto for sprengningsarbeidet i Strindheimtunnelen. Assistanse vedrørende tennplan og ladeskjema er gitt av Vegard Olsen i Orica Mining Services. Slike dokumenter ligger vedlagt.

Når det gjelder beregninger er parametre bestemt etter erfaringsdata i ulike prosjektrapporter fra NTNU Anleggsdrift:

Rystelsesberegninger:	14A-98 Fjellsprengningsteknikk, Sprengning med restriksjoner (1998)
Framdriftsberegninger:	2A-05 Drill and Blast Tunnelling Blast Design (2006) 2B-05 Drill and Blast Tunneling Advance Rate (2007)
Enhetstider for sikringsmetoder:	2F-99 Tunneldrift, Enhetstidsystem for driving, sikring og innredning (1999)

Etterhvert som arbeidet har pågått har det vært nødvendig å tilpasse og begrense oppgavens omfang etter innhold og tilgjengelig tid. Der det har vært vurdert som nødvendig har temaer fått større plass i oppgaven på bekostning av andre temaer. Da denne oppgaven er en del av Vegvesenets planlegging i tidlig fase er det mye arbeid som gjenstår. Det er i slutten av denne oppgaven beskrevet aktuelt videre arbeid utover denne oppgaven.

Det er i oppgaven gjort egne vurderinger underveis. De vurderinger og antakelser som blir gjort er beskrevet fortløpende. Det er også vist til de ulike prosjektrapporter, håndbøker og andre kilder der disse er benyttet.



### 3. DAGENS SITUASJON, PLANER

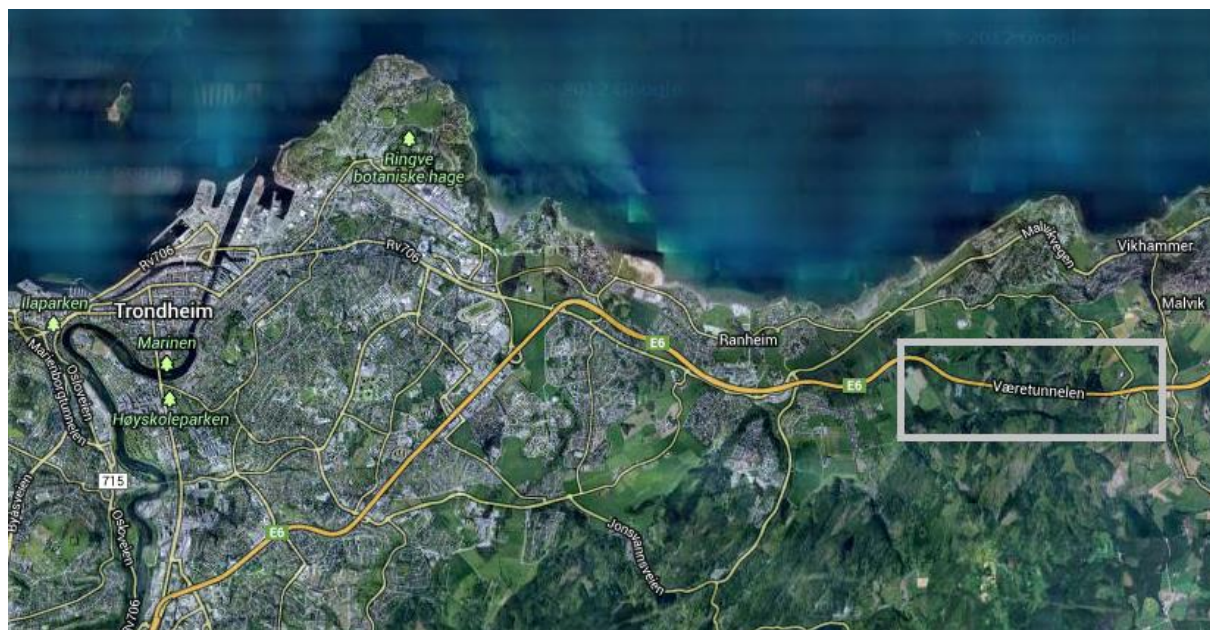
*Dette kapittelet omhandler det eksisterende tunnellopet og situasjonen slik den er i dag. Hvordan dagens tunnelkvalitet og trafikksituasjon er vil danne grunnlaget for planleggingen av det nye løpet. Det er derfor aktuelt å se på hvilket arbeid som er satt i gang og planer som er lagt for de kommende årene.*

#### 3.1 TUNNELEN

Væretunnelen ligger i Trondheim og Malvik kommuner i Sør-Trøndelag og er en del av hovedfartsåra E6. Tunnelen har siden åpningen i 1988 derfor vært en viktig del av forbindelsen mellom nord og sør. Det er stor trafikk i området og denne øker kraftig. Dette medfører store behov for opprustning av vegnettet og flere deler av strekningen Trondheim – Stjørdal er allerede utbedret eller under arbeid. Spesielt for tunneler er at de fort oppleves som en flaskehals med kødannelse og dermed utgjør en fare for trafikkulykker. Det er ønskelig å redusere sannsynligheten for ulykker i fremtiden ved å utbedre standarden og lage et nytt tunnellop, slik at kapasiteten øker og presset på dagens tunnel reduseres (Statens vegvesen, 2012c). Figur 1 viser tunnelens plassering.

Fakta tilknyttet dagens situasjon (Statens vegvesen, 2012c):

Lengde fjelltunnel	1614 m
Betongportaler	10 + 8 m
Totallengde	1630 m
Åpnet for trafikk	1988
Tunnelprofil	T9
Antall nisjer	4
Trafikkmengde, ÅDT	16 000 (i 2010)
Antall kjørefelt	2



FIGUR 1 OVERSIKTSBILDE (GOOGLE MAPS, 2013)

## 3.2 EKSISTERENDE SIKRING

Sikringen av tunnelen er av svært varierende kvalitet og mengde. Det er brukt lite sikring i forhold til dagens krav, og sprøytebetonglaget er spesielt tynt. Det er montert luker for at en skal kunne komme inn bak hvelvene, men det er vanskelig å utføre inspeksjon i praksis, da det er svært trangt bak hvelvene.

Følgende verdier er gitt for Væretunnelen:

Bolter:	6,6 bolt/lm	
Sprøytebetong:	1,8 m <sup>3</sup> /lm	enkelte steder ikke sprøytet i det hele tatt
Full utstøpning:	212 m	av totalt 1614 m fjelltunnel
Lettbetonghvelv:	385 m	fordelt på flere soner

I tillegg er det aluminium i tak, samt veggelementer av lettbetong i 45 m på østenden mot Stjørdal. Bergmassekvaliteten karakteriseres som oppsprukket og dårlig, og ved arbeider i tunnelen kreves grundige undersøkelser og forsterking av sikringen (Statens vegvesen, 2012c).

Som vann- og frostsikring er det brukt PE-skum og sprøytebetong i litt over 500 m av tunnelen. I endene er det benyttet hvelv. Denne sikringen ble rehabilitert i 2004/2005. Det er ikke utført injisering ved bygging av tunnelen. Dette har ikke medført problemer for tunnelen eller områdene rundt, slik som det derimot ble på Stavsjøfjelltunnelen, men det drypper jevnt fra fjellet i hele Væretunnelen. Eksisterende sikring tilfredsstillende ikke dagens krav (Ine Gressetvold, møte 14.april 2013).

## 3.3 TRAFIKK

Grunnet store trafikkmengder oppleves det ofte kødannelse i tunnelen. Motgående trafikk er ikke adskilt inne i tunnelen, noe som utgjør en risiko for møteulykker. På grunn av stor trafikkvekst på strekningen forventes det at ÅDT vil overstige 20 000 kjøretøy i 2015. Tunnelsikkerhetsforskriften krever da at et nytt løp må stå ferdig til denne trafikkmengden nås. For eksisterende tunneler sier sikkerhetskrav fra EU at dersom ÅDT overstiger 20.000 skal vegen ha fire felt og midtdeler (Statens vegvesen, 2012b).

Dette fører til at det må etableres et nytt tunnelløp parallellt med dagens tunnel. På denne måten skilles motgående trafikk i tillegg til at kapasiteten økes.

En trafikkanalyse utført av Asplan Viak høsten 2012 viser at trafikkveksten på strekningen har hatt en kraftigere økning enn fylkesgjennomsnittet for Nord- og Sør-Trøndelag, og det forventes at trenden fortsetter. Grunnen til den kraftige veksten er befolkningsøkning og utbygging av bolig- og næringsarealer og økt aktivitet på Værnes lufthavn (Asplan Viak, 2012).

## 3.4 PLANER

Det ble 2012 utført et forprosjekt i Statens vegvesen som omhandlet planlegging og utbedring av E6 mellom Ranheim og Værnes. Bakgrunnen for dette arbeidet er konseptvalgutredningen (KVU) som ble utarbeidet av Statens vegvesen i 2011. Denne omhandler ulike alternativer for utbedring av E6 mellom Steinkjer og Trondheim. På strekningen Ranheim – Værnes ble det konkludert med en oppgradering av dagens veg til firefelts veg med 20 meter bredde og fartsgrense 90 km/t. Etter at KVUen ble gjennomgått av statlig kvalitetssikring, ble det bestemt at det også skal gjøres en vurdering der fartsgrensen settes til 100 km/t. Alle bruer og tunneler på strekningen må videre rustes opp og det må dannes nye tunnelløp for å tilfredsstillende større ÅDT og redusere dagens høye ulykkestall (Statens vegvesen, 2012d). Videre planarbeid for Væretunnelen startes opp våren 2013 (Statens vegvesen, 2012b).

Etter at det nye tunnelløpet er ferdig og satt i drift skal det gamle løpet stenges og restaureres. Dette løpet har tunnelprofil T9 og skal oppgraderes slik at det tåler trafikkpåkjenninger for vegstandard H7 eller H9, avhengig

av hva som blir valgt som standard på den nye vegen. Økende trafikkmengde og fartsgrense taler for en utvidelse av det eksisterende tverrsnittet, spesielt dersom ny fartsgrense settes til 100 km/t ved standard H9. Det er imidlertid en omfattende og svært kostbar prosess å skulle strosse ut tverrsnittet (Fjærtøft, 2012).

Det er heller ikke bestemt i hvilken grad løpet skal oppgraderes med tanke på generell oppussing og utstyr. Det forventes at det er snakk om betydelige oppgraderinger og at det meste av teknisk utstyr skal skiftes ut (Vegard Opsahl, e-post 15.mai 2013).

Statens vegvesen ser for seg en oppdeling av strekningen Ranheim – Værnes i tre delparseller. Væretunnelen inngår i parsell Ranheim – Storsand. Hver parsell antas å bruke i overkant av 2 år på gjennomføring, i tillegg til at oppussing av dagens tunneløp vil ta et års tid. I tillegg til dette kommer tid til planlegging (Statens vegvesen, 2012f). Det jobbes nå for å få ferdig reguleringsplaner til mai 2014, slik at videre arbeid kan settes i gang (Harald Inge Johnsen, møte 04.april 2013).

## 4. GEOLOGI

*I forbindelse med forprosjektet i 2012 ble det i Statens vegvesen utarbeidet et internt notat, «E6 Ranheim – Værnes, forprosjekt 2012», med vurdering av ingeniørgeologien for blant annet Væretunnelen. Rapporten forutsetter tunnelprofil T9,5 og legger tunnelklasse E til grunn. Det er senere bestemt at nytt løp vil ha profil T10,5 etter prosjektet «Moderne vegtunneler» (Fjærtøft, 2012). Dette har imidlertid lite betydning for de vurderinger som er gitt i notatet. Det er foreløpig ikke foretatt grundige undersøkelser av fjellet, og det er derfor usikkert hvilken kvalitet fjellet har. Det er likevel gjort noen vurderinger og antakelser basert på noen besøk i tunnelen og tidligere rapporter. Dette kapittelet tar for seg de vurderinger som tidligere er gjort i notatet E6 Ranheim – Værnes, forprosjekt 2012 og fra ingeniørgeolog Ine Gressetvold som har utarbeidet notatet.*

### 4.1 GEOLOGISKE FORHOLD

Væretunnelen går gjennom bergarter som tilhører Undre Hovingruppen fra kambrosilursk alder. De er av vulkansk opprinnelse og har senere metamorfosert noe. Det finnes både leirskifer, sandstein og grønnskifer, men bergartsgrensene er uøyaktige og vanskelige å bestemme da det ofte oppstår overgangssoner.

Fjellet er svært tektonisk påkjent med lite rekrystallasjon fra de siste folde- og skyvebevegelsene. Større partier har vært utsatt for skjærbrudd og bevegelser og det vises ingen tydelige gjennomgående og plane knusningssoner. Det er hovedsakelig skifer og omdannet grønnstein i tunnelen. I tillegg finnes flere sett med sprekker, men disse varierer mye i både system og utbredelse. Disse er gjerne fylt med kloritt og/eller leire. Oppsprekkingen medfører at det jevnt over hele tunnelen forekommer lekkasjer. I tillegg til at fjellet er oppsprukket og består av svake bergarter er massene nærmest konturen skadet på grunn av dårlig tilpasset sprengningsopplegg (Statens vegvesen, 2012c).

### 4.2 PORTALEN TRONDHEIMSSIDA

Berget på både venstre og høyre side av dagens påhugg er tydelig oppsprukket. På venstre side av vegen er det store dyrkamarkområder, mens det på høyre side er bratt terreng med skog og et asfaltverk. Litt høyere opp ligger deler av berget i dagen. Seismikk som ble utført på 80-tallet antyder at det finnes mektige løsmasser (opptil 20 meter) i forskjæringen. Ca. 10 meter innenfor påhugget observeres fjellet. Det er ikke gjort registrering av bergets kvalitet, men slepper og sprekker er tydelig for det blotte øyet (Statens vegvesen, 2012c).

### 4.3 PORTALEN STJØRDALSSIDA

På denne siden er det en kort forskjæring, hvor berget virker mindre oppsprukket. På venstre side er det et hogstfelt og det vises noe berg i dagen. På høyre side er det ikke synlig berg. Formen på terrenget tyder på at det er mektige løsmasser (Statens vegvesen, 2012c). Det er funnet dårlig grunn og kvikkleiresoner i området i følge Ine Gressetvold (møte 14.april 2013).

### 4.4 FREKVENSVI Svingehastighet og Q-VERDI

Fjellet karakteriseres som dårlig og oppsprukket. 13 % av tunnelen er støpt ut, og dette tyder på dårlig berg. Dette er også synlig i påhugget på Trondheimssida.

I Norsk Standards «NS 8141-1:2012 Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom» klassifiseres bergkvaliteten og grenseverdien for svingehastigheten ut fra fjellets tilstand. Det er i notatet antatt at tilstanden kan beskrives som «dårlig berg, uarmert sprøytebetong, tykkelse <70 mm, sammen med bolter» etter standarden (Statens vegvesen, 2012c). Fra tabell 1 blir rystelseskravene ut fra dette på 15 mm/s. Denne verdien er frekvensveid i henhold til ny standard for

fastsettelse av grenseverdier. Videre ser vi at Q-verdien antas å være <4. Dette tilsier svakt berg. Det er disse antakelsene som legges til grunn for senere vurderinger, da det ikke finnes nøyaktige verdier for dette.

**TABELL 1 BASISVERDER FOR FREKVENSEVID SVINGEHASTIGHET (STATENS VEGVESEN, 2012C)**

Beskrivelse av tilstand av tunnel/bergrom	$v_{f,tunnel}$ <sup>a, b</sup> mm/s	Bergkvalitet <sup>c</sup> Q-verdi
Dårlig berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning	10	$Q < 4$
Dårlig berg, uarmert sprøytebetong, tykkelse < 70 mm, sammen med bolter	15	$Q < 4$
Dårlig berg, armert sprøytebetong sammen med bolter	25	$Q < 4$
Godt berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning	15	$Q > 4$
Godt berg, uarmert sprøytebetong, tykkelse < 70 mm, sammen med bolter	20	$Q > 4$
Godt berg, armert sprøytebetong sammen med bolter eller fullt utstøpt tunnel	35	$Q > 4$

<sup>a</sup> Dersom det ikke er mulig å anslå en verdi for Q, skal  $Q < 4$  benyttes.

<sup>b</sup> Dersom tunnelen/bergrommet ikke er i bruk, kan det vurderes å heve de angitte grenseverdiene med en faktor på 1,25.

<sup>c</sup> Q-metoden er for eksempel beskrevet i referanse [13].

#### 4.5 FORELIGGENDE ANBEFALING

Når det gjelder plassering av nytt løp er det ikke avdekket spesielle strukturer som taler for plassering på nord- eller sørsiden av eksisterende tunnel, bare en svakhetszone som går parallellt med tunnelen ca 200 meter sør for dagens løp. Det er heller ingen andre store forskjeller på alternativene nord og sør, kun at nordsida har større mengder løsmasse og ikke fjell i dagen. Foreløpig anbefaling er en 20 meters avstand mellom løpene, men denne er usikker og kan muligens minkes noe. Med tanke på geologien blir derfor de sprengningsinduserte rystelsene avgjørende (Statens vegvesen, 2012c).

I det videre arbeidet forutsettes det at løpet plasseres sør for dagens løp. Dette begrunnes i mer/bedre fjellforhold på denne siden mot med løsmasser og dyrkaområder på nordsiden. I videre planlegging må dette imidlertid undersøkes nærmere. Svakhetssonen 200 m unna anses ikke som et problem da det forventes at nytt løp vil ha god klaring til denne. Ved påhuggsområdet på Trondheimssida vil det bli behov for en større fjellskjæring, men dette anses som løsbart. Muligens kan tunnelportalen trekkes lenger ut dersom det er tilstrekkelig overdekning her.

## 5. RAMMEBETINGELSER

For å kunne bestemme hvor et nytt tunneløp skal plasseres er det flere faktorer som må vurderes. Da det på den ene siden er ønskelig å la løpene ligge så nære hverandre som mulig for å redusere inngrepet i naturen, vil rystelser fra sprengningsarbeidene tale for en lengre avstand mellom de to tunnelene. I dette kapittelet vil det bli gått nærmere inn på ulike rammebetingelser som har innvirkning på plassering av det nye tunneløpet, samt hvorfor de er viktige. De viktigste faktorene oppsummeres i slutten av kapittelet.

De faktorer som er sett på i denne oppgaven er:

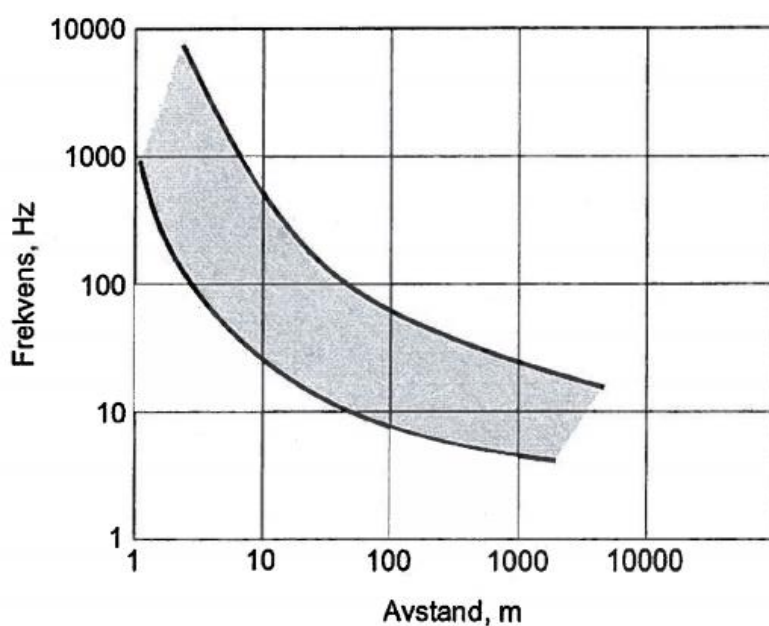
- Rystelser
- Geologi
- Grenseverdier fra standard
- Overdekning
- Tverrforbindelser
- Rømningsveg
- Tverrsnitt
- Stigning og kurvatur
- Trafikkavvikling
- Massetransport

### 5.1 Rystelser

Ved etablering av det nye tunneløpet vil sprengningsarbeidet medføre rystelser. Slike rystelser er seismiske bølger som brer seg gjennom et materiale. Bølgene deles inn i trykk- og strekkbølger langs forplantningsretningen (P-bølger) og skjærbølger normalt på forplantningsretningen og overflatebølger (S-bølger). Forplantningshastigheten måles som seismisk hastighet, m/s. Hastigheten er vanligvis høyere for P-bølger enn S-bølger (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

#### 5.1.1 FREKVENSER:

Det normale frekvensområdet for rystelser fra sprengning er 10-100 Hz, se figur 2. De dominerende frekvensene ligger rundt 40-70 Hz, men ved avstander mindre enn 5 m kan en oppnå vesentlig høyere frekvenser. Etersom avstanden øker, dempes frekvensen betraktelig. Høyfrekvente bølger dempes raskere enn lavfrekvente bølger. Frekvenser rundt 10-20 Hz er svært skadelig for bygningskonstruksjoner, da disse har en egenfrekvens på 5-15 Hz. Siden det nært sprengningsstedet vil være høyfrekvente rystelser, som ikke er like risikabelt, kan det tillates høyere frekvenser med tanke på byggverkets grenseverdier (NTNU-Anleggsdrift, 1998).



FIGUR 2 ORIENTERENDE VERDIER FOR FREKVENSIINHOLD (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998)

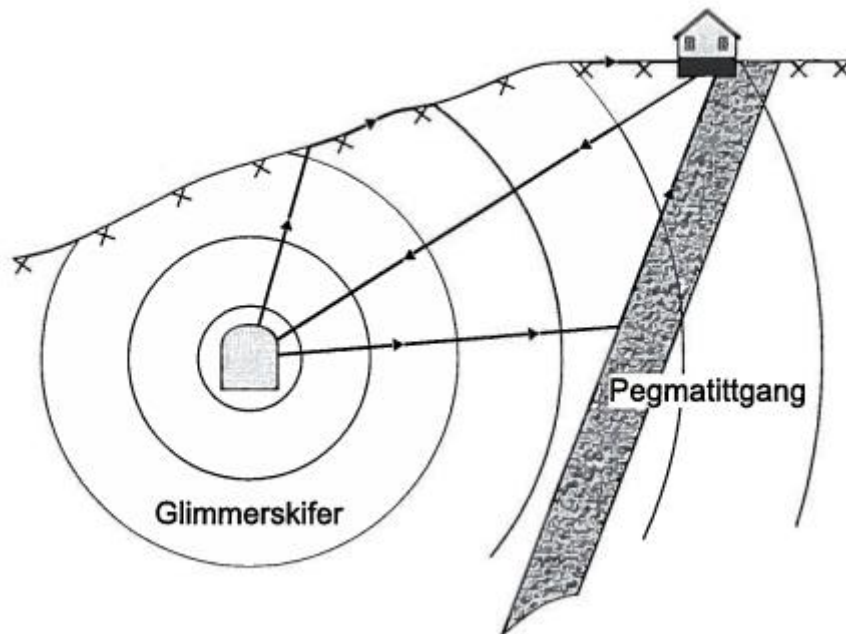
### 5.1.2 GEOLOGI:

Fjellets bergartsegenskaper er avgjørende for utbredningen av rystelser. I overganger mellom ulike soner, også fjell/luft, vil det oppstå refleksjoner. En stiv, kompetent bergart med høy trykkfasthet og høy seismisk hastighet uten særlig oppsprekking vil ha spesielt god overføringsevne. En bør være observant på at slike forhold kan forekomme som hardganger i ellers bløtt og oppsprukket berg, noe som vil føre til at rystelsene blir større enn først antatt.

Hvordan fjellet er oppsprukket har også mye å si for rystelsene, dvs vinkelen mellom sprekkene og bølgenes forplantningsretning. Dersom bølgen beveger seg normalt på sprekkene vil den dempes raskere enn om sprekkene er parallelle med utbredelsesretningen. Små vinkler vil forsterke rystelsene. Større grad av oppsprekking vil redusere rystelsene.

Vanligvis vil styrken på rystelsene avta med avstanden på grunn av avstandsdemping. Denne dempingen skyldes hovedsakelig geometrisk demping og hysterese-demping. Etter hvert som bølgen brer seg utover må bølgeenergien fordele seg på stadig større flater. Dette kalles geometrisk demping. Hysterese-demping skyldes derimot absorpsjon. Ved sykliske belastninger med vekslende trykk- og strekkdeformasjoner går ikke materialet helt tilbake til utgangspunktet mellom hver belastning, slik at det resulterer i en ikke-reverserbar deformasjon.

En del av energien vil reflekteres ned i fjellet ved overgangen mellom fjell og luft, men bølgene vil bevege seg langs fjelloverflaten som overflatebølger. Dette fører til at en på områder med lave forventede rystelser i stedet vil få en forsterkning av disse, se figur 3 (NTNU-Anleggsdrift, 1998).



FIGUR 3 FOKUSERING AV RYSTELSER GRUNNET TOPOGRAFI OG GEOLOGI (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998)

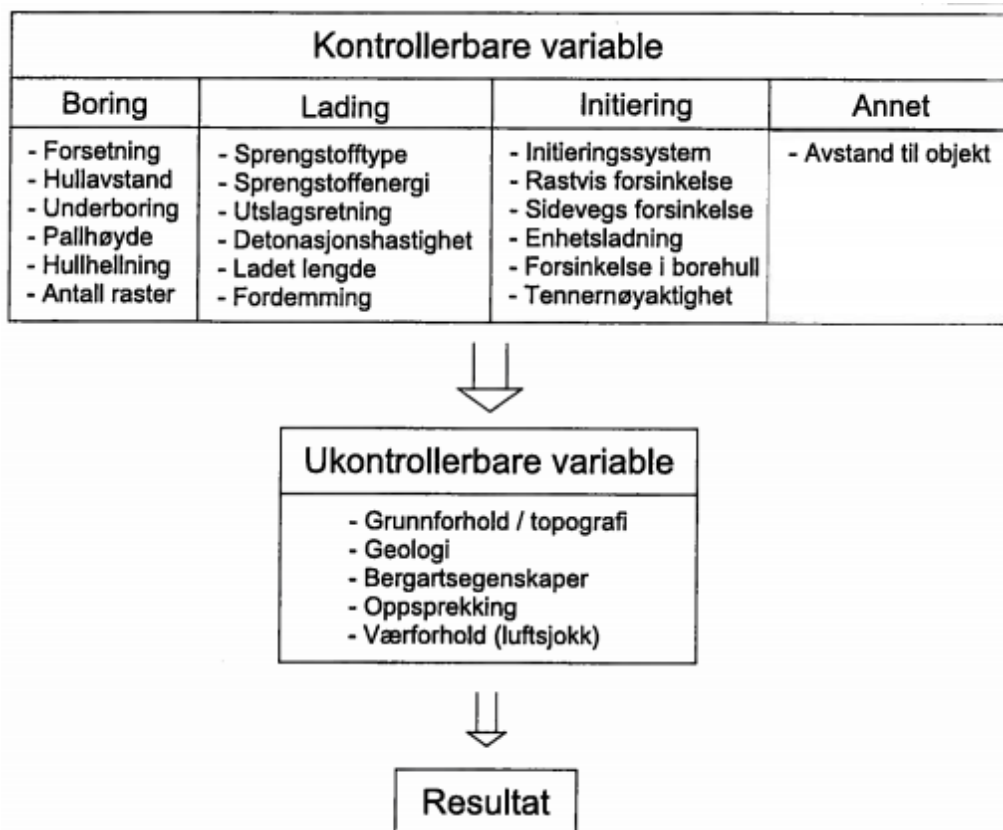
### 5.1.3 NORSK STANDARD:

For å unngå skader skal det fastsettes grenseverdier for sprengningsinduserte vibrasjoner. Metoden for dette er beskrevet i Norsk Standards «NS 8141-1:2012 Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og byggverk». Verdien gjelder byggverkets fundament. Denne standarden bygger på den tidligere standarden «NS 8141 Vibrasjoner og støt – Måling av svingehastighet og beregning av

veiledende grenseverdier, for å unngå skade på byggverk» fra 2001. Forskjellen på disse er at den nye standarden tar høyde for påvirkning av de ulike frekvensene som beskrevet tidligere. Da lavere frekvenser er mer skadelig enn høye frekvenser benyttes frekvensveide svingehastigheter som vibrasjonsmål. Den gamle standarden var basert på måling av toppverdi av uveid svingehastighet. I tillegg til dette gir den nye standarden parametre spesielt tilpasset tunneler og bergrom. I den forrige standarden måtte verdier for vanlige byggverk benyttes, noe som kan føre til mer usikkerhet i grenseverdiene.

#### 5.1.4 FORSIKTIG SPRENGNING:

Rystelsesnivået bestemmes hovedsakelig av avstanden mellom ladningen og målepunktet, samt detonerende ladmengde, det vil si ladning per tennernummer. I tillegg spiller overføringsforholdene mellom salven og målepunktet, for eksempel bergartsparmetre, borenøyaktighet og oppsprekking en viktig rolle. Andre faktorer vises i figur 4.



FIGUR 4 FAKTORER SOM INNVIRKER PÅ RYSTELSESnivÅET VED SPRENGNING (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998)

For å unngå at rystelsesnivået ikke overskrider grenseverdiene i utfordrende områder benyttes forsiktig eller redusert sprengning som metode. Metoden er utviklet etterhvert som stadig flere prosjekter utføres i tettbygde strøk, ved eksisterende byggverk eller ved sensitivt utstyr.

Redusert sprengning utføres på ulike måter:

- redusert salvelengde
- redusert ladning
- først drive pilot, deretter strosse ut
- først drive ut toppstoll, deretter nedre del

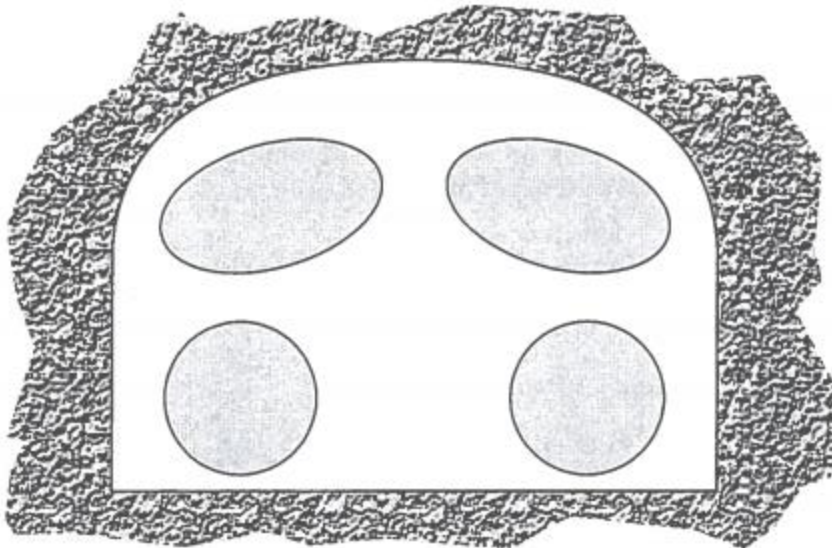


Dette medfører redusert kapasitet, økt tidsforbruk og økte kostnader, men med gode løsninger, planlegging og oppfølging trenger det ikke være slik. Det kan være en fordel å drive med delte tverrsnitt, særlig ved store tverrsnitt.

Forsiktig sprengning er ingen eksakt vitenskap, slik at avvik vil forekomme. Det er derfor viktig å ha klare planer for hvordan avvik skal håndteres. Prøvesprengninger kan foretas for å unngå skader ved sprengning. Dette foregår da ved at prøvehull bores ned til aktuell tunneltrase og deretter måles vibrasjoner. Prøvehullene inneholder varierende ladning og har ulike avstander. Resultatene føres deretter i en protokoll. Videre under sprengning bør det installeres rystelsesmålere for å ha kontroll på rystelsesnivået underveis som overvåkes (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

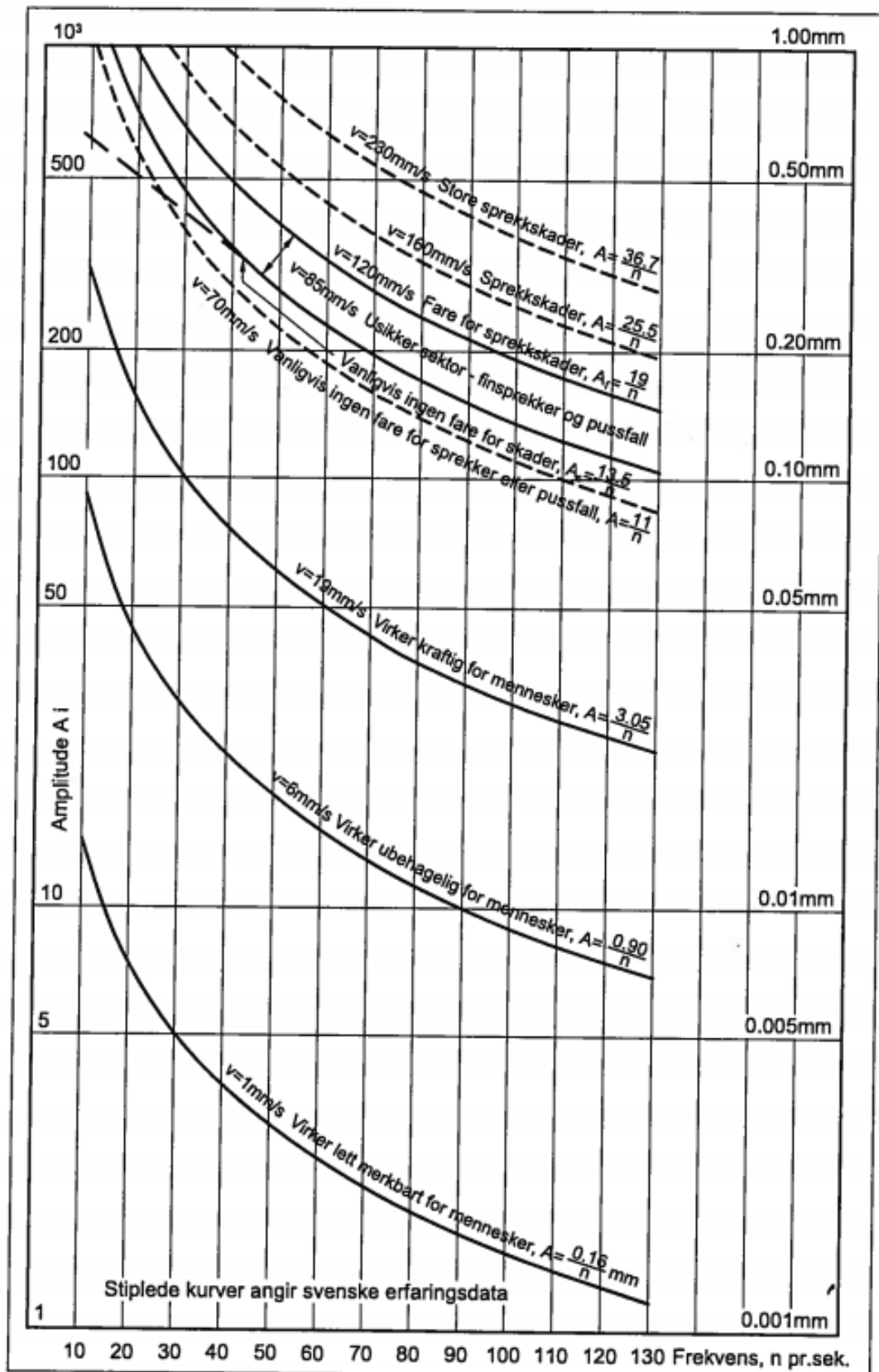
#### 5.1.5 STØRSTE RYSTELESER:

Oppfatningen om at sprengning av kutten gir de største vibrasjonene er utbredt. Derimot er det slik at ved sprengning av kutten har denne liten hullavstand, liten forsetning, nøyaktig boring, lav innspenning og høy spesifikk ladning og gir derfor sjelden de høyeste rystelsene. Det viser seg at de største utslagene derimot kommer fra vederlagene og de nedre hjørnene i tverrsnittet, se figur 5.



FIGUR 5 DELER AV TVERRSNITTET MED HØYST RYSTELESER (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998)

Virkninger av rystelser fra fjellsprenghing på bygninger og mennesker er vist i figur 6.



FIGUR 6 VIRKNING AV RYSTELSER PÅ BYGNINGER OG MENNESKER (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998)

Tunnelsalver har vanligvis en varighet på 4-6 sekunder. Ved å installere rystelsesmålere er det da mulig å lese av tennerintervall fra salven for å se når i salven de høyeste rystelsesverdiene forekom. Basert på denne informasjonen kan videre forløp for arbeidet bestemmes. Bruk av rystelsesmålere er en forutsetning for å holde kontroll på vibrasjonene under forsiktig sprengning (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

#### 5.1.6 TENNSYSTEMER OG SPRENGSTOFF:

For store tverrsnitt blir det ofte for få tilgjengelige tennernummer i standardseriene, både ved elektriske og ikke-elektriske tennersystem. Det anbefales derfor at Nonel LP, Nonel Unidet eller tilsvarende benyttes. Disse opprettholder en høy produksjon, også ved forsiktig sprengning. Nonel-systemets fleksibilitet gjør at seriene kan utvides å gi flere intervall enn vanlig. Med flere tennernumre kan samtidig detonerende sprengstoffmengde reduseres, slik at de sprengningsinduserte rystelsene også minkes.

Ulempen med elektriske tennere er at de gir liten frihet når det gjelder variasjon i intervalltider. Ved begrensninger i ladningen må både milli- og kvartsekundserien benyttes og det må ikke hoppes over enkelte tennernummer. Dette kan være vanskelig å oppnå pga nødvendig forsinkertid for fjellets bevegelse. Ved kombinasjon av Nonel LP/MS og Nonel LP er det 37 tilgjengelige tennernummer. Nonelsystemet gjør det mulig å modifisere tennplanen, slik at den samsvarer med ønskede krav.

Forsiktig sprengning i tunnel forutsetter Nonel LP og Nonel MS i kombinasjon (hybridsystem). En har da muligheten til å benytte full salvelengde og fullt tverrsnitt.

Patronert sprengstoff er fordelaktig da de gir lavere rystelser enn bulksprengstoff. Når vibrasjonsnivået er under kontroll kan en øke andelen bulksprengstoff. Høy detonasjonshastighet gir høyere rystelser (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

#### 5.1.7 AVVIK:

Det er imidlertid ikke alltid at sprengningen går helt som planlagt. I nedre stross er det mye tettere mellom borhullene, slik at det er større sannsynlighet for at flere hull kan gå av samtidig og dermed skape større enhetsladning og rystelser. Dersom man ser på tennernumrene i en tennplan vil man oppdage at det i nedre stross også er tettere mellom tennernumrene enn i øvre stross. Dette skyldes at tennerne i de ulike hullene har en viss unøyaktighet angående når de går av. For de laveste tennernumrene er usikkerheten mindre enn for de høyere numrene. Denne usikkerheten er gitt som normalfordelinger til hvert tennernummer. Dersom to av kurvene som angir usikkerheten krysser hverandre vil man kunne få tenning av to hull samtidig. Det er derfor større sjanse for at hull i nedre stross går av samtidig fordi det er tettere mellom numrene her.

Dersom hullene er lagt opp slik at flere hull går av samtidig, men at de er plassert langt unna hverandre i tverrsnittet kan avstanden mellom dem gjøre at rystelsene ikke blir like høye selv om lademengden skulle tilsi dette (Vegard Olsen, møte 10.mai 2013).

Vibrasjoner som man ikke har noen logisk forklaring på skyldes som regel:

- unøyaktig boring
  - geologiske forhold
  - initieringsfeil
  - grunnvannsstand
  - egensvingninger
  - målefeil
- (NTNU-Anleggsdrift, 1998)

### 5.1.8 PÅHUGG:

Fjellkvaliteten er ofte dårligere ved påhuggene enn ellers. Arbeider her må derfor utføres forsiktig. Retning og helning på påhugg og forskjæring må vurderes ut fra markerte svakhetsplan i bergarten. Ved planlegging av sprengningen må hensyn tas slik at en unngår å underkutte potensielle glideplan som fører til ustabile skjæringer.

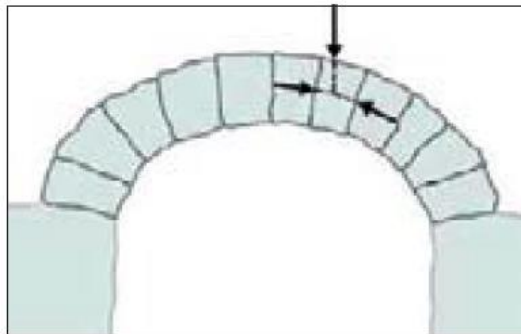
Det er vanlig å utføre arbeidene ved påhuggsområdet med forsiktig sprengning til en når mer stabilt fjell. Dette foregår ved å benytte reduserte salvelengder eller eventuelt drive en pilot først, for så å strosse ut til fullt tverrsnitt.

Ved to løp skal minste avstand mellom teoretiske sprengningsprofil være 10 meter, med unntak av påhuggsområdet der denne kan fravikes dersom forholdene tilsier det (Statens vegvesen, 2010a).

## 5.2 Overdekning

Avstanden mellom tunnelens tak og opp til terrengets overflate er svært viktig for stabiliteten. Det kan imidlertid ikke gis noe eksakt svar på hvor stor denne avstanden bør være, da dette avhenger av geologien og fjellets egenskaper.

Fjellet skal helst holdes oppe av egen styrke ved at vekten av den overliggende massen bidrar til å holde buen stabil som vist i figur 7. Dersom overdekningen og dermed massen blir for liten vil det utgjøre en risiko for kollaps eller nedfall i tunnelen.



FIGUR 7 BUEPRINSIPPET (NORWEGIAN TUNNELLING SOCIETY, 2010)

Nødvendig overdekning må derfor vurderes i hvert tilfelle ut fra de forhold som finnes i området. Deretter kan plasseringen bestemmes på bakgrunn av disse.

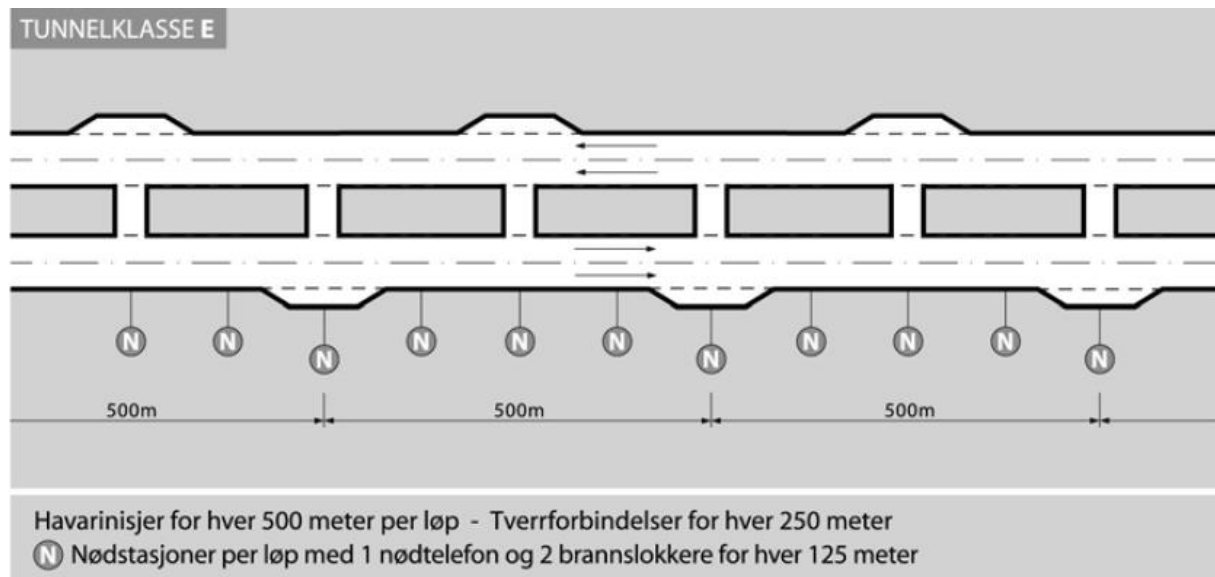
I notat «E6 Ranheim – Værnes, forprosjekt 2012» anses ikke overdekningen å være et problem verken på nord- eller sørsiden.

## 5.3 TVERRFORBINDELSER

Når to parallelle tunneløp etableres er det behov for for å se på tverrforbindelser mellom disse. Slike forbindelser har flere praktiske fordeler. Ved driving av to parallelle løp bidrar de til å forenkle arbeidet ved flytting av utstyr mellom løp, korte ned kjøreavstander og brukes til snunisjer som sammen gir effektiv drift av tunnelene. Videre kan tverrslag benyttes til å gå inn i en planlagt tunneltrasé for så å drive tunnelen fra flere stuffer.

Ved nødstop i tunnel er det nødvendig å ha havarinisjer. Etter håndbok 021 kreves det at slike nisjer etableres for hver 500 m i hvert av løpene ved tunnelklasse E. Det er også behov for tekniske rom, pumpestasjon, tverrforbindelser o.l. Det er da en fordel å kombinere plasseringen av de ulike nisjene.

Det er videre behov for nødutganger slik at trafikantene kan forlate tunnelen på en trygg måte i tilfelle noe skulle skje, samt tilgang for redningstjenester. Ved to parallelle løp er kravet til nødutganger at det skal legges til rette for rømning via gangbare tverrforbindelser. Slike tverrforbindelser bygges som regel med tunnelprofil T4. Maksimal avstand mellom disse skal være 250 m, se figur 8.



FIGUR 8 TVERRFORBINDELSER (STATENS VEGVESEN, 2010A)

Tverrforbindelsene har dermed flere bruksområder, som hver stiller krav til lengden av disse og dermed naboløpets plassering. Generelt sett vil det være ønskelig å holde tunnellopene så nære hverandre som mulig for å redusere inngrepene i dagen og korte ned kjøreavstander. En kortest mulig avstand er også ønskelig ved rømning, for å øke sikkerheten og få gode og trygge rømningsveier. Det finnes imidlertid ingen krav til maksimal lengde på slike rømningsveier (Harald Inge Johnsen, møte 04.april 2013).

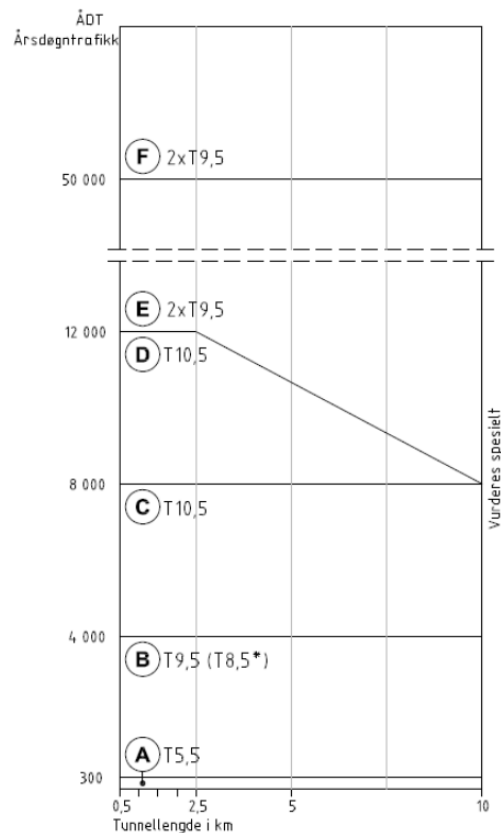
Når det gjelder utføringen av arbeidet, er det ønskelig med kortest mulig kjøreavstand og dermed korte tverrforbindelser. Derimot må en ta hensyn til rystelsene som induseres av sprengningsarbeidet. En er avhengig av at avstanden mellom løpene er stor nok til at rystelser som kommer av arbeidet i det nye løpet ikke påvirker det eksisterende løpet eller installasjonene her.

## 5.4 TVERRSNITT

### 5.4.1 TUNNELKLASSER

Når tunnelens tverrsnitt skal bestemmes, følges en inndeling av tunnelklasser gitt i håndbok 021, se figur 9. Tunnelklassen fastsetter størrelsen på tverrsnittet ut fra gjeldende trafikkmengde og tunnallengde. Tverrsnittet må tilpasses slik at kjøretøy kan passere med tilstrekkelig avstand, samtidig som det må være plass til installasjoner som skilt, ventilasjon, lys osv. Med jevne mellomrom skal det i tillegg være plass til ulike nisjer, noe som krever plass i fjellet. Det stilles videre krav om at tverrsnittet skal være slik at vegen inne i tunnelen får en standard lik vegen utenfor tunnelen. Dette skal forhindre store forskjeller og overganger som kan overraske trafikantene og dermed føre til trafikkfarlige situasjoner.

Ujevne trafikkmengder eller høy tungtrafikkandel kan innvirke på valg av tunnelklasse. Klassene legger føringer for tunnelprofil, behov for havarinisjer, snunisjer, gangbare tverrforbindelser, nødutganger og sikkerhetsutrustning (Statens vegvesen, 2010a).



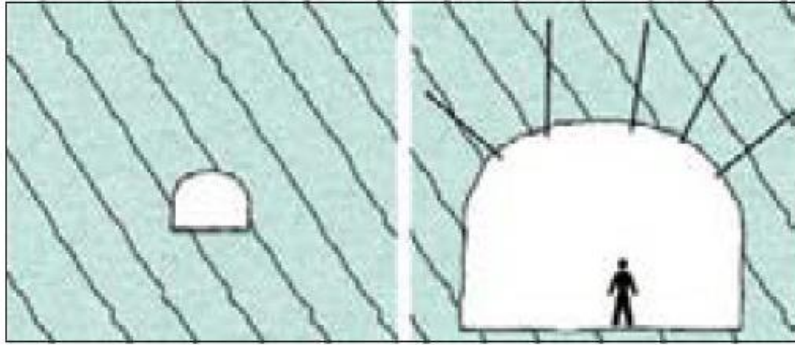
FIGUR 9 INNDELING TUNNELKLASSER (STATENS VEGVESEN, 2010A)

#### 5.4.2 MODERNE VEGTUNNELER

Det ble i perioden 2008-2011 gjennomført et forsknings- og utviklingsprogram kalt «Moderne vegtunneler» i Statens vegvesen. På grunn av stor utvikling innen tunneldrift og endringer av rammebetingelser de siste 30 årene har det vært behov for å se på nærmere på dette og utvikle en ny strategi basert på dagens kunnskap og erfaring. Dette programmet tar for seg hvordan planlegging, bygging, vedlikehold, rehabilitering og oppgradering av tunneler bør utføres for å bedre sikkerhet i norske tunneler (Statens vegvesen, 2012e).

Det er i programmet gjort endringer av ulike parametre, deriblant tverrsnitt. Det er derfor viktig å ta hensyn til disse endringene ved planlegging av nytt løp.

Grunnen til at tverrsnittet er viktig i forhold til plassering av løp, er at størrelsen på tverrsnittet har stor påvirkning på fjellets og tunnelens stabilitet og nødvendig sikringsmengde, og dermed påvirker nødvendig avstand mellom løpene. Dette vises i figur 10.



FIGUR 10 TVERRSNITT OG STABILITET (NORWEGIAN TUNNELLING SOCIETY, 2010)

## 5.5 STIGNING OG KURVATUR

Når det gjelder den geometriske utformingen av tunneltraséen gjelder stort sett de samme regler for veg i dagen som for veg i tunnel. Det er likevel noen punkter som skiller seg ut og som må tas hensyn til. I utgangspunktet har ikke linjeføringen noe å si for hvor stor avstand det bør være mellom tunneløp annet enn at en må velge en kurvatur og plassering slik at løpene ikke svinger inn mot hverandre. Her presenteres de prinsipper som vil bli gjeldende for Væretunnelen.

Hovedforskjellene som skiller en tunnel fra veg i dagen er:

- Liten eller ingen sideaktivitet
- Like forhold sommer og vinter
- Jevne lysforhold, bortsett fra overgangssonene mellom dag og tunnel.
- Vanskelig å bedømme stigning og fall
- Vanskelig å bedømme avstand til kjøretøy
- Andre viktige forhold som sikkerhet, evakuering, redning osv.

Derfor må tunnelene utformes noe annerledes. Det er særlig viktig å velge riktige konstruksjons- og utstyrsløsninger i plan- og byggefasen med hensyn til drift, vedlikehold og levetidskostnader, samt å tilstrebe en lik standard for tunneler som ligger etter hverandre langs en strekning.

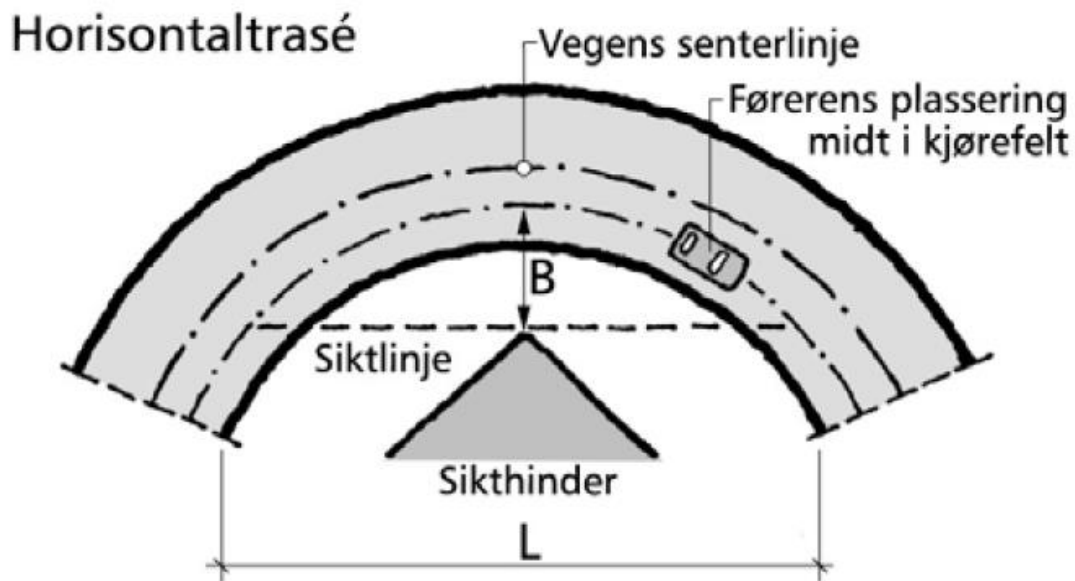
### Utforming:

Antall kjørefelt i hver retning skal ikke reduseres inne i tunnelen, heller ikke om det først skjer en økning inne i tunnelen. Ellers er kravene til linjeføring stort sett de samme som for veg i dagen. Unntakene er forhold som angår avstanden fra tunnelveggen til vegbanen. Da denne er svært liten vil siktforholdene i tunnelen reduseres, slik at det må kompenseres ved å dimensjonere med en stivere kurvatur.

Siktkrav varierer med dimensjoneringsklasse og stigning. For tunneler med to løp er kravet til stoppsikt avgjørende for minste horisontalkurveradius. Når det gjelder breddeutvidelse gjelder samme krav som ved veg i dagen.

Minste horisontalkurveradius kan beregnes ut fra formelen  $R=LS^2/8B$  [m], se figur 11.

Der:  $R$  = Minste horisontalkurveradius  
 $LS$  = Siktkrav  
 $B$  = Avstand fra bilførerens øye til tunnelveggen.  
 Øyet regnes å ha avstand 1,1 m over bakken og ligge midt i kjørefeltet.



FIGUR 11 HORISONTALTRASÉ (STATENS VEGVESEN, 2010A)

Tunneler skal ikke bygges med mer enn 5 % stigning, bortsett fra undersjøiske tunneler (Statens vegvesen, 2010a).

Avhengig av hvilken standard som velges for strekningen, får vegen ulike krav til kurvatur. De aktuelle standardene er H7 og H9. Under vises hvilke krav som blir avgjørende ved de ulike tilfellene etter høringsutgaven til ny håndbok 017:

	H7	H9
Minste horisontalradius	300 m	700 m
Minste vertikalradius høybrekk	4400 m	13 600 m

(Statens vegvesen, u.d.)

Da dagens tunnel er tilnærmet rettlinjert og det nye løpet også forventes å bli det, vil ikke krav til kurvatur være noe problem.

## 5.6 TRAFIKKAVVIKLING

Ved arbeider på eller i nærheten av trafikkerte veger er det vanskelig å unngå at trafikken blir påvirket. Gode løsninger er viktig for å sikre framkommeligheten underveis og trafiksikkerheten til både trafikantene og arbeiderne på strekningen. Tydelig sikring og varsling er nødvendig for å få utført arbeidet på en trygg og effektiv måte dersom arbeidet kommer i konflikt med trafikken. Selv om det optimale er å få adskilt anleggsområdet fra trafikken vil det gjerne være områder, koblingspunkter, der vanlig trafikk og anleggstrafikk vil komme i konflikt (Statens vegvesen, 2011)

Ved driving av et parallellt tunnellop må avstanden mellom de to løpene være stor nok til at eksisterende tunnel ikke påvirkes av arbeidet. For å effektivisere prosessen er det en fordel å stenge området for trafikk. På en større veg uten gode omkjøringsveier er dette imidlertid vanskelig og selv små trafikkstanser kan føre til lange køer og store forsinkelser. Arbeid som krever stenging kan derfor med fordel utføres på nattestid, da både effektivitet og trafiksikkerhet øker (Statens vegvesen, 2012f).



## 5.7 MASSETRANSPORT

I et tunnelprosjekt er det store masser som skal flyttes på. God planlegging er viktig for å slippe å flytte massene flere ganger enn nødvendig. Etter sprengning kan røysa lastes ut og transporteres til et mellomlager før det videre fraktes til et større deponi eller til et annet bruksområde. Som del av et større vegprosjekt er det en stor fordel dersom massene kan brukes til andre formål i nærheten, for eksempel som masser i vegkroppen. Lengre transportetapper er kostbart, tidkrevende og gir behov for veger som er dimensjonert til å tåle stor vekt og gjentatte passeringer. Ikke minst er det viktig å ta hensyn til miljøperspektivet ved planleggingen av massetransporten.

Store overskudd fra slike prosjekter må medregnes. Løsmasser kan benyttes til dyrking av tapte jordbruksområder, mens fjellmasser er egnet til vegformål og oppfyllinger. Deponiområder krever store arealer som ikke skal gi for store inngrep i naturen samtidig som vekt og omfang krever grundige geotekniske vurderinger av aktuelle områder (Statens vegvesen, 2012f).

Gode løsninger for massedeponi må derfor avklares på et så tidlig stadium som mulig for å kunne utføre dette på en mest mulig effektiv og miljøbesparende måte da det vil påvirke drivingen av tunnelen.

## 5.8 VURDERING AV RAMMEBETINGELSER

På grunn av oppsprekningen i fjellet vil rystelsene fra sprengningen reduseres. Det er imidlertid ikke mulig å forutsi hvilken retning disse sprekkene har før det er gjort nærmere undersøkelser, slik at det er vanskelig å si noe om hvordan dette påvirker de endelige resultatene. Det er derimot viktig å være observant på situasjoner som kan påvirke rystelsene, slik at man tar høyde for dette under planleggingen. Dette gjelder naturligvis også andre geologiske endringer som for eksempel svakhetssoner. Forsiktig sprengning må benyttes ved dårlig fjellforhold, spesielt i påhuggssoener og i nærhet til naboløp. I tillegg må tenntennsystem og sprengstoff vurderes for å skape minst mulig rystelsesnivå. God planlegging forbedrer effektiviteten av drivingen. Når det gjelder skader på den eksisterende tunnelen er dette avhengig av bergets kvalitet, utført sikring, andre installasjoner og tilstanden til disse.

Selv om rystelser vil oppleves ubehagelige er de ikke farlige. Ved å opplyse om når sprengninger vil foregå, kan mindre skader som for eksempel gjenstander som faller ned unngås ved at folk er forberedt og kan forhindre dette. Rystelser må overvåkes med rystelsesmålere slik at man har kontroll på vibrasjonsnivået slik at større skader på bygninger unngås. Det er da ikke noe i veien for å bedrive sprengningsarbeid på kveldstid. På natten er spørsmålet heller hvorvidt disse rystelsene vil høres og føles, om de er et problem for nattesøvn eller ikke.

Inngrep i dagen taler for en kort avstand mellom løpene. Det er ingen krav til lengde av tverrforbindelsene, men rystelsesnivået vil bli avgjørende for dette. Samtidig som rystelsesnivået avtar etter hvert som avstanden øker vil de lave frekvensene lengre unna kunne gjøre mer skade enn de høye nærmere løpet.

I følge håndbok 021 skal tunnelklasse E velges, dvs to løp med tverrsnitt 9,5. Dette er basert på trafikkmengde (20 000 kjt) og tunnelens lengde. Imidlertid må rapporten fra «Moderne vegtunneler» også tas hensyn til. Her foreslås det at tunnelprofil T10,5 bør velges i stedet for T9,5. Det tas i denne oppgaven utgangspunkt i T10,5.

Med tanke på trafikkavvikling og sikkerhet bør løpene etableres med god avstand mellom seg. Plassering bør uansett vurderes opp mot risikoen for arbeidere og trafikanter, slik at en liten avstand kompenseres for ved god sikring mellom trafikk og anleggsområde, så langt dette er mulig.

## 6. ANDRE PROSJEKTER

*For å kunne si noe om rystelser i Væretunnelen er det verdifullt å se på erfaringer fra liknende prosjekter. Særlig interessant er det å se på prosjekter der det er foretatt rystelsesmålinger i gammelt løp under driving av nytt parallellt løp. Grunnen til at det er spesielt viktig å ta stilling til dette er at trafikken må kunne gå minst mulig påvirket i det eksisterende løpet i tillegg til at skader må unngås på hvelv og installasjoner. Selv om det i flere prosjekter er etablert parallelle løp, er det få av disse som samtidig har målt rystelser i eksisterende tunnellop. I de fleste tilfeller er det kun gjort rystelsesmålinger på nærliggende bebyggelse. En kort oppsummering av de viktigste erfaringene vil bli gitt i slutten av kapittelet.*

### 6.1 ERFARINGER EIDSVOLLTUNNELEN

Det ble i desember 2007 påbegynt et stort samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen og Jernbaneverket på strekningen Gardermoen – Biri (Statens vegvesen, 2012g). Utbedring av både E6 og jernbane ble satt i gang for å bedre forbindelsen mellom nord og sør. Dette innebar blant annet et nytt tunnellop til den eksisterende Eidsvolltunnelen. Nytt parallellt løp ble sprengt ut uten store problemer eller skader på det eksisterende løpet. Det sto ferdigstilt i 2011, sju måneder før opprinnelig planlagt (Veidekke, 2011).

#### 6.1.1 OM TUNNELEN

Tunnelen har en lengde på 1200 m, og fjellstappen mellom løpene varierer mellom 10-40 m. Fjellet består hovedsakelig av bergarten gneis. Det gamle løpet ble bygget i 1993 og har veggelementer av betong, hvelv av PE-skum med nettarmert 6 cm sprøytebetong som brannsikring. Av sikring er det brukt bolter uten systematisk bruk av sprøytebetong (Øyvind Holemark, e-post 12.feb. 2013).

#### 6.1.2 RYSTELESER

Det ble ikke foretatt rystelsesmålinger i det gamle løpet under driving av nytt løp. Det ble derimot målt rystelser i hus over tunnelen, der overdekningen var ca. 50 m (Øyvind Holemark, e-post 12.feb. 2013).

#### 6.1.3 DRIVING

Først ble forskjæringer sprengt ut, deretter ble tunnelen sprengt med inndrift fra to sider. I etterkant av ferdigstillingen av det nye løpet ble det gamle løpet utbedret (Veidekke, 2011).

#### 6.1.4 TRAFIKKAVVIKLING

Det ble besluttet å stenge E6 for trafikk mot at det ble etablert en midlertidig rundkjøring som ledet trafikken inn på lokalveiene. Dette var en fordel med tanke på effektiv driving (Veidekke, 2011).

Tunnelen ble drevet med inntil fire salver hver dag. Tillatt tidsrom for sprengning var:

Mandag – torsdag:	07 – 15 og 18 – 22
Fredag:	07 – 13 og 20 – 22
Lørdag:	07 – 18

Det var da tillatt å sprengne hver hele time (Statens vegvesen, 2010b).

#### 6.1.5 BEGRENSNINGER/TILTAK

Det ble ikke gjort begrensninger på ladningene. Ved skyting av salver ble trafikken i det gamle løpet stanset inntil befarung var gjennomført for å undersøke om det hadde oppstått sprekke dannelse eller deformasjoner i hvelvet. Dette tok ca 10-15 minutter (Øyvind Holemark, e-post 12.feb. 2013).

### 6.1.6 SKADER

Ingen synlige skader ble observert til tross for at sprengningen ble gjennomført uten restriksjoner. En kunne derimot høre at det falt ned mindre steiner på hvelvet. Avstanden mellom fjellet og vann- og frostsikringen var imidlertid for liten til at en kunne gå inn bak hvelvet for å inspisere, men på grunn av en brann på et senere tidspunkt ble 130 m av takhvelvet revet. Det ble da observert noe nedfall som kunne stamme fra sprengningen (Øyvind Holemark, e-post 12.feb. 2013).

## 6.2 ERFARINGER FRA STRINDHEIMTUNNELEN

En annen del av Vegvesenets prosjekt E6 Trondheim – Stjørdal er Strindheimtunnelen hvor drivearbeidet startet i juni 2010 og ble avsluttet i november 2012. Etterarbeidet pågår i skrivende stund. Her er to nye tunnellop gjennom sentrumsnært og tettbygd strøk etablert, hvert løp har en lengde på 2 km. Fjellstabben mellom løpene er 10 m tykk (Hlynur Gudmundsson, befaring i Strindheimtunnelen 01.februar 2013).

### 6.2.1 RYSTELESER

Forskjellen på Væretunnelen og denne er at det her ble drevet to nye løp samtidig. Det var derfor ikke naboløpet som var begrensende faktor med hensyn på rystelser, men derimot naboene i området. Vegvesenet har imidlertid vært klar over utfordringen i Væretunnelen og dermed montert en rystelsesmåler på fjellstabben i naboløpet under drivingen. Resultatene fra disse målingene omtales i kapittel 8.

### 6.2.2 TRAFIKKAVVIKLING

En annen forskjell mellom de to prosjektene er at det ved Strindheimtunnelen var omkjøringsmuligheter slik at det ikke ble det samme behovet for stans av trafikken og sprengningstider tilpasset trafikkvariasjonen.

### 6.2.3 NABOER

Det var likevel sprengningstider som måtte overholdes med tanke på naboer. Arbeider ble gjennomført gjennom hele døgnet, men det var ikke lov å utføre støyende arbeider som sprengning, pigging eller boring mellom klokken 23.00 og 07.00 på hverdager.

Alle hus i nærheten av tunnelen ble tilstandsregistrert i forkant av arbeidene og det ble lagt opp til god kommunikasjonsflyt mellom prosjektet og pårørende. SMS-varsling 15 minutter før sprengning ble også tilbudt (Statens vegvesen, 2010c).

### 6.2.4 SKADER

Det er verdt å merke seg at ingen skader eller sprekker ble observert underveis i arbeidet som følge av sprengningen (Hlynur Gudmundsson, e-post 15.mai 2013).

## 6.3 ERFARINGER GEVINGÅSEN

### 6.3.1 RYSTELESER

Ca. 13 km fra Væretunnelen, nordover langs E6, går Helltunnelen gjennom Gevingåsen (Geolnnsyn, 2013). Gevingåstunnelen og Helltunnelen krysser hverandre slik at jernbanen går under E6 og tunnelene har en klaring på 8 m (Helge Hoven, møte 04.april 2013). Det er på grunn av den geografiske beliggenheten nært Væretunnelen og problemstillingen med driving av ett løp i nærheten til et eksisterende løp svært interessant å se på erfaringer fra dette prosjektet.

For å følge med på vibrasjonene og unngå skader i Helltunnelen ble det montert flere rystelsesmålere, både i Muruvik, Hommelvik og Hell. Målingene ble foretatt av en uavhengig tredjepart. Arbeidene viste seg å gi svært lave rystelsesnivå, det var kun i Muruvik at rystelsene var målbare i det hele tatt. Under sprengningsarbeidene

ble det målt rystelser med maksimal svingehastighet på 4,5 mm/s. Dette var bare en sjettedel av den tillatte grenseverdien på 30 mm/s (Jernbaneverket, 2010a).

Tabell 2 viser rystelsesmålinger gjort inne i Helltunnelen viste svært svake svingehastigheter (Christoffer Østvik, møte 07.mars 2013).

**TABELL 2 RYSTELSESMÅLINGER MURUVIK**

Dato	Salve (ukeskjema)	skutt	Utslag tidspunkt	Utslag mm/s
11.05.2010				
11.05.2010		12:20		
12.05.2010		23:00	22:57	0,7
12.05.2010		08:04	08:08	0,79
13.05.2010		17:37	17:38	0,87
14.05.2010		18:00	18:00	1,04
14.05.2010		11:45	11:44	0,94
18.05.2010		22:15	22:12	1,44
18.05.2010		10:55	10:56	1,62
19.05.2010		22:00	22:00	1,74
21.05.2010		14:15	14:16	1,74

før montering

### 6.3.2 DRIVING

Tunnelen ble drevet fra tre stuffer, en fra Hell og to fra Muruvik i hver sin retning. Samtidig ble det drevet en rømningsveg parallellt med det vestlige løpet, dvs fire stuffer på samme tid. Boring/lading tok ca 5 timer. Salvelengden var 5 meter og hver salve var på 500 løse m<sup>3</sup>.

Utlastingen foregikk ved at dumpere kjørte massene til tipplassen. Der ble de hentet av Avinor og fraktet til Værnes. Utlastingen ble pga støy, ikke utført etter kl.23.00 (Jernbaneverket, 2009)

### 6.3.3 DRIVING AV TVERRFORBINDELSE

Det ble videre sprengt tverrslag mellom de to tunnelene, noe som krevde stans av trafikken. En gjennomgang av befaringsprotokollene (Cristoffer Østvik, møte 07.mars 2013) fra dette arbeidet gir et tydelig bilde av drivingen. Befaringene ble gjort i nisjen i Helltunnelen der tverrforbindelsen skulle etableres fra Gevingåstunnelen. Et sammendrag i stikkordsform er gitt under for å gi en best mulig oversikt over arbeidet. Dette inneholder tid for sprengning, salvelengder, utførte tiltak, stengetider for trafikk og merknader/spesielle hendelser .

**Befaringsprotokoll 1: Dato: 08.04.10 Tid: 18.30 Sted: snunisje møtepunkt**  
 Mindre betongklumper (sand til grus størrelse) støv/skitt fra heng . Hørtes godt fra E6  
 Redusert salve vurderes når rømn.tunnel utvides til 8 m

**Befaringsprotokoll 2: Dato: 09.04.10 Tid:18.30 Sted: snunisje møtepunkt**  
 Stengt 18.25-18.40  
 Mindre betongklumper (sand til grus størrelse) støv/skitt fra heng . Hørtes godt fra E6

**Befaringsprotokoll 3: Dato: 10.04.10 (lør) Tid:13.00 Sted: snunisje møtepunkt**  
 Stengt 13.00-13.10  
 Mindre betongklumper (sand til grus størrelse) støv/skitt fra heng . Hørtes godt fra E6

<b>Befaringsprotokoll 4:</b>	<b>Dato: 12.04.10</b>	<b>Tid:19.10</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
Stengt 19.15-19-30			
Sonderboring før salve uten å treffe vegtunnel			
Mindre betongklumper (sand til grus størrelse)	støv/skitt fra heng . Hørtes godt fra E6		
Betongklump 500 g funnet i vegbanen			
<b>Befaringsprotokoll 5:</b>	<b>Dato: 13.04.10</b>	<b>Tid:19.15</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
Stengt 19.25-19.45			
Sonderboring før salve: 12 m til vegtunnel			
Hørtes godt, ikke observert nedfall			
<b>Befaringsprotokoll 6:</b>	<b>Dato: 14.04.10</b>	<b>Tid:18.10</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
Stengt 18.20-18.45			
Sonderboring før salve: 9 m			
Pilotsalve 3 m, nær grenseverdi for rystelser			
Mindre betongklumper (sand til grus størrelse)	støv/skitt fra heng .		
<b>Befaringsprotokoll 7:</b>	<b>Dato: 14.04.10</b>	<b>Tid:22.15</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
Stengt 22.25-22.45			
Stross. Salvelengde 3 m, nær grenseverdi for rystelser			
Mindre betongklumper (sand til grus størrelse)	støv/skitt fra heng .		
<b>Befaringsprotokoll 8:</b>	<b>Dato: 19.04.10</b>	<b>Tid:22.15</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
Stengt 22.00			
Sonderboring før salve: 6 m			
Salve delt i to, 3 m lengde			
Mindre betongklumper (sand til grus størrelse)	støv/skitt fra heng .		
Ingen tegn til svekket sikkerhet i vegtunnel			
<b>Befaringsprotokoll 9:</b>	<b>Dato: 21.04.10</b>	<b>Tid:00.00</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
<b>Gjennomslag</b>			
Stengt 22.00			
Sonderboring før salve: 2-4,2 m			
Matter hengt opp, jersey-stein satt opp, nærliggende PE-plater ble kuttet til			
Salve delt i to			
Mindre betongklumper (sand til grus størrelse)	støv/skitt fra heng .		
Ny oppsprekking i sprøytebetongen i nisja, langs skjøt på PE-plater, ca 10 cm bred. Støv/skitt herifra			
Observert flere slike sprekker i nærheten			
<b>Befaringsprotokoll 10:</b>	<b>Dato: 22.04.10</b>	<b>Tid:22.00</b>	<b>Sted: snunisje møtepunkt</b>
Kontroll av sprekker			
Gamle sprekker har blitt utvidet, noen nye dannet.			

Av befaringsprotokollene ser man at sprengningene foregikk på kveld/nattestid, samt en lørdag formiddag. Arbeidet bød på få problemer. E6 ble stengt fra 10-25 minutter i forbindelse med sprengningsarbeidet av tverrforbindelsen. Det ble utført sonderboring for å bestemme avstand til gjennomslag i vegtunnelen og rystelsesmålinger for å kontrollere vibrasjonene. Her kom rystelsene opp mot grenseverdien på 30 mm/s, men kun nedfall av støv og skitt ble observert. En større betongklump (500 g) falt ned, men dette skjedde tidlig i etableringen av tverrforbindelsen, ikke i forbindelse med gjennomslaget. De fire siste salverundene (mulig flere) ble skutt med lengde 3 m, de tre siste salvene ble delt i pilot og stross. Det ble ikke antatt svekket sikkerhet i vegtunnelen, men etter gjennomslag ble noen nye sprekker, samt utvidelse av gamle sprekker observert.

Det eneste merkbare var at de to siste salvene (2\*3 m) medførte sjokkbølger som dannet riss i sprøytebetongen i vegg-tunnelen. Her kunne man med fordel benyttet reduserte ladninger eller salvelengder. (Helge Hoven, møte 04.april 2013).

Utfordringen med dette inngrepet var de mange installasjonene i Helltunnelen, deriblant belysning. God presisjon og erfaring hos entreprenøren gjorde imidlertid at ingen skader oppsto under arbeidet (Jernbaneverket, 2010b).

#### 6.3.4 TRAFIKKAVVIKLING

Avstanden mellom denne tunnelen og Helltunnelen (E6) er på det minste 8 m, der jernbanetunnelen krysser under Helltunnelen. Til tross for kort avstand mellom løpene ble tunnelen drevet uten at Helltunnelen ble stengt for trafikk under spregningsarbeidene (møte Helge Hoven 2013). Trafikkstansen i forbindelse med tverrslaget var hovedsakelig 10-25 minutter per salve. Befaringsprotokollene viser at dette arbeidet stort sett forgikk på kvelden og natten. I forbindelse med gjennomslaget var tunnelen stengt i 8 timer (Jernbaneverket, 2010b).

#### 6.3.5 NABOER:

Siden denne tunnelen er lokalisert svært nære Væretunnelen er det interessant å se på hvilke tiltak som ble gjort og hvilke erfaringer prosjektet satt igjen med i etterkant. Det viste seg effektivt å satse på informasjonsflyt og innspill fra naboer underveis. Møter, informasjon på internett og mobilvarsling ble derfor gjennomført. På denne måten ble tunnelvifter og jordvoller justert underveis for å best mulig skåne naboene fra det støyende arbeidet (Jernbaneverket, 2009).

### 6.4 ERFARINGER FRA STEINBERGTUNNELEN:

I tidsrommet mars-september 2006 ble Steinberg-tunnelen ved Ila i Trondheim sprengt ut i forbindelse med etablering av Nordre avlastningsveg (Statens vegvesen, 2010d).

#### 6.4.1 RYSTELSER

Under drivingen ble det registrert rystelser og tilhørende avstander til sprengningsstedet. Målingene som ble gjort hadde ikke frekvensveide verdier, men ble senere omregnet til omtrentlige frekvensveide verdier i det tidligere omtalte notatet *E6 Ranheim – Værnes, forprosjekt 2012*. Målingene ble foretatt på berg, se tabell 3 (Ine Gressetvold, møte 14.april 2013).

TABELL 3 ERFARTE RYSTELSER I AVSTAND FRA SPRENGNINGSSTED (STATENS VEGVESEN, 2012C)

Avstand fra sprengningssted m	Rystelser, størrelsesorden mm/s	Rystelser, størrelsesorden mm/s (frekvensveid)
100	4 (1-5)	1,5 (0-2)
50	10 (3-18)	4 (1-7)
<b>30</b>	<b>20 (5-30)</b>	<b>8 (2-12)</b>
20	22 (8-50)	9 (3-20)
15	40 (12-70)	16

### 6.5 VURDERING AV ANDRE PROSJEKTER

De tunnelene det her er sett på har alle blitt drevet uten store problemer. Det er foretatt rystelsesmålinger, men hovedsakelig på bygninger og ikke på naboløp. I prosjektene med naboløp har man hatt kontroll på rystelsesnivået og ikke hatt noen øvrige problemer tilknyttet dette. Erfarne entreprenører og presisjonsarbeid

har ført til gode resultater. Erfaringene fra Gevingåsen sier imidlertid at når løpene nærmer seg kan det med fordel benyttes redusert sprengning og pilot/stross for å unngå riss.

Når det gjelder stengetider har det ikke vært vanlig å drive arbeidet på nattestid. Årsaken til dette antas å være nærliggende bebyggelse, slik at det problemet ikke vil være like avgjørende for Væretunnelen. Ved sprengningsarbeidene i Gevingåsen ble ikke trafikken stanset under driving av hovedløpet til tross for kort avstand til vegtunnelen og ved Eidsvolltunnelen ble trafikken stanset i 10-15 minutter per salve. Det vil nok for Væretunnelen være aktuelt med stengetider på 20-30 minutter.

Fjellstappen har i de ulike prosjektene vært på 8, 10 og 10-40 m, noe som taler for at korte avstander er mulig å gjennomføre. Nærmere vurderinger må imidlertid gjøres underveis etterhvert som erfaring og kunnskapsnivået øker.

## 7. TRAFIKKAVVIKLING

*I dette kapittelet vil det bli sett på problematikken rundt stenging av vegen. Dette er spesielt krevende i dette tilfellet pga stor trafikkmengde og få omkjøringsmuligheter. Både trafikken, naboer og effektiv tunneldriving må tas hensyn til på best mulig måte. I tillegg spiller krav til skytetider og maksimal tillatt trafikkstans inn. Vurderinger gjøres underveis i kapittelet.*

### 7.1 TRAFIKKAVVIKLING OG STENGETIDER

Strekningen Trondheim – Værnes er sterkt trafikkert og dermed svært sårbar for forsinkelser og stengning av vegen. I forbindelse med sprengningsarbeid i nærheten av en trafikkert veg må det vurderes hvordan dette arbeidet skal gjennomføres. Det må vurderes om avstanden er stor nok til at trafikken ikke berøres av arbeidet, eller om det kreves midlertidig stenging av vegen. Det må da som et minimum stenges like før skyting av salven. Deretter må tunnelen tømmes for trafikk før salven skytes. Videre må løpet gjennomkjøres og sjekkes for nedfall, oppsprekking og andre skader, før trafikken igjen kan settes i gang. Eksempel på nødvendig tid til stans i Væretunnelen:

Stenging og tømming:	5 minutter
Skyting:	5 minutter
Gjennomkjøring og kontroll:	10 minutter
Dvs. totalt:	20 minutter

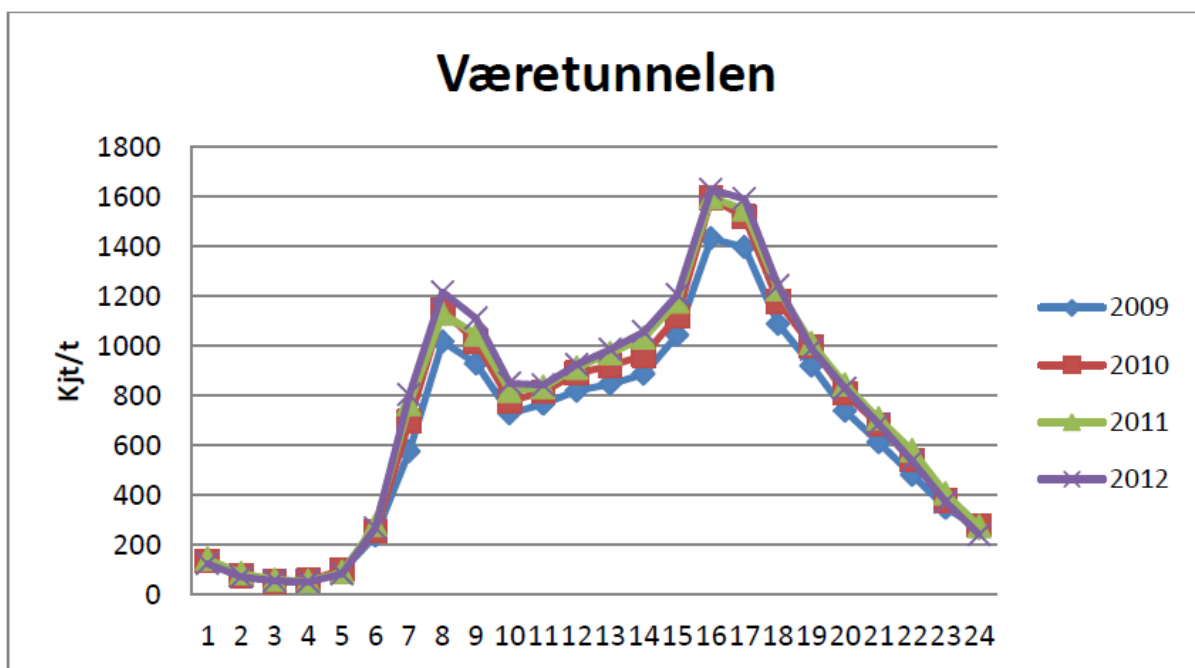
I følge Helge Hoven er det ved behov for å stenge vegen, eller dersom forekommer hendelser som skaper forsinkelser, mulig å benytte gamle E6 (Fv 950) som omkjøringsveg. Denne vegen er en tofeltsveg med tett bebyggelse i nærheten og har naturligvis lavere standard enn dagens E6, slik at bredden er smalere og svingene krappere. I tillegg er det rimelig å anta at den har begrenset kapasitet til å ta store trafikkmengder på grunn av dimensjoneringen. Det kan da være aktuelt å se på behovet for et nytt forsterkningslag. En omlegging av kjøremønster over lengre tid vil kreve forsterket vedlikehold både sommer og vinter for å sikre framkommelighet og trafiksikkerhet. Spesielt er det lite gunstig med tanke på tunge kjøretøy. Samtidig vil T-krysset i Vikhammer sentrum være en utfordring og mulig flaskehals, spesielt på vinteren (Helge Hoven, møte 04.april 2013).

Lavere fartsgrense og omvei tilsier at trafikantene må regne med en vesentlig forsinkelse ved omkjøring på gamle E6. Dette vil være en overkommelig løsning for små trafikkmengder, men det anbefales ikke å la hele dagens trafikkmengde på E6 ta denne omkjøringen.

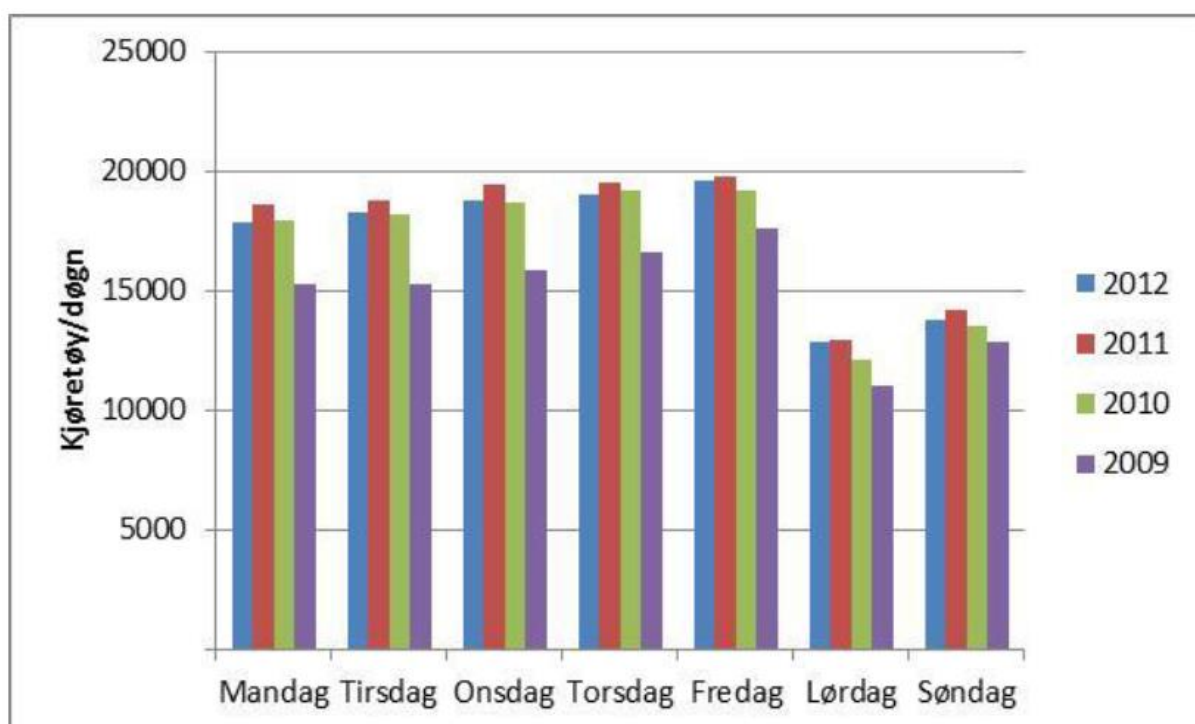
### 7.2 TRAFIKKVARIASJONER

Ved planlegging av stengetider er det flere faktorer som må tas hensyn til. Aktuelt for denne strekningen er fordelingen av trafikk for ulike tider av døgnet og over uken som ble utformet i en rapport fra Asplan Viak.





FIGUR 12 VARIASJON OVER DØGNET (ASPLAN VIAK, 2012)

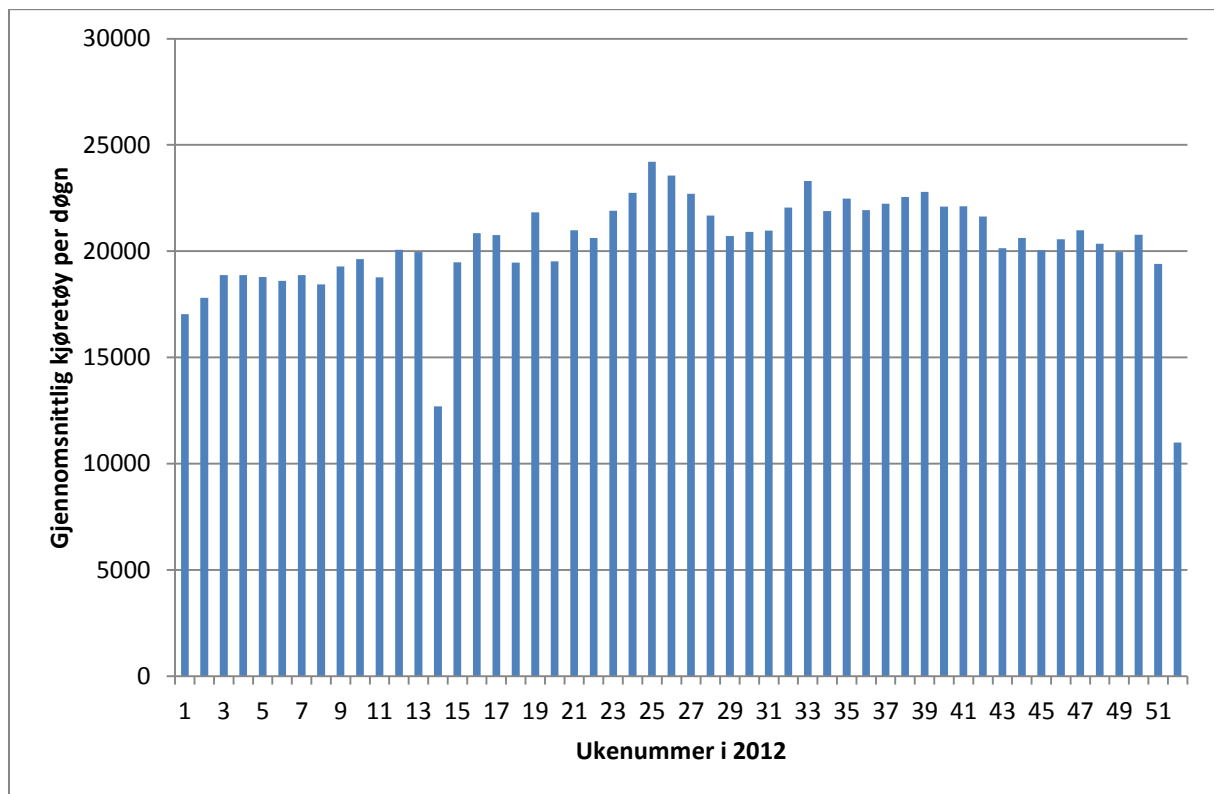


FIGUR 13 VARIASJON OVER UKA (ASPLAN VIAK, 2012)

Av grafene i figur 12 og 13 ser vi tydelig økningen i rushtrafikken og at det er størst trafikkmengde på ettermiddagen. Rapporten fastslår også at trafikken øker mest i timene før og etter rushtrafikken og at kapasiteten er i ferd med å nås. Videre sier erfaringer fra trafikantene at det er fredager at problemene med kø og forsinkelser er størst. Dette vises i figur 13, da det er her det er mest trafikk. Det legges også fram at døgnetrafikken er høyest fredag ved feriestart i juni. Det er derfor viktig å ta høyde for trafikkøkning ved spesielle utfartsdager.

Et annet interessant punkt i rapporten er at det på fredag ettermiddag er 10-20 % høyere trafikk på gamle E6 enn andre dager. Dette tyder på at mange allerede i dag velger å kjøre denne omveien for å spare tid og penger ved kø og bomstasjoner på dagens E6.

Figur 14 viser den gjennomsnittlige døgntrafikken fordelt på hver uke. Uke 14 er spesielt lav pga påskeferie. I uke 28-30 var det fellesferie og i uke 52 juleferie. Ellers er det få utpregede variasjoner over året. Uke 25 hadde høyest trafikk, dette er uken da sommerferien på skolene startet.



FIGUR 14 VARIASJON OVER ÅRET (TORE MOAN, E-POST 25.APRIL 2013)

### 7.3 NABOER

I forhold til stengetider er det gunstig å utføre arbeidet når det er minst mulig trafikk på veien. Arbeid på nattetid kan derfor være å foretrekke. Det som imidlertid taler mot dette er naboene i området. Sprengning og annet støvende arbeid som transport og tipping vil være svært sjenerende.

I tillegg vil rystelsene som induseres av arbeidet kunne virke ubehagelige. Mennesker har evne til å merke svært små rystelser og selv om de er helt ufarlige kan de føles ubehagelige (Statens vegvesen, 2010e).

Fra satellittbilder (Google maps, 2013) ser man at det i nærheten av Væretunnelen er lite bebyggelse, men noen gårder ligger nære nok til å kunne merke arbeidene. I tillegg er det et asfaltverk like ved tunnelåpningen på vestsiden, men dette regnes ikke å bli påvirket av støy og rystelser. Fra andre prosjekter, eksempelvis Strindheimtunnelen, ble det arrangert jevnlig møter med naboer og andre interesserte, det ble gitt informasjon og opplyst om arbeidet, slik at publikum skulle få ta del i prosessen. På denne måten ble det etablert et godt forhold mellom pårørende og prosjektet. Spesielt med tanke på sprengninger ble det opprettet et varslingssystem slik at de som ville ble varslet pr SMS før hver sprengning i tillegg til at det ble utført i kjente tidsintervaller. Dette ga gode resultater og bør derfor også tas i bruk ved Væretunnelen. Siden det er så få som ser ut å bli påvirket av arbeidene kan det også vurderes å tilby erstatninger som midlertidig boplass,

hotellopphold o.l. i utsatte perioder. Dette vil en tjene på ved at en får mer effektiv driving, der en slipper å ta hensyn til naboene i like stor grad (møte Harald Inge Johnsen 04.april.2013).

## 7.4 SPESIELLE FORHOLD

Store deler av trafikken er tilknyttet Trondheim lufthavn Værnes og denne må opprettholdes under anleggsperioden uten store forstyrrelser. Siden jernbanen er lokalisert i god avstand fra Væretunnelen, antas det å ikke bli aktuelt å stenge denne i forbindelse med arbeidene her. Det vil dermed være en fordel om trafikantene velger å benytte togtilbudet framfor personbil i anleggsperioden.

	Tog	Buss	Buss passerer Væretunnelen
Tidligste adkomst Værnes:	05.48	04.55	ca. kl.04.30
Seneste avgang Værnes:	22.54	23.59	ca. kl.00.30

Disse tidspunktene er hentet fra rutetabeller for Værnes-Ekspressen, Flybussen og NSB (Værnes-Ekspressen, 2013), (Flybussen, 2013), (NSB, 2013).

Togtilbudet legger til rette for at deler av flypassasjerene betjenes av NSB, men de tidligste og seneste rutene kjøres med buss og må dermed kjøre om gamle E6 ved stenging av vegen, dersom arbeidsperioden med stenging av veg ikke innskrenkes.

Et annet element er utrykningskjøretøy. Disse må også kunne passere uten å bli forhindret. Nærheten til St. Olavs Hospital i Trondheim gjør at dette må vurderes spesielt. Omkjøring og kø er lite gunstig i en nødsituasjon. God kommunikasjon med nødetatene blir derfor viktig og faste stengetider vil være fordelaktig.

## 7.5 KRAV

Det er i dette tilfellet utenkelig å utføre arbeidet uten at trafikken i dagens tunnel påvirkes i det hele tatt. I forbindelse med sprengning av nytt løp, tverrforbindelser og påhuggsområder, samt bygging av påkoblingspunkt, må trafikken stanses og eventuelt ledes om gamle E6. Avhengig av i hvilke perioder man får lov til å stenge vegen vil dette påvirke sprengnings- og anleggsarbeidet og dermed tidspunkt for åpning av ny veg.

I Vegvesenets Håndbok 051 heter det at vegarbeider skal organiseres slik at det ikke oppstår unødvendig store forsinkelser for trafikantene. Da det likevel er behov for å stenge veger eller felt i perioder er det satt opp verdier for akseptable forsinkelser avhengig av ÅDT og antall kjørefelt. Det er også oppgitt hvilke arbeidsperioder som er tillatt ut fra de samme forholdene. Forsinkelser eller arbeidsperioder som overstiger de gitte verdiene vist i tabell 4 må oppgis i arbeidsvarslingsplanen.

TABELL 4 KRAV ETTER HÅNDBOK 051 (STATENS VEGVESEN, 2011)

ÅDT kjøretøy/døgn		Akseptabel forsinkelse
Veg med < 4 felt	Veg med 4 eller flere	
<= 5000		15 min
5-10 000	<= 30 000	10 min
> 10 000	> 30 000	5 min

Figur 2.6.1 Største akseptable forsinkelse  
(anvendes ved kortvarig stenginger eller kødannelse på grunn av redusert kapasitet)

ÅDT kjøretøy/døgn		Tillatt arbeidsperiode
Veg med < 4 felt	Veg med 4 eller flere	
<= 5000		hele døgnet
5-10 000	<= 30 000	09–14 og 19–06
> 10 000	> 30 000	21–06

Figur 2.6.2 Perioder hvor vegarbeid som hindrer trafikk ikke bør foregå  
(gjelder kortvarig stenging av kjørefelt for å unngå uakseptable forsinkelser)

For den aktuelle strekningen tillates forsinkelser på 5 min i forbindelse med stenging av vegen. Det er ellers ingen andre krav til når det kan stenges, verken regionale eller nasjonale (Statens vegvesen, 2011).

For Væretunnelen vil det som nevnt være nødvendig med stengeperioder rundt 20-30 min, med mindre skader eller andre uhell skjer og det trengs mer tid. Siden kravene i håndboken kun gjelder kortvarig stenging slik at forsinkelser skal unngås, kreves det at det søkes til Fylkesmannen om å få stenge tunnelen, også innenfor disse tidsintervallene, under arbeidet (Harald Inge Johnsen, møte 04.april 2013).

## 7.6 ERFARINGER FRA VÆRETUNNELEN

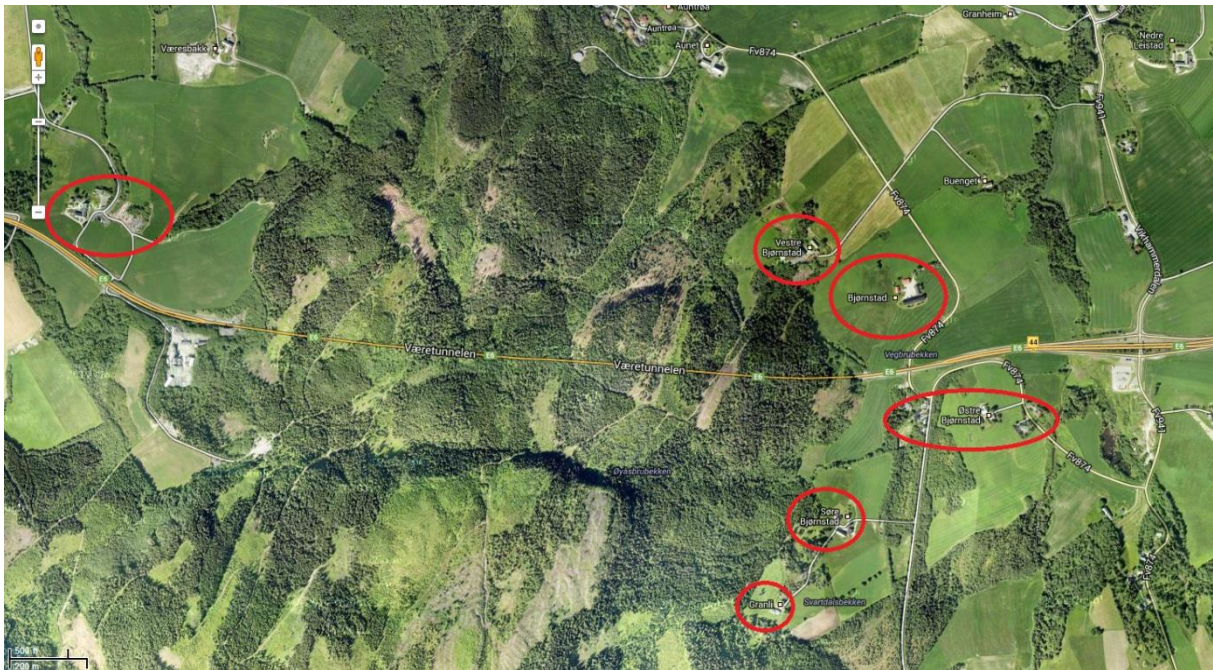
I dag gjennomføres det med jevne mellomrom vedlikeholdsarbeid i tunnelen. For å kunne gjennomføre dette må tunnelen stenges. Vanlig tidspunkt for stengning er på natten fra kl. 22.00 til kl. 06.00, da det er minst trafikk. Disse tidspunktene samsvarer med håndbokens krav. Ved stenging bruker trafikantene gamle E6 og dette har hittil fungert på en god måte (Helge Hoven, møte 04.april 2013).

Det er dermed aktuelt å ta utgangspunkt i dette når det på nytt må vurderes stengetider for anleggsperioden, selv om trafikkmengdene vil være større ved stenging på dagtid og anleggsperioden vil gå over en lengre periode. På grunn av omkjøringsvegens dårlige standard er det likevel ønskelig at trafikkmengden holdes lavest mulig, eventuelt må større forbedringer gjennomføres på omkjøringsvegen før arbeidet med Væretunnelen starter.

## 7.7 SKYTETIDER

På grunn av rushtrafikk som framkommer av grafen for timesvariasjonen i trafikkmengde for Væretunnelen vurderes det som uaktuelt å stenge trafikken i tidsrommene 07.00 – 10.00 og 14.30-19.30. Det vil si at salver senest kan skytes kl.06.30 og 14.00.

Spørsmålet er hvorvidt det bør tillates sprengning på nattetid eller ikke. En mest mulig effektiv anleggsdrift oppnås naturligvis ved størst mulig frihet i forbindelse med skytetidspunkt, men hensynet til naboer taler for sprengningsstopp på natten. Det er imidlertid få naboer å ta hensyn til i dette området. Som figur 15 viser er det stor avstand til bebyggelse, med unntak av noen få husstander. Den nærmeste ligger ca. 300 m fra tunnelen. Ut fra dette bør det gå an å drive arbeid om natten.



FIGUR 15 OVERSIKT NABOER (GOOGLE MAPS, 2013)

## 8. BEREGNING AV RYSTELSER

*Det ble under sprengningsarbeidene i Strindheimtunnelen satt opp en rystelsesmåler på fjellstabben mellom de to tunnellopene i regi av Statens vegvesen. Formålet med dette var å måle hvor store vibrasjoner naboløpet ble utsatt for under driving av nytt løp. Målingene fra dette prosjektet er i denne oppgaven brukt til å estimere forventet rystelsesnivå i Væretunnelen ved hjelp av institutt for bygg- og anleggsdrift NTNU sin prosjektrapport «14A-98 Fjellsprengningsteknikk, Sprengning med restriksjoner» (1998). Grenseverdien for hvor store vibrasjoner det eksisterende løpet kan forventes å tåle beregnes først ut fra Norsk Standard sitt formelverk. Det blir deretter beregnet en grenseverdi fra Svensk Standard for å sammenligne verdiene.*

*Ved å finne ut hvilket nivå rystelsene forventes å ligge på, kan en ut fra grenseverdien se hvilken avstand det bør være mellom de to tunnellopene for at det ikke skal bli ødeleggelser på dagens tunnel under sprengningsarbeidene. Det er viktig å understreke at verdier fra denne oppgaven ikke må anses som nøyaktige, men heller som et utgangspunkt og veiledende verdier.*

*Beregningsgrunnlaget fra Statens vegvesen finnes i bilag 1 og 2. Beregninger finnes i bilag 3.*

### 8.1 KRAV TIL GRENSEVERDI

#### 8.1.1 NORSK STANDARD

Grenseverdien er et mål på hvor høye rystelser som kan tåles før det oppstår skader på konstruksjoner. Det er aktuelt å finne hvor store vibrasjoner som tåles i det eksisterende løpet i Væretunnelen ved sprengning av et nytt løp. For å finne den maksimale grenseverdien for sprengningsinduserte rystelser benyttes en metode beskrevet av Norsk Standard. I siste utgave av NS8141 fra 2012 benyttes frekvensveide svingehastigheter som vibrasjonsmål for å ta hensyn til at lave frekvenser er mer skadelig for konstruksjoner enn høye frekvenser. Da rystelsene fra måleren i Strindheimtunnelen ikke er frekvensveid, brukes den gamle standarden fra 2001: «Vibrasjoner og støt, måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk». Dette anses som å være tilfredsstillende da det er ønskelig å finne forventet nivå for rystelser, ikke eksakte verdier.

Grenseverdiene i standarden er basert på erfaringer omkring sammenhengen mellom vertikal svingehastighet og påvirkning på byggverk ved ulike grunnforhold i Norge. Metoden kan benyttes for rystelser som kommer av ulike typer grunnarbeid som sprengning, peling, spunting, graving, komprimering, anleggstrafikk o.l. Den gjelder derimot ikke for menneskelige reaksjoner på vibrasjoner, naturskapte vibrasjoner eller skader på inventar og utstyr i byggverket, kun vibrasjoner på byggverkets fundament. De ulike forhold som påvirker denne grenseverdien og som er vurdert i denne oppgaven er:

- Grunnforholdene der konstruksjonen står
- Type byggverk og tilstanden til de anvendte materialene
- Fundamentering av byggverket i relasjon til grunnforholdene
- Avstanden mellom vibrasjonskilden og det berørte byggverket
- Type vibrasjonskilde, belastninger fra kontinuerlige vibrasjoner og gjentatte impulser

Hver av forholdene vurderes ut fra informasjon om Væretunnelen og basert på dette gis faktorer ut fra tabeller i standarden.

Grenseverdien for maksimal svingehastighet bestemmes etter formelen:

$$v = v_o \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_d \cdot F_k$$

Der:

$v_o$  = ukorrigert toppverdi av vertikal svingehastighet [20 mm/s]

$F_g$  = grunnforholdsfaktor som tar hensyn til grunnforholdene der bygget står

$F_b$  = byggverksfaktor som tar hensyn til type og utforming av byggverk, konstruksjonsmateriale og fundamenteringsmetode

$F_d$  = avstandsfaktor som tar hensyn til avstanden mellom vibrasjonskilden og målepunktet

$F_k$  = kildefaktor som tar hensyn til egenskaper ved vibrasjonskilden

Dersom det er fare for at grunnarbeidene kan gi resonans i byggverket, for eksempel ved vibrerende utstyr eller elektroniske tenningsystemer ved sprengning innstilt med kort og eksakt tidsintervall, kreves det at grenseverdiene vurderes spesielt.

#### Grunnforholdsfaktoren $F_g$ :

Fjellet som ut fra beskrivelsene er skifrig og oppsprukket får da en grunnforholdsfaktor på 2,5.

#### Byggverksfaktor $F_b$ :

Byggverksfaktoren er avhengig av typen byggverk, utforming, materiale og fundamenteringsmåte. Den bestemmes etter:

$$F_b = k_b \cdot k_m \cdot k_f$$

$k_b$  er byggfaktoren som angir type og utforming. I tabellen finnes ingen verdi for tunnelkonstruksjoner, men den antas å kunne gå under kategorien tunge konstruksjoner. Byggfaktoren settes derfor til 1,70.

$k_m$  er materialfaktoren som i dette tilfellet beskriver tunnelveggenes material. I Væretunnelen er det armert sprøytebetong og delvis også armerte utstøpninger. Her velges derfor faktoren 1,20.

$k_f$  er fundamenteringsfaktoren. Denne beskriver byggverkets fundamentering i forhold til grunnforholdene. Ingen av de oppgitte alternativene gir en god beskrivelse av tunnelen, men det er nevnt i en fotnote at dersom konstruksjonen er støpt direkte på berg, gjelder fundamenteringsfaktor 1,0.

Byggverksfaktoren blir da:

$$F_b = 1,70 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = 2,04$$

#### Avstandsfaktor $F_d$ :

Faktoren beskriver den korteste avstanden mellom kilde og byggverk, avhengig av typen vibrasjonskilde og grunnforhold. Da det her er snakk om sprengning i berg der avstanden ligger mellom 5 og 200 meter blir faktoren 1,0.

#### Kildefaktor $F_k$ :

Denne beskriver typen vibrasjonskilde og tar hensyn til belastninger fra gjentatte impulser og kontinuerlige vibrasjoner. Ved sprengning er kildefaktoren 1,0.

#### Beregnet grenseverdi, $v$ :

Basert på de ovennevnte vurderingene blir grenseverdien:

$$v = 20 \text{ mm/s} * 2,5 \cdot 2,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 102 \text{ mm/s}$$

### Usikkerhet:

Siden standarden ikke spesielt tar for seg tunneler og bergrom må det antas verdier for andre byggverk. Dette fører til store usikkerheter, og verdien kan ikke brukes ukritisk. En ville oppnådd sikrere resultater ved den nye standarden fra 2012, men da må man kunne beregne om verdiene fra rystelsesmåleren til frekvensveide verdier.

### 8.1.2 SVENSK STANDARD

Den svenske standarden SS 4604866:2011 er utformet svært likt den norske standarden. Grenseverdiene bestemmes på grunnlag av ulike faktorer som grunnforhold, konstruksjonsmateriale, avstand etc. (Swedish Standards Institute, 2011).

Formel for denne er:

$$v = v_o * F_b * F_m * F_d * F_t$$

Der:  $v_o$  = ukorrigert svingehastighet basert på grunnforholdene  
 $F_b$  = byggverksfaktor som tar hensyn til vibrasjonsfølsomhet i byggverk  
 $F_m$  = materialfaktor  
 $F_d$  = avstandsfaktor som tar hensyn til avstanden mellom vibrasjonskilden og målepunktet  
 $F_t$  = virksomhetsfaktor som tar hensyn til om sprengningsarbeidene er lang- eller kortvarige

### Ukorrigert svingehastighet, $v_o$

Siden det her er snakk om berg/fjell blir faktoren 70 mm/s.

### Byggverksfaktor, $v_b$

Her finnes ingen egen verdi for tunneler, men det velges tunge konstruksjoner. Verdien blir da 1,7.

### Materialfaktor, $F_m$

Her velges armert betong med tanke på veggelementer. Faktoren er da 1,2.

### Avstandsfaktor, $F_d$

For avstander mellom 1 og 10 m gjelder formelen:  $F_d = 1,91 * d^{-0,28}$

Mellom 10 og 350 m gjelder for berg:  $F_d = 2,57 * d^{-0,42}$

### Virksomhetsfaktor, $F_t$

For tunneler og bergrom settes denne til 1,0



### Beregnet grenseverdi:

Beregning er utført for ulike avstander:

Avstand, d	F <sub>d</sub>	Grenseverdi
1	1,910	272,75
2	1,573	224,63
3	1,404	200,52
4	1,296	185,01
5	1,217	173,80
6	1,157	165,15
7	1,108	158,17
8	1,067	152,37
9	1,032	147,43
10	1,002	143,14
11	0,939	134,05
12	0,905	129,24
13	0,875	124,97
14	0,848	121,14
15	0,824	117,68
16	0,802	114,53
17	0,782	111,65
18	0,763	109,01
19	0,746	106,56
20	0,730	104,29

Som resultatene viser kan grenseverdien være høyere ved korte avstander enn ved lave. Dette skyldes at verdiene ikke er frekvensveid. Siden lave frekvenser er farligere enn høye verdier kan det aksepteres høyere svingehastigheter nære konstruksjonen.

#### 8.1.3 SAMMENLIGNING NORSK OG SVENSK GRENSEVERDI:

Forskjellen på de to standardene ligger i de ulike faktorene. Disse er satt sammen forskjellig, men selv om ulike faktorer benyttes er det de samme forholdene som vurderes. Et eksempel på dette er ukorrigert svingehastighet. Den norske utgaven har satt denne til 20 mm/s, mens den svenske varierer med type undergrunn. For berg er denne satt til 70 mm/s, noe om gir en mye høyere startverdi enn med den norske formelen. Dette erstattes i den norske standarden med en grunnforholdsfaktor. Avstandsfaktoren er også svært forskjellig i de to standardene. I den norske standarden fikk vi bare én verdi ved sprengning. I den svenske er faktoren gitt ved ulike formler for ulike avstander.

Ved 14 m avstand er den svenske grenseverdien satt til 121,14 mm/s. Dette er høyere enn hva den norske standarden ga. Den norske grenseverdien på 102 mm/s anses derfor som å være et greit utgangspunkt for videre beregninger.

Bedre kjennskap til fjellet og generell erfaring vil gjøre det lettere å vurdere en verdi slik at den blir mest mulig optimal.

## 8.2 BEREGNINGSMETODE

Det vil her brukes en modell utviklet ved Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTH, for å beregne avstanden som er nødvendig mellom de to tunnellopene. Ved å bestemme faktorer som beskriver fjellet i Strindheimtunnelen ut fra målte rystelser og avstander her, kan disse videre overføres til Væretunnelen for så å tilbakeregne forventede rystelsesnivå her. Modellen gir ikke eksakte verdier, men er et hjelpemiddel for å få redusert noen av usikkerhetsmomentene ved tunneldriving. En kombinasjon mellom beregninger og målinger er å foretrekke, da målingene gir forutsetninger for de videre beregningene.

Modellen er beskrevet i Institutt for bygg- og anleggsteknikk sin prosjektrapport 14A-98 Fjellsprengningsteknikk Sprengning med restriksjoner (1998).

### 8.2.1 PARAMETERE

De ulike parameterne i modellen er:

$v$  = vertikal svingehastighet (mm/s)

$Q$  = enhetsladning (kg), samtidig detonerende ladning

$c$  = fjellfaktor

$d$  = korteste avstand mellom salve og måler (m)

$\alpha$  = ladningsekspONENT, faktor for sprengstoffytelse

$\beta$  = dempingskoeffisient, varierer med avstanden  $d$  og andre overføringsbetingelser

#### **$v$ og $Q$ :**

Rystelsene måles som vertikal svingehastighet og bestemmes av avstanden mellom vibrasjonskilde og målepunkt, i dette tilfellet tykkelsen på fjellstabben mellom løpene, samt av den samtidig detonerende ladingmengden, dvs. ladning per tennernummer. Det har derfor ingen hensikt å beregne det totale sprengstofforbruket for en salve. Selv om det som regel skapes størst rystelser i vederlagene og de nedre hjørnene i tunneltverrsnittet, vil det her beregnes rystelser basert på hele tverrsnittet.

#### **Fjellfaktor $c$ :**

Fjellfaktoren  $c$  varierer med fjellets oppsprukkenhet; et sterkt oppsprukket fjell har en lavere fjellfaktor enn homogent fjell. Ved usikkerhet rundt fjellets geologi kan fjellfaktoren settes til  $c=1$ .

#### **LadningsekspONENTEN $\alpha$ :**

Ved tung pallsprengning der det benyttes grove borehull og slurrysprengstoff blir det vanligvis målt lavere rystelser enn ved vanlig sprengningsarbeid med ANFO/patronert sprengstoff. Det er derfor to ulike verdier som benyttes for å si noe om sprengstoffutnyttelsen avhengig av sprengningsarbeidet, dvs ladningsekspONENTEN  $\alpha$ . Dette er vist i tabell 5.

TABELL 5 LADNINGSEKSPONENTEN (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998)

Type sprengningsarbeid	$\alpha$
Vanlig sprengningsarbeid (ANFO/patronert) Borhulldiameter < 127 mm	0,8
Tung pallsprengning (slurry) Borhulldiameter 127 – 381 mm	0,5

#### **Dempingskoeffisienten $\beta$ :**

Dempingskoeffisienten  $\beta$  er en faktor for geometrisk demping, absorpsjon og oppsprekking. Denne varierer dermed med fjellets overføringsegenskaper og avstanden mellom vibrasjonskilden og målepunktet. Jo større avstand det er mellom disse, jo mer vil fjellet dempe rystelsene og altså gi en høyere dempingskoeffisient. Metoden er basert på erfaringsdata og i de første salvene kan det tas utgangspunkt i  $\beta$ -verdier fra rapporten. For hver nye salve må  $\beta$ -verdien derimot bestemmes ved å plote egne  $\beta$ -verdier mot avstanden  $d$  for de første

salvene. Når denne er funnet kan forventede verdier for svingehastigheter i de neste salvene beregnes. Da dannes et bilde av forholdene innomver i fjellet og de neste salvene kan tilpasses dette.

Dempingskoeffisienten for fjellet bestemmes ut fra følgende formel:

$$\beta = \frac{\ln(500 * c * Q^\alpha) - \ln v}{\ln d}$$

### 8.2.2 STRINDHEIMTUNNELEN

#### **Bestemmelse av svingehastigheter og avstander:**

Svingehastigheter er funnet fra rystelsesmålingene som ble utført på to ulike steder i tunnelen. Rystelsesmåleren var først montert på fjellstappen i profilnummer 360 i det østgående tunnellopet. Deretter ble den flyttet til påhugget i det vestgående løpet, profil 290, den 19.10.12. De tilhørende avstandene  $d$  er målt manuelt fra Vegvesenets tegninger basert på opplysningene om rystelsesmålerens plassering og datagrunnlaget i salverapporten. Dette medfører naturligvis en viss usikkerhet i det videre arbeidet. Det kan også være feil i datagrunnlaget, men det er ikke undersøkt her.

#### **Bestemmelse av fjellkonstant og sprengstoffutnyttelse:**

Fjellfaktoren  $c$  antas å være noe lavere enn basisverdien på  $c=1$  da fjellmassene i Væretunnelen forventes å være oppsprukket. I tillegg til at det er knyttet stor usikkerhet til faktorens størrelse på grunn av manglende forundersøkelser, forventes det også at faktoren kan gi store forskjeller i resultatene ved bruk av ulike verdier. I denne oppgaven beregnes det forventede rystelser for basisverdien, samt for to lavere verdier,  $c=0,85$  og  $c=0,75$ . Dette gjøres for å ta høyde for oppsprekningen i fjellet og for å se hvor mye denne faktoren utgjør på de endelige resultatene.

Siden det her er snakk om vanlig sprengningsarbeid med borhulldiameter  $<127$  mm settes sprengstoffutnyttelsesfaktoren til  $\alpha=0,8$  etter tabell 5, til tross for at det ikke skal brukes ANFO/patronert sprengstoff. I Strindheimtunnelen er det brukt emulsjon som sprengstoff og ladningsmengder er oppgitt i ladeskjema. Det velges derfor å benytte samme type sprengstoff i denne oppgaven.

#### **Bestemmelse av enhetsladning:**

Her brukes ladeskjemaet og tennplanen fra Strindheimtunnelen. Tennplanen viser hvordan de ulike borhullene er plassert og til hvilke tidspunkt de skal gå av. Ladeskjemaet viser hvilke sprengstoffmengder som benyttes i de ulike hullene. I tillegg finnes en salveplan som gir oversikten over de sprengningsarbeider som er utført. Her oppgis borelengder, plasseringer og tidspunkt for de ulike salvene.

#### **Ladningsmengde:**

Da ladeskjemaet ikke inneholder tilstrekkelig med opplysninger i forhold til hva som trengs etter salveplanen, er det gjort noen antakelser:

I salverapporten er det gitt salvelengder på 2, 3 og 4 m, men ladeskjemaet angir kun ladningsmengder for borhullslengder fra 2,5 meter og oppover. Vi ser at ladningsmengden for hver gang borhullet øker med 0,5 m, øker med 0,8-0,9 kg. Det blir her derfor gjort antakelser om hva ladningsmengden for et 2 m borhull vil være for ligg/kutt, nedre og øvre stross, se tabell 6.

TABELL 6 LADESKJEMA. SPRENGSTOFFMENGDE EMULSJON PER HULL (KG/HULL) (VEGARD BELLING GRANDE,E-POST 05.APRIL 2013)

48 mm	Ligg/kutt	Nedre stross	Øvre stross
2,0 m	3,1	1,7	0,9
2,5 m	4,0	2,6	1,7
3,0 m	4,8	3,4	2,6
3,5 m	5,7	4,3	3,4
4,0 m	6,5	5,2	4,3

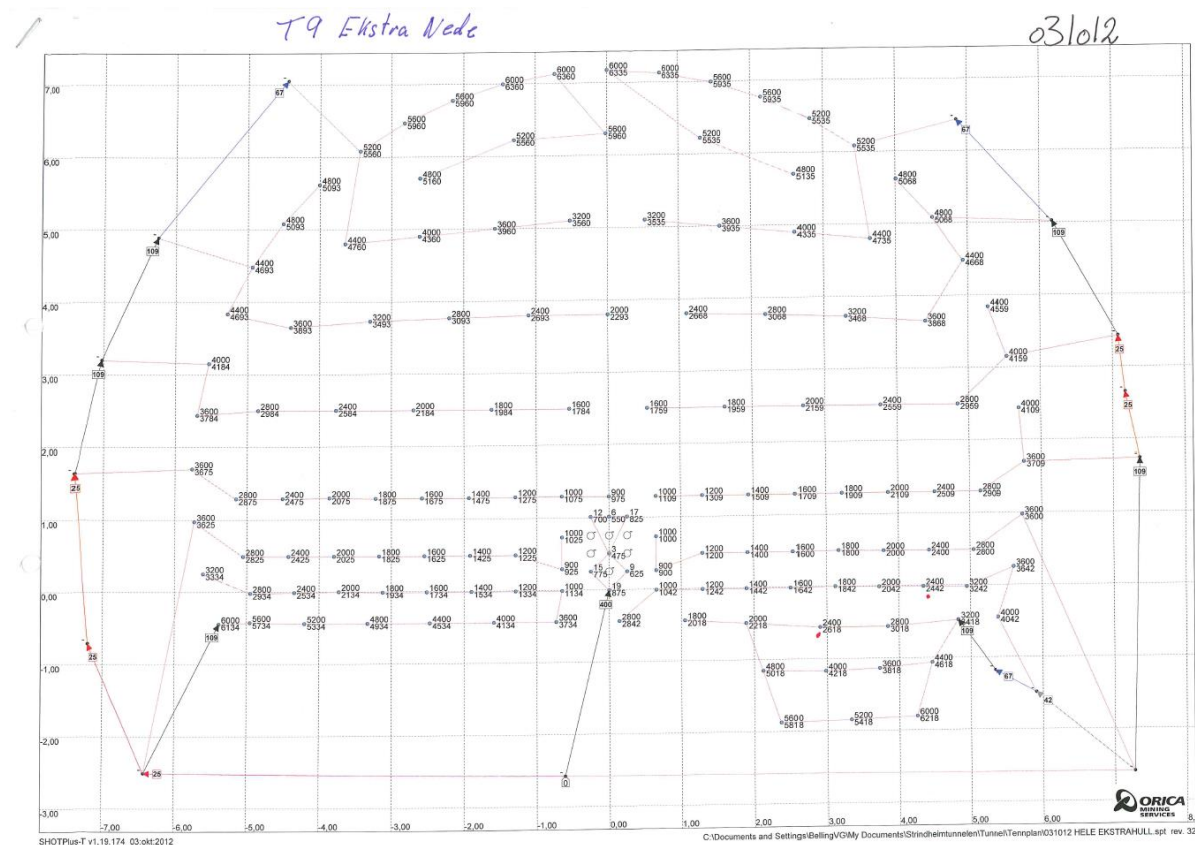
Verdier for 2m er antatt.

I konturen ble det brukt strengladning med ca 1,2 kg sprengstoff per konturhull på en 2,5 meters salve. For hver meter borhullslengden øker med, vil sprengstoffmengden øke med 400 g (møte Vegard Olsen 10.mai 2013). Vi får da følgende ladninger for konturen:

- 2 m: 1,0 kg
- 3 m: 1,4 kg
- 4 m: 1,8 kg

**Tennplan:**

Figur 16 viser tennplanen for et gitt tverrsnitt i Strindheimtunnelen. Ved å se på tennernummerne kan man se hvor mange hull som teoretisk går av samtidig, og dermed beregne den samtidig detonerende sprengstoffmengden.



FIGUR 16 TENNPLAN (VEGARD BELLING GRANDE,E-POST 05.APRIL 2013)

Forsinkertidene er gitt slik at kun ett hull skal gå av om gangen. Dette er gjort for å skape minst mulig rystelser. I konturen er det gjort noe annelredes, her skal to og to hull gå av samtidig enkelte steder. Største ladning for ligg/kutt, øvre og nedre stross vil da være lik mengden for et enkelt hull. For konturen må ladningen

multipliseres med to. Største ladning for de ulike delene av tverrsnittet ved ulike borhullslengder er vist i tabell 7.

TABELL 7 BEREGNET STØRSTE LADNING, ENHETSLADNING

48 mm	Ligg/kutt	Nedre stross	Øvre stross	Kontur
2,0 m	3,1 kg	1,7 kg	0,9 kg	2,0 kg
3,0 m	4,8 kg	3,4 kg	2,6 kg	2,8 kg
4,0 m	6,5 kg	5,2 kg	4,3 kg	3,6 kg

Den største samtidig detonerende ladningen, enhetsladningen, ser vi forekommer under skytingen av ligg/kutt. Det stemmer delvis med figur 5 der størst rystelser forekommer i nedre hjørner i tillegg til vederlagene. Årsaken til at det ikke blir størst rystelser i strossen er at enkelthullsteningen gir lavere samtidig detonerende ladninger.

#### Bestemmelse av dempingskoeffisienten:

Videre beregnes dempingskoeffisientene  $\beta$  til hver av salvene i salveplanen fra Strindheimtunnelen basert på verdiene ovenfor. Det antas videre at  $\beta$ -verdiene kan brukes for Væretunnelen. Man kan vanligvis ikke overføre verdier mellom fjellområder på denne måten, da nye dempingskoeffisienter egentlig skal beregnes for hver salve som skytes. Da det likevel gjøres her er det for å gi et inntrykk av hvilket nivå rystelsene kan forventes å finne seg på. For å kunne få mer nøyktige verdier må flere undersøkelser gjøres i Væretunnelen.

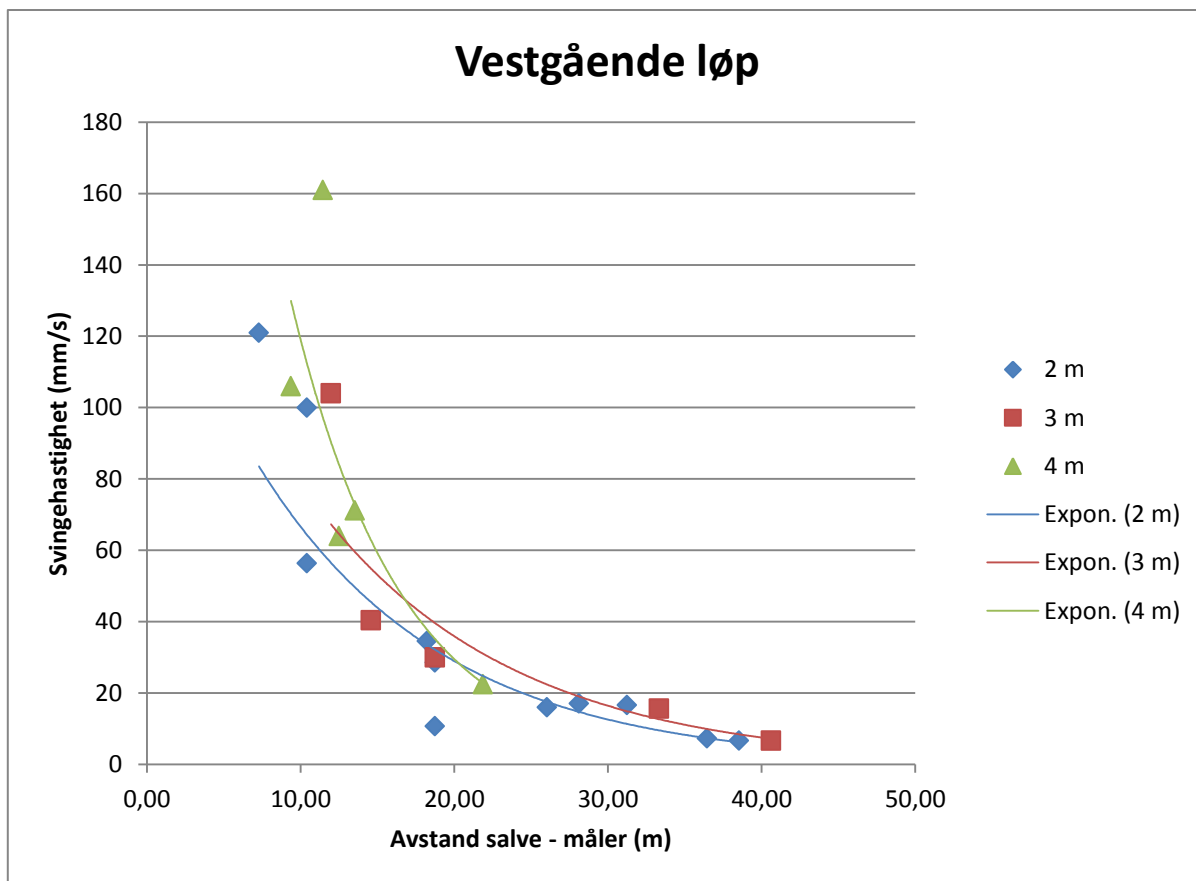
#### Rystelser:

De ulike verdiene for fjellets dempingsevne plottes deretter mot avstanden mellom vibrasjonskilden og rystelsesmåler. Trendlinjer legges så til ved hjelp av Excels innebygde funksjoner. Det benyttes regressjon som gjør at trendlinjen får en eksponensiell kurve med tilhørende likning. Fra likningene beregnes dempingskoeffisientene for enkelte avstander ut og sammen med kjent enhetsladning benyttes disse videre til å beregne hvor store rystelser som kan ventes for ulike salvelengder og avstander, dvs tykkelse på fjellstabe mellom løpene i Væretunnelen. Sammen med beregnet grenseverdi kan en anbefaling for avstand mellom tunnelløpene gis. Det er på denne måten samme formel som brukes til å beregne dempingskoeffisienter fra Strindheimtunnelen, som deretter brukes til å tilbakeregne rystelser for Væretunnelen.

Verdier som tydelig ikke passet inn blant resten ble luket ut for å ikke forstyrre resultatene. Rystelsesmålingene var basert på ulike salvelengder. Disse ble sortert og der det var svært få verdier for en lengde ble disse sett bort fra, da det ikke var nok verdier til å lese trender ut fra.

#### 8.2.3 RESULTAT:

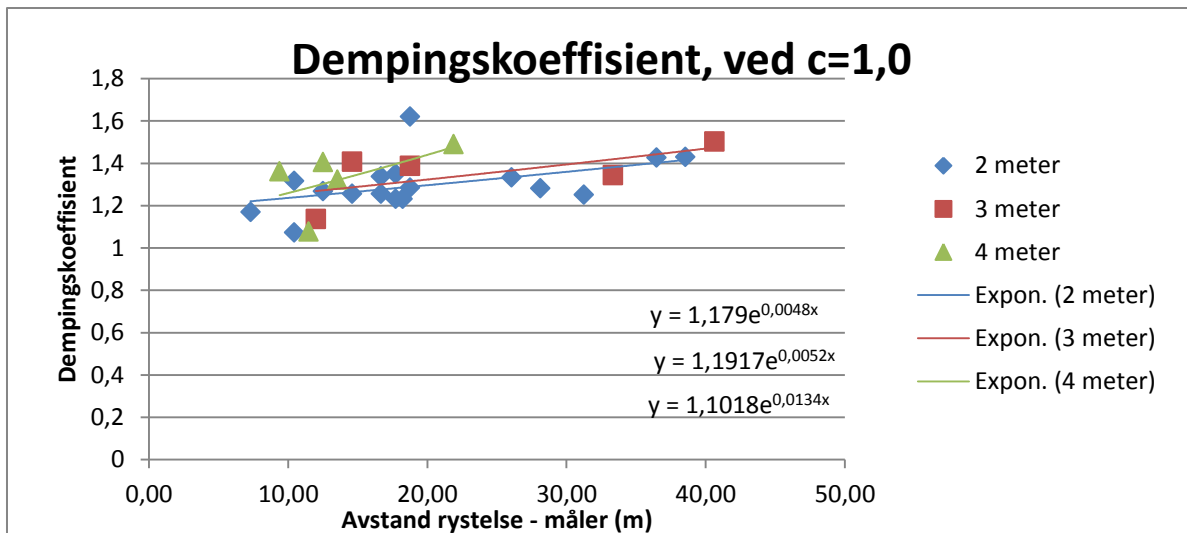
Grafen for Strindheimtunnelens vestgående løp, se figur 17, viser som forventet at rystelsesnivået minker med økende avstand mellom vibrasjonskilden og målepunktet, noe som er representativt for vanlig tunneldriving. Denne trenden er tydelig til tross for at det er et begrenset antall salver med i fremstillingen. Man ser at for avstander ned mot 10 meter er det ikke uvanlig å oppnå rystelser på rundt 100 mm/s. Det ser også ut til å stemme at lengre salvelengder gir høyere rystelser, dette vises best for salvelengde 2 og 3 meter. Dette skyldes at ladingsmengden er større i de lengste hullene. Linja for 4 meter er mer unøyaktig på grunn av få målepunkter.



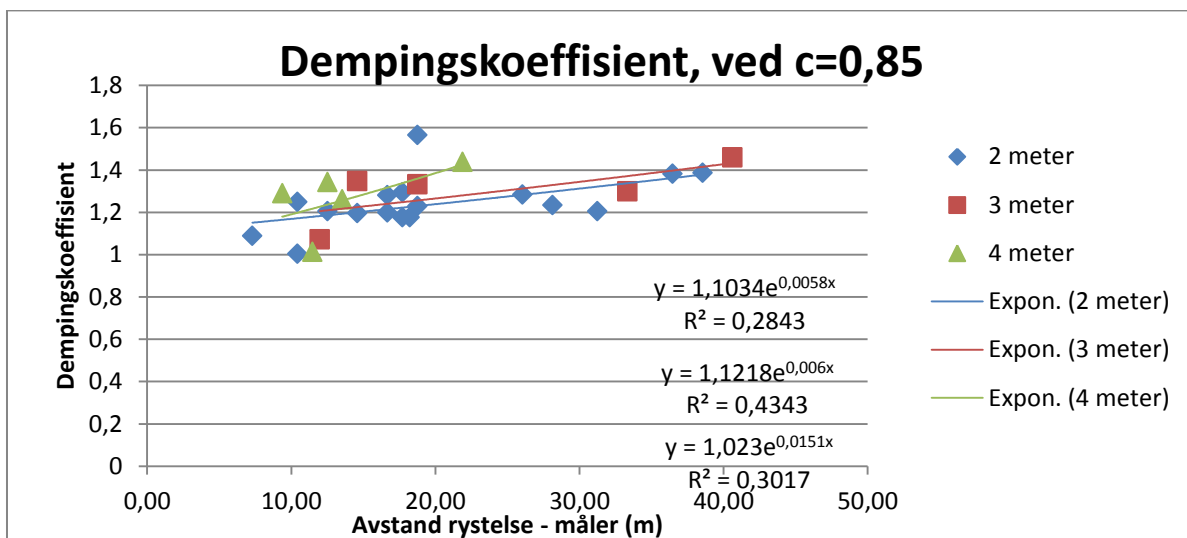
FIGUR 17 RYSTELSESNIVÅ

Av figur 18-23 ser vi at dempingskoeffisienten endres ved ulike avstander  $d$ , som vi også kan se av formelen: ved økende avstand vil de målte rystelsene minke, dvs at dempingen i fjellet,  $\beta$ , øker. Det kunne likevel med fordel vært flere tilgjengelige punkter å basere linjen på, for at verdiene som igjen ble beregnet ut fra trendlinjenes likninger skulle vært mer nøyaktige, men koeffisientens oppførsel kommer uansett tydelig fram.

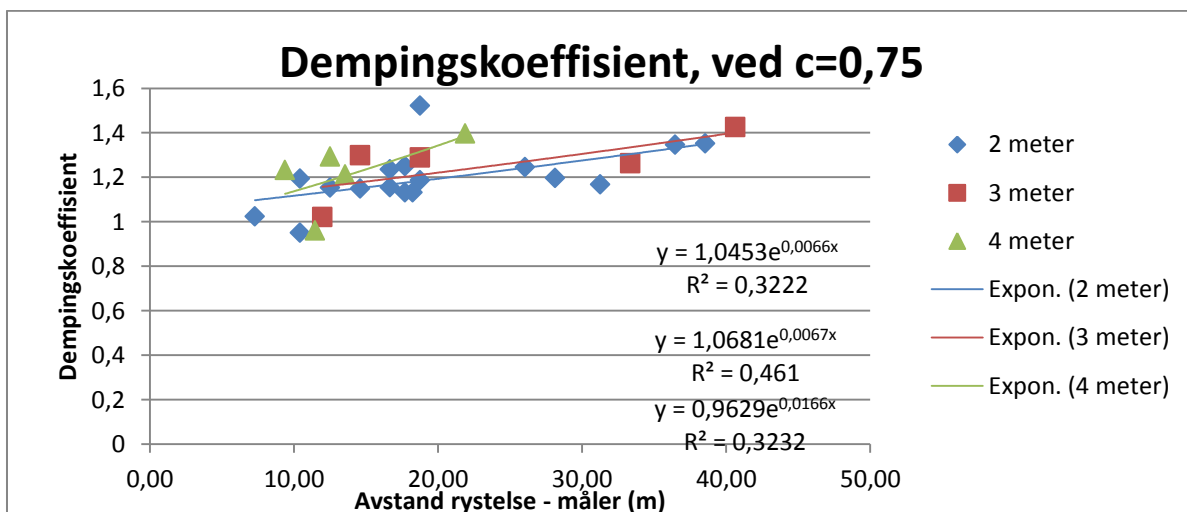
Det ble først beregnet dempingskoeffisienter avhengig av salvelengde og dermed enhetsladning, se figur 18-20. Resultatene ga for fjellstabbetykkelse 15-30 m stigende eller jevne rystelser med minkende fjellfaktor, motsatt fra det en kan forvente seg. For de øvrige tykkelsene var resultatene som forventet. For å se om dette hadde noen sammenheng med salvelengde og enhetsladning ble det deretter beregnet en dempingskoeffisient som var uavhengig av disse, se figur 21-23. Deretter ble rystelser for ulike salvelengder funnet på nytt. Generelt var da rystelsene ved 2 meters salver noe lavere, 3 meters salver ganske like og 4 meters salver noe høyere enn for de første resultatene. Når det gjelder fjellfaktoren viste den samme trenden seg igjen, fjellstabbetykkelse 15-30 m ga økende rystelser med minkende fjellfaktor.



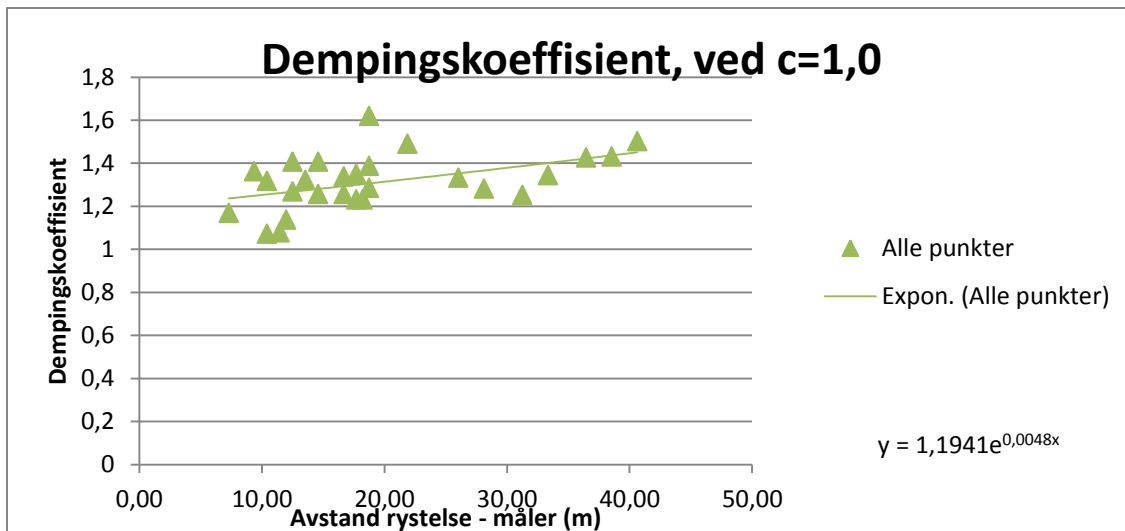
FIGUR 18 DEMPINGSKOEFFISIENT VED FJELFAKTOR 1,0



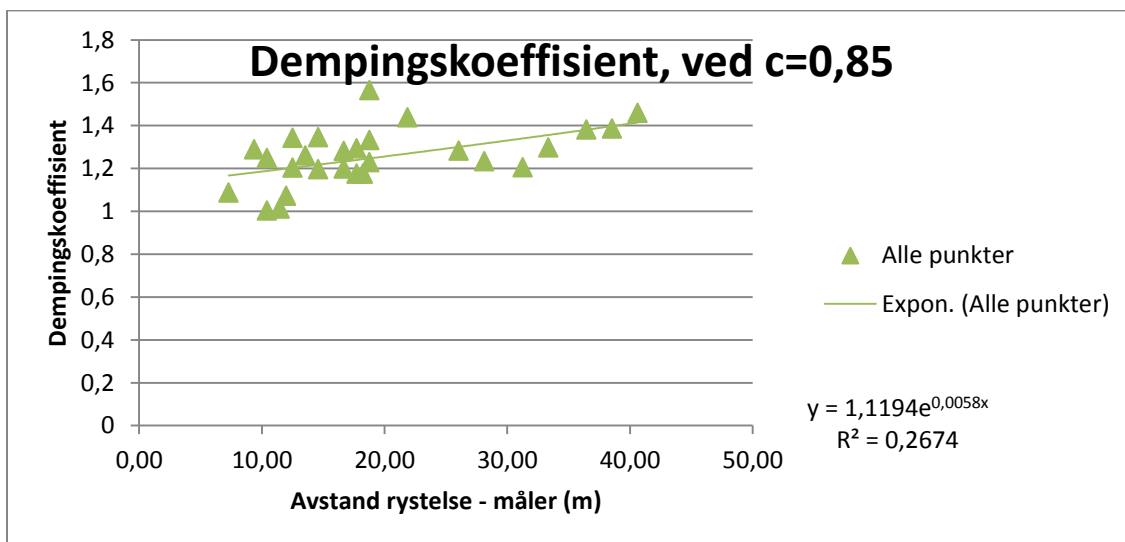
FIGUR 19 DEMPINGSKOEFFISIENT VED FJELFAKTOR 0,85



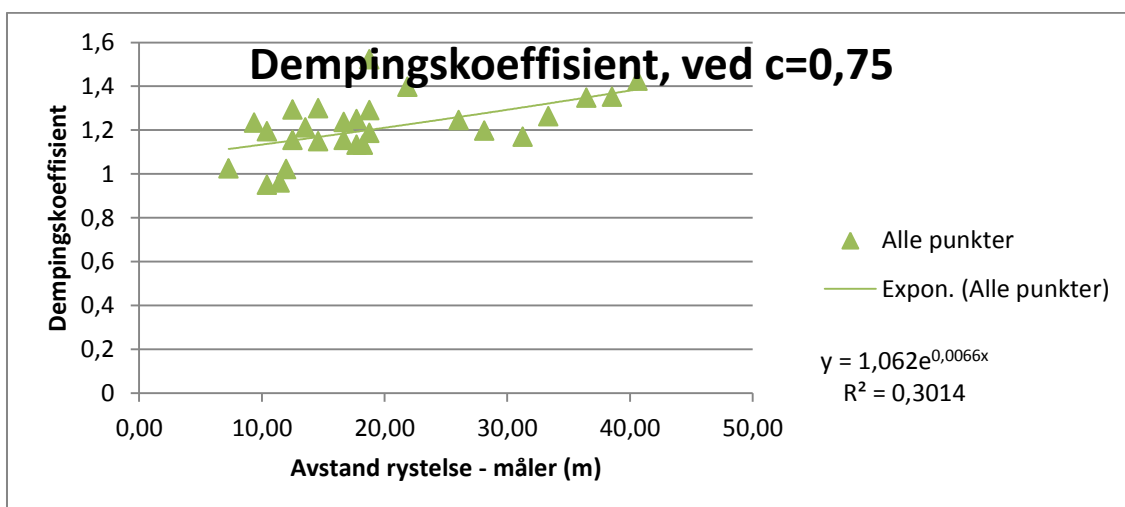
FIGUR 20 DEMPINGSKOEFFISIENT VED FJELFAKTOR 0,75



FIGUR 21 DEMPINGSKOEFFISIENT VED FJELFAKTOR 1,0



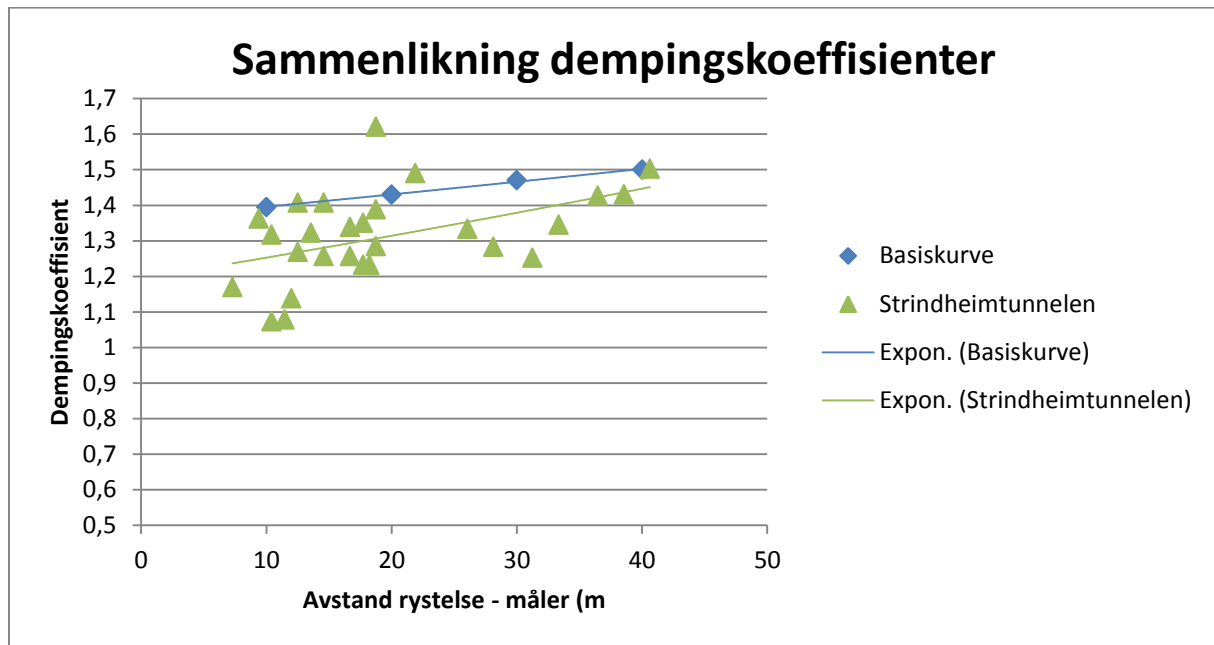
FIGUR 22 DEMPINGSKOEFFISIENT VED FJELFAKTOR 0,85



FIGUR 23 DEMPINGSKOEFFISIENT VED FJELFAKTOR 0,75



Det er uvisst hvorfor disse resultatene oppstår, men det kan skyldes dempingskoeffisienten. Siden problemet oppstår ved enkelte avstander er det interessant å se på denne faktoren i formelen. Der er avstanden opphøyd i dempingskoeffisienten slik at  $\beta$  påvirker avstanden direkte. For å se om de beregnede dempingskoeffisientene ligger på riktig nivå, sammenliknes de med basisverdiene fra rapporten.



FIGUR 24 SAMMENLIKNING

Grafene for de beregnede dempingskoeffisientene har samme forløp som grafene i rapporten, selv om trendlinjen basert på de beregnede verdiene fra Strindheimtunnelen ligger noe lavere enn basiskurven, se figur 24. Stigningen er ganske lik, men det er vanskelig å si hvordan denne vil forløpe videre da det ikke er resultater for så store avstander. Det kan se ut til at resultatene fra denne oppgaven vil stige raskere enn basislinje og krysse denne for større avstander, eventuelt flate ut på ca samme nivå, men dette er usikkert. Av erfaring vil linjene flate ut for større avstander. Dette regnes å være naturlig og av liten betydning da overføringsbetingelsene til fjellet kan være noe ulike for forsøkene. Dette er også spesifisert i rapporten. Det er dermed vanskelig å se at denne skal ha noen grunn til å forstyrre resultatene ut fra denne sammenlikningen, men det kan ikke utelukkes. Videre kan det tenkes at ladningsekspONENTEN, da eksponenten påvirker de ulike enhetsladningene slik at leddet  $Q^\alpha$ , får en annen vektning enn leddet  $d^\beta$ , men siden  $\alpha$  har vært konstant gjennom hele beregningen skulle man tro at dette falt bort.

Dette er et punkt som helt klart kan undersøkes videre. Ekstra interessant er det fordi problemet oppstår for svært relevante avstander, dvs avstander som er aktuelle i prosjektet. Det er opplyst i rapporten under beskrivelse av en annen beregningsmodell, jfr. kap. 8.2.4, at for små avstander benyttes amplitude som skadekriterium i stedet for svingehastighet. «Små avstander» regnes ikke å inngå i det aktuelle problemet (15-30 m), så det ses bort fra dette.

Når det gjelder fjellkonstanten vises en liten forskjell; punktene får lavere verdier ved høyere grad av oppsprekking (lavere  $c$ ). Likevel gir ikke denne veldig store utslag på rystelsene, de minker noe ved redusert  $c$ . Det ville vært mer naturlig om det hadde vært større forskjeller mellom disse, da oppsprekking har mye og si. Likevel kan dette skyldes for små forskjeller i valg av  $c$ -verdier. Det er mulig å beregne rystelser for flere fjellfaktorer, men siden fjellet rundt Væretunnelen anses å være rimelig oppsprukket, vurderes verdiene som

er valgt til å være representative. De områder som har bedre fjell regnes for å være små parti, slik at disse ikke blir avgjørende.

De estimerte rystelsene for Væretunnelen gir også unaturlige verdier for salvelengder 4 m, der beregningene av  $\beta$  er avhengige av salvelengden. Vanligvis vil rystelsene øke med salvelengden pga økt sprengstoffmengde, men for avstander fra 20 meter stemmer ikke dette etter beregningene. Dette skyldes at dempingskoeffisienten som er basert på rystelser fra 4 meters salver er beregnet ut fra svært få målinger, der ingen av målingene er gjort for avstander større enn 20 m. Dette vises av grafene, der den grønne grafen er kortere enn de to andre. Grafen som er et resultat av regressjon, får en mye brattere kurve enn den sannsynligvis ville fått ved flere punkter, slik at den gir altfor høye  $\beta$ -verdier ved store avstander. Da det ikke er ønskelig å overstyre denne kurven manuelt pga manglende data, er det en bedre løsning å benytte beregningene av  $\beta$  som ikke er basert på salvelengder. Resultatene fra disse ser vi også er mer realistiske med stigende rystelser ved økt salvelengde.

For begge beregningene, med og uten salvelengder i  $\beta$ -verdien, er det et stort sprang mellom rystelsesverdiene for 5 og 10 meters fjellstabe enn mellom de øvrige stabbetykkelsene. Dette skyldes nok det som er nevnt ved den andre beregningsmodellen, at for små avstander brukes ofte amplitude som skadekriterium. Dette betyr mest sannsynlig at svingehastighet gir unøyaktige verdier i dette tilfellet. Dette får liten betydning her da det ut fra verdiene uansett er for høye rystelsesverdier ved de korteste avstandene, slik at disse likevel er uaktuelle.

Ut fra de beregninger som er gjort med modellen fra NTH og grenseverdien på 102 mm/s bør tykkelsen på fjellstaben i Væretunnelen være minst 14 m ved bruk av 5 meters salver basert på at fjellet har fjellfaktor fra 0,75-1,0. Dette er altså ut fra resultatene basert på at dempingskoeffisienten er uavhengig av salvelengdene. Med dette er også kravet i håndboken på minst 10 m overholdt. Beregnet avstand befinner seg i området der rystelsene virket å stige ved økende fjellfaktor, slik at det bør gjøres grundigere vurderinger rundt dette. Uansett er beregningene gjort på flere antakelser, slik at resultatet heller kan sies å være veiledende heller enn en nøyaktig verdi. Ved bruk av kortere salvelengder kan fjellstaben minke ytterligere, ved 2 meters salver kan man gå ned til 8 meters tykkelse. Dette regnes imidlertid som svært usikkert da avstanden begynner å bli så liten at amplitude muligens bør benyttes som skadekriterium.

Tabell 8 viser resultatene for ulike salvelengder ved fjellfaktor  $c=1$ . dempingskoeffisienten er beregnet uavhengig av salvelengde. Ytterligere resultater ligger vedlagt i vedlegg x.

TABELL 8 AVSTAND MELLOM TUNNELLØP

Fjellfaktor c=1,0					
Tykkelse fjellstabe, d	Dempingskoeffisient, $\beta$	Rystelse ved 2 m	Rystelse ved 3 m	Rystelse ved 4 m	Rystelse ved 5 m
5	1,223105	172,6417	244,9341	312,167	379,5935
6	1,22899	136,6845	193,9201	247,1499	300,5331
7	1,234903	111,8008	158,6166	202,1558	245,8205
8	1,240845	93,64066	132,852	169,319	205,8911
9	1,246816	79,85368	113,2918	144,3897	175,5772
10	1,252815	69,06288	97,98245	124,878	151,851
11	1,258843	60,41014	85,70644	109,2323	132,826
12	1,2649	53,33391	75,66709	96,43723	117,2672
13	1,270986	47,45186	67,32198	85,80144	104,3341
14	1,277101	42,49501	60,28949	76,83857	93,43532
15	1,283246	38,26882	54,2936	69,19685	84,14303
20	1,314416	24,09707	34,18754	43,5718	52,98309
25	1,346344	16,21628	23,00673	29,32193	35,65532
30	1,379047	11,35114	16,10435	20,52489	24,95817
35	1,412545	8,146937	11,55841	14,73112	17,91297
40	1,446856	5,944422	8,433605	10,74858	13,07022
45	1,482	4,385285	6,221591	7,929379	9,642085
50	1,517999	3,258556	4,623053	5,892052	7,164706
55	1,554871	2,432313	3,450826	4,398056	5,348014
60	1,59264	1,820142	2,582313	3,291142	4,002012
65	1,631325	1,363352	1,934245	2,465183	2,997651

#### 8.2.4 ALTERNATIV MODELL

Det finnes også en annen modell (Modell 2) som er mye brukt til rystelsesberegninger i Norge. Forskjellen på disse er at modellen fra NTH har flere variable. Modell 2 legger all usikkerhet i en fjellkonstant K som er avstandsavhengig og som må beregnes for hver salve, mens modellen fra NTH i tillegg til en fjellfaktor c som kun er avhengig av fjellets oppsprukkenhet også har en dempingskoeffisient som beskriver overføringsevner og avstander, samt en ladningsekspONENT som angir sprengstoffutnyttelsen. Modell 2 er her tatt med for å tydeliggjøre hvor viktig kjennskap til fjellets egenskaper er for slike beregninger. Dette gjelder uansett hvilken modell man benytter. Verdiene vil ikke bli brukt videre i oppgaven.

Modellen som er mye brukt i Norge har færre parametre og all usikkerhet ligger i fjellkonstanten K. Svingehastigheten bestemmes ut fra fjellkonstanten K, enhetsladningen Q og avstanden d.

Formelen som benyttes i modellen er:

$$v = K \cdot \frac{\sqrt{Q}}{d} \quad K = 50 - 700$$

**Fjellkonstanten K:** en faktor som varierer med fjellets oppsprukkenhet og avstanden mellom sprengningssted og målepunkt. Denne bestemmes ut fra figur 3.1 i rapporten. Denne tar imidlertid ikke hensyn til variasjoner i fjellmassen og alle usikkerheter ligger i denne. K må derfor bestemmes for hver salve og det kan være vanskelig å estimere videre rystelser, spesielt ved små avstander (5-30 m).

**Enhetsladningen Q:** Største samtidig detonerende mengde sprengstoff, dvs. antall kg per tennernummer.

**Avstanden d:** Korteste avstand mellom sprengningssted og målepunkt. For små avstander brukes ofte amplitude som skadekriterium i stedet for svingehastighet.

#### **Strindheimtunnelen:**

Ved bruk av denne modellen, omformes formelen og avstanden mellom tunnellopene finnes ved:

$$d = K \cdot \frac{\sqrt{Q}}{v}$$

Enhetsladningen Q varierer med lengden av salvene. Verdiene som brukes her er gitt i tabell 7 for ligg/kutt. Som svingehastighet settes beregnet grenseverdi, v=102 mm/s.

Ved å sette inn ulike verdier for K ser man hvor mye denne faktoren har å si for det endelige resultatet. Det er viktig å justere verdien underveis i drivingen dersom dette blir nødvendig. Nødvendig tykkelse på fjellstappen ved ulike fjellkonstanter blir da som vist i tabell 9, avhengig av hvor lange salver som skytes.

**TABELL 9 AVSTAND MELLOM TUNNELLØP**

<b>K</b>	<b>d=2 m</b>	<b>d=3 m</b>	<b>d=4 m</b>
50	0,86	1,07	1,25
100	1,73	2,15	2,50
150	2,59	3,22	3,75
200	3,45	4,30	5,00
250	4,32	5,37	6,25
300	5,18	6,44	7,50
350	6,04	7,52	8,75
400	6,90	8,59	10,00
450	7,77	9,67	11,25
500	8,63	10,74	12,50
550	9,49	11,81	13,75
600	10,36	12,89	15,00
650	11,22	13,96	16,25
700	12,08	15,04	17,50

For Væretunnelen ser vi at dersom grenseverdien er  $v=102$  mm/s, kan nødvendig tykkelse på fjellstappen variere fra 1,25 m til 17,50 m ved skyting av 4 meters salver når K varierer fra 50 til 700. Dette viser hvor viktig det er å kjenne fjellets egenskaper. Grundige forundersøkelser er derfor helt nødvendig.

## 9. BEREGNING AV FREMDRIFT

For å kunne si noe om framdriften til prosjektet er det nødvendig å se på hele prosessen knyttet til tunneldrivingen. Denne prosessen består av flere deler, hvor tidsforbruket til de ulike delprosessene kan beregnes ut fra erfaringsdata og metoden gitt i rapporten og «2B-05 Drill and Blast Tunnelling Advance Rate» fra 2007. Antall borhull er funnet fra «2A-05 Drill and Blast Tunnelling Blast Design» fra 2006. Begge rapportene er utgitt av institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU. Alle verdiene som er valgt er basert på figurer og tabeller fra rapportene. På grunn av plasshensyn er ikke disse figurene tatt med i oppgaven, det vises istedet til prosjektrapportene. De ulike parameterne som inngår i de ulike tidene gjennomgås og beskrives kort. Aktuelle antakelser som blir gjort er også beskrevet etter hvert. Deretter vises resultatene i en tabell. Her er det også oppgitt hvilke figurer i rapportene verdiene er hentet fra.

### 9.1 HOVEDLØP

#### 9.1.1 GENERELT

Tunnelen skal ha profil  $T=10,5$ , noe som gir et teoretisk sprengningsprofil (tverrsnitt) på  $78,83 \text{ m}^2$ . Kuttet velges utført som parallellhullkutt, som er den vanligste typen brukt i Norge. Det antas et høyt ferdighetsnivå, dvs at mannskapet besitter stor kompetanse og erfaring, er motiverte og at utstyret som benyttes er datastyrt og moderne.

Metoden er basert på normal syklustid for konvensjonell tunneldrift. Syklusen er delt inn i fire hovedoperasjoner:

1. Boring, lading og skyting
2. Ventilasjon
3. Utlasting
4. Sikring

Når det gjelder «boring, lading og skyting» og «utlasting» kan disse igjen deles inn i tre ulike kategorier for tidsforbruk. Det er for begge punktene *faste tapstider*, dvs uproduktiv tid som tapes jevnt hver runde. Disse tapene er uavhengig av borelengder, salvestørrelser og mannskap. Et eksempel på slike tap er riggetid. Videre er *proporsjonal operasjonstid* den tiden det tar å produsere, for eksempel bore eller lade. Denne er avhengig av antall boremeter eller borerigger og varierer derfor med produksjonsmengden. Det vil også gå en del tid for eksempel ved bytte av skift, maskinproblemer og andre tilfeldige hendelser. Denne tiden kalles *tilfeldig tapstid*.

#### TILFELDIG TAPSTID

6 minutter tapstid per time regnes for å være normalt for en velorganisert tunneldrift. Dette utgjør 11,1 % av faste tapstider og proporsjonal operasjonstid:

For boring, lading og skyting:

$$T_{tb} = (\text{Nødvendig boretid} + \text{Ladetid} + \text{Riggetid boring/lading/skyting}) * 0,111$$

For lastning:

$$T_{tl} = (\text{Lastetid per runde} + \text{Riggetid lastning}) * 0,111$$

#### SPRENGBARHET

Sprengbarheten, SPR, er et mål på hvor mye sprengstoff ( $\text{kg/m}^3$ ) som er nødvendig for å bryte løs fjell til en viss størrelse; slik at 50 % av fjellmassene er mindre enn 250 mm. Det vil her ikke bli gått inn på hvordan denne faktoren beregnes, men følgende parametre vil ha innvirkning på sprengbarheten:

- Anisotropi
- Tetthet
- Lydhastighet
- Mineralogi og kornbinding
- Ladningstettheten til sprengstoffet
- Detonasjonshastigheten til sprengstoffet

Tabell 10 viser hvordan ulike bergartene grovt kan klassifiseres ut fra sprengbarheten:

**TABELL 10 SPRENGBARHET (2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING BLAST DESIGN )**

God sprengbarhet, SPR = 0,38	Grovkornede homogene granitter, syenitter og kvartsdioritt. Eks: «Svensk granitt»
Middels sprengbarhet, SPR = 0,47	Eks: Gneis
Dårlig sprengbarhet, SPR = 0,56	Metamorfe bergarter med skifrig struktur, ofte med et høyt innhold av glimmer og lav trykkfasthet. Eks: Glimmerskifer i Ranaområdet i Norge

Ved mye oppsprekking i fjellet blir sprengbarheten dårligere. Det er spesielt ugunstig hvis orienteringen på sprekkene er parallell eller tilnærmet parallell med tunnelaksen, da sprengbarheten reduseres. Det antas i denne oppgaven en middels sprengbarhet ut fra tabell 10.

#### 9.1.2 BORING:

Det forutsettes for beregningene at borhullene er 5 m lange og at borhulldiameteren på de vanlige/ladede hullene er 48 mm. Det er først behov for å finne parametre som nødvendig antall borhull, både hull som skal lades og tomme/store hull.

##### **Nødvendig areal tomme hull:**

Arealet er nødvendig for å gi noen frie flater som berget kan sprenges ut mot i kutten. Vanlig hulldiameter er 102 mm, og dette velges her. I følge rapporten er det da nødvendig med 3 tomme hull basert på middels sprengbarhet.

##### **Nødvendig antall ladede hull:**

Antallet ladede hull er avhengig av tunnelens tverrsnitt og fjellets sprengbarhet. Antallet korrigeres deretter for boret lengde og ferdighetsnivå. Middels til dårlig sprengbarhet gir her 107 hull.

Korreksjonsfaktoren  $k_{bl}$  blir 1,00, da det antas et høyt ferdighetsnivå og borelengde er 5 m. Denne faktoren multipliseres med det ukorrigerede antallet ladede hull for å finne det korrigerede antallet hull. Antall ladede hull er da 107.

##### **Borsynkindeks, $v_b$ :**

Det er videre nødvendig å si noe om hvor langt en kan bore per minutt. Metoden for å bestemme dette er basert på feltregistreringer for ulike typer borerigger og borbarhetsverdier (DRI), dvs hvor lett fjellet lar seg bore. Borsynkindeksen skal videre korrigeres for hullstørrelse, både for tomme og ladede hull. Dess større hulldiameteren er, dess lavere er borsynkindeksen. Korreksjonsfaktoren finnes fra tabell i rapporten og multipliseres med  $v_b$ .

Fjellets borbarhet, DRI, beskriver hvor stor borsynken og borslitasjen er. Ut fra de opplysningene som er gitt om Væretunnelen er det rimelig å anta en middels (til god) borbarhet pga. innholdet av grønnstein og de skifrige bergartene i området. Dette med utgangspunkt i tabell 11.

TABELL 11 BORBARHET (2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING ADVANCE RATE)

God borbarhet	DRI = 65	F.eks. glimmerskifer
Middels borbarhet	DRI = 49	F.eks. granitt
Dårlig borbarhet	DRI = 37	F.eks. gneis

Det er her forutsatt en AC-COP 3038 borerigg. Dette gir en borsynkindeks på 300 cm/min. Det antas videre at det ikke er behov for å sette inn ekstra borestenger, slik at indeksen ikke reduseres på grunn av dette. Det velges imidlertid å gjøre en endring av verdien; indeksen kan økes opptil 10% ved høy grad av oppsprekking. Siden fjellet som kjent er svært oppsprukket, er verdien økt med 5%, dvs 315 cm/min. Korreksjonsfaktoren for hull diameteren blir 100% for ladede hull og 44% for tomme hull.

Borsynkindeks ladede hull:  $315 \text{ cm/min} * 100\% = 315 \text{ cm/min}$

Borsynkindeks tomme hull :  $315 \text{ cm/min} * 44\% = 138,6 \text{ cm/min}$  dvs. 139 cm/min

### Boretid

Ut fra dette kan boretiden beregnes for de to typene hull. Det beregnes 25% mer tidsforbruk på store hull enn vanlige borhull.

Boretiden kan for ladede hull beregnes ut fra følgende likning:

$$Th = Ih * \frac{Nh}{vh * Nm} = 500 \text{ cm} * \frac{107}{315 \frac{\text{cm}}{\text{min}} * 3} = 56,6 \text{ min}$$

Der:  $I_h$  = boret lengde = 5 m  
 $N_h$  = antall ladede hull  
 $V_h$  = Borsynkindeks for ladede hull. Korreksjonsfaktor 100 %.  
 $N_m$  = antall hammere

Boretiden kan for tomme hull beregnes ut fra følgende likning:

$$Tg = Ih * \frac{Ng}{vg * Nm} * 1,25 = 500 \text{ cm} * \frac{3}{139 \frac{\text{cm}}{\text{min}} * 3} * 1,25 = 4,5 \text{ min}$$

Der:  $N_g$  = antall tomme hull  
 $V_g$  = Net Penetrating Rate (Borsynkindeks?) for tomme hull. Korreksjonsfaktor 44%.

### Forflytting:

Den totale boretiden er i tillegg til etablering av selve hullene avhengig av forflytningen mellom hullene. Denne er uavhengig av fjellets egenskaper og det anslås i rapporten at normal flyttid for borhull á 5 meter er 0,75 min/hull.

Total flyttid mellom hullene per runde beregnes slik.

$$Tf = tf * \frac{Nh + 2Ng}{Nm} = 0,75 \frac{\text{min}}{\text{hull}} * \frac{107 \text{ hull} + 2 * 3 \text{ hull}}{3 \text{ hammere}} = 28,25 \text{ min}$$

Der:  $t_f$  = tid for flytting per hull.



**Stangforlenging:**

Det skal også legges til tid for forlenging av borstengene. Vanlig tillegg er 1,8-1,9 min per hull. Det regnes ikke som nødvendig i dette tilfellet da forlenging ikke er nødvendig for borlengder som er kortere enn 6 m.

**Skifte av borbits:**

Under boring vil fjellet tære på borbitsene og slite dem ned, slik at disse etter hvert må skiftes. Tiden det tar å skifte en bit er målt til å være 3 minutter, hyppigheten er avhengig av fjellet og borstålet. For Væretunnelen kan vi ut fra de bergartene som finnes anta en middels «rock wear quality» (slitasjeegenskap), dvs en VHNR-verdi rundt 500. Det betyr at faktoren for bitskifte blir 0,018 bytter/dm. Ut fra dette kan tidsforbruket beregnes.

$$T_k = \frac{l_h * (N_h + 2N_g) * f_k * t_k}{N_m} = \frac{5m * (107 + 2 * 3) * 0,018 \text{ skift/m} * 3\text{min}}{3 \text{ hammere}} = 10,17 \text{ min}$$

**Mangel på samtidighet:**

Tap av tid som skyldes mangel på operatør, skjevfordeling av arbeid mellom borerigger og forsinkelse på borerigg skal også beregnes. Tiden er avhengig av tunnelens tverrsnitt, borsynk og antall hammere og operatører. Den beregnes som en andel av bore- og flyttid. Det er i dette tilfellet nødvendig å interpolere verdiene i tabellen fra rapporten, da det ikke er noen kurve fra gjeldende  $v_b$ . Det er antatt 3 hammere på boreriggen og at arbeidet utføres av én operatør.

$$T_{sa} = (T_h + T_g + T_f) * f_{sa} = (56,6 + 4,5 + 28,3) * 0,075 = 6,7 \text{ min}$$

Der:  $f_{sa}$  = korreksjonsfaktor for mangel på samtidighet, funnet i rapport ved interpolasjon.

**Nødvendig boretid:**

Summen av:

- Boretid ladde hull
- Boretid tomme hull
- Flyttid
- Stangforlengelse
- Bitskifte
- Mangel på samtidighet

Ved å summere disse parameterne finnes den totale nødvendige boretiden.

**9.1.3 LADING****Nødvendig ladetid:**

Ladetiden er avhengig av ulike faktorer:

- Mengde sprengstoff
- Type sprengstoff
- Ladekapasitet
- Antall ladeliner
- Antall borehull
- Borhulldiameter
- Borhullengde

Mengden sprengstoff som behøves er avhengig av fjellets sprengbarhet, tunnelens tverrsnitt, borhullengden, borhulldiameter og type sprengstoff. Hvor mange som lader utgjør mye for tidsforbruket, da hver person kan ha en ladeline hver. Det skal av sikkerhetsmessige årsaker ikke lades før all boring er ferdig. Det er mulig å søke om fritak for dette, men det blir ikke beregnet i denne oppgaven. Antall borhull er allerede funnet, og er

sammen med borlengden naturligvis avgjørende for hvor mye sprengstoff som er nødvendig. Lengre hull krever mer sprengstoff også på grunn av mer innspenning.

For å beregne tidsforbruket benyttes figur 2.8 i rapporten. Denne viser nødvendig tid som funksjon av antall hull, type sprengstoff og lademetode. En korreksjonsfaktor finnes for borhullslengden, men for  $h_1 = 5\text{ m}$  er denne 1,0 og får dermed ikke utslag her. Det forutsettes bruk av emulsjon og da bruk av to ladeliner. Nødvendig tid  $T_b$  blir da 50 min/runde.

#### **Riggetid boring, lading og skyting:**

Under riggetid kommer å kjøre riggene, plassere dem riktig, navigere, markere boremønstre, rigge ned utstyr etter bruk osv. Metoden for å bestemme dette forutsetter at lading skjer etter at all boring er utført. Riggetiden bestemmes ut fra tunnelens tverrsnitt og lademetode. Etter rapporten er nødvendig riggetid 18 min per runde.

Det antas at samme tunnelrigg brukes til boring og lading og på denne måten spares noe tid.

#### **9.1.4 VENTILASJON**

Etter skyting må det luftes i tunnelen for at konsentrasjonen av  $\text{NO}_x$ -gasser skal komme ned til akseptabelt nivå på 2 ppm. Arbeidstilsynets anbefaling er toveis ventilasjon (blåse inn og trekke ut) for tunneler som har tverrsnitt  $>32\text{ m}^2$  og som er lengre enn 1 km. Dette er derfor aktuelt for Væretunnelen.

Effektiviteten og dermed tiden som går til dette er avhengig av viftekapasiteten, diameteren til og antallet rørledninger, mengden sprengstoff per runde og avstanden ut til kanalåpningen.

Modellen tar utgangspunkt i at avstanden mellom stuff og tunnelåpning er 30-70 m. Ved dobling av avstanden må også ventilasjonspausen nesten dobles. Det må dermed benyttes lengre ventilasjonspauser for størstedelen av tunneldriften, men dette tas det ikke høyde for her.

Valg av sprengstoff har også betydning, da emulsjonssprengstoff produserer vesentlig mindre  $\text{NO}_x$  enn ANFO.

Ventilasjonspausen finnes til å være på 16 min ved bruk av emulsjon.

#### **9.1.5 UTLASTING**

Det volumet som må kjøres ut av tunnelen er ikke det samme som det som blir planlagt. Etter sprengning tar massene større plass og det skiller derfor på prosjektert fast masse (p<sub>fm</sub>) og utført løs masse (ul<sub>m</sub>). Differansen mellom disse kalles *overmasse*. Dette medfører et større behov for utlasting enn man først ser for seg.

Faktoren for overmasse finnes som faktor uavhengig av nisjer, da disse beregnes separat senere. Denne legges til pga stikningsvinkel og boredeviasjon. I tillegg vil geologien påvirke graden av overmasse. Denne faktoren er ikke avhengig av drivemetode. Faktoren finnes til å være  $F_o = 1,148$  ut fra gjeldende tverrsnittsareal.

Valg av utstyr er svært viktig for effektiviteten og tidsforbruket av lastingen. Kapasiteten til utstyret måles som netto og brutto lastekapasitet, gitt i  $\text{ulm}^3/\text{min}$ . Imidlertid viser erfaringer at under normale forhold kan normalisert brutto lastekapasitet,  $Q_i$ , for en gitt type utstyr benyttes for å beregne tidsforbruket.

Denne antar at utstyret er dimensjonert slik at kapasiteten utnyttes maksimalt. Maskinen laster kontinuerlig bortsett fra nødvendige pauser, eksempelvis skifte av lastebiler, samling av røysa og utjevning av såle. Lastekapasiteten kan ikke alltid utnyttes fullt ut pga manglende ventilasjonskapasitet eller manglende transportkjøretøy. Det er da transportkapasiteten som begrenser lastekapasiteten. Dette er aktuelt for lange tunneler, og bør derfor tas hensyn til i Væretunnelen. Vanligvis kan 80-100 % av lastekapasiteten utnyttes.

Her velges Volvo L330E Truck som transportkjøretøy. For gitt tverrsnitt blir da  $Q_i = 258 \text{ ulm}^3/\text{h}$ . Inndriften per runde,  $p_r$ , er gitt som 90 % for borhull med diameter 48 mm.

Faktisk volum per runde beregnes da som (inkl. overmasse):

$$V_r = A_s * l_h * p_r * f_o = 78,83 \text{ m}^2 * 5 \text{ m} * 0,90 * 1,148 = 407,23 \text{ ulm}^3$$

Der:  $p_r$  = fremflytning per runde, %

#### **Lastetid:**

Lastetid per runde blir da:

$$T_{lt} = \frac{V_r}{Q_i} * 60 = \frac{407,23 \text{ ulm}^3}{258 \text{ pfm}^3} \text{ ulm}^3/\text{h} * 60 = 94,7 \text{ min}$$

#### **Riggetid lasting:**

Operasjoner som inngår i riggetiden er eksempelvis kjøring til og fra røysa, kobling av størm, luft og vann, samling og spyling av røysa, i tillegg til at noe ekstra tid trengs til første og siste lasting. Tiden dette tar er avhengig av tverrsnittsarealet og lastemetoden.

Det blir her ikke sett på skinnedrift, da dette er mer egnet for små tverrsnitt.

Ved bruk av hjullaster og lastebiler er man mest mobil og vil ha den korteste riggetiden. Ved bruk av gravemaskin vil forflytning ta lenger tid. Det forutsettes derfor her bruk av hjullaster og lastebil.

Fra rapporten blir da nødvendig riggetid 22 minutter.

#### **9.1.6 RENSK**

Etter sprengning er det viktig å få rensket vekk løse steiner og blokker fra tak og vegger. Tiden dette tar er avhengig av tverrsnittsarealet, borelengde, metodevalg og sprengbarheten. For større tverrsnitt ( $>20 \text{ m}^2$ ) bør det benyttes egne rigger for dette formålet. Periodisk eller annen tilleggsrensk inngår ikke her. Metoden er basert på erfaringer fra mange tunneler med få stabilitetsproblemer, og resultatet er dermed usikkert.

Med middels til dårlig sprengbarhet og egen rigg til rensk, blir tidsforbruket 70 min/runde. Denne verdien er svært usikker pga unøyaktigheten i sprengbarhet som utgjør mye ved avlesning av graf. Korreksjonsfaktor for borlengde er 100%.

#### **9.1.7 STANDARD UKEINNDRIFT**

Standard ukentlig inndrift kan deretter finnes som funksjon av tverrsnittsareal og utstyr. Verdien er basert på netto salvesyklustid.

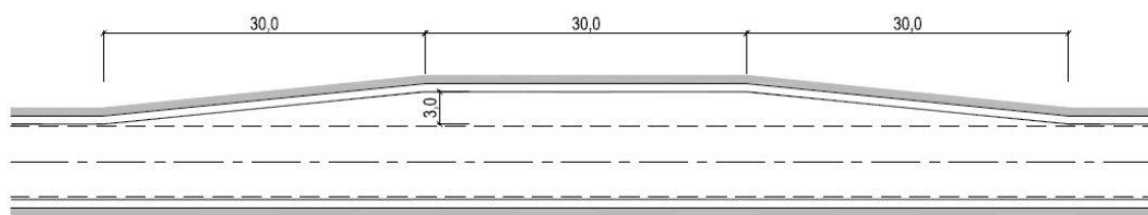
Netto salvesyklustid regnes her som summen av boring, lading og skyting, ventilasjon, utlasting og rensk, dvs uten sikring. Denne skal videre legges til ekstra tidsforbruk til nisjer og korrigeres for tunnellengde og erfaringstillegnesle underveis. Her beregnes standard salvesyklustid uten nisjer og korreksjon for å finne inndriften for det rene tunnellopet først. Det forutsettes 101 effektive arbeidstimer per uke.

Ved tverrsnitt  $78,83 \text{ m}^2$  og salvelengder på 5 m blir standard ukeinndrift:

$$\frac{101 \text{ h} * 60 \frac{\text{min}}{\text{h}}}{409,7 \text{ min}} * 5 \text{ m} * 0,9 = 66,6 \text{ m/uke}$$

## 9.2 NISJER

For tunnelklasse E skal nisjer etableres for hver 500 m. Utformingen vises i figur 25.



FIGUR 25 HAVARINISJE

Følgende overslag benyttes for å finne nisjenes volum:

I håndbok 021 er det oppgitt at tunnelprofil T12,5 skal brukes der det er behov for havarinisjer i tunnelklasse E. Denne klassen er i håndboken gitt med bredde 9,5 m, mens det som tidligere nevnt skal benyttes 10,5 m i Væretunnelen, dvs klasse C/D. For disse klassene skal profil T13,5 benyttes ved havarinisjer, altså 1 m bredere enn for klasse E. Det blir riktignok noe feil å gjøre denne antakelsen da det er forutsatt toveistrafikk i klasse C/D, men siden det i utgangspunktet er 10,5 m bredde og nisjen krever 3 m bredde, totalt 13,5 m, antas likevel dette å være en passende tilnærming. Berregning av nisjens volum beregnes i tabell 12.

TABELL 12 BEREGNING AV VOLUM PER NISJE

		Merknad:
Areal T13,5	105,66 m <sup>2</sup>	Differansen mellom disse tilsvarer ekstra areal ved full nisjebredde.
Areal T10,5	78,83 m <sup>2</sup>	
Ekstra areal der nisjen holder jevn bredde, A1:	105,66-78,83 =26,83 m <sup>2</sup>	
Volum der nisjen holder jevn bredde, V1:	26,83 * 30 m = 804,9 m <sup>3</sup>	
Ekstra areal i utviding/innsnevringssone, A2:	(26,83-0)/2 = 13,42 m <sup>2</sup>	Det forutsettes jevn overgang mellom profilene T10,5 og T13,5.
Volum i utviding/innsnevringssone, V2:	13,42 * 30 m = 402,5 m <sup>3</sup>	
Totalt volum per nisje, V1+2*V2:	804,9 + 2*402,5 = 1609,8 m <sup>3</sup>	

### Tidsforbruk nisjer:

Det antas her at det nye tunneløpet vil bli 1650 m langt. Dette basert på at dagens fjelltunnel på 1614 m er tilnærmet rettlinjert, og at nytt løp vil bli tilsvarende, men noe lenger pga påhuggsområdene.

Med en total tunnellengde på 1650 meter blir det behov for tre nisjer. Standard ukeinndrift ble for det rene løpet beregnet til 66,6 m/uke. Inndriften er basert på et mindre tverrsnitt og vil minke når man kommer til nisjene. Siden dette arealet endres over nisjen, beregnes et gjennomsnittlig areal for hele nisjen, deretter finnes en tilsvarende ukeinndrift.

Gjennomsnittelig tverrsnitt:  $(105,66+78,83)/2 = 92,25 \text{ m}^2$

$((105,66*1)+(92,25*2))/3 = 96,72 \text{ m}^2$

Ny inndrift for dette arealet finnes fra figur 6.3 i rapporten. Her ser vi at for T10,5 får vi en inndrift på 63 m/uke. Det stemmer ganske godt med beregningene som sier 66,6 m/uke. Ut fra forholdet mellom disse og avlest ukeinndrift for tverrsnitt 96,72 m<sup>2</sup> (interpolasjon, forlenging av graf) kan beregnet inndrift finnes.

T10,5: Forhold ukeinndrift avlest/beregnet:  
 $63\text{m/uke} / 66,6\text{ m/uke} = 0,95$

A=96,72 m<sup>2</sup>: Ukeinndrift<sub>avlest</sub> = 56 m/uke. Ukeinndrift<sub>beregnet</sub>:  
 $56\text{ m/uke} / 0,95 = 59,2\text{ m/uke}$

Da får vi:

Tidsforbruk per meter:  $101\text{ h/uke} / 59,2\text{ m/uke} = 1,71\text{ h/m}$

Timeinndrift:  $96,72\text{ m}^3/\text{m} / 1,71\text{ h/m} = 56,56\text{ m}^3/\text{h}$

Ekstra tid nisjer:  $1609,8\text{ m}^3 / 56,56\text{ m}^3/\text{h} = 28,46\text{ h per nisje}$

Det er vanlig å legge på et tillegg i tiden som her med tid som somles bort i forbindelse med f.eks. tverrsnittsendringer eller andre endringer som påvirker tidsforbruket. Denne er her satt til 10 %.

+Plunder og heft (10%)  $28,46\text{ h} * 1,10 = \mathbf{31,3\text{ h per nisje}}$

Det er her tatt høyde for tverrsnittsendringen, men ikke eventuelle reduserte salver.

### 9.3 TVERRFORBINDELSER:

Etter håndbok 021 skal tverrforbindelsene etableres med en maksimal avstand på 250 m. Med en tunnallengde på 1650 meter blir det da behov for seks slike tverrforbindelser. Det er som nevnt vanlig å benytte tunneprofil T4 på gangbare tunnelforbindelser. Det velges her å øke denne for å få plass til utstyr som borerigg slik at effektiviseringen av arbeidet øker til tross for et noe større tverrsnitt. Profilet over T4 er T5,5. Det er dette profilet som velges for tverrforbindelsene, tverrsnittsareal er da  $A=42,59\text{ m}^2$ . HB021.

Fra rystelsesberegningen bør lengden på tverrforbindelsene være minst 14 m. Siden påhuggene muligens vil plasseres nærmere hverandre kan noen av tverrforbindelsene bli kortere. Da det er 250 m inn til første forbindelse er det rimelig å anta at tunnelene har opparbeidet nødvendig avstand mellom seg allerede ved første tverrforbindelse. Alle tverrforbindelsene beregnes derfor med lengde 14 m.

En må videre anta at disse tunnelene må drives med kortere salvelengder for å holde rystelsesnivået under kontroll. 14 m var minste tillatte avstand ved 5 meters salver. Av erfaringene fra Gevingåsen er velges det derfor å starte med salvelengde 3 m. Etter hver salve innover vil rystelsesnivået måtte reduseres ytterligere og dermed redusere salvelengden også. Tillatte salvelengder blir etter rystelsesberegningene som følger:

**TABELL 13 TILLATTE SALVELENGDER**

	Tykkelse fjellstabe før	Salvelengde	Tykkelse fjellstabe etter
Salve 1:	14 m	3 m	11 m
Salve 2:	11 m	2 m	9 m
Salve 3:	9 m	2 m	7 m
Salve 4:	7 m	2 m	5 m
Salve 5:	5 m	2 m	3 m
Salve 6:	3 m	2 m	1 m
Salve 7:	1 m	gjennomslag	

For å finne nødvendig tid til tverrforbindelsene må det også her beregnes ny inndrift siden tverrsnittet er mindre enn i hovedløpet. I tillegg til endret tverrsnitt er også salvelengdene endret. Selv om tunnelene er vesentlig mindre tilsier dimensjoner på borerigg fra Atlas Copco at det skal være plass til en slik rigg (Atlas Copco, 2013).

Beregningen for andre salvelengder er først gjennomført ved å endre de ulike faktorene i TunSim. For 3 meters salver går dette fint, men da programmet ikke tillater kortere salvelengder blir resultatene gale, selv om verdier overstyres. Beregningene er derfor gjort på nytt for hånd og verdiene er gitt i tabell 15. Når det gjelder standard ukeinndrift blir denne:

2 meter:	59,75 m/uke
3 meter:	72,67 m/uke

Nødvendig tid beregnes i tabell 14.

**TABELL 14 INNDRIFT TVERRFORBINDELSE**

	2m (drives i 11 meter)	3 m (drives i 3 m)
Volum tverrforbindelse:	$11 \text{ m} * 42,59 \text{ m}^2 = 468,49 \text{ m}^3$	$3 \text{ m} * 42,59 \text{ m}^2 = 127,77 \text{ m}^3$
Tidsforbruk per meter:	$101 \text{ h/uke} / 59,75 \text{ m/uke} = 1,69 \text{ h/m}$	$101 \text{ h/uke} / 72,67 \text{ m/uke} = 1,39 \text{ h/m}$
Timeinndrift:	$42,59 \text{ m}^3/\text{m} / 1,69 \text{ h/m} = 25,20 \text{ m}^3/\text{h}$	$42,59 \text{ m}^3/\text{m} / 1,39 \text{ h/m} = 30,64 \text{ m}^3/\text{h}$
Ekstra tid:	$468,49 \text{ m}^3 / 25,20 \text{ m}^3/\text{h} = 18,59 \text{ h}$	$127,77 \text{ m}^3 / 30,64 \text{ m}^3/\text{h} = 4,17 \text{ h}$
+ Plunder og heft (10 %):	$18,59 \text{ h} * 1,10 = 20,45 \text{ h}$	$4,17 \text{ h} * 1,10 = 4,59 \text{ h}$

Totalt tidsforbruk blir da:  $20,45 \text{ h} + 4,59 \text{ h} = \mathbf{25,04 \text{ h per tverrforbindelse}}$

## 9.4 RESULTATER:

I tabell 15 er alle beregninger for hovedløpets og tverfforbindelsenes tverrsnitt vist. De er også beregnet verdier for eventuelle reduserte salver i hovedløpet.

**TABELL 15 RESULTATER INNDRIFT**

Parameter:		Salvelengde						I rapport:
		2 m	3 m	2 m	3 m	5 m		
Tunnelens tverrsnitt (teoretisk)	$A_s$	42,59	42,59	78,83	78,83	78,83	m <sup>2</sup>	Hb 021, s.38
Ferdighetsnivå		høyt						
Kutt		parallellhull						Kap III.3 s.19
Sprengbarhet	SPR	middels						Kap III.3 Fig.2.1
Boring:								
Boret lengde	$l_h$	2	3	2	3	5	m	Valgt
Hulldiameter tomme hull	$d_g$	102	102	102	102	102	mm	Valgt
Antall tomme hull	$N_g$	1	2	1	2	3	stk	Kap III.3 Fig.3.7
Hulldiameter ladede hull	$d_h$	48	48	48	48	48	mm	Valgt
Antall ladede hull, standard runde	$N_b$	72	72	107	107	107	stk	Kap III.3 Fig.3.10
Korreksjonsfaktor	$k_{bl}$	0,91	0,93	0,91	0,93	1,00		Kap III.3 Fig.3.10
Antall ladede hull, korrigert	$N_h$	65,52	66,96	97,37	99,51	107	stk	-
Type borerigg		COP 3038						
Antall hammere	$N_m$	3	3	3	3	3	stk	
Borbarhet	DRI	middels, 49	middels, 49	middels, 49	middels, 49	middels, 49		Kap III.5 s.10-11
Borsynk basis	$v_b$	315	315	315	315	315	cm/min	Kap III.5 Fig.2.3 og s.12
Korreksjonsfaktor borsynk, ladede hull	$k_{hv}$	100	100	100	100	100	%	Kap III.5 Fig.2.4
Borsynk ladede hull	$v_h$	315	315	315	315	315	cm/min	
Korreksjonsfaktor borsynk, tomme hull	$k_{gv}$	44	44	44	44	44	%	Kap III.5 Fig.2.4
Borsynk tomme hull	$v_g$	139	139	139	139	139	cm/min	-
Boretid ladede hull	$T_h$	13,87	21,26	20,6	31,6	56,6	min	Kap III.5 Formel 2.1
Boretid tomme hull	$T_g$	0,60	1,80	0,60	1,80	4,5	min	Kap III.5

								Formel 2.2
Flyttid per hull	$t_f$	0,65	0,68	0,65	0,68	0,75	min/hull	Kap III.5 Fig.2.5
Flyttid total	$T_f$	14,63	16,08	21,53	23,46	28,3	min	Kap III.5 Formel 2.3
Enhetstid stangforlenging	$t_{st}$	1,8-1,9	1,8-1,9	1,8-1,9	1,8-1,9	1,8-1,9	min	Kap III.5 s.21
Forlenging av borstenger	$T_{st}$	0	0	0	0	0	min/hull	Kap III.5 Formel 2.4
Rock wear quality		Medium						
Bit skiftefaktor	$f_k$	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018		Kap III.5 Fig.2.6
Enhetstid for bitskifte	$t_k$	3	3	3	3	3	min	Kap III.5 s.15
Tid for skifte av bits	$T_k$	2,43	3,83	3,58	5,59	10,17	min	Kap III.5 Formel 2.5
Faktor mangel på samtidighet	$f_{sa}$	0,105	0,105	0,075	0,075	0,075		Kap III.5 Fig.2.7
Tid mangel på samtidighet	$T_{sa}$	3,06	4,11	3,20	4,26	6,7	min	Kap III.5 Formel 2.6
Nødvendig boretid (i)	$T_b$	34,59	47,08	49,51	66,71	106,27	min	
Lading og skyting:								
Type sprengstoff		Emulsjon						Valgt
Antall ladeliner		2	2	2	2	2	stk	Valgt
Ladetid basis	$T_{lb}$	33,5	34	46	47,5	50	min/runde	Kap III.5 Fig.2.8
Korreksjonsfaktor	$k_{ll}$	0,75	0,83	0,75	0,83	1,0		Kap III.5 Fig.2.8
Tidsbestemmende ladetid (ii)	$T_l$	25,13	28,22	34,50	39,43	50	min/runde	
Riggid boring, lading og skyting (iii)	$T_{rb}$	14,3	14,3	18	18	18	min/runde	Kap III.5 Fig.2.1
Tilfeldig tapstid: bor/lad/skyt (iv)	$T_{tb}$	8,22	9,95	11,32	13,78	19,3	min	Kap III.5 s.6
Sum boring, lading og skyting (i+ii+iii+iv)	$I$	82,24	99,55	113,33	137,92	193,6	min	
Ventilasjon:								
Ventilasjonspause	$ll$	9,0	9,0	16	16	16	min	Kap III.5 Fig.3.1
Utlasting:								
Type laster		Cat 972G	Cat 972G	Volvo L330E	Volvo L330E	Volvo L330E		Kap III.5 Fig.4.4
Type transport		Lastebil						Kap III.5 Fig.4.4
Normalisert brutto	$Q_l$	135	135	258	258	258	ulm <sup>3</sup> /h	Kap III.5



lastekapasitet								Fig.4.4
Overmasse, ekskludert nisjer	$F_{o,ekskl}$	1,158	1,158	1,148	1,148	1,148		Kap III.5 Fig.4.1
Inndrift per runde	$p_r$	90	90	90	90	90	%	Kap III.3 s.30
Sprengt volum per runde	$V_r$	88,77	133,16	162,89	244,34	407,24	ulm <sup>3</sup>	Kap III.5 Formel 4.1
Lastetid per runde (i)	$T_{it}$	39,45	59,18	37,88	56,82	94,7	min	Kap III.5 Formel 4.2
Riggetid lasting (ii)	$T_{ri}$	14,4	14,4	22	22	22	min	Kap III.5 Fig.4.2
Tilfeldig tapstid: lasting (iii)	$T_{ti}$	5,98	8,17	6,65	8,75	12,9	min	Kap III.5 s.6
Sum lasting (i+ii+iii)	III	59,83	81,75	66,53	87,57	129,7	min	
Rensk:								
Rensk per runde	$T_r$	42	42	70	70	70	min	Kap III.5 Fig.5.1 (usikker)
Korreksjonsfaktor borelengde		0,75	0,83	0,75	0,83	1,0		Kap III.5 Fig.5.1
Tid rensk per runde	IV	31,5	34,86	52,50	58,10	70	min	usikker
Inndrift:								
Netto salvesyklusetid (I+II+III+IV)	$T_{nr}$	182,57	225,16	248,36	299,59	409,3	min	Rent tunnelløp
Standard salvesyklusetid	$T_{sr}$	182,57	225,16	248,36	299,59	409,3	min	Rent tunnelløp
Standard salvesyklusetid	$T_{sr}$	3,04	3,75	4,14	4,99	6,82	h	Rent tunnelløp
Effektive arbeidstimer pr uke	$h_w$	101	101	101	101	101	h/uke	
<b>Standard ukeinndrift</b>		<b>59,75</b>	<b>72,67</b>	<b>43,92</b>	<b>54,61</b>	<b>66,6</b>	<b>m/uke</b>	
<b>Ekstra tid nisjer</b>	$T_{nisje}$					<b>31,3</b>	<b>h/nisje</b>	
<b>Ekstra tid tverrforbindelse</b>	$T_{tverr}$					<b>25,04</b>	<b>h/tf</b>	

## 10. SIKRING

*Over er det beregnet hvor lang tid en syklus tar, sett bort fra sikringen. Gjennom tunnelen vil fjellforholdene endres underveis, noe som stiller ulike krav til sikring. Dette medfører endringer i den beregnede ukeinndriften og antall salver per dag. Det vil nå bli sett på nødvendig sikring ut fra antatte fjellforhold og krav i håndbok 021. Videre beregnes tidforbruket ut fra enhetstider i «Prosjektrapport 2F-99 Tunneldriving» fra 1999, utgitt av NTNU - Anleggsdrift. Det er også her unnlatt å ta med alle figurer, det vises istedet til prosjektrapporten.*

*Beregninger finnes i bilag 4.*

### 10.1 KRAV TIL NØDVENDIG PERMANENT SIKRING ETTER ANTATT FJELLKVALITET

Når nødvendig sikring av det nye løpet skal bestemmes kreves omfattende forundersøkelser av løpet. Videre kan tiltak ut fra antatt bergmassekvalitet bestemmes etter håndbok 021. Da dette foreløpig ikke er utført kan sikringsmengden for det nye løpet bestemmes med utgangspunkt i dagens løp (Ine Gressetvold, møte 12.april 2013). Det er først sett på sikringsmengden i dagens løp, antatt en aktuell sikringsklasse fra håndboken og deretter sett på hvor stor andel av tunnellopet som tilhører denne klassen. Dagens sikring er funnet fra en kartlegging, se figur 26, av Væretunnelen utført i 1987 som er gjengitt i «notat: E6 Ranheim – Værnes, forprosjekt 2012».

Håndbok 021 bestemmer sikringsklassen ut fra Q-verdien. Denne ble tidligere antatt til å være  $Q < 4$ . Verdien er usikker og satt for å være på den sikre siden og det antas derfor at fjellet er bedre enn dette noen steder. Tabell 16 viser en oversikt over de ulike bergmasseklassene, og ut fra disse kan nødvendig permanent sikring bestemmes.

TABELL 16 SAMMENHENG BERGMASSEKLASSE OG SIKRINGSMENGDEN (STATENS VEGVESEN, 2010A)

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



En Q-verdi på  $Q < 4$  tilsvarer i følge håndboken bergmasseklasse D, E og F. Vi vet at 212 m er fullt utstøpt og at dette derfor er svært dårlig fjell. Her kan det derfor være rimelig å anta bergmasseklasse E og F. Det er videre rimelig å anta at størstedelen av tunnelen tilfredsstillende klasse D. Fjellet vil mest sannsynlig ha bedre kvalitet i noen soner og der det ut fra figur 26 viser lite eller ingen sikring kan en anta klasse A/B og C.

Det velges derfor en fordeling av bergmasseklasser for dagens løp slik, basert på antakelser om fjellets kvalitet og omtrentlig måling av antall meter sikring fra kartleggingen i figur 26.:

Klasse A/B:	0 m		
Klasse C:	160 m	10 % av total lengde	I dag usikret.
Klasse D:	1242 m	77 % av total lengde	
Klasse E:	132 m	8,2 % av total lengde	212 m i dag fullt utstøpt
Klasse F:	80 m	5 % av total lengde	212 m i dag fullt utstøpt
Klasse G:	0 m		
Totalt 1614 m fjelltunnel.			

Det antas at samme prosentfordeling kan benyttes for det nye tunnellopet også. Det er forutsatt en ny tunnallengde på 1650 m. Lengdene på de ulike sonene blir da:

Klasse C:	$1650 \text{ m} * 10 \% = 165 \text{ m}$
Klasse D:	$1650 \text{ m} * 77 \% = 1270,5 \text{ m}$
Klasse E:	$1650 \text{ m} * 8,2 \% = 135,3 \text{ m}$
Klasse F:	$1650 \text{ m} * 5 \% = 82,5 \text{ m}$

For hver sikringsmetode er det i det følgende gitt ett beregningseksempel for hovedløp uten nisjer og tverrforbindelser. For resterende beregninger vises det til Excelark i bilag 4. Der finnes også beregninger gjort for nisjer og tverrforbindelser i ulike bergmasseklasser. De valg og antakelser som er foretatt er omtalt i hvert tilfelle. Sålestøp i klasse E og F er ikke beregnet da dette skal vurderes spesielt for tilfellene. Det antas at denne kan etableres på et senere tidspunkt og dermed ikke blir tidsbestemmende for salvesyklusen. Nødvendig sikring for alle klasser oppsummeres til slutt i tabell 17-19.

### 10.1.1 FORBOLTING

Forbolting kreves for bergmasseklasse E og F. Valgt senteravstand mellom boltene ut fra retningslinjer i tabell 16:

Klasse E: c/c 300 mm  
 Klasse F: c/c 300 mm

Antall nødvendige bolter beregnes ut fra tverrsnittets buelengde, for T10,5 er denne 22,71 m. For klasse E og F blir nødvendig forbolting:

$$\text{Antall bolter: } \frac{22,71 \text{ m}}{0,3 \text{ m}} - 1 = 74,7 \text{ bolter per rad}$$

### 10.1 2 BOLTING

Bolting skal utføres for alle klassene som systematisk bolting. Med dette menes bolting i rutenett. Antall bolter finnes for buelengde og en løpemeter tunnel. Her vises framgangsmåte for beregning av klasse C med  $c/c=2,0$  m:

Buelengde:	$22,71 \text{ m} / 2,0 \text{ m} - 1 = 10,4$ bolter per rad
Tunnellengde:	$1 \text{ bolt} / 2 \text{ m} = 0,5$ bolter per løpemeter
Totalt:	$10,4 * 0,5 = 5,2$ bolter per løpemeter

### 10.1.3 SPRØYTEBETONG

Sprøytebetong påføres i heng og på veggene ned til såle i alle klasser. Nødvendig tykkelse på sprøytebetonglaget er valgt etter håndboken:

Klasse C:	80 mm
Klasse D:	100 mm
Klasse E:	150 mm
Klasse F:	200 mm

### 10.1.4 SPRØYTEBETONGBUER

For de svakeste klassene, E og F, skal det etableres sprøytebetongbuer som erstatter tidligere full utstøping (Ine Gressetvold, møte 12.april 2013). Avstand mellom buene settes til 2,5 m for klasse E og 2 m for klasse F. Dette utgjør:

Klasse E:	$1 \text{ bue} / 2,5 \text{ m} = 0,4$ buer per løpemeter
Klasse F:	$1 \text{ bue} / 2 \text{ m} = 0,5$ buer per løpemeter

## 10.2 NØDVENDIG SIKRING FOR RENT TUNNELLØP, NISJER OG TVERRFORBINDELSER:

Samme beregningsmetode er benyttet for de ulike tunnelelementene. Resultatene er gitt i tabellene 17-19. For nisjer er nødvendig antall bolter beregnet ut fra en gjennomsnittlig buelengde over hele nisjen og det er antatt at hele nisjen ligger i samme bergmasseklasse. For tverrforbindelser er det også antatt at hele forbindelsen ligger i samme klasse.

**TABELL 17 RENT TUNNELLØP**

Klasse:	Lengde:	Forbolting:	Bolting:	Sprøytebetong:	Sprøytebetongbuer:
C:	165 m	-	c/c 2,0 m; 5,2 bolt/lm	80 mm	-
D:	1270,5 m	-	c/c 1,5 m; 9,4 bolt/lm	100 mm	-
E:	135,3 m	c/c 300 mm; 74,7 bolter per rad	c/c 1,5 m; 9,4 bolt/lm	150 mm	0,4 buer/lm
F:	82,5 m	c/c 300 mm; 74,7 bolter per rad	c/c 1,0 m; 21,7 bolt/lm	200 mm	0,5 buer/lm

**TABELL 18 NØDVENDIG SIKRING FOR NISJER**

Klasse:	Lengde:	Forbolting:	Bolting:	Sprøytebetong:	Sprøytebetongbuer:
C:	90 m	-	c/c 2,0 m; 5,7 bolt/lm	80 mm	-
D:	90 m	-	c/c 1,5 m; 10,4 bolt/lm	100 mm	-
E:	90 m	c/c 300 mm; 82,2 bolter per rad	c/c 1,5 m; 10,4 bolt/lm	150 mm	0,4 buer/lm
F:	90 m	c/c 300 mm; 82,2 bolter per rad	c/c 1,0 m; 24,0 bolt/lm	200 mm	0,5 buer/lm

**TABELL 19 NØDVENDIG SIKRING FOR TVERRFORBINDELSER**

Klasse:	Lengde:	Forbolting:	Bolting:	Sprøytebetong:	Sprøytebetongbuer:
C:	14 m	-	c/c 2,0 m; 3,9 bolt/lm	80 mm	-
D:	14 m	-	c/c 1,5 m; 7,2 bolt/lm	100 mm	-
E:	14 m	c/c 300 mm; 58,1 bolter per rad	c/c 1,5 m; 7,2 bolt/lm	150 mm	0,4 buer/lm
F:	14 m	c/c 300 mm; 58,1 bolter per rad	c/c 1,0 m; 16,7 bolt/lm	200 mm	0,5 buer/lm

## 10.3 TIDSBRUK SIKRING ETTER «PROSJEKTRAPPORT 2F-99 TUNNELDRIFT»

Sikring er en tidkrevende prosess og store deler av dette arbeidet må være utført før man kan begynne på boring av ny salve. Dette betyr at mesteparten av sikringsarbeidet vil være tidsbestemmende for drivingen av tunnelen. Tidsforbruket for sikring beregnes her for de ulike antatte sikringsklassene og tilhørende tunnellengde med utgangspunkt i de beregnede nødvendige sikringsmengdene og «Prosjektrapport 2F-99, Tunneldrift» fra NTNU Anleggsdrift (1999). Her gis enhetstider for ulike prosesser som grafer basert på tidsstudier og driftsoppfølging ved norske tunnelanlegg.

### 10.3.1 GENERELLE ANTAKELSER

Rapporten forutsetter middels borbarhet (DRI=49) og middels sprengbarhet. Tilfeldig tapstid er inkludert i enhetstidene. Alle tall er basert på skiftordning med 101 timer per uke. Antakelser knyttet til figurene som benyttes i rapporten vil bli beskrevet for hvert tilfelle.

Det er videre beregnet sikringsmengde for ulike salvelengder. Dette er gjort der sikringsmetode tilsvarer dårlig fjell og det da er sannsynlig at det vil drives med reduserte salvelengder.

### 10.3.2 TIDSBESTEMMENDE FAKTOR

Som nevnt vil mesteparten av sikringsarbeidet være avgjørende for endelig salvesyklus, men noe tid kan imidlertid trekkes fra da deler av arbeidet kan utføres samtidig med andre prosesser. Dette tas høyde for ved å benytte en tidsbestemmende faktor gitt i rapporten for den aktuelle sikringsmetoden som beskriver hvor stor andel av tiden som skal medregnes.

### 10.3.3 FORBOLTING

Tid til forbolting inkluderer tid til rigg, boring, gysing og festing. Her forutsettes det 6 m borelengde, boltlengde 8 m og bruk av 2 maskiner. Den tidsbestemmende faktoren er satt til 1,0. Det antas videre at tidsforbruket kan reduseres noe etter hvert som kunnskapen og erfaringen øker, men dette er ikke medregnet her. Det kreves videre økt sprøytebetong i disse sonene, men dette er medregnet i den økte tidsbestemmende faktoren under delkapittelet om sprøytebetong. Videre kan det korrigeres for boltelengde, men dette er ikke gjort her siden boltelengde ikke er spesifisert i håndboken.

Tidsforbruket er beregnet for 2, 3 og 5 m salvelengder da det kan være aktuelt å drive reduserte salvelengder i sonene der fjellet er så dårlig at forbolting er påkrevd. I tidsberegningene er salvelengde 3 m brukt for klasse E og 2 m brukt for klasse F. Dette antas å være konservativt og at det vil være mulig å drive med lengre salvelengder flere steder. Noe kortere tid vil derfor være realistisk her.

Eksempel beregning klasse E:

Tidl. beregnet antall bolter:	74,7 bolt/rad
Tidsforbruk per salve (graf):	8,9 h/salve
Ant. salver ved salvelengde 3m:	$135,3 \text{ m} / 3 \text{ m} = 45 \text{ salver}$
Tidsbestemmende faktor:	1,0
Tid til forbolting:	$45 \text{ salver} * 8,9 \text{ h/salve} * 1,0 = 401,39 \text{ h}$

### 10.3.4 BOLTING

Tidsforbruket for bolting inkluderer boretid og montering av bolter. Rapporten forutsetter bruk av polyesterforankrede bolter og boltelengde 3 m, men det er også beregnet tidsforbruk ved 6 m boltelengder ved hjelp av korreksjonsfaktor fra gitt graf. Det antas bruk av dagens praksis etter rapporten med montering av bolter etter bolteboring. Tidsbestemmende faktor er 1,0.

Beregningseksempel, klasse C:

Tidl. Beregnet bolt/lm:	5,2 bolt/lm
Tid per meter (graf):	0,29 h/m
Korreksjonsfaktor for 6m bolter:	2,1
Tidsbestemmende faktor:	1,0
Tid per løpemeter:	$0,29 \text{ h/m} * 2,1 * 1,0 = 0,61 \text{ h/lm}$
Total tid:	$0,61 \text{ h/lm} * 165 \text{ m} = 100,49 \text{ h}$



### 10.3.5 SPRØYTEBETONG

Her forutsettes lengde på sprøytet område å være 10 m, prelltap er inkludert. For dårlige fjellområder (klasse E og F) må det sprøytes etter hver salve, noe som gir behov for å redusere sprøytelengden. Med forsiktig sprengning antas det i verste fall bruk av 2 m salvelengder. Det er imidlertid ikke gitt noen korreksjonsfaktor for så korte sprøytelengder, da grafen som bestemmer denne stiger svært raskt og fører til en svært høy faktor. Derfor beregnes det her med korreksjonsfaktor for 5 m. Dette må vurderes spesielt ved videre arbeid.

For klasse E og F skal sprøytebetonglaget være tykkere enn 100 mm. Det antas da at det må sprøytes i to omganger og at bare det første laget (100 mm) blir tidsbestemmende. De resterende millimeterne forutsettes sprøytet senere.

Det er også antatt en tidsbestemmende faktor på 0,7 da det antas at store deler av sprøytingen må utføres før en ny runde med boring kan settes i gang. For klasse E og F må sprøyting etter hver salve korrigeres for og tidsbestemmende faktor er her satt til 1,5 da dette er svært tidkrevende. Da rapporten gir nødvendig tid i  $\text{h/m}^3$  må denne videre regnes om til  $\text{h/m}$  tunnel. Eksempel for hvordan dette er gjort er vist under.

For klasse C, nødvendig tykkelse 80 mm:

Av graf ut fra tverrsnitt:	0,14 $\text{h/m}^3$
Korreksjon sprøytet lengde:	1,0
Tid per kubikkmeter:	0,14 $\text{h/m}^3$
Ant. $\text{m}^3$ per sprøytet lengde:	$0,080 \text{ m} * 22,71 \text{ m} * 10 \text{ m} = 18,17 \text{ m}^3$
Tid per sprøytet lengde:	$0,14 \text{ h/m}^3 * 18,17 \text{ m}^3 = 2,54 \text{ h}$
Tid per løpemeter tunnel:	$2,54 \text{ h} / 10 \text{ m} = 0,25 \text{ h/m}$
Tidsbestemmende faktor:	0,7
Total tid:	$0,25 \text{ h/m} * 165 \text{ m} * 0,7 = 29,38 \text{ h}$

### 10.3.6 SPRØYTEBETONGBUER

Det er ikke gitt opplysninger om slike buer i rapporten, informasjon er derfor gitt av Amund Bruland (møte 27.05.13). det er ikke funnet noen tidsbestemmende faktor, slik at denne er her satt til 1,0.

Tid per meter bue:

Klasse E:	0,16 $\text{h/m}$
Klasse F:	0,24 $\text{h/m}$

Nødvendig tidsforbruk for klasse E er som følger:

Tid per bue:	$0,16 \text{ h/m} * 22,71 \text{ m} = 3,63 \text{ h/bue}$
Tidl. Beregnet bue/m:	0,4 $\text{bue/m}$
Tid per løpemeter:	$3,63 \text{ h/bue} * 0,4 \text{ bue/m} = 1,45 \text{ h/m}$
Tidsbestemmende faktor:	1,0
Total tid:	$1,45 \text{ h/m} * 135,3 \text{ m} * 1,0 = 196,65 \text{ h}$

### 10.3.7 SONDERBORING

For å få opplysninger om fjellets egenskaper og kvalitet, samt avdekke vannlekkasjer foran stoff kan sonderboring benyttes. Dette utføres enten som slagboring fra stoff eller som kjerneboring. Ut fra resultatene kan spesielle tiltak for videre driving vurderes. For å danne et best mulig bilde av forholdene bør boreparametertolkning (Measure while drilling – MWD) utføres. Da brukes boreloggen fra salve-, sonder-, bolte-, eller injeksjonsboringer til å vurdere fjellets egenskaper og vanninntrengning foran stoff (Statens vegvesen, 2010a).

Det antas bruk av 4 borehull og 2 maskiner for de dårligste fjellforholdene, dvs bergmasseklasse E og F. Da grafen for bestemmelse av nødvendig tid i rapporten forutsetter boret lengde 30 m og 10 m overlap og disse

ikke kan korrigeres for, brukes grafen slik den er oppgitt. Det antas 4 sonderboringshull. Tidsbestemmende faktor er 1,0.

For å bestemme nødvendig tidsforbruk må antall bormeter per meter finnes. Dette beregnes slik:

$$\frac{\text{Borehullslengde} * \text{antall hull}}{\text{borehullslengde} - \text{overlapp}} = \frac{30 \text{ m} * 4}{30 \text{ m} - 10 \text{ m}} = 6 \text{ bm/m}$$

Enhetstid blir da 0,0172 h/bm ut fra graf. For klasse E og F blir tidsforbruket:

Klasse E: 0,0172 h/bm \* 135,3 m = 2,33 h

Klasse F: 0,0172 h/bm \* 82,5 m = 1,42 h

### 10.3.8 KJERNEBORING

Ved antakelser om spesielt dårlig fjell er bruk av kjerneboring å anbefale. Prøver av fjellmassene tas ut og gir et tydelig bilde på hvilke forhold som venter foran stuff. Dette er særlig nyttig ved svakhetssoner. Det antas at kjerneboring kan benyttes i de dårligste sonene der det antas bergmasseklasse F. Dette gjelder dermed 5 % av tunnelens lengde. Som boret lengde antas 50 m og kompliserte avviksforhold siden det er et parallelt løp som ikke må skades. Tidsbestemmende faktor er 0,2. Nødvendig tid blir da:

Per bormeter: 0,74 h/bm

For klasse F: 0,74 h/bm \* 82,5 m \* 0,2 = 12,21 h

### 10.3.9 INJEKSJON

For å hindre vanninntrengning og minske lekkasjer i tunneler bør det forinjiseres, det vil si injiseres før driving. Sementmasse fylles da inn i injiseringshull og tetter sprekker. Siden det i Væretunnelen ikke tidligere er injisert, og det eksisterende løpet kan antas å ha drenert fjellet betydelig, er det rimelig å anta at det ikke er behov for å injisere fjellet ved etablering av nytt løp. Det er nevnt små lekkasjer jevnt over tunnelen, men dette er normalt.

### 10.3.10 GEOLOGISK HEFT

Det vil også gå bort noe tid til andre faktorer, for eksempel bore-/ladevansker, redusert salvelengde og delt tverrsnitt. Dette legges til nødvendig tid som en prosentandel av sikringstiden. Faktoren varierer mellom 5 og 10 %. Her velges 5 % da det er tatt høyde for slike parametre under beregningen, men da det likevel alltid vil oppstå noe avvik.

## 10.4 RESULTAT

### 10.4.1 HOVEDLØP

Ved å se på de antatte fjellforholdene og den nødvendige sikringsmengden kan totalt tidsforbruk til sikring for de ulike klassene for det rene løpet beregnes. Ved bolting er det her forutsatt 6 m bolter og ved forbolting er det forutsatt at fjellet krever driving med 3 m salver i klasse E og 2 m salver i klasse F.

TABELL 20 RESULTAT TIDSBEREGNING FOR SIKRING AV RENT TUNNELLØP

Klasse:	Lengde:	Sikring:
C:	165	136,36 h
D:	1270,5	1711,24 h
E:	135,3	914,44 h
F:	82,5	951,70 h

### 10.4.2 NISJER

Det vites ikke noe om hvordan de ulike sonene av fjellkvalitet vil fordeles innover i fjellet. Det er derfor vanskelig å si noe om hvordan fjellforholdene er der nisjene etableres. Det blir derfor beregnet et tidsforbruk for nisjer i ulike bergmasseklassene og det antas for enkelhets skyld at det over hele nisjen er samme fjellforhold. Da det tidligere er antatt at bergmasseklasse F er 82,5 m lang og nisjen er 90 m lang blir dette en feilkilde, da det ikke vil være klasse F over hele nisjen. Dette blir likevel sett bort fra her da det ikke er mange meter om å gjøre. Eventuelt kan det gjøres en tilnærming med vektning av klassefordeling og tidsforbruk over nisjen, men det vil likevel bli et usikkert resultat da nisjene er beregnet ut fra en gjennomsnittlig buelengde over hele lengden.

Buelengden er beregnet slik som en forenkling av beregningsarbeidet:

Buelengde T10,5: 22,71 m  
Buelengde T13,5: 26,08 m

I inn- og utkjøringssonene (totalt 60 m)  
av nisjen er gjennomsnittlig buelengde:  $\frac{(26,08 \text{ m} + 22,71 \text{ m})}{2}$

Der nisjen er på sitt bredeste (30 m) er buelengden: 26,08 m

Gjennomsnittlig buelengde:  $\frac{\frac{(26,08 \text{ m} + 22,71 \text{ m})}{2} * 60 + (26,08 \text{ m}) * 30}{90} = 24,96 \text{ m}$

Dette betyr at tidsforbruk for nisjer er beregnet med utgangspunkt i driving av hele nisjen i ett, slik at det blir feil å bruke tidsforbruket per løpemeter nisje. Samme beregningsmåte er brukt for å finne gjennomsnittlig tverrsnitt ved bestemmelse av enhetstid for sprøytebetong.

Gjennomsnittlig tverrsnitt:  $\frac{\frac{(105,66 \text{ m}^2 + 78,83 \text{ m}^2)}{2} * 60 + (105,66 \text{ m}^2) * 30}{90} = 96,72 \text{ m}^2$

Foruten disse endringene er tidsberegning av de ulike sikringsmetodene gjort på samme måte som for det rene tunnellopet. Dette blir derfor ikke vist her. Igjen vises det til Excelfil i bilag 4 der alle beregninger er gjort.

**TABELL 21 RESULTAT TIDSBEREGNING FOR SIKRING AV ÈN NISJE**

Klasse:	Lengde:	Sikring:
C:	90	81,33 h
D:	90	134,09 h
E:	90	663,53 h
F:	90	1129,40 h

#### 10.4.3 TVERRFORBINDELSER:

Hver av tverrforbindelsene er forutsatt 14 m lange. For tunnelprofil T5,5 er tverrsnittets areal 42,59 m<sup>2</sup> og buelengden 17,73 m. Det antas også her at det er samme fjellforhold gjennom hele tverrforbindelsene. Disse drives som nevnt med én 3 m salve og seks 2 m salver. Driving med hensyn til geologi og forsiktig sprengning er dermed tatt hensyn til. Beregningene er ellers som for rent løp og nisjer.

**TABELL 22 RESULTAT TIDSBEREGNING FOR DRIVING/SIKRING AV ÈN TVERRFORBINDELSE**

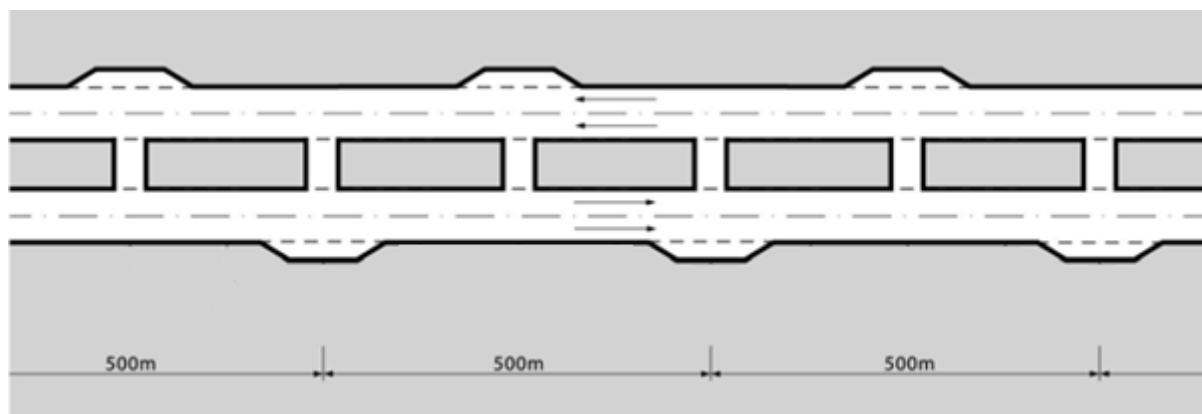
Klasse:	Lengde:	Sikring:
C:	14	9,51 h
D:	14	14,99 h
E:	14	75,68 h
F:	14	129,91 h

## 11. DRIVETID VÆRETUNNELEN UT FRA SKYTETIDSPUNKT

Når tunnelprosjekter skal settes i gang er det ønskelig å gjennomføre arbeidet mest mulig effektivt. Store maskiner og omfattende prosesser er tidkrevende og kostbart for prosjektet dersom det ikke utføres på en god måte. For å fremme effektiv driving og et godt resultat er man avhengig av god og omfattende planlegging fra start til slutt. Dette er imidlertid en vanskelig prosess, da det ikke er godt å vite hva som venter inne i fjellet. Det må derfor være mulighet for å gjøre vurderinger og endringer underveis. Det vil her bli foreslått to mulige fremgangsmetoder for Væretunnelen. Ut fra den ene drivemetoden, tidligere beregnede salvesykluser og nødvendig tid til sikring vil drivetid for ulike soner av tunnelen beregnes her. Deretter kan forslag til skytetidspunkt bestemmes. Illustrasjoner finnes i bilag 5.

### 11.1 DRIVEMETODE

Under driving vil man oppleve at stoffens geometri må endres for å etablere tunnelelementer som nisjer og tverrforbindelser. Dette vil i denne oppgaven bli omtalt som å befinne seg i ulike soner. Når tunnelen skal drives er det flere måter å gjøre dette på. Det vil her bli belyst to framgangsmetoder som kan være aktuelle, og enkelte problemstillinger som kan dukke opp underveis.



FIGUR 27 UTFORFING NYTT LØP

På grunn av tunnelens lengde og antall nisjer og tverrforbindelser vil utforming bli som vist i figur 27. Forskjellen mellom metodene ligger i hvilke deler av tunnelen som skal drives til enhver tid. Det er imidlertid noen situasjoner som vil utføres likt uansett valg av metode, da dette vurderes som beste løsning:

#### Nisjer

Når det gjelder nisjer vil det lønne seg å etablere disse samtidig som man driver hovedløpet og ikke drive hovedløpet først for siden å komme tilbake med utstyret for å drive nisjene. Selv om et større tverrsnitt fører til en lavere inndrift er det gunstig å utnytte at boreriggen er på plass slik at man slipper å komme tilbake med tungt utstyr for å drive disse.

#### Tverrforbindelser

Når det gjelder tverrforbindelser er det gunstig å sette igjen den siste salven (1 m) mot eksisterende tunnel. Dersom man åpner forbindelsen vil luftstrømning gjennom tunnelene tillates slik at man får problemer med ventilasjon og utlufting. Farlige gasser etter sprengning vil slippe ut i biltunnelen som er i drift, hvilket krever utvidet trafikkstans for å lufte ut disse. I tillegg må det renskes og sikres før trafikken kan settes i gang igjen noe som også krever tid. Ved å vente med gjennomslagssalven hindrer man også at uvedkomne får tilgang til det nye løpet. Det vil likevel lønne seg å bore hullene i salven når boreriggen likevel har tilgang. Deretter kan man komme tilbake å lade alle gjennomslagssalvene til tverrforbindelsene og skyte dem på et senere tidspunkt. Siden trafikken må stanses ved slike gjennombruddssalver er det gunstig å samle disse og skyte alle i løpet av

en lengre stans, eksempelvis i løpet av en natt. Dersom borehullene allerede er etablert er dette fullt mulig. Borehullene anses å ikke skape problemer for ventilasjonen, da disse er svært små.

De to metodene som belyses her er:

- Driving av hovedløp og nisjer først, deretter tverrforbindelser
- Driving av hovedløp, tverrsnitt og nisjer fortløpende

## 11.2. DRIVING AV HOVEDLØP, NISJER OG TVERRFORBINDELSER FORTLØPENDE:

### 11.2.1 BESKRIVELSE:

Hovedløpet drives innover til en tverrforbindelse er passert. Videre drives tverrforbindelsen samtidig som man fortsetter innover hovedløpet. Det vil på denne måten ta lenger tid før hovedløpet er gjennomdrevet i motsetning til driving av rent tunnellop først, men fordelene er at man får boret tverrforbindelsene mens boreriggen er tilstede og sprengt ut disse underveis. Det forutsettes imidlertid at boreriggen er stor nok til å kunne dekke hele området, slik at den flyttes minst mulig. Ved driving av tverrforbindelser og hovedløp samtidig kan vekseldrift eller enstuffsdrift vurderes.

Ved **vekseldrift** bores og lastes det i tverrforbindelsen mens det lastes ut av hovedløpet. Deretter skytes salven i tverrforbindelsen som deretter lastes ut mens ny salve påbegynnes i hovedløpet. Slik fortsettes det med veksling mellom de to stoffene. Fordelen med dette er god utnyttelse av tilgjengelig tid, men det er en forutsetning at bore/ladesyklusen og lastesyklusen tar tilnærmet like lang tid. Dette er imidlertid vanskelig å få til i dette tilfellet da det er store forskjeller på tverrsnittene. På grunn av dette blir syklustidene ulike og dermed blir det ujevn vekseldrift og ventetider. En annen årsak til at dette ikke er å anbefale her og som blir avgjørende er derimot at boreriggen vil stå i veien for utlastingen ved boring av tverrforbindelsene. Riggen vil være plasskrevende og hindre all passasje. Dersom tverrforbindelsene hadde vært lengre ville dette være løsbart ved at boreriggen fikk plass inne i forbindelsen, men da riggen er nesten like lang som forbindelsen blir ikke dette mulig. Det er derfor ikke mulig å drive vekseldrift på en rasjonell måte.

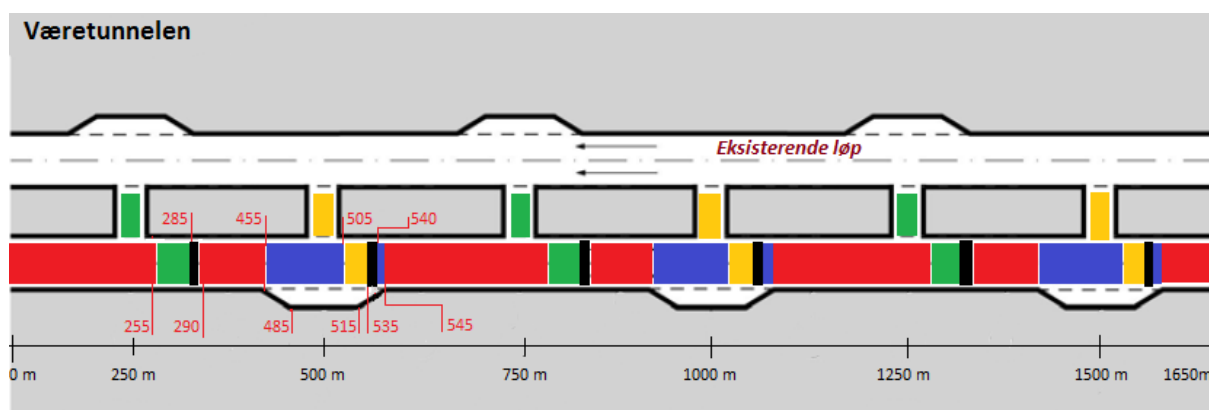
Ved **enstuffsdrift** bores det i tverrforbindelsen og hovedløpet samtidig. Deretter lastes begge stoffene før de skytes samtidig og lastes ut. Ved første salve er det avhengig av boreriggens rekkevidde om denne må flyttes for å nå hele området, men etter hvert som det drives innover tverrforbindelsene vil det uansett bli behov for å flytte riggen noe mellom de to stoffene. Ved lasting vil det ikke være mulig å gjøre annet arbeid. Lastebiler som konstant kjører inn og ut av tunnelen krever et fritt løp uten andre maskiner. Det er heller ikke mulig å oppholde seg i tunnelen under ventilasjonspausen på grunn av farlige gasser etter sprengningen. Disse tidsrommene er derfor vanskelig å spare tid på. Riggen må dermed flyttes ved skyting og utlasting av hver salve, men etterhvert som tunnallengden øker og nye tverrforbindelser dannes kan riggen skjules inne i en av disse slik at flyttedistansen blir mindre. Det anbefales å benytte denne metoden for driving.

Avgjørende for fremgangsmetoden er driving av tverrforbindelsene med sju salver og tverrsnittsendringer pga nisjene. Dette er vist i tabell 23 som bør leses i sammenheng med figur 28. Da ikke alle punktene er vist med profilnummerering i figuren er dette fordi punktene utgjør en syklus som gjentas tre ganger i løpet av tunnallengden.

Fargene i figuren viser til de ulike drivesonene og forklares her:

Driving av sone med rent hovedløp (HL)	Fargekode: rød
Driving av sone med hovedløp og tverrforbindelse (TF)	grønn
Driving av sone med hovedløp og nisjer (N)	blå
Driving av sone med hovedløp, nisjer og tverrforbindelser	gul

De sorte områdene tilsvarer siste salve av tverrforbindelsene som bare bores uten at de lades, skytes og lastes, mens hovedløpet og eventuelt nisjen drives som vanlig.



FIGUR 28 SONEINDELING

TABELL 23 FREMGANGSMÅTE SALVE FOR SALVE

	Hovedløp:	Tverrforbindelse:	Kommentar:
0 m – 255 m	51 salver à 5 m		
255 m – 285 m	6 salver à 5 m (30 m)	6 salver, èn à 3 m, fem à 2 m (13 m)	Samtidig.
285 m – 290 m	1 salve à 5 m	Boring av siste meter, uten å skyte denne	
290 m – 455 m	33 salver à 5 m (165 m)		
455 m – 485 m	6 salver à 5 m (30 m)		Nisje1. Tverrsnitt øker jevnt til 105,66 m <sup>2</sup>
485 m – 505 m	4 salver à 5 m (20 m)		Tverrsnitt 105,66 m
505 m – 515 m	2 salver à 5 m (10 m)	2 salver, èn à 3 m, èn à 2 m (5 m)	Samtidig. Tverrsnitt 105,66 m
515 m – 535 m	4 salver à 5 m (20 m)	4 salver à 2 m (8 m)	Samtidig. Lar det stå igjen 1 m tverrforbindelse. Tverrsnitt minker jevnt.
535 m – 540 m	1 salve à 5 m	Boring av siste meter, uten å skyte denne	Tverrsnitt minker jevnt.
540 m – 545 m	1 salve à 5 m		Tverrsnitt minker jevnt til 78,83 m
545 m – 755 m	42 salver à 5 m (210 m)		
755 m – 785 m	6 salver à 5 m (30 m)	6 salver, èn à 3 m, fem à 2 m (13 m)	Samtidig.
785 m – 790 m	1 salve à 5 m	Boring av siste meter, uten å skyte denne	
790 m – 955 m	33 salver à 5 m (165 m)		
955 m – 985 m	6 salver à 5 m (30 m)		Nisje2. Tverrsnitt øker jevnt til 105,66 m <sup>2</sup>
985 m – 1005 m	4 salver à 5 m (20 m)		Tverrsnitt 105,66 m
1005 m – 1015 m	2 salver à 5 m (10 m)	2 salver, èn à 3 m, èn à 2 m (5 m)	Samtidig. Tverrsnitt 105,66 m
1015 m – 1035 m	4 salver à 5 m (20 m)	4 salver à 2 m (8 m)	Samtidig. Tverrsnitt minker jevnt.
1035 m – 1040 m	1 salve à 5 m	Boring av siste meter, uten å skyte denne	Tverrsnitt minker jevnt.
1040 m – 1045 m	1 salve à 5 m		Tverrsnitt minker jevnt til 78,83 m

1045 m – 1255 m	42 salver à 5 m (210 m)		
1255 m – 1285 m	6 salver à 5 m (30 m)	6 salver, èn à 3 m, fem à 2 m (13 m)	Samtidig.
1285 m – 1290 m	1 salve à 5 m	Boring av siste meter, uten å skyte denne	
1290 m – 1455 m	33 salver à 5 m (165 m)		
1455 m – 1485 m	6 salver à 5 m (30 m)		Nisje3. Tverrsnitt øker jevnt til 105,66 m <sup>2</sup>
1485 m – 1505 m	4 salver à 5 m (20 m)		Tverrsnitt 105,66 m
1505 m – 1515 m	2 salver à 5 m (10 m)	2 salver, èn à 3 m, èn à 2 m (5 m)	Samtidig. Tverrsnitt 105,66 m
1515 m – 1535 m	4 salver à 5 m (20 m)	4 salver à 2 m (8 m)	Samtidig. Tverrsnitt minker jevnt.
1535 m – 1540 m	1 salve à 5 m	Boring av siste meter, uten å skyte denne	Tverrsnitt minker jevnt.
1540 m – 1545 m	1 salve à 5 m		Tverrsnitt minker jevnt til 78,83 m
1545 m – 1650 m	21 salver à 5 m (105 m)		Gjennomslag

Totalt 330 salver.

Av illustrasjonen ser vi at lengdene på de ulike sonene blir:

HL	(rød):	255 m + (165 m * 3) + (210 m * 2) + 105 m = 1275 m
TF og HL	(grønn):	30 m * 3 = 90 m
TF og HL (kun boring TF)	(svart):	5 m * 3 = 15 m
N og HL	(blå):	(30 m + 15 m + 5 m + 5 m) * 3 = 165 m
TF, N og HL	(gul):	30 m * 3 = 90 m
TF, N og HL (kun boring TF)	(svart):	5 m * 3 = 15 m
Totalt:		1650 m

### 11.2.2 FREMGANGSMÅTE FOR BEREGNING AV TIDSFORBRUK:

Det er beregnet forventet tidsforbruk for de ulike sonene. Dette er gjort ved å ta utgangspunkt i tid til inndrift og sikring hver for seg for hvert av tunnelementene (HL, TF og N), deretter er tidene addert sammen til de ulike sonene. Unntaket er for soner som inneholder nisjer. Her kan ikke sikringsverdiene for rent løp og nisjer adderes på samme måte som inndriften fordi sikringsberegningene er gjort ut fra en gjennomsnittlig buelengde over hele nisjen som tar hensyn til både hovedløp og nisje, slik at hovedløpet allerede er medregnet i sikringstiden for nisjer. For sonene med tverrforbindelser må derimot inndrift og sikring for hovedløp og forbindelser adderes.

For det rene hovedløpet er verdiene hentet fra framdriftsberegningen i kap.9 der det ble fastsatt ulike inndrifter for ulike salvelengder avhengig av bergmasseklasse. Verdiene var som følger:

Klasse C:	5 m salver	66,6 m/uke	6,82 h/salve
Klasse D:	5 m salver	66,6 m/uke	6,82 h/salve
Klasse E:	3 m salver	54,61 m/uke	4,99 h/salve
Klasse F:	2 m salver	43,92 m/uke	4,14 h/salve

For nisjene og tverrforbindelsene er det tatt utgangspunkt i de beregnede tidsforbrukene på henholdsvis 31,3 h/nisje og 25,04 h/tverrforbindelse. Nisjene drives med like salvelengder som hovedløpet, tverrforbindelsene beregnes med gjennomsnittlig salvelengde på 2 m.

Antatte salvelengder gjelder også ved beregning av nødvendig tid til sikring. Her er det gått ut fra de nødvendige tidsforbrukene beregnet i kapittel 10 og funnet verdier for gjeldende salvelengde. Ved bolting er det her valgt boltelengde på 6 m.



Siden nisjene er beregnet ut fra en gjennomsnittlig buelengde på 24,96 m er det ikke gjort beregninger for den maksimale buelengden på 26,08 m. Dermed vil inndriften bli noe lavere i disse sonene enn vist her. Det antas imidlertid at det ikke vil være snakk om en stor tidsforskjell i klasse C og D, derimot noe mer i klasse E og F på grunn av flere sikringsmetoder. Det skal også nevnes at ved å ha valgt reduserte salvelengder for klasse E og F for å gi konservative estimater, slår dette tilbake her ved at korte salvelengder gir en kortere salvesyklus enn det faktiske behovet. Det bør derfor legges til noe tid for å kompensere for dette, evt velge skytetider der det er rom for ekstra tidsforbruk. Beregningene finnes i Excelark i bilag 4, resultatene vises i tabell 24.

**TABELL 24 TIDSFORBRUK INNDRIFT OG SIKRING**

Tidsforbruk ved ulike soner:		HL	HL + N	HL + TF	H + N + TF
Klasse C	5 m	10,95 h/salve	13,08 h/salve	15,89 h/salve	18,01 h/salve
Klasse D	5 m	13,55 h/salve	16,01 h/salve	19,27 h/salve	21,73 h/salve
Klasse E	3 m	25,27 h/salve	28,15 h/salve	42,07 h/salve	44,95 h/salve
Klasse F	2 m	27,21 h/salve	29,93 h/salve	49,35 h/salve	52,07 h/salve

Av disse syklusene ser man at det ikke er mulig å få til mange salver daglig, da syklusene tar svært lang tid. Spesielt lang tid tar det for klassene E og F der fjellet er antatt dårlig. Det er disse klassene det er knyttet mest usikkerhet til også, på grunn av konservative valg når det gjelder salvelengder og faktorer.

Når tunnelen nærmer seg gjennombrudd vil det naturligvis ikke være nødvendig å bore like lange sonderhull eller bolte like langt forover. Også i tverrforbindelsene er dette tilfelle, forbindelsene er så korte at bolter, sonder- og kjerneborhull må vurderes nærmere for å danne et mer nøyaktig bilde av salvesyklusen. Dette resulterer i at de beregnede syklusene egentlig kan innskrenkes i disse områdene. Dette blir ikke kommentert ytterligere i denne oppgaven.

### 11.2.3 SPRENGETIDER FOR DE ULIKE SONENE:

I det følgende er det gjort vurderinger for hver av de ulike salvesyklusene som ble funnet i tabell x. Ved å se på når de ulike salvene kan skytes i løpet av en dag er det videre mulig å bestemme hvor lang tid det vil ta å drive hele tunnelen. Det vil her blir sett på to ulike alternativ til restriksjoner i forhold til når det er tillatt å spreng salver, se tabell 25. Dette er gjort for å se hvilken forskjell de utgjør. Ved å se på trafikkvariasjonene fra Væretunnelen kan tidspunktene planlegges best mulig slik at en unngår å måtte stanse trafikken på ugunstige tidspunkt og opparbeide lange køer.

**TABELL 25 TO RESTRIKSJONSALTERNATIV**

A	B
10.00 – 14.00	05.00 – 06.30
19.30 – 06.00	10.00 – 14.00
	19.30 – 23.30

Siden det skal beregnes drivetid til hver av de 16 tilfellene - for begge restriksjonsalternativene - vil ikke hvert tilfelle bli beskrevet i detalj. Det er først beskrevet tre utvalgte tilfeller, deretter følger tilfellene for klasse D da disse utgjør størsteparten av tunnelen, klasse C, klasse E og klasse F. Det er laget illustrasjoner for flere av salvesyklusene der hver salve er plottet inn, men dette vises kun for ett tilfelle her (hovedløp og nisje klasse C) pga plasshensyn. De resterende illustrasjonene finnes i Excelfil i bilag 5. Fremgangsmetode er vist for de første tilfellene, for de resterende er resultatene gitt i korte trekk.

**Hovedløp klasse C, korteste salvesyklus:**

Den korteste salvesyklusen oppnås naturligvis ved sprengning av rent hovedløp i de beste fjellforholdene (10,95 h/salve). Lengde på sone med rent hovedløp er funnet til 1275 m. Det er umulig å vite eksakt hvordan fjellforholdene endrer seg gjennom tunnelen, men dersom man går ut fra antakelsen om at 10 % ligger i klasse C, utgjør dette for hovedløpet 127,5 m, dvs ca 26 salver à 5 m. Ut fra dette vurderes skytetidspunkt og antall mulige salver per dag:

A: Dersom man skyter første salve kl.06.00 for å komme i gang så tidlig som mulig blir neste salve tidligst kl.19.30 pga rushtrafikken. Neste mulige salve blir deretter kl.10.00, så kl.21.00 og kl.10.00 igjen. Automatisk stilles skytetidene seg inn på disse to sistnevnte tidspunktene. Dette er i utgangspunktet fornuftige tider, da sprengning og store deler av støvende arbeid ikke blir gjort på nattetid. For denne syklustiden kan det dermed skytes to salver per døgn. Å drive denne sonen med 26 salver i klasse C vil dermed ta 13 dager.

B: Dersom man starter første salve kl.06.00 vil også her rushtrafikken gjøre at skytetidspunktene stiller seg inn på to klokkeslett: 06.30 og 19.30. Det vil altså ikke være noen hensikt å ha tillatte sprengningstider på natten, da det ikke utgjør noen forskjell på antall salver per dag. Disse tidspunktene er muligens enda mer gunstige med tanke på nattarbeid og støy enn de som ble funnet i A. Dette taler for et tillatt skytetidspunkt klokken 06.30. Det er imidlertid ikke slingringsmann mellom kveldssalve og morgensalve her. Drivetid blir også her 13 dager.

**Hovedløp og nisje klasse C, varierende salvetidspunkt:**

Disse salvene tar i overkant av 13 timer. Denne sonen utgjør 16,5 m av tunnelen ved antakelsen om klasse C i 10 %, dvs fire salver à 5 m.

A: Disse fire salvene kan utføres i løpet av to dager, dette er illustrert i figur 29. For å synliggjøre variasjonen i tidspunkt som kan oppstå over lengre tid, i motsetning til forrige tilfelle der skytetidene ble til samme tidspunkt hver dag, er det plottet flere salver. Illustrasjonen viser at det ikke er mulig å få til to salver hver dag ved en slik syklustid, hver fjerde dag rekker man bare en salve. Den viser videre at salvene vil variere fra dag til dag og danne et mønster som går over fire dager. Mønsteret går her over hele dagen slik at det ikke vil gi store forskjeller om man starter på et annet tidspunkt. Slike variasjoner gjør at det blir mindre slingringsmann og man bør sørge for å overholde de tidene som er satt.

B: Også i dette tilfellet faller skytetidspunktene inn i en rytme som gjentas hver tredje dag. Ved en start på 06.00 vil tidspunktene stille seg inn på 05.00-19.30-10.00-23.00-12.00, dvs hver tredje dag rekker man kun en salve, i motsetning til de andre dagene. Siden det i dette tilfellet bare skal skytes fire salver blir drivetiden 2 dager.

Tillatt skytetid A							
13 timers salve med start kl 06.00							
	Dag 1	Dag 2	Dag 3	Dag 4	Dag 5	Dag 6	Dag 7
00.00							
01.00				x			
02.00							
03.00					x		
04.00							
05.00							
06.00	x						
07.00							
08.00							
09.00							
10.00		x				x	
11.00							
12.00			x				x
13.00							
14.00				x			
15.00							
16.00							
17.00							
18.00							
19.00							
20.00	x				x		
21.00							
22.00							
23.00		x				x	

FIGUR 29 ILLUSTRASJON 13 TIMERS SALVESYKLUS

**Hovedløp i klasse D, den største delen av tunnelen:**

Her er salvesyklustiden funnet til 13,55 t, her forenklet til 14 timer med tillegg og slingringsmonn. Denne sonen utgjør tilsammen 1275 m, hvorav 77% ligger i klasse D, dvs 981,75 m (197 salver à 5 m) og er den som forekommer oftest gjennom tunneløpet. Det vil derfor sees nærmere på denne hvordan salvene påvirkes over lengre tid. Skytetidspunktene for 30 dager er vist i tabell 26. De skraverte/uskraverte rutene markerer skiller mellom dagene:

TABELL 26 SKYTETIDSPUNKT

Salvenr:	A:	B:	Salvenr:	A:	B:
1	06.00	06.00	29	00.00	19.30
2	20.00	20.00	30	14.00	10.00
3	10.00	10.00	31	04.00	05.00
4	00.00	05.00	32	19.30	19.30
5	14.00	19.30	33	10.00	10.00
6	04.00	10.00	34	00.00	05.00
7	19.30	05.00	35	14.00	19.30
8	10.00	19.30	36	04.00	10.00
9	00.00	10.00	37	19.30	05.00
10	14.00	05.00	38	10.00	19.30
11	04.00	19.30	39	00.00	10.00
12	19.30	10.00	40	14.00	05.00
13	10.00	05.00	41	04.00	19.30
14	00.00	19.30	42	19.30	10.00
15	14.00	10.00	43	10.00	05.00
16	04.00	05.00	44	00.00	19.30
17	19.30	19.30	45	14.00	10.00
18	10.00	10.00	46	04.00	
19	00.00	05.00	47	19.30	
20	14.00	19.30	48	10.00	
21	04.00	10.00	49	00.00	
22	19.30	05.00	50	14.00	
23	10.00	19.30	51		
24	00.00	10.00	50		
25	14.00	05.00	51		
26	04.00	19.30	52		
27	19.30	10.00	53		
28	10.00	05.00			

Ved alternativ A vil man komme inn i en rytme der man får to dager med to salver og èn salve på dag tre. Skytetidspunktene går over hele døgnet. Ved alternativ B får man skutt tre salver på to dager til mer gunstige klokkeslett, da disse ikke varierer i like stor grad. Man ser at forskjellen på de to alternativene utgjør fem salver på 30 dager, noe som på sikt får en konsekvens for drivetiden, men ikke all verden:

Drivetid A:  $197 \text{ salver} / (5 \text{ salver}/3 \text{ dager}) = 118,2 \text{ dager} = \text{ca } 4,0 \text{ mnd}$

Drivetid B:  $197 \text{ salver} / (3 \text{ salver}/2 \text{ dager}) = 131,3 \text{ dager} = \text{ca } 4,4 \text{ mnd}$

**Hovedløp og nisje i klasse D:**

Slike soner gjelder i 165 m av tunnelen. 77 % av dette utgjør 127 m (ca 26 salver). Hver salve tar 16,01 timer. Ved å plote salvene i diagram stabiliserer de seg raskt på 06.00-22.00-14.00 eller 11.30-03.30-19.30. Uansett hvem man velger blir framdriften tre salver på to dager, men nistnevnte har noe mer slingringsmonn enn den første. Dersom man ikke tillater nattarbeid må man imidlertid ta den med minst slingringsmonn. I og med at

det skal drives 27 slike salver er dette ugunstig, da uventede ting kan skje slik at man trenger litt ekstra tid. Der er likevel ikke sikkert at alle de 27 salvene kommer etter hverandre, slik at dette blir en usikker vurdering.

Drivetid A:  $26 \text{ salver} / (3 \text{ salver}/2 \text{ dager}) = 17,3 \text{ dager}$

Drivetid B:  $26 \text{ salver} / (3 \text{ salver}/2 \text{ dager}) = 17,3 \text{ dager}$

#### **Hovedløp og tverrforbindelse i klasse D**

Denne sonen gjelder for 90 m av tunnelen, hvor 77% utgjør 69,3 m (ca 14 salver à 5 m). Salvesyklusen er funnet til 19,27 h/salve, dvs 19,5 t. På samme måte er syklustidene tegnet opp, og etter kort tid innstiller de seg på klokkeslettet 19.30. I en av de første dagene er det mulig å få til to salver, men deretter kun en per dag. Dette vil si at 14 salver gjøres på 14 dager ved alternativ A. Det er ikke mulig å få til flere salver ved strengere restriksjoner i alternativ B, man får uansett like lang drivetid.

Drivetid A: 14 dager

Drivetid B: 14 dager

#### **Hovedløp, nisje og tverrforbindelse i klasse D**

Også denne sonen gjelder i 90 m av total lengde, dvs 69,3 m eller 14 salver. Med en syklustid på 22 timer (21,73 h/salve) er det kun to timer av døgnet som ikke benyttes. Det vil derfor bli mulig å drive én salve per dag, og det gir ingen forskjeller i de ulike alternativene. Restriksjoner har dermed ingen betydning her.

Drivetid A: 14 dager

Drivetid B: 14 dager

#### **Hovedløp og tverrforbindelse i klasse C**

Sonens lengde er på 90 m, slik at klasse C (10%) utgjør 9 m (2 salver à 5 m). Siden syklustiden er på 15,89 timer kan det benyttes like salvetidspunkt som for «Hovedløp og nisje i klasse D», som ga tre salver på to dager.

Drivetid A:  $2 \text{ salver} / (3 \text{ salver}/2 \text{ dager}) = 1,3 \text{ dager}$

Drivetid B:  $2 \text{ salver} / (3 \text{ salver}/2 \text{ dager}) = 1,3 \text{ dager}$

#### **Hovedløp, nisje og tverrforbindelse i klasse C**

Sonens lengde er på 90 m, slik at klasse C (10%) utgjør 9 m (2 salver à 5 m). Syklustiden på 18,01 timer gir skytetider som varierer mye over døgnet. Mønsteret gjentar seg hver fjerde dag og man rekke åtte salver på seks dager, dvs to salver hver fjerde dag, ellers én salve. Da det her bare skal drives to salver vil det være behov for to dager, uansett alternativ.

Drivetid A: 2 dager

Drivetid B: 2 dager

#### **Hovedløp i klasse E**

Sonens lengde er på 1275 m, klasse E utgjør 8,2% av tunnelens lengde, slik lengden i dette tilfellet blir 104,6 m (35 salver à 3 m). Med en syklustid på 25,27 timer er det akkurat ikke mulig å rekke én salve i døgnet. På 13 dager vil man drive 12 salver. Ved strengere restriksjoner på skytetiden vil man rekke 8 salver på 9 dager.

Drivetid A:  $35 \text{ salver} / (12 \text{ salver}/13 \text{ dager}) = 37,9 \text{ dager}$

Drivetid B:  $35 \text{ salver} / (8 \text{ salver}/9 \text{ dager}) = 39,4 \text{ dager}$

Det er altså ingen stor forskjell på alternativene her.

#### **Hovedløp og nisje i klasse E**

Slike soner gjelder i 165 m av tunnelen. 8,2 % av dette utgjør 13,5 m, 5 salvelengder på 3 m. Salvetid er 28,15 timer. Ved å starte tidlig (06.00) første dag rekker man fem salver på seks dager, restriksjoner eller ikke.

Drivetid A: 6 dager

Drivetid B: 6 dager

#### **Hovedløp og tverrforbindelse i klasse E**

Denne sonen gjelder for 90 m av tunnelen, hvor 8,2% utgjør 7,4 m, dvs 3 salvelengder på 3 m. Med salvesyklus på 42,07 timer vil man rekke tre salver på fire dager ved A. Med restriksjoner tar det fem dager.

Drivetid A: 4 dager

Drivetid B: 5 dager

#### **Hovedløp, nisje og tverrforbindelse i klasse E**

Også denne sonene gjelder i 90 m av total lengde, dvs 7,4 m (3 salver på 3 m). Med salvetid 44,95 timer får vi samme resultat som for hovedløp og tverrforbindelse i klasse E.

Drivetid A: 4 dager

Drivetid B: 5 dager

#### **Hovedløp i klasse F**

Sonens lengde er på 1275 m, 5% utgjør 63,75 m, 32 salver på 2 m. Her brukes samme verdier som hovedløp og nisje i klasse E.

Drivetid A:  $32 \text{ salver} / (5 \text{ salver}/6 \text{ dager}) = 38,4 \text{ dager}$

Drivetid B:  $32 \text{ salver} / (5 \text{ salver}/6 \text{ dager}) = 38,4 \text{ dager}$

#### **Hovedløp og nisje i klasse F**

Slike soner gjelder i 165 m av tunnelen. 5 % av dette utgjør 8,3 m, 5 salver à 2 m. Her brukes samme verdier som hovedløp og nisje i klasse E da salvetallet er kraftig redusert og det ikke er snakk om mye lengre salver.

Drivetid A:  $5 \text{ salver} / (5 \text{ salver}/6 \text{ dager}) = 6 \text{ dager}$

Drivetid B:  $5 \text{ salver} / (5 \text{ salver}/6 \text{ dager}) = 6 \text{ dager}$

### Hovedløp og tverrforbindelse i klasse F

Denne sonen gjelder for 90 m av tunnelen, hvor 5% utgjør 8,3 m, dvs 5 salvelengder på 2 m. Ved 49,35 timers syklus tar fem salver ni dager.

Drivetid A: 9 dager

Drivetid B: 9 dager

### Hovedløp, nisje og tverrforbindelse i klasse F

Denne sonen gjelder for 90 m av tunnelen, hvor 5% utgjør 8,3 m, dvs 5 salvelengder på 2 m. Med syklus på 52,07 timer rekker man fem salver på ni dager.

Drivetid A: 9 dager

Drivetid B: 9 dager

## 11.2.4 DRIVETID VÆRETUNNELEN

Ved å summere de ulike tilfellene finnes den totale drivetiden for tunnelen:

TABELL 27 DRIVETID VED ALTERNATIV A

A:	Salvelengde:	HL	HL + N	HL + TF	HL + N + TF	Sum:
Lengde:		1275 m	165 m	90 m	90 m	1620 m
Klasse C:	5 m	13	2	1,3	2	18,3
Klasse D:	5 m	118,2	17,3	14	14	163,5
Klasse E:	3 m	37,9	6	4	4	51,9
Klasse F:	2 m	38,4	6	9	9	62,4
Sum:		207,5	31,3	28,3	29	<b>296,1</b>

Dersom det kun er restriksjoner på skytetider under rushtrafikken vil det ta 296,1 dager å drive tunnelen. Dette tilsvarer 9,87 måneder.

TABELL 28 DRIVETID VED ALTERNATIV B

B:	Salvelengde:	HL	HL + N	HL + TF	HL + N + TF	Sum:
Lengde:		1275 m	165 m	90 m	90 m	1620 m
Klasse C:	5 m	13	2	1,3	2	18,3
Klasse D:	5 m	131,3	17,3	14	14	176,6
Klasse E:	3 m	39,4	6	5	5	55,4
Klasse F:	2 m	38,4	6	9	9	62,4
Sum:		222,1	31,3	29,3	30	<b>312,7</b>

Dersom det i tillegg til rushtrafikken ikke er lov å drive sprengningsarbeider på nattestid vil det ta 312,7 dager å drive tunnelen. Dette tilsvarer 10,42 måneder.

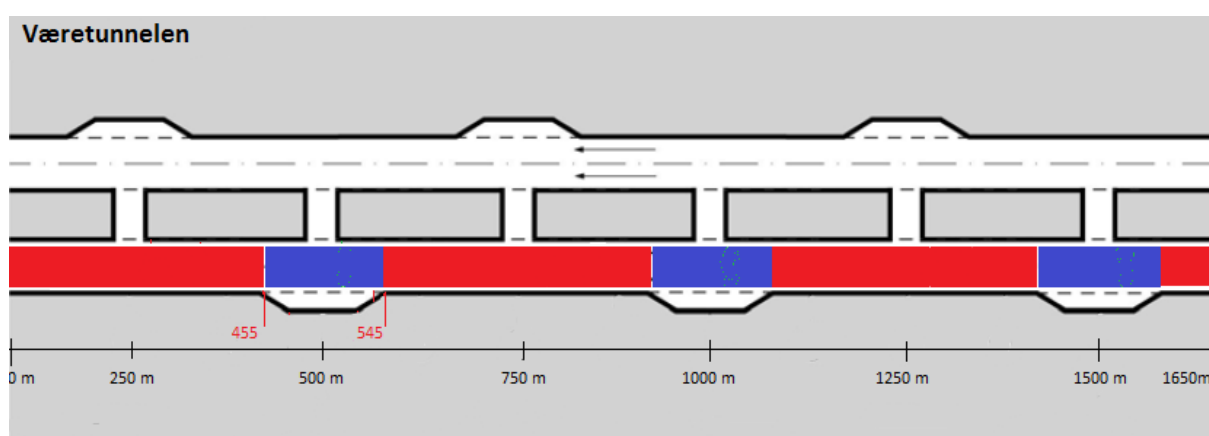
I disse drivetidene er ikke siste salve i tverrforbindelsene medregnet, da disse tas på slutten i løpet av en natt. Resultatene viser ikke store forskjeller på de to restriksjonsalternativene, slik at man da må vurdere effekten opp mot innsparingene ved å drive på natten.

## 11.3. DRIVE HOVEDLØP MED NISJER FØRST, DERETTER TVERRFORBINDELSENE:

### 11.3.1 BESKRIVELSE:

Først drives hovedløpet med nisjer igjennom, deretter settes det i gang driving av tverrforbindelsene. En slik løsning fører til stor fleksibilitet ved at boring og lading av tverrforbindelsene kan foregå jevnt ved vekseldrift, da utstyret flyttes til neste forbindelse etter utført arbeid. I tillegg tillates utlasting i to ender slik at utstyret ikke kommer i konflikt med hverandre, så fremt det er deponimuligheter på begge sider. Siden det er 250 m mellom tverrforbindelsene vil det ikke være problemer tilknyttet sprengning i en tverrforbindelse og annet arbeid i en annen forbindelse da man slipper å flytte utstyret. Begrensningen i arbeidet ligger i ventilasjon av farlige gasser. For tverrforbindelser flyttes riggen etter hver salve med første salvelengde på 3 m, deretter fem runder med 2 m salvelengder. I likhet med den første metoden bør siste salve i hver tverrforbindelse bores klar, men ikke skytes før alle tverrforbindelsene er klare for dette.

Framgangsmetoden er enklere oppbygd og vises i figur 30 og tabell 29.



FIGUR 30 SONEINNDELING

TABELL 29 FRAMGANGSMÅTE SALVE FOR SALVE

	Hovedløp:	Tverrforbindelse:	Kommentar:
0 m – 455 m	91 salver à 5 m		
455 m – 485 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt øker jevnt til 105,66 m <sup>2</sup>
485 m – 515 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt 105,66 m <sup>2</sup>
515 m – 545 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt minker jevnt til 78,83m <sup>2</sup>
545 m – 955 m	82 salver à 5 m (410 m)		
955 m – 985 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt øker jevnt til 105,66 m <sup>2</sup>
985 m – 1015 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt 105,66 m <sup>2</sup>
1015 m – 1045 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt minker jevnt til 78,83m <sup>2</sup>
1045 m – 1455 m	82 salver à 5 m (410 m)		
1455 m – 1485 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt øker jevnt til 105,66 m <sup>2</sup>
1485 m – 1515 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt 105,66 m <sup>2</sup>
1515 m – 1545 m	6 salver à 5 m (30 m)		Tverrsnitt minker jevnt til 78,83m <sup>2</sup>
1545 m – 1650 m	21 salver à 5 m (105 m)		

Totalt 330 salver. I tillegg kommer salver i tverrforbindelsene.



Lengdene på de ulike sonene blir:

HL	(rød):	$455 \text{ m} + (410 \text{ m} * 2) + 105 \text{ m} = 1380 \text{ m}$
N og HL	(blå):	$90 \text{ m} * 3 = 270 \text{ m}$
Totalt:		1650

**TABELL 30 TIDSFORBRUK INNDRIFT OG SIKRING**

Tidsforbruk ved ulike soner:		HL	HL + N
Klasse C	5 m	10,95 h/salve	13,08 h/salve
Klasse D	3 m	13,55 h/salve	16,01 h/salve
Klasse E	2 m	25,27 h/salve	28,15 h/salve
Klasse F	0 m	27,21 h/salve	29,93 h/salve

En ulempe med denne metoden er tiknyttet bakstuppen. Midlertidige installasjoner som går gjennom hele tunnellopet må rigges ned hver gang det sprenges. Eksempler på slike installasjoner er ventilasjonsduk, kabler og rør. Ventilasjonsduken kan fjernes da disse dukene har skjøter med jevne mellomrom, men da forhindres arbeid lenger inn i tunnelen dersom det ikke er lagt opp til utlufting i begge endene av hovedløpet. Rør og kabler må derimot sikres godt og oppheng av skytematter kan da være aktuelt.

Det er imidlertid vanskelig å forutsi hvordan åpninger i begge tunnelender vil påvirke ventilasjonen. Vær og vind vil føre til luftgjennomstrømming i tunnelen og virke med eller mot ventilasjonsanlegget avhengig av vindretning. Dette kan skape vanskelige arbeidsforhold dersom det ikke lages en portløsning i den ene enden.

En annen ulempe er at det ved denne metoden er at det totalt sett vil bli flere salver å skyte. Dette vil igjen medføre flere trafikkstanser siden dette må utføres for hver salve. Da det er ønskelig å hindre trafikken i minst mulig grad regnes dette alternativet for å være mindre aktuelt enn det første. Det vil derfor ikke bli beregnet drivetid for dette alternativet.

## 11.4 VURDERING AV RESULTATER

Ved plotting av salvesyklustider vil men naturligvis få dannet et mønster som gjentar seg etter en viss tid. Det som ble funnet her var at skytetidene gjerne ble de samme uansett når man valgte å starte første salve. Dette skyldes restriksjonene i sprengetidene. Når en salve opprinnelig vil havne i et tidsrom der det ikke er lov å sprenges, vil tidspunktet forskyves til første mulige klokkeslett og dermed vil det ikke bli mulig med mange løsninger. Dette gjelder spesielt siden salvesyklusene tar såpass lang tid som her. Det vil være en fordel å i størst mulig grad ha faste skytetidspunkt med tanke på trafikk og naboer, men dette kan være vanskelig å få til da fjellets egenskaper varierer over hele tunnallengden og forholdene ikke inndeles klassevis på samme måte som i beregningene. Ved overganger mellom fjellforhold vil det også kunne skje at skytetidspunktene ikke blir som planlagt, da salvene ikke kan påbegynnes før forrige er avsluttet. Dette er forhold man ikke kan planlegges nøyaktig, men som må vurderes etter hvert i drivingen. Det vil være en fordel å ha noe slingringsmonn mellom salvene i tilfelle uforutsette situasjoner oppstår. Selv om illustrasjonene som er laget viser mønster og faste skytetider vil flere av sonene være så korte at man ikke merke noe til mønster og faste salvetider her. Disse blir derfor mer gjeldende ved lange soner med samme fjellforhold. De forenklinger og avrundinger som er gjort vil kunne gi feil resultat i tillegg til noen salver burde vært forlenget. Feilen regnes imidlertid å være liten da man stort sett vil rekke like mange salver på likt antall dager uansett, tidspunktene vil bare bli forskjøvet.

Ved å drive hovedløp, nisjer og tverrforbindelser fortløpende gjennom tunnelen vil det med de antakelser som er gjort ta ca 10 måneder å drive tunnelen dersom man får sprenges på natten. Dersom dette ikke tillates vil

drivingen ta ca 10,4 måneder. Det er altså lite forskjell på resultatene for de to alternativene til restriksjoner. Det må derfor vurderes opp mot konsekvensene av å drive arbeid på natten.

## 12. AVSLUTTENDE KOMMENTARER

### **Forundersøkelser:**

Det er i dette prosjektet knyttet stor usikkerhet til geologien. Forundersøkelser er avgjørende for den videre planleggingen og må settes i gang så fort som mulig. Dette vil føre til mer nøyaktige vurderinger og resultater som stemmer bedre med virkeligheten. Inspeksjoner og muligheter til å endre planene underveis i drivingen vil være helt nødvendig ettersom fjellforholdene endres og uforutsette hendelser muligens oppstår. Når det gjelder det eksisterende løpet vil det være behov for å inspisere dette grundig før sprengningsarbeidene begynner. Eventuelt bør ekstra sikring vurderes for å hindre skader eller nedfall under driving. Dette gjelder spesielt der sprøytebetongen er tynn eller ikke-eksisterende. Hvor mye den gamle tunnelen tåler er avhengig av bergets kvalitet, utført sikring, andre installasjoner og tilstanden til disse.

### **Avstand mellom løp:**

Dagens veg legger ingen føringer for hvor det nye løpet skal etableres. Det vil hovedsakelig bli rystelsesnivået som avgjør dette. Ut fra beregningene og vurderingene som her er gjort plasseres det nye løpet på sørsiden av dagens tunnel med en 14 m fjellstappe mellom løpene. Påhuggsområdene må videre vurderes spesielt etter inspeksjon og forundersøkelser på området.

### **Kontraktsforhold:**

På grunn av de usikkerheter som er tilknyttet tunneldriving kan det være aktuelt å gjøre det klart i kontrakten med entreprenøren at avstanden mellom løpene kan vurderes endret underveis dersom fjellforholdene tilsier dette. Det er da viktig å ha avklart hvordan slike endringer skal påvirke byggherre og entreprenør. Man er da bedre rustet til å takle en slik situasjon dersom det skulle oppstå.

### **Berørte parter:**

God kommunikasjon med berørte parter vil være svært viktig for å oppnå et godt samarbeid mellom disse og prosjektet. Ved å opplyse om når sprengninger vil utføres kan skader og misnøye unngås. Rystelser må overvåkes med rystelsesmålere slik at man har kontroll på vibrasjonsnivået. Videre kan forsiktig sprengning og pilotsprengning benyttes for å finne riktig nivå. Det er relativt langt til naboer med unntak av noen få som ligger ca 300-400 m unna tunneløpet. Det kan da eventuelt vurderes om det vil lønne seg å sørge for midlertidig boplass eller liknende tiltak for de få det gjelder, slik at man kan effektivisere sprengningsarbeidet ved nattarbeid og på denne måten få ferdigstilt tunnelen raskere.

### **Tidligere prosjekter:**

De tidligere prosjektene det er sett på er gjennomført uten store problemer. Det er nyttig å ta med seg erfaringer fra slike prosjekter i planleggingen og drivingen av nytt løp. Resultater herfra viser at avstand mellom løpene kan være vesentlig mindre enn hva rystelsesberegningene i denne oppgaven tilsier. Under driving av Strindheimtunnelen ble det ikke oppdaget oppsprekking, nedfall eller andre skader som følge av skytingen til tross for høye rystelsesnivå. Dette tyder på at fjellet har god evne til å tåle høye vibrasjoner og forsterker påstanden om at grenseverdien bør vurderes spesielt. Det er alltid en mulighet for at mindre skader kan forekomme i eksisterende løp under sprengningsarbeidet. Selv om det ikke er tatt avgjørelser på i hvilken grad det eksisterende løpet skal pusses opp, antas det at det er snakk om vesentlige oppgraderinger. Små skader som ikke virker inn på trafiksikkerheten vil derfor ikke anses som et stort problem.

### **Trafiksikkerhet og trafikkavvikling:**

Siden dagens løp må være åpent for trafikk under anleggsperioden må det holdes åpent, trygt og upåvirket av arbeidene, så langt det er mulig. Lange køer og dårlige omkjøringsalternativer er ugunstig for trafikantene, prosjektet og miljøet. Drivetiden vil medføre store konsekvenser for trafikken. En høyt trafikkert veg som E6 som i tillegg er hovedfartsåre mellom nord og sør bør ikke stenges oftere enn høyst nødvendig.

**Beregninger:**

I forbindelse med de ulike beregningene som er gjort vil det være flere av antakelsene som bør vurderes ved videre arbeid. De rapporter som er benyttet er basert på erfaringer og valgte parametre som ikke nødvendigvis stemmer i dette prosjektet. Excel-filer der beregningene er gjennomført vil oversendes til Vegvesenet.

**Drivemetode:**

Anbefalt drivemetode er vurdert til driving av hovedløp, nisjer og tverrforbindelser fortløpende gjennom tunnelen. Det kan videre vurderes hvorvidt det vil lønne seg å drive både fra Trondheimssida og Stjørdalssida. I utgangspunktet vil drivingen ta halvparten av tiden, men det krever imidlertid dobbelt sett med utstyr. Det nye løpet er forutsatt 1650 m, en kort tunnel der det kanskje ikke er lønnsomt i lengden. Det stiller seg naturligvis annerledes dersom det åpnes for utbygging av parallellt løp i Stavsjøfjelltunnelen om kort tid, da det kan øke lønnsomheten i forhold til utstyr og riggområde. Fordelen med å drive fra en side er imidlertid færre områder som sjeneres av støy og anleggstraafikk over lengre tid. 10 måneder vurderes som rimelig drivetid for en tunnel. Eventuelt kan denne bli noe lenger dersom man ikke får skutt salver om natten.

**Sikkerhet og kvalitet:**

Det vil til slutt oppfordres til å ha sikkerhet under driving og etter ferdigstillelse, samt et sluttprodukt av god kvalitet som hovedmål under planlegging og gjennomføring til tross for at dette kan gå på bekostning av tid og kostnader. Miljøaspektet, trafiksikkerhet og lang levetid vil på sikt være det mest lønnsomme for samfunnet.

## 13. VIDERE ARBEID:

Denne oppgaven har tatt for seg noe av det som må vurderes tidlig i en planprosess. Den er basert på noe informasjon og erfaringer fra liknende prosjekter, men mer bakgrunnsmateriale vil være nødvendig for å gå videre med planleggingen. Forhold angående geologi og fjellets egenskaper er i dag uavklart og geologiske forundersøkelser og erfaringsutveksling må utføres for å kunne gjøre bedre og mer sikre vurderinger. Videre har rystelsesberegningene som er gjort dannet et utgangspunkt for plassering av nytt tunnelløp, men før dette bestemmes må denne vurderes videre.

Det oppsto under rystelsesberegningene resultater som avvek fra det som ble forventet. Uansett om dempingskoeffisienten ble beregnet som avhengig av salvelengder eller ikke, ble resultatet at fjellstabbetykkelse 15-30 m gir økende rystelser med minkende fjellfaktor. Dette er et punkt det kan være interessant å se på videre da årsaken til dette ikke ble funnet her.

Beregninger på framdrift, sikring og drivetid er basert på erfaringsdata og antakelser fra kandidatens side. Der informasjonen ikke har vært tilstrekkelig er det gjort forenklinger. Det vil derfor være parametre og faktorer som kan endres slik at de tilfredsstillende Væretunnelen på en bedre måte. Beregningene er utført i Excelark (bilag) med det formål at disse skal kunne benyttes i det videre arbeidet.

De temaer det ikke er sett på i denne oppgaven, som for eksempel riggområde, teknisk utstyr og massetransport må videre avklares for å estimere en mer nøyaktig drivetid. Ikke minst er kostnadsberegninger avgjørende for valg av drivemetode og prosjektgjennomføring. Det kan eventuelt videre vurderes hvorvidt det er kostnadseffektivt å drive forsiktig med kortest mulig tverrforbindelser kontra å legge vegen noe mer ut til siden for å kunne drive nytt løp mer effektivt med mindre hensyn til rystelser dersom disse viser seg å være begrensede.

## REFERANSER

### PROSJEKTRAPPORTER FRA NTNU ANLEGGSDRIFT:

14A-98 Fjellsprengningsteknikk, Sprengning med restriksjoner (1998)  
2A-05 Drill and Blast Tunnelling Blast Design (2006)  
2B-05 Drill and Blast Tunneling Advance Rate (2007)  
2F-99 Tunneldrift, Enhetstidsystem for driving, sikring og innredning (1999)

### REFERANSELISTE

Asplan Viak. (2012). *Trafikkutvikling E6 øst Trondheim - Stjørdal*. Hentet februar 27, 2013 fra [http://www.vegvesen.no/\\_attachment/399973/binary/686223?fast\\_title=Trafikkutvikling+E6+%C3%B8st\\_TS.pdf](http://www.vegvesen.no/_attachment/399973/binary/686223?fast_title=Trafikkutvikling+E6+%C3%B8st_TS.pdf)

Atlas Copco. (2013). *Boomer We3 C*. Hentet mai 25, 2013 fra <http://www.atlascopco.no/nono/products/navigationbyproduct/Product.aspx?id=1520765&productgroupid=1401284>

Fjærtøft, E. (2012). Prosjektoppgave: Mulighetsstudium for utvikling av ny E& mellom Ranheim og Stjørdal med utgangspunkt i en fartsgrense på 90 km/t. Trondheim. Upublisert.

Flybussen. (2013). Hentet mars 05, 2013 fra <http://flybussen.no/Trondheim>

Geoinnsyn. (2013). *Trondheim*. Hentet juni 02, 2013 fra <http://geoinnsyn.nois.no/trondheim/?project=trondheim>

Google maps. (2013). Hentet juni 04, 2013 fra <https://maps.google.no/>

Jernbaneverket. (2009). *"Tunnel-sjæfen" i Gevingåsen*. Hentet mars 06, 2013 fra <http://www.jernbaneverket.no/no/Prosjekter/Prosjekter/Ferdige-prosjekter/Gevingasen-tunnel/Prosjektartikler/Tunnel-sjafen-i-Gevingasen/>

Jernbaneverket. (2010a). *Rystelser langt under kravet*. Hentet mars 06, 2013 fra <http://www.jernbaneverket.no/no/Prosjekter/Prosjekter/Ferdige-prosjekter/Gevingasen-tunnel/Prosjektartikler/Rystelser-langt-under-kravet/>

Jernbaneverket. (2010b). *Gjennomslag mot E6 i Gevingåsen*. Hentet mars 06, 2013 fra <http://www.jernbaneverket.no/no/Prosjekter/Prosjekter/Ferdige-prosjekter/Gevingasen-tunnel/Prosjektartikler/Gjennomslag-mot-E6-i-Gevingasen-/>

Norwegian Tunnelling Society. (2010). *Rock support in Norwegian tunnelling*.

NSB. (2013). Hentet mars 05, 2013 fra [www.nsb.no](http://www.nsb.no)

NTNU-Anleggsdrift. (1998). *Prosjektrapport 14A-98 FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sprengning med restriksjoner*.

Standard Norge. (2001). NS 8141:2001 Vibrasjoner og støt - Måling av svingehastighet og beregning av veilednede grenseverdier for å unngå skade på byggverk. Hentet fra [www.standard.no](http://www.standard.no)

Statens vegvesen. (2010a). *Håndbok 021*. Hentet fra [http://www.vegvesen.no/\\_attachment/61913/binary/249783](http://www.vegvesen.no/_attachment/61913/binary/249783)

Statens vegvesen. (2010b). *Første sprengning Eidsvolltunnelen*. Hentet februar 19, 2013 fra <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e6gardermoenbiri/Nyhetsarkiv/F%C3%B8rste+sprenging+Eidsvolltunnelen.121286.cms>

Statens vegvesen. (2010c). *Strindheimtunnelen fra Møllenberg til Strindheim*. Hentet mars 05, 2013 fra [http://www.vegvesen.no/\\_attachment/370377/binary/633389?fast\\_title=Tunnelinformasjonsbrosjyre+Strindheimtunnelen](http://www.vegvesen.no/_attachment/370377/binary/633389?fast_title=Tunnelinformasjonsbrosjyre+Strindheimtunnelen)

Statens vegvesen. (2010d). *Entrepriser ferdig*. Hentet mai 15, 2013 fra <http://www.vegvesen.no/Ferdigprosjekt/naveg/Entrepriser/Ferdig>

Statens vegvesen. (2010e). *Første sprengning Eidsvolltunnelen*. Hentet februar 19, 2013 fra <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e6gardermoenbiri/Nyhetsarkiv/F%C3%B8rste+sprenging+Eidsvolltunnelen.121286.cms>

Statens vegvesen. (2011). *Håndbok 051*. Hentet mars 03, 2013 fra [http://www.vegvesen.no/\\_attachment/61423](http://www.vegvesen.no/_attachment/61423)

Statens vegvesen. (2012a). *Prosjektbestilling E6 Ranheim - Værnes. Trondheim. Upublisert*.

Statens vegvesen. (2012b). *Stor trafikkvekst gir behov for å utvide Væretunnelen*. Hentet februar 19, 2013 fra <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/trondheimsteinkjer/Nyhetsarkiv/Stor+trafikkvekst+gir+behov+for+%C3%A5+utvide+V%C3%A6retunnelen.399813.cms>

Statens vegvesen. (2012c). *E6 Ranheim - Værnes, forprosjekt 2012. Trondheim. Upublisert*.

Statens vegvesen. (2012d). *E6 Ranheim - Værnes*. Hentet februar 27, 2013 fra <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/trondheimsteinkjer/Ranheim%E2%80%93V%C3%A6rnes>

Statens vegvesen. (2012e). *Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008 - 2011*. Hentet 03 06, 2013 fra [http://www.vegvesen.no/\\_attachment/380979/binary/652556?fast\\_title=Etatsprogrammet+Moderne+vegtunneler+2008+-2011.pdf](http://www.vegvesen.no/_attachment/380979/binary/652556?fast_title=Etatsprogrammet+Moderne+vegtunneler+2008+-2011.pdf)

Statens vegvesen. (2012f). *Notat vedr. anleggsgjennomføring. Trondheim, Upublisert*.

Statens vegvesen. (2012g). *Fakta om E6 Gardermoen - Biri*. Hentet februar 19, 2013 fra <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e6gardermoenbiri/Fakta>

Statens vegvesen. (u.d.). *Høringsutgave til håndbok 017*. Hentet mars 03, 2013 fra [http://www.vegvesen.no/\\_attachment/318400/binary/560170?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+017+%E2%80%93+h%C3%B8ringsutgave.pdf](http://www.vegvesen.no/_attachment/318400/binary/560170?fast_title=H%C3%A5ndbok+017+%E2%80%93+h%C3%B8ringsutgave.pdf)

Swedish Standards Institute. (2011). *SS 4604866:2011*.

Veidekke. (2011). *Eidsvolltunnelen forsert med syv måneder*. Hentet februar 19, 2013 fra <http://no.veidekke.com/nyheter-og-media/nyheter/article68785.ece>

Værnes-Ekspressen. (2013). Hentet mars 05, 2013 fra <http://vaernesekspresen.no/>

## PERSONLIG KOMMMUNIKASJON

Arne Gussiås, Strategiseksjonen, Statens vegvesen (e-post 21. mai 2013).

Ine Gressetvold, ingeniørgeolog, Statens vegvesen (møte 12. april 2013)

Vegard Opsahl, kontrollingeniør E6 Trondheim – Stjørdal, Statens vegvesen (e-post 15.mai 2013)

Harald Inge Johnsen, prosjektleder E6 Trondheim – Stjørdal, Statens vegvesen (møte 04.april 2013)

Vegard Olsen, Technical Services Lead, Orica (møte 10.mai 2013)

Øyvind Holemark, Prosjekt E6 Gardermoen-Biri, Veidekke (e-post 12.feb. 2013)

Hlynur Gudmundsson, teknisk byggeleder, Statens vegvesen (befaring i Strindheimtunnelen 01.februar 2013)

Hlynur Gudmundsson, teknisk byggeleder, Statens vegvesen (e-post 15.mai 2013)

Helge Hoven, senioringeniør, Statens vegvesen (møte 04.april 2013)

Christoffer Østvik, prosjektleder Gevingåsen (møte 07.mars 2013)

Tore Moan, Trafikkseksjonen, Statens vegvesen (e-post 25.april 2013)

Vegard Belling Grande, produksjonsleder, Skanska (e-post 05.april 2013)

## **MASTEROPPGAVE**

(TBA4935 Anleggs- og produksjonsteknikk, masteroppgave)

VÅREN 2013

for

**Eirin Fjærtøft**

E6 Væretunnelen

Anleggstekniske utfordringer ved utvidelse til to løp

### **BAKGRUNN**

Væretunnelen på E6 øst for Trondheim har i dag for liten kapasitet. Det kreves utvidelse til to tunnellop innen 2015 i følge tunnelsikkerhetsforskriften. Det er dårlige omkjøringsmuligheter, og trafikken i det eksisterende tunnellopet må derfor berøres minst mulig av byggingen av det nye løpet.

### **OPPGAVE**

Kandidaten skal vurdere anleggstekniske utfordringer knyttet til linjeføring for nytt løp i Væretunnelen basert på rystelseskrav, trafiksikkerhet, skytetidspunkt og andre restriksjoner, samt framdrift. Det skal legges vekt på å komme fram til «optimal» avstand mellom løpene og anbefalt sprengningsteknikk, samt løsninger for å minimalisere behovet for stengning av eksisterende løp i byggefasen.

## GENERELT

Opgaveteksten er ment som en ramme for kandidatens arbeid. Justeringer vil kunne skje underveis, når en ser hvordan arbeidet går. Eventuelle justeringer må skje i samråd med faglærer ved instituttet.

Ved bedømmelsen legges det vekt på grundighet i bearbeidningen og selvstendigheten i vurderinger og konklusjoner, samt at framstillingen er velredigert, klar, entydig og ryddig uten å være unødig voluminøs.

Besvarelsen skal inneholde

- standard rapportforside (automatisk fra DAIM, <http://daim.idi.ntnu.no/>)
- tittelside med ekstrakt og stikkord (mal finnes på siden <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>)
- sammendrag på norsk og engelsk (studenter som skriver sin masteroppgave på et ikke-skandinavisk språk og som ikke behersker et skandinavisk språk, trenger ikke å skrive sammendrag av masteroppgaven på norsk)
- hovedteksten
- oppgaveteksten (denne teksten signert av faglærer) legges ved som Vedlegg 1.

Besvarelsen kan evt. utformes som en vitenskapelig artikkel for internasjonal publisering. Besvarelsen inneholder da de samme punktene som beskrevet over, men der hovedteksten omfatter en vitenskapelig artikkel og en prosessrapport.

Instituttets råd og retningslinjer for rapportskriving ved prosjektarbeid og masteroppgave befinner seg på <http://www.ntnu.no/bat/studier/oppgaver>.

### Hva skal innleveres?

Rutiner knyttet til innlevering av masteroppgaven er nærmere beskrevet på <http://daim.idi.ntnu.no/>. Trykking av masteroppgaven bestilles via DAIM direkte til Skipnes Trykkeri som leverer den trykte oppgaven til instituttkontoret 2-4 dager senere. Instituttet betaler for 3 eksemplarer, hvorav instituttet beholder 2 eksemplarer. Ekstra eksemplarer må bekostes av kandidaten/ ekstern samarbeidspartner.

Ved innlevering av oppgaven skal kandidaten levere en CD med besvarelsen i digital form i pdf- og word-versjon med underliggende materiale (for eksempel datainnsamling) i digital form (f. eks. excel). Videre skal kandidaten levere innleveringsskjemaet (fra DAIM) hvor både Ark-Bibl i SBI og Fellestjenester (Byggsikring) i SB II har signert på skjemaet. Innleveringsskjema med de aktuelle signaturene underskrives av instituttkontoret før skjemaet leveres Fakultetskontoret.

Dokumentasjon som med instituttets støtte er samlet inn under arbeidet med oppgaven skal leveres inn sammen med besvarelsen.

Besvarelsen er etter gjeldende reglement NTNUs eiendom. Eventuell benyttelse av materialet kan bare skje etter godkjenning fra NTNU og ekstern samarbeidspartner Statens vegvesen. Instituttet har rett til å bruke resultatene av arbeidet til undervisnings- og forskningsformål som om det var utført av en ansatt. Ved bruk ut over dette, som utgivelse og annen økonomisk utnyttelse, må det inngås særskilt avtale mellom NTNU og kandidaten.

**(Evt) Avtaler om ekstern veiledning, gjennomføring utenfor NTNU, økonomisk støtte m.v.**  
Oppgaven utføres i samarbeid med Statens vegvesen Region midt.



**Helse, miljø og sikkerhet (HMS):**

NTNU legger stor vekt på sikkerheten til den enkelte arbeidstaker og student. Den enkeltes sikkerhet skal komme i første rekke og ingen skal ta unødige sjanser for å få gjennomført arbeidet. Studenten skal derfor ved uttak av masteroppgaven få utdelt brosjyren "Helse, miljø og sikkerhet ved feltarbeid m.m. ved NTNU".

Dersom studenten i arbeidet med masteroppgaven skal delta i feltarbeid, tokt, befaring, feltkurs eller ekskursjoner, skal studenten sette seg inn i "Retningslinje ved feltarbeid m.m.". Dersom studenten i arbeidet med oppgaven skal delta i laboratorie- eller verkstedarbeid skal studenten sette seg inn i og følge reglene i "Laboratorie- og verkstedhåndbok". Disse dokumentene finnes på fakultetets HMS-sider på nettet, se <http://www.ntnu.no/ivi/adm/hms/>. Alle studenter som skal gjennomføre laboratoriearbeid i forbindelse med prosjekt- og masteroppgave skal gjennomføre et web-basert TRAINOR HMS-kurs. Påmelding på kurset skjer til [sonja.hammer@ntnu.no](mailto:sonja.hammer@ntnu.no)

Studenter har ikke full forsikringsdekning gjennom sitt forhold til NTNU. Dersom en student ønsker samme forsikringsdekning som tilsatte ved universitetet, anbefales det at han/hun tegner reiseforsikring og personskadeforsikring. Mer om forsikringsordninger for studenter finnes under samme lenke som ovenfor.

**Oppstart og innleveringsfrist:**

Oppstart og innleveringsfrist er i henhold til informasjon i DAIM.

**Faglærer ved instituttet:** Amund Bruland

**Veileder(eller kontaktperson) hos ekstern samarbeidspartner:** Vegard Opsahl

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 23.01.2013, (revidert: 07.06.2013)

Underskrift



Faglærer